



**HAL**  
open science

# Étude comparative d'un bâtiment suivant les règles BAEL/PS92 et Eurocodes

Arnaud Baguet

► **To cite this version:**

Arnaud Baguet. Étude comparative d'un bâtiment suivant les règles BAEL/PS92 et Eurocodes. Risques. 2016. dumas-01729214

**HAL Id: dumas-01729214**

**<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01729214>**

Submitted on 12 Mar 2018

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

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

**CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS**

**CENTRE REGIONAL ASSOCIE DE NICE**

---

**MEMOIRE**

présenté en vue d'obtenir

**le DIPLOME D'INGENIEUR CNAM**

**SPECIALITE : Construction et aménagement**

**OPTION : Calcul des structures**

Par

**Arnaud BAGUET**

---

**Etude comparative d'un bâtiment  
suivant les règles BAEL/PS92 et Eurocodes**

Soutenu le 05 juillet 2016

---

**JURY**

<b>PRESIDENT :</b>	<b>M. Francis GUILLEMARD</b>	<b>Responsable ICERNER CNAM</b>
<b>MEMBRES :</b>	<b>M. Siamak TFAZZOLI</b>	<b>Responsable de la filière construction CNAM PACA</b>
	<b>M. Walter LATTANZIO</b>	<b>Enseignant tuteur CNAM NICE</b>
	<b>M. Amokrane CHABANE</b>	<b>Gérant I.C.A.</b>

## Remerciements

Ce mémoire étant le résultat de nombreux mois de travail, je tiens à remercier les personnes sans qui cela n'aurait pas pu être possible.

En premier lieu, je tiens à remercier l'ensemble de l'équipe pédagogique et administrative du CNAM avec qui il m'a toujours été agréable d'échanger. Je tiens cependant à remercier tout particulièrement M. CORRIERE pour la partie géotechnique et dynamique des structures, M. TFAZZOLI pour la partie résistance des matériaux et M. LATTANZIO pour la partie la partie béton armé et précontraint et qui fut également mon tuteur. Leurs enseignements furent les bases théoriques de ce mémoire.

Je remercie également M. GUILLEMARD, pour les conseils avisés qu'il m'a donné lors notre premier entretien.

Dans un second temps, je souhaite remercier les personnes qui au sein de mon bureau, ont contribué de manière directe ou indirecte à la réalisation de cet ouvrage. En ce sens, je remercie Rosa et surtout Cyrille pour sa pédagogie et du temps qu'il a consacré à répondre à mes questions depuis son arrivée. Mes remerciements vont également à la personne sans qui je n'aurais peut-être pas commencé les cours au CNAM, à savoir M. CHABANE, qui fut pour moi et le sera encore j'espère un formidable formateur. Je le remercie également pour la confiance qu'il m'a accordée et aussi pour m'avoir permis de m'absenter pendant trois mois pour une formation en Angleterre dans le cadre de l'obtention du BULATS.

Enfin, je remercie ma famille et tout particulièrement la femme qui partage ma vie pour son soutien, pour la relecture de ce mémoire et pour avoir pris soin de notre fille pendant mes absences répétées pour arriver à ce résultat. Rien n'aurait pu être possible sans toi.

## Abréviations et symboles

### *Majuscules latines*

AN	axe neutre
$A_c$	Aire de la section de béton
$A_s$	aires des surfaces des armatures traversant l'interface
B	diamètre de l'élément
BT	butée
C	cohésion du sol
CB	contre butée
CMi	position du centre de gravité
CDG	centre de gravité
CQC	combinaison quadratiques complète
CRi	position du centre de rigidité
CT	centre de torsion
DCH	haute ductilité
DCL	ductilité limité
DCM	ductilité moyenne
E	module de déformation
E	action sismique
$E_{cm}$	module d'élasticité sécant pour un béton de masse volumique normale
$E_{c,eff}$	module d'élasticité effectif du béton
$E_{Edx}$	effets de l'action sismique le long de l'axe horizontale x choisi pour la structure
$E_{Edy}$	effets de l'action sismique le long de l'axe orthogonal y de la structure
$E_{Edz}$	effets de l'action dus à l'application de la composante verticale de l'action sismique de calcul
$E_{Ei}$	valeur maximale due aux modes de vibration i
$E_{Ej}$	valeur maximale due aux modes de vibration j
ELS	état limite de service
ELU	état limite ultime
EN	Norme Européenne
$E_p$	module d'Young du matériau constitutif du pieu
$E_s$	module d'Young du sol à une profondeur égale au diamètre du pieu
$E_s$	valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de béton armé
$E_m$	module pressiométrique Ménard
G	module de cisaillement
G	charges permanentes
$G_{dyn}$	module de cisaillement dynamique
$G_{max}$	module de cisaillement maximal
ISS	Interaction sol structure

K	rigidité de la structure
$K_a$	coefficient de poussée active
$K_{ad}$	coefficient de poussée dynamique active
$K_f$	module linéique de mobilisation de la pression frontale pour un élément de fondation profonde
$K_{HH}$	raideur en translation
$K_{HM}$	raideur de couplage
$K_{MM}$	raideur en rotation
$K_0$	coefficient de poussée des terres au repos
$K_p$	coefficient de butée active
$L_n$	longueur d'ancrage des clous
$L_0$	longueur de flambement
M	matrice des masses de la structure
NF	Norme française
NGF	Nivellement Général de la France
P	périmètre de l'élément
$P_{ad}$	poussée globale sismique des terres
$P_{as}$	poussée statique des terres
$P_{pd}$	butée hydraulique sous séisme
$P_l$	pression limite de rupture
$P_l^*$	pression limite nette
$P_f$	pression de fluage
$P_0$	pression horizontale des terres au repos à la profondeur H
$P_s$	poussée due à une surcharge
Q	charges d'exploitations
$Q_b$	butée hydraulique
$Q_{si}$	frottement latéral unitaire limite dans la couche i d'épaisseur $e_i$ à la profondeur z
$Q_{su}$	charge mobilisable en frottement d'un pieu
$R_a$	résistance à l'arrachement du clou par mobilisation du frottement latéral dans la zone passive
S	coefficient de sol dans l'analyse sismique
$S_d(T_1)$	accélération spectrale
SRSS	square root of the sum of the squares
U	pression interstitielle à la profondeur z sous la nappe phréatique
$U_i$	vecteur propre du mode « i »
V	volume de l'élément

#### *Minuscules latines*

$a_g$	accélération de calcul au niveau d'un sol de type rocheux
$a_{gr}$	accélération maximale de référence au niveau d'un sol de type rocheux
$a_{vg}$	composante verticale de l'action sismique

$b_w$	largeur du mur [NF EN 1998]
$d_r$	déplacement entre étages
$e_i$	excentricité additionnelle
$e_0$	distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité
$e_1$	excentricité du premier ordre
$f$	hauteur totale de la fiche d'ancrage
$f_0$	hauteur de la fiche d'ancrage
$f_{ck}$	résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours mesurée sur cylindre
$f_{cm}$	valeur moyenne de la résistance à la compression du béton sur cylindre
$f_{cd}$	résistance de calcul à la compression du béton
$f_{ctd}$	résistance de calcul à la traction du béton
$f_{ctm}$	valeur moyenne de la résistance à la traction directe du béton en fonction du temps
$f_{ctk, 0.05}$	valeur inférieure de la résistance caractéristique du béton
$f_{ctk, 0.95}$	valeur supérieure de la résistance caractéristique du béton=
$f_{cvd}$	résistance de calcul en cisaillement et en compression du béton
$f_{tk}$	résistance à la traction de l'acier de béton armé (contrainte maximale)
$f_{yk}$	valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier de béton armé
$f_{yd}$	limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé
$g$	accélération de la pesanteur
$h_w$	hauteur du mur [NF EN 1998]
$i$	rayon de giration minimal
$k$	coefficient de raideur surfacique pour un élément de fondation profonde
$k_h$	coefficient sismique horizontal
$k_v$	coefficient sismique vertical
$k_w$	coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les système structuraux de murs
$l_{ot}$	distance entre éléments s'opposant au déversement
$l_s$	rayon de giration massique du plancher en plan
$l_w$	longueur du mur [NF EN 1998]
$m$	masse de l'élément
$q$	coefficient de comportement
$q_{s adm}$	frottement latéral mobilisable en statique
$q_0$	valeur de base du coefficient de comportement
$r$	coefficient fonction du type d'ouvrage de soutènement
$r_f$	palier de réaction frontal
$r_x$	racine carrée du rapport de la rigidité de torsion à la rigidité latérale dans la direction y
$v_s$	vitesse de propagation des ondes de cisaillement

### *Lettres grecques*

$\alpha$	coefficient rhéologique
$\alpha_{cc}$	facteur de réduction de $f_{cd}$

$\alpha_{ct}$	facteur de réduction de $f_{ctd}$
$\beta$	coefficient dépendant des conditions d'appuis
$\beta_{ij}$	coefficient de corrélation.
$\Delta P_{ad}$	incrément dynamique de poussée
$\Delta P_{pd}$	incrément dynamique de poussée pour une structure rigide
$\delta$	déplacement
$\varepsilon_c$	déformation relative de compression du béton
$\varepsilon_{c2}$	déformation de compression du béton au-delà de laquelle la contrainte dans le béton est constante
$\varepsilon_{cu2}$	déformation ultime (maximum) pour le diagramme parabole rectangle pour le béton comprimé
$\varepsilon_{ud}$	allongement maximal relatif de l'acier tendu dans le cas du diagramme $\sigma$ - $\varepsilon$ à palier incliné
$\varepsilon_{uk}$	valeur caractéristique de la déformation relative de l'acier de béton armé
$\varepsilon_{yd}$	allongement des aciers tendus lorsque leur contrainte est égale à leur limite d'élasticité
$\varphi_{(t, t_0)}$	coefficient de fluage
$\gamma_c$	coefficient partiel relatif aux propriétés du béton
$\gamma_h$	poids des terres humide
$\gamma_l$	coefficient de catégorie d'importance d'un ouvrage
$\gamma_s$	coefficient partiel relatif aux propriétés de l'acier
$\gamma_{sat}$	poids des terres dans un sol saturé
$\gamma_{mqS}$	coefficient de sécurité partiel applicable aux clous
$\varphi'$	angle de frottement interne effectif du sol lorsque les pressions interstitielles sont nulles
$\sigma'_{v0}$	pression verticale effective des terres au repos
$\nu$	coefficient de Poisson
$\nu$	coefficient de réduction (NF EN 1998 - arrêté du 22 octobre 2010 – article 2)
$\rho$	est la masse volumique du sol
$\rho_s$	coefficient de réduction d'un pieu
$\Psi_{E,i}$	coefficient de combinaisons pour les actions variables
$\Psi_{2i}$	coefficient minorateur de Q dans les combinaisons sismiques
$\omega_d$	pseudo-pulsation
$\omega_i$	pulsation propre du mode « i »
$\theta$	rotation fictive
$\theta$	Coefficient de sensibilité au déplacement entre étages [NF EN 1998 § 4.4.2.2(2)]
$\Gamma_{glis}$	coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement
$\Gamma_{renv}$	coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement
$\rho_s$	coefficient de réduction du frottement latéral (réduction du périmètre P)
$\eta$	coefficient d'amortissement visqueux
$\xi$	coefficient d'amortissement visqueux exprimé en pourcentage
$\tau_{cp}$	contrainte de cisaillement de calcul
$\sigma_h$	contrainte horizontale du sol
$\sigma_v$	contrainte verticale du sol

# Glossaire

---

## A

**amortissement**..... 37

Il s'agit de l'amortissement du à la structure elle-même de par le matériau qui la constitue. Le matériau en se déformant absorbe et dissipe de l'énergie aussi bien dans la phase élastique que dans la phase plastique. Le béton dissipe de l'énergie en se fissurant. Les cloisons accrochées à la structure peuvent également jouer un rôle dans l'amortissement de la structure.

**appuis élastiques**..... 39

Appui dont le déplacement est proportionnel à la réaction.

---

## C

**centre de gravité**..... 118

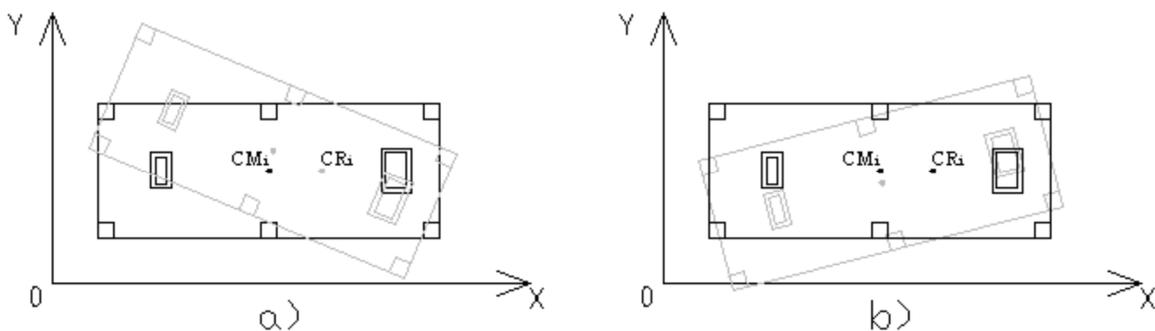
Chaque étage possède un centre de gravité  $CM_j$  à priori différent de celui des autres étages. Pour déterminer les sollicitations d'un niveau  $i$  d'un bâtiment de  $n$  étages soumis à une action sismique, il faut connaître la position de la force horizontale résultante  $V_i$  appliquée à l'étage  $i$  ;  $V_i$  étant la somme des forces d'étage au dessus du niveau  $i$ .  $V_i$  passe par le centre de gravité  $CM_i$  de l'ensemble des étages situés au-dessus de l'étage  $i$ .

Pour déterminer le centre de gravité  $CM_i$  des masses  $m_j$  situées au dessus du niveau  $i$ , il faut déterminer la masse  $m_j$ , "masse sismique" de l'étage  $j$  et la position du centre de gravité  $cm_j$  de chacun des étages au-dessus de l'étage  $i$ . cette position peut s'exprimer par des coordonnées  $X_j$  et  $Y_j$  par rapport à un système d'axe quelconque (le même pour tous les étages).

**centre de torsion**..... 118

On désigne par  $V_i$  la résultante des forces horizontales appliquées au-dessus du niveau  $i$  d'un bâtiment et qui sollicite les éléments structuraux verticaux du niveau  $i$ . Dans l'hypothèse où le plancher du niveau  $i+1$  constitue un diaphragme infiniment rigide dans son plan (aucun déplacement horizontal relatif des points de ce plan), le déplacement relatif du plancher du niveau  $i+1$  par rapport au plancher du niveau  $i$  peut être traduit comme la somme de 2 composantes :

- un déplacement translationnel (relatif du plancher du niveau  $i+1$  par rapport au plancher du niveau  $i$ ) suivant l'axe d'application de  $V_i$  ;
- une rotation (relative du plancher du niveau  $i+1$  par rapport au plancher du niveau  $i$ ). Si  $V_i$  est appliqué à gauche du bâtiment, la rotation a le sens indiqué à la figure *a*) ; si  $V_i$  est appliqué à droite, la rotation a le sens opposé – figure *b*). Il existe donc une ligne d'application de  $V_i$  telle que la rotation est nulle : elle définit la position du "centre de rigidité"  $CR_i$  des éléments structuraux verticaux du niveau  $i$ .



**contreventement** ..... 16  
Quand plusieurs éléments sollicités en compression sont liés à l'intérieur d'une structure complexe, sa stabilisation est garantie par une structure de contreventement, qui a le but de garantir au travers de sa résistance et rigidité le maintien de la forme de la structure porteuse pour des actions déstabilisantes quelconques.

---

## **D**

**domaine plastique** ..... 31  
La déformation plastique est la déformation irréversible d'un objet ; elle se produit par un réarrangement de la position relative des atomes, ou plus généralement des éléments constitutifs du matériau.

**domaine post élastique** ..... 98  
Phase où les déformations subis par des éléments réalisés en matériau ductile deviennent irréversibles après que ceux-ci aient été chargés au-delà de leur limite d'élasticité. Elle peut donner lieu à une importante dissipation d'énergie.

**ductilité** ..... 97  
Capacité d'un matériau à se déformer plastiquement sans perte significative de leur résistance.

---

## **E**

**essai pressiométrique** ..... 31  
L'essai pressiométrique est un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de fondation. Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites :

- le module pressiométrique EM qui définit le comportement pseudo-élastique du sol
- la pression limite  $p_l$  qui caractérise la résistance de rupture du sol,
- la pression de fluage  $p_f$  qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique

**Eurocodes** ..... 14  
Les Eurocodes constituent un ensemble de 58 normes européennes, d'application volontaire, harmonisant les méthodes de calcul utilisables pour vérifier la stabilité et le dimensionnement des différents éléments constituant des bâtiments ou ouvrages de génie civil, quels que soient les types d'ouvrages ou de matériaux (structures en béton, en métal, structures mixtes acier/béton, maçonnerie, bois, aluminium, règles de calcul pour les ouvrages de géotechnique et règles parasismiques).

---

## **F**

**failles** ..... 90  
Plan ou une zone de rupture le long duquel deux blocs rocheux se déplacent l'un par rapport à l'autre. Ce plan divise un volume rocheux en deux compartiments qui ont glissé l'un par rapport à l'autre. Ce déplacement et la déformation cisailante sont dus aux forces exercées par les contraintes tectoniques, qui résultent de la tectonique des plaques.

**frottement latéral** ..... 74  
Suivant son mode de réalisation, un pieu mobilise les différentes couches de sol traversées par son fût. Un phénomène de frottement latéral se met en place à l'interface pieu/sol qui permet de transmettre des efforts. Ce phénomène permet de se fonder dans des sols de qualité médiocre grâce à l'importante surface mobilisée, mais cet effet est annulé en cas de liquéfaction du sol lors d'un séisme.

---

## **I**

**interaction sol-structure** ..... 37  
Une fondation présente une raideur différente de celle du sol et ne suit pas exactement les déformations du milieu environnant : son déplacement en surface est inférieur au déplacement libre. Il résulte de cette différence des sollicitations dans la fondation, dans le sol environnant et à l'interface.

---

## **L**

**Le coefficient de comportement** ..... 97  
On le définit comme le rapport l'effort que supporterait la structure si elle était parfaitement élastique à celui qui existe dans la structure réelle pour une même déformation.

**loi MOP** ..... 26  
La loi no 85-704 du 12 juillet 1985 relative à la maîtrise d'ouvrage publique et à ses rapports avec la maîtrise d'œuvre privée, dite loi MOP1 est une loi française qui met en place, pour les marchés publics, la relation entre maîtrise d'ouvrage et maîtrise d'œuvre. Elle constitue une des bases du droit de la construction publique en France, avec le Code des marchés publics. Son rôle est de déterminer les attributions de ces deux acteurs principaux de l'acte de construire dans le cadre d'une commande publique que sont la Maîtrise d'ouvrage et la maîtrise d'œuvre.

---

## **M**

**modes propres** ..... 139  
Toute structure possède un ou plusieurs modes propres de vibration indépendants du séisme. Compte tenu de la rigidité des éléments qui la composent et de la répartition des masses en hauteur, la structure oscille librement comme une lame de ressort verticale à laquelle on aurait accroché des masses.

---

## **P**

**Périodes propres** ..... 49  
La période propre d'un système est la fréquence à laquelle oscille ce système lorsqu'il est en évolution libre, c'est-à-dire sans force excitatrice extérieure ni forces dissipatives (frottements ou résistances par exemple).

**pieux** ..... 36  
Un pieu est un élément de construction en béton, acier, bois ou mixte permettant de fonder un bâtiment ou un ouvrage. Ils sont utilisés lorsque le terrain ne peut pas supporter superficiellement les contraintes dues à la masse de l'ouvrage. Il est également possible d'utiliser des pieux pour renforcer des fondations existantes. Les pieux font partie du domaine des fondations profondes ou fondations spéciales.

***pseudo-pulsation*** ..... 56  
Correspond à la pulsation propre des oscillations libres en tenant compte de l'amortissement.

---

## **R**

***raideur*** ..... 138  
La raideur d'un élément croît avec le cube de la dimension de la section sollicitée. Elle est fonction de quatre paramètres: la nature des liaisons, la nature du matériau, la section et l'élançement de l'élément considéré.

---

## **S**

***stratigraphie*** ..... 30  
Description des strates, ou couches de terrain, qui constituent l'écorce terrestre dans le but de reconstituer l'histoire de celle-ci. (En s'appuyant sur les principes fondamentaux de continuité et de superposition, elle permet de reconstituer la chronologie relative des événements au cours des temps géologiques.)

***substratum rocheux*** ..... 39, 40, 92  
Socle rocheux sain de surface, recouvert d'une épaisseur variable de sédiments.

---

## **T**

***tréfond*** ..... 85  
Volume de terre se trouvant sous la surface du sol dont une personne est propriétaire.

## Table des matières

Remerciements .....	1
Abréviations et symboles .....	2
Glossaire .....	6
Table des matières .....	10
Introduction.....	15
1 Présentation de l'ouvrage .....	16
1.1 Introduction.....	16
1.2 Présentation du bâtiment .....	17
1.3 Réglementation .....	19
1.4 Matériaux .....	20
1.4.1 Le béton.....	20
1.4.2 L'acier .....	22
1.5 Les états-limites.....	24
1.6 Chargement .....	27
2 ETUDE DE SOL.....	28
2.1 Réglementation géotechnique .....	28
2.2 Norme NF P 94-500 – version novembre 2013 .....	29
2.3 Définition de la mission et méthode de travail .....	31
2.4 Cadre géologique général et formations rencontrées en sondage.....	32
2.4.1 Présentation .....	32
2.4.2 Résultats et analyse.....	32
2.4.3 Méthode de détermination des résultats .....	33
2.4.4 Commentaires géologiques et géotechniques.....	35
2.4.5 Caractéristiques intrinsèques des différentes couches.....	36
2.4.6 Hydrogéologie .....	36
2.4.7 Coupes géologiques.....	37
2.4.8 Adaptation au sol .....	38
3 Interaction sol-structure (ISS).....	39
3.1 Description .....	39
3.2 Prise en compte de l'ISS dans la conception .....	40
3.3 Modélisation de l'ISS .....	41
3.4 Cumul de l'ISS et du coefficient de comportement .....	41
3.5 Données géotechniques requises .....	42
3.6 Calcul selon l'Eurocode 8 – partie 5. ....	43
3.7 Calcul selon la norme NF P 94-262 Annexe I Fondations profondes .....	46

3.8	Modélisation.....	52
3.8.1	Analyse des résultats.....	53
3.8.2	Comparaison.....	54
3.8.3	Modes propres : modèle EC8 .....	55
3.8.4	Modes propres : modèle Fascicule 62.....	56
3.8.5	Modes propres : Modèle pieux 1m .....	57
3.8.6	Comparaison.....	58
3.8.7	Effort tranchant .....	59
3.8.8	Déplacements.....	61
4	Poussée dynamique.....	63
4.1	Méthode de Mononobe-Okabe .....	63
4.2	Méthode de calcul suivant l'Annexe E de l'Eurocode 8, partie 5.....	66
4.3	Calcul de la poussée dynamique .....	67
4.3.1	Récapitulatif des données .....	67
4.3.2	PAROI AMONT (NORD).....	67
4.3.3	Calcul de la poussée suivant la méthode de Mononobé-Okabé.....	68
4.3.4	PAROI AVAL (SUD) .....	69
4.3.5	PAROI LATÉRALE (EST - OUEST) .....	70
4.4	Comparaison des résultats .....	71
5	Stabilité de l'ouvrage.....	72
5.1	Présentation .....	72
5.2	Hypothèses .....	73
5.3	Bilan des efforts stabilisant et renversant.....	74
5.4	Descente de charges du bâtiment.....	75
5.5	Participation des pieux à la stabilité.....	76
5.6	Frottement des parois latérales .....	80
5.7	Butée hydraulique .....	81
5.8	Poussée des terres et surcharges.....	82
5.9	Effet dynamique du bâtiment. ....	82
5.10	Bilan des efforts.....	83
5.11	Vérification du renversement .....	83
5.12	Vérification du glissement.....	84
5.13	Préconisations .....	85
5.14	Calcul de l'effort manquant.....	85
5.15	Calcul des tirants nécessaires.....	85
6	Réglementation sismique.....	88

6.1	Préambule .....	88
6.1.1	Historique .....	88
6.1.2	Remplacement du PS92 par l’Eurocode 8 en France .....	89
6.2	Définition des données du projet.....	91
6.2.1	Contexte sismotectonique de la région .....	91
6.2.2	Zonage sismique – décrets et arrêté du 22/10/2010.....	93
6.2.3	Catégorie d’importance - EC8 § 4.2.5 + arrêté du 22/10/2010 ( <i>vulnérabilité</i> ) .....	93
6.2.4	Accélération $a_{gr}$ du substratum rocheux – décrets et arrêté du 22/10/2010 ( <i>aléa</i> ).....	94
6.2.5	Accélération de calcul pour un sol rocheux $a_g$ EC8 § 3.2.1(3).....	94
6.2.6	Classification du sol – EC8 § 3.1.....	95
6.2.7	Paramètre de sol S – EC8 § 3.2.2.2.....	97
6.3	Représentation de base de l’action sismique - EC8 § 3.2.2.....	97
6.3.1	Spectre de réponse élastique horizontal - EC8 § 3.2.2.2.....	97
6.3.2	Coefficient de correction d’amortissement visqueux $\eta$ .....	98
6.3.3	Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique horizontale.....	98
6.3.4	Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique verticale .....	98
6.3.5	Coefficient de comportement $q$ .....	99
6.3.6	Classe de ductilité.....	100
6.3.7	Type de système structural .....	101
6.3.8	Régularité en élévation .....	102
6.3.9	Valeurs de base du coefficient de comportement $q_0$ .....	103
6.3.10	Valeur du coefficient $k_w$ .....	104
6.3.11	Valeur du coefficient de comportement horizontal $q$ .....	105
6.4	Comparaison accélération PS92 / EC8 .....	106
6.5	Masses sismiques .....	108
6.6	Poussée dynamique des terres .....	109
6.7	Combinaisons de l’action sismique .....	110
6.7.1	Combinaisons des effets des composantes de l’action sismique.....	110
6.7.2	Combinaisons sismiques.....	110
7	Réalisation d’une conception Eurocode 8.....	112
7.1	Introduction.....	112
7.2	Les articles fondamentaux de l’Eurocode 8 pour la conception des bâtiments .....	115
7.3	Principes généraux de bonne conception parasismique .....	117
7.4	La régularité des bâtiments EC8-1 4.2.3.....	119
7.4.1	Régularité en plan.....	119
7.4.2	La régularité en élévation.....	122

7.5	Conception réalisée aux PS92 .....	124
7.6	Conception réalisée à l'Eurocode 8.....	126
7.7	Conséquences sur l'architecture du bâtiment .....	128
7.8	Bilan de rigidité.....	129
7.9	Vérification à torsion .....	131
7.10	Bilan sur les modifications apportées par la conception à l'EC8.....	134
7.11	Les retraits de façade .....	136
8	Analyse sismique .....	139
8.1	La modélisation .....	139
8.2	Eléments structuraux participant à la résistance au séisme.....	140
8.3	Evaluation des modes propres .....	141
8.4	Recombinaison des réponses modales .....	141
8.5	Effet accidentel de la torsion.....	141
8.6	Caractéristiques du système de contreventement .....	142
8.7	Analyse modale .....	143
8.8	Condition de joint sismique.....	146
8.9	Limitation des déplacements entre étages .....	147
8.10	Justification de l'état limite ultime et dispositions constructives .....	148
8.10.1	Effet du second ordre .....	148
9	Voiles de contreventement.....	149
9.1	Dimensionnement des voiles .....	149
9.2	Résistance à la flexion composée.....	151
9.3	Organigramme de calcul à la flexion .....	154
9.4	Résistance à l'effort tranchant .....	155
9.4.1	Efforts pris en compte .....	155
9.4.2	Vérifications.....	155
9.4.3	Condition de non glissement.....	157
9.5	Etude d'un voile de contreventement. ....	158
9.5.1	Géométrie du voile.....	158
9.5.2	Matériaux .....	159
9.5.3	Torseurs des efforts.....	159
9.5.4	Type de structure .....	159
9.5.5	Imperfections géométriques .....	160
9.5.6	Sollicitations corrigées.....	163
9.5.7	Calcul du ferrailage.....	164
9.6	Comparaison avec PS92 .....	170

9.6.1	Comparaison zone par zone .....	170
9.6.2	Comparaison du ratio d'acier .....	171
10	Calcul rideau encastré en pieds (sans tirant, ni buton).....	172
10.1	Présentation .....	172
10.2	Les modes opératoires .....	174
10.3	Méthode de calcul.....	175
10.4	Hypothèses de calculs .....	176
10.5	Détermination de la longueur de la fiche.....	177
10.6	Détermination des efforts .....	178
10.7	Détermination des sollicitations.....	179
10.8	Détermination d'une palplanche .....	181
	Conclusion .....	183
	Bibliographie.....	184
	Table des annexes .....	185
	ANNEXE 1.....	186
	ANNEXE 2.....	187
	ANNEXE 3.....	188
	ANNEXE 4.....	189
	ANNEXE 7.....	196
	ANNEXE 8.....	200
	ANNEXE 9.....	206
	ANNEXE 10.....	207
	Liste des figures.....	208
	Liste des tableaux.....	211
	RESUME .....	213
	SUMMARY .....	213

## Introduction

La sismologie est une science ancienne du point de vue de l'observation. Tantôt décrit comme un phénomène surnaturel ou au contraire attribué aux actions des éléments comme l'eau, l'air ou le feu, bien des explications ont été données pour tenter d'expliquer la cause des séismes. Les premières analyses de ce phénomène remontent à Aristote au IV<sup>e</sup> siècle avant J.-C. qui pensait qu'il y avait un lien entre les vents et les tremblements de terres. En 132, les chinois invitèrent le premier sismographe qui permettait de relever la direction du séisme. Mais il faudra attendre le XX<sup>e</sup> siècle pour que les bases scientifiques de l'étude des séismes ne soient posées.

Après un siècle de recensement de tremblement de terre à l'échelle de la planète, d'observations et d'analyses de l'effet du séisme sur les structures et du retour d'expérience quant à l'application des premières règles parasismiques, la norme européenne de conception et de dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes (*Eurocode 8*) a vu le jour.

La volonté d'uniformiser les règles de calculs à l'échelle européenne conduit notre corps de métier à devoir innover et modifier son approche vis-à-vis de la conception des bâtiments. Ce mémoire vise à mettre en évidence les incidences que peuvent avoir ces nouvelles règles en comparant l'étude d'un bâtiment conçu et réalisé en zone sismique suivant les règles BAEL et PS92, au même bâtiment répondant cette fois-ci aux respect des Eurocodes.

L'objectif de cette étude est de mesurer l'impact de ce changement de règles en vérifiant dans un premier temps la faisabilité de l'ouvrage aux Eurocodes, en mettant ensuite en avant les changements structuraux profonds (structure de contreventement, stabilité de l'ouvrage...) et enfin en faisant un parallèle entre les résultats obtenus. Cette étude permettra d'avoir une vision concrète d'un cas étudié suivant les anciennes et nouvelles normes afin de mieux pouvoir évaluer les effets du passage aux Eurocodes.

# 1 Présentation de l'ouvrage

## 1.1 Introduction

Les règles de conception du bâtiment n'ont cessé d'évoluer au cours du temps. Celles-ci s'adaptant à l'évolution de la technologie (meilleure connaissance des matériaux, des sols, essais en laboratoire, outil informatique...), s'appuyant également sur un retour d'expérience d'évènements passés notamment en matière de parasismique et enfin plus récemment, par la volonté d'uniformiser les règles de calculs en Europe avec la mise en place des **Eurocodes**.

En conséquence, notre corps de métier se retrouve en posture de devoir innover et de modifier son approche vis-à-vis de la conception des bâtiments. C'est pourquoi j'ai souhaité porter mon étude de mémoire d'ingénieur sur les incidences que peuvent avoir ces nouvelles règles en comparant l'étude d'un bâtiment conçu et réalisé en zone sismique suivant les règles BAEL et PS92, au même bâtiment répondant cette fois-ci au respect des Eurocodes. L'objectif de cette étude est de mesurer l'impact de ce changement de règles en vérifiant dans un premier temps la faisabilité de l'ouvrage aux Eurocodes, en mettant ensuite en avant les changements structuraux profonds (structure de contreventement, fondations, stabilité de l'ouvrage) et enfin en faisant un parallèle entre les résultats obtenus. Cette étude permettra d'avoir une vision concrète d'un cas étudié suivant les anciennes et nouvelles normes afin de mieux pouvoir évaluer les effets du passage aux Eurocodes.

Pour cela, j'ai choisi comme sujet d'étude un bâtiment réalisé en 2009 situé dans la ville de Cap D'Ail, dans le département des Alpes Maritimes (06). Les principaux acteurs de cette opération immobilière sont la SAGEC pour la maîtrise d'ouvrage, Bruno BOLZONI en tant qu'architecte, SUDETEC pour la maîtrise d'œuvre, APAVE comme bureau de contrôle et le BET ICA pour l'étude de la structure BA de l'ouvrage. Ce programme immobilier est un bâtiment à usage d'habitation collectif composé d'un niveau de sous-sol en infrastructure et de 5 niveaux en superstructure.

## 1.2 Présentation du bâtiment

Situé à l'extrême Sud-Est de la France, le bâtiment Cap Azzura est situé dans la commune de Cap d'ail, sur la Basse Corniche, à 300m de la principauté de Monaco.

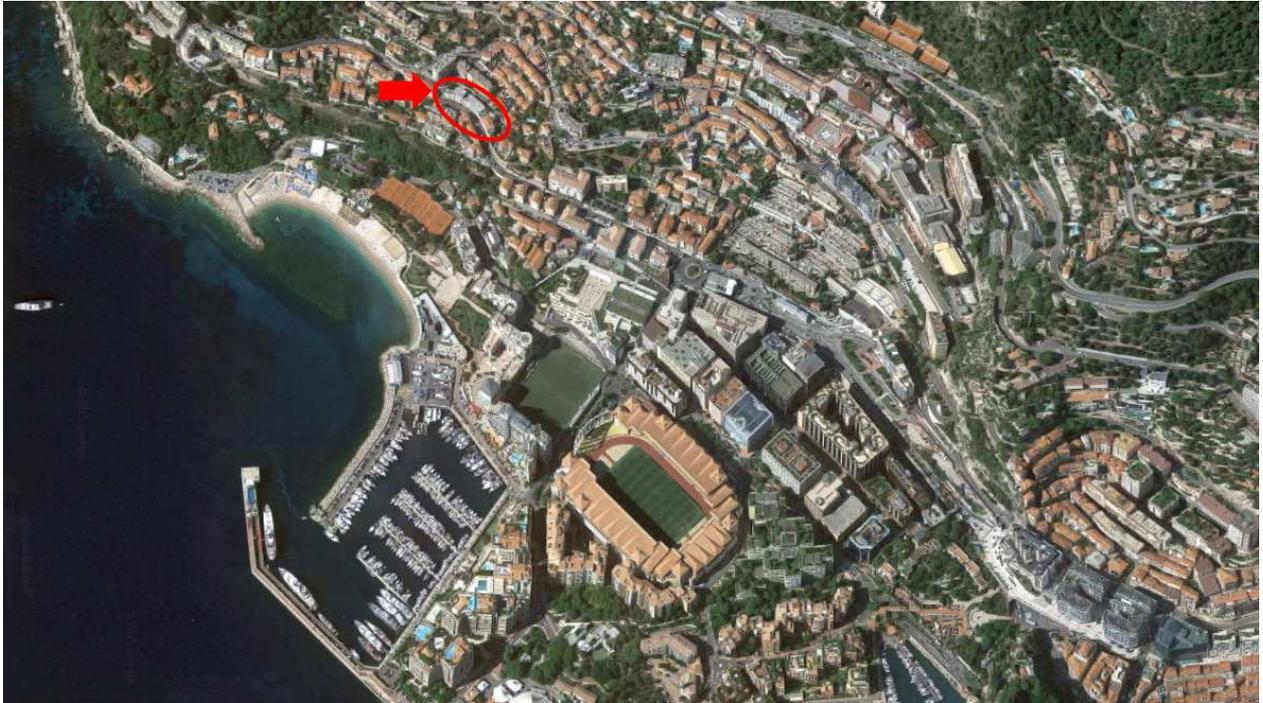


Figure 1 Vue aérienne du bâtiment Cap Azzura

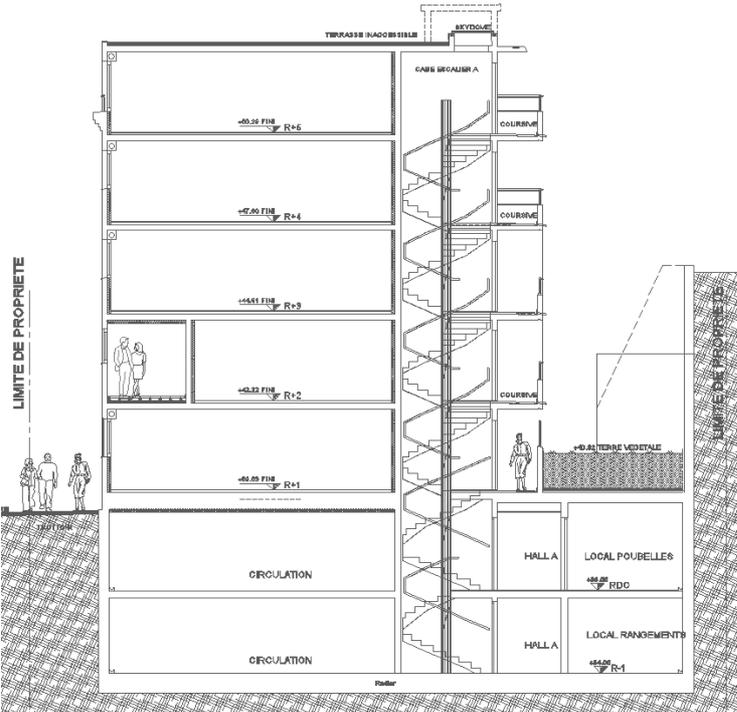
C'est un ouvrage de type R+5 avec un niveau d'infrastructure s'étendant sur plus de 1800m<sup>2</sup> de terrain. Le niveau R-1 est essentiellement destiné au parc de stationnement de véhicules tandis que le RDC est partagé entre un local commercial et des parkings. Au total, ce sont 52 lots qui ont été construits avec des logements de type T2, T3 et T4. Les travaux ont débuté au cours de l'année 2009 pour une livraison réalisée en 2011. Le coût total de l'opération avoisine les 9 millions d'euros. L'ouvrage est implanté sur un terrain accidenté avec un important dénivelé entre la base du bâtiment et le terrain situé en amont. Le bâtiment étant édifié sur la quasi-totalité de la surface du terrain, de nombreuses contraintes ont été constatées (stabilité de l'ouvrage, réalisation des parois de soutènement...). Des dispositions peu traditionnelles dans le domaine de la construction d'habitation ont alors été mises en place pour construire l'ouvrage et assurer sa stabilité. Mais la situation géographique du site et le prix au m<sup>2</sup> de logement, qui avoisinait les 8150€ début 2016, ont tout de même poussés la maîtrise d'ouvrage à lancer cette opération.

La structure de l'ouvrage est composée de 4 blocs séparés par des joints de dilatation. La structure est en béton armé et le **contreventement** est assuré par des voiles situés en périphérie ou à l'intérieur du bâtiment et par des noyaux constitués par les cages d'escalier et cage d'ascenseur.



Figure 2 Vue en image de synthèse de la façade SUD

**COUPE TRANSVERSALE**



La coupe transversale montre le dénivelé important entre la base du bâtiment et le terrain amont.

Figure 3 Coupe transversale du bâtiment

## 1.3 Réglementation

- **Eurocode 0 - Base de calcul des structures** : normes NF EN 1990 et NF EN 1990/A1 et leurs annexes nationales, les normes NF P06-100-2 et NF EN 1990/A1/NA
  
- **Eurocode 1 - Actions sur les structures**, notamment :
  - **Partie 1-1 : Actions générales - Poids volumique, poids propre et charges d'exploitation bâtiment** : Norme NF EN 1991-1-1 et son annexe nationale NF P06-111-2
  - **Partie 1-2 : Actions générales - Actions sur les structures exposées au feu** : Norme NF EN 1991-1-2 et son annexe nationale NF EN 1991-1-2/NA
  - **Partie 1-3 : Actions générales - Charges de neige** : Norme NF EN 1991-1-3 et son annexe nationale NF EN 1991-1-3/NA (ainsi que l'amendement NF EN 1991-1-3/NA/A1 à l'annexe nationale)
  - **Partie 1-4 : Actions générales - Action du vent** : Norme NF EN 1991-1-4 et son annexe nationale NF EN 1991-1-4/NA (ainsi que l'amendement NF EN 1991-1-4/A1 à la norme NF EN 1991-1-4 et l'amendement NF EN 1991-1-4/NA/A1 à l'annexe nationale)
  
- **Eurocode 2 - Calcul des structures en béton**, notamment :
  - **Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments** : Norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA
  - **Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu** : Norme NF EN 1992-1-2 et son annexe nationale NF EN 1992-1-2/NA
  
- **Eurocode 7 - Calcul géotechnique** : normes NF EN 1997-1 et leur annexe nationale
  
- **Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance au séisme** : normes NF EN 1998-1 et leur annexe nationale, la norme NF EN 1998-1/NA

## 1.4 Matériaux

### 1.4.1 Le béton

#### **Résistance à la compression**

- Classe de résistance du béton : C25/30
- Résistance à la compression  $f_{ck} = 25\text{MPa}$
- Résistance moyenne à la compression du béton :  $f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa} = 33\text{MPa}$
- Résistance de calcul à la compression  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ , avec :

$$\alpha_{cc} = 1 \text{ (valeur annexe nationale)}$$

$$\gamma_c = 1.5 \text{ pour les situations durables ou transitoires}$$

$$\gamma_c = 1.2 \text{ pour les situations accidentelles}$$

$$\gamma_c = 1.3 \text{ pour les situations sismiques (cf. Eurocode 8)}$$

#### **Résistance à la traction**

- Résistance moyenne à la traction du béton :

$$\text{Si } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad f_{ctm} = 0.3 \times (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \text{ MPa}$$

$$\text{Si } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad f_{ctm} = 2.12 \times \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) \text{ MPa}$$

- Résistances caractéristiques à la traction du béton

$$f_{ctk,0.05} = 0.7 \times f_{ctm} \text{ (fractile 5\%)}$$

$$f_{ctk,0.95} = 1.3 \times f_{ctm} \text{ (fractile 95\%)}$$

- Résistance de calcul à la traction du béton  $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}$ , avec :

$$\alpha_{ct} = 1 \text{ (valeur annexe nationale)}$$

$$\gamma_c = 1.5 \text{ pour les situations durables ou transitoires}$$

$$\gamma_c = 1.2 \text{ pour les situations accidentelles}$$

$$\gamma_c = 1.3 \text{ pour les situations sismiques (cf. Eurocode 8)}$$

## Module d'élasticité

- Module d'élasticité sécant du béton (déformation instantanée) :

$$E_{cm} = 22\,000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \text{ en MPa}$$

- Module d'élasticité effectif du béton (déformation différée, prise en compte du fluage) :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}(t_0)}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

Avec

$E_{cm}(t_0)$  : module de déformation du béton à  $t_0$  jours

$t_0$  : âge de la première mise en charge

$\varphi(\infty, t_0)$  : coefficient de fluage

A défaut de justifications particulières :

$\varphi(\infty, t_0) = 2$  (cf. recommandations professionnelles)

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{3}$$

Le diagramme « contraintes-déformations » pour le calcul des sections (parabole rectangle) est donné en **annexe 1**. Les caractéristiques mécaniques du béton sont récapitulées dans le tableau ci-dessous en fonction de la classe de résistance du béton :

**Tableau 1** Valeurs caractéristiques mécaniques du béton

Caractéristiques mécaniques du béton														
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,0	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
$E_{cm}$ (MPa)	27085	28608	29962	31476	32837	34077	35220	36283	37278	38214	39100	40743	42244	43631
$\varepsilon_{c2}$ (‰)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,20	2,29	2,42	2,52	2,60
$\varepsilon_{cu2}$ (‰)	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,13	2,88	2,66	2,60	2,60
n	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,75	1,59	1,44	1,40	1,40

## 1.4.2 L'acier

### **Résistance à la traction**

- Résistance à la traction de l'acier :  $f_{tk}$
- Limite d'élasticité caractéristique de l'acier :  $f_{yk} = \frac{f_{tk}}{k}$

avec  $k$  coefficient dépendant de la ductilité de l'acier.

Classe de ductilité de l'acier

Classe A : Ductilité normale ( $k=1.05$ )

Classe B : Haute ductilité ( $k=1.08$ )

Classe C : Très Haute ductilité ( $k=1.15$ )

- Limite élastique de calcul de l'acier :  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ , avec :

$\gamma_s = 1.15$  pour les situations durables ou transitoires

$\gamma_s = 1.0$  pour les situations accidentelles

$\gamma_s = 1.0$  pour les situations sismiques (cf. Eurocode 8)

- Module d'élasticité de l'acier  $E_s = 200\,000$  MPa

Pour les calculs, l'Eurocode 2 laisse le choix entre deux diagrammes de contrainte-déformation de l'acier :

- Diagramme contrainte-déformation à palier horizontal
- Diagramme contrainte-déformation à palier incliné

### Diagramme contrainte-déformation à palier horizontal

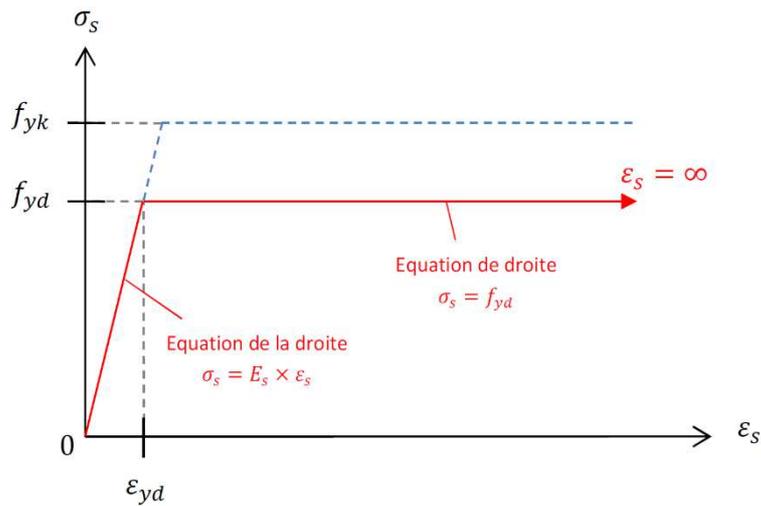


Figure 4 Diagramme de contrainte-déformation à palier horizontal

La ductilité ne joue aucun rôle. La déformation de l'acier n'a pas de limite :  $\epsilon_s = \infty$

### Diagramme contrainte-déformation à palier incliné

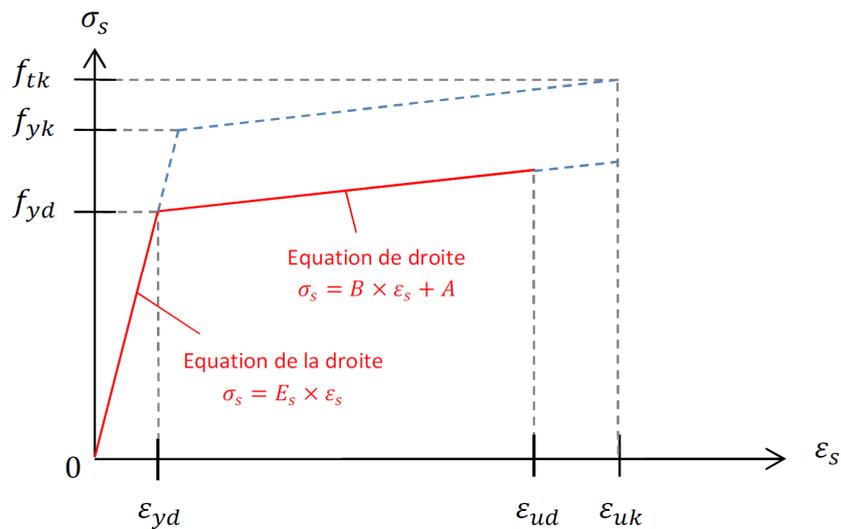


Figure 5 Diagramme de contrainte-déformation à palier incliné

Classe de ductilité A :  $\epsilon_{uk} = 2.5\%$  et  $k = 1.05$

Classe de ductilité B :  $\epsilon_{uk} = 5\%$  et  $k = 1.08$

Classe de ductilité c :  $\epsilon_{uk} = 7.5\%$  et  $k = 1.15$

$$\epsilon_{ud} = 0.9 \cdot \epsilon_{uk} \quad \text{et} \quad \epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$A = f_{yd} \cdot \frac{k \cdot \epsilon_{yd} - \epsilon_{uk}}{\epsilon_{yd} - \epsilon_{uk}} \quad \text{et} \quad B = \frac{k \cdot f_{yd} - f_{yd}}{\epsilon_{uk} - \epsilon_{yd}}$$

## 1.5 Les états-limites

L'Eurocode impose de ne pas dépasser des états au-delà desquels la structure ne satisferait plus les critères de dimensionnement. On distingue :

- Etats-limites ultimes (ELU) :

Les états-limites ultimes représentent les états au-delà desquels la sécurité des personnes et de la structure n'est plus assurée. Ils correspondent au maximum de la capacité portante d'un ouvrage ou d'un de ses éléments.

Ils nous imposent de vérifier :

- La résistance à la rupture
- La perte d'équilibre statique
- La stabilité de forme (flambement ...)
- La défaillance provoquée par la fatigue

Les hypothèses de calculs pour les états-limites ultimes sont données en **annexe 2**.

- Etats-limites services (ELS) :

Les états-limites de service représentent les états au-delà desquels l'utilisation, le confort ou l'aspect (fissurations, déformations etc...) de la construction ne sont plus assurés.

Ils nous imposent de vérifier :

- La limitation des contraintes de service
- La maîtrise de la fissuration
- La limitation des flèches

Les hypothèses de calculs pour les états-limites de service sont données en **annexe 3**.

L'Eurocode 8 s'applique au dimensionnement et à la construction de bâtiments et d'ouvrages de génie civil en zone sismique. Les structures spéciales, telles que les centrales nucléaires, les structures en mer et les grands barrages, ne sont pas couvertes par la [NF EN 1998-1](#).

Pour les ouvrages situés en zone sismique concernés par l'Eurocode 8, des conditions sur les états-limites viennent s'ajouter aux précédentes. La [NF EN 1998-1](#) définit un domaine d'application afin d'assurer en cas de séisme :

- La protection des vies humaines,
- La limitation des dommages,
- Les structures importantes pour la protection civile doivent rester opérationnelles.

Pour satisfaire ces exigences fondamentales, les états limites suivants doivent être vérifiés :

- Etats-limites Ultimes
  - ✓ Le système doit posséder les propriétés de résistance et de dissipation d'énergie spécifiées dans les parties concernées de la [NF EN 1998-1](#).
  - ✓ La résistance et la capacité de dissipation d'énergie à conférer à la structure dépendent de la façon dont il est fait appel à son comportement non linéaire.
  - ✓ La stabilité de la structure dans son ensemble doit rester stable sous l'action sismique de calcul, vis-à-vis du renversement et du glissement.
  - ✓ Les éléments de fondation ainsi que le sol de fondation doivent résister à l'effet des actions résultant de la réponse de la superstructure, sans provoquer de déformation permanente notable.
  - ✓ L'influence éventuelle des effets du second ordre sur les valeurs de l'effet des actions sismiques doit être prise en compte.
  - ✓ Le comportement des éléments non structuraux ne doit pas présenter de risque pour les personnes et ne doivent pas avoir d'effet défavorable sur la réponse des éléments structuraux.

- Etat de limitation des dommages

Un degré approprié de fiabilité vis-à-vis de dommages inacceptables doit être assuré en respectant les limites de déformation ou d'autres limites définies dans les parties appropriées de la [NF EN 1998-1](#).

Dans le cas de structures importantes pour la protection civile, il doit être vérifié que le système structural possède une résistance et une rigidité suffisantes pour maintenir le fonctionnement des services vitaux de ces installations, dans le cas d'un évènement sismique associé à une période de retour appropriée.

## 1.6 Chargement

### ❖ Charges permanentes [NF EN 1991-1-1].

Le poids propre des éléments de construction sont classés dans les actions permanentes. Ce sont généralement des actions fixes [NF EN 1991-1-2-1].

Nous retiendrons les valeurs suivantes pour les charges permanentes :

Tableau 2 Charges permanentes

TYPE	CHARGE (T/M <sup>2</sup> )	LOCALISATION
DALLE BA EP. 18CM	0,45	PH R+1 à R+5
DALLE BA EP. 20CM	0,5	PH R-2
DALLE BA EP. 23CM	0,58	PH RDC
DALLE BA EP. 36CM	0,9	PH RDC
REVETEMENT INTERIEUR	0,15	PH RDC à R+5
REVETEMENT EXTERIEUR	0,2	PH RDC à R+5
REVETEMENT TOITURE	0,1	PH R+5
TERRE EP. 80CM	1,6	PH RDC

### ❖ Charges d'exploitation [NF EN 1991-1-1].

Le bâtiment étant classé dans la catégorie A, les surcharges à prendre en compte sont les suivantes :

Tableau 3 Charges d'exploitations

CHARGES et SURCHARGES SUR BETON BRUT													
TYPE	HABITATION		BALCON		TERRASSE		COUVERTURE		PARKING		ESCALIER		---
	q	Q	q	Q	q	Q	q	Q	q	Q	q	Q	
CHARGES D'EXPLOITATIONS													
Cloisons réparties	80	200	---	---	---	---	---	---	Catégorie F		---	---	---
Actions variables	150	200	350	200	150	200	100	150	230	1500	250	200	---

Les valeurs de  $q$  représentent une charge uniformément répartie.

Les valeurs de  $Q$  représentent une charge concentrée agissant seule, pris en compte pour les vérifications locales. La charge concentrée locale doit être considérée comme agissant en tout point du plancher, du balcon ou des escaliers et ayant comme surface d'application un carré de 50 mm de côté.

### ❖ Neige [NF EN 1991-1-3]

Le projet étant situé dans la région A2 et à une altitude inférieure à 200m, la valeur caractéristique de la charge de neige sur neige est de  $S_k = 0.45\text{kN/m}^2$ .

### ❖ Vent [NF EN 1991-1-4]

Le projet étant situé dans la région 2, la vitesse de référence  $V_{b,0}$  est de 24 m/s [EN 1991-1-4]

## 2 ETUDE DE SOL

### 2.1 Réglementation géotechnique

Tout ouvrage est en interaction avec son environnement géotechnique. C'est pourquoi, au même titre que les autres ingénieries, l'ingénierie géotechnique est une composante de la maîtrise d'œuvre indispensable à l'étude puis à la réalisation de tout projet. L'ingénierie géotechnique doit ainsi contribuer à une gestion efficace des risques géologiques afin de fiabiliser le délai d'exécution, le coût réel et la qualité des ouvrages géotechniques que comporte le projet.

La réglementation géotechnique en vigueur lors des investigations menées pour la réalisation de l'ouvrage étudié, était la norme [NF P 94-500](#) version 2006. Cette norme était composée de 5 types de missions :

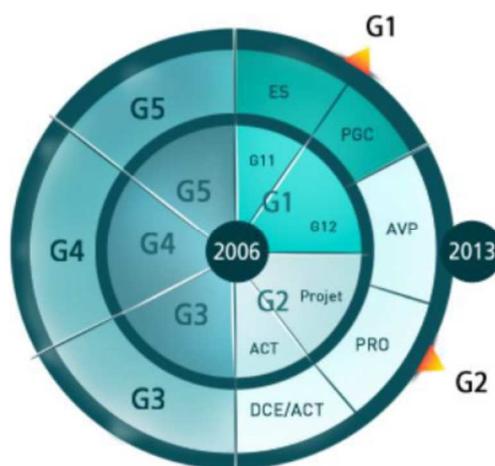
- **Mission G1** : études préliminaires, elles-mêmes composées de deux études différentes appelées G11 (étude préliminaire de site) et G12 (étude géotechnique d'avant-projet).
- **Mission G2** : étude géotechnique de projet, également composée de deux sous-missions dont la phase projet (dimensionnement) et la phase ATC (assistance aux contrats de travaux).
- **Mission G3** : étude et suivi géotechnique d'exécution.
- **Mission G4** : supervision géotechnique d'exécution
- **Mission G5** : mission indépendante de diagnostic géotechnique.

Depuis, les dysfonctionnements constatés dans l'application de cette norme, ont conduit une révision en novembre 2013, dont l'objectif a été de faciliter son application en réduisant le nombre de missions à enchaîner et en les calant au plus près des missions de maîtrise d'œuvre générale. Jacques Robert, président de la commission de révision de la norme [NP P 94-500](#) de 2006, mettait en évidence dans un entretien datant du 24/05/13 accordé au Moniteur, le fait que la norme dans son ancienne version, n'était pas rigoureusement appliquée par le maître d'ouvrage sur les projets de constructions. Il illustre ceci en expliquant que le maître d'ouvrage passait bien souvent commande de la seule mission d'étude géotechnique d'avant-projet (G12), et consultait les entreprises sur cette seule base. La phase G12 s'était ainsi peu à peu étoffée au point de devenir presque suffisante au lancement d'un projet. Cette situation exposait le maître d'ouvrage à de lourdes responsabilités en cas de sinistres. C'est pourquoi, en concertation avec tous les acteurs – clients, entreprises, assureurs, ingénieristes et géotechniciens, la norme de 2006 a été redécoupée pour coller au plus près de la **loi MOP**.

## 2.2 Norme NF P 94-500 – version novembre 2013

Depuis le 30 Novembre 2013, la norme *NFP 94-500* définissant les limites des missions géotechniques a été révisée et refondue. D'importantes modifications ont été apportées, nécessaires pour coller au mieux au découpage de la loi MOP, et pousser à faire rentrer les bureaux d'études géotechniques dans les équipes de maîtrise d'œuvre. Ainsi, la réglementation géotechnique de 2013 conserve les 5 missions qui existaient auparavant mais en modifie le contenu :

- **Mission G1** : études préliminaires, incluant une phase d'étude de site ES (ancienne G11), une phase Principes Généraux de construction PGC (ancienne G12) définissant les principes de construction sans dimensionnement mais visant à réduire les conséquences majeures de risques géotechniques. Elle est à charge du maitre d'ouvrage.
- **Mission G2** : étude géotechnique de conception, composé désormais de 3 phases. Phase avant-projet AVP, phase projet PRO (ancienne G2 projet) et phase DCE/ACT (ancienne G2 ACT). Elle est à charge du maitre d'ouvrage.
- **Mission G3** : étude et suivi géotechnique d'exécution. Les études et suivis sont interactifs et à la charge de l'entrepreneur.
- **Mission G4** : supervision géotechnique d'exécution à la charge du maitre d'ouvrage.
- **Mission G5** : mission indépendante de diagnostic géotechnique. Réalisable à tout moment, elle n'est pas suffisante pour réaliser directement les travaux et nécessite de reprendre l'enchaînement des missions G2, G3 et G4. Elle est à charge du maitre d'ouvrage.



### PHASES

ES = étude de site

PGC = principes généraux de la construction

AVP = avant-projet

PRO = Projet

DCE = Dossier de consultation des entreprises

ACT = assistance étab<sup>l</sup> des contrats des travaux

Figure 6 Comparaison des sous-missions de la norme NF P 94-500 dans sa version 2006 et 2013

Tableau 4 Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape 1 : Étude géotechnique préalable (G1)		Étude géotechnique préalable (G1) Phase Étude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Étude préliminaire, esquisse, APS	Étude géotechnique préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Avant-projet (AVP)		Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	PRO	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	DCE/ACT	Étude géotechnique de conception (G2) Phase DCE / ACT		Consultation sur le projet de base / Choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux		
Étape 3 : Études géotechniques de réalisation (G3/G4)		À la charge de l'entreprise	À la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Étude (en interaction avec la phase Suivi)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision du suivi)	Étude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec maîtrise de la qualité, du délai et du coût	Identification des risques résiduels, mesures correctives, contrôle du management des risques résiduels (réalité des actions, vigilance, mémorisation, capitalisation des retours d'expérience)	Fonction des méthodes de construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent
	DET/AOR	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase Étude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision de l'étude)	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage		Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux
À toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)		Influence d'un élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié

## 2.3 Définition de la mission et méthode de travail

A la demande et pour le compte de la société SFI, le bureau d'études géologiques et géotechniques SOL PROGRES a entrepris une campagne de reconnaissance de sol effectuée en février 2009 sur le terrain situé au 21 à 33 avenue du 3 septembre sur la commune de Cap d'Ail (06). Cette mission géotechnique normalisée de type G12 avait pour mission de préciser la nature et la position des différentes couches du sous-sol, de tester leurs caractéristiques mécaniques par une série d'essais in-situ et de repérer d'éventuelles circulations aquifères afin de définir :

- Les conditions géotechniques du site,
- Les conditions générales de terrassement,
- Le mode de fondation le mieux adapté.

Pour cela, il a été réalisé 5 sondages de reconnaissance géologique (S1 à S5) réalisés en carottage-vibrofonçage et/ou à la tarière hélicoïdale, poursuivis par des méthodes destructives en roto-percussion à la boue de synthèse. Il a également été prélevé 6 échantillons dans les Eboulis en pente et les Marnes du Pliocène pour la réalisation d'essais en laboratoire.

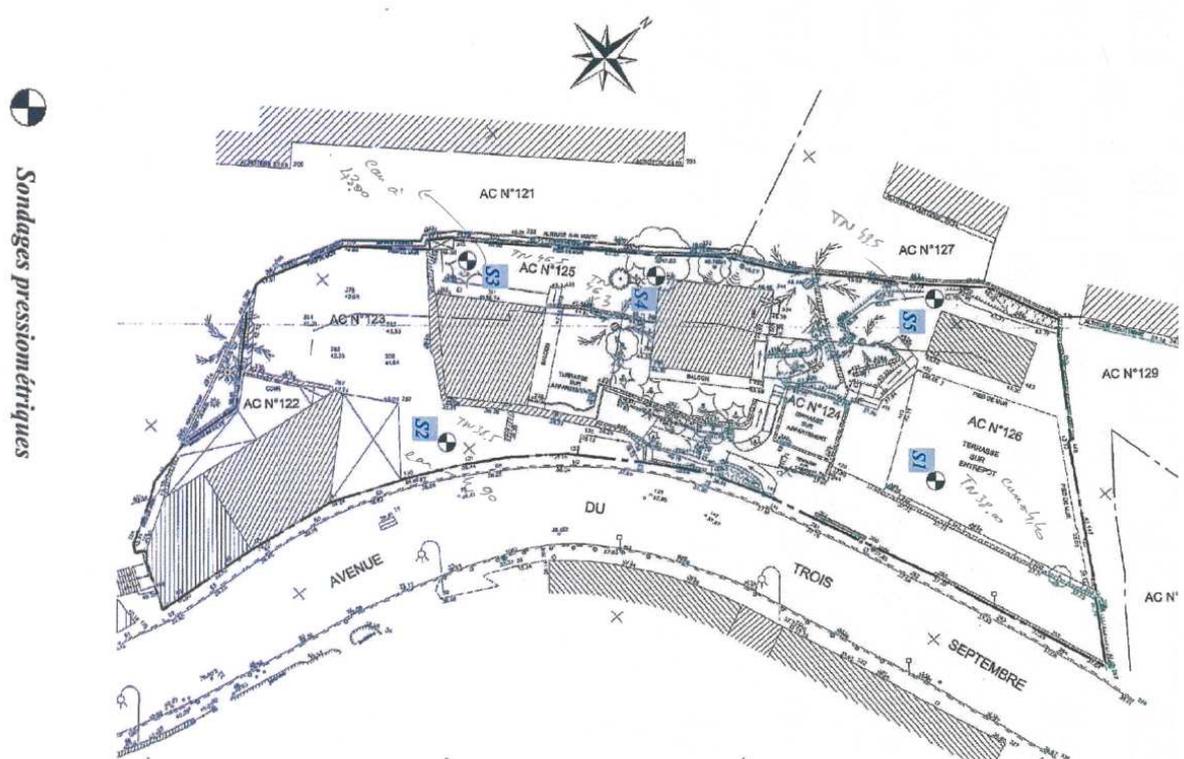


Figure 7 Plan d'implantation des sondages de reconnaissance

## 2.4 Cadre géologique général et formations rencontrées en sondage

### 2.4.1 Présentation

Les essais effectués ont permis de mettre en évidence une zone géologiquement très complexe au niveau d'un substratum constitué par des calcaires et dolomies d'âge Jurassique sous-jacents à des formations marne-argileuses plus récentes d'âge Pliocène pouvant être associées à des conglomérats andésiques d'origine volcanique de même époque. Cette **stratigraphie** est recouverte par des Eboulis de pente récents et des Remblais.

Topographiquement, la surface du projet présente une déclivité importante vers le sud. Les sondages ont reconnu successivement :

- Des Remblais,
- Des Eboulis de pente,
- Des formations d'âge Pliocène (localement les Marnes Plaisanciennes).

La description détaillée et la répartition de ces différentes couches sont données sur les fiches analytiques des sondages placées en **annexe 10**.

### 2.4.2 Résultats et analyse

Les sondages réalisés ont été suivis des mesures de caractéristiques mécaniques des couches du sous-sol par une série d'essais pressiométriques qui ont permis de définir :

- La pression de fluage  $P_f$  (en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
- La pression limite de rupture  $P_l$  (en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
- Le module de déformation  $E$  (en  $\text{kg}/\text{m}^2$ )
- L'expression de l'état de consolidation  $E/P_l$

### 2.4.3 Méthode de détermination des résultats

La réalisation du sondage pressiométrique comporte deux opérations :

- Un forage destructif, opération la plus délicate car de la qualité du forage dépend la fiabilité des résultats. Deux techniques peuvent être employées : le forage préalable avec enregistrement des paramètres de forage ou l'introduction par battage de la sonde placée dans un tube fendu.
- La réalisation de l'*essai pressiométrique*.

Il consiste à appliquer progressivement par palier, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer l'expansion de la sonde  $V$  en fonction de la pression appliquée  $P$ . Il permet d'obtenir le module pressiométrique  $E_m$ , la pression limite  $P_l$ , la pression de fluage  $P_f$  et la pression de contact avec le terrain  $P_1$ .

Dans le domaine pseudo élastique on définit le module pressiométrique Ménard  $E_m$  par la formule suivante :

$$E_m = K \cdot \Delta P / \Delta V$$

$K$  est un coefficient de forme dépendant du type de sonde (volume initial  $V_c$ ) et du volume  $V_m$  moyen de la plage pseudo élastique.

$$K = 2 \cdot (V_c + V_m) \cdot (1 + \nu) \text{ avec un coefficient de Poisson } \nu = 0.33$$

Dans le *domaine plastique* il y a la rupture qui est représentée par la pression limite  $P_l$  définie conventionnellement comme étant la pression qui double le volume de la cellule centrale de la sonde. De cette valeur, on en déduit la pression limite nette  $P_l^*$

$$P_l^* = P_l - P_0 \quad \text{et} \quad P_f^* = P_f - P_0$$

$P_0$  est la pression horizontale des terres au repos à la profondeur H

$P_0$  est une fraction de la pression verticale effective des terres au repos :  $\sigma'_{v0} = \gamma \cdot H$

$$P_0 = K_0 \cdot \sigma'_{v0} \text{ au-dessus de la nappe phréatique}$$

$$P_0 = K_0 \cdot \sigma'_{v0} + u \text{ au-dessous de la nappe phréatique}$$

u étant la pression interstitielle à la profondeur z sous la nappe phréatique :  $u = \gamma_w \cdot z$

$K_0$  est donnée par la formule de Jaky :  $K_0 = 1 - \sin \varphi'$

où  $\varphi'$  représente l'angle de frottement interne effectif du sol lorsque les pressions interstitielles sont nulles ou parfaitement connues.

#### 2.4.4 Commentaires géologiques et géotechniques

L'examen des coupes des sondages et du résultat des essais pressiométriques a permis de mettre en évidence :

- ❖ Des **Remblais** sur une épaisseur comprise entre 0.60m (partie aval) et 5.20m (partie amont). Les caractéristiques mécaniques de cette couche sont dans l'ensemble très faibles à faible :

$$1.2 \leq P_l \leq 5.8 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$15 \leq E \leq 53 \quad \text{kg/cm}^2$$

- ❖ Des Eboulis de pente ont été ensuite rencontrés sur une épaisseur comprise entre 1.40m et 9.80m avec une succession des couches suivantes : *Gravier calcaire angulaire*, *Blocs calcaire-silicifiés* et *Limon argileux ocre*. Les caractéristiques mécaniques sont faibles à moyenne dans les couches limoneuses à satisfaisantes dans les couches graveleuses :

- Couches limoneuses

$$4.1 \leq P_l \leq 8.1 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$32 \leq E \leq 116 \quad \text{kg/cm}^2$$

- Couches graveleuses

$$P_l = 19.9 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$E = 140 \quad \text{kg/cm}^2$$

- ❖ Les Marnes Plaisanciennes (Pliocène I) ont été rencontrées sur une épaisseur de 2.80 à 8.20m. Les caractéristiques mécaniques sont satisfaisantes à élevées :

$$16.2 \leq P_l \leq 22.4 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$131 \leq E \leq 672 \quad \text{kg/cm}^2$$

- ❖ Les Marnes calcaires (Pliocène II) ont été enfin rencontrées à partir de 28.3/31.7 NGF et jusqu'à la fin des sondages, soit -15.7/-25.00m par rapport au niveau du terrain naturel. Leurs caractéristiques mécaniques sont élevées :

$$P_l = 20/30 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$171 \leq E \leq 621 \quad \text{kg/cm}^2$$

## 2.4.5 Caractéristiques intrinsèques des différentes couches

Pour le dimensionnement des voiles soumis à la poussée des terres et des ouvrages de soutènement de type paroi berlinoise, il sera retenu les caractéristiques intrinsèques suivantes :

Tableau 5 Caractéristiques intrinsèques des couches

Caractéristiques	Unité	Remblais	Eboulis	Pliocène
<i>Epaisseur moy.</i>	m	3,0	4,0	5,0
$P_l^*$	kg/cm <sup>2</sup>	3	5	20
$E$	kg/cm <sup>2</sup>	20	40	350
$\alpha$	-	0,67	0,67	0,5
$\gamma_h$	kN/m <sup>3</sup>	22	22	21
$\varphi_u$	°	20	20	25
$C_u$	kPa	20	20	40
$\varphi'$	°	30	30	30
$C'$	kPa	0	0	10

Tableau 6 Notation des données géotechniques

Caractéristiques	Désignation
$P_l^*$	Pression limite
$E$	Module pressiométrique
$\alpha$	Coefficient rhéologique
$\gamma_h$	Poids spécifique humide
$\varphi_u / \varphi'$	Angle de frottement interne non drainé / drainé
$C_u / C'$	Cohésion non drainée / drainée

## 2.4.6 Hydrogéologie

Pendant et après la campagne de reconnaissance de sol effectuée entre Janvier et Février 2009, les sondages ont révélé un niveau piézométrique aux profondeurs suivantes :

Tableau 7 Niveaux d'eaux relevés suivant les sondages

<b>S1</b>	Eau à 4,40m	33,6 NGF
<b>S2</b>	Eau à 4,90m	33,6NGF
<b>S3</b>	Eau à 3,50m	43,0 NGF
<b>S4</b>	Eboulé Eau possible	-
<b>S5</b>	Eboulé Eau possible	-

Cette piézométrie non stabilisée correspond probablement à des circulations colinéaires ou des rétentions d'eaux au sein des Eboulis de pente accentuées par le contraste de perméabilité verticale avec les formations Pliocènes sous-jacentes à tendance marno-argileuse.

Ces circulations et/ou rétention d'eau devront faire l'objet d'un système de captage et d'évacuation lors des terrassements en masse du sous-sol. Un drainage sera également réalisé derrière les voiles périmétriques relié à des barbacanes.

## 2.4.7 Coupes géologiques

Le projet prévoit la construction d'un ensemble immobilier de type R+5 sur sous-sol général. Le niveau de sous-sol est prévu à +34.00NGF.

Au vu des résultats géologiques obtenus sur le site, les conditions générales de terrassements seront de :

- En partie **aval**, une hauteur de 4.00m
- En partie **amont**, une hauteur de 12.00m

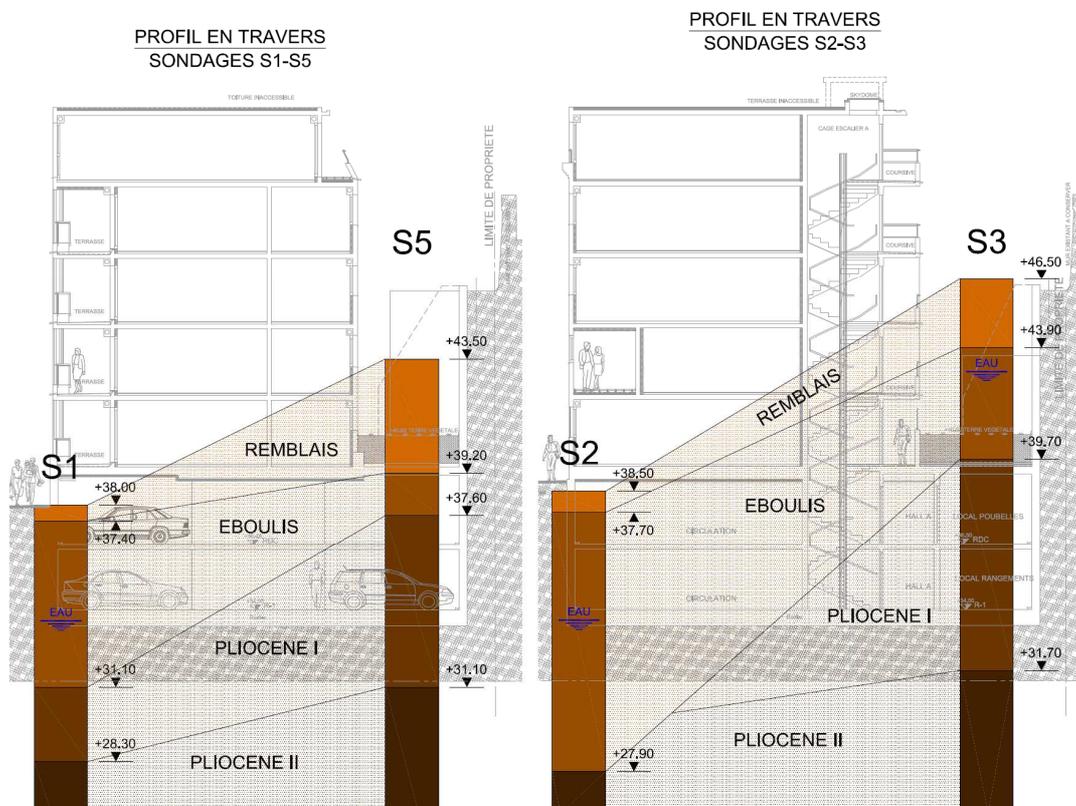


Figure 8 Profils synthétiques des couches de sol

Il apparaît que le fond de fouille général sera ouvert au sein des Eboulis de pente en partie aval et des Formations Pliocènes en partie amont.

Toutes les précautions doivent être prises lors des travaux de terrassement (technique d'exécution appropriée) pour assurer un soutènement et ne pas déstabiliser les ouvrages mitoyens.

#### 2.4.8 Adaptation au sol

Compte tenu des caractéristiques géotechniques obtenues sur le site, en particulier la stratigraphie différente en partie amont et en partie aval (induisant une hétérogénéité mécanique en fond de fouille), il sera envisagé de reporter les charges de service du projet sur un système de fondations profondes de type **pieux** forés béton ancrés au sein des formations Pliocènes rencontrées à partir de 27.90 / 39.70 NGF.

## 3 Interaction sol-structure (ISS)

### 3.1 Description

« La réponse de la structure à un mouvement sismique dépend de la nature de mouvement, des propriétés dynamiques de l'ouvrage et de celles du sol » Victor DAVIDOVICI

Le dimensionnement des fondations s'appuie donc sur l'analyse des résultats de la descente de charge statique, de l'analyse sismique et de l'étude de sol effectué par le géotechnicien. Dans le projet étudié, le bâtiment repose sur des fondations de type profondes. Les charges du bâtiment sont transférées sur des pieux par le biais de poutres voiles ou de longrines posées sur des têtes de pieux. Le dallage inférieur jouera le rôle de diaphragme horizontal comme l'autorise l'EC8-5 §5.4.1.2(2), puisqu'il se situe à moins d'un mètre du niveau des têtes de pieux. En ce sens, il n'y aura pas de longrine parasismique ajoutée.

L'**interaction sol-structure** (ISS) permet de représenter le comportement combiné du sol et de la fondation. La réponse sismique d'une structure fondée sur un terrain déformable diffère de celle d'une même structure fondée sur un terrain rigide. Cette différence au niveau de l'interaction dynamique sol-structure est obtenue pour les raisons suivantes :

- le mouvement des fondations de la structure sur support flexible est différent du mouvement en champ libre et peut comprendre une composante de rotation importante de la structure à base fixe autour d'un axe horizontal ;
- la période fondamentale de vibration de la structure sur support flexible est plus longue que celle de la structure à base fixe ;
- les périodes naturelles, les modes propres et les facteurs de participation modale de la structure sur support flexible sont différents de ceux de la structure à base fixe ;
- l'**amortissement** global de la structure sur support flexible inclut d'une part l'amortissement radiatif, d'autre part l'amortissement interne engendré à l'interface sol-fondation, en plus de l'amortissement associé à la superstructure.

## 3.2 Prise en compte de l'ISS dans la conception

Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'interaction sol-structure ont tendance à être bénéfiques, puisqu'ils réduisent les moments fléchissants et les efforts tranchants dans les différents éléments de la superstructure, mais il existe certains cas où ces effets peuvent être néfastes.

D'une façon générale, il convient de prendre en compte la déformabilité du sol de fondation dans le modèle dans les cas suivants :

- à chaque fois qu'elle peut avoir une influence défavorable globale sur la réponse de la structure ;
- si elle a une influence bénéfique que l'on souhaite exploiter pour réduire les efforts de dimensionnement.

La norme [NF EN 1998-5](#) impose la prise en compte des effets de l'interaction dynamique sol –structure dans les cas suivants :

- structures pour lesquelles les effets P- $\delta$  (2e ordre) jouent un rôle significatif ;
- structures avec fondations massives ou profondes comme les piles de ponts, les caissons offshore et les silos ;
- structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées, traitées dans la [NF EN 1998-6:2004](#) ;
- structures supportées par des sols très mous, tels que des sols de classe S1, avec une vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement  $v_{s,max}$  inférieure à 100 m/s.

### 3.3 Modélisation de l'ISS

Pour tenir compte de l'ISS, on modélisera des **appuis élastiques** possédant des **raideurs** en translation et en rotation. Les méthodes de modélisation de l'interaction sol-structure doivent tenir compte :

- du degré d'encastrement dans le sol ;
- de la profondeur d'un **substratum rocheux** éventuel ;
- de la stratification du sol ;
- de la variabilité des modules de sol dans chaque couche ;
- de la dépendance des propriétés du sol en fonction de la déformation (module de cisaillement et amortissement).

Dans le cas général où les propriétés du sol n'ont pas une influence considérable sur la réponse sismique de la structure, le calcul comprenant les effets d'ISS peut être effectué en utilisant une valeur caractéristique des propriétés de sol. La valeur caractéristique d'un paramètre géotechnique doit être une estimation prudente de la valeur qui influence l'occurrence de l'état limite (cf. [NF EN 1997-1](#)).

Si les effets d'ISS sont importants, c'est-à-dire que le mode principal de déformation du système provient de l'ISS, il convient de calculer les efforts dans la structure sans tenir compte des non linéarités ou d'un amortissement accru dans la structure, puisque les déplacements seront principalement dictés par le mode d'ISS. Il est rappelé qu'il est dans ce cas-là recommandé de tenir compte des incertitudes des propriétés de sol par une étude paramétrée. Il est admis que les effets globaux d'ISS peuvent être négligés si la vitesse de l'onde de cisaillement dans le sol de fondation  $v_s$  est supérieure à 1000 m/s, ce qui correspond à un sol raide de la classe de sol A.

### 3.4 Cumul de l'ISS et du coefficient de comportement

Il convient d'être vigilant quant au cumul des effets de l'amortissement radiatif pris en compte par l'interaction sol-structure et de l'amortissement matériel modélisé par le coefficient de comportement  $q$ . L'Eurocode 8 préconise l'une des deux options suivantes :

- soit on effectue un calcul linéaire élastique tirant totalement profit de l'amortissement radiatif du sol mais en limitant le coefficient de comportement à 1,5 ;
- Soit on effectue un calcul anélastique avec un coefficient de comportement  $q > 1,5$  mais on limite l'amortissement total à 5%.

**Tableau 8** Valeurs du coefficient de comportement en fonction de l'ISS

	Spectre	Coefficient de comportement
<b>Méthode 1 :</b>	>5% en fonction de l'amortissement radiatif	$q \leq 1,5$
<b>Méthode 2 :</b>	5%	$q > 1,5$

### 3.5 Données géotechniques requises

Les données de sol nécessaires pour l'étude sismique avec prise en compte de l'interaction sol-structure sont les propriétés dynamiques des couches de sol jusqu'au substratum rocheux :

- Vitesse des ondes de cisaillement  $v_s$  ;
- ou module de cisaillement dynamique  $G_{dyn}$

L'amortissement et le module de cisaillement de chaque couche de sol dépendant de la déformation, il convient que leurs valeurs soient cohérentes avec le niveau de déformation de cisaillement devant se produire au cours de l'action sismique considérée.

Généralement, les études géotechniques réalisées pour établir la classe de sol au droit de l'ouvrage suffisent pour déterminer les caractéristiques dynamiques des couches de sol pour l'interaction sol-structure.

On pourra se référer au tableau de l'Annexe A de la norme [NF EN 1997-2](#) pour avoir une liste des résultats d'essais des normes d'essais géotechniques.

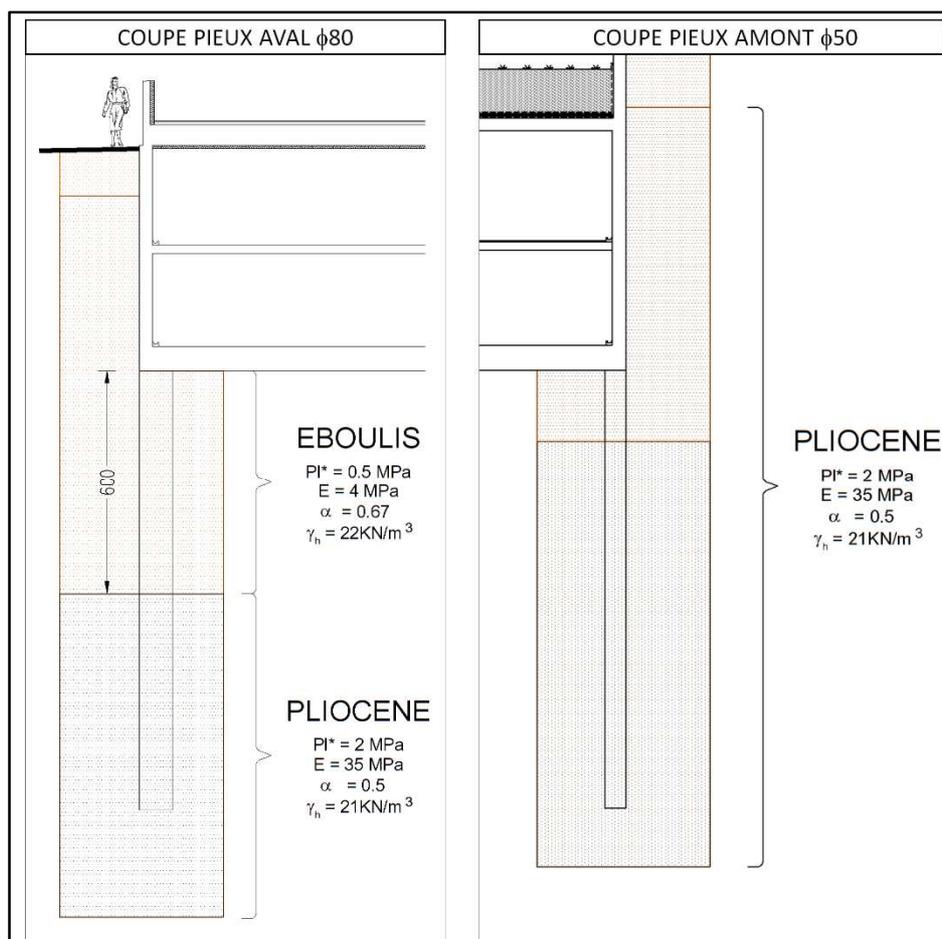


Figure 9 Coupe géologique sur la profondeur des pieux

### 3.6 Calcul selon l’Eurocode 8 – partie 5.

La méthode définie dans l’annexe C de l’Eurocode 8 partie 5, est donnée à titre indicatif. Cette méthode permet d’obtenir la rigidité statique à la tête des pieux : raideur en translation  $K_{HH}$ , raideur en rotation  $K_{MM}$  et raideur de couplage  $K_{HM}$ . Cette rigidité est définie comme la force (moment) qui doit être appliquée à la tête du pieu pour produire un déplacement (rotation) unitaire suivant la même direction (les déplacements suivants les autres directions étant nuls). L’annexe C définit trois modèles de sol :

Tableau 9 Raideurs des têtes de pieux selon les modèles

Modèle de sol	$\frac{K_{HH}}{dE_s}$	$\frac{K_{MM}}{d^3E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^2E_s}$
MODELE 1 $E = E_s \cdot zld$	$0,60 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,35}$	$0,14 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,80}$	$-0,17 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,60}$
MODELE 2 $E = E_s \sqrt{zld}$	$0,79 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,28}$	$0,15 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,77}$	$-0,24 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,53}$
MODELE 3 $E = E_s$	$1,08 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21}$	$0,16 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75}$	$-0,22 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,50}$

$E$  : module d’Young du modèle de sol, égal à  $3G$  ;

$E_p$  : module d’Young du matériau constitutif du pieu, égal à  $32\,800\text{MPa}$  (EC2 tab 3.1); A noter qu’il convient d’évaluer la rigidité des éléments en tenant compte des effets de la fissuration. Il est recommandé de considérer la rigidité des éléments fissurés comme égales à la moitié de la rigidité correspondante des éléments non fissurés [NF EN 1998 - § 4.3.1 (6) et (7)].  $E_p=16\,400\text{MPa}$

$E_s$  : module d’Young du sol à une profondeur égale au diamètre du pieu. Pour une profondeur  $z=d$ , nous obtenons  $E = E_s$  pour les 3 modèles soit  $E_s = 3G$

Ces rigidités sont données pour 3 modèles de sol :

- un sol dont le module d’Young varie linéairement avec la profondeur
- un sol dont le module d’Young varie avec la racine carrée de la profondeur
- un sol dont le module d’Young reste constant avec la profondeur

Cette méthode est basée sur la connaissance de type de sol au sens de l'Eurocode 8 (classe C dans notre cas). En raison de son influence sur les actions sismiques de calcul, la caractéristique principale de rigidité du sol sous charges sismiques est le module de cisaillement G. Son expression est donnée dans la norme [NF EN 1998-5 §3.2](#) :

$$G = \rho \cdot v_s^2$$

$\rho$  : est la masse volumique du sol, égal à 2200kg/m<sup>3</sup>

$v_s$  : est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement. Pour un sol de classe C, nous choisissons une valeur basse de 180m/s EC8-1 §3.1

La différence entre les valeurs de  $v_s$  à faibles déformations, telles que celles mesurées dans des essais in situ, et les valeurs correspondantes aux niveaux de déformation induits par le séisme de calcul, doit être prises en compte dans tous les calculs utilisant les propriétés dynamiques du sol dans des conditions stables. L'article [§4.2.3\(3\) NF EN 1998-5](#) prévoit qu'en l'absence de mesures spécifiques et si le produit  $a_g \cdot S$  est supérieur à 0.1g, il convient d'utiliser les coefficients d'amortissement interne indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau 10 Valeurs du rapport d'accélération du sol

Rapport d'accélération du sol, $\alpha \cdot S$	Coefficient d'amortissement max.	$\frac{v_s}{v_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,90 (± 0,07)	0,80 (± 0,10)
0,20	0,06	0,70 (± 0,15)	0,50 (± 0,20)
0,30	0,10	0,60 (± 0,15)	0,36 (± 0,20)

Dans notre cas :

$$a_g = 1.6 \text{ m/s}^2$$

$$S = 1.5 \text{ (sol classe C)}$$

$$\text{Avec } \alpha = a_g / g \text{ ( } g=9.81 \text{ m/s}^2 \text{ ) } \quad \text{NF EN 1998-5 §4.1.3.3(5)P}$$

$$\text{D'où } \alpha \cdot S = 0.245 < 0.1g \text{ (0.98 m/s}^2 \text{)}$$

Le rapport  $a_g / g$  = étant inférieur à 0.1g nous utiliserons donc les valeurs du tableau ci-dessus par interpolation avec  $\alpha \cdot S = 0.245$ .

Pour le calcul, nous définissons préalablement :

$$G_{\max} = \rho \cdot v_s^2$$

$$G_{\max} = 2200 \times 180^2$$

$$G_{\max} = 71.3 \text{ MPa}$$

Par interpolation du tableau ci-dessus nous obtenons pour  $\alpha \cdot S = 0.245$  :  $\frac{G}{G_{\max}} = 0.437$

D'où :

$$G = 0.437 G_{\max}$$

$$G = 0.437 \times 71.3$$

$$G = 31.15 \text{ MPa}$$

Afin de pallier aux incertitudes qui concernent la valeur du module de sol (variabilité spatiale des propriétés de sol, incertitudes dues aux mesures...) il est conseillé d'effectuer au moins trois calculs en faisant varier le module du sol et d'en extraire les résultats enveloppes. Les valeurs usuelles à prendre en compte sont 2/3G, G et 3/2G. Nous rappelons qu'à une profondeur  $z=d$ , nous avons  $E = E_s$  soit  $E_s = 3G$  (NF EN 1998-5 Annexe C.1).

Tableau 11 Raideurs des pieux en fonction de leur diamètre

G (Mpa)	Diamètre (m)	K <sub>HH</sub> (MN/m)	K <sub>MM</sub> (MN·m)	K <sub>HM</sub> (MN)
		E=Es	E=Es	E=Es
2/3 G 20,8	0,5	108,6	81,5	-55,6
	0,8	173,7	333,7	-142,4
G 31,2	0,5	149,6	90,2	-68,1
	0,8	239,3	369,3	-174,4
3/2 G 46,8	0,5	206,0	99,8	-83,5
	0,8	329,6	408,7	-213,7

### 3.7 Calcul selon la norme NF P 94-262 Annexe I Fondations profondes

Cette méthode de calcul, tiré du *Fascicule 62 titre V – Annexe C.5 article 3*, prend en compte la rigidité du sol combinée à celle du pieu. Le pieu est considéré comme une poutre reposant sur des appuis élasto-plastiques. La loi de mobilisation de la réaction frontale  $r$  en fonction du déplacement  $\delta$  du pieu est définie par :

- un segment de droite passant par l'origine et de pente  $K_f$
- un palier  $r_f$

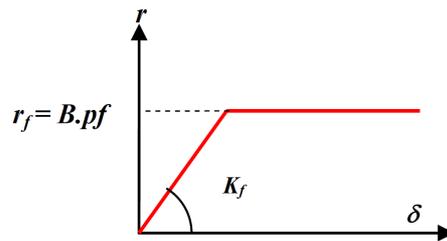


Figure 10 Diagramme d'interaction du module linéique  $k_f$

L'évaluation de  $K_f$  et de  $r_f$  est effectuée à partir des résultats d'essais au pressiomètre Ménard. La pente de  $K_f$  est calculée à partir de la formule du tassement vertical d'une fondation superficielle, le pieu étant assimilé à une semelle de largeur  $B$  (diamètre du pieu) et de longueur infinie. Le déplacement «  $y$  » correspond au « tassement » horizontal de cette semelle. Le module  $K_f$  est calculé par la formule suivante :

Pour  $B \geq B_0$  :

$$K_f = \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left(2.65 \cdot \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \alpha}$$

Pour  $B < B_0$  :

$$K_f = \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} (2.65)^\alpha + \alpha}$$

Avec :

$K_f$  : module linéique de mobilisation de la pression frontale pour un élément de fondation profonde

$B$  : diamètre du pieu

$B_0 = 0.60\text{m}$

$E_M$  : module pressiométrique

$\alpha$  : coefficient caractérisant le sol donné par le tableau suivant :

Tableau 12 Valeurs du coefficient rhéologique suivant le type de sol

TYPE	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave		Rocher	
	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$	TYPE	$\alpha$
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	Normal	1/2
										Très fracturé	1/3
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-	Très altéré	2/3

Comme nous l'avons constaté dans la partie consacrée à l'étude de sol, le fond de fouille général sera ouvert au sein des Eboulis de pente en partie aval et des Formations Pliocènes en partie amont.

Pour la partie amont les pieux de 50cm de diamètre seront donc directement réalisés dans les formations Pliocènes qui présentent de bonnes caractéristiques mécaniques ( $E_M = 35\text{MPa}$ ). Le rapport de sol définit  $\alpha$  égal à 0.5 pour ce type de formation.

Pour la partie avale, les pieux de 80cm de diamètre seront ancrés dans les Eboulis aux caractéristiques médiocres ( $E_M = 4\text{MPa}$ ) sur les premiers mètres avant de rencontrer les formations Pliocènes. Dans ce cas, les valeurs de  $K_f$  doivent être définies suivant la profondeur du pieu. Le rapport de sol définit  $\alpha$  égal à 2/3 pour les Eboulis.

Le coefficient  $K_f$  est une raideur linéique qu'il faut multiplier par la largeur du pieu pour obtenir une raideur surfacique que nous retiendrons pour la suite des calculs. Il est à noter également que le guide de l'AFPS préconise un coefficient multiplicateur sur  $K_f$  en fonction de la zone sismique du projet.

Tableau 13 Coefficient de pondération de  $k_f$  suivant la zone sismique

ZONE	II	III	IV	V
Pondération	3	2	1,5	1

Cette augmentation est liée à la variation du module de cisaillement en fonction de la distorsion. En zone sismique 4, la pondération à prendre en compte est de 1.5.

Pour récapituler, on obtient la raideur  $k = 1.5 \cdot K_f \cdot B$

- Valeur de k pour les pieux de 80cm de diamètre

**Tableau 14** Valeur de k pour les pieux de 80cm de diamètre

<b>Calcul de <math>K_f</math> pieux aval <math>\phi = 0,8m</math></b>					
Prof. z (m)	$\alpha$	$E_M$ (Mpa)	$K_f$ (KN/m·ml)	Coef. ZONE 4	K (KN/m)
1	0,67	4	16 072	1,5	19 287
2	0,67	4	16 072	1,5	19 287
3	0,67	4	16 072	1,5	19 287
4	0,67	4	16 072	1,5	19 287
5	0,67	4	16 072	1,5	19 287
6	0,67	4	16 072	1,5	19 287
7	0,5	35	176 492	1,5	211 790
8	0,5	35	176 492	1,5	211 790
9	0,5	35	176 492	1,5	211 790
10	0,5	35	176 492	1,5	211 790

- Valeur de k pour les pieux de 50cm de diamètre

**Tableau 15** valeur de k pour les pieux de 50cm de diamètre

<b>Calcul de <math>K_f</math> pieux amont <math>\phi = 0,5m</math></b>					
Prof. z (m)	$\alpha$	$E_M$ (Mpa)	$K_f$ (KN/m·ml)	Coef. ZONE 4	K (KN/m)
1	0,5	35	197 379	1,5	148 035
2	0,5	35	197 379	1,5	148 035
3	0,5	35	197 379	1,5	148 035
4	0,5	35	197 379	1,5	148 035
5	0,5	35	197 379	1,5	148 035
6	0,5	35	197 379	1,5	148 035
7	0,5	35	197 379	1,5	148 035
8	0,5	35	197 379	1,5	148 035
9	0,5	35	197 379	1,5	148 035
10	0,5	35	197 379	1,5	148 035

Notre méthode pour définir la raideur en tête de pieux est la suivante : les pieux sont modélisés sur un logiciel d'éléments finis où seront rentrés les modules de sol K calculés en fonction de la profondeur du pieu. On applique ensuite un effort unitaire  $F_H$  (100t) permettant de définir un déplacement en tête de pieu. Comme expliqué auparavant, on considérera la moitié de la rigidité du pieu (16 400 MPa). Les valeurs des déplacements observées en tête permettront ainsi de définir la raideur de la tête de pieu par la relation suivante :

$$F_H = k_H \cdot \delta$$

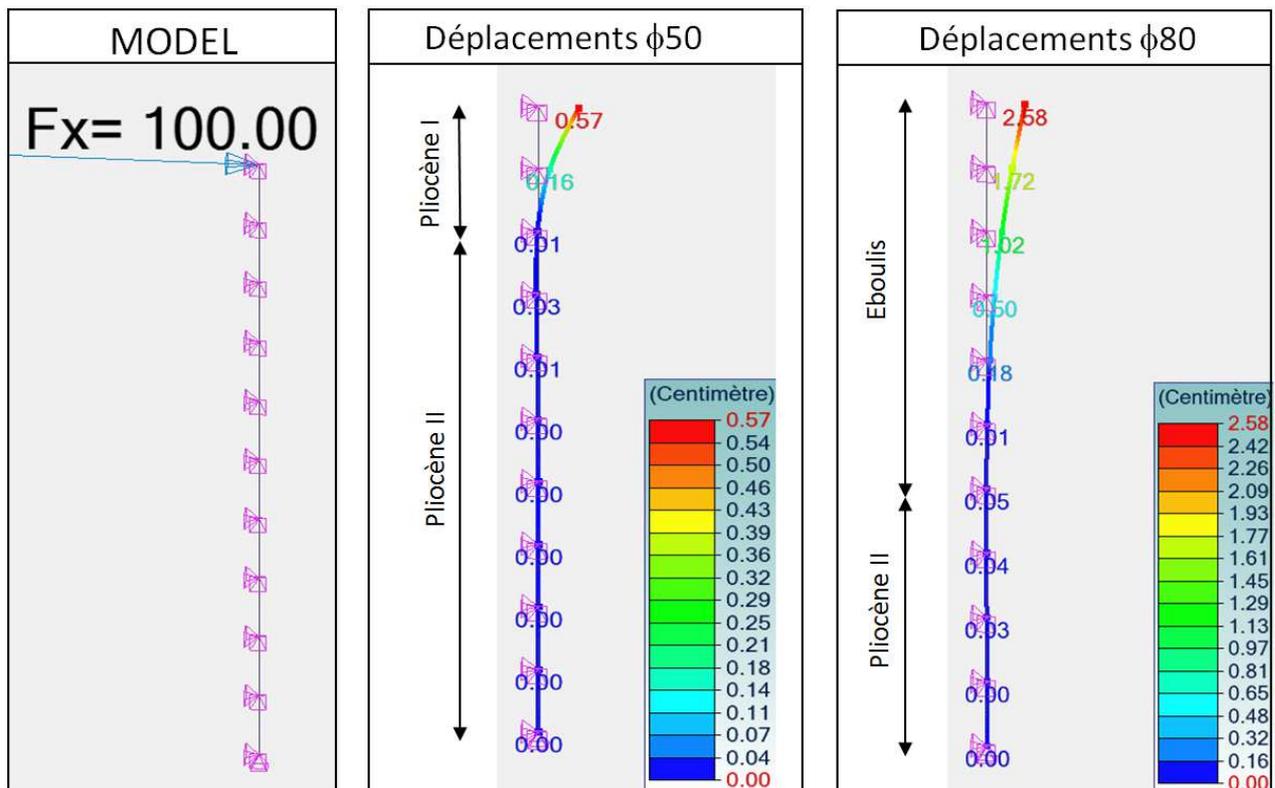


Figure 11 Déplacements en tête de pieu suivant le diamètre

Les raideurs horizontales en tête peuvent alors être déduites :

**Pieux φ80 :**

$$k_H = \frac{1000 \cdot 10^3 N}{2.58 \cdot 10^{-2} m} = 39 \text{ MN/m}$$

**Pieux φ50 :**

$$k_H = \frac{1000 \cdot 10^3 N}{0.57 \cdot 10^{-2} m} = 175 \text{ MN/m}$$

## Conclusion

Les valeurs de rigidité horizontales calculées selon les Eurocodes sont de l'ordre de 230MN/m pour les pieux de diamètre 80cm et de 150MN/m pour les pieux de diamètre 50cm alors que nous avons obtenus des valeurs de 39MN/m pour les  $\varnothing 80$  et de 175MN/m pour les  $\varnothing 50$ .

Le premier constat que nous pouvons faire est l'écart important que nous avons obtenu pour la rigidité des pieux  $\varnothing 80$  puisque nous obtenons une différence de 80% entre les deux valeurs. Ceci s'explique par le fait que le calcul aux Eurocodes est basé sur la classe de sol que nous avons définis au chapitre précédent. Or, deux approximations découlent de ce choix :

1/ Le rapport de sol réalisé pour ce projet indique des données qui sont définies par des règlements antérieurs. En effet, par manque de données précises qui auraient pu nous permettre de réaliser un calcul plus fin, les paramètres d'identification du sol établis selon le PS92 ont été transposés selon les critères de l'EC8 en fonction des valeurs de la vitesse des ondes de cisaillement  $v_s$ . Cette interprétation donne lieu à une première approximation.

2/ La rigidité des têtes de pieux a été déterminée en considérant la classe de sol que nous avons définis et généralisée à l'ensemble des pieux (sol de classe C). Or, nous avons pu constater dans le rapport géotechnique que la nature du sol pouvait varier au niveau des têtes de pieux selon la localisation. En particulier au niveau des pieux  $\varnothing 80$  où les caractéristiques de sols sont assez médiocres.

Ces deux explications nous laissent à penser que les valeurs de la rigidité des pieux  $\varnothing 80$  calculées selon l'EC8 ont été quelques peu surestimées. Pour cela nous retiendrons une rigidité plutôt placée dans la tranche basse des valeurs obtenues, soit 150MN/m.

En revanche, les résultats obtenus pour les pieux  $\varnothing 50$  selon les deux méthodes sont assez proches (moins de 15% d'écart). Ceci s'explique par le fait que le sol au niveau des têtes de pieux  $\varnothing 50$  doit correspondre à un sol de classe C au sens de l'Eurocode 8.

Les démarches effectuées pour avoir ces résultats sont équivalentes en matière de temps passé à les obtenir. Après avoir réalisé des feuilles de calculs permettant d'exploiter des résultats rapidement, il est donc préférable de réaliser ces deux méthodes afin de pouvoir confronter les résultats et d'en tirer des conclusions.

Dans le modèle d'analyse sismique du bâtiment, les pieux seront modélisés par des appuis élastiques où seront rentrées les caractéristiques des rigidités calculées. Le schéma mécanique correspond à ce système est le suivant :

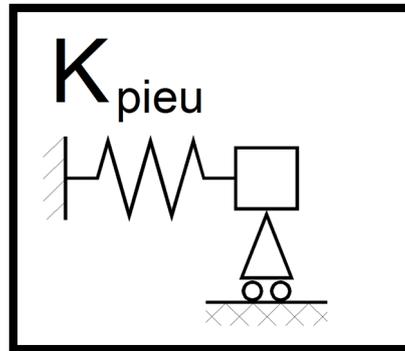


Figure 12 Schéma mécanique appuis élastiques

Pour l'analyse sismique du bâtiment, nous allons comparer ces deux modèles à une troisième variante où les pieux seraient modélisés en éléments filaires de 1m, encastrés en pied et en tête mais en relaxant la rotation à la liaison pieux / structure.

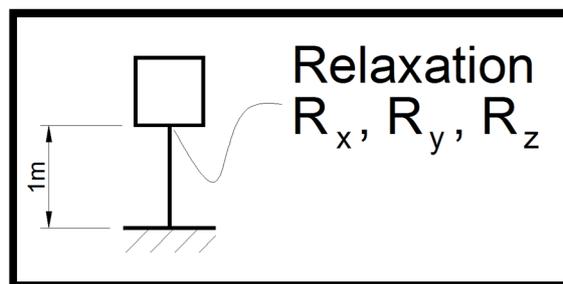


Figure 13 Schéma mécanique pieux de 1m encastrés

Cette méthode offre le bénéfice d'être simple et rapide à réaliser et de pouvoir obtenir des premiers résultats sans avoir une étude géotechnique complète. De l'étude de ces modèles, il est intéressant d'observer quel modèle offre la structure la plus rigide, les plus importantes réactions aux appuis et le plus d'efforts dans les voiles. Pour cela, nous allons comparer les valeurs obtenues sur les éléments suivants :

- **Périodes propres** : indication sur la rigidité de la structure
- **Σ Efforts tranchant à la base des fondations** : le modèle le plus rigide donnera des efforts plus importants
- **Déplacements** : le modèle le plus souple subira des déplacements plus importants. Une attention particulière sera portée sur le dernier niveau afin de vérifier l'effet « coup de fouet ».

### 3.8 Modélisation

L'étude qui suit vise à étudier le comportement sismique du bloc C du bâtiment de CAP AZZURA en faisant varier uniquement les paramètres d'interaction sol structure que nous avons précédemment définis. Pour cela, les modèles ont été réalisés avec les caractéristiques suivantes :

❖ Béton armé classe C25/30 :

- Masse volumique modélisée: 2500 daN/m<sup>3</sup> (Eurocode 1 partie 1.1-Annexe A - Tableau A.1)
- Coefficient partiel sécurité :  $\gamma_c = 1,2$  (Eurocode 2 partie 1.1-Tableau 2.1N)
- Résistance caractéristique :  $f_{ck} = 25$  MPa. (Eurocode 2 partie 1.1-Tableau 3.1)
- Coefficient d'amortissement : 5 % (Eurocode 8 partie 1-art 3.2.2)
- Module d'élasticité :  $E_{cm} = 31$  GPa (Eurocode 2 partie 1.1-Tableau 3.1)
- Loi de comportement : parabole-rectangle (Eurocode 2 partie 1.1-art 3.1.7.(1))

❖ Les cas de charges pris en compte dans l'analyse sismique sont :

- [G] : L'ensemble des charges permanentes y compris poids propre des structures
- [Q] : L'ensemble des charges d'exploitation
- [E] : Action sismique (Eurocode 8 partie 1-art 4.3.3.5) représentée par les combinaisons de Newmark :

$+ E_{Edx} + 0,3. E_{Edy}$	$+0,3. E_{Edx} + E_{Edy}$
$+ E_{Edx} - 0,3. E_{Edy}$	$+ 0,3.E_{Edx} - E_{Edy}$

❖ Ces cas de charges sont combinés comme ci-après :

- [G] "+"  $\psi_{2i}$ . [Q] "+" [E] Eurocode 0 -art. 6.4.3.4 (2)
- $\psi_{2i} = 0,3$  Eurocode 0 -Annexe A1-Tableau A1.1

Soit les combinaisons décrites ci-après :

**Tableau 16** Combinaisons sismiques pour l'étude des pieux

N°	Description
101	1x[3 EX]
102	1x[3 EX]+0.3x[4 EY]
103	1x[3 EX]-0.3x[4 EY]
104	1x[4 EY]
105	0.3x[3 EX]+1x[4 EY]
106	-0.3x[3 EX]+1x[4 EY]
107	1.35x[5 G]
108	1.35x[5 G]+1.5x[6 Q]
109	1x[5 G]+1x[3 EX]+0.3x[6 Q]
110	1x[5 G]+1x[4 EY]+0.3x[6 Q]
111	1x[5 G]+1x[101 COMB]+0.3x[6 Q]
112	1x[5 G]+1x[102 COMB]+0.3x[6 Q]
113	1x[5 G]+1x[103 COMB]+0.3x[6 Q]
114	1x[5 G]+1x[104 COMB]+0.3x[6 Q]
115	1x[5 G]+1x[105 COMB]+0.3x[6 Q]
116	1x[5 G]+1x[106 COMB]+0.3x[6 Q]
117	1x[5 G]+1x[3 EX]
118	1x[5 G]+1x[4 EY]
119	1x[5 G]+1x[101 COMB]
120	1x[5 G]+1x[102 COMB]
121	1x[5 G]+1x[103 COMB]
122	1x[5 G]+1x[104 COMB]
123	1x[5 G]+1x[105 COMB]
124	1x[5 G]+1x[106 COMB]
125	1x[5 G]-1x[3 EX]+0.3x[6 Q]
126	1x[5 G]-1x[4 EY]+0.3x[6 Q]
127	1x[5 G]-1x[101 COMB]+0.3x[6 Q]
128	1x[5 G]-1x[102 COMB]+0.3x[6 Q]
129	1x[5 G]-1x[103 COMB]+0.3x[6 Q]
130	1x[5 G]-1x[104 COMB]+0.3x[6 Q]
131	1x[5 G]-1x[105 COMB]+0.3x[6 Q]
132	1x[5 G]-1x[106 COMB]+0.3x[6 Q]
133	1x[5 G]-1x[3 EX]
134	1x[5 G]-1x[4 EY]
135	1x[5 G]-1x[101 COMB]
136	1x[5 G]-1x[102 COMB]
137	1x[5 G]-1x[103 COMB]
138	1x[5 G]-1x[104 COMB]
139	1x[5 G]-1x[105 COMB]
140	1x[5 G]-1x[106 COMB]
141	1x[5 G]
142	1x[5 G]+0.3x[6 Q]

❖ Aléa sismique :

- Zone 4 : risque moyen décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010
- Accélération du sol :  $a_{gr} = 1,6 \text{ m/s}^2$  arrêté du 22 octobre 2010 - article 4
- Accélération du sol :  $a_{vg}/a_g = 0,8$  arrêté du 22 octobre 2010 - article 4
- Importance du bâtiment : Classe II ( $\gamma_I = 1,0$ ) arrêté du 22 octobre 2010 - article 2  
 ⇒ soit  $a_g = \gamma_I \times a_{gr} = 1,6 \text{ m/s}^2$  (Eurocode 8 partie 1.1-3.2.3.(3))  
 ⇒ soit  $a_{vg} = 0,8 \times a_g = 1,28 \text{ m/s}^2$

❖ Géotechnique :

- Classe de sol : C
- Coefficient de sol :  $S = 1.5$
- Poussée des terres : non prise en compte pour cette partie.

❖ Caractéristiques du système de contreventement

- Classe de ductilité DCM
- Coefficient de comportement horizontal  $q=1.59$

### 3.8.1 Analyse des résultats

#### Σ Efforts aux appuis

Le tableau ci-dessous représente la somme des efforts horizontaux et verticaux exprimés en tonnes au niveau des appuis en fonction des trois modèles réalisés.

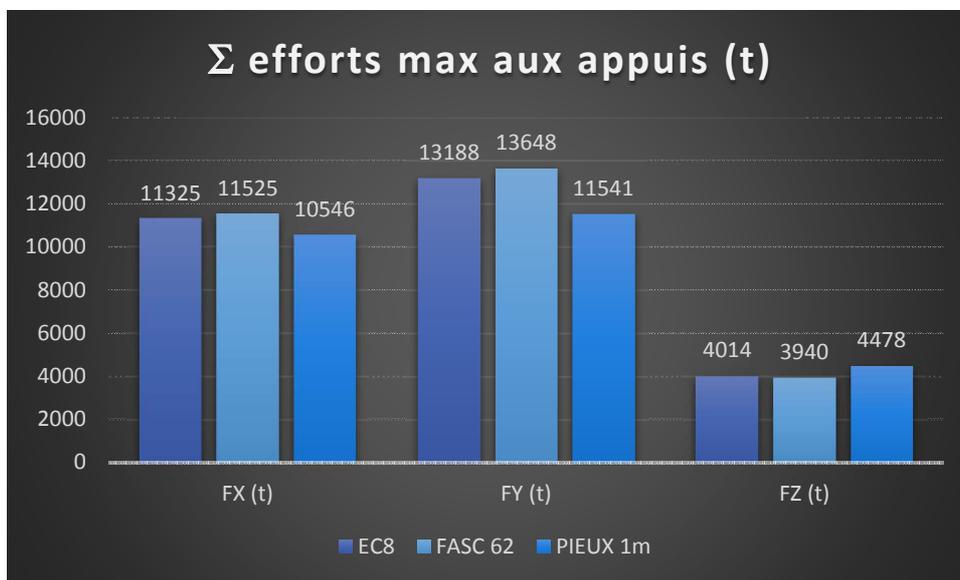
**Tableau 17** Sommes des efforts horizontaux aux appuis

		Σ Efforts max		
		EC8	FASC 62	PIEUX 1m
Fx (t)	Max	11325	11525	10546
	Min	-2360	-2437	-2117
Fy (t)	Max	13188	13648	11541
	Min	-2901	-3051	-2475
Fz (t)	Max	4014	3940	4478
	Min	-42272	-42303	-42677

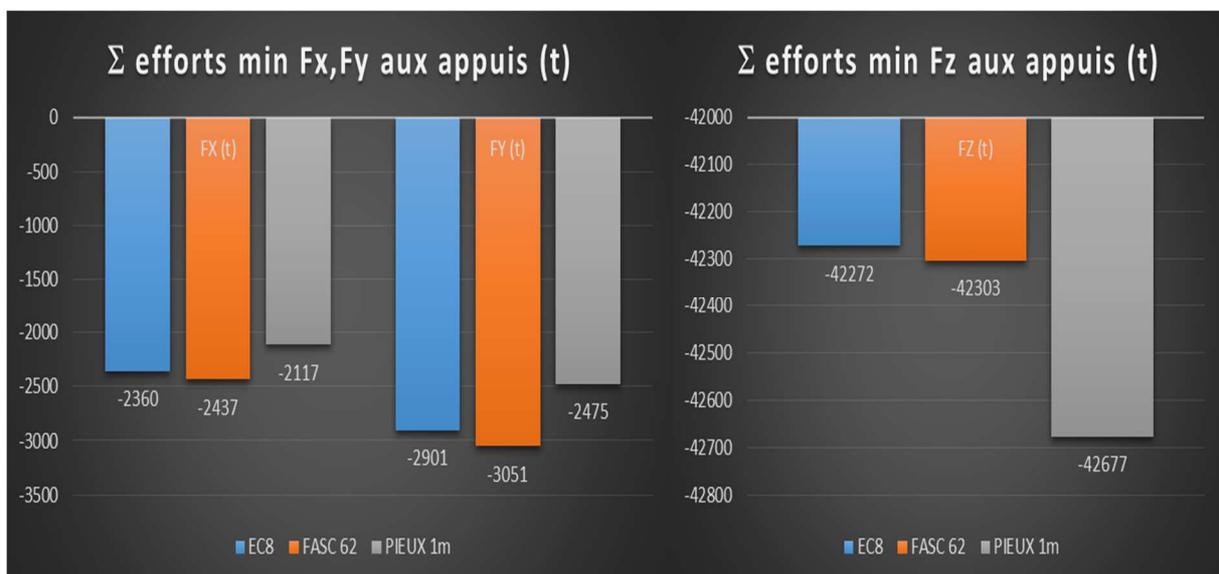
### 3.8.2 Comparaison

D'après le tableau ci-dessous, nous remarquons que les efforts horizontaux dans les deux directions sont plus importants dans le modèle « FASC 62 », suivi du modèle « EC8 » et du modèle «PIEUX 1m ». L'écart reste cependant assez faible entre les deux premiers modèles variant de 2 à 3%. La différence est plus notable avec le troisième modèle où l'on observe une variation allant de 10 à 15%. En revanche cette tendance s'inverse pour les efforts verticaux. On note une différence d'environ 10% sur les efforts ascendants tandis que les efforts descendants sont quasi similaires avec une différence inférieure à 1%.

**Tableau 18** Comparaisons des efforts max aux appuis suivant X,Y et Z



**Tableau 19** Comparaisons des efforts min aux appuis suivant X,Y et Z



### 3.8.3 Modes propres : modèle EC8

Tableau 20 Modes propres suivant le modèle EC8

Mode N°	Pulsation (Rad/s)	Période (s)	Fréquence (Hz)	Énergie (J)	Masses modales			Amort. (%)
					X T (%)	Y T (%)	Z T (%)	
1	24,63	<b>0,26</b>	3,92	165,98	<b>1599.76 ( 61.61)</b>	43.82 ( 1.69)	0.05 ( 0.00)	5
2	32,77	<b>0,19</b>	5,22	386,77	70.94 ( 2.73)	<b>2093.80 ( 80.64)</b>	0.64 ( 0.02)	5
3	44	0,14	7	740	65.10 ( 2.51)	87.01 ( 3.35)	1.89 ( 0.07)	5
4	55,82	0,11	8,88	494,31	83.16 ( 3.20)	3.15 ( 0.12)	219.63 ( 8.46)	5
5	59	0,11	9,39	1129,49	603.77 ( 23.25)	35.68 ( 1.37)	38.32 ( 1.48)	5
6	67,37	0,09	10,72	1337,24	29.24 ( 1.13)	202.75 ( 7.81)	101.41 ( 3.91)	5
7	70,07	0,09	11,15	532,44	7.57 ( 0.29)	39.45 ( 1.52)	235.44 ( 9.07)	5
8	70,51	0,09	11,22	246,59	0.01 ( 0.00)	0.23 ( 0.01)	7.36 ( 0.28)	5
9	70,98	0,09	11,3	284,22	1.10 ( 0.04)	2.95 ( 0.11)	0.26 ( 0.01)	5
10	72,5	0,09	11,54	89,85	0.02 ( 0.00)	0.00 ( 0.00)	17.71 ( 0.68)	5
11	72,89	0,09	11,6	321,33	1.32 ( 0.05)	0.38 ( 0.01)	6.79 ( 0.26)	5
12	73,47	0,09	11,69	303,69	0.55 ( 0.02)	0.21 ( 0.01)	1.79 ( 0.07)	5
13	74,95	0,08	11,93	385,27	1.83 ( 0.07)	0.95 ( 0.04)	65.38 ( 2.52)	5
14	76,9	0,08	12,24	458,45	0.24 ( 0.01)	0.44 ( 0.02)	123.42 ( 4.75)	5
15	77,05	0,08	12,26	439,07	0.00 ( 0.00)	0.65 ( 0.03)	113.73 ( 4.38)	5
16	77,51	0,08	12,34	537,19	0.00 ( 0.00)	0.47 ( 0.02)	0.45 ( 0.02)	5
17	79,86	0,08	12,71	589,39	0.00 ( 0.00)	0.16 ( 0.01)	17.44 ( 0.67)	5
18	80,35	0,08	12,79	279,78	0.05 ( 0.00)	0.10 ( 0.00)	28.21 ( 1.09)	5
19	80,41	0,08	12,8	548,64	4.23 ( 0.16)	0.80 ( 0.03)	10.92 ( 0.42)	5
20	80,91	0,08	12,88	523,2	0.11 ( 0.00)	3.40 ( 0.13)	29.89 ( 1.15)	5
21	83,43	0,08	13,28	865,35	8.12 ( 0.31)	3.14 ( 0.12)	39.91 ( 1.54)	5
22	84,73	0,07	13,48	605,99	0.63 ( 0.02)	0.00 ( 0.00)	2.47 ( 0.10)	5
23	85,38	0,07	13,59	720,57	18.47 ( 0.71)	0.08 ( 0.00)	6.12 ( 0.24)	5
24	85,45	0,07	13,6	539,31	2.00 ( 0.08)	0.03 ( 0.00)	8.99 ( 0.35)	5
25	86,04	0,07	13,69	697,59	18.64 ( 0.72)	0.71 ( 0.03)	22.60 ( 0.87)	5
26	86,4	0,07	13,75	630,09	1.73 ( 0.07)	0.01 ( 0.00)	0.13 ( 0.01)	5
27	86,76	0,07	13,81	975,47	24.11 ( 0.93)	0.58 ( 0.02)	50.90 ( 1.96)	5
28	87,48	0,07	13,92	1017,14	0.82 ( 0.03)	0.37 ( 0.01)	8.24 ( 0.32)	5
29	88,83	0,07	14,14	902,51	14.23 ( 0.55)	0.25 ( 0.01)	0.09 ( 0.00)	5
30	89,75	0,07	14,28	385,17	0.54 ( 0.02)	0.24 ( 0.01)	4.47 ( 0.17)	5
Total				17132,09	<b>2558.30 ( 98.53)</b>	<b>2521.83 ( 97.13)</b>	<b>1164.65 ( 44.86)</b>	

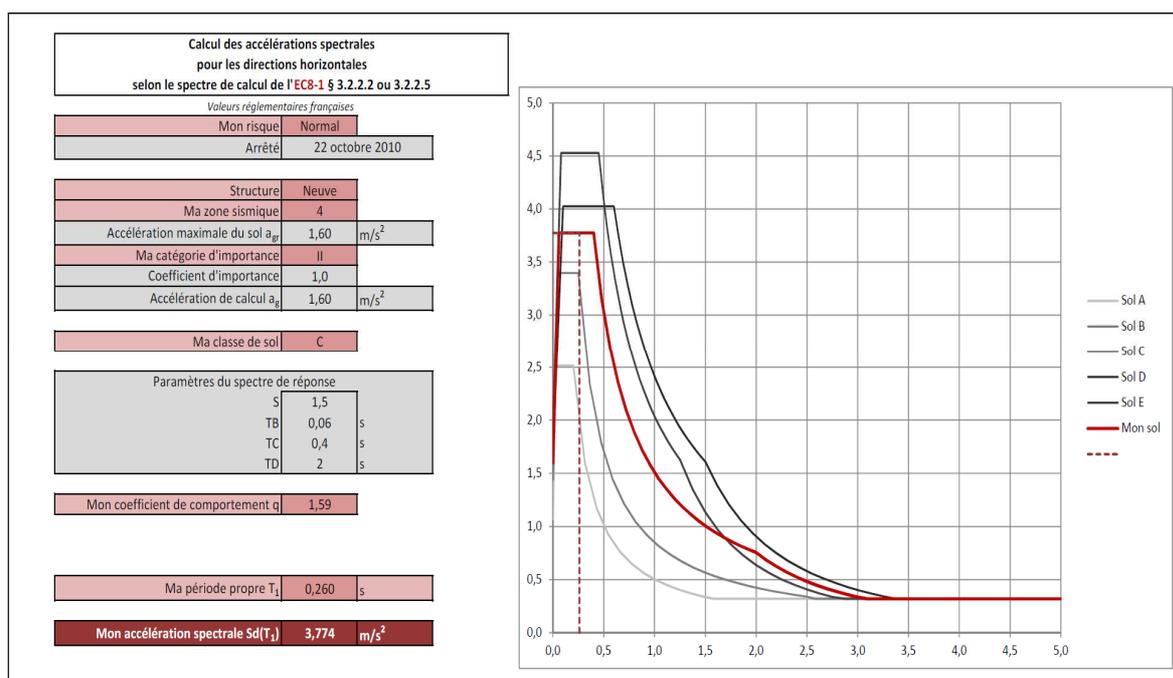


Figure 14 Accélération spectrale calculée pour le modèle EC8

### 3.8.4 Modes propres : modèle Fascicule 62

Tableau 21 Modes propres suivant le modèle Fascicule 62

Mode N°	Pulsation (Rad/s)	Période (s)	Fréquence (Hz)	Énergie (J)	Masses modales			Amort. (%)
					XT (%)	YT (%)	ZT (%)	
1	22,7	0,28	3,61	161,63	1683.97 ( 64.86)	35.97 ( 1.39)	0.05 ( 0.00)	5
2	31,32	0,2	4,99	358,65	62.92 ( 2.42)	2204.45 ( 84.90)	0.30 ( 0.01)	5
3	40,58	0,15	6,46	588,7	41.05 ( 1.58)	38.72 ( 1.49)	0.41 ( 0.02)	5
4	54,27	0,12	8,64	902,74	506.97 ( 19.53)	27.47 ( 1.06)	53.45 ( 2.06)	5
5	56,53	0,11	9	576,3	102.61 ( 3.95)	40.45 ( 1.56)	201.87 ( 7.77)	5
6	66,42	0,09	10,57	1322,97	65.95 ( 2.54)	168.69 ( 6.50)	60.36 ( 2.32)	5
7	69,85	0,09	11,12	466,52	3.19 ( 0.12)	14.59 ( 0.56)	287.43 ( 11.07)	5
8	70,51	0,09	11,22	243,9	0.06 ( 0.00)	0.02 ( 0.00)	5.28 ( 0.20)	5
9	70,97	0,09	11,3	275,96	0.90 ( 0.03)	1.04 ( 0.04)	1.00 ( 0.04)	5
10	72,5	0,09	11,54	90,15	0.00 ( 0.00)	0.00 ( 0.00)	17.57 ( 0.68)	5
11	72,87	0,09	11,6	319,99	0.56 ( 0.02)	0.23 ( 0.01)	7.20 ( 0.28)	5
12	73,47	0,09	11,69	303,16	0.48 ( 0.02)	0.13 ( 0.01)	1.71 ( 0.07)	5
13	74,91	0,08	11,92	385,49	0.49 ( 0.02)	0.57 ( 0.02)	68.08 ( 2.62)	5
14	76,89	0,08	12,24	468,5	0.78 ( 0.03)	0.19 ( 0.01)	140.15 ( 5.40)	5
15	77,04	0,08	12,26	425,08	0.06 ( 0.00)	0.28 ( 0.01)	93.38 ( 3.60)	5
16	77,51	0,08	12,34	537,16	0.02 ( 0.00)	0.35 ( 0.01)	0.20 ( 0.01)	5
17	79,85	0,08	12,71	591,26	0.08 ( 0.00)	0.10 ( 0.00)	15.99 ( 0.62)	5
18	80,34	0,08	12,79	276,09	0.10 ( 0.00)	0.06 ( 0.00)	30.97 ( 1.19)	5
19	80,42	0,08	12,8	543,12	4.35 ( 0.17)	0.54 ( 0.02)	11.69 ( 0.45)	5
20	80,85	0,08	12,87	520,83	0.42 ( 0.02)	1.84 ( 0.07)	27.33 ( 1.05)	5
21	83,45	0,08	13,28	832,2	8.61 ( 0.33)	1.97 ( 0.08)	43.48 ( 1.67)	5
22	84,65	0,07	13,47	594,62	0.23 ( 0.01)	0.02 ( 0.00)	2.73 ( 0.11)	5
23	85,39	0,07	13,59	685,87	13.88 ( 0.53)	0.01 ( 0.00)	1.54 ( 0.06)	5
24	85,45	0,07	13,6	538,07	2.07 ( 0.08)	0.01 ( 0.00)	12.15 ( 0.47)	5
25	86,09	0,07	13,7	644,13	14.67 ( 0.57)	0.26 ( 0.01)	10.48 ( 0.40)	5
26	86,38	0,07	13,75	632,04	0.46 ( 0.02)	0.01 ( 0.00)	0.15 ( 0.01)	5
27	86,92	0,07	13,83	1104,6	36.43 ( 1.40)	0.51 ( 0.02)	55.71 ( 2.15)	5
28	87,48	0,07	13,92	1023,52	2.16 ( 0.08)	0.33 ( 0.01)	5.50 ( 0.21)	5
29	88,83	0,07	14,14	942,6	15.64 ( 0.60)	0.01 ( 0.00)	0.00 ( 0.00)	5
30	89,74	0,07	14,28	389,87	0.36 ( 0.01)	0.34 ( 0.01)	3.32 ( 0.13)	5
Total				16745,75	2569.49 ( 98.96)	2539.15 ( 97.79)	1159.50 ( 44.66)	

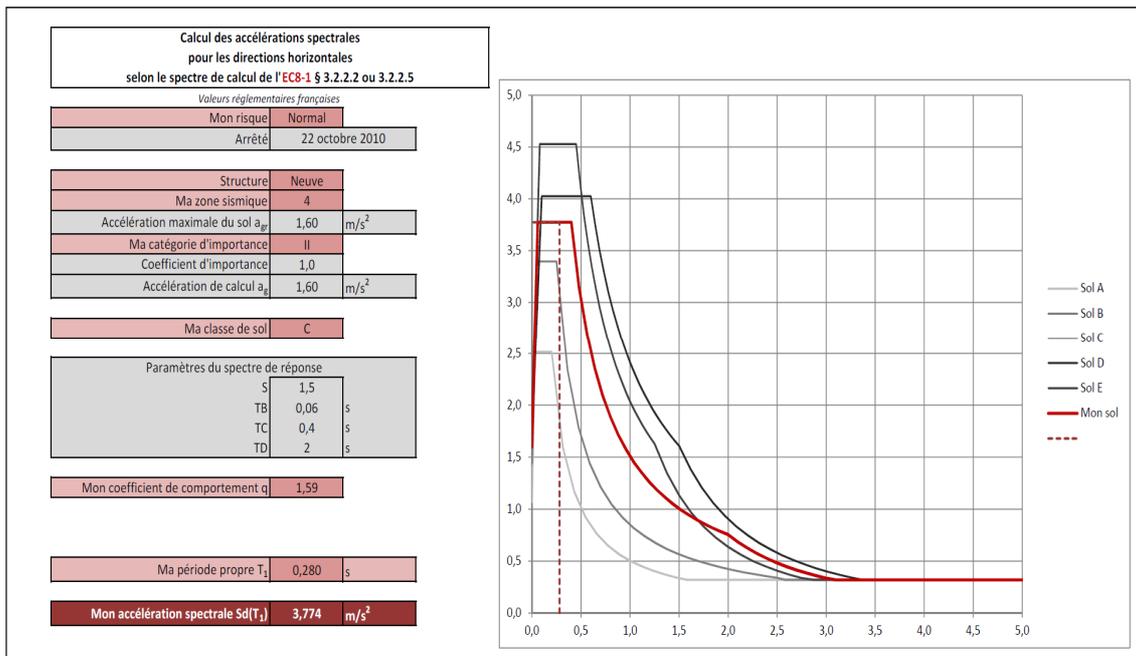


Figure 15 Accélération spectrale calculée pour le modèle Fascicule 62

### 3.8.5 Modes propres : Modèle pieux 1m

Tableau 22 Modes propres suivant le modèle pieux 1m

Mode N°	Pulsation (Rad/s)	Période (s)	Fréquence (Hz)	Énergie (J)	Masses modales			Amort. (%)
					X T (%)	Y T (%)	Z T (%)	
1	25,94	0,24	4,13	154,46	1449.92 ( 55.53)	36.09 ( 1.38)	0.05 ( 0.00)	5
2	35,8	0,18	5,7	403,7	64.78 ( 2.48)	1748.37 ( 66.96)	2.86 ( 0.11)	5
3	48,41	0,13	7,7	799,01	152.06 ( 5.82)	143.92 ( 5.51)	7.76 ( 0.30)	5
4	56,22	0,11	8,95	432,7	1.50 ( 0.06)	23.75 ( 0.91)	254.16 ( 9.73)	5
5	68,13	0,09	10,84	1015,48	440.97 ( 16.89)	3.76 ( 0.14)	182.92 ( 7.01)	5
6	70,25	0,09	11,18	598,58	139.64 ( 5.35)	0.29 ( 0.01)	172.72 ( 6.62)	5
7	70,51	0,09	11,22	249,52	1.67 ( 0.06)	0.02 ( 0.00)	14.01 ( 0.54)	5
8	70,92	0,09	11,29	280,9	0.98 ( 0.04)	5.19 ( 0.20)	4.72 ( 0.18)	5
9	72,97	0,09	11,61	342,12	14.66 ( 0.56)	0.75 ( 0.03)	4.87 ( 0.19)	5
10	73,42	0,09	11,68	401,78	1.54 ( 0.06)	35.33 ( 1.35)	3.90 ( 0.15)	5
11	74,11	0,08	11,8	1489,35	0.82 ( 0.03)	373.64 ( 14.31)	4.37 ( 0.17)	5
12	75,11	0,08	11,95	408,44	19.81 ( 0.76)	2.36 ( 0.09)	62.91 ( 2.41)	5
13	75,29	0,08	11,98	70,71	0.02 ( 0.00)	0.01 ( 0.00)	9.87 ( 0.38)	5
14	77,02	0,08	12,26	530,73	1.27 ( 0.05)	0.26 ( 0.01)	267.34 ( 10.24)	5
15	77,8	0,08	12,38	529,33	0.27 ( 0.01)	0.27 ( 0.01)	7.47 ( 0.29)	5
16	79,86	0,08	12,71	543,7	0.42 ( 0.02)	0.02 ( 0.00)	33.56 ( 1.29)	5
17	80,17	0,08	12,76	306,77	0.79 ( 0.03)	0.07 ( 0.00)	19.25 ( 0.74)	5
18	80,46	0,08	12,81	552,84	2.95 ( 0.11)	1.24 ( 0.05)	5.15 ( 0.20)	5
19	81,17	0,08	12,92	557,02	0.21 ( 0.01)	20.30 ( 0.78)	29.29 ( 1.12)	5
20	82,09	0,08	13,07	446,62	0.06 ( 0.00)	0.00 ( 0.00)	0.04 ( 0.00)	5
21	83,75	0,08	13,33	713,03	1.27 ( 0.05)	2.68 ( 0.10)	63.27 ( 2.42)	5
22	85,08	0,07	13,54	594,99	0.19 ( 0.01)	0.48 ( 0.02)	4.79 ( 0.18)	5
23	85,49	0,07	13,61	573,43	14.10 ( 0.54)	0.96 ( 0.04)	13.13 ( 0.50)	5
24	86,23	0,07	13,72	652,34	10.16 ( 0.39)	1.37 ( 0.05)	0.17 ( 0.01)	5
25	86,5	0,07	13,77	544,88	6.06 ( 0.23)	0.85 ( 0.03)	0.34 ( 0.01)	5
26	87,08	0,07	13,86	1212,72	46.87 ( 1.80)	2.40 ( 0.09)	23.95 ( 0.92)	5
27	87,48	0,07	13,92	685,3	2.60 ( 0.10)	1.05 ( 0.04)	8.19 ( 0.31)	5
28	89,11	0,07	14,18	1071,03	37.61 ( 1.44)	2.65 ( 0.10)	3.81 ( 0.15)	5
29	89,74	0,07	14,28	373,15	0.49 ( 0.02)	0.42 ( 0.02)	9.19 ( 0.35)	5
30	91,06	0,07	14,49	540,23	1.37 ( 0.05)	1.01 ( 0.04)	25.28 ( 0.97)	5
Total				17074,87	2415.06 ( 92.50)	2409.50 ( 92.28)	1239.34 ( 47.47)	

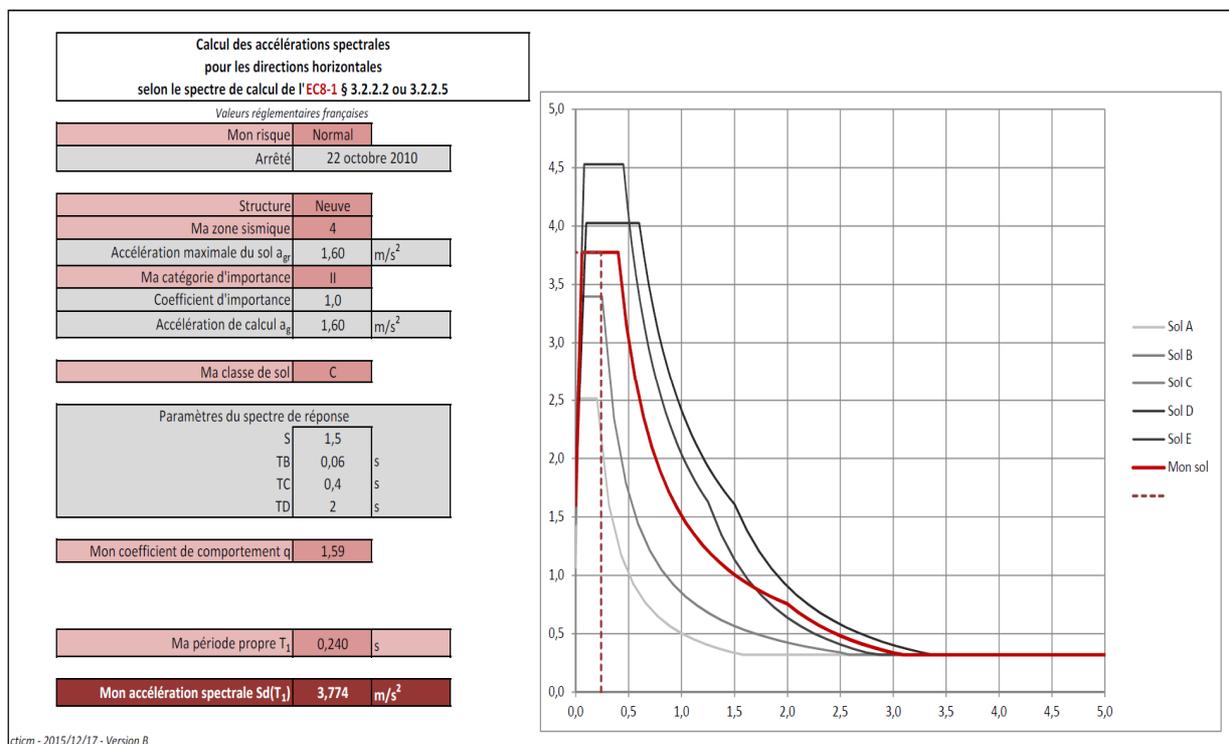


Figure 16 Accélération spectrale calculée pour le modèle pieux 1m

### 3.8.6 Comparaison

L'analyse des modes propres de chaque modèle nous indique que le modèle « PIEUX 1m » possède le mode propre avec la période la plus faible, suivit du modèle « EC8 » et « FASC 62 » pour les directions X et Y. L'écart entre ces trois modèles est de deux centièmes de secondes suivant X et un centième de seconde suivant Y.

Tableau 23 Valeurs des pulsations et modes propres suivant le modèle

Modèle	Pulsations (rad/s)		Périodes propre (s)	
	X	Y	X	Y
Pieux 1m	25,94	35,80	0,24	0,18
EC8	24,63	32,77	0,26	0,19
FASC 62	22,70	31,32	0,28	0,20

On peut en déduire de la **pseudo-pulsation**  $\omega_d$  ci-dessus (avec un amortissement de 5%), des indications sur la rigidité des modèles. La relation entre la rigidité, la masse et la pseudo-pulsation est donnée par l'équation suivante :

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{d'où} \quad k = (\omega \cdot \sqrt{m})^2$$

Tableau 24 Rigidité des pieux suivant le modèle dans les directions X et Y

Modèle	Suivant X			Suivant Y		
	Pulsations (rad/s)	Masse (T)	Rigidité KN/m	Pulsations (rad/s)	Masse (T)	Rigidité KN/m
Pieux 1m	25,94	1449,92	<b>976</b>	35,80	1748,37	<b>2241</b>
EC8	24,63	1599,76	<b>970</b>	32,77	2093,8	<b>2248</b>
FASC 62	22,70	1683,97	<b>868</b>	31,32	2204,45	<b>2162</b>

Le modèle ayant la plus petite période propre signifie donc qu'il est aussi le plus rigide. Un accroissement de cette caractéristique pour les autres modèles est significatif d'une souplesse accrue. Nous observerons ci-après si cette hypothèse est confirmée par les déplacements obtenus.

On constate également que pour ces trois périodes propres, l'accélération se situe sur le palier du spectre de calcul donnant une valeur de :

$$S_d(T_1) = \frac{2.5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \xi}{q} = \frac{2.5 \cdot 1.6 \cdot 1.5 \cdot 1}{1.59} = \underline{\underline{3.77 \text{ m/s}^2}} \quad (\text{avec } \eta = 1 \text{ pour } \xi = 5\%)$$

Enfin, on observe que plus de 90% de la masse modale a été sollicitée pour les directions X et Y dans les trois cas. Le pourcentage de sollicitation augmente en fonction de la souplesse du modèle.

Tableau 25 Masses modales suivant le modèle

Masses modales						
Modèle	X		Y		Z	
	T	%	T	%	T	%
Pieux 1m	2415,06	92,5	2409,5	92,28	1239,34	47,47
EC8	2558,3	98,53	2521,83	97,13	1164,65	44,86
FASC 62	2569,49	98,96	2539,15	97,79	1159,5	44,66

### 3.8.7 Effort tranchant

Afin d'estimer sur quel modèle les voiles de contreventement seraient le plus sollicités, nous avons extrait les efforts tranchants de chaque niveau pour les trois modèles.

Tableau 26 Valeurs de l'effort tranchant par niveau suivant le modèle

	E <sub>x</sub> (T)			E <sub>y</sub> (T)		
	FASC62	EC8	PIEUX 1m	FASC62	EC8	PIEUX 1m
R+5	124	132	137	98	103	160
R+4	372	381	374	282	289	237
R+3	561	564	552	436	445	437
R+2	700	695	684	560	568	547
R+1	809	796	787	673	678	644
RDC	928	884	822	910	899	825
R-1	1082	967	829	1049	1030	879
<b>TOTAL</b>	<b>4576</b>	<b>4419</b>	<b>4185</b>	<b>4008</b>	<b>4012</b>	<b>3729</b>

On remarque dans un premier temps que les résultats obtenus pour les modèles FASC62 et EC8 sont assez proches avec une légère augmentation de l'effort tranchant sur les deux premiers niveaux pour le modèle FASC62. On note également une différence de moins de 10% entre le modèle le plus sollicité dans les deux directions (FASC62) au moins sollicité (PIEUX 1m).

De plus, on constate que la répartition de l'effort tranchant est réparti de façon plus uniforme sur le modèle PIEUX 1m avec des efforts plus importants que les deux autres modèles à l'étage le plus élevé.

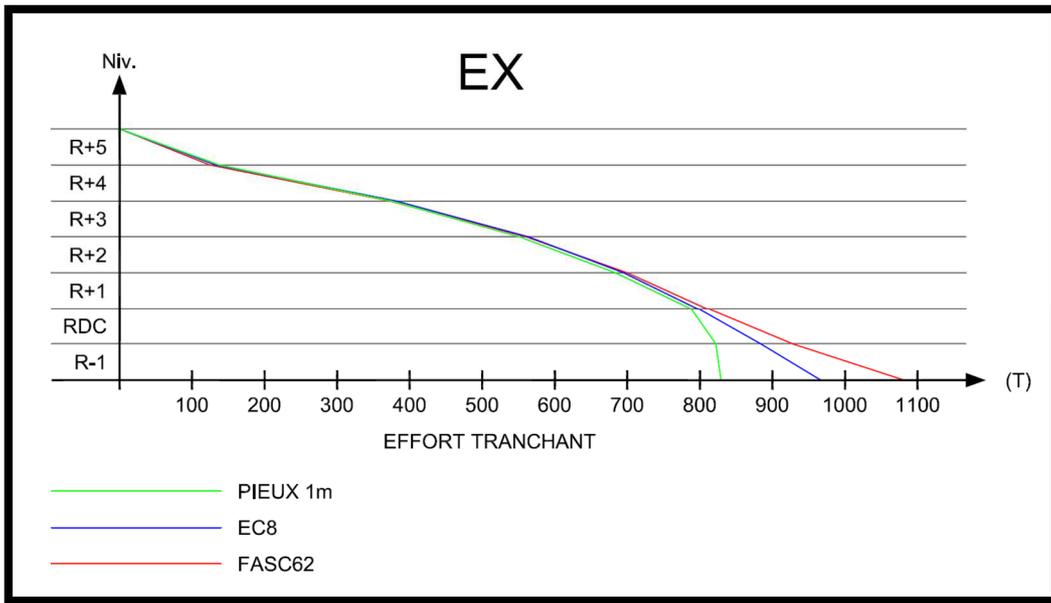


Figure 17 Evolution étage par étage de l'effort tranchant suivant X

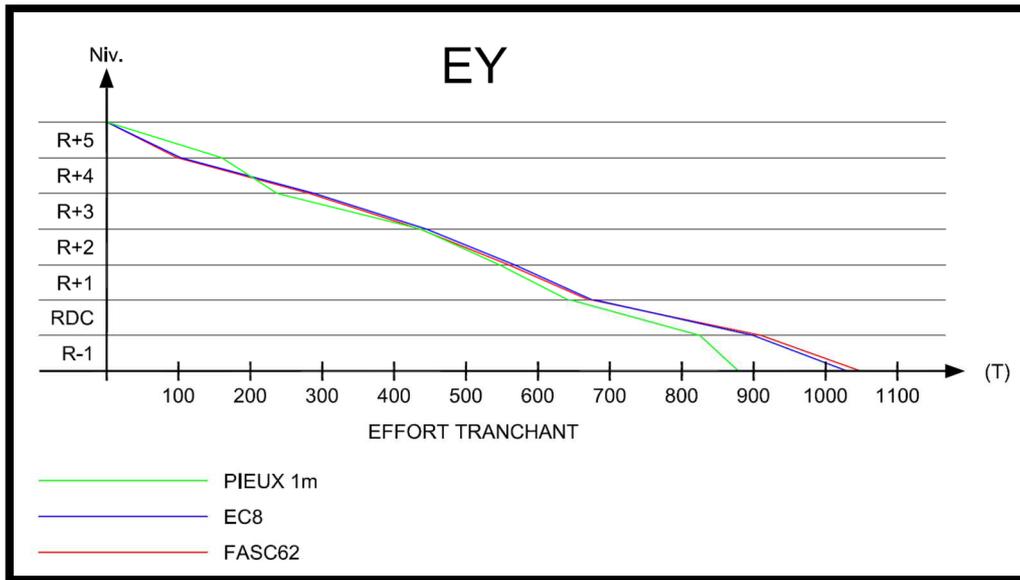


Figure 18 Evolution étage par étage de l'effort tranchant suivant Y

Les graphiques ci-dessus nous montrent l'évolution de l'effort tranchant en fonction des étages dans les deux directions horizontales. Nous constatons que l'interaction sol structure n'influence que très peu les efforts dans les voiles dans les étages de superstructure.

Enfin, les voiles de contreventement sont le plus sollicités dans le modèle FASC62.

### 3.8.8 Déplacements

Les déplacements maximaux issus de l'enveloppe des combinaisons sismiques sont les suivants :

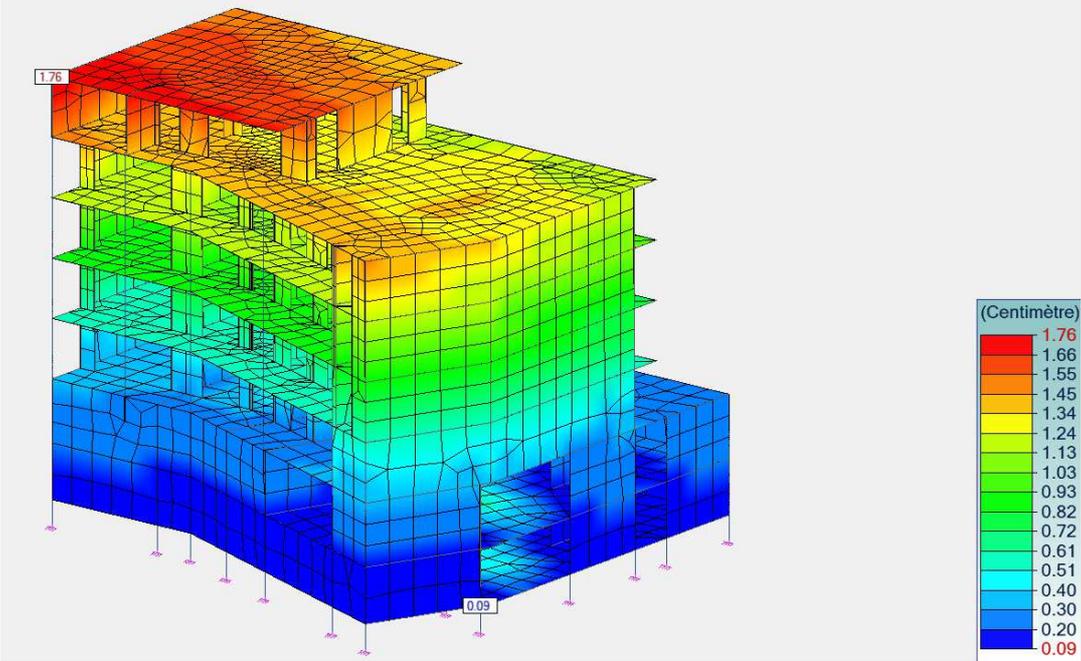


Figure 19 Déplacements du modèle pieux 1m

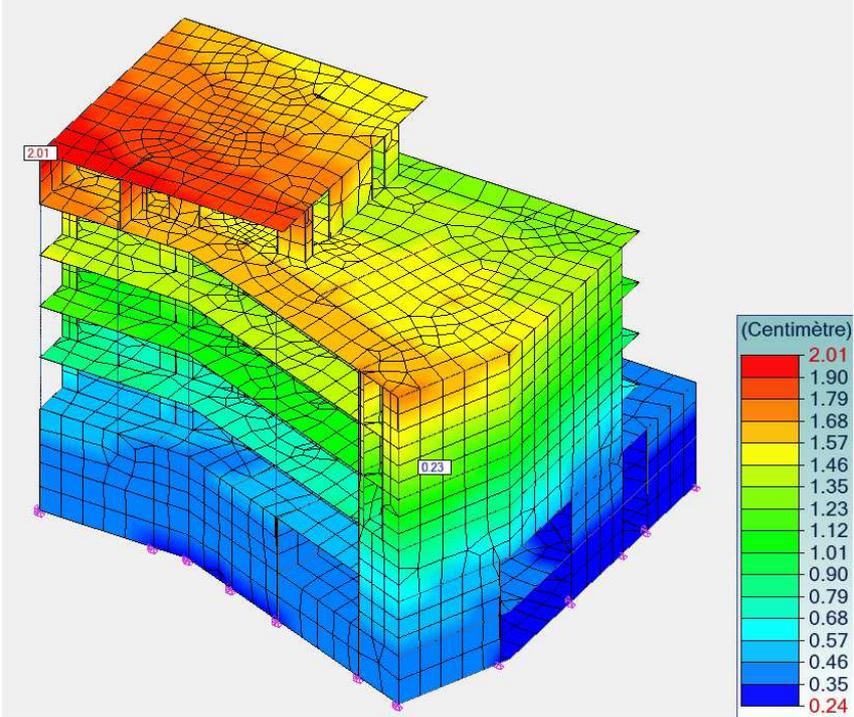


Figure 20 Déplacements du modèle EC8

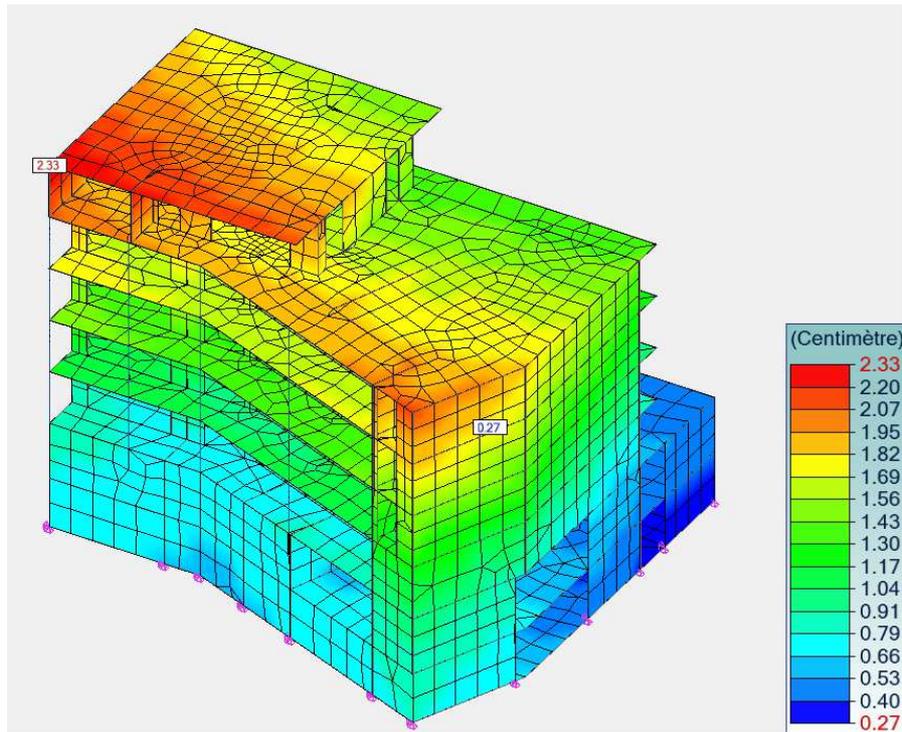


Figure 21 Déplacements du modèle Fascicule 62

Dans un premier temps, l'analyse des déplacements confirme l'hypothèse que nous annonçons auparavant à savoir que le modèle ayant la plus petite période propre donne le moins de déplacements. En effet nous obtenons des déplacements de 1.76cm pour le modèle « PIEUX 1m », 2.01cm pour « EC8 » et 2.33cm pour le modèle « FASC 62 » soit un écart relatif d'environ 25% entre les résultats extrêmes.

Modèle	Déplacements (cm)
Pieux 1m	1,76
EC8	2,01
FASC 62	2,33

Figure 22 Déplacements maximaux suivant le modèle

En sachant que la relation qui lie les déplacements à la rigidité et aux efforts est la suivante :  $F = k \cdot \delta$ , pour une rigidité identique, les efforts seront d'autant plus grands que les déplacements seront importants. Ce qui confirme et valide les valeurs de l'effort tranchant précédemment obtenues.

De ce fait, nous retiendrons le modèle le plus critique pour l'analyse complète de notre ouvrage. Le modèle « FASC62 » présente les caractéristiques les plus défavorables dans la plupart des cas, c'est pourquoi nous choisissons ce modèle.

## 4 Poussée dynamique

### 4.1 Méthode de Mononobe-Okabe

La poussée dynamique est obtenue par la méthode de Mononobe-Okabe. Okabe (1926), Mononobe et Matsuo (1929) avaient développés une méthode basée sur l'approche pseudo statique, fondée sur la théorie de Coulomb des pressions actives et passives statiques des terres. La théorie de Mononobe-Okabe incorpore l'effet du séisme par l'inclusion d'une accélération horizontale constante donnée  $a_h = K_h \cdot g$ , et une accélération verticale constante donnée par  $a_v = K_v \cdot g$ , agissant sur le coin solide de Coulomb dans le remblai. Cette méthode est une extension directe de la méthode de Coulomb-Rankine en faisant subir au mur une rotation fictive  $\theta$  égale à :

$$\theta = \arctg \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

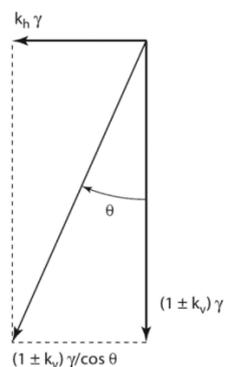


Figure 23 Valeur de  $\theta$

$k_h$  : coefficient sismique horizontal

$k_v$  : coefficient sismique vertical

Les coefficients et sont donnés § 7.3.2.2(4) de l'Eurocode 8 – partie 5

$$k_h = \frac{a_g}{g} \times \frac{S}{r}$$
$$k_v = \pm 0,50 \times k_h$$

$S$  : paramètre de sol

$r$  est fonction du type d'ouvrage de soutènement.

Tableau 27 Valeurs du coefficient r

Type d'ouvrage de soutènement	r
Murs-poids libres pouvant accepter un déplacement jusqu'à $d_r = 300 \alpha \cdot S$ (mm)	2
Murs-poids libres pouvant accepter un déplacement jusqu'à $d_r = 200 \alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Murs fléchis en béton armé, murs ancrés ou contreventés, murs en béton renforcé fondés sur pieux verticaux, murs d'infrastructure encastrés et culées de ponts	1

La valeur de la poussée globale  $P_{ad}$  est égale à

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot L^2 (1 \pm k_v) \cdot K_{ad}$$

$K_{ad}$ : coefficient de poussée dynamique active

Le coefficient  $K_{ad}$  étant égal à :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos \theta \times \cos(\delta + \lambda + \theta)} \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \times \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

Dans le cas d'un mur déplaçable sous l'effet du séisme (mur de soutènement par exemple), la poussée exercée sur le mur est constituée de deux termes :

- la poussée statique  $P_{as}$  :

$$P_{as} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_0 \cdot H^2$$

Avec  $K_0$  étant le coefficient de poussée statique =  $1 - \sin \theta$

- l'incrément dynamique de poussée  $\Delta P_{ad} = P_{ad} - P_{as}$

$$\Delta P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot [(1 \pm k_v) \times K_{ad} - K_{as}]$$

La poussée statique  $P_{as}$  s'applique au tiers inférieur du mur et les essais ont montré que l'incrément dynamique de poussée s'applique au deuxième tiers de la hauteur du mur, à partir du bas. Pour ces raisons, on estime que la poussée globale s'applique à mi-hauteur.

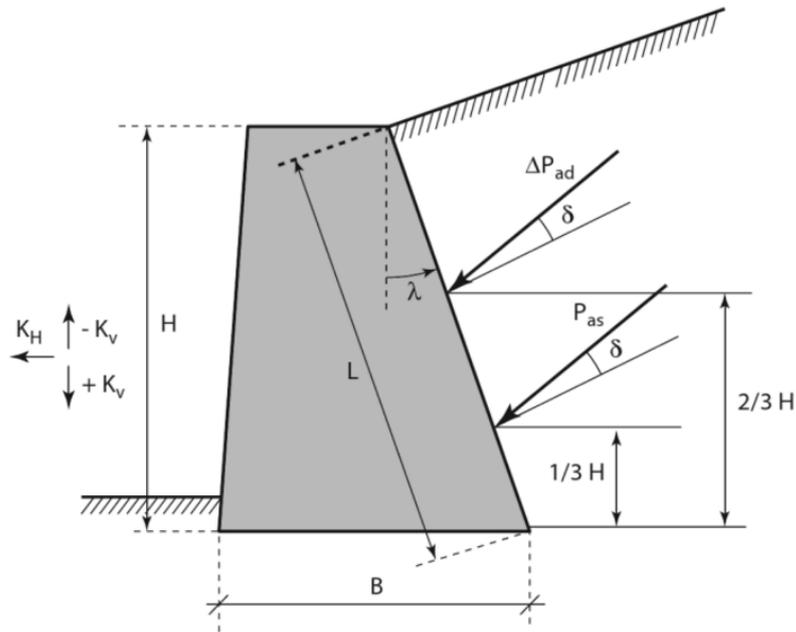


Figure 24 Poussée dynamique globale

Pour les murs qui ne sont pas déplaçables comme les voiles périphériques des sous-sols de bâtiments, la poussée peut être majorée de 50 à 100%. La poussée dynamique est donc déterminée en tenant compte d'un coefficient multiplicateur égal à la différence entre le coefficient des terres au repos  $K_0$  et le coefficient de poussée statique  $K_{as}$ . On obtient alors :

- la poussée statique  $P_{as}$  :

$$P_{as} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_0 \cdot H^2$$

- la poussée dynamique  $P_{ad}$  :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot (K_{ad} + K_0 - K_{as})$$

- l'incrément dynamique de pousse  $\Delta P_{ad} = P_{ad} - P_{as}$

$$\Delta P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot [(1 \pm k_v) \cdot (K_{ad} + K_0 - K_{as}) - K_0]$$

## 4.2 Méthode de calcul suivant l'Annexe E de l'Eurocode 8, partie 5

Pour un mur de soutènement pouvant se déplacer, la poussée totale (statique + dynamique) est égale à :

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K$$

$$K = \frac{\sin^2(90 + \varphi'_d - \theta)}{\cos \theta \times \sin(90 - \delta_d - \theta)} \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_d + \delta_d) \times \sin(\varphi'_d - \beta - \theta)}{\sin(90 - \delta_d - \theta) \times \sin(90 + \beta)}} \right]^2}$$

Avec :

$$\varphi'_d = \arctg\left(\frac{\tan(\varphi')}{\gamma_{\varphi'}}\right)$$
$$\delta_d = \arctg\left(\frac{\tan(\delta)}{\gamma_{\varphi'}}\right)$$

Pour les structures rigides complètement empêchées de se mouvoir par rapport au sol, l'effort dynamique dû à l'augmentation de la poussée des terres est égale à :

$$\Delta P_{pd} = S \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{ag}{g}$$

## 4.3 Calcul de la poussée dynamique

### 4.3.1 Récapitulatif des données

Bâtiment de catégorie d'importance II en zone 4,  $a_g = 1.6\text{m/s}^2$

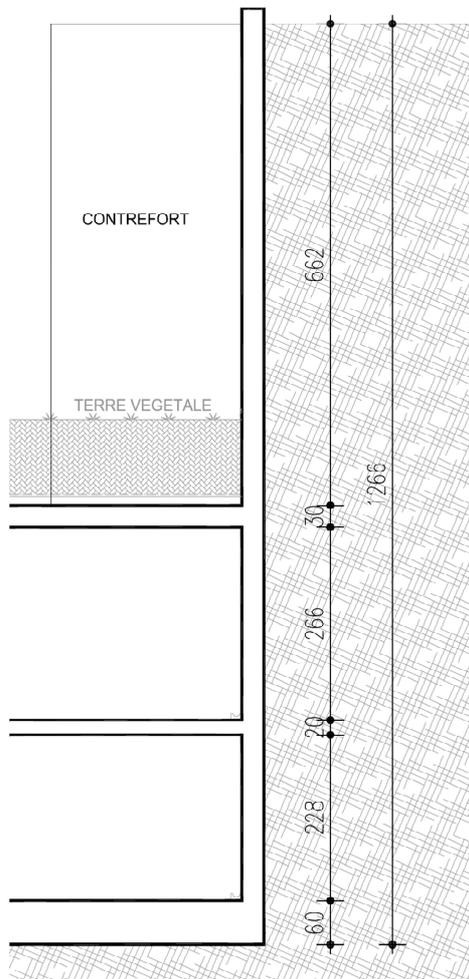
Sol de classe C,  $S = 1.5$

Masse volumique du sol :  $\gamma = 2.2\text{ t/m}^3$

Angle de frottement interne du sol :  $\phi = 30^\circ$

Angle d'inclinaison par rapport à la perpendiculaire au mur :  $\delta = 0$

### 4.3.2 PAROI AMONT (NORD)



#### Poussée statique $P_{as}$

$$P_{as} = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_0 \times H^2$$

$$P_{as} = \frac{1}{2} \times 2.2 \times (1 - \sin(30)) \times 12.66^2$$

$$P_{as} = 88.15\text{ t/m}$$

#### Incrément dynamique suivant l'Annexe E EC8

$$\Delta P_{pd} = a_g / g \times S \times \gamma \times H^2$$

$$\Delta P_{pd} = 1.6 / 9.81 \times 1.5 \times 2.2 \times 12.66^2$$

$$\Delta P_{pd} = 86.3\text{ t/m}$$

Figure 25 Coupe sur la paroi amont

### 4.3.3 Calcul de la poussée suivant la méthode de Mononobé-Okabé

$$\varphi'_d = \arctan\left(\frac{\tan 30}{1.25}\right) = 24.8^\circ$$

$$\delta_d = \arctan\left(\frac{\tan 0}{24.8}\right) = 0$$

$$k_h = \frac{ag}{g} \times \frac{S}{r} = \frac{1.6 \times 1.5}{9.81 \times 1} = \mathbf{0.245}$$

$$k_v = \pm 0.50 \times k_h = \pm 0.50 \times 0.245 = \pm \mathbf{0.122}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{0.245}{1 \pm 0.122}\right)$$

$$\theta_1 = \mathbf{12.32^\circ} \text{ et } \theta_2 = \mathbf{15.59^\circ}$$

$$K_{as} = \cos^2(30) \times \frac{1}{[1 + \sin(30)]^2} = \mathbf{0.333}$$

$$K_1 = \frac{\sin^2(90 + 24.8 - 12.32)}{\cos(12.32) \times \sin(90 - 12.32)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(24.8) \times \sin(24.8 - 12.32)}{\sin(90 - 12.32) \times \sin(90)}}\right]^2} = \mathbf{0.587}$$

$$K_2 = \frac{\sin^2(90 + 24.8 - 15.59)}{\cos(15.59) \times \sin(90 - 15.59)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(24.8) \times \sin(24.8 - 15.59)}{\sin(90 - 15.59) \times \sin(90)}}\right]^2} = \mathbf{0.657}$$

$$K_0 = 1 - \sin(30) = \mathbf{0.50}$$

$$\Delta P_{ad1} = \frac{1}{2} \times 2.2 \times 12.66^2 \times [(1 + 0.122) \times (0.587 + 0.50 - 0.333) - 0.50] = \mathbf{60.89 \text{ t/ml}}$$

$$\Delta P_{ad2} = \frac{1}{2} \times 2.2 \times 12.66^2 \times [(1 - 0.122) \times (0.657 + 0.50 - 0.333) - 0.50] = \mathbf{39.33 \text{ t/ml}}$$

On constate que la valeur de l'incrément dynamique calculé suivant l'Annexe E de l'Eurocode 8 (80.90 t/m) est beaucoup plus élevée que la valeur calculée suivant la méthode de Mononobé-Okabé (61.00t/ml). La prise en compte de la formule donnée dans l'EC8 engendre une augmentation de la valeur de la poussée dynamique des terres de l'ordre de 30%. Le détail de ce calcul sous tableur se trouve en **annexe 4**.

Pour le calcul de la suite des poussées dynamiques, nous utiliserons une feuille de calcul Excel permettant d'avoir très rapidement les résultats désirés.

#### 4.3.4 PAROI AVAL (SUD)

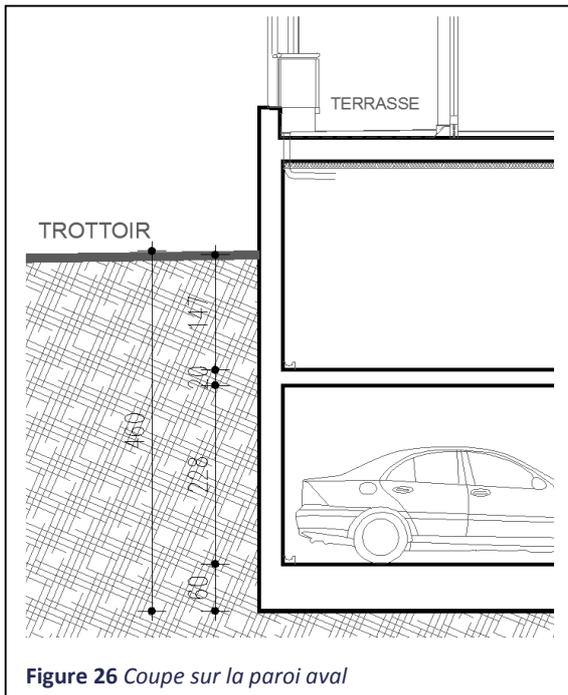


Figure 26 Coupe sur la paroi aval

#### Poussée statique $P_{as}$

$$P_{as} = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_0 \times H^2$$

$$P_{as} = \frac{1}{2} \times 2.2 \times (1 - \sin(30)) \times 4.60^2$$

$$P_{as} = 11.64 \text{ t/m}$$

#### Incrément dynamique suivant l'Annexe E EC8

$$\Delta P_{pd} = a_g/g \times S \times \gamma \times H^2$$

$$\Delta P_{pd} = 1.6 / 9.81 \times 1.5 \times 2.2 \times 4.60^2$$

$$\Delta P_{pd} = 11.39 \text{ t/m}$$

#### Calcul de la poussée suivant la méthode de Mononobé-Okabé

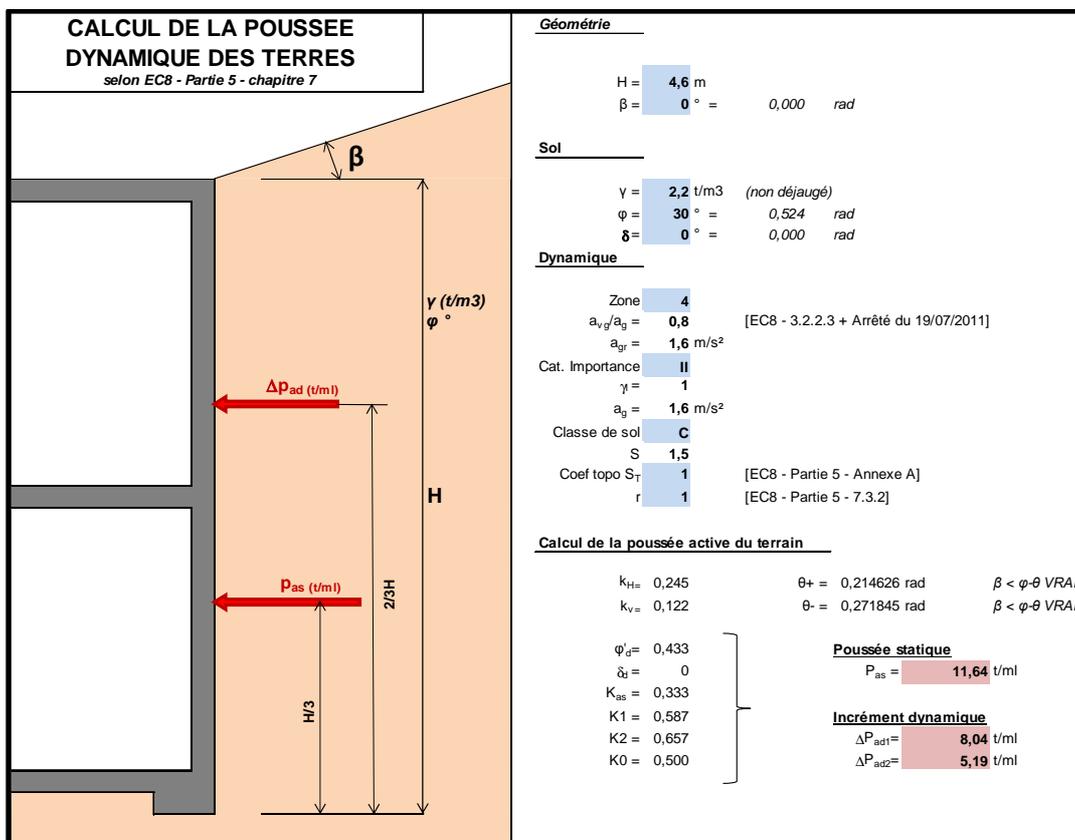


Figure 27 Calcul de la poussée sur paroi aval suivant Mononobé Okabé

### 4.3.5 PAROI LATÉRALE (EST - OUEST)

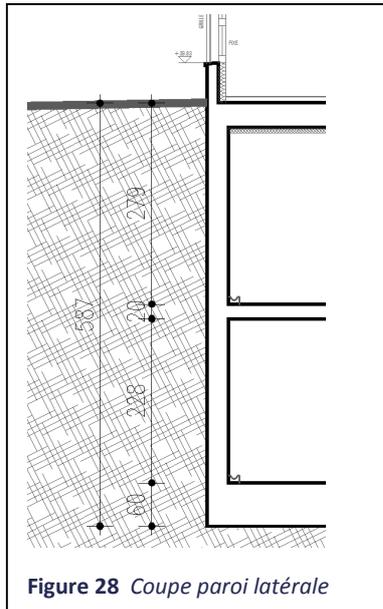


Figure 28 Coupe paroi latérale

#### Poussée statique $P_{as}$

$$P_{as} = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_0 \times H^2$$

$$P_{as} = \frac{1}{2} \times 2.2 \times (1 - \sin(30)) \times 5.87^2$$

$$P_{as} = 18.95 \text{ t/m}$$

#### Incrément dynamique suivant l'Annexe E EC8

$$\Delta P_{pd} = a_g/g \times S \times \gamma \times H^2$$

$$\Delta P_{pd} = 1.6 / 9.81 \times 1.5 \times 2.2 \times 5.87^2$$

$$\Delta P_{pd} = 18.54 \text{ t/m}$$

### Calcul de la poussée suivant la méthode de Mononobé-Okabé

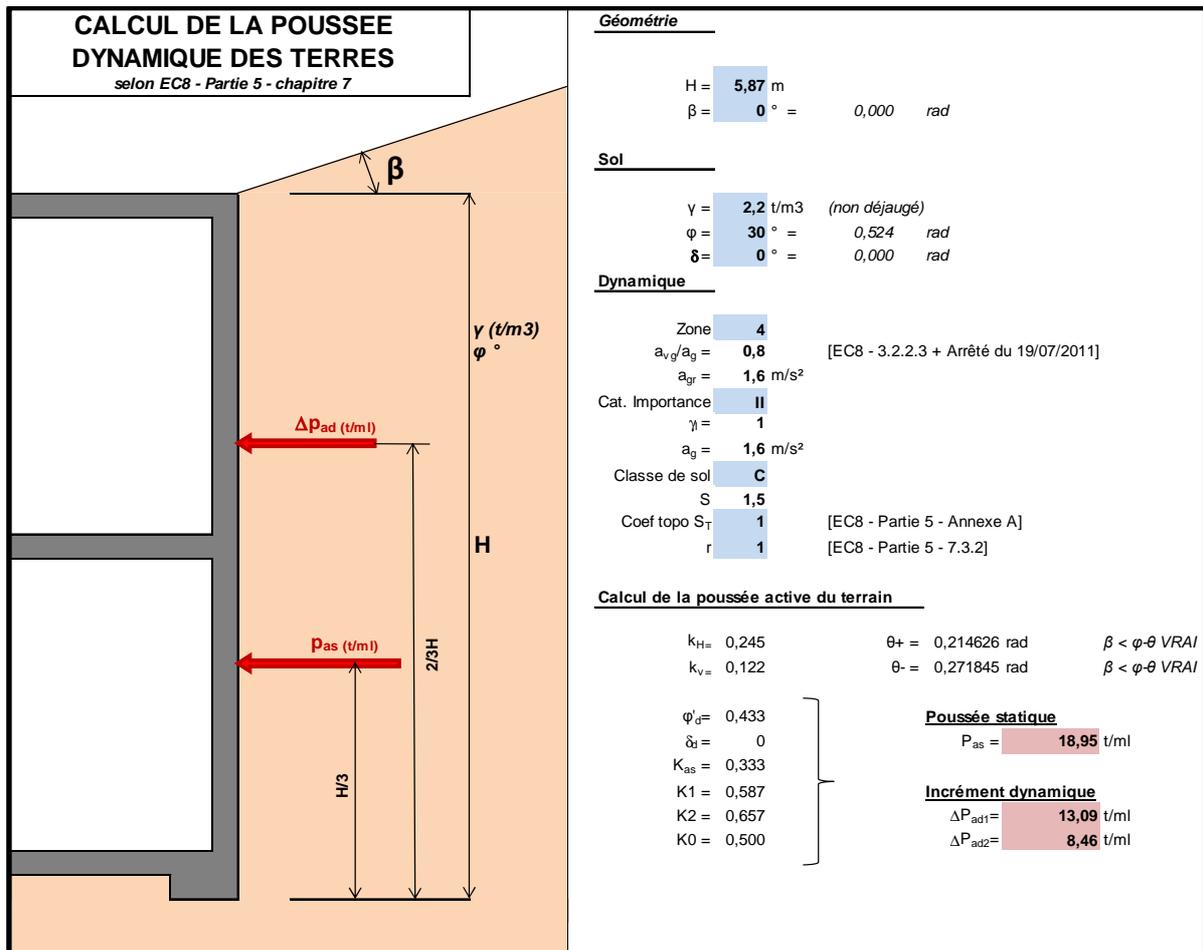


Figure 29 Calcul de la poussée sur paroi latérale suivant Mononobé Okabé

#### 4.4 Comparaison des résultats

	INCREMENT DYNAMIQUE		
	MONONOBE O.	ANNEXE E EC8	VARIATION
PAROI AMONT	60.9	86.3	<b>29,4%</b>
PAROI AVAL	8,04	11,39	<b>29,4%</b>
PAROI LATERAL	13,09	18,54	<b>29,4%</b>

Comme nous l'avons constaté lors du calcul de la paroi amont, la majoration des efforts de 30% lorsque la poussée dynamique est calculée suivant l'Annexe E de l'Eurocode 8 partie 5 se confirme.

Il est également à noter que l'annexe E de l'Eurocode 8 partie 5 est « normative », ce qui signifie donc qu'elle est d'application obligatoire pour traiter le problème de la poussée dynamique des terres.

## 5 Stabilité de l'ouvrage

### 5.1 Présentation

Le projet étudié comporte la construction d'un immeuble d'habitations à R+5 reposant sur un niveau de sous-sol fondé sur pieux. L'implantation de l'ouvrage se trouve sur un terrain accidenté avec un niveau de sous-sol fixé à +33.70 ce qui conduit à une excavation de déblais relativement importante. Le dénivelé sera compris entre 3 à 6 mètres dans la partie avale du projet et entre 12 à 13 mètres dans la partie amont.

La paroi amont est en retrait d'un mètre par rapport à la limite de propriété, ce qui signifie que l'utilisation de clous définitifs dans la paroi pour la stabilisation de l'ouvrage est à écarter.

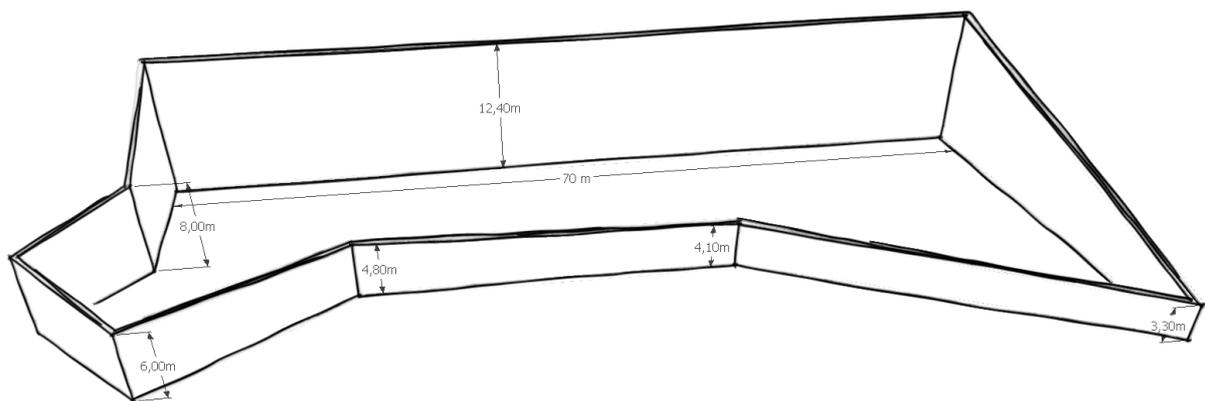


Figure 30 Schéma de principe représentant les hauteurs de paroi

Ces caractéristiques nous conduisent à devoir justifier la stabilité générale de l'immeuble vis-à-vis du renversement et du glissement. Pour cela, deux situations sont à considérer :

- La situation où le bâtiment n'est soumis qu'à des cas de charges courantes (charges gravitaires G de l'ouvrage et poussée des terres au repos). Nous parlerons ainsi de stabilité du bâtiment en statique.
- La situation où le bâtiment est soumis à des charges accidentelles engendrées par l'effet du séisme qui viennent s'ajouter aux charges statiques. Dans ce cas, il s'agira de stabilité du bâtiment en dynamique.

## 5.2 Hypothèses

Nous rappelons ici les hypothèses de calculs que nous avons définis dans les chapitres précédents :

✓ Classification de l'ouvrage :

L'ouvrage est classé dans une catégorie d'importance II et se situe dans la zone de sismicité 4, soit une accélération de  $1.6\text{m/s}^2$

✓ Matériaux :

Béton C25/30 :  $f_{ck} = 25\text{MPa}$  ; Poids volumique =  $2.5\text{ t/m}^3$

✓ Sol :

Première couche d'éboulis entre les niveaux +44.00 et +46.00 NGF et le niveau +32.00NGF :

$$\gamma_{\text{sat}} = 2.2\text{ t/m}^3$$

$$\text{A court terme : } \varphi = 20^\circ ; C=2\text{ t/m}^2$$

$$\text{A long terme : } \varphi = 30^\circ ; C= 0$$

Deuxième couche de Marnes calcaires en dessous du niveau +32.00 NGF :

$$\gamma_{\text{sat}} = 2.1\text{ t/m}^3$$

$$\text{A court terme : } \varphi = 20^\circ ; C= 4\text{ t/m}^2$$

$$\text{A long terme : } \varphi = 30^\circ ; C= 1\text{ t/m}^2$$

✓ Coefficient de sécurité :

*Phase statique :*

$$\text{Renversement : } \Gamma_{\text{renv}} = 1.5$$

$$\text{Glissement : } \Gamma_{\text{glis}} = 1.5$$

*Phase dynamique :*

$$\text{Renversement : } \Gamma_{\text{renv}} = 1.5$$

$$\text{Glissement : } \Gamma_{\text{glis}} = 1.2$$

### 5.3 Bilan des efforts stabilisant et renversant

Afin de pouvoir justifier le bâtiment vis-à-vis du renversement et du glissement, nous allons lister les efforts et définir leur rôle dans la stabilité générale de l'ouvrage dans les phases statique et dynamique.

- Phase statique

<b>EFFORTS STABILISANTS</b>
1. Poids bâtiment G
2. Frottement latéral pieux
3. Frottement parois latérales
4. Butée hydraulique
<b>EFFORTS DESTABILISANTS</b>
5. Poussée terre au repos
6. Poussée surcharge

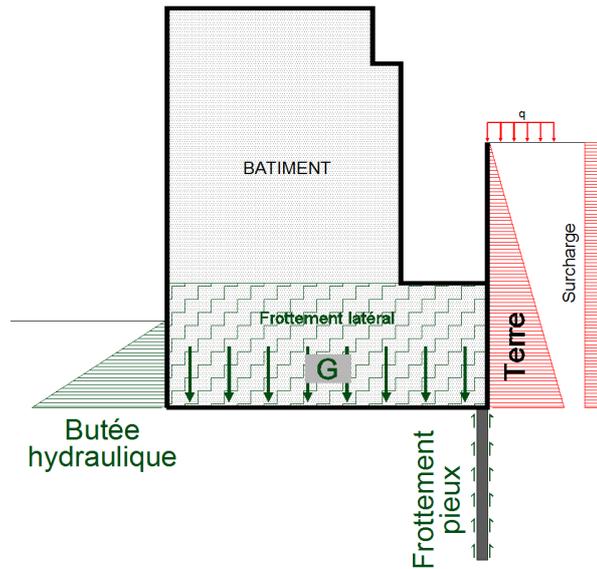


Figure 31 Bilan des efforts dans la phase statique

- Phase dynamique

<b>EFFORTS STABILISANTS</b>
1. Poids bâtiment $G + 0,2Q$
2. Frottement latéral pieux
3. Frottement parois latérales
4. Butée hydraulique
<b>EFFORTS DESTABILISANTS</b>
5. Poussée terre dynamique
6. Poussée surcharge
7. Effet dynamique bâtiment

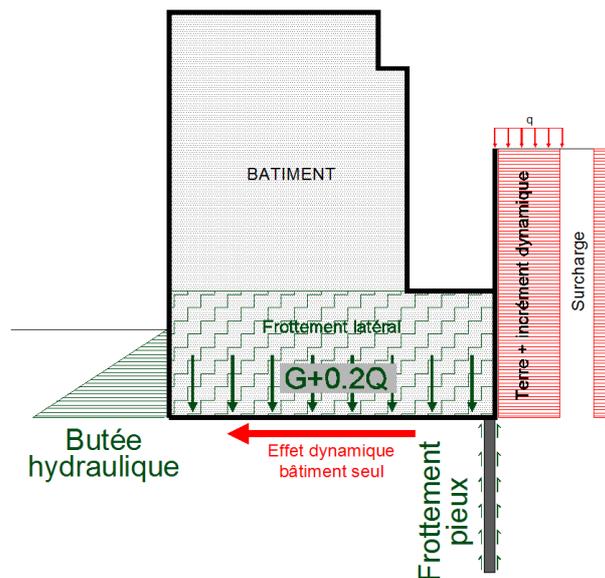


Figure 32 Bilan des efforts dans la phase dynamique

## 5.4 Descente de charges du bâtiment

Tableau 28 Poids des parois et contreforts

	LONGUEUR PAROI	HAUTEUR MOYENNE	EPAISSEUR PAROI	POIDS DES PAROIS ET CONTREFORTS				POIDS (t)
				DIAMETRE PIEUX	NOMBRE CONTREFORT	NOMBRE PIEUX	LARGEUR CONTREFORT	
PAROI AMONT	120	11,4	0,3					1026,00
PAROI AVAL	82	4,6	0,3					282,90
FICHES PIEUX PAROI AMONT		5,7		0,8		51		363,38
FICHES PIEUX PAROI AVAL		5,7		0,8		26		74,10
CONTREFORTS PAROI AMONT		11,4			17	51	0,5	1211,25
CONTREFORTS PAROI AVAL		4,6			14	51	0,3	241,50

POIDS PAROI AMONT + CONTREFORTS + PIEUX	2600,63
POIDS PAROI AVAL + CONTREFORTS + PIEUX	598,50
POIDS TOTAL	3199,13

Tableau 29 Poids des dalles et planchers

	POIDS DES DALLES ET PLANCHERS							
	AIRE (m <sup>2</sup> )	EP DALLE (m)	EP REVET. (m)	CLOISONS	G DALLE (t/m <sup>2</sup> )	G REVET. (t/m <sup>2</sup> )	G CLOISON (t/m <sup>2</sup> )	G PLANCHER (t/m <sup>2</sup> )
DALLAGE	1404	0,3	0	0	1053	0	0	1053
PH R-1	1347	0,2	0	0	673,5	0	0	673,5
PH RDC	1352	0,36	0,08	0,08	1216,8	216,32	108,16	1541,28
PH R+1	10226	0,18	0,08	0,08	461,7	164,16	82,08	707,94
PH R+2	1019	0,18	0,08	0,08	458,55	163,04	81,52	703,11
PH R+3	974	0,18	0,08	0,08	438,3	155,84	77,92	672,06
PH R+4	918	0,18	0,08	0,08	413,1	146,88	73,44	633,42
PH R+5	606	0,18	0,08	0,08	272,7	96,96	48,48	418,14

POIDS TOTAL	4987,65	943,2	471,6	6402,45
-------------	---------	-------	-------	---------

Tableau 30 Poids total du bâtiment

POIDS TOTAL DU BATIMENT	
PAROIS ET CONTREFORTS	3199,13
DALLAGE ET PLANCHER	6402,45
POIDS TOTL DES VOILES DU BATIMENT	1590,05
POIDS DES POUTRES ET LINTEAUX	190
POIDS DE LA TOITURE	29,02
POIDS DE L'ETANCHEITE	142,08
TOTAL (t)	11553

## 5.5 Participation des pieux à la stabilité

La paroi amont étant réalisée avec des pieux à l'arrière de l'écran et en l'absence de risque de liquéfaction du sol, la participation de ces éléments vis-à-vis de la stabilité du bâtiment peut être prise en compte. En effet pour la vérification du renversement, il résulte du **frottement latéral** des pieux sur le sol un effort stabilisant s'opposant au moment de renversement.

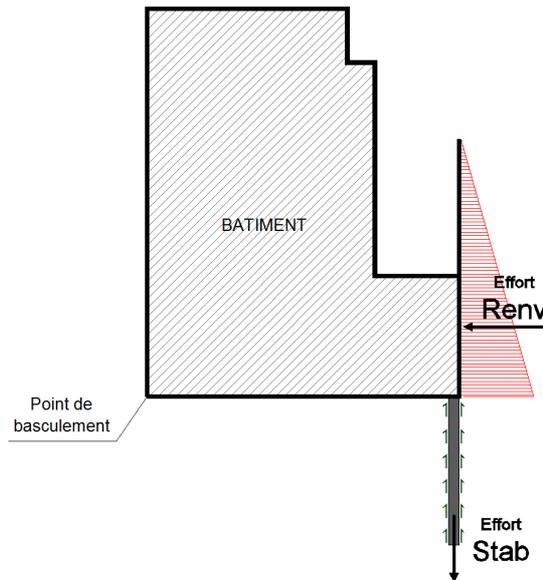


Figure 33 Effort stabilisant des pieux vis-à-vis du renversement

Sous un effort d'arrachement, le pieu mobilise donc un frottement latéral fût-sol. Cependant le sol a une capacité limitée voire nulle de résistance à la traction. Son plan de rupture est incliné de  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ . Le pieu entraîne donc avec lui un cône de terre dont l'angle au sommet vaut  $\frac{\pi}{2} - \varphi$ . Pour assurer le non soulèvement de la fondation, le poids des terres mobilisé doit être suffisant pour s'opposer à l'effort d'arrachement. Du fait de la proximité des pieux, des cônes peuvent en partie se superposer. Afin de ne pas prendre en compte un même volume de terre pour plusieurs arrachements de différents pieux, nous limiterons les sollicitations des pieux à l'arrachement.

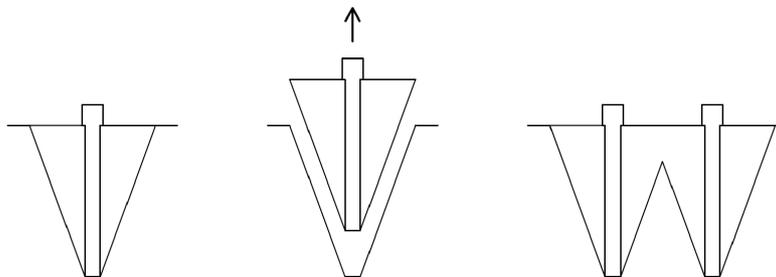


Figure 34 Représentation du cône d'arrachement

Frottement latéral unitaire mobilisable d'un pieu  $q_{su}$ :

La charge mobilisable en frottement latéral  $Q_{su}$  se définit par l'expression suivante :

$$Q_{su} = (\rho_s \cdot P) \cdot \sum Q_{si} \cdot e_i$$

$\rho_s$  : coefficient de réduction du frottement latéral (réduction du périmètre P)

P : périmètre de la section droite du pieu.

$Q_{si}$  : frottement latéral unitaire limite dans la couche i d'épaisseur  $e_i$  à la profondeur z

Coefficient de réduction du frottement latéral  $\rho_s$  :

**Tableau 31** Coefficient de réduction du frottement latéral

Type de pieu	Argile	Sable
Section pleine	$\rho_s = 1$	$\rho_s = 1$
Tubulaire fermée	$\rho_s = 1$	$\rho_s = 1$
Tubulaire ouverte	$\rho_s = 1$	$\rho_s = 1$
Pieu en H	$\rho_s = 1$	$\rho_s = 1$
Palplanche	$\rho_s = 1$	$\rho_s = 0,5$

Les pieux étant de forme tubulaire, il n'y a pas lieu de tenir compte d'un coefficient de réduction, d'où  $\rho_s = 1$ .

Frottement latéral unitaire  $Q_{si}$  dans la couche de sol  $e_i$  :

La définition de  $Q_{si}$  se fait par le biais des abaques  $Q_n$  ci-dessous :

**Tableau 32** Valeurs de  $Q_s$

Choix des abaques  $Q_n$  pour la détermination de  $q_s$

	Argiles limons			Sables graviers			craies			marnes		roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q1	Q1Q2	Q2Q3	-			Q1	Q3	Q4Q5	Q3	Q4Q5	Q6
Foré boue	Q1	Q1Q2	Q1	Q2Q1	Q3Q2	Q1	Q3	Q4Q5	Q3	Q4Q5	Q6	
Foré tubé (tube récupéré)	Q1	Q1Q2	Q1	Q2Q1	Q3Q2	Q1	Q2	Q3Q4	Q3	Q4		
Foré tubé (tube perdu)	Q1	Q1	Q1	Q2					Q2	Q3		
Puits	Q1	Q2	Q3	-			Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
Métal battu fermé	Q1	Q2	Q2	Q3					Q3	Q4	Q4	
Battu préfabriqué béton	Q1	Q2	Q3						Q3	Q4	Q4	
Battu moulé	Q1	Q2	Q2	Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4			
Battu enrobé	Q1	Q2	Q3	Q4					Q3	Q4		
Injecté basse pression	Q1	Q2	Q3		Q2	Q3	Q4	Q5				
Injecté haute pression	-	Q4	Q5	Q5	Q6	-	Q5	Q6	Q6			Q7

Les pieux étant foré simples dans des marnes calcaires de catégorie B, nous choisirons l'expression analytique de la courbe Q4.

Tableau 33 Valeurs de  $Q_n$

**Expressions analytiques des courbes  $Q_n$   $n \in \{1; 2; \dots; 7\}$**

	$q_{sn}=0,04.n$	$p_n=1+0,5.n$	$q_s=q_{sn} \cdot (p_l/p_n) \cdot (2 - p_l/p_n)$ pour $p_l < p_n$	$q_s=q_{sn}$ pour $p_l \geq p_n$
<b>Q<sub>1</sub></b>	n=1 $q_{s1}=0,04$	p1=1,5	$q_s=0,04 \cdot (p_l/1,5) \cdot (2 - p_l/1,5)$ pour $p_l < 1,5$	$q_s=0,04$ si $p_l \geq 1,5$
<b>Q<sub>2</sub></b>	n=1 $q_{s2}=0,08$	p2=2	$q_s=0,08 \cdot (p_l/2,0) \cdot (2 - p_l/2,0)$ pour $p_l < 2$	$q_s=0,08$ si $p_l \geq 2,0$
<b>Q<sub>3</sub></b>	n=1 $q_{s3}=0,12$	p3=2,5	$q_s=0,12 \cdot (p_l/2,5) \cdot (2 - p_l/2,5)$ pour $p_l < 2,5$	$q_s=0,12$ si $p_l \geq 2,5$
<b>Q<sub>4</sub></b>	n=1 $q_{s4}=0,16$	p4=3	$q_s=0,16 \cdot (p_l/3,0) \cdot (2 - p_l/3,0)$ pour $p_l < 3$	$q_s=0,16$ si $p_l \geq 3,0$
<b>Q<sub>5</sub></b>	$q_s = \min[(p_l - 0,2)/9 ; (p_l + 3,3)/32]$		pour $p_l \geq 0,2 \text{ MPa}$	
<b>Q<sub>6</sub></b>	$q_s = \min[(p_l + 0,4)/10 ; (p_l + 4)/30]$		en général $p_l \geq 1 \text{ MPa}$	
<b>Q<sub>7</sub></b>	$q_s = (p_l + 0,4)/10$		en général $p_l \geq 2,5 \text{ MPa}$	

Pour  $p_l < p_n$  :

$$q_s = 0.16 \cdot \left(\frac{p_l}{3.0}\right) \cdot \left(2 - \frac{p_l}{3}\right)$$

D'où

$$q_s = 0.16 \cdot \left(\frac{2}{3.0}\right) \cdot \left(2 - \frac{2}{3}\right)$$

$$q_s = 0.142 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } 14.2 \text{ t/m}^2$$

*Frottement latéral d'un pieu de  $\phi 80 \text{ cm}$  :*

$$q_{su} = \pi \cdot 0.8 \cdot q_{si}$$

$$q_{su} = \pi \cdot 0.8 \cdot 14.2$$

$$q_{su} = 35.7 \text{ t/m}$$

Frottement latéral mobilisable en statique :

$$q_{s \text{ adm}} = \frac{q_{lim}}{2} = \frac{35.7}{2} = 17.85 \text{ t/m}$$

Pour un pieu de 6m de profondeur, l'effort résistant représente :  $17.85 \times 6\text{m} = 107.10 \text{ t}$

Frottement latéral mobilisable en dynamique :

$$q_{s \text{ adm}} = \frac{q_{lim}}{1.5} = \frac{35.7}{21.5} = 23.8 \text{ t/m}$$

Pour un pieu de 6m de profondeur, l'effort résistant représente :  $23.8 \times 6\text{m} = 142.80 \text{ t}$

Vérification vis-à-vis de l'arrachement :

Le volume de terre mobilisé à l'arrachement représente :

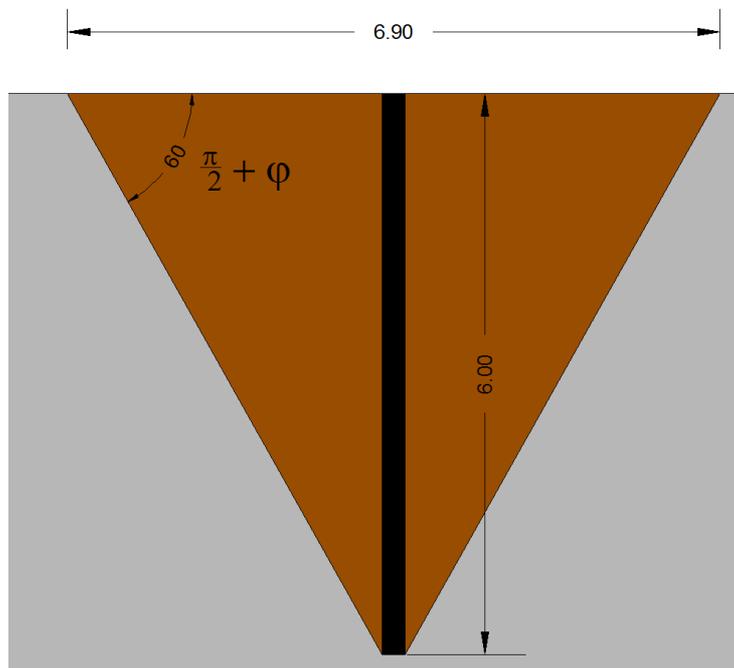


Figure 35 Volume de terre comprise dans le cône d'arrachement

$$V = \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} \cdot h$$

Soit

$$V = \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot \frac{6.9^2}{4} \cdot 6$$

$$V = 74.78 \text{ m}^3$$

Donc un poids total de terre de :

$$P = V \cdot \rho = 74.78 \times 2 = 149.57\text{t}$$

Cette valeur étant inférieure à la résultante des frottements latéraux dans la phase statique et dynamique, la condition est vérifiée.

### Effort global mobilisé par les pieux :

L'axe des pieux de la paroi étant espacé de 2 mètres, nous ne pouvons considérer le frottement généré par la totalité des pieux afin de respecter la vérification vis-à-vis de l'arrachement. Pour cela, nous ne mobiliserons l'effort de frottement que d'un pieu sur trois dans le but de répartir l'emprise des cônes d'arrachement de manière à limiter leur chevauchement.

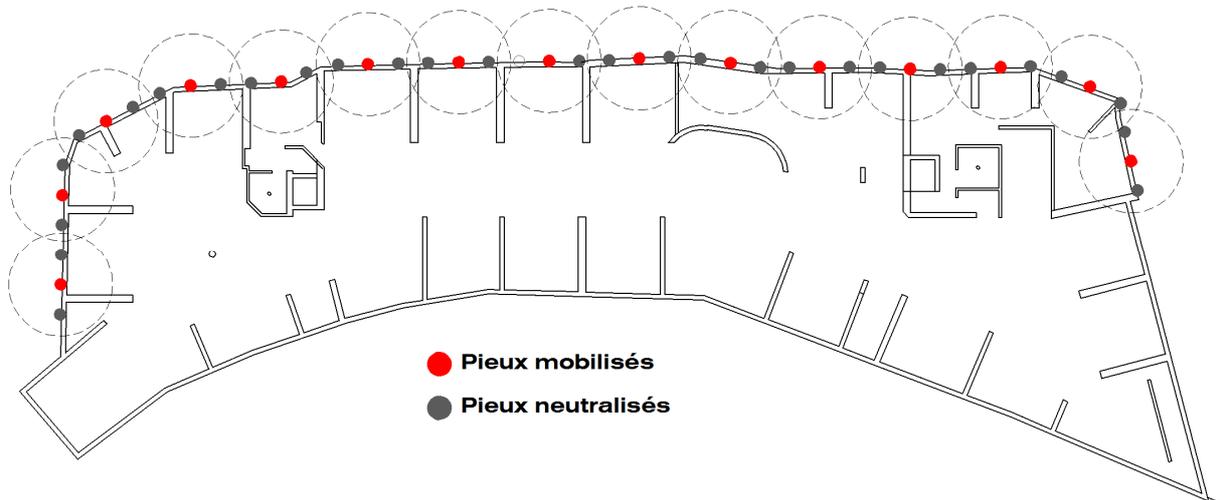


Figure 36 Repérage des pieux mobilisés au frottement latéral vis-à-vis du renversement

Au total, on limitera l'effort global généré par le frottement des pieux à 15 unités. Soit :

- **Statique** :  $F_{tot} = 15 \times 107.10 = 1606.5 \text{ t}$
- **Dynamique** :  $F_{tot} = 15 \times 142.80 = 2142 \text{ t}$

## 5.6 Frottement des parois latérales

$$\text{Frottement paroi} = \frac{k_a \cdot \gamma \cdot h^2}{2} \cdot \tan \varphi \cdot L_{paroi}$$

$$\text{Frottement paroi} = \frac{0.333 \cdot 2 \cdot 6^2}{2} \cdot \tan 30 \cdot 20$$

$$\text{Frottement paroi} = 138.4 \text{ t}$$

L'effort global issu du frottement des deux parois latérales peut être estimé à une résultante horizontale  $138.4 \times 2 = 276.8 \text{ t}$  située à mi-hauteur de la paroi, soit 3m.

## 5.7 Butée hydraulique

- *Phase statique*
- 

La butée hydraulique en statique est donnée par la formule suivante :

$$Q_b = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot H^2$$

Avec :  $k_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 3$

D'où :  $Q_b = \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot 4^2 = 24 \text{ t/ml}$

Pour un mur de hauteur H, la résultante de la butée s'applique au tiers inférieur du mur, soit à 1.33m

- *Phase dynamique*
- 

L'Eurocode 8 ne précisant pas la manière d'estimer la butée hydraulique sous séisme, nous nous reportons donc sur la formule décrite au PS92 :

$$P_{pd} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \quad [\text{Art. 10.23 PS92}]$$

$$P_{pd} = 16 \text{ t/ml}$$

Il est également précisé que sur justification du déplacement admissible du bâtiment, il est possible de retenir une valeur supérieure à  $P_{pd}$  sans excéder la butée passive. L'obliquité de cette réaction doit être prise égale à zéro et il est admis que la réaction passive globale s'exerce au tiers inférieur de la paroi enterrée.

## 5.8 Poussée des terres et surcharges

- *Phase statique*
- 

La valeur de la poussée des terres au repos calculée dans le chapitre précédent est égale:

**Poussée statique  $P_{as}$  :** 88.15 t/m

Cette résultante s'applique au tiers inférieur de la paroi soit 4.25m

**Poussée surcharge  $P_s$  :**  $k_a \cdot q \cdot H = 0.333 \cdot 1 \frac{t}{m^2} \cdot 12.7 = 4.23t/m$

Cette résultante s'applique à la moitié de la paroi soit 6.35m

- *Phase dynamique*
- 

Nous retenons la valeur de la poussée dynamique calculée par la méthode de Monobé-Okabé dans le chapitre précédent :

**Poussée suivant la méthode de Monobé-Okabé :** 61.0 t/ml

**Poussée totale ( $P_{as} + P_d$ ):** 149.15 t/ml

Il est admis que la poussée dynamique globale s'exerce à mi-hauteur de la paroi soit 6.35m.

A défaut d'une méthode précise définie dans l'Eurocode 8, la valeur de la poussée dynamique due à la surcharge sera estimé à :

**Poussée surcharge  $P_s$  :**  $k_{ad} \cdot q \cdot H = 0.587 \cdot 1 \frac{t}{m^2} \cdot 12.7 = 7.45t/m$

Cette résultante s'applique également à la moitié de la paroi soit 6.35m

## 5.9 Effet dynamique du bâtiment.

L'étude sismique complète du bâtiment a permis de définir l'effort horizontal global dû au séisme propre au bâtiment. La résultante retenue appliquée au pied du bâtiment sera de 1936 t

## 5.10 Bilan des efforts

Les efforts sur la totalité du bâtiment sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 34 Bilan des efforts en statique et dynamique

	STATIQUE	DYNAMIQUE
1. Poids bâtiment	11553	11824
2. Frottement latéral pieux	1606,5	2142
3. Frottement parois latérales	138,4	138,4
4. Butée hydraulique	1680	1120
5. Poussée des terres	6170,5	10440,5
6. Poussée surcharge	296,1	521,5
7. Effet dynamique bâtiment	0	1936

## 5.11 Vérification du renversement

Tableau 35 Vérification du renversement en statique et dynamique

	STATIQUE		
	EFFORT	BRAS DE LEVIER	MOMENT
1. Poids bâtiment	11553	7,69	+ 88843
2. Frottement latéral pieux	1606,5	15	+ 24098
3. Frottement parois latérales	138,4	3	+ 415
4. Butée hydraulique	1680	1,33	+ 2234
5. Poussée des terres	6170,5	4,25	- 26225
6. Poussée surcharge	296,1	6,35	- 1880
		$\Sigma$ Mt Stab.	+ 115590
		$\Sigma$ Mt Renv.	- 28105

$$\frac{\Sigma \text{ Moments stabilisants}}{\Sigma \text{ Moments renversants}} = 4,1$$

	DYNAMIQUE		
	EFFORT	BRAS DE LEVIER	MOMENT
1. Poids bâtiment	11824	7,69	+ 90927
2. Frottement latéral pieux	2142	15	+ 32130
3. Frottement parois latérales	138,4	3	+ 415
4. Butée hydraulique	1120	1,33	+ 1490
5. Poussée des terres	10440,5	4,25	- 44372
6. Poussée surcharge	521,5	6,35	- 3312
7. Effet dynamique bâtiment	1936	0	0
		$\Sigma$ Mt Stab.	+ 124961
		$\Sigma$ Mt Renv.	- 47684

$$\frac{\Sigma \text{ Moments stabilisants}}{\Sigma \text{ Moments renversants}} = 2,6$$

En phase statique comme en phase dynamique le rapport des moments stabilisants sur les moments renversants reste au-dessus de 1.5. La condition est donc vérifiée.

## 5.12 Vérification du glissement

Tableau 36 Vérification du glissement en statique

	STATIQUE		
	Effort vertical N (t)	Effort horizontaux résistants B <sub>u</sub> (t)	Effort horizontaux déstabilisants P <sub>u</sub> (t)
1. Poids bâtiment	11553		
2. Frottement latéral pieux		1606,5	
3. Frottement parois latérales		138,4	
4. Butée hydraulique		1680	
5. Poussée des terres			6170,5
6. Poussée surcharge			296,1
<b>TOTAL</b>	<b>11553</b>	<b>3424,9</b>	<b>6466,6</b>

$$\frac{\Sigma N \cdot \tan \varphi}{\Sigma P_u - \Sigma B_u} = \frac{11553 \cdot \tan 30}{6466,6 - 3424,9} = 2,2$$

En phase statique, le coefficient de sécurité est supérieur à 1.2, la condition est donc vérifiée.

Tableau 37 Vérification du glissement en dynamique

	DYNAMIQUE		
	Effort vertical N (t)	Effort horizontaux résistants B <sub>u</sub> (t)	Effort horizontaux déstabilisants P <sub>u</sub> (t)
1. Poids bâtiment	11824		
2. Frottement latéral pieux		2142	
3. Frottement parois latérales		138,4	
4. Butée hydraulique		1120	
5. Poussée des terres			10440,5
6. Poussée surcharge			521,5
7. Effet dynamique bâtiment			1936
<b>TOTAL</b>	<b>11824</b>	<b>3400,4</b>	<b>12898</b>

$$\frac{\Sigma N \cdot \tan \varphi}{\Sigma P_u - \Sigma B_u} = \frac{11824 \cdot \tan 30}{12898 - 3400,4} = 0,7$$

En phase dynamique, la valeur du coefficient de sécurité est inférieure à 1.2. La condition de glissement n'est donc pas vérifiée.

### 5.13 Préconisations

La condition de glissement n'étant pas vérifiée pour la phase dynamique, des dispositions doivent être prises pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

La solution proposée consiste à réaliser une série de clous depuis la partie avale de telle sorte que les clous restent dans le **tréfonds** propre du bâtiment.

### 5.14 Calcul de l'effort manquant

Afin de pouvoir dimensionner les clous, il est d'abord nécessaire d'estimer l'effort stabilisant  $F_H$  manquant permettant de vérifier la condition de glissement avec un coefficient de 1.2.

$$\frac{N \cdot \tan \varphi}{P_u - (B_u + F_H)} \geq 1.2$$

$$N \cdot \tan \varphi \geq 1.2 [P_u - (B_u + F_H)]$$

$$F_H \geq P_u - B_u - \frac{N \cdot \tan \varphi}{1.2}$$

$$F_H \geq 12898 - 3400.4 - \frac{11824 \cdot \tan 30}{1.2}$$

$$F_H \geq 3808.8 \text{ t}$$

### 5.15 Calcul des tirants nécessaires

Afin de rester dans le tréfonds de la propriété (sous le bâtiment à réaliser), la longueur des clous pourra atteindre une longueur de 18m s'ils sont placés à l'avant du bâtiment.

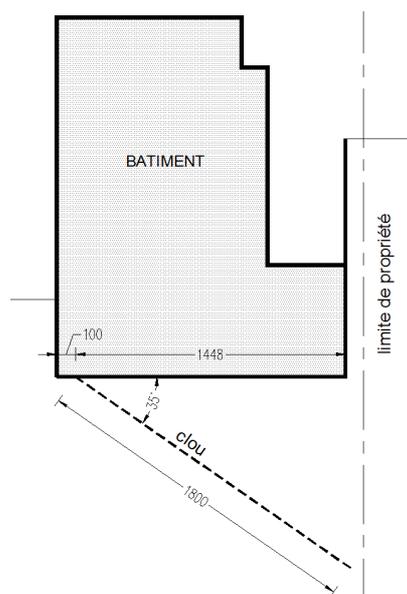


Figure 37 Position des clous dans le sens transversal du bâtiment

En neutralisant une longueur de 1.50m, la partie à considérer au frottement sera de 16.5m. En prenant un diamètre de forage de 250mm, une inclinaison de 35° par rapport à l'horizontale et des armatures en tubes pétroliers N80, le frottement latéral mobilisable par clou sera de :

$$T \leq \frac{R_a}{\gamma_{m,qs}}$$

$R_a$ , représentant la résistance à l'arrachement du clou par mobilisation du frottement latéral dans la zone passive.

$\gamma_{m,qs}$  étant le coefficient de sécurité partiel applicable aux clous

$$R_a = P \cdot L_n \cdot q_s$$

Avec :

$P$  : périmètre du clou  $P = \pi \cdot D$ , où  $D$  est le diamètre de forage des clous scellés

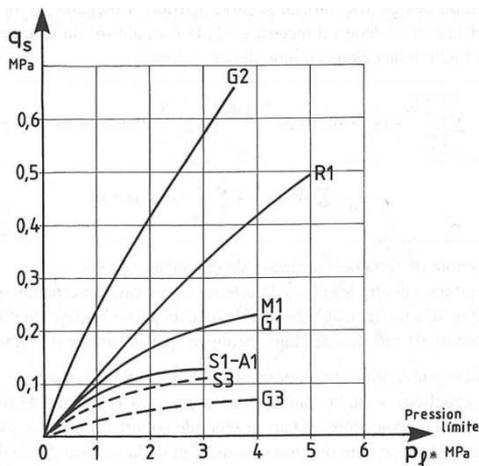
$L_n$  : longueur d'ancrage des clous

$q_s$  : frottement latéral unitaire limite pour le clou considéré

Détermination de  $q_s$  :

La valeur de  $q_s$  peut être déduite de la pression limite du sol suivant le tableau ci-dessous :

Tableau 38 Valeurs de  $Q_s$



Sols	Clous forés		Clous battus ou vibrofoncés
	Scellement gravitaire	Scellement : injection à basse pression	
Sable	S1		S3
Grève	G1	G2	G3
Argile, limon	A1		
Marne, marno-calcaire, craie altérée à fragmentée	M1		
Rocher altéré	R1		

Pour un clou foré dans un sol marno-calcaire (courbe M1) et une pression limite de 2MPa (cf étude de sol), nous déduisons une valeur de  $q_s$  égale à 0.16MPa.

Coefficient de sécurité  $\gamma_{m,qs}$

Tableau 39 Valeurs du coefficient de sécurité

Paramètre	Coefficients de sécurité partiels <sup>(1)</sup>	Symbole	Combinaison fondamentale		Combinaison accidentelle	
			Ouvrage courant	Ouvrage sensible	Ouvrage courant	Ouvrage sensible
Acier passif		$\gamma_{m, \sigma e}$	1,15	1,15	1,0	1,0
Frottement latéral $q_s$		$\gamma_{m, qs}$	1,4	1,5	1,3	1,4
Pression limite nette pressiométrique $p_l^{*(2)}$		$\gamma_{m, pl}$	1,9	2,0	1,0	1,1
Module pressiométrique $E_M^{(2)}$		$\gamma_{m, EM}$	1,0	1,0	1,0	1,0

(1) Pour les ouvrages simples justifiés uniquement à partir de l'abaque de la figure 12.9,  $\gamma_{m, qs} = 1,8$  en combinaison fondamentale et 1,6 en combinaison accidentelle.  
(2) Utilisé pour les inclusions rigides.

Sous combinaison accidentelle, la valeur de  $\gamma_{m,qs}$  pour un ouvrage courant est égal à 1.3.

Résistance à l'arrachement par mobilisation du frottement latéral de chaque clou :

$$T = P \cdot L_n \cdot q_s / \gamma_{m,qs}$$

$$T = \pi \cdot 0.25m \cdot 16.5m \cdot 16t/m^2 / 1.3$$

$$T = 159.5 t$$

Le nombre de clous sera alors de :

$$n = \frac{F_H}{T} = \frac{3808.77}{159.5} = 23.9$$

Soit un nombre de clous égal à 24.

Sur une longueur de bâtiment de 70 mètres linéaires, l'entraxe des clous sera de  $70/23 = 3.04$  soit 3m.

A titre de comparaison, les résultats obtenus lors de l'étude au PS92 donnaient un nombre de clous de 28. Cependant, la longueur des clous de 13.50m était inférieure à la valeur que nous avons calculée de 16.50m. Au final, c'est suivant le calcul réalisé à l'Eurocode 8 que nous obtenons le plus de linéaire de clous (396m pour 378m).

## 6 Réglementation sismique

### 6.1 Préambule

#### 6.1.1 Historique

La conception des ouvrages en régions sismiques est apparue à la suite de grandes catastrophes, comme celles dues aux séismes de San Francisco en 1906 et de Messine en 1908. En l'absence de données expérimentales, il s'agissait de faire résister les ouvrages à des accélérations horizontales de l'ordre de 0.1g (ou  $1\text{m/s}^2$ ). A partir du séisme de Long Beach de 1933, les données expérimentales ont montré que les accélérations au sol pouvaient être beaucoup plus importantes (0.5g par exemple). Dès lors, la résistance de certains ouvrages ne pouvait s'expliquer que par la dissipation d'énergie intervenant lors du mouvement de la structure occasionné par le séisme.

Les règles parasismiques sont apparues en France dans le but d'assurer la protection des vies humaines dans un premier temps, de limiter les dommages (économique) et enfin de garantir le fonctionnement des structures importantes pour la protection civile (hôpitaux, bâtiment de la sécurité civile...). Au fil du temps et à la suite de séismes destructeurs, les règles ont évolué en fonction des connaissances du comportement des bâtiments face à ces événements. C'est en 1955, après le séisme d'Orléansville (Algérie), que sont apparues les premières normes antisismiques françaises dites « Recommandations AS 55 » qui ont évoluées ensuite vers les règles parasismiques PS62/64 après le séisme d'Agadir (Maroc) survenu en 1960.

Puis, à l'issue d'un consensus entre les professionnels du bâtiment et les pouvoirs publics, les règles ont été transformées en Document Technique Unifié (DTU) pour donner les règles PS69. Dans un second temps, ces règles ont été revues et complétées à la suite du séisme d'El Asnam (Algérie) en 1980 pour devenir les règles PS69/82. Au fil du temps, les observations réalisées sur les plus grands séismes survenus, tels que les séismes de Mexico en 1985, Spitak (Arménie) en 1988 et Loma-Prieta (Californie) en 1989, ont conduit à remplacer les règles PS69/82 par les règles PS92. Ce travail de rénovation a permis d'une part, de préciser la prise en compte de la dissipation d'énergie selon le type de contreventement et le type de matériaux utilisés, d'autre part de traiter des problèmes de géotechnique.

Enfin, les évolutions techniques en matière de construction parasismique et la volonté d'harmoniser les normes au niveau européen, ont menés à l'adoption d'une nouvelle réglementation parasismique française et européenne basée sur les règles Eurocode 8 (EC8). Ces nouveaux textes réglementaires sont d'application obligatoire depuis le 1<sup>er</sup> mai 2011 mais il est à noter qu'à titre

transitoire et jusqu'au 31 octobre 2012, les règles PS92 pourront continuer à s'appliquer pour les bâtiments de catégorie d'importance II, III ou IV sous réserve d'utiliser les accélérations nominales révisées présentées dans l'annexe nationale de l'Eurocode 8.

### 6.1.2 Remplacement du PS92 par l'Eurocode 8 en France

La méthode d'élaboration des deux réglementations fut basée sur deux approches différentes :

Le PS92 fut élaboré en fonction de l'étude des séismes historiques ainsi que les enquêtes macrosismiques permettant de définir les niveaux d'intensité maximale observés sur l'ensemble du territoire. A partir de ces données, fut créé un zonage sismique national. Cette démarche fut appelée « empirico-statique » car les données sismiques disponibles à la fin des années 80, permettaient uniquement une étude sur la répartition des évènements passés. Pour pallier aux lacunes des connaissances sismiques et tectoniques de l'époque, les résultats statistiques ont été complétés par les experts par des appréciations qualitatives et subjectives des niveaux d'aléa pour les différentes zones sismiques.

A l'arrivée du code européen de construction parasismique, le zonage sismique du territoire français a nécessité une révision basée sur une approche probabiliste qui s'applique à une classe d'ouvrage dite « normale » (*dossier de presse sur l'aléa sismique établi par le BRGM*). Bénéficiant de l'amélioration de la connaissance de la sismicité historique et des nouvelles données de sismicité instrumentale depuis 1984 (quarante années d'enregistrements sismiques, connaissances des failles actives en nette évolution), un découpage par commune a été réalisé (alors que l'ancien zonage était défini par canton). La nouvelle carte d'aléa sismique donne les mouvements du sol attendu en cas de séisme dans chaque zone sismique sur une période de retour de 475 ans, ce qui correspond à un risque de 10% sur 50 ans d'avoir un mouvement du sol supérieur à la valeur calculée, donc une probabilité de 90% d'avoir un mouvement plus faible (*article règles parasismiques [www.wikistrike.com](http://www.wikistrike.com)*).

Il est à noter que pour les installations à risque spécial (barrage, industrie chimique...) et les installations nucléaires de base, la notion de période de retour est prohibée. Le risque sismique est évalué selon une approche déterministe. Dans cette méthode, le séisme maximum historiquement connu s'étant déjà produit dans une zone, est supposé pouvoir se reproduire en tout point de la zone (*[www.planseisme.fr](http://www.planseisme.fr)*). Ce zonage déterministe de la France a été publié par le BRGM en 1998.

La nouvelle carte de zonage sismique français a été publiée par le ministère en charge de l'écologie le 21 novembre 2005. Ce zonage est défini dans les décrets n° 2010-1254 et 2010-1255 du

22 octobre 2010, codifiés dans les articles R.563-1 à 8 et D.563-8-1 du Code de l'Environnement ([www.risquesmajeurs.fr](http://www.risquesmajeurs.fr)).

Cette cartographie distingue dans un premier temps une zone de sismicité 1 (très faible) où il n'y a pas de prescription parasismique particulière pour les ouvrages « à risque normal ».

Dans un second temps, on relève quatre zones de sismicité 2 à 5 où les règles de construction parasismique sont applicables aux bâtiments et aux ponts « à risque normal ».

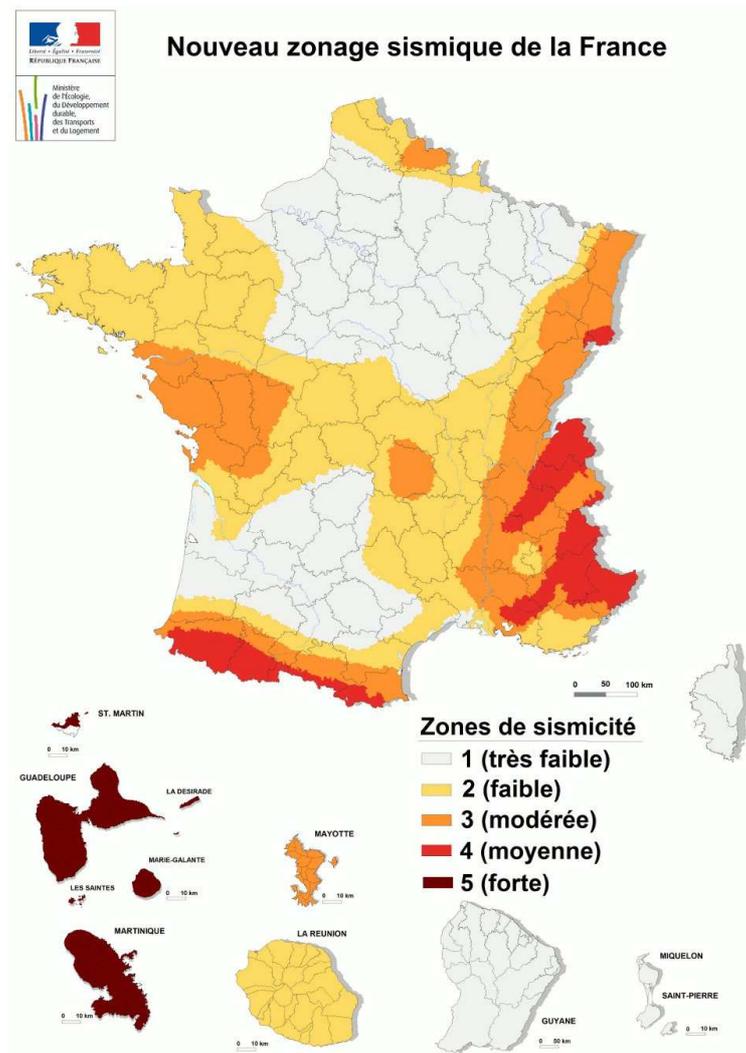


Figure 38 Zonage sismique de la France défini par les décrets et arrêtés du 22/10/2010

Tout un chacun peut consulter la sismicité d'une commune en utilisant l'outil « ma commune face aux risques » sur le portail : <http://macommune.prim.net/>

Pour chaque commune, il est listé les risques possibles (séisme, inondations, mouvement de terrain...), ainsi qu'un ensemble de renseignements visant à informer la population sur les moyens de prévention, arrêté de catastrophe naturelle...

## 6.2 Définition des données du projet

### 6.2.1 Contexte sismotectonique de la région

Le bassin méditerranéen est le lieu de rencontre de deux grandes plaques continentales : Afrique et Eurasie. La formation des Alpes est la résultante de cette convergence. Ce mouvement général de convergence augmente d'Ouest en Est, passant de 0.4 à 1cm par an en Méditerranée occidentale et 3 à 4 cm par an en Méditerranée orientale. Ceci se traduit par une activité sismique plus soutenue et plus intense à l'Est du bassin Méditerranéen.

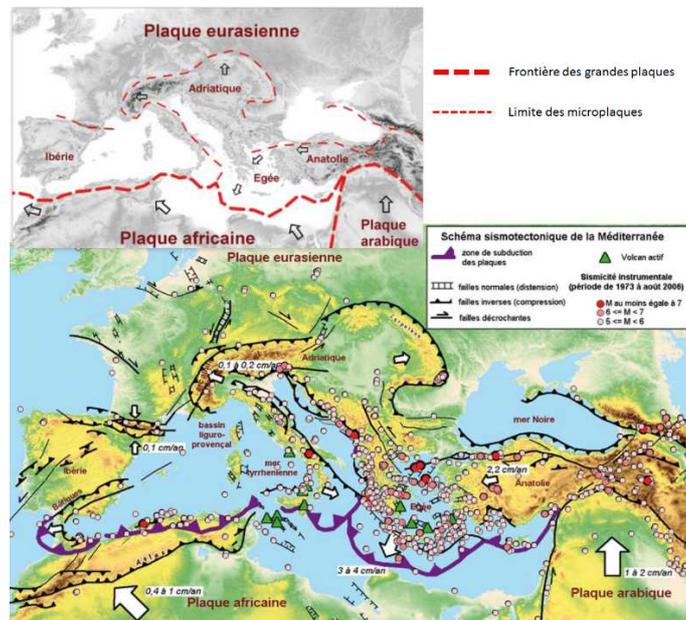


Figure 39 Représentation des limites de plaques africaine et eurasiennne

Les récentes mesures obtenues avec le positionnement millimétrique du GNSS (*Global Navigation Satellite System*), montrent que l'Italie subit un mouvement de rotation par rapport à l'Europe. Ce pivotement correspond à une rotation antihoraire autour d'un axe situé vers Milan, qui provoque une compression au niveau des marges nord-africaine et du sud de l'Europe.

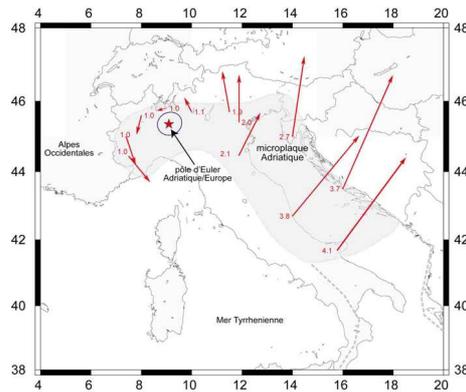
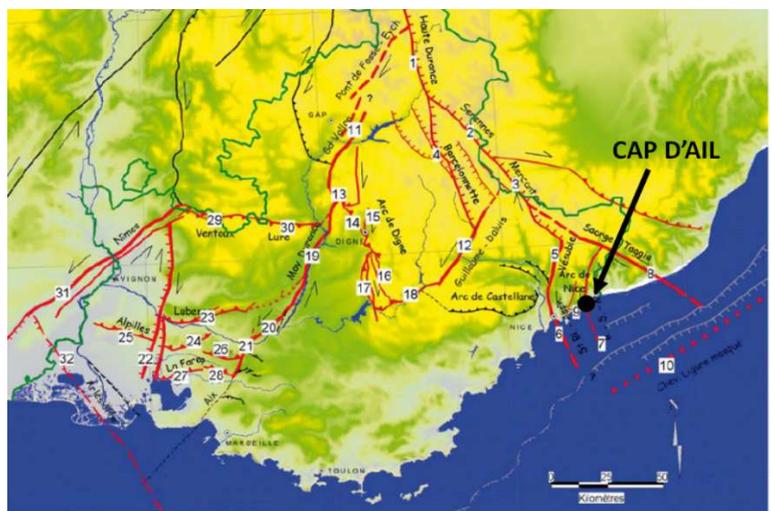


Figure 40 Rotation de la microplaquette adriatique par mesure GPS (Laboratoire "Géosciences Azur")

Le Sud-Est de la France est ainsi fracturé en plusieurs blocs qui bougent les uns par rapport aux autres qui engendrent des mouvements se faisant le long des failles. L'activité des **failles** de la région PACA est relativement modérée en comparaison avec celles situées à la limite des deux grandes plaques Afrique – Eurasie. Il s'agit d'une déformation de type intracontinentale. Concernant le Sud-Est de la France, pour une faille donnée, la période de retour d'un séisme de magnitude supérieure à 6.0 (c'est-à-dire capable d'engendrer des ruptures à la surface du sol supérieur à 20cm de rejet) reste supérieure au millier d'années.



- |                          |  |                        |                 |
|--------------------------|--|------------------------|-----------------|
| 1 Haute Durance          | 9 Blausacs                                 | 16 Le Poil             | 25 Alpilles     |
| 2 Serennes               | 10 Chevauchement ligure                    | 17 Moustiers           | 26 Trévaresse   |
| 3 Argentera              | 11 Eychauda - Pont-de-Fosse - Grand Vallon | 18 Chasteuil-Taloire   | 27 La Fare      |
| 4 Barcelonnette          | 12 Guillaume-Daluis                        | 19 La moyenne Durance  | 28 Aix-Eguilles |
| 5 Vésubie                | 13 Valavoire                               | 20 Beaumont-de-Pertuis | 29 Ventoux      |
| 6 Saint-Blaise-Aspremont | 14 La Robine                               | 21 Aix-en-Provence     | 30 Lure         |
| 7 Breil-Sospel-Monaco    | 15 Le Bès                                  | 22 Salon-Cavaillon     | 31 Nîmes        |
| 8 Saorge-Taggia          |  | 23 Lubéron             | 32 Arlésienne   |
|                          |  | 24 Costes              |                 |

Figure 41 Carte des failles actives de la région PACA

D'après la cartographie ci-dessus, Cap d'ail est proche de la faille Breil-Sospel-Monaco. Quelques séismes de faibles magnitudes ont été localisés à proximité de ce système de failles. Le 21 avril 1995, un séisme de magnitude 4.7 fut constaté à l'Est de la principauté de Monaco.

## 6.2.2 Zonage sismique – décrets et arrêté du 22/10/2010

La commune de CAP d'Ail se situe en front de mer, à l'extrême Sud-Est du département des Alpes Maritimes (06), à quelques kilomètres de la frontière italienne. Selon le zonage de l'Eurocode 8, elle se trouve en zone de sismicité moyenne Zone 4.

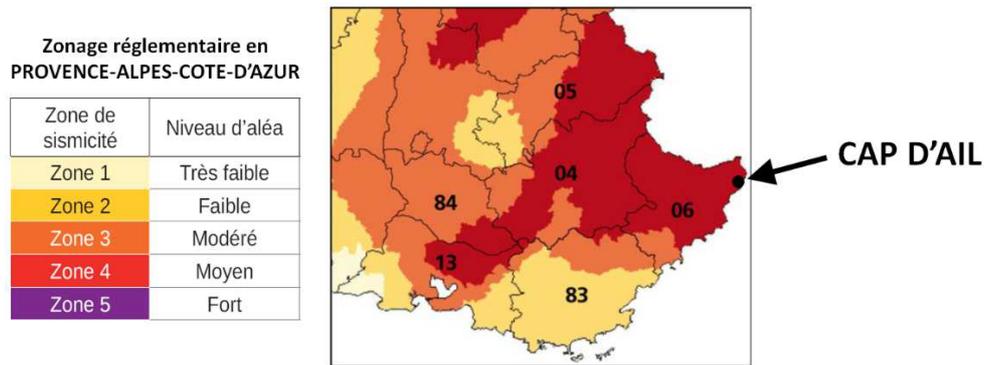


Figure 42 Zone de sismicité commune de Cap d'Ail (EC8)

## 6.2.3 Catégorie d'importance - EC8 § 4.2.5 + arrêté du 22/10/2010 (vulnérabilité)

La vulnérabilité est introduite par un coefficient d'importance selon les classes d'ouvrages à protéger. Le maître d'ouvrage a la possibilité d'imposer un niveau de protection supérieur. A savoir que pour un bâtiment constitué de diverses parties de classes différentes, la classe la plus contraignante sera retenue pour l'ensemble. Dans notre étude, l'ouvrage appartient à la catégorie d'importance des bâtiments courants. Le coefficient correspondant est :  $\gamma_1 = 1$

Catégorie d'importance	Bâtiments	Coefficient d'importance
I	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes (pas de présence humaine de longue durée), par exemple bâtiments agricoles	$\gamma_1 = 0,8$
II	Bâtiments courants n'appartenant aux autres catégories	$\gamma_1 = 1$
III	Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple: établissements scolaires ERP cat. 1 à 3, IGH (>28m), bâtiments accueillant plus de 300 personnes (bureaux, commerces, industries), centre de production d'énergie	$\gamma_1 = 1,2$
IV	Bâtiments dont la protection est primordiale pour la sécurité civile, la défense nationale, le maintien de l'ordre public, par exemple : hopitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, bâtiments contribuant au maintien des communications, contrôle aérien, centre de distribution d'énergie, centres météo, production et stockage d'eau potable	$\gamma_1 = 1,4$

**Tableau 40** Catégorie d'importance définie dans l'arrêté du 22/10/2010

#### 6.2.4 Accélération $a_{gr}$ du substratum rocheux – décrets et arrêté du 22/10/2010 (aléa)

L'accélération maximale de référence au niveau d'un sol de type rocheux (classe A au sens de la norme NF EN 1998-1) se définit par le paramètre  $a_{gr}$  exprimé en  $m/s^2$  dépendant de la zone de sismicité du projet. Nous retiendrons une valeur de **1.6m/s<sup>2</sup>** pour une zone de **sismicité 4**.

Zones de sismicité	$a_{gr}$
2 (Faible)	0,7
3 (Modérée)	1,1
4 (Moyenne)	1,6
5 (Forte)	3

**Tableau 41** Accélération maximale de référence  $a_{gr}$

#### 6.2.5 Accélération de calcul pour un sol rocheux $a_g$ EC8 § 3.2.1(3).

L'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A ( $a_g$ ), est égale à  $a_{gr}$  multiplié par le coefficient d'importance  $\gamma_1$  :

$$a_g = \gamma_1 \times a_{gr} = 1 \times 1.6 = \mathbf{1.6 \text{ m/s}^2} \text{ pour un sol de classe A}$$

## 6.2.6 Classification du sol – EC8 § 3.1

En dehors de toute construction, le mouvement de surface du sol est conditionné par ses propriétés géodynamiques liées elles-mêmes à la nature des formations géologiques du site (et par la topographie de surface du site qui fera appel à un autre coefficient). Le spectre de réponse élastique dépend de la classe de sol. On distingue 5 catégories de sites normaux, de A (rocheux) à E (très souple), ainsi que deux catégories de sites spéciaux, S1 (très souple) et S2 (liquéfiable). Ces deux derniers sites devant faire l'objet d'investigations particulières.

La classification des sols à l'Eurocode 8 est donnée par le tableau ci-dessous :

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (bl/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocher ou tout autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant.	> 800	–	–
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité des sols cohérents mous à fermes.	< 180	< 15	< 70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de $V_s$ de classes C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $V_s > 800$ m/s			
S <sub>1</sub>	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé (PI > 40) et une teneur en eau importante.	< 100 (indicative)	–	10 - 20
S <sub>2</sub>	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S <sub>1</sub>			

Tableau 42 Classification des sols selon les Eurocodes 8 § 3.1

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

$V_{s,30}$  est la vitesse des ondes au cisaillement.

$h_i$  et  $v_i$  désignent respectivement l'épaisseur (en mètre) et la célérité des ondes de cisaillement de la i-ème formation ou couche sur un total de N existant sur les 30m supérieurs.

$N_{SPT}$  : nombre de coups par essai de pénétration normalisé

$C_u$  : résistance au cisaillement du sol non drainé

Les données géotechniques concernant la classification du sol données dans le rapport de sol, ont été présentées suivant la norme PS92. Afin de transposer ces valeurs suivant la norme Eurocode 8, la méthode suivante peut être employée :

- Connaissance de la catégorie de sol d'assise du projet suivant le PS92 : catégorie **b**
- A partir du tableau de paramètre d'identification des sols ci-dessous (Article 5.21 PS92), définition de l'intervalle de rangement des vitesses des ondes de cisaillement correspondant à la catégorie de sol:

$$150 < V_s < 400$$

Tableau 43 Paramètres d'identification des sols selon l'article 5.21 PS92

TYPE DE SOL		Pénétrétre statique: résistance (MPa)	SPT Nombre de coups	Pressiomètre			Densité relative (%)	Indice de compression C <sub>c</sub>	Vitesse des ondes de cisaillement V <sub>s</sub> (m/s)	Vitesse des ondes longitudinales	
				Module résistance (MPa)	Pression limite (MPa)	Résistance Compression simple (MPa)				Sous la nappe (m/s)	Hors nappe (m/s)
ROCHERS	Rochers sains et craies dures	Essais non pratiqués	Essais non pratiqués	> 100	> 5	> 10	Essais non pratiqués	Essais non pratiqués	> 800		> 2500
<b>a</b> sols de bonne à très bonne résistance	Sols granulaires compacts	> 15	> 30	> 20	> 2	Essais non pratiqués	> 60	Essais non pratiqués	> 400	> 1800	> 800
	Sols cohérents (argiles ou marnes dures)	> 5	Essais non pratiqués	> 25	> 2	> 0,4	Essais non pratiqués	< 0,02		> 1800	
<b>b</b> Sols de résistance mécanique moyenne	Rocher altéré ou fracturé	Essais non pratiqués	Essais non pratiqués	50 à 100	2,5 à 5	1 à 10	Essais non pratiqués	Essais non pratiqués	300 à 800		400 à 2500
	Sols granulaires moyennement compacts	5 à 15	10 à 30	6 à 20	1 à 2	Essais non pratiqués	40 à 60	Essais non pratiqués	150 à 400	1500 à 1800	500 à 800
	Sols cohérents moyennement consistants et craies tendres	1,5 à 5	Essais non pratiqués	5 à 25	0,5 à 2	0,1 à 0,4	Essais non pratiqués	0,02 à 0,10		1000 à 1800	
<b>C</b> Sols de faible résistance mécanique	Sols granulaires lâches	< 5	< 10	< 6	< 1	Essais non pratiqués	< 40	Essais non pratiqués	< 150	< 1500	< 500
	Sols cohérents mous (argiles molles ou vases) et craies altérées	< 1,5	< 2	< 5	< 0,5	< 0,1	Essais non pratiqués	> 0,10			

- La colonne correspondant à la vitesse des ondes de cisaillement du tableau ci-dessus retrouve son équivalent au sein du tableau de classification des sols de l'Eurocode 8. La correspondance avec la valeur de l'Eurocode 8 § 3.1 est :

$$180 < V_{s,30} < 360$$

- Définition de la classe de sol suivant l'Eurocode 8 : **Classe C**

## 6.2.7 Paramètre de sol S – EC8 § 3.2.2.2

Les valeurs du paramètre de sol S, résultant de la classe de sol (au sens de l'arrêté du 19 juillet 2011) sous le bâtiment sont données par le tableau ci-dessous en fonction de la zone de sismicité :

CLASSES DE SOL	$S$ (pour les zones de sismicité 1 à 4)	$S$ (pour la zone de sismicité 5)
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Tableau 44 Paramètre de sol S

Nous avons défini précédemment la classe de sol au sens de l'Eurocode 8. Pour une zone de sismicité 4 et une classe de sol C, nous retiendrons une valeur de **1.5** pour le paramètre de sol S.

## 6.3 Représentation de base de l'action sismique - EC8 § 3.2.2

### 6.3.1 Spectre de réponse élastique horizontal - EC8 § 3.2.2.2.

Les valeurs des périodes  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$  et du paramètre du sol S décrivant la forme du spectre de réponse élastique, dépendent de deux paramètres : la zone de sismicité et la classe du sol. En effet, il existe deux formes de spectres normalisés : type 1 et type 2. Le spectre de type 1 correspond à la zone de sismicité 5 (sismicité forte) pour un séisme lointain tel que  $M_s > 5.5$ . Le spectre de type 2 enveloppe les zones de sismicité de 1 à 4 (très faible à moyenne) pour un séisme proche où  $M_s < 5.5$ .

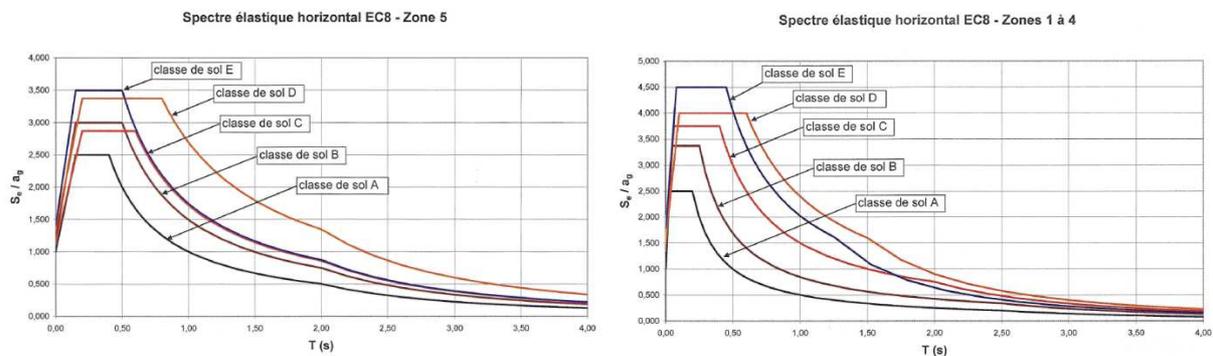


Figure 43 Spectres élastique suivant la zone de sismicité

### 6.3.2 Coefficient de correction d'amortissement visqueux $\eta$

La valeur du coefficient d'amortissement visqueux  $\eta$  est déterminée par l'expression suivante *NF EN 1998 §3.2.2.2(3)*:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

Où  $\xi$  est le coefficient d'amortissement visqueux exprimé en pourcentage

$$\text{Avec } \xi = 5\% , \eta = 1$$

### 6.3.3 Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique horizontale

Pour une zone de sismicité 4 et une classe de sol C, les valeurs de  $T_b$ ,  $T_c$  et  $T_d$  définies dans l'arrêté du 22 octobre 2010 article 4 pour l'évaluation des composantes horizontales du mouvement sismique, sont données par le tableau ci-dessous exprimé en secondes :

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

Tableau 45 Paramètre des spectres de réponse horizontaux

### 6.3.4 Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique verticale

Les paramètres des spectres de réponse élastiques verticaux à employer pour l'utilisation de l'arrêté du 19 juillet 2011 sont [*NF EN 1998-1 § 4.3.3.5.2*] :

ZONES DE SISMICITÉ	$a_{v0}/a_0$	$T_b$	$T_c$	$T_d$
1 (très faible) à 4 (moyenne)	0,8	0,03	0,20	2,5
5 (forte)	0,9	0,15	0,40	2

Tableau 46 Paramètre des spectres de réponse verticaux

Il convient de prendre en compte la composante verticale de l'action sismique seulement si  $a_{vg}$  est supérieur à  $2.5\text{m/s}^2$  pour les cas suivants :

- Éléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de plus de 20m de portée ou plus,
- Éléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 5m de long,
- Éléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux,
- Poutres supportant des poteaux,
- Structures sur appuis parasismiques.

Dans notre cas,  $a_{vg} = a_g \times 0.8 = 1.6 \times 0.8 = 1.28 \text{ m/s}^2 < 2.5 \text{ m/s}^2$

Nous ne considérons donc pas la composante verticale de l'action sismique pour les éléments précités. L'accélération maximale verticale est obtenue pour un bâtiment de catégorie IV, situé en zone 4, soit  $0.9 \times 1.4 \times 1.6 = 2 \text{ m/s}^2$ . Cette valeur étant toujours inférieure à  $2.5\text{m/s}^2$  on en conclut que l'accélération verticale n'est pas à prendre en compte pour les zones sismiques métropolitaines.

### 6.3.5 Coefficient de comportement $q$

La capacité de dissipation de l'énergie est prise en compte par une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre élastique, dénommée « spectre de calcul »  $S_d(T)$ . **Le coefficient de comportement  $q$**  va caractériser la **ductilité** de la structure. Ce spectre fait ainsi intervenir par l'intermédiaire de  $q$ , la capacité de dissipation d'énergie par les déformations plastiques de la structure [NF EN 1998-1 § 3.2.2.5].

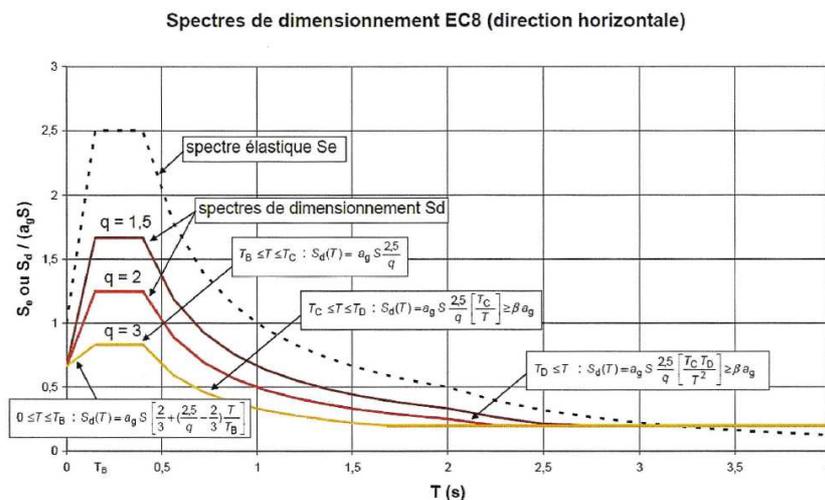


Figure 44 Spectre de dimensionnement EC8 en fonction du coefficient de comportement

Lors de grandes déformations, la structure passe en phase post élastique. On définit le rapport  $q$  de l'effort que supporterait la structure si elle était parfaitement élastique à celui qui existe dans la structure réelle pour une même déformation. Les déformations subies par la structure dans le **domaine post élastique** font diminuer les forces agissantes sur la structure et interviennent comme des limiteurs d'efforts.

$$q = \frac{\text{Forces sismiques en phase élastique avec } \xi = 5 \%}{\text{Forces sismiques avec un modèle linéaire conventionnel}}$$

Contrairement aux PS92, l'EC8 permet d'adopter une valeur par direction. Toutefois, la classe de ductilité doit rester la même. La valeur du coefficient de comportement  $q$  qui permet de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie se calcul ainsi [EN EN 1998-1 – § 5.2.2.2]:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5$$

avec :

$q_0$  valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de système structural et de la régularité en élévation (voir ci-après)

$k_w$  coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les système structuraux de murs

Pour la détermination de  $q_0$ , il convient de définir la **classe de ductilité**, le **type de système structural** de l'ouvrage, et sa **régularité en élévation**.

### 6.3.6 Classe de ductilité

La conception des bâtiments en béton résistants aux séismes doit assurer à la structure une capacité de dissipation d'énergie suffisante, sans réduction sensible de sa résistance globale sous l'effet des charges horizontales et verticales [NF EN 1998-1 – § 5.2.1]. L'Eurocode 8 distingue trois niveaux de ductilité que la structure peut atteindre :

**Classe DCL** : la structure possède une capacité de dissipation et une ductilité limitée. Cette classe concerne les bâtiments situés en zone de faible sismicité où  $a_g \leq 0.78 \text{ m/s}^2$  (EC8 – § 5.2.1(2)).

**Classe DCM** : c'est la classe de ductilité moyenne. Les contraintes de matériaux de cette classe exigent de ne pas utiliser une classe de béton inférieure à C 16/20 dans les éléments sismiques primaires. Egalement, dans les zones critiques de ces éléments, l'acier utilisé dans le béton armé doit être de

classe B ou C [NF EN 1998-1 – § 5.4.1.1]. Ces dispositions visent à mettre la structure en état de supporter quelques cycles de déformations post-élastique de faibles amplitudes.

**Classe DCH** : classe à haute ductilité. Les contraintes de matériaux de cette classe exigent de ne pas utiliser une classe de béton inférieure à C 25/30 dans les éléments sismiques primaires. Dans les zones critiques de ces éléments, l'acier utilisé doit être de classe C [NF EN 1998-1 – § 5.5.1.1]. Ces mesures conduisent à mettre la structure en état de dissiper d'importantes quantités d'énergie sous plusieurs cycles de déformations de grandes amplitudes.

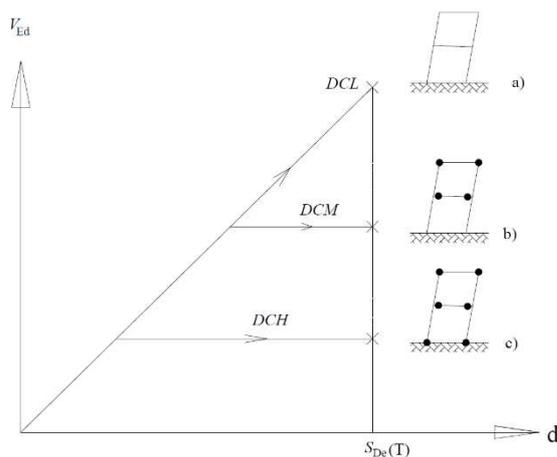


Figure 45 Comportement d'ossatures de même période  $T$  soumises à une poussée progressive

Ces différents degrés de capacité de dissipation d'énergie peuvent être atteints par des projets d'ossatures de divers types :

- a) Ossatures où les déformations sont essentiellement élastiques (DCL)
- b) Ossatures formant une seule zone plastique significative, généralement en base. Exemple : structure à noyau en béton armé (DCM)
- c) Ossatures où sont formées de nombreuses zones dissipatives (DCH)

Nous retiendrons la classe de ductilité **DCM** pour la suite de notre étude en veillant à prendre en considération les dispositions nécessaires requises pour cette classe définie dans la NF EN 1998-1 – § 5.4.

### 6.3.7 Type de système structural

Il existe 3 types fondamentaux de structure de contreventement en béton armé

- Les ossatures en portiques
- Les voiles ou murs ductiles
- Les murs de grandes dimensions faiblement armés.

Dans les projets de bâtiment, la combinaison de ces 3 types se retrouve souvent et forme ainsi des types hybrides, de capacité dissipative diverse. Pour associer un facteur de comportement  $q$  à ces types hybrides, l'Eurocode 8 les catégorise de la façon suivante :

- Murs couplés,
- Système de murs non couplés,
- Système à noyau,
- Système à pendule inversé.

Nous retiendrons un système de murs couplés pour l'analyse sismique de l'ouvrage. Il sera composé de murs liaisonnés de façon régulière par des poutres ou linteaux ductiles capables de réduire d'au moins 25 % la somme des moments de flexion en base des murs par rapport au cas où les murs travailleraient séparément.

### 6.3.8 Régularité en élévation

La régularité en élévation fait l'objet de divers critères à vérifier. Un bâtiment classé comme régulier en élévation doit satisfaire toutes les conditions suivantes [NF EN 1998-1 – § 4.2.3.3] :

- Tous les éléments de contreventement, comme les noyaux centraux, les murs ou les portiques, doivent être continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment ou, lorsqu'il existe des retraits à différents niveaux, jusqu'au sommet de la partie concernée du bâtiment.
- La raideur latérale et la masse de chaque niveau doivent demeurer constantes ou sont réduites progressivement, sans changement brutal, entre la base et le sommet du bâtiment considéré.
- Dans les bâtiments à ossature, le rapport entre la résistance effective de chaque niveau et la résistance exigée par le calcul ne doit pas varier de manière disproportionnée d'un niveau à l'autre.
- Lorsque l'ouvrage présente des retraits, les dispositions supplémentaires suivantes s'appliquent :

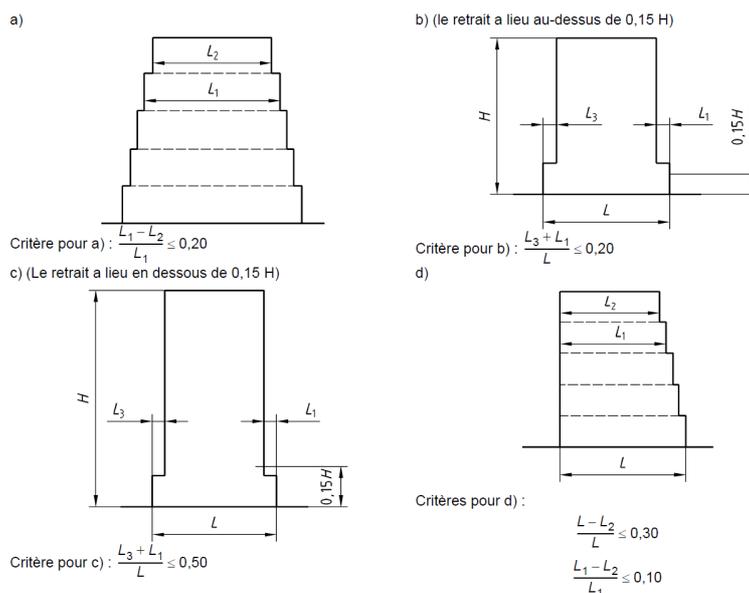


Figure 46 Critères supplémentaires de régularité en élévation

La présence d'attique au dernier niveau de chaque bloc implique une variation importante des masses et de la raideur latérale par rapport à l'étage inférieur. Le bâtiment ne satisfait donc pas plusieurs des critères précités. Cela nous conduit à ne pas le considérer comme régulier en élévation pour la suite de notre étude. Pour cela il conviendra de **réduire** la valeur de  $q_0$  de **20%**.

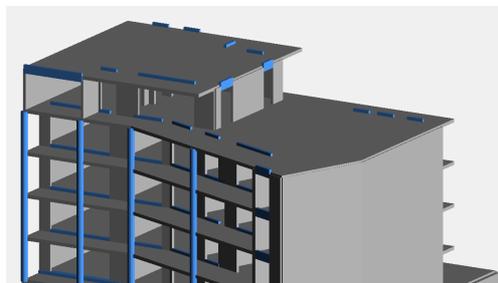


Figure 47 illustration de la variation de géométrie du bâtiment au dernier niveau

La régularité de la structure a également une incidence sur le mode d'analyse pouvant être réalisée pour le calcul sismique. Pour une structure régulière, la méthode d'analyse par forces latérales peut être utilisée. Pour les structures irrégulières, une analyse modale est exigée. L'Eurocode 8 récapitule ces conditions dans le tableau ci-dessous [NF EN 1998-1 – § 4.2.3.1] :

Tableau 47 Modes d'analyses admis en fonction de la régularité du bâtiment

Régularité		Simplifications admises		Coefficient de comportement
Plan	Élévation	Modèle	Analyse élastique linéaire	(pour l'analyse linéaire)
Oui	Oui	Plan	Force latérale <sup>a)</sup>	Valeur de référence
Oui	Non	Plan	Modale	Valeur minorée
Non	Oui	Spatial <sup>b)</sup>	Force latérale <sup>a)</sup>	Valeur de référence
Non	Non	Spatial	Modale	Valeur minorée

Le bâtiment n'étant pas régulier en élévation, une analyse modale sera exigée pour l'étude sismique de l'ouvrage

### 6.3.9 Valeurs de base du coefficient de comportement $q_0$

Selon la classe de ductilité DCM, le type structural (murs couplés) et l'irrégularité en élévation (minoration de 20%) déterminées auparavant, l'Eurocode 8 définit la valeur de  $q_0$  suivante :

Tableau 48 Valeur de base du coefficient de comportement  $q_0$

Type structural	DCM	DCH
Système à ossature, système à contreventement mixte, système de murs couplés	<u>3,0 <math>\alpha_d / \alpha_1</math></u>	4,5 $\alpha_d / \alpha_1$
Système de murs non couplés	3,0	4,0 $\alpha_d / \alpha_1$
Système à noyau	2,0	3,0
Système en pendule inversé	1,5	2,0

Suivant l'article 5.2.2.2(6) NF EN 1998-1, les valeurs approximatives de  $\alpha_u / \alpha_1$  qui peuvent être utilisées pour les bâtiments irréguliers en plan, lorsque son évaluation n'est pas effectuée par des calculs, sont égales à la moyenne de la valeur définie en 5.2.2.2(5)a ( $\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$ ) et de 5.2.2.2(5)b ( $\alpha_u / \alpha_1 = 1.2$ ).

Soit dans notre cas, nous retiendrons une valeur de  $\alpha_u / \alpha_1 = 1.25$

En conclusion, nous obtenons :

$$q_0 = 3,0 \alpha_u / \alpha_1 \cdot 0,80 = 3,0$$

### 6.3.10 Valeur du coefficient $k_w$

Le coefficient  $k_w$  reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs est donné par les formules ci-dessous [NF EN 1998-1 – § 5.2.2.2(11)] :

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3$$

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$$

$h_w$  : hauteur de mur

$l_w$  : longueur de la section du mur

Tableau 49 Détail de calcul de  $\alpha_0$

	$\Sigma h_{wi}$	$\Sigma l_{wi}$
R+5	142,1	138
R+4	213,15	243
R+3	235,2	262
R+2	235,2	262
R+1	240,1	275
RDC	200,2	648
R-1	177,1	680
TOTAL	1443,05	2508
<b><math>\alpha_0 =</math></b>	<b>0,58</b>	

D'où,

$$k_w = (1 + 0,58) / 3$$

$$k_w = 0.53$$

### 6.3.11 Valeur du coefficient de comportement horizontal $q$

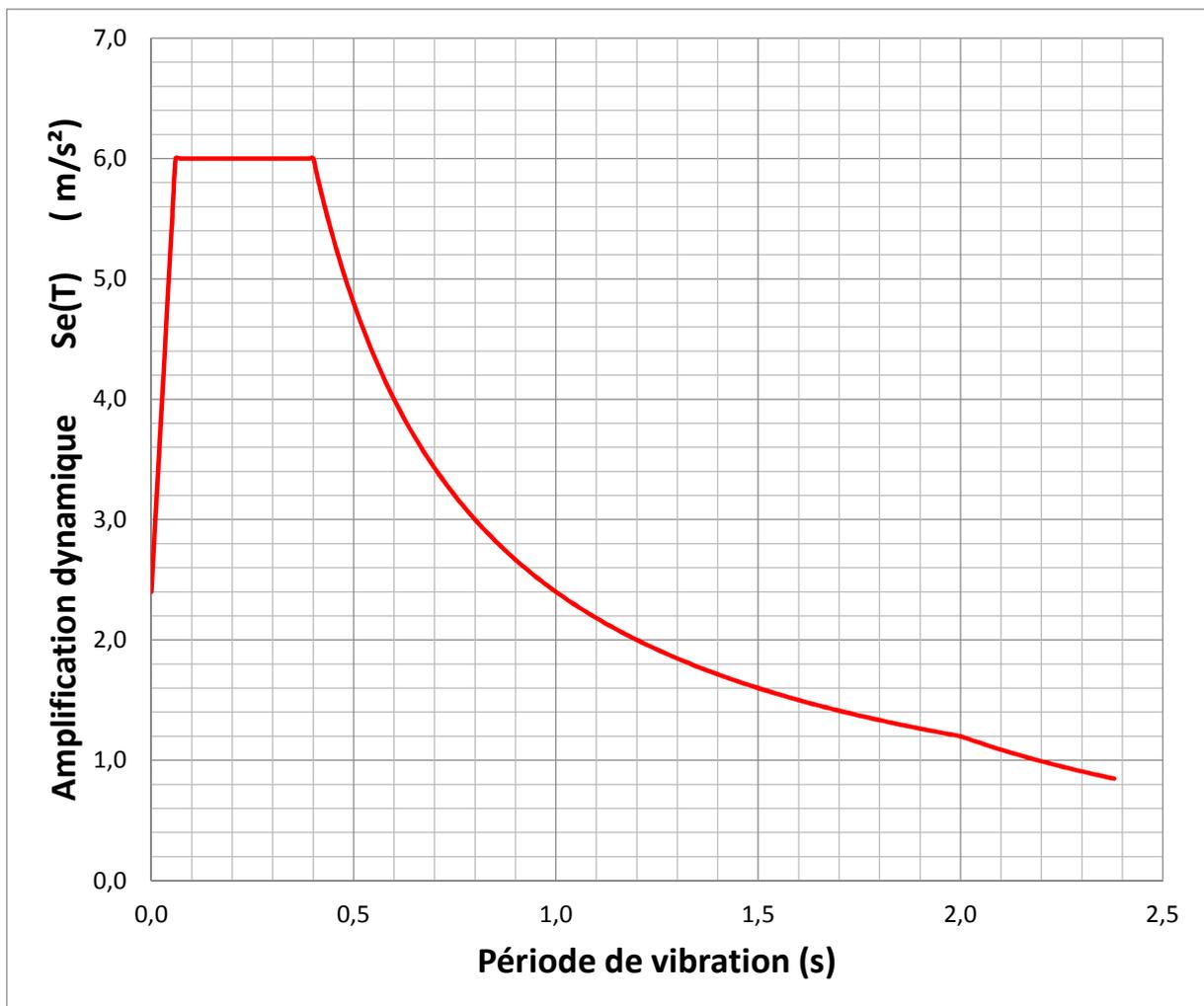
$$q = q_0 \cdot k_w$$

$$q = 3,0 \times 0,53 = 1,59$$

En fonction des paramètres définis auparavant, nous pouvons définir le spectre de réponse élastique pour les directions horizontales. Avec :

- $T_B = 0.06s$  arrêté du 22 octobre 2010 – article 4
- $T_C = 0.4s$  arrêté du 22 octobre 2010 – article 4
- $T_D = 2s$  arrêté du 22 octobre 2010 – article 4
- $\eta = 1$  EC8-1 §3.2.2.2(3)

Tableau 50 *Spectre de réponse élastique pour les directions horizontales*



## 6.4 Comparaison accélération PS92 / EC8

Le tableau ci-dessous compare l'accélération du bâtiment étudié suivant la norme PS92 et Eurocode 8. Pour ce faire, nous avons rassemblé les données de bases (zone de sismicité, sol...) suivant chaque norme. La période de son mode principal correspond au palier des spectres de l'EC8 et des PS92. Dans le cadre de cette estimation, l'amortissement a été fixé 5%.

Tableau 51 Comparaison accélération PS92 - EC8

	Ancien zonage / PS92	Nouveau zonage / EC8
Situé à Cap d'Ail (06)	Zone II	Zone 4
Classe de l'ouvrage / PS92 Catégorie d'importance / EC8	Classe B	Catégorie II
Accélération	$a_N = 2,5 \text{ m/s}^2$	$a_{gR} = 1,6 \text{ m/s}^2$
Coefficient d'importance		$\gamma_I = 1$
Sol	Catégorie S1	Classe C
Palier du spectre	$R_D(T) = 2,5$	$S = 1,5$
Accélération	$R(T) = 2,5 \times 2,5 = \mathbf{6,25} \text{ m/s}^2$	$S_e(T) = 1,6 \times 1,5 \times 2,5 = \mathbf{6,0} \text{ m/s}^2$

On peut constater une diminution de l'accélération aux Eurocodes 8 de l'ordre de 4% par rapport aux PS92. Néanmoins, il faut également tenir compte de la valeur du coefficient de comportement qui intervient comme un coefficient minorateur du spectre élastique en accélération. Ce coefficient intègre la capacité de dissipation d'énergie par les déformations plastiques de la structure. En effet, l'étude parasismique réalisée aux règles PS92 avait défini un coefficient de comportement de la structure de 2.1. Or, comme nous l'avons démontré précédemment, le coefficient de comportement aux Eurocodes est 1.59.

Tableau 52 Accélération PS92 et EC8 avec coefficient de comportement

	Ancien zonage / PS92	Nouveau zonage / EC8
Coefficient de comportement	$q = 2,1$	$q = 1,59$
Accélération de calcul	$R(T) / q = \mathbf{2,98} \text{ m/s}^2$	$S_d(T) = \mathbf{3,77} \text{ m/s}^2$

On observe alors qu'en tenant compte du coefficient de comportement, l'accélération de calcul devient plus importante d'environ 20% aux Eurocodes. Cependant, dans les bâtiments en béton, l'EC8 précise qu'il convient d'évaluer la rigidité des éléments en tenant compte des effets de la fissuration. Il est recommandé de considérer la rigidité des éléments fissurés comme égales à la moitié de la rigidité correspondante des éléments non fissurés [NF EN 1998-1 – § 4.3.1(6) et (7)].

En se référant aux valeurs données dans le tableau 3.1 de l'Eurocode 2, cela conduit à considérer les valeurs suivantes pour la rigidité des éléments en béton :

**Tableau 53** Valeurs du module instantané du béton

$E_{cm} = 22\,000 \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3}$ , $f_{ck}$ et $E_{cm}$ exprimés en MPa		
$f_{ck}$	$E_{cm}$	$E_{cm}/2$
16	28 600	14 300
20	30 000	15 000
25	31 500	15 750
30	32 800	16 400
35	34 000	17 000
40	35 200	17 600

En considérant le fait qu'il faut diviser la raideur du bâtiment par 2 dans les calculs EC8, la période propre du bâtiment sera augmentée, ce qui aura pour effet de diminuer l'accélération calculée de l'Eurocode 8. Cela signifie que pour le bâtiment étudié, en tenant compte des effets du coefficient de comportement et de la rigidité imposée suivant chaque norme, les valeurs de l'accélération aux PS92 et à l'EC8 restent assez proches.

Pour la suite, le bâtiment étudié ne pouvant pas être assimilé à un oscillateur simple avec une seule masse concentrée, le calcul de la réponse de la structure au séisme dépendra de sa géométrie et du modèle adopté. Si une structure simple est régulière peut être considérée comme un oscillateur simple doté d'un mode fondamental, l'étude d'une structure irrégulière est bien plus complexe. L'action sismique engendre une série d'oscillation évoluant dans le temps qui finissent par s'amortir. C'est pourquoi il nécessaire de réaliser une analyse modale de la structure.

## 6.5 Masses sismiques

### Charges et permanentes G et d'exploitations Q

Soit [M] la matrice des masses :

$$[M] = \begin{pmatrix} M_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & M_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & M_{zz} \end{pmatrix}$$

Les effets d'inertie de l'action sismique doivent être évalués en prenant en compte la présence des masses associées à toutes charges gravitaires qui apparaissent dans la combinaison d'action suivante [NF EN 1998-1 – § 3.2.4(2)P] :

$$\Sigma M_{xx} = \Sigma M_{yy} = \Sigma G_{k,j} \llcorner + \gg \Sigma \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$\Psi_{E,i}$  étant le coefficient de combinaisons pour les actions variables donné par la formule :

$$\Psi_{E,i} = \Phi \times \Psi_{2i} \quad (NF EN 1998-1 - \S 4.2.4)$$

- Valeurs des coefficients  $\Psi_2$  (NF EN 1990 - § 6.4.3.4)

Actions	Lieux	$\Psi_2$
Charges d'exploitation	Catégorie A : habitations, zones résidentielles	0,3
	Catégorie B : bureaux	0,3
	Catégorie C : lieux de réunions	0,6
	Catégorie D : commerces	0,6
	Catégorie E : stockages	0,8
	Catégorie F : zones de trafic, véhicules de poids inférieur à 30 kN	0,6
	Catégorie G : zones de trafic, véhicules de poids compris entre 30 et 160 kN	0,3
	Catégorie H : toits	
	toits accessibles des catégories A et B (toits de catégorie I)	0,3
	toits accessibles des catégories C et D (toits de catégorie I)	0,6
Charges dues à la neige	toits des hélistations (toits de catégorie K) – Hélicoptère	0,5
	toits des hélistations (toits de catégorie K) – Autres charges	0,3
	autres toits	0
	Lieux situés à une altitude $H > 1000$ m	0,2
Charges dues au vent	Lieux situés à une altitude $H \leq 1000$ m	0
	Cas particulier de Saint-Pierre-et-Miquelon	0,2
	Température	0
	(hors incendie)	0

Tableau 54 Valeurs des coefficients  $\Psi_{2i}$  donnés dans l'Eurocode 0

Nous retenons une valeur de  $\Psi_2 = 0.3$  pour une Catégorie A

Nous verrons ci-après que le séisme vertical ne sera pas pris en compte. Les modes de vibration sollicitant les masses dans la direction Z sont inutiles, d'où  $M_{zz} = 0$

- Valeurs des coefficients  $\Phi$  (EC8 - § 4.2.4)

Type d'action variable	Étage	$\varphi$
Catégories A à C*	Toit	1,0
	Étages à occupations corrélées	0,8
	Étages à occupations indépendantes	0,5
Catégories D à F *) et archives		1,0

\*) Catégories définies dans l'EN 1991-1-1:2002.

**Tableau 55** Valeurs de  $\Phi$  pour le calcul de  $\Psi_{E,i}$

Nous retenons une valeur de 0.5 pour une Catégorie A et en étage à occupations indépendantes.

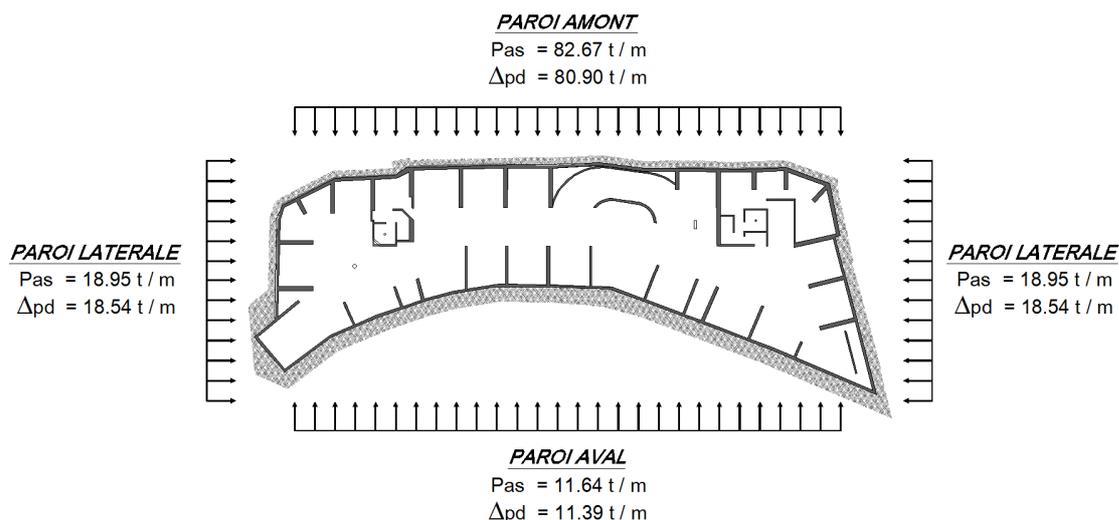
D'où 
$$\Psi_{E,i} = \Phi \times \Psi_{2i} = 0.3 \times 0.5 = \mathbf{0.15}$$

L'action du séisme doit donc être calculé en tenant compte des masses **G + 0.15Q**

## 6.6 Poussée dynamique des terres

La poussée dynamique des terres **P** calculée dans la partie 4, se décompose de la façon suivante :

- $P_{x+}$  : concomitant à +  $E_{dx}$
- $P_{x-}$  : concomitant à -  $E_{dx}$
- $P_{y+}$  : concomitant à +  $E_{dy}$
- $P_{y-}$  : concomitant à -  $E_{dy}$



**Figure 48** Valeurs des poussées statiques et incréments dynamiques

Les valeurs ci-dessous de la poussée statique  $P_{as}$  et de l'incrément dynamique  $\Delta_{pd}$  sont respectivement les résultantes d'une charge triangulaire et d'une charge uniformément répartie.

## 6.7 Combinaisons de l'action sismique

### 6.7.1 Combinaisons des effets des composantes de l'action sismique

L'action due au séisme ne se limitant jamais à une seule direction, il doit être pris en compte des combinaisons entre les deux directions horizontales (X et Y) et la direction verticale (Z). L'Eurocode 8 (§ 4.3.3.5) donne les combinaisons ci-dessous (appelées combinaisons de Newmark) pouvant être utilisées pour les calculs des effets de l'action :

$$\begin{aligned} & E_{Edx} \llcorner + \gg 0,30 E_{Edy} \llcorner + \gg 0,30 E_{Edz} \\ & 0,30 E_{Edx} \llcorner + \gg E_{Edy} \llcorner + \gg 0,30 E_{Edz} \\ & 0,30 E_{Edx} \llcorner + \gg 0,30 E_{Edy} \llcorner + \gg E_{Edz} \end{aligned}$$

$E_{Edx}$  sont les effets de l'action dus à l'application de l'action sismique le long de l'axe horizontale x choisi pour la structure.

$E_{Edy}$  sont les effets de l'action dus à l'application de la même action sismique le long de l'axe orthogonal y de la structure.

$E_{Edz}$  sont les effets de l'action dus à l'application de la composante verticale de l'action sismique de calcul

« + » signifie « être combiné avec »

Il est à noter que la composante suivant Z peut être négligée lorsque l'accélération verticale de calcul est inférieure à  $2.5 \text{ m/s}^2$  (EC8 - § 4.3.3.5.2)

### 6.7.2 Combinaisons sismiques

Ces combinaisons de l'action sismique doivent ensuite être intégrées aux masses sismiques définies précédemment suivant la combinaison suivante donnée par l'eurocode 0 (§ 6.4.3.4) :

$$G_{k,j} \llcorner + \gg \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \llcorner + \gg E \llcorner + \gg P$$

Avec  $\psi_2 = 0.30$  (NF EN 1990 - § 6.4.3.4)

Nota : les combinaisons dues au séisme ne se cumulent pas avec le vent. La neige est à prendre en considération au-delà d'une altitude de 1000m.  $\psi_2$  est alors égal à 0.20.

La modélisation du bâtiment a été réalisée bloc par bloc délimité par des joints de dilatations afin d'alléger les calculs et de pouvoir plus simplement identifier les erreurs le cas échéant. L'analyse sismique qui suit portera sur le bloc C de l'ouvrage.

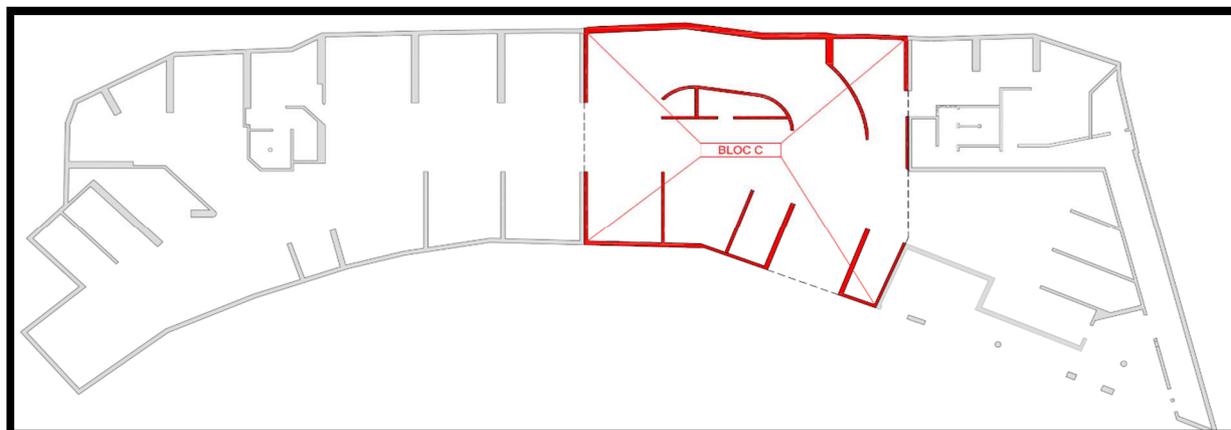


Figure 49 Repérage du bloc étudié

Le bloc C étant enclavé entre deux autres blocs, il ne subira pas les effets de poussée des terres latéralement, puisque chaque bloc est séparé par des joints de dilatation. Le récapitulatif des combinaisons sismiques est donné ci-dessous :

Tableau 56 Combinaisons sismiques

N°	Nom	Détails
101	1x[3 EX]+0.3x[4 EY]	1.00*3 + 0.30*4
102	1x[3 EX]-0.3x[4 EY]	1.00*3 -0.30*4
103	1x[4 EY]+0.3x[3 EX]	1.00*4 + 0.30*3
104	1x[4 EY]-0.3x[3 EX]	1.00*4 -0.30*3
105	1x[1 G]+1x[101 COMB]+0.3x[6 Py+]	1.00*1 + 1.00*101 + 0.30*6
106	1x[1 G]+1x[102 COMB]+0.3x[7 Py-]	1.00*1 + 1.00*102 + 0.30*7
107	1x[1 G]+1x[103 COMB]+1x[6 Py+]	1.00*1 + 1.00*103 + 1.00*6
108	1x[1 G]+1x[104 COMB]+1x[6 Py+]	1.00*1 + 1.00*104 + 1.00*6
109	1x[1 G]-1x[101 COMB]+0.3x[7 Py-]	1.00*1 -1.00*101 + 0.30*7
110	1x[1 G]-1x[102 COMB]+0.3x[6 Py+]	1.00*1 -1.00*102 + 0.30*6
111	1x[1 G]-1x[103 COMB]+1x[7 Py-]	1.00*1 -1.00*103 + 1.00*7
112	1x[1 G]-1x[104 COMB]+1x[7 Py-]	1.00*1 -1.00*104 + 1.00*7
113	1x[1 G]+0.3x[2 Q]+1x[101 COMB]+0.3x[6 Py+]	1.00*1 + 0.30*2 + 1.00*101 + 0.30*6
114	1x[1 G]+0.3x[2 Q]+1x[102 COMB]+0.3x[7 Py-]	1.00*1 + 0.30*2 + 1.00*102 + 0.30*7
115	1x[1 G]+0.3x[2 Q]+1x[103 COMB]+1x[6 Py+]	1.00*1 + 0.30*2 + 1.00*103 + 1.00*6
116	1x[1 G]+0.3x[2 Q]+1x[104 COMB]+1x[6 Py+]	1.00*1 + 0.30*2 + 1.00*104 + 1.00*6
117	1x[1 G]+0.3x[2 Q]-1x[101 COMB]+0.3x[7 Py-]	1.00*1 + 0.30*2 -1.00*101 + 0.30*7
118	1x[1 G]+0.3x[2 Q]-1x[102 COMB]+0.3x[6 Py+]	1.00*1 + 0.30*2 -1.00*102 + 0.30*6
119	1x[1 G]+0.3x[2 Q]-1x[103 COMB]+1x[7 Py-]	1.00*1 + 0.30*2 -1.00*103 + 1.00*7
120	1x[1 G]+0.3x[2 Q]-1x[104 COMB]+1x[7 Py-]	1.00*1 + 0.30*2 -1.00*104 + 1.00*7

## 7 Réalisation d'une conception Eurocode 8

### 7.1 Introduction

L'apparition de l'Eurocode 8 dans le bâtiment a quelque peu changé la façon dont les bureaux d'études abordait la conception des ouvrages. En effet, l'ingénieur doit désormais travailler en étroite collaboration avec l'architecte pour définir la structure de contreventement, et ce dès les premières esquisses du projet. Avant cela, l'ingénieur devait adapter une structure qui était conçue en grande partie par l'architecte. Cette démarche limitait les marges de manœuvre de l'ingénieur dont le travail consistait d'abord à assurer un dimensionnement du bâtiment en statique avant d'aborder la question du parasismique.

Avec le passage aux Eurocodes, la conception parasismique doit être abordée dès le début d'une opération de manière à ce que la structure de contreventement du bâtiment soit définie dès la phase de dépôt du permis de construire.

Le rôle de l'ingénieur dans les différentes étapes de la vie d'un projet, peuvent se résumer de la façon qui suit :

- **Les études d'esquisses, ESQ** : d'après la première ébauche d'un projet qu'il reçoit de l'architecte, l'ingénieur donne en retour les grandes lignes de conception parasismique. Il vérifie que le contreventement du bâtiment est assuré dans les deux directions horizontales et que les éléments primaires de contreventement arrivent jusqu'aux fondations.



Figure 50 Etude en phase d'esquisse

- **Les études d'avant-projet, AVP** : Cette phase comprend notamment l'avant-projet sommaire APS, l'avant-projet définitif APD et le dossier de demande de Permis de Construire DPC. Durant cette étape, l'architecte et l'ingénieur se seront mis d'accord sur l'agencement intérieur des logements avec répartition de la structure primaire et secondaire clairement définie. Les niveaux d'infrastructures (souvent des parkings), auront également été agencés de manière à ce que les voiles de contreventement soient reportés jusqu'aux fondations.

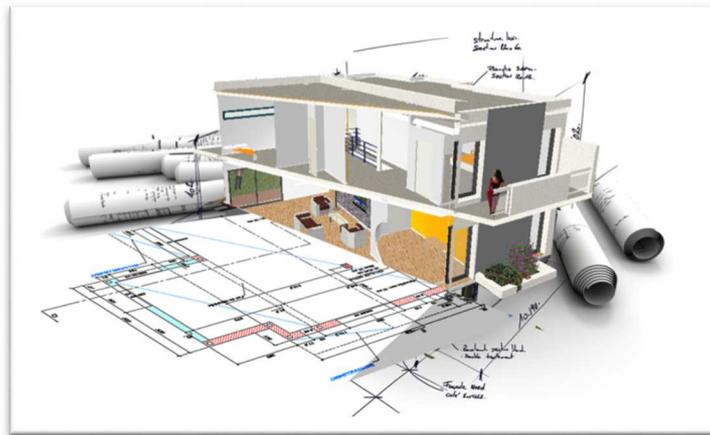


Figure 51 Etude en phase d'avant-projet

- **La conception détaillée du bâtiment** : Cette étape comprend les études de projet PRO et l'établissement des dossiers de consultation des entreprises DCE. Durant cette étape, l'ingénieur réalise une modélisation numérique du bâtiment afin de s'assurer de la conformité de l'ouvrage aux Eurocodes. La structure sera également dimensionnée de telle sorte à résister aux effets du séisme.

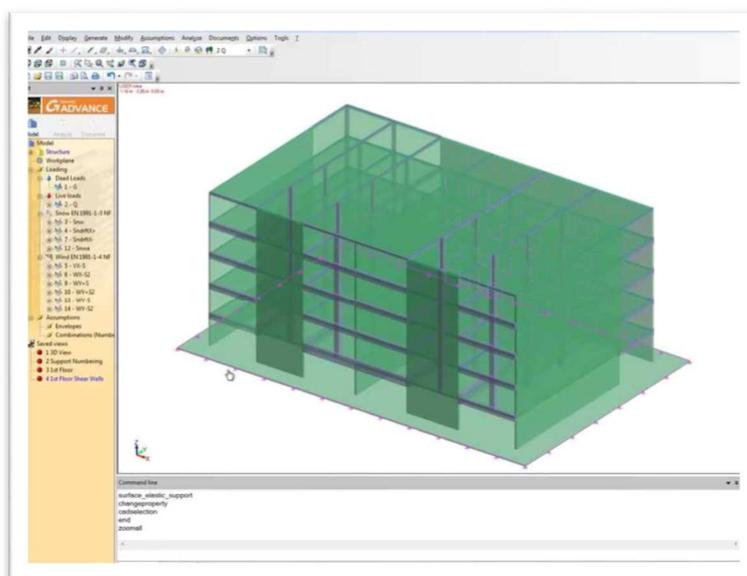


Figure 52 Etude en phase de conception détaillée

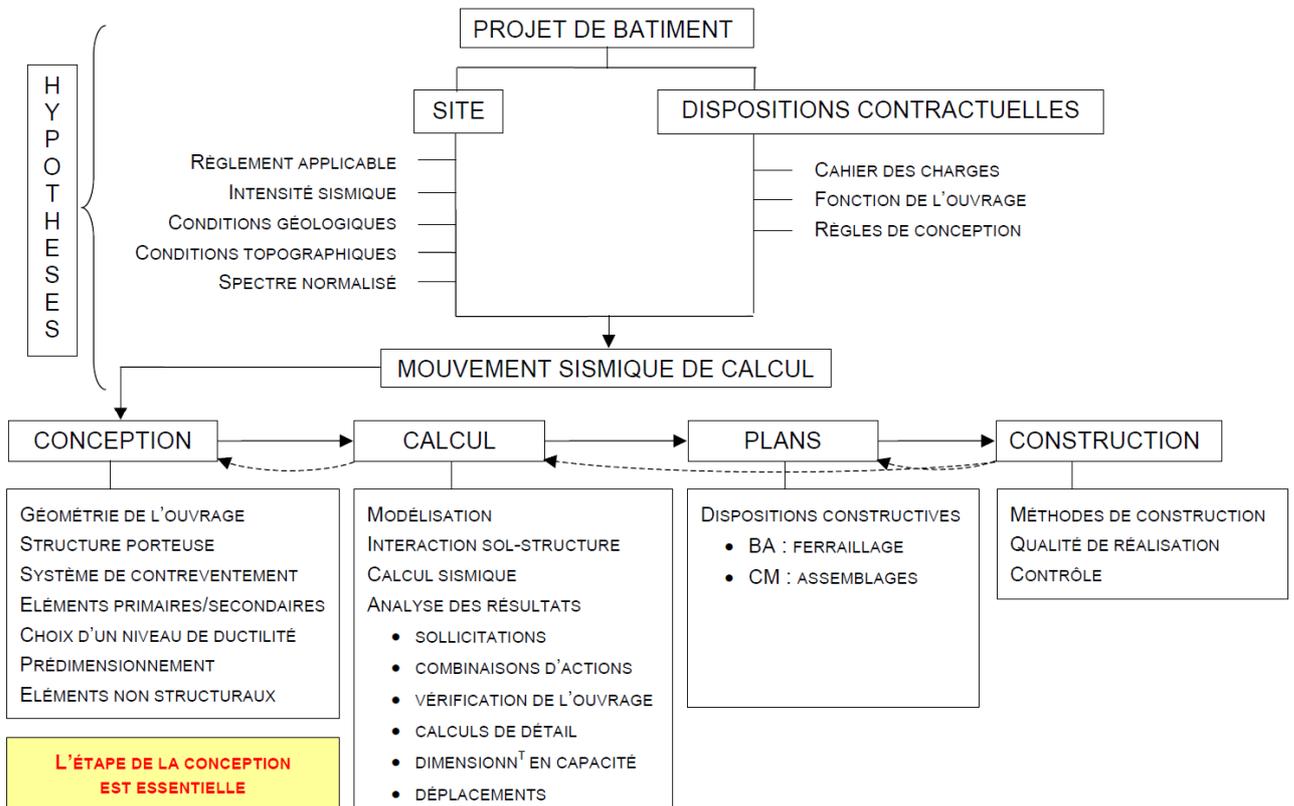
- **La phase chantier EXE :** Cette étape correspond à l'exécution de l'ouvrage. Son dimensionnement étant déjà validé par les phases précédentes, l'ingénieur doit produire les notes de calculs de ferrailage de la structure suivant les différentes phases (ELS, ELU et ELA), superviser la production des plans de structure en s'assurant de la corrélation entre les résultats obtenus et les plans d'exécution.



Figure 53 Etude en phase d'exécution

**Récapitulatif de l'organisation générale d'un projet de construction parasismique.**

Tableau 57 Organisation générale d'un projet de construction parasismique



## 7.2 Les articles fondamentaux de l'Eurocode 8 pour la conception des bâtiments

Le dimensionnement des bâtiments suivant l'Eurocode fait l'objet de nombreuses innovations par rapport aux anciennes règles PS92. Deux articles sont à mettre en évidence puisqu'ils sont fondamentaux dans l'approche de la conception parasismique :

- Règles particulières pour les poutres supportant des éléments verticaux discontinus [NF EN 1998-1 §5.4.1.2.5\(1\)P](#): « Les murs structuraux ne doivent pas être supportés (en totalité ou en partie) par des poutres ou des dalles ». Cela signifie que les éléments primaires de contreventement dans les étages courants doivent descendre jusqu'aux fondations. Pour un problème d'agencement des parkings, tous les voiles ne peuvent pas descendre jusqu'aux fondations. C'est pourquoi, certains voiles ne feront pas partie du système résistant aux actions sismiques et seront considérés comme éléments secondaires. Néanmoins, il faudra limiter leur nombre de manière à respecter l'article ci-dessous.

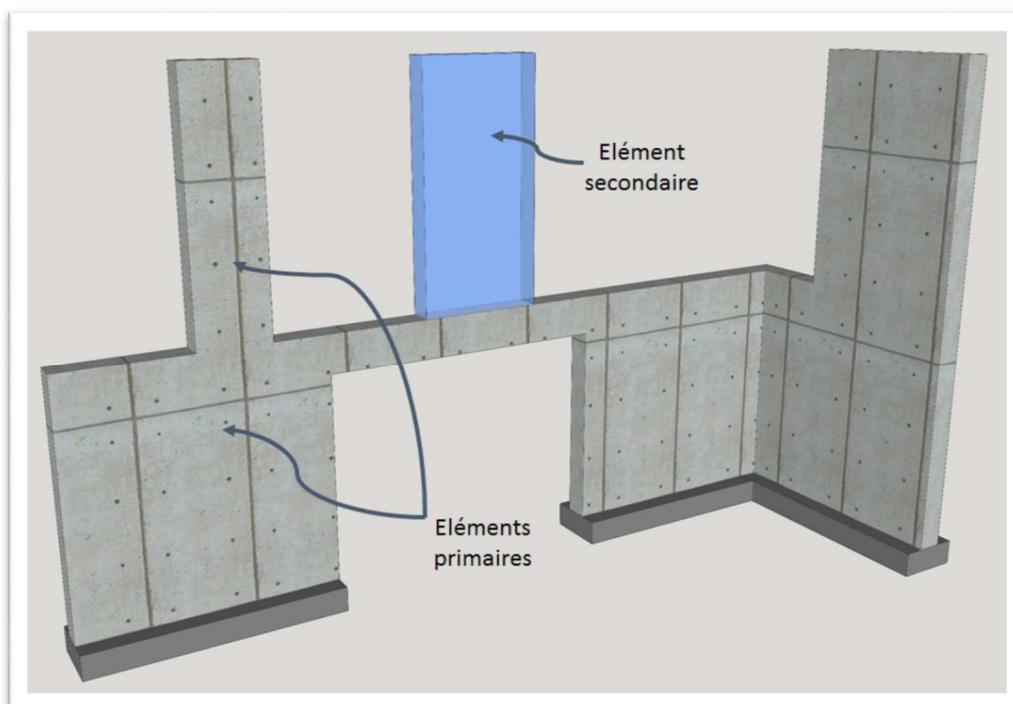
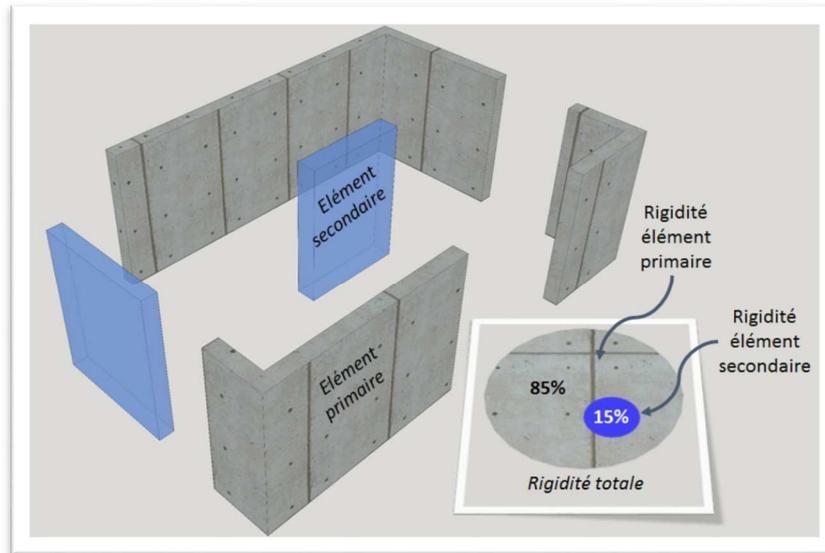


Figure 54 Superposition des éléments primaires jusqu'aux fondations

- Eléments sismiques primaires et secondaires *NF EN 1998-1 §4.2.2(4)* : « la contribution de tous les éléments secondaires à la raideur latérale ne dépasse pas de plus de 15% celle de tous les éléments sismiques primaires ». Cela signifie que l'ingénieur devra vérifier à chaque niveau que la raideur des éléments secondaires ne dépasse pas 15% de la raideur des éléments primaires.



**Figure 55** Représentation des éléments primaires et secondaires

L'application de ces clauses pose un véritable problème à la profession car elle remet en cause la conception habituelle des bâtiments construits en France. C'est pourquoi, l'article 5.4.1.2.5 de l'Annexe Nationale parue en décembre 2013 apporte un complément sur point :

- (1) P Lorsqu'il est prévu des poutres-voiles ou un plancher de transfert situé à un niveau où des murs constituant les éléments verticaux de contreventement, situés au-dessus du niveau considéré, sont interrompus et ne sont pas directement appuyés sur d'autres éléments verticaux, murs ou poteaux, ces poutres voiles ou plancher de transfert doivent être dimensionnés pour une raideur et une sur-résistance appropriées.

Il est cependant rappelé qu'une bonne conception des ossatures primaires consiste à éviter de prévoir des transferts généralisés sous murs et que, lorsque cela ne peut être évité, du fait de la destination des locaux et de l'organisation de l'espace, l'ingénieur doit veiller à privilégier les ossatures primaires présentant le moins de discontinuité de régularité en élévation et en plan. Les structures primaires en portiques de faible rigidité, situées sous un plancher de transfert généralisé, ne sont pas recommandées compte tenu de leur comportement proche de celui d'un pendule inversé.

### 7.3 Principes généraux de bonne conception parasismique

Les enseignements tirés des séismes passés ont permis de constater qu'une construction doit réunir trois conditions pour être parasismique : une conception architecturale parasismique, le respect des règles parasismiques notamment le dimensionnement et les dispositions constructives et enfin une exécution de qualité.

La conception parasismique doit être pensée dès les premières esquisses de l'architecte. L'ingénieur ne peut réaliser des bâtiments résistants aux tremblements de terre seulement par des calculs. La sécurité est en générale mieux assurée dans une structure bien conçue et calculée de manière approchée que dans une structure mal conçue pour laquelle des calculs compliqués sont réalisés. Car plus les calculs sont compliqués, plus il y a des incertitudes sur la qualité de la représentation du modèle que l'on fait.

Pour cela, l'Architecte et l'Ingénieur doivent étroitement collaborer pour réaliser une conception judicieuse permettant de pallier aux effets pervers des hypothèses réglementaires. Les principes de base de la conception parasismique peuvent se résumer en quelques points :

- **Simplicité de la structure** : Définir dès le début de la conception les murs ayant vocation à assurer le contreventement. Une conception complexe augmente le risque d'erreur dans l'interprétation du modèle et il sera d'autant plus difficile pour le concepteur d'identifier clairement les schémas de transmission des efforts. Pour cela, la symétrie du plan selon deux axes ou plus tend à réduire notablement la torsion d'axe vertical des constructions.

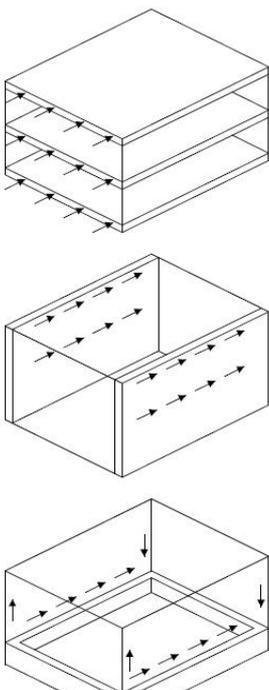


Figure 56 Transmission des efforts horizontaux

L'objectif de la conception parasismique est de définir une structure capable de subir sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique. Cela passe tout d'abord par la stabilité générale de l'ouvrage. ZACEK a défini le fonctionnement général des bâtiments sous l'action du séisme, de la façon suivante :

- 1/ Pour les constructions verticales, les forces sont collectées par la structure horizontale,
- 2/ puis distribuées au système vertical d'ancrage par les diaphragmes horizontaux,
- 3/ pour enfin être transmises aux fondations par les diaphragmes verticaux (mur cisailé).

- **Uniformité, symétrie et régularité** : L'uniformité en plan permet des transmissions courtes et directes des forces d'inerties liées aux masses réparties dans le bâtiment. L'uniformité en élévation tend à éliminer les zones sensibles au niveau desquelles des concentrations de contraintes se forment.
- **Structure hyperstatique** : cela permet une plus large distribution de la dissipation d'énergie. La formation d'un mécanisme à un étage est peu dissipatif et surtout catastrophique.
- **Action des diaphragmes au niveau des planchers** : Ce sont les éléments reprenant les efforts horizontaux dû au séisme pouvant être considérés comme des entretoises infiniment rigides reportant les charges vers la structure verticale. Les trémies trop importantes ou les éléments longs et étroits sont à éviter car ils sont trop flexibles. De plus la transmission des efforts horizontaux doit être la plus uniforme possible afin de ne pas solliciter de manière importante un élément vertical en particulier pouvant entraîner sa ruine.
- **Éléments structuraux verticaux surdimensionnés** : la ruine de ces éléments à un impact catastrophique sur la structure pouvant entraîner l'effondrement d'un étage. Les effets agissant sur ces éléments (flambement, écrasement et cisaillement alterné), font que ces éléments doivent être en nombre suffisants et correctement dimensionnés.
- **Des fondations appropriées** : Les fondations et leurs liaisons avec la superstructure doivent assurer une excitation sismique uniforme de l'ensemble du bâtiment. Dans ce but il faut privilégier un système de fondations homogènes où les points d'appuis seront solidarisés entre eux afin de s'opposer à leur déplacement dans le plan horizontal. Outre ces aspects, une bonne connaissance du sol sur lequel repose les fondations est primordiale. En effet une couche de terrains meubles en surface peut amplifier de manière très significative les secousses sismiques dues à **l'effet de site**, ou provoquer une perte de portance provoquée par le phénomène de **liquéfaction du sol**.

## 7.4 La régularité des bâtiments EC8-1 4.2.3

Selon l'Eurocode 8 les bâtiments peuvent être classés comme réguliers ou irréguliers. Contrairement aux PS92, l'EC8 distingue la régularité en plan et la régularité en élévation. Suivant leur régularité en plan et en élévation, l'EC8 définit le type d'analyse à adopter pour l'étude sismique du bâtiment :

**Tableau 58** Conséquences de la régularité de la structure sur l'analyse et le calcul sismique

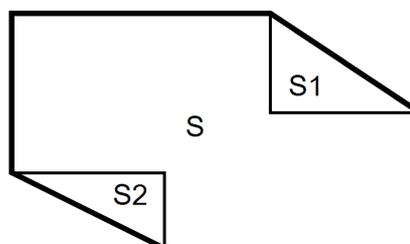
Régularité		Simplifications admises		Coefficient de comportement
Plan	Élévation	Modèle	Analyse élastique linéaire	(pour l'analyse linéaire)
Oui	Oui	Plan	Force latérale <sup>a)</sup>	Valeur de référence
Oui	Non	Plan	Modale	Valeur minorée
Non	Oui	Spatial <sup>b)</sup>	Force latérale <sup>a)</sup>	Valeur de référence
Non	Non	Spatial	Modale	Valeur minorée

*a) Si la condition de 4.3.3.2.1(2) est également satisfaite.*  
*b) Dans les conditions particulières indiquées en 4.3.3.1(8), un modèle plan séparé peut être utilisé dans chaque direction horizontale, conformément à 4.3.3.1(8).*

### 7.4.1 Régularité en plan

Pour classer un bâtiment comme régulier en plan, l'EC8 exige les conditions suivantes :

- Le bâtiment doit être approximativement symétrique en plan par rapport à ses deux directions principales.
- La raideur en plan des planchers doit être suffisamment importante, comparée à la raideur latérale des éléments verticaux de structure, pour que la déformation du plancher ait peu d'effet sur la distribution des forces entre éléments verticaux de structure.
- La configuration doit être compacte, c'est-à-dire être délimitée pour chaque plancher par un contour polygonal curviligne : la surface comprise entre le plancher et le contour polygonal convexe du plancher doit être inférieure à 5% de la surface du plancher



$$S1 + S2 < 0.05S$$

**Figure 57** Définition du contour polygonal convexe

- Le rapport entre les dimensions en plan ( $L_x$  et  $L_y$ ) du bâtiment doit être inférieur à 4.
- La répartition des éléments de contreventement de manière régulière dans chaque direction et limitation de l'excentricité structurale permettent de limiter les effets de la torsion et des concentrations de contraintes. Ces phénomènes réduisent la capacité des constructions à absorber l'énergie cinétique des oscillations. A chaque niveau et pour chaque direction, l'excentricité structurale doit être vérifiée. Le phénomène de torsion d'ensemble a lieu lorsque le **centre de gravité** d'une construction est excentré par rapport au **centre de torsion**. Prévoir des éléments de contreventement suffisamment rigides à proximité de la périphérie du bâtiment ou utiliser des noyaux par assemblage de voiles permettent de limiter la torsion. En ce sens, l'EC8 définit des critères sur l'excentricité structurale et la rigidité de torsion visant à limiter la torsion d'une construction [NF EN 1998-1, §4.2.3.2.\(6\)](#) :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y, l'excentricité doit vérifier les deux conditions ci-dessous :

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

$e_{ox}$  est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction x perpendiculaire à la direction de calcul considérée ;

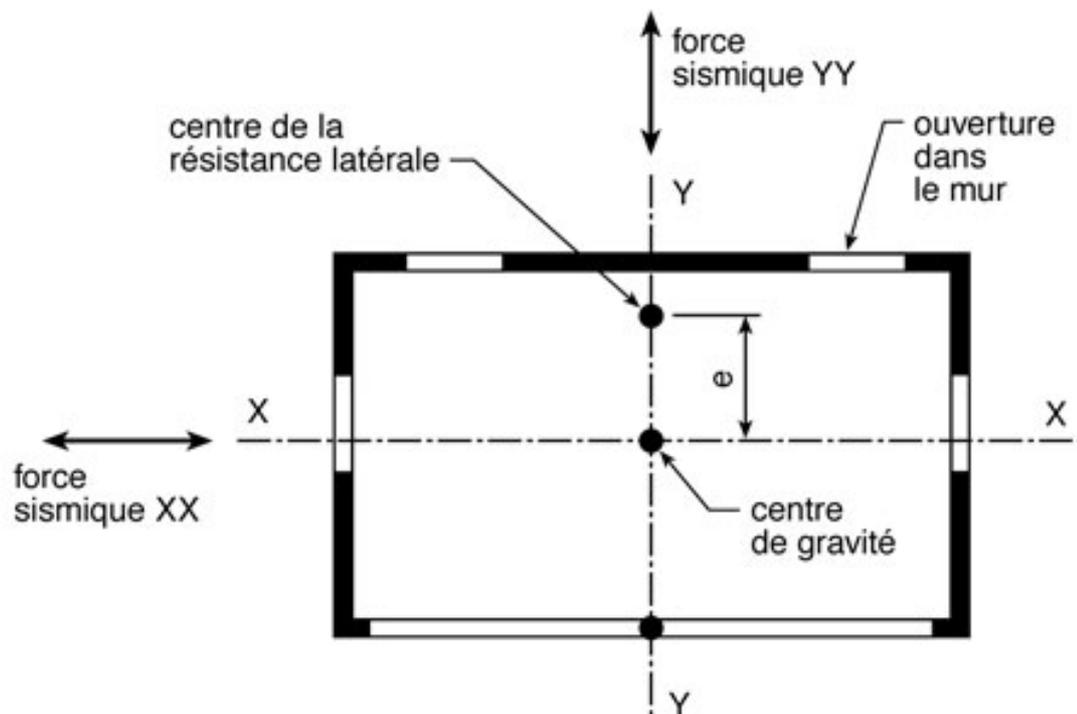


Figure 58 Position du centre de rigidité

$r_x$  est la racine carrée du rapport de la rigidité de torsion à la rigidité latérale dans la direction y («rayon de torsion»);

$$\sqrt{\frac{K \text{ torsion}}{K_y}}$$

$I_s$  est le rayon de giration massique du plancher en plan (racine carrée du rapport entre le moment d'inertie polaire du plancher en plan par rapport au centre de gravité du plancher et la masse du plancher).

$$\sqrt{\frac{I \text{ massique polaire plancher}}{M \text{ plancher}}}$$

Pour que la méthode simplifiée décrite donne des estimations suffisamment correctes de la position du centre de rigidité CR et des rayons de torsion  $r_x$  et  $r_y$ , il faut que la structure respecte deux conditions :

- les systèmes de contreventement soient ininterrompus de la fondation au sommet du bâtiment.
- les déformées des divers contreventements présentent une allure similaire.

Les concentrations de contraintes se produisent quant à elles lorsque la géométrie du bâtiment présente des angles rentrants formés par des retraits où des intersections d'ailes. Ces parties n'oscillant pas en phase avec le reste du bâtiment, ont tendance à se séparer et sont fortement exposées aux sollicitations. Si la configuration de l'ouvrage le nécessite, la disposition de joint parasismique permettra de corriger l'asymétrie d'un bâtiment. Contrairement aux règles PS92, l'EC8 ne préconise pas de dimensions minimales à respecter entre les blocs. Le déplacement de chaque unité doit être calculé et doit vérifier les conditions ci-dessous afin d'éviter l'entrechoquement entre blocs [NF EN 1998-1, §4.4.2.7](#).

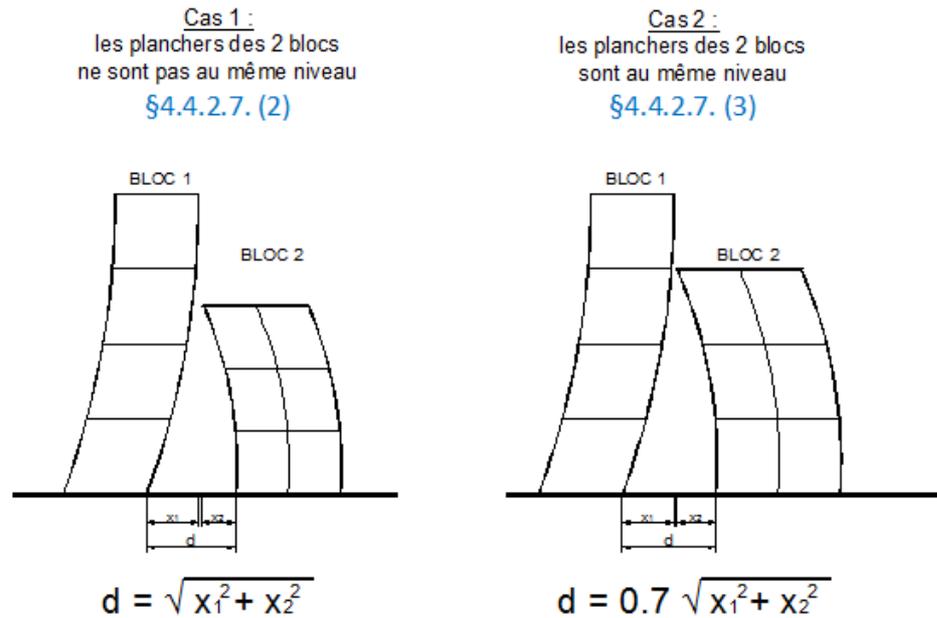


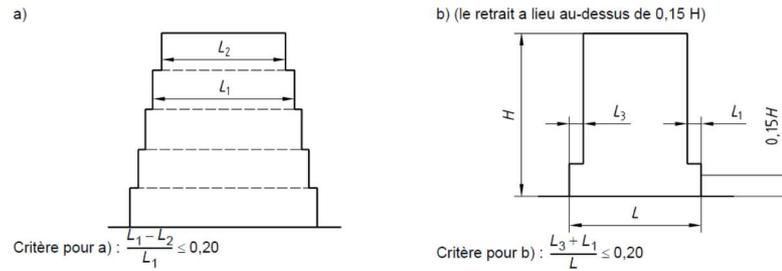
Figure 59 Distances entre blocs

En revanche la création de joint pour des raisons parasismiques reste une solution couteuse. L'Ingénieur devra juger si le recours à cette solution s'adapte à l'économie globale du projet.

## 7.4.2 La régularité en élévation

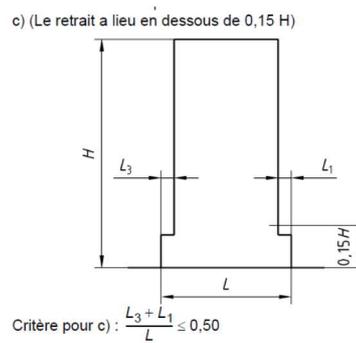
Pour classer un bâtiment comme régulier en élévation, l'EC8 exige que les conditions suivantes soient remplies :

- Tous les éléments de contreventement doivent être continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment ou, lorsqu'il existe des retraits à différents niveaux, jusqu'au sommet de la partie considérée du bâtiment.
- La raideur latérale et la masse de chaque niveau doivent demeurer constantes ou sont réduites progressivement, sans changement brutal, entre la base et le sommet du bâtiment considéré.
- Dans les bâtiments à ossature, le rapport entre la résistance effective de chaque niveau et la résistance exigée par le calcul ne doit pas varier de manière disproportionnée d'un niveau à l'autre.
- Dans le cas de retraits successifs maintenant une symétrie axiale, le retrait à un niveau quelconque ne doit être supérieur à 20% de la dimension en plan du niveau inférieur dans la direction du retrait.



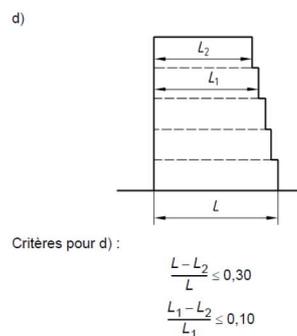
**Figure 60** Retrait en élévation

- Dans le cas d'un seul retrait situé dans les 15% inférieurs de la hauteur totale du système structurale principal, le retrait ne doit pas être supérieur à 50% de la dimension en plan du niveau inférieur. Dans ce cas, il convient de concevoir la partie inférieure, située à l'intérieur de la projection verticale des étages supérieurs, de manière à résister à au moins 75% de l'effort tranchant horizontal qui agirait à ce niveau dans un bâtiment semblable n'ayant que la largeur réduite.



**Figure 61** Retrait en élévation dans la partie basse du bâtiment

- Dans le cas de retrait non symétriques, de chaque côté, la somme des retraits de tous les niveaux ne doit pas être supérieure à 30% de la dimension en plan au premier niveau au-dessus des fondations ou au-dessus du sommet d'un soubassement rigide, et chaque retrait ne doit pas dépasser 10% de la dimension en plan du niveau inférieur.



**Figure 62** Retrait non symétrique

## 7.5 Conception réalisée aux PS92

Après avoir mis en évidence les principaux articles qui définissent la conception d'un bâtiment au sens de l'Eurocode 8, il était nécessaire de vérifier la structure de contreventement du projet étudié réalisé aux PS92. En effet nous avons identifié niveau par niveau les voiles de contreventement qui étaient continus jusqu'aux fondations. Le détail se trouve en **annexe 5**.

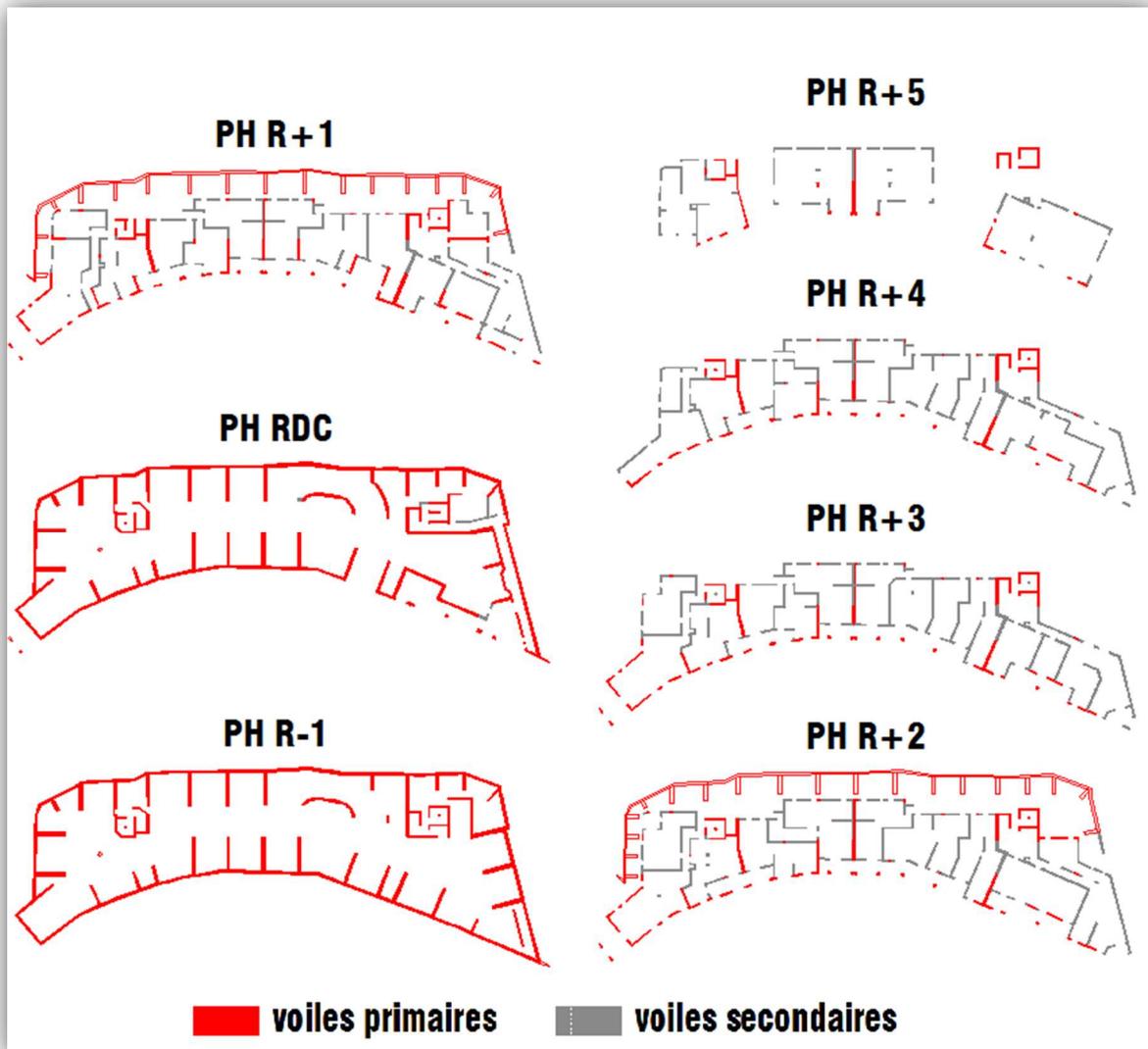


Figure 63 Représentation des voiles primaires selon la conception PS92

D'après une première approche visuelle, on remarque que les voiles de contreventement descendent jusqu'aux fondations sur les deux premiers niveaux (les niveaux d'infrastructure). Cela s'explique par un aménagement des volumes identiques puisque ces niveaux sont des parkings. En revanche lorsqu'on arrive aux niveaux d'habitations, on relève la perte d'une grande partie des voiles de contreventement.

Pour une analyse plus détaillée nous avons quantifié et séparé les éléments primaires et secondaires.

**Tableau 59** *Pourcentage de voiles primaires et secondaires sur l'ensemble du bâtiment PS92*

	VOILE PRIMAIRE		VOILE SECONDAIRE		VOL TOT
	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>
<b>PH R+5</b>	26,828	39%	41,503	61%	68,331
<b>PH R+4</b>	46,330	33%	93,345	67%	139,675
<b>PH R+3</b>	52,136	35%	96,457	65%	148,593
<b>PH R+2</b>	54,023	36%	98,049	64%	152,072
<b>PH R+1</b>	64,190	41%	92,831	59%	157,021
<b>PH RDC</b>	320,450	98%	7,644	2%	328,094
<b>PH R-1</b>	297,804	100%	0,000	0%	297,804
<b>TOTAL :</b>	<b>861,760</b>	<b>66,7%</b>	<b>429,828</b>	<b>33,3%</b>	<b>1291,588</b>

Nous constatons effectivement que le pourcentage de voiles primaires passe de quasiment 100% au RDC à 40% et descendent même jusqu'à 33% dans les étages supérieurs. Sur l'ensemble du bâtiment, les voiles primaires représentent en moyenne 67% de la totalité des voiles du bâtiment mais sa répartition n'est pas uniforme. Si l'on considère uniquement les voiles à partir du R+1, les éléments primaires ne représentent seulement que 37% de l'ensemble des voiles.

**Tableau 60** *Pourcentage de voiles primaires et secondaires en superstructure PS92*

	VOILE PRIMAIRE		VOILE SECONDAIRE		VOL TOT
	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>
<b>PH R+5</b>	26,828	39%	41,503	61%	68,331
<b>PH R+4</b>	46,330	33%	93,345	67%	139,675
<b>PH R+3</b>	52,136	35%	96,457	65%	148,593
<b>PH R+2</b>	54,023	36%	98,049	64%	152,072
<b>PH R+1</b>	64,190	41%	92,831	59%	157,021
<b>TOTAL</b>	<b>243,506</b>	<b>36,6%</b>	<b>422,184</b>	<b>63,4%</b>	<b>665,690</b>

Sans avoir à effectuer un bilan de rigidité afin de s'assurer que la contribution des voiles secondaires à la raideur latérale ne dépasse pas 15% de celle des voiles primaires, nous concluons que la conception du bâtiment réalisé aux PS92, ne respecte pas les conditions définies dans l'Eurocode 8. Pour cela, nous allons reconcevoir la structure du bâtiment de manière à ce qu'elle soit acceptable au sens de l'EC8. Comme nous l'avons précisé précédemment, cet exercice doit se faire dès les premières esquisses du projet, c'est pourquoi nous nous autorisons le fait de déplacer des voiles à l'intérieur du bâtiment quitte à réduire ou agrandir certaine surface d'appartement. Même si l'architecture globale du projet sera conservée, certaines façades pourront également subir des modifications. Celles-ci devront faire l'objet de la validation de l'architecte qui veillera au respect des normes définies dans le Plan Local d'Urbanisme (PLU).

## 7.6 Conception réalisée à l'Eurocode 8

Nous avons donc réalisé une nouvelle conception du bâtiment qui respecte les conditions identifiées dans l'EC8. Le détail se trouve en **annexe 6**.

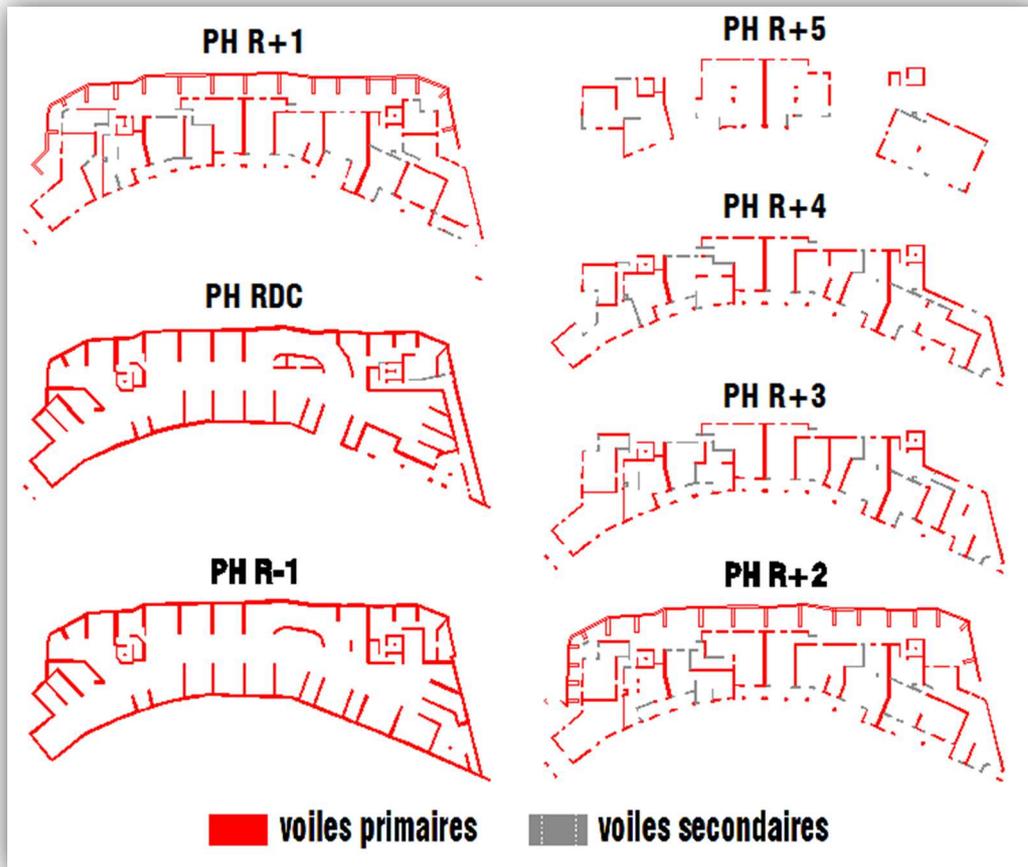


Figure 64 Représentation des voiles primaires selon la conception EC8

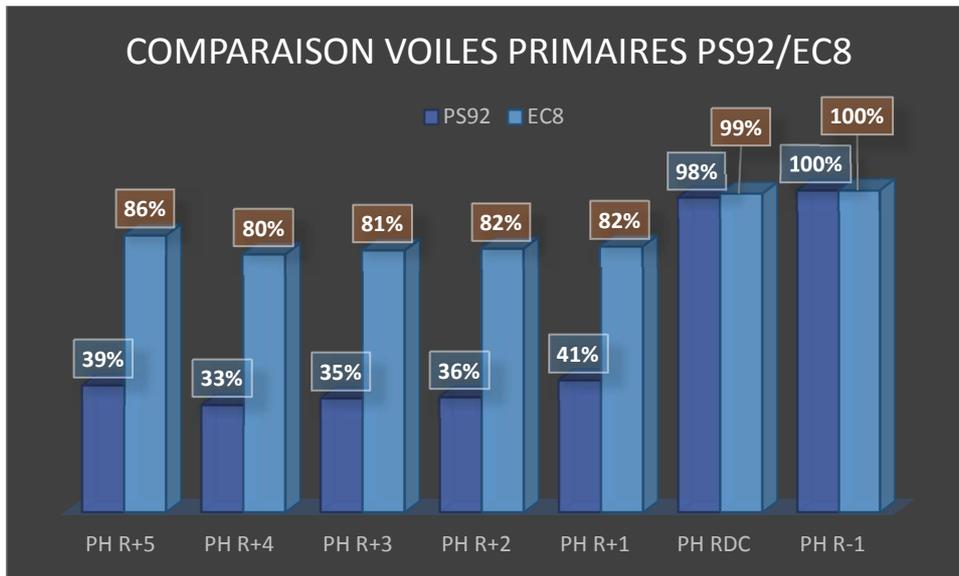
D'après une première approche visuelle, on constate que les voiles de contreventement en rouge sont devenus majoritaires par rapport aux éléments secondaires.

Tableau 61 Pourcentage de voiles primaires et secondaires sur l'ensemble du bâtiment EC8

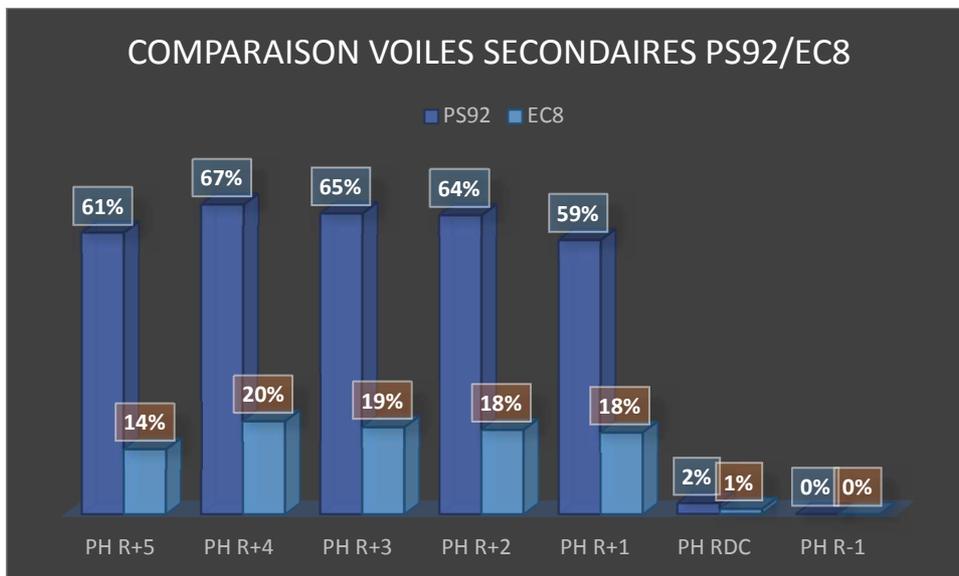
	VOILE PRIMAIRE		VOILE SECONDAIRE		VOL TOT m <sup>3</sup>
	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>	%	
PH R+5	60,760	86%	9,898	14%	70,658
PH R+4	107,163	80%	26,901	20%	134,064
PH R+3	115,371	81%	26,534	19%	141,904
PH R+2	115,591	82%	25,701	18%	141,292
PH R+1	121,030	82%	25,725	18%	146,755
PH RDC	336,596	99%	3,692	1%	340,288
PH R-1	314,019	100%	0,000	0%	314,019
<b>TOTAL</b>	<b>1170,530</b>	<b>90,8%</b>	<b>118,450</b>	<b>9,2%</b>	<b>1288,980</b>

L'analyse plus détaillée ci-avant montre que la quantité par étage de voiles secondaires ne dépasse pas 20% et représente seulement 9% sur l'ensemble du bâtiment. Un bilan de rigidité de chaque niveau devra être réalisé afin de s'assurer que la rigidité des éléments secondaires ne dépasse pas 15% de celle des éléments primaires.

**Tableau 62** Comparaison des voiles primaires suivant PS92 et EC8



**Tableau 63** Comparaison des voiles secondaires suivant PS92 et EC8



Ces deux graphiques ci-dessus montrent bien l'évolution des éléments primaires et secondaires suivant la conception PS92 et EC8. De plus, suivant l'étude du bilan de rigidité à venir, certains voiles secondaires pourraient changer de mode constructif de manière à encore réduire l'influence de leur rigidité.

## 7.7 Conséquences sur l'architecture du bâtiment

Les modifications apportées sur la structure et sur l'aménagement architectural des logements ne sont pas neutres. Les empreintes rouges sur les extraits ci-dessous représentant les voiles selon la conception Eurocode 8, montrent l'ampleur des modifications réalisées sur les plans architecte initiaux dont les voiles sont représentés en bleu.

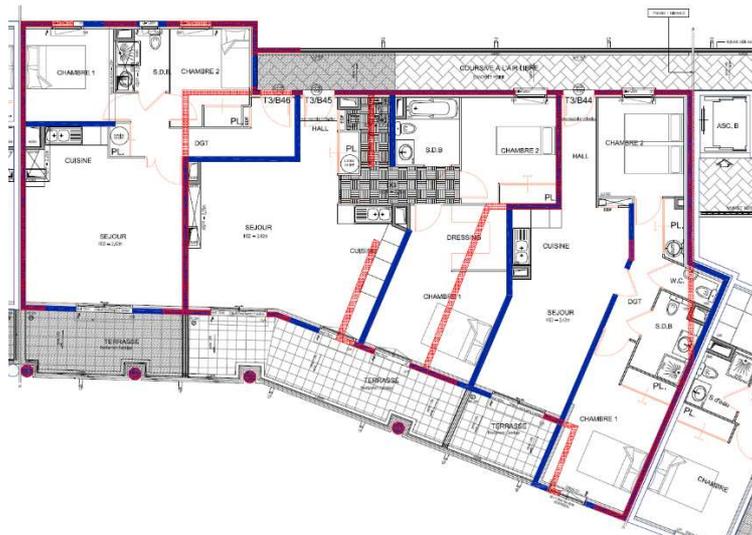


Figure 65 Conséquences des modifications sur un étage courant

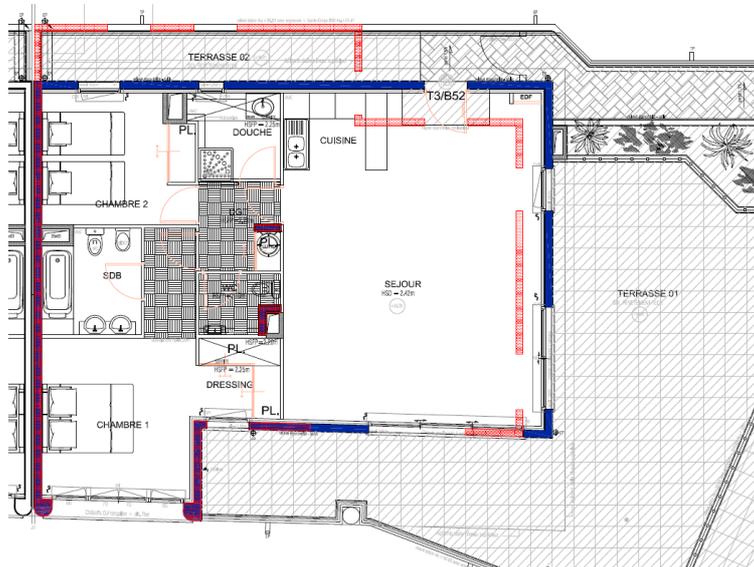


Figure 66 Conséquences des modifications sur le dernier étage

Ceci illustre parfaitement le fait qu'il faut anticiper la conception des éléments de contreventement à la genèse d'un projet sous peine d'être confronté à de réelles difficultés pour la justification d'un bâtiment parasismique. Les modifications apportées sur les autres niveaux se trouvent en **annexe 7**.

## 7.8 Bilan de rigidité

Comme nous venons de le voir, un certain nombre de voiles ne respectant pas les prescriptions de l'article 5.4.1.2.5 (1)P sont classés comme des éléments secondaires, les autres voiles sont considérés comme des éléments primaires. Afin de confirmer que les éléments secondaires ne jouent pas un rôle important dans la reprise des efforts horizontaux, il a été réalisé un bilan de rigidité des éléments primaires vis-à-vis des éléments secondaires. Soit la vérification de l'inégalité suivante pour chaque niveau et chaque direction :

$$\Sigma \frac{EI_{2nd}}{EI_{1er}} < 15\%$$

Avec :

- $EI_{2nd}$  : rigidité des éléments secondaires
- $EI_{1er}$  : rigidité des éléments primaires

Les systèmes de voiles formant un ensemble rigide telles les cages d'escaliers ou cages d'ascenseurs peuvent être pris en compte par application directe du théorème de Huygens pour l'estimation de leur inertie globale.

La rigidité des éléments est déterminée à partir d'un tableur Excel à partir des données suivantes rentrées manuellement pour chaque élément:

- ✓ Le type de matériau (module d'Young donné automatiquement)
- ✓ Les dimensions en plans (longueur et épaisseur du voile)
- ✓ Les coordonnées X et Y du centre de gravité de l'élément
- ✓ L'angle d'inclinaison dans le plan pour les voiles non parallèles aux axes principaux.

Désignation	Matériau	E (MPa)	Lx (m)	Ly (m)	Coordonnées		$\alpha$ (°)
					xi (m)	yi (m)	

Dans certains cas, l'inertie globale de certains systèmes de voiles tels que les cages ascenseurs ou cages d'escaliers peuvent être calculée par application directe du théorème de Huygens. Les feuilles de calcul des bilans de rigidité sont données en **annexe 8**.

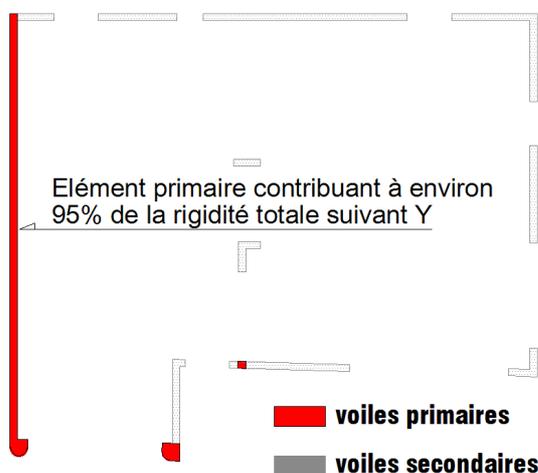
Un bilan de rigidité a donc été réalisé sur les niveaux de superstructure du bloc suivant la conception faite au PS92 et à l’Eurocode 8. Les niveaux d’infrastructure (RDC et R-1) étant tout deux des niveaux de parking, la continuité des éléments de contreventement du R-1 au RDC a été assuré par un aménagement identique des places de parking. Le bilan de rigidité n’a pas été réalisé sur ces niveaux.

Les résultats obtenus nous montrent que la conception faite suivant l’Eurocode 8 respecte l’article *NF EN 1998-1 §4.2.2(4)* puisque le rapport des rigidités des éléments secondaires sur les rigidités des éléments primaire ne dépasse pas les 15%. En revanche, aucun des niveaux ne respecte cet article dans le bâtiment conçu au PS92.

**Tableau 64** Bilan de rigidité selon conception EC8 et PS92

	EC8						PS92					
	El. primaire MN.m <sup>2</sup>		El.secondeire MN.m <sup>2</sup>		Rapport El <sub>sec</sub> / El <sub>prim</sub>		El. primaire MN.m <sup>2</sup>		El.secondeire MN.m <sup>2</sup>		Rapport El <sub>sec</sub> / El <sub>prim</sub>	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
R+5	14712	608099	1554	3006	10,6%	0,5%	171	404780	54555	11238	31903,5%	2,8%
ETAGE COURANT	139459	889843	7204	18186	5,2%	2,0%	88335	384659	69515	129737	78,7%	33,7%
R+1	66308	972656	3495	196	5,3%	0,0%	16466	430551	33050	22807	200,7%	5,3%

On note cependant la vérification des 15% dans le sens Y au R+5 et R+1 du bâtiment conçu au PS92 du à la présence d’un voile primaire de grande longueur au niveau du joint de dilatation.



**Figure 67** Voiles de contreventement du dernier étage

Néanmoins, la répartition de la rigidité de ce niveau pose une problématique : la réponse de l’étage en torsion. En effet sous l’effet de l’action sismique, l’excentricité structurale entre le centre de gravité et les centres de rigidité (ou centre de torsion) sont à l’origine de la torsion des bâtiments. Pour cela, il existe un article concernant la limitation de la torsion à chaque étage et dans les deux directions que nous allons développer ci-après.

## 7.9 Vérification à torsion

L'article *NF EN 1998-1, §5.2.2.1* précise qu'une rigidité minimale à la torsion dans les deux directions définie par l'expression (4.1b) est nécessaire pour les quatre types de structures suivantes :

- Système à ossature
- Système à contreventement mixte
- Système de murs
- Système de murs de grandes dimensions en béton peu armé.

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul  $x$  et  $y$ , l'excentricité structurale doit vérifier la condition ci-dessous, exprimée pour la direction de calcul  $y$  :

$$r_x \geq I_s \quad \text{NF EN 1998-1, §4.2.3.2(6) expression (4.1b)}$$

Dans l'hypothèse d'un diaphragme infiniment rigide dans son plan, la torsion induit une rotation  $\phi$  du diaphragme centrée sur le centre de rigidité  $CR_i$  qui entraîne:

- ❖ une rotation relative  $\phi$  entre les sections supérieures et inférieures des éléments structuraux verticaux du niveau  $i$  ;  $\phi$  est égale dans tous les éléments.
- ❖ des déplacements horizontaux  $D$  des sections supérieures des éléments structuraux verticaux par rapport aux sections inférieures de ces éléments ; ces déplacements, tangents au cercle de centre  $CR_i$  sont d'autant plus grand que l'élément structural vertical considéré se trouve sur un cercle de rayon  $r$  plus grand ;
- ❖ ces déplacements  $D$ , en général d'orientation quelconque, peuvent être décomposés en déplacements  $D_x$  selon  $x$  et  $D_y$  selon  $y$  ; le  $D_x$  d'un point est proportionnel à la valeur  $r_x$  de la projection sur  $x$  du rayon  $r$  joignant  $CR_i$  à l'axe vertical de l'élément structural vertical considéré ; idem pour  $D_y$ .

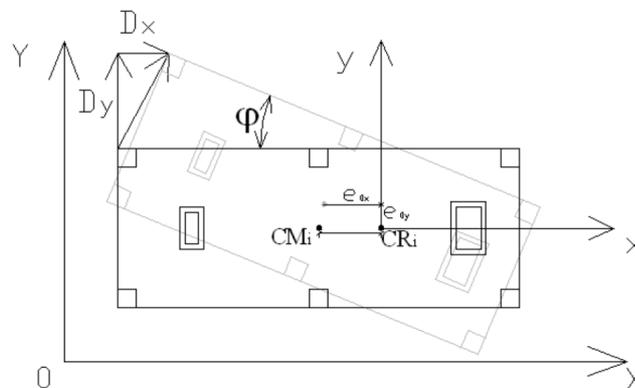


Figure 68 Torsion dans un étage courant

D'après les caractéristiques des éléments constituant l'étage nous avons évalué les effets de la torsion afin de vérifier l'article précité :

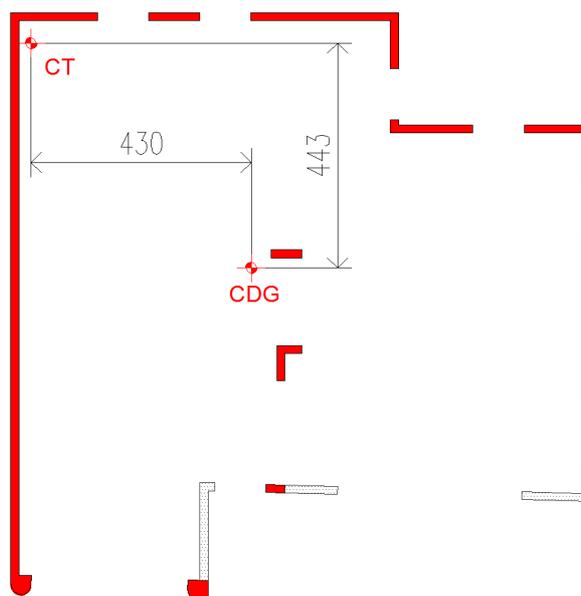
**Tableau 65** Calcul de  $r_x$  et  $r_y$

	Torsion El. primaire MN.m <sup>4</sup>	Rigidité El. primaire MN.m <sup>2</sup>		Centre de gravité (m)		Centre de torsion (m)		Excentricité $e_0$ (m)		$r = \sqrt{\frac{K_{torsion}}{K_{Elprim}}}$	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	$r_x$	$r_y$
		R+5	2001911	14712	608099	4,7	-5,03	0,4	-0,6	4,3	-4,43
ETAGE COURANT	79891823	139459	889843	11,38	-6,43	9,9	-3,5	1,48	-2,93	23,9	9,5
R+1	81995595	66308	972656	11,1	-6,76	10,1	-5,3	1	-1,46	35,2	9,2

**Tableau 66** Vérification de la torsion

	Rayon de giration massique du plancher					Vérification $e_0 \leq 0,3 r$		Vérification $r \geq l_s$	
	$I_x$ m <sup>4</sup>	$I_y$ m <sup>4</sup>	$I_0$ m <sup>4</sup>	S m <sup>2</sup>	$l_s$	X	Y	X	Y
	R+5	1623,680	1509,825	<b>3133,505</b>	136,800	<b>4,786</b>	NON	OK	OK
ETAGE COURANT	3852,371	10423,646	<b>14276,017</b>	269,550	<b>7,278</b>	OK	OK	OK	OK
R+1	3852,371	10423,646	<b>14276,017</b>	269,550	<b>7,278</b>	OK	OK	OK	OK

D'après le tableau ci-avant, on remarque que la condition n'est pas vérifiée pour le niveau R+5. En effet on relève une excentricité structurale importante entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion à cet étage ( $e_{0x}=4.30\text{m}$  et  $e_{0y}=4.43\text{m}$ ) créant ainsi un moment de torsion nuisible à la structure de l'ouvrage.



**Figure 69** Centre de torsion et de gravité du R+5

Afin de palier à ce problème, il serait nécessaire de rapprocher le centre de torsion du centre de gravité. Pour cela, nous allons diminuer la dimension du voile de contreventement le plus important tout en restant sous les 15% de rigidité des éléments secondaires.

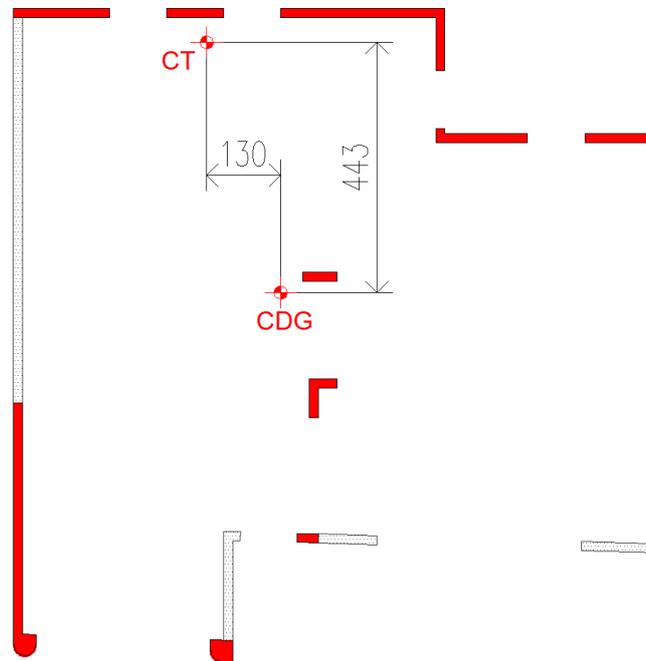


Figure 70 Centre de torsion et de gravité du R+5 après modification

Tableau 67 Calcul de  $r_x$  et  $r_y$  après modification

Torsion El. primaire MN.m <sup>4</sup>	Rigidité El. primaire MN.m <sup>2</sup>		Centre de gravité (m)		Centre de torsion (m)		Excentricité $e_0$ (m)		$r = \sqrt{\frac{K_{torsion}}{K_{Elprim}}}$	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	$r_x$	$r_y$
1416427	14640	54104	4,7	-5,03	3,4	-0,6	1,3	-4,43	9,8	5,1

Tableau 68 Vérification de la torsion après modification

Rayon de giration massique du plancher					Vérification $e_0 \leq 0,3 r$		Vérification $r \geq l_s$	
$I_x$ m <sup>4</sup>	$I_y$ m <sup>4</sup>	$I_0$ m <sup>4</sup>	$S$ m <sup>2</sup>	$l_s$	X	Y	X	Y
1623,680	1509,825	<b>3133,505</b>	136,800	<b>4,786</b>	OK	OK	OK	OK

Nous observons donc la vérification de ce niveau vis-à-vis de l'article [NF EN 1998-1, §5.2.2.1](#) moyennant la suppression d'une partie d'un voile de contreventement.

## 7.10 Bilan sur les modifications apportées par la conception à l'EC8

La nouvelle conception à Eurocode 8 a nécessité le déplacement d'un nombre important de voile de contreventement. En conséquence les surfaces habitables des logements ainsi que leur attenant (terrasse privative, place de parking) ont été modifiés. L'étude qui suit compare les éléments de l'ouvrage réalisé avec les règles PS92 à l'ouvrage conçu aux Eurocodes dans le but d'avoir une estimation sur la faisabilité des modifications.

Après avoir réalisé le bilan des surfaces habitables, on constate une augmentation de 2% du bâtiment conçu aux Eurocodes. Plus précisément, on note une équivalence de surface aux niveaux R+1 et R+2, puis une augmentation de 2% au R+3, de 3% au R+4 et de 5% au R+5. Ceci s'explique notamment par le fait que l'architecture initiale comportait des retraits de façade n'étant pas compatibles avec les règles de conception EC8. En effet les retraits de façades entraînent souvent la perte de voiles primaires de contreventement pour les étages supérieurs. Pour cela, l'alignement verticale des façades a été conservée aussi souvent que cela fut possible. Lorsque ce ne fut pas le cas, il fallut s'assurer que les façades en retrait puissent être traitées en poutre échelle ou poutre voile s'appuyant sur des voiles primaires. Au total, la surface habitable a été augmentée de 55m<sup>2</sup>.

Tableau 69 Surfaces de logements

SURFACE LOGEMENT			
	STRUCTURE PS92 (m <sup>2</sup> )	STRUCTURE EC8 (m <sup>2</sup> )	DELTA (m <sup>2</sup> )
TOTAL NIVEAU R+1 :	692,3	690,26	-0%
TOTAL NIVEAU R+2 :	696,9	698,4	+0%
TOTAL NIVEAU R+3 :	671,21	685,45	+2%
TOTAL NIVEAU R+4 :	622,8	641,77	+3%
TOTAL NIVEAU R+5 :	462	484,45	+5%
TOTAL BATIMENT	3145,21	3200,33	+2%

L'augmentation de la surface habitable a cependant eu pour effet de diminuer les surfaces des terrasses privatives. Le prix au m<sup>2</sup> des terrasses variant suivant leur exposition, de la vue qu'elles offrent, de leur situation dans les étages (un mètre carré de terrasse en dernier étage peut être valorisé entre 30 à 50% du mètre carré habitable), ces données ne sont donc pas à négliger. L'agrandissement des logements a donc fait reculer de 4% les surfaces des terrasses soit une perte de 36m<sup>2</sup>.

Tableau 70 Surfaces de terrasses

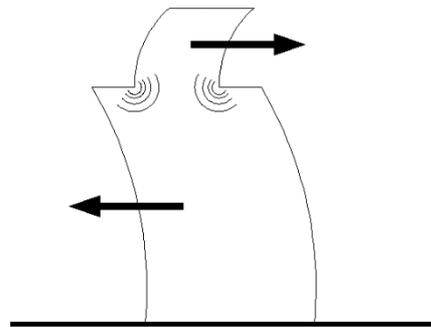
	SURFACE TERRASSE		
	SANS MODIF	AVEC MODIF	DELTA
<b>TOTAL NIVEAU R+1 :</b>	<b>110,42</b>	<b>110,42</b>	<b>+0%</b>
<b>TOTAL NIVEAU R+2 :</b>	<b>152,27</b>	<b>152,27</b>	<b>+0%</b>
<b>TOTAL NIVEAU R+3 :</b>	<b>145,48</b>	<b>123,54</b>	<b>-15%</b>
<b>TOTAL NIVEAU R+4 :</b>	<b>138,18</b>	<b>116,24</b>	<b>-16%</b>
<b>TOTAL NIVEAU R+5 :</b>	<b>283,07</b>	<b>290,78</b>	<b>+3%</b>
<b>TOTAL BATIMENT</b>	<b>829,42</b>	<b>793,25</b>	<b>-4%</b>

La conception à l'Eurocode 8 n'a pas seulement fait reculer les surfaces des terrasses privatives. En effet la disposition des voiles de contreventement dans le niveau de reprise ayant également changé, certaines places de parking ont dû être modifiées. Sur les deux niveaux de sous-sols ce sont au total 2 places de parking qui ont été perdues. Une vérification auprès du PLU serait nécessaire afin de vérifier si ces deux places peuvent être substitué du programme immobilier ou si il est nécessaire de les retrouver ailleurs.

Nous n'irons pas plus loin dans notre démarche qui vise à estimer les modifications d'un projet reconçu aux Eurocode. Mais il est évident que pour une étude concrète, la validation de l'architecte vis-à-vis du respect du Plan Local d'Urbanisme de la commune de Cap d'Ail serait nécessaire.

## 7.11 Les retraits de façade

L'étude que nous avons menée a montré que les retraits de façade pouvaient conduire à des situations assez complexe à gérer pour l'étude parasismique d'un bâtiment. Le retrait d'étages supérieurs est une situation fréquente. Cette configuration nécessite de porter une attention particulière à la conception de ces niveaux qui présente une forte vulnérabilité aux séismes. La présence d'étage en retrait constitue une masse importante mal placée. Les angles rentrants formés par le retrait de la structure sont un lieu de concentrations de contraintes. Lors de séismes violents, des dommages localisés dans les angles rentrants en pied des retraits sont souvent observés. Ces concentrations sont d'autant plus importantes que le retrait est profond. En effet, les niveaux en retrait n'oscillent pas à la même fréquence que les niveaux courants. A certains moments, ils peuvent subir des déplacements opposés et, par conséquent, des concentrations de contraintes sévères à leur base.



**Figure 71** Concentration de contraintes en pied des retraits

Dans le cas d'une construction en béton armé traditionnel, la continuité verticale de l'ossature de l'étage en retrait est impérative afin de ne pas affaiblir la structure. En aucun cas cette ossature ne doit reposer sur les poutres du niveau inférieur. Afin de limiter les inconvénients engendrés par les retraits, la descente de charges devrait être directe, sans transfert horizontal.

Si les étages en retrait sont très flexibles, ils ont tendance à se coucher sur la partie inférieure rigide. On appelle cela l'effet « coup de fouet ». En effet lors des modes supérieurs de vibration, le retrait entraîne une amplification importante de la réponse à l'excitation sismique. L'influence des modes supérieurs augmente en même temps que la différence entre la surface de l'étage courant et celle des niveaux en retrait.



Figure 72 Illustration du phénomène « coup de fouet » sur le dernier niveau d'un immeuble

Les déplacements relatifs des étages en retrait sont nettement plus grands que ceux des étages d'un bâtiment de même caractéristiques mais de dimensions horizontales sur toute la hauteur. Ils engendrent des efforts de cisaillement élevés ainsi qu'une grande demande de ductilité à la base du retrait, difficile à satisfaire.

Le comportement sous séisme peut être amélioré par :

- **Un retrait progressif de la façade** : cette solution supprime les angles rentrants dans la structure. Les éléments de contreventements de l'étage supérieur sont inclinés et prolongés de manière à ce que les charges sismiques soient diffusées dans les éléments de contreventements de l'étage inférieur. Les façades, ne participant pas au contreventement de la structure, doivent être réalisées avec des composants légers. L'élargissement progressif de la structure vers le bas augmente sa rigidité et réduit sa période. Cette solution, impactant fortement l'aspect architectural de la façade, relève du choix de l'architecte.
- 
- **Le recours à une structure légère** : les charges sismiques horizontales étant proportionnelles à la masse de la construction, elles engendrent des moments d'autant plus grands que les éléments lourds se situent à une hauteur plus élevée. Les structures légères sont donc plus avantageuses que les constructions lourdes et les matériaux ayant un meilleur rapport résistance / masse volumique sont à préférer. Leur emploi autorise des sections transversales économiques et par conséquent des structures plus légères. Le maître d'ouvrage peut opter pour un étage à structure mixte béton – acier, métallique ou

bois. Ces deux dernières solutions se prêtent particulièrement lorsque très peu de voile de contreventement du niveau inférieur peuvent être reportés à l'étage supérieur.



- **Un élancement faible :** le comportement des retraits élancés est particulièrement préjudiciable. Comme évoqué plus haut, les éléments de contreventement sont soumis à de fortes concentrations de contraintes. La limitation des hauteurs des niveaux en retrait permet de limiter ces effets.
- **Le renforcement des angles rentrants :** Les angles rentrants verticaux peuvent être renforcés par un dimensionnement de la structure plus généreux et un confinement efficace du béton.

## 8 Analyse sismique

### 8.1 La modélisation

Le modèle du bâtiment doit représenter de manière adéquate la distribution de rigidité et de masse, afin de représenter convenablement les déformées significatives et les forces d'inertie. Les assemblages entre éléments structuraux doivent également être pris en compte pour la déformabilité du bâtiment (par exemple aux extrémités des poutres ou des poteaux). Pour réaliser cette modélisation, nous avons utilisé le logiciel ADVANCE DESIGN 2015 de GRAITEC. Les choix de modélisation sont les suivants :

- L'interaction sol structure se fait par le biais d'appuis ponctuels élastiques suivant les résultats obtenus pour le modèle « FASC62 » dans la partie 3.
- Les voiles primaires sont modélisés par des éléments surfaciques de type coque avec un maillage global.
- Les voiles secondaires au sens de l'article 4.2.2 et 5.4.1.2.5.(1)P de l'Eurocode 8 partie 1 sont modélisés par des éléments surfaciques dans le sens où ils ne modifient pas de manière significative la matrice de rigidité.
- Les poutres et poteaux sont modélisés comme des éléments filaires articulés à leurs extrémités.
- Les dalles et les voiles ont été modélisés en coques en tant qu'éléments surfaciques. Le maillage choisi pour le calcul en éléments finis est un maillage de type Delaunay de 0.50m x 0.50m en triangles et quadrangles. Cette méthode assure que les mailles sont créées telles que les conditions géométriques soient réunies afin que les résultats soient calculés avec une bonne approximation. Les conditions sont une limitation des angles internes des quadrangles ( $45^\circ < \alpha < 135^\circ$ ) et une limitation des coefficients de forme. Cette méthode doit être utilisée pour les éléments qui ont une forme irrégulière ou contenant des ouvertures, etc.

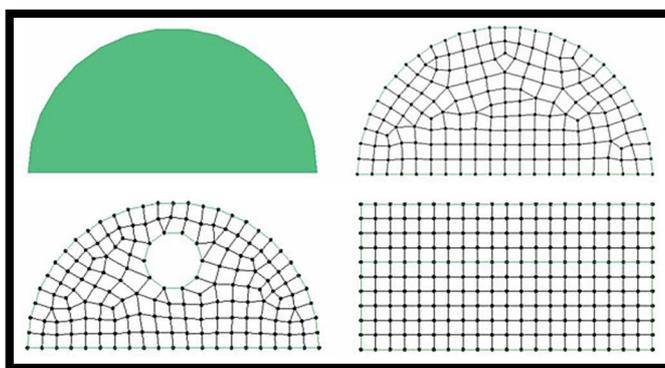


Figure 74 Représentation du maillage

## 8.2 Eléments structuraux participant à la résistance au séisme

La répartition des efforts sismiques dans les différents éléments de contreventement se fait en fonction de la **raideur** de chaque élément. Sont considérés comme éléments de contreventement, tous les éléments principaux de la structure, appelés éléments primaires, participant à la reprise des efforts dus au séisme. Il peut être choisi de considérer certains éléments de la structure comme secondaires, c'est-à-dire n'ayant pas d'effet sur le contreventement de la structure. Cependant, ces éléments doivent être dimensionnés de manière à maintenir l'appui des charges gravitaires lorsqu'ils sont soumis aux déplacements causés par la condition sismique la plus défavorable, en tenant compte des effets du second ordre [NF EN 1998-1 §4.2.2].

Les éléments primaires qui ont été retenus pour la modélisation de la structure sont :

- Les dalles de chaque étage, considérées comme des diaphragmes rigides transmettant les efforts de l'action sismique aux éléments verticaux.
- Les voiles et poteaux modélisés de manière à être bi-encastré.
- Les poutres, modélisées en tant qu'éléments filaires.

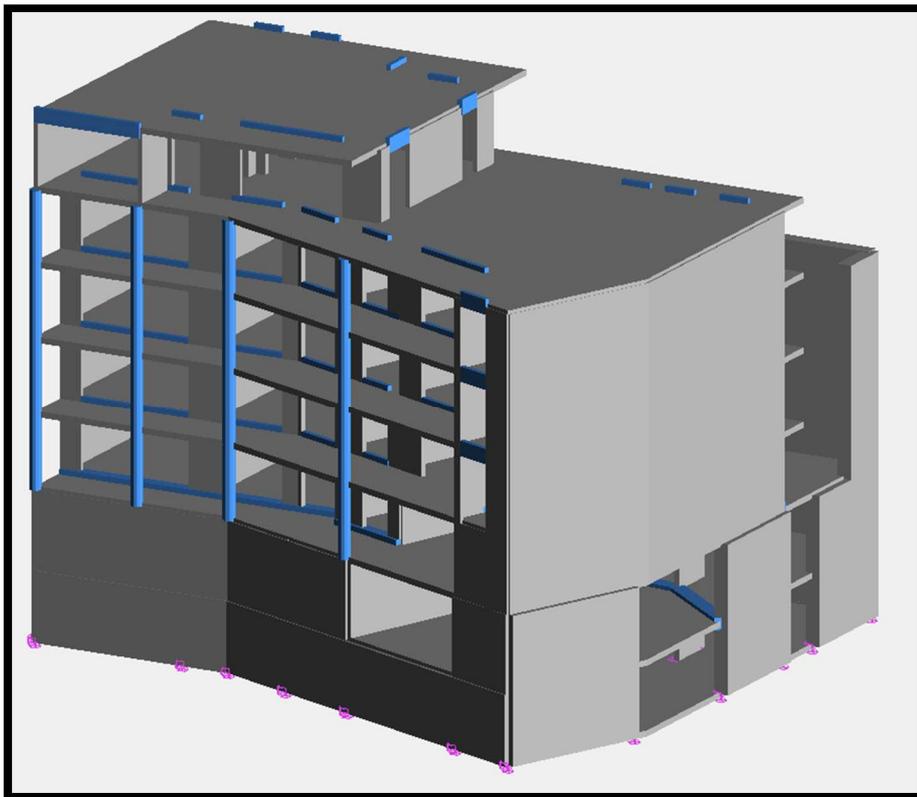


Figure 75 Modélisation du bloc C

### 8.3 Evaluation des modes propres

L'analyse modale permet de calculer les valeurs propres et leurs valeurs connexes (pulsations propres, fréquences propres ou période propres), les vecteurs propres, les coefficients de participation et les masses participantes pour l'étude aux vibrations propres de la structure.

Les **modes propres** de la structure et leurs valeurs sont calculés d'après l'équation suivante :

$$(K - \omega_i^2) M U_i = 0$$

$K$  : matrice de rigidité de la structure

$M$  : matrice des masses de la structure

$\omega_i$  : pulsation propre du mode « i »

$U_i$  : vecteur propre du mode « i »

### 8.4 Recombinaison des réponses modales

Les modes propres apportent pour chaque nœud un déplacement dont il faut tenir compte pour obtenir les déplacements réels et en déduire les efforts et contraintes. Deux types de combinaisons quadratiques sont le plus souvent utilisées :

- La superposition SRSS (*square root of the sum of the squares*)
- La superposition CQC (combinaison quadratiques complète).

La méthode utilisée par le logiciel est la méthode CQC dont la valeur maximale de l'effet d'une action sismique  $E_E$  est égale à :

$$E_E = \sqrt{\sum_i \sum_j \beta_{ij} E_{Ei} E_{Ej}}$$

$E_{Ei}$  et  $E_{Ej}$  sont les valeurs maximales de cet effet dues aux modes de vibration  $i$  et  $j$ .

$\beta_{ij}$  est le coefficient de corrélation.

### 8.5 Effet accidentel de la torsion

Une excentricité des masses de 5% a été prise en compte dans l'analyse modale afin de tenir compte des effets accidentels de la torsion comme il l'est recommandé à l'article 4.3.2 de la [NF EN 1998-1](#).

## 8.6 Caractéristiques du système de contreventement

### ✓ Classe ductilité

Le dimensionnement du système de contreventement sera mené en appliquant les prescriptions relatives à la classe **DCM** au sens de l'article 5.4 de l'Eurocode *NF EN 1998-1*.

### ✓ Type de structure

Le contreventement respecte les critères de l'article 5.2.2.1 de l'Eurocode 8 partie 1 associant ce dernier à un système de murs de grandes dimensions en béton peu armé (MGPA) à l'exception de l'article 5.2.2.1.(4)P évoquant la rigidité à la torsion. Selon l'article 5.2.2.1.(7), le contreventement devrait être classé comme un système à noyau.

Au vu du caractère rigide et peu élancé de la structure, il nous paraît plus logique de classer le contreventement comme un système de **murs de grandes dimensions en béton peu armé** au sens de l'article 5.2.2.1 de l'Eurocode 8 partie 1.

### ✓ Éléments primaires et secondaires

Un certain nombre de voiles ne respectant pas les prescriptions de l'article 5.4.1.2.5 (1)P sont classés comme des éléments secondaires, les autres voiles sont considérés comme des éléments primaires. Afin de confirmer que les éléments secondaires ne jouent pas un rôle important dans la reprise des efforts horizontaux, il a été réalisé **un bilan de rigidité** des éléments primaires vis à vis des secondaires. Soit la vérification de l'inégalité suivante pour chaque bâtiment, chaque niveau et chaque direction :

$$\sum \frac{EI_{2nd}}{EI_{1er}} < 15\% \quad \text{NF EN 1998-1 §4.2.2(4)}$$

Avec :

- $EI_{2nd}$  : rigidité des éléments secondaires
- $EI_{1er}$  : rigidité des éléments primaires

L'inégalité étant vérifiée dans tous les cas, nous en concluons que les voiles secondaires ne modifient pas de manière significative la matrice de rigidité. Le détail des calculs du bilan de rigidité est disponible dans la partie 7.

## 8.7 Analyse modale

Le bâtiment étant irrégulier, une analyse modale est donc nécessaire (*NF EN 1998-1 §4.2.3.1(3)P*). L'analyse modale spectrale est une méthode de calcul permettant de déterminer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle a pour but de définir le comportement de la structure sous une excitation de direction quelconque au voisinage des fréquences de résonance. Pour chaque fréquence de résonance est associé un comportement différent de la structure appelé mode propre. A titre d'exemple, le premier mode est dit « fondamental ».

Afin de pouvoir valider la sélection effectuée sur les modes, le critère des masses modales effectives est utilisé. On appelle par masse effective la masse excitée pour le mode  $i$ . Le nombre de modes doit être défini de manière à ce que la masse modale sollicitée dans les directions X et Y atteigne 90% conformément à l'article *4.3.3.3.1(3)* de l'Eurocode 8 partie 1.

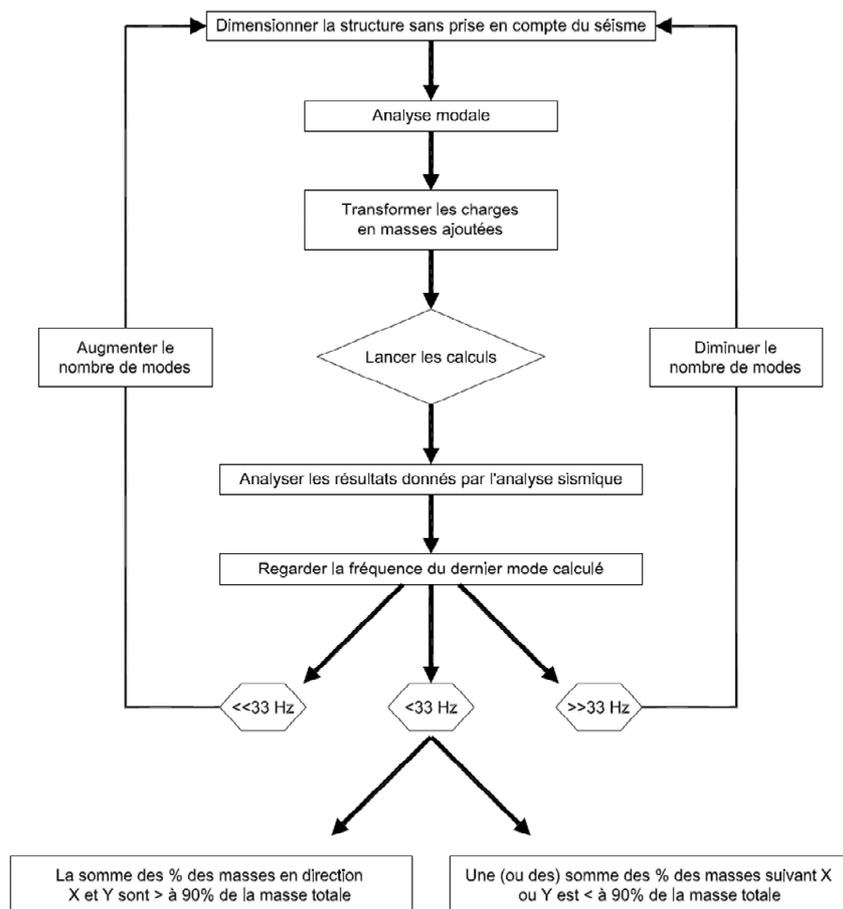


Figure 76 Principe de l'analyse sismique

Le détail des grandeurs physiques caractérisant les modes propres de vibrations issus de l'analyse modale est donné ci-après :

Tableau 71 Grandeurs des modes propres

Grandeurs des modes propres								
Mode N°	Pulsation (Rad/s)	Période (s)	Fréquence (Hz)	Énergie (J)	Masses modales			Amort (%)
					X T (%)	Y T (%)	Z T (%)	
1	21,62	0,29	3,44	160,79	2189.27 (45.54)	280.15 (5.83)	0.02 (0.00)	5
2	23,79	0,26	3,79	206,05	317.96 (6.61)	3421.45 (71.16)	0.14 (0.00)	5
3	29,27	0,21	4,66	357,38	1164.08 (24.21)	159.48 (3.32)	0.17 (0.00)	5
4	32,68	0,19	5,2	314,49	183.51 (3.82)	576.67 (11.99)	0.70 (0.01)	5
5	39,34	0,16	6,26	442,11	539.00 (11.21)	73.64 (1.53)	0.11 (0.00)	5
6	43,68	0,14	6,95	531,94	373.86 (7.78)	0.42 (0.01)	0.04 (0.00)	5
7	47,66	0,13	7,59	527,72	1.28 (0.03)	3.16 (0.07)	1.07 (0.02)	5
8	54,83	0,11	8,73	813,74	3.65 (0.08)	186.08 (3.87)	32.06 (0.67)	5
9	56,67	0,11	9,02	506,74	3.56 (0.07)	19.43 (0.40)	243.95 (5.07)	5
10	63,79	0,1	10,15	846,53	2.64 (0.05)	8.33 (0.17)	0.24 (0.00)	5
11	69,78	0,09	11,11	612,62	0.06 (0.00)	8.18 (0.17)	282.95 (5.89)	5
12	70,6	0,09	11,24	649,71	0.28 (0.01)	4.93 (0.10)	24.72 (0.51)	5
13	71,05	0,09	11,31	376,72	0.14 (0.00)	1.74 (0.04)	26.06 (0.54)	5
14	71,47	0,09	11,37	452,91	0.07 (0.00)	3.17 (0.07)	9.81 (0.20)	5
15	73,18	0,09	11,65	320,71	0.12 (0.00)	0.08 (0.00)	3.40 (0.07)	5
16	73,34	0,09	11,67	95,89	0.00 (0.00)	0.01 (0.00)	18.55 (0.39)	5
17	73,83	0,09	11,75	311,89	0.00 (0.00)	0.19 (0.00)	1.18 (0.02)	5
18	75,12	0,08	11,96	380,61	0.24 (0.00)	0.05 (0.00)	64.06 (1.33)	5
19	77,44	0,08	12,33	497,02	0.11 (0.00)	0.00 (0.00)	209.25 (4.35)	5
20	77,88	0,08	12,39	393,46	0.02 (0.00)	0.04 (0.00)	22.64 (0.47)	5
21	78,25	0,08	12,45	547,75	0.01 (0.00)	0.06 (0.00)	5.83 (0.12)	5
22	80,21	0,08	12,77	604,03	0.11 (0.00)	0.01 (0.00)	9.29 (0.19)	5
23	80,91	0,08	12,88	501,43	0.03 (0.00)	0.38 (0.01)	60.89 (1.27)	5
24	81,18	0,08	12,92	570,28	0.02 (0.00)	0.45 (0.01)	1.99 (0.04)	5
25	81,62	0,08	12,99	1165,33	0.12 (0.00)	0.01 (0.00)	0.04 (0.00)	5
26	83,97	0,07	13,36	833,89	1.83 (0.04)	0.47 (0.01)	51.97 (1.08)	5
27	84,59	0,07	13,46	648,92	0.91 (0.02)	0.03 (0.00)	11.80 (0.25)	5
28	85,69	0,07	13,64	614,82	0.18 (0.00)	0.23 (0.00)	6.60 (0.14)	5
29	86,32	0,07	13,74	689,4	0.30 (0.01)	0.35 (0.01)	50.51 (1.05)	5
30	86,68	0,07	13,8	481,95	0.47 (0.01)	0.08 (0.00)	0.35 (0.01)	5
<b>Total</b>				<b>15456,83</b>	<b>4783.81 (99.50)</b>	<b>4749.26 (98.78)</b>	<b>1140.38 (23.72)</b>	

- ⇒ Le mode prépondérant pour le séisme suivant X est le mode 1 pour une période de  $T=0.29s$
- ⇒ Le mode prépondérant pour le séisme suivant Y est le mode 2 pour une période de  $T=0.26s$

Ces périodes se trouvent sur le palier du spectre de réponse et correspondent donc à une amplification dynamique maximale :

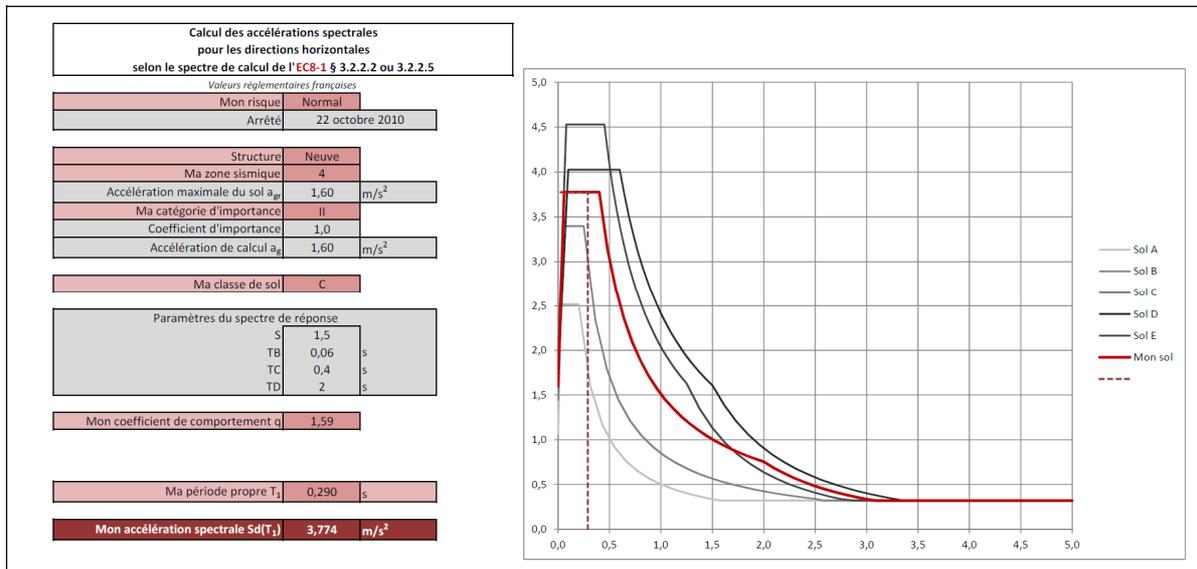


Figure 77 Spectre de réponse du bâtiment

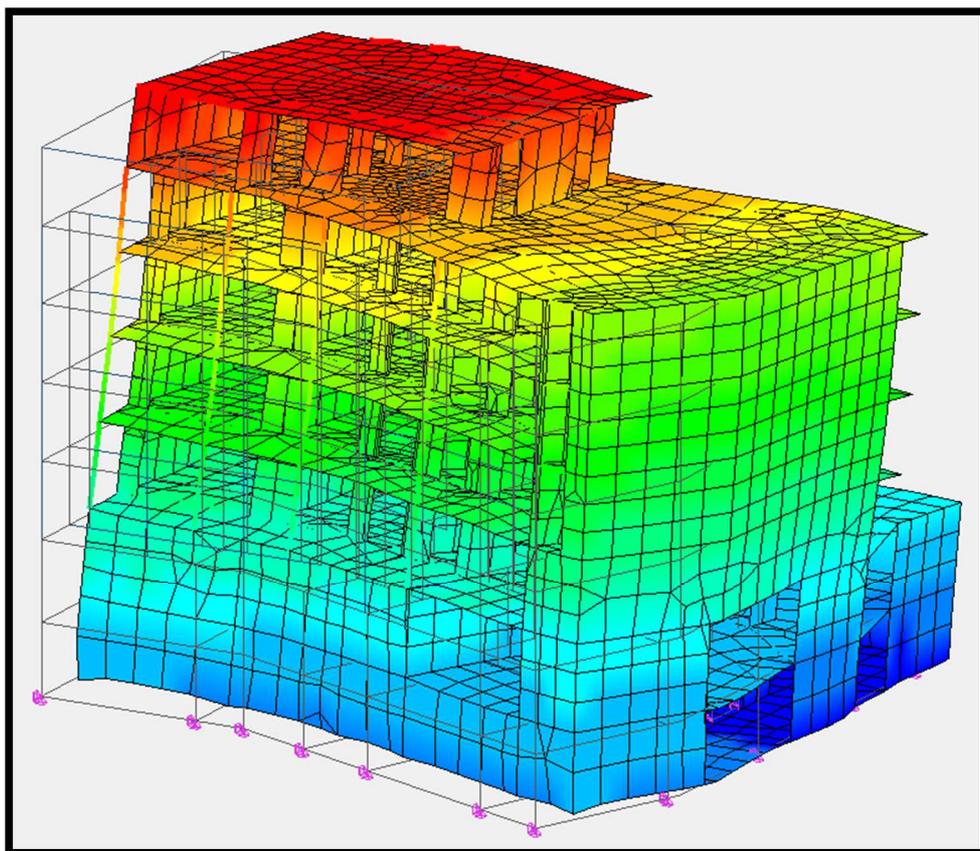


Figure 78 Allure de la déformation du bâtiment

## 8.8 Condition de joint sismique

Les déplacements maximaux issus de l'enveloppe des combinaisons sismiques sont :

- *Suivant X :  $DX = 2.28cm$*

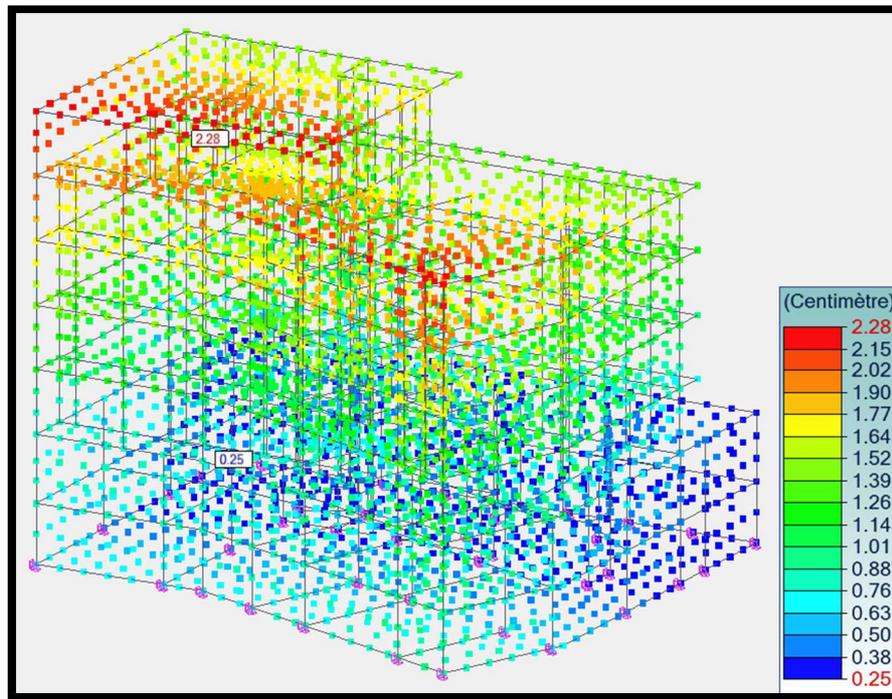


Figure 79 Déplacements suivants X

- *Suivant Y :  $DY = 1.44cm$*

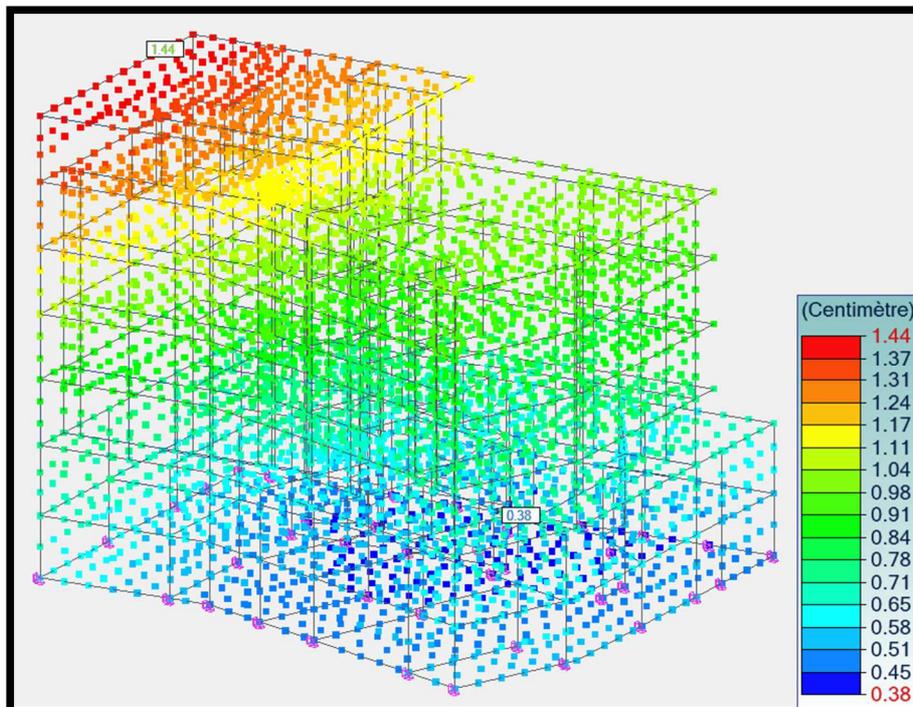


Figure 80 Déplacements suivants Y

Le joint sismique séparant les bâtiments doit avoir une épaisseur minimale de :

$$d_j = k \cdot 2 \cdot \sqrt{D_X^2 + D_Y^2} \quad \text{EC8-1 §4.2.2.7(2)}$$

avec  $k=0.7$  EC8-1 §4.2.2.7(3) + nota

*nota : dans notre cas les altimétries des planchers sont les mêmes d'un bâtiment à l'autre, l'article (3) s'applique.*

$$d_j = 0.7 \cdot 2 \cdot \sqrt{2.28^2 + 1.44^2}$$

$$d_j = 3.78 \text{ cm}$$

Le risque d'entrechoquement doit être vérifié de la même manière pour les autres blocs. Au vu des résultats obtenus un joint de dilatation de 4cm serait nécessaire afin d'écartier le risque d'entrechoquement.

### 8.9 Limitation des déplacements entre étages

L'Eurocode 8 impose une limitation des dommages via la limitation des déplacements entre étages. Ces limites sont fournies par l'article 4.4.3.2 et dépendent de la présence d'éléments non structuraux fixés à la structure.

Dans notre cas, nous supposons la présence d'éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure [NF EN 1998 §4.2.2.(4)] :

$$d_r \nu \leq 0.005 h$$

- $d_r$  : déplacement entre étages
- $h$  : hauteur entre étages
- $\nu = 0.4$  : coefficient de réduction (*arrêté du 22 octobre 2010 – article 2*)

Avec  $h=2.6\text{m}$  et  $\nu = 0.4$ , le déplacement limite est de 3.25cm. Au vu des déplacements obtenus, la condition sur la limitation des déplacements inter-étages est forcément vérifiée. L'ordre de grandeur du déplacement inter-étage établi par sondage des différents déplacements des planchers est 0.2 cm

## 8.10 Justification de l'état limite ultime et dispositions constructives

### 8.10.1 Effet du second ordre

La condition suivante permet de s'affranchir de la prise en compte des effets du second ordre [NF EN 1998-1 § 4.4.2.2(2)]:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10$$

- $\theta$ : Coefficient de sensibilité au déplacement entre étages
- $P_{tot}$ : charge gravitaire totale due à tous les étages situés au-dessus de l'étage considéré, y compris celui-ci, dans la situation sismique de calcul.
- $d_r$ : déplacement relatif de calcul entre étages, pris comme la différence de déplacement latéral moyen entre le haut et le bas du niveau considéré, calculés conformément à 4.3.4
- $V_{tot}$ : effort tranchant sismique total au niveau considéré
- $H$ : hauteur du niveau entre étage.

En faisant l'hypothèse défavorable que l'ensemble des masses subissent une amplification dynamique maximale correspondant au palier du spectre de réponse (soit  $3.8 \text{ m/s}^2$ ) et en posant  $M_{tot}$  la masse totale au-dessus du plancher considéré, on peut réécrire l'équation ci-dessous de la façon suivante :

$$\theta_{lim} = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,lim}}{V_{tot} \cdot h} \frac{M_{tot} \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} \cdot d_r}{M_{tot} \cdot 3.8 \frac{m}{s^2} \cdot h} = 0.10$$

En posant  $h=2.60\text{m}$ , on obtient :

$$d_{r,lim} = 10.07 \text{ cm}$$

Le résultat obtenu se trouve dans un ordre de grandeur très éloigné de celui présenté dans le paragraphe consacré aux déplacements inter-étages. De ce fait, les effets du second ordre peuvent être négligés.

## 9 Voiles de contreventement

### 9.1 Dimensionnement des voiles

Un voile soumis à un torseur  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  et  $N_{Ed}$  fonctionne comme une console soumise à de la flexion composée dans son plan. Les sollicitations les plus importantes sont obtenues à la base de chaque élément. Le calcul à mener est de définir les sections d'aciers en about de voile pour reprendre l'effet du moment combiné à l'effort normal dans un premier temps, et de définir les treillis soudés et aciers de couture pour l'effort tranchant dans un second temps.

Les chainages haut et bas permettent d'assurer la liaison entre les éléments béton et permettent ainsi la transmission des efforts.

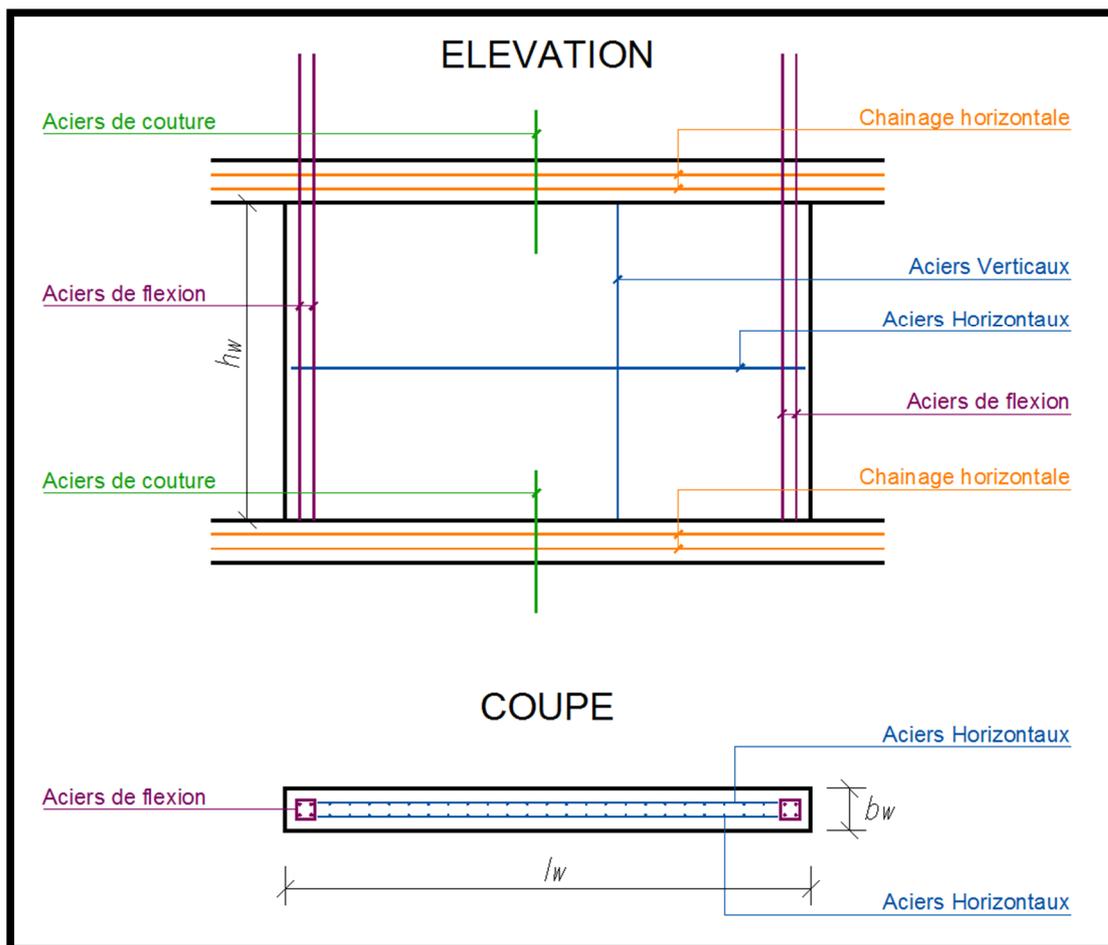


Figure 81 Principe de ferrailage d'un voile de contreventement

La section 5 de l'Eurocode 2 distingue deux types de murs :

- ✓ Les murs dits « armés » qui relèvent de la section 6 à 9
- ✓ Les murs dits « non armés » qui relèvent de la section 12

Un mur peut être considéré comme « non armé » s'il respecte les conditions suivantes :

- Il doit essentiellement travailler dans son plan moyen, les sollicitations hors plan doivent rester faibles.  
Sous sollicitations de flexion composée, l'étude béton armé de toute section droite horizontale du mur doit montrer l'équilibre par le seul fait des contraintes de compression et de l'excentricité de leur résultante, donc sans acier tendu.
- Les contraintes maximales de compression de toute section droite évaluées aux ELU avec effet du second ordre, doivent rester inférieures à une valeur limite précisée dans la section 12.
- Les contraintes maximales de cisaillement de toutes sections droites évaluées aux ELU et ne prenant uniquement en compte que la section soumise à de la compression, doivent rester inférieures à une valeur limite précisée dans la section 12.

Tout mur ne respectant pas une ou plusieurs des clauses ci-dessus doit être étudié comme un mur armé.

## 9.2 Résistance à la flexion composée

Sous l'effet d'un séisme, les voiles de contreventement sont soumis à un phénomène de flexion composée. Il se forme alors en about de voile une zone de traction qui nécessite la mise en place d'armature au niveau des chaînages verticaux du voile.

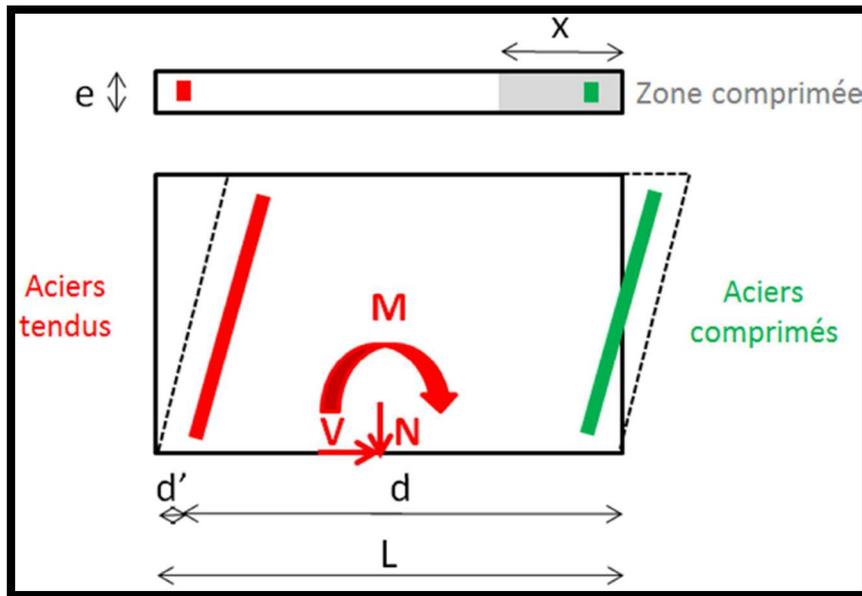


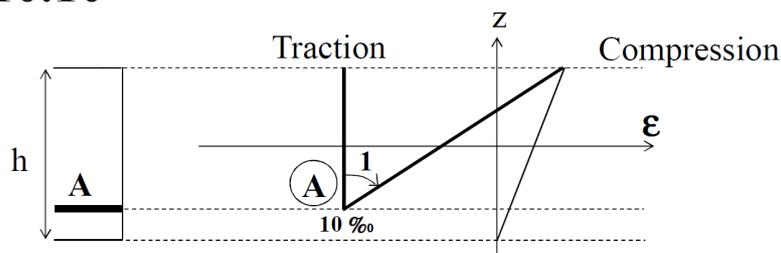
Figure 82 Voile de contreventement soumis à une force horizontale

La flexion composée est soumise aux valeurs limites de déformations relatives du béton armé à l'ELU définies à partir de la règle des « 3 pivots » A, B et C, avec :

**Pivot A** : traction simple puis flexion simple ou composée

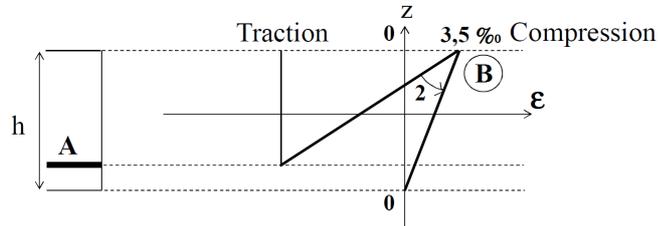
**Pivot A** : Allongement de l'acier le plus tendu :

$$\epsilon_s = 10.10^{-3}$$



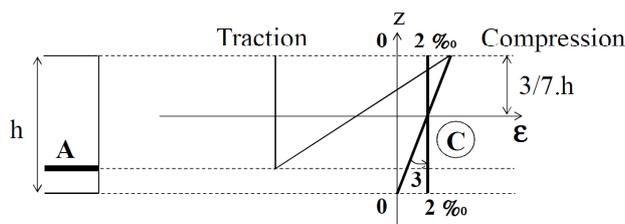
**Pivot B** : Flexion simple ou composée

**Pivot B** : Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée :  $\epsilon_{bc} = 3,5 \cdot 10^{-3}$

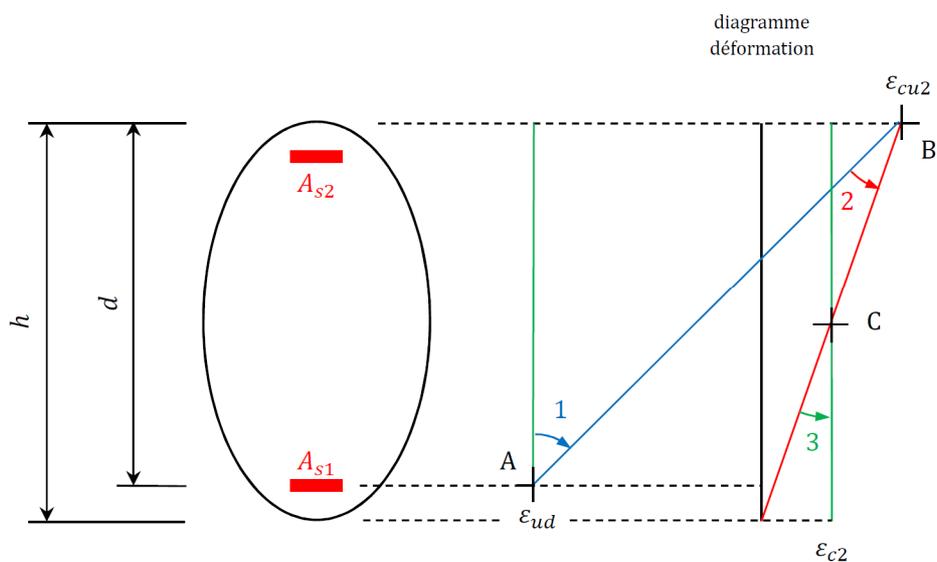


**Pivot C** : Flexion composée avec compression puis compression simple.

**Pivot C** : Raccourcissement de la fibre de béton à la distance de  $3h/7$  :  $\epsilon_{bc} = 2 \cdot 10^{-3}$



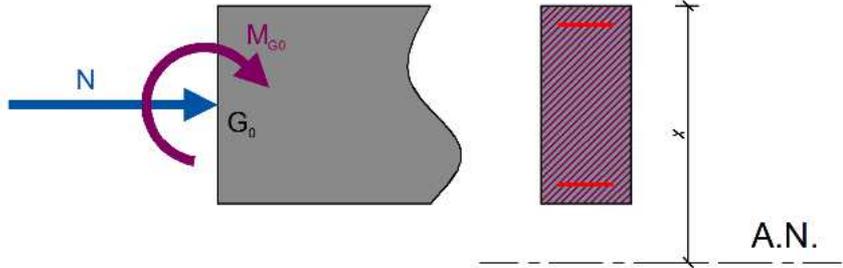
On suppose que le diagramme des déformations d'une section passe par l'un des trois pivots A, B ou C :



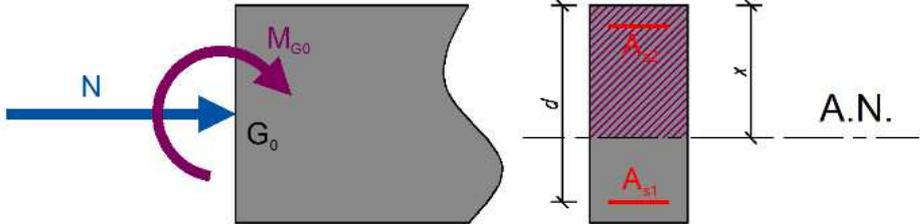
**Figure 83** Diagramme de déformation d'une section

D'une manière générale, une section soumise à de la flexion composée est sollicitée de trois manières différentes en fonction des efforts  $N$  et  $M$  appliqués. En conséquence, la position de l'axe neutre peut se déplacer et donner :

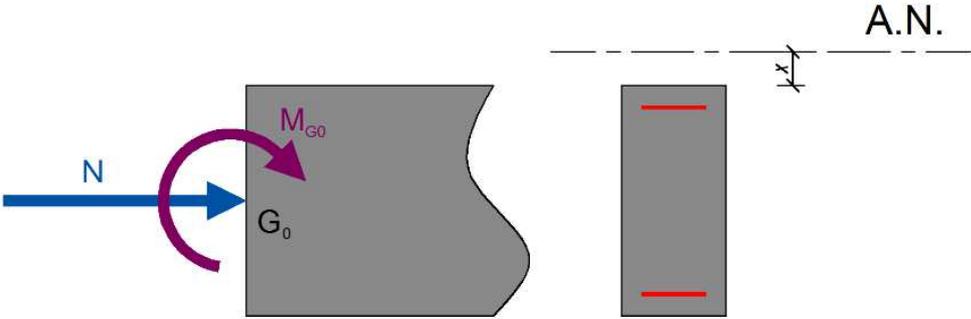
- Une section entièrement comprimée :



- Une section partiellement tendue :

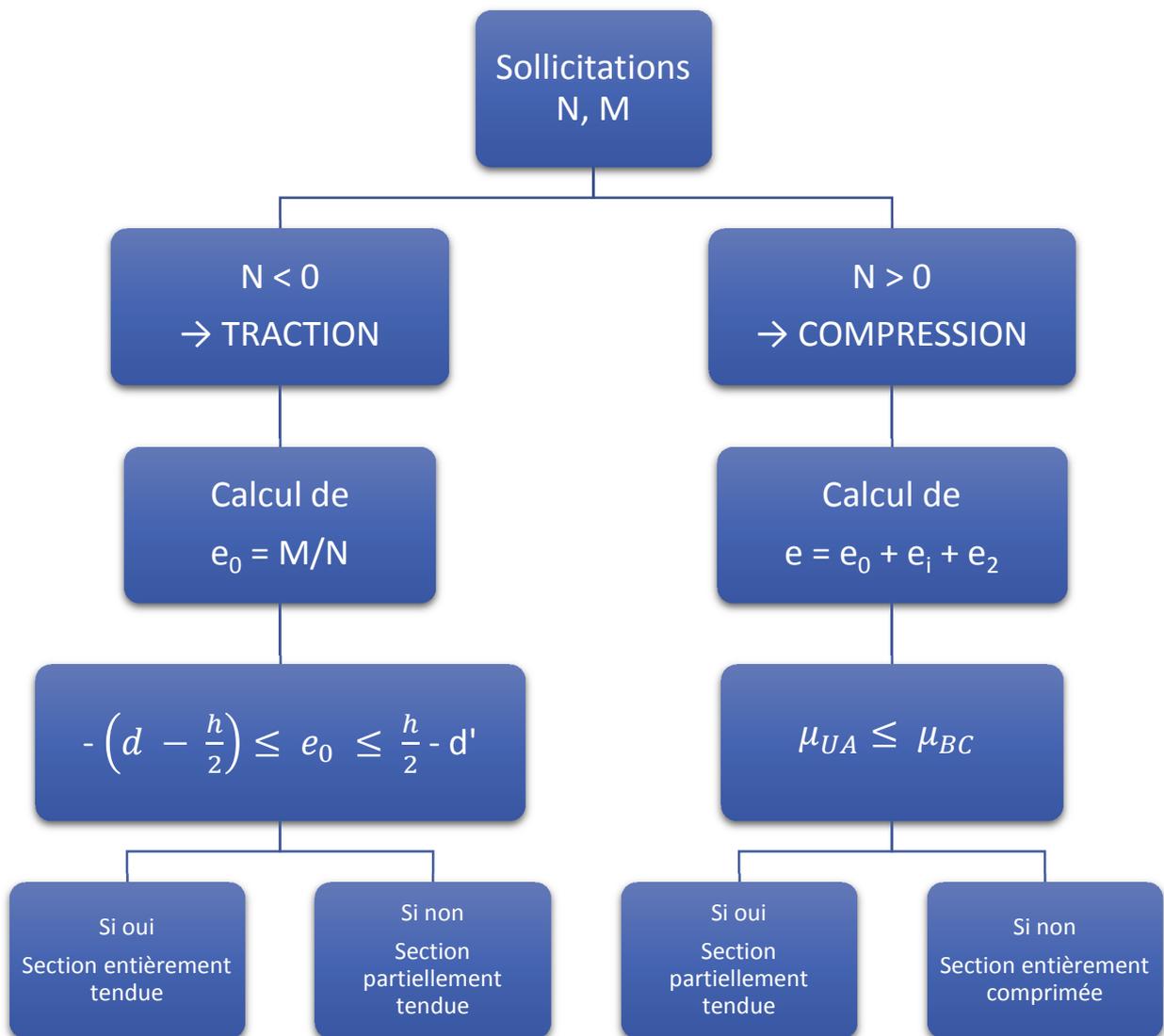


- Une section entièrement tendue :



### 9.3 Organigramme de calcul à la flexion

Tableau 72 Organigramme de calcul à la flexion



## 9.4 Résistance à l'effort tranchant

### 9.4.1 Efforts pris en compte

Les efforts pris en compte pour les calculs sont ceux issus du modèle aux éléments finis avec application du coefficient de comportement. Etant donné que le coefficient de comportement est limité à  $q=1.59$ , l'effort normal dynamique a été négligé conformément à l'article 5.4.2.5 de l'Eurocode 8 partie 1.

Pour la justification des sections vis-à-vis de l'état ultime de cisaillement et afin de s'assurer que la plastification en flexion précède la formation de l'état ultime en cisaillement, l'effort tranchant de calcul est augmenté de la façon suivante [NF EN 1998-1 §5.4.2.5(2)]:

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \cdot \frac{q+1}{2} = 1.3 V'_{Ed}$$

### 9.4.2 Vérifications

La vérification à l'effort tranchant est réalisée en suivant les deux grandes sections de l'Eurocode 2 :

- ⇒ SECTION 6 : ETATS LIMITES ULTIMES (ELU)
- ⇒ SECTION 12 : STRUCTURE EN BETON ARME ou FAIBLEMENT ARME

On vérifie alors :

- ✓ SECTION 6 [NF EN 1992-1 §6.2.2.(1)]:  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = \max \left( \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp}; \frac{0.35}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{0.5} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2 \right), \text{ avec } d \text{ exprimé en mm}$$

$$\sigma_{cp} = \min \left( \frac{N_{Ed}}{A_c}; 0.2 \cdot f_{cd} \right)$$

$$\rho_L = \min \left( \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}; 0.02 \right)$$

Lorsque l'effort tranchant  $V_{Ed}$  est inférieur à  $V_{Rd,c}$ , il n'y a pas besoin de disposer des armatures d'effort tranchant.

✓ SECTION 12 [NF EN 1992-1 §12.6.3]:

$$\tau_{CP} < f_{cvd}$$

$\tau_{cp}$  : contrainte de cisaillement de calcul  $\tau_{cp} = \frac{k \cdot V_{Ed}}{A_{cc}}$  avec  $k=1.5$

$f_{cvd}$  : résistance de calcul en cisaillement et en compression du béton

Si  $\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$   $f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$

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

Et  $\sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2 \sqrt{f_{ctd} (f_{ctd} + f_{cd})}$

Si cette condition est vérifiée, le voile peut continuer à relever de la section 12 et ne nécessite alors aucune armature d'effort tranchant.

Détermination des armatures d'effort tranchant

Le calcul des aciers d'effort tranchant est défini par l'expression suivante [NF EN 1992-1-1 §6.2.3 (3)] :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)$$

Avec :

$$\cot(\theta) = 1$$

$$z = 0.9 \cdot L$$

Ce qui donne l'expression des aciers par mètre :

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V}{z \cdot f_{yd}}$$

### 9.4.3 Condition de non glissement

Cette partie consiste à vérifier les conditions de couture au droit des reprises de bétonnage [NF EN 1992-1 §6.2.5(1)] :

$$V_{Edi} < V_{Rdi}$$

$$V_{Edi} = \frac{V_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot b_w}$$

$$V_{Rdi} = \min \left( 0.5 \cdot 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} ; \frac{c}{2} \cdot f_{cta} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot \mu \right)$$

$$\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.6 f_{cd}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

$A_s$  : aires des surfaces des armatures traversant l'interface

$A_c$  : Aire de la section de béton

$c$  et  $\mu$  sont des coefficients dépendant de la rugosité de la surface :

- ✓ En zone comprimée :  $c = 0$
- ✓ En zone tendue :  $c = 0.2$  et  $\mu = 0.6$

Il est à noter que, conformément à l'article 6.2.5(5) – NF EN 1992-1, la valeur de  $c$  est divisée par deux.

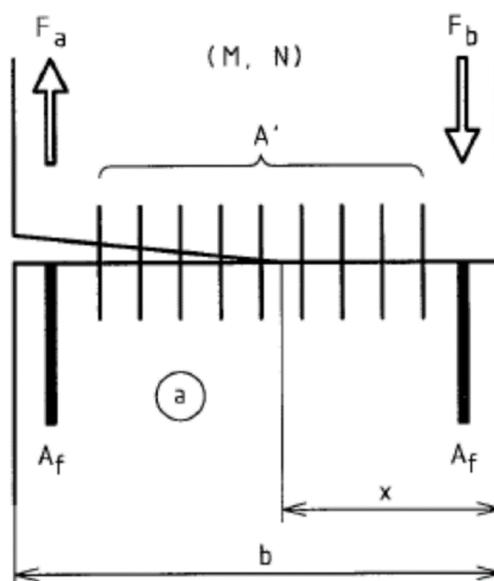


Figure 84 Condition de non glissement



## 9.5.2 Matériaux

- Béton C25/30 :  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.2} = 20.8 \text{ MPa}$

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 0.30 \cdot 25^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$$

- Acier S500B :  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$

## 9.5.3 Torseurs des efforts

Les calculs se feront suivant la combinaison 107 qui est la plus défavorable en flexion composée avec les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 21T \text{ ou } 0.21MN \\ V = 65.2T \text{ ou } 0.65MN \\ M = 155T \cdot m \text{ ou } 1.55MN \cdot m \end{array} \right.$$

L'ensemble des torseurs du voile considéré sont donnés en **annexe 9**.

## 9.5.4 Type de structure

Le calcul d'un élément de contreventement dépend du type de structure étudié. Il est donc nécessaire de savoir au préalable quel type d'élément est à considérer au sens de l'Eurocode 8 §5.1.2.

Un système de murs doit être classé comme système de murs de grandes dimensions en béton peu armé s'il comprend au moins 2 murs dont la dimension horizontale n'est pas inférieure à 4m ou  $\frac{2h_w}{3}$  dans la direction horizontale considérée, si ces murs portent collectivement au moins 20% de la charge gravitaire totale dans la situation sismique de calcul et s'il a une période fondamentale inférieure ou égale à 0.5s. §5.2.2.1.(3)P.

L'expérience a montré qu'il était très difficile de respecter cet article même pour un bâtiment aux formes simples. Afin de ne pas brider la conception des bâtiments à l'Eurocode 8, l'amendement de certaines clauses seront probablement nécessaires.

Nous poursuivons notre étude en considérant un mur de grandes dimensions en béton peu armé avec une dimension horizontale de  $2.39m > \frac{2h_w}{3} = 1.53$

## 9.5.5 Imperfections géométriques

### 9.5.5.1 Longueur de flambement et élancement du voile NF EN 1992-1-1 §12.6.5.1

L'élancement d'un voile ou d'un poteau est donné par l'expression :  $\lambda = \frac{l_0}{i}$

$i$  : est le rayon de giration minimal. Pour une section rectangulaire  $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{h_w b_w^3}{12}}{b_w h_w}} = \frac{b_w}{\sqrt{12}}$

$l_0$  : est la longueur efficace de l'élément supposé égale à :  $l_0 = \beta \cdot h_w$

Avec  $h_w$  : hauteur libre de l'élément (*notation EC8*)

$\beta$  : coefficient dépendant des conditions d'appuis

Tableau 73 Valeurs de  $\beta$  pour diverses conditions de rive

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

Ⓐ - Dalle de plancher    Ⓑ - Bord libre    Ⓒ - Voile transversal

**Note :** Les données du Tableau 12.1 ne s'appliquent que si le voile n'a pas d'ouverture de hauteur supérieure à 1/3 de la hauteur  $h_w$  du voile, ou de surface supérieure à 1/10 de la surface du voile. Pour les voiles encastrés sur 3 ou 4 cotés avec des dimensions d'ouvertures excédant les limites ci-avant, il convient de considérer les parties situées entre les ouvertures comme encastrées sur deux cotés seulement et de les dimensionner en conséquence.

Dans notre cas,

$$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{h_w}{l_w}\right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2.3}{2.39}\right)^2} = 0.52$$

$$l_0 = \beta \cdot h_w = 0.52 \cdot 2.30 = 1.20$$

$$D'où \lambda = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{b_w} = \frac{1.20 \cdot \sqrt{12}}{0.20} = 20.79$$

Dans notre cas,  $\lambda \leq \lambda_{lim}$  ( $\lambda_{lim} = 86$  suivant EC2-1-1 §12.6.5.1)

#### 9.5.5.2 Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre

$$e_1 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{1.55}{0.21} = 7.38m$$

#### 9.5.5.3 Excentricité additionnelle EC2-1-1 §5.2(7)a)

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{2.39}{400} = 0.60 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \text{ d'où } e_i = 2 \text{ cm}$$

#### 9.5.5.4 Effets du second ordre NF EN 1992-1-1 §5.9.(3)

En phase transitoire, les effets du second ordre peuvent être négligés si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{l_{ot}}{b} < \frac{70}{\left(\frac{h}{b}\right)^{1/3}} \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 3.5$$

$l_{ot}$  : distance entre éléments s'opposant au déversement

$h$  : hauteur totale du voile dans la partie centrale de  $l_{ot}$

$b$  : largeur de la table de compression.

$$\frac{2.39}{1} < \frac{70}{\left(\frac{2.3}{1}\right)^{1/3}} = 2.39 < 53.03 \quad \text{et} \quad \frac{2.3}{1} \leq 3.5 = 2.3 \leq 3.5 \rightarrow OK$$

Les effets du second ordre peuvent alors être négligés

#### 9.5.5.5 Effets du second ordre NF EN 1998-1 §4.4.2.2(2)

Nous avons vérifié dans le chapitre précédent que les effets du second ordre pouvaient également être négligés suivant la condition :

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10$$

### 9.5.6 Sollicitations corrigées

En flexion composée, les sollicitations corrigées à prendre en compte sont :

- $N_{Ed} = 0.21 \text{ MN}$
- $M_{G0} = (e_1 + e_i) \cdot N_{Ed} = (7.38 + 0.02) \cdot 0.21 = 1.55 \text{ MN}\cdot\text{m}$

Ces valeurs sont calculées par rapport au centre de gravité de la section de béton seule, il est impératif de ramener le moment au centre de gravité des aciers tendus pour pouvoir dimensionner les armatures :

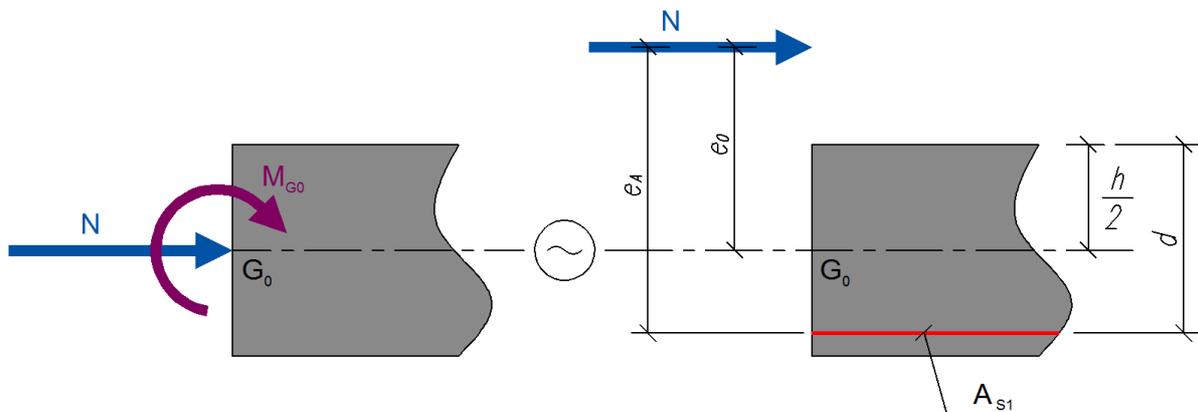


Figure 86 Sollicitation corrigées

- $M_{ua} = M_{G0} + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.55 + 0.21 \left( 2.29 - \frac{2.39}{2} \right) = 1.78 \text{ MN}\cdot\text{m}$

Les sollicitations corrigées sont donc :

$$N_{Ed} = 0.21 \text{ MN}$$

$$M_{EDa} = 1.78 \text{ MN}\cdot\text{m}$$

## 9.5.7 Calcul du ferrailage

### 9.5.7.1 Vérification de la section partiellement comprimée

$$\mu_{BC} = 0.8 \frac{h}{d} \left( 1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.8 \frac{2.39}{2.29} \left( 1 - 0.4 \frac{2.39}{2.29} \right) = 0.486$$
$$\mu_{cu} = \frac{M_{EDa}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1.78}{0.50 \cdot 2.29^2 \cdot 20.8} = 0.0326$$

Nous obtenons donc  $\mu_{BC} \geq \mu_{cu}$  alors la section est partiellement comprimée.

### 9.5.7.2 Calcul des aciers tendus

- $\mu_{cu} = 0.0326$
- $\alpha_u = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0326}] = 0.0414$
- $z_u = d [1 - 0.4 \alpha_u] = 2.29 [1 - 0.4 \cdot 0.0414] = 2.25m$
- $A = \frac{M_{ua}}{z_u \cdot f_{yd}} = \frac{1.78}{2.25 \cdot 500} = 15.8 \text{ cm}^2$

### 9.5.7.3 Calcul en flexion composée

$$\mathcal{A}_s = A - \frac{N}{f_{yd}} \quad (\text{avec } N \text{ en valeur algébrique})$$

$$\mathcal{A}_s = 15.8 \cdot 10^{-3} - \frac{0.21}{500}$$

$$\mathcal{A}_s = 15.38 \text{ cm}^2$$

### 9.5.7.4 Vérification du pourcentage minimum

Un élément en flexion composée doit vérifier :

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d ; 0.0013 \cdot b_w \cdot d \right\}$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0.26 \cdot \frac{2.56}{500} \cdot 0.50 \cdot 2.29 ; 0.0013 \cdot 0.50 \cdot 2.29 \right\}$$

$$A_{s,min} = \max \{ 15.2 \text{ cm}^2 ; 14.9 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{s,min} = 15.2 \text{ cm}^2$$

La section minimale d'acier est inférieure à la section d'acier calculée.

### 9.5.7.5 Détermination du ferrailage

Le séisme agissant dans les deux directions, les abouts de voiles doivent être armés de façon symétrique avec le pourcentage minimum. Une section  $15.38\text{cm}^2$  correspond à 10HA14 représentant une section de  $15.39\text{cm}^2$  à répartir sur les deux faces.

### 9.5.7.6 Vérification de l'effort tranchant NF EN 1992-1-1 Section 6

Les calculs se feront suivant la combinaison 111 qui est la plus défavorable en cisaillement avec les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 132T \text{ ou } 1.32MN \\ V = 258 T \text{ ou } 2.58MN \\ M = 8.5 T \cdot m \text{ ou } 0.085 MN \cdot m \end{array} \right.$$

- ❖ Majoration de l'effort tranchant [NF EN 1998-1 §5.4.3.5.3(2)]

$$V_{Ed} = 1.3 V'_{Ed} = 1.3 \cdot 2.58 = \mathbf{3.35MN}$$

- ❖ Effort tranchant résistant  $V_{Rd,c}$  [NF EN 1992-1 §6.2.2(1)]

$$k = \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} ; 2 \right) = \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{2290}} ; 2 \right) = \min(1.30 ; 2) = 1.3$$

$$\sigma_{cp} = \min \left( \frac{N_{Ed}}{A_c} ; 0.2 \cdot f_{cd} \right) = \min \left( \frac{1.32}{0.5 \cdot 2.39} ; 0.2 \cdot 20.8 \right) = \min(1.11 ; 4.16) = 1.11$$

$$\rho_L = \min \left( \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} ; 0.02 \right) = \min \left( \frac{15.39}{50 \cdot 239} ; 0.02 \right) = \min(0.001 ; 0.02) = 0.001$$

$$V_{Rd,c} = \max \left( \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp}; \frac{0.35}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{0.5} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = \max \left( \frac{0.18}{1.2} \cdot 1.3 \cdot (100 \cdot 0.001 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 1.11; \frac{0.35}{1.2} \cdot 25^{0.5} + 0.15 \cdot 1.11 \right) \cdot 0.5 \cdot 2.29$$

$$V_{Rd,c} = \max(0.43 ; 1.62) \cdot 0.5 \cdot 2.29$$

$$V_{Rd,c} = 1.62 \cdot 0.5 \cdot 2.29$$

$$V_{Rd,c} = \mathbf{1.85 MN}$$

Donc  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ , il y a donc besoin d'armature d'effort tranchant.

### 9.5.7.7 Calcul des armatures d'effort tranchant

Le calcul des armatures d'effort tranchant se fait en considérant le voile comme une poutre verticale. Les armatures sont données par la formule suivante:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed} \cdot \tan \theta}{z_u \cdot f_{yd}}$$

On considérant des bielles inclinées à 45° et  $z_u$  correspondant au bras de levier déterminé lors du calcul en flexion composée, nous avons :

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{3.35}{2.20 \cdot 500} = 30.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### 9.5.7.8 Vérification de la bielle comprimée NF EN 1992-1 §6.2.3(3)

Pour les éléments comportant des armatures d'effort tranchant, la contrainte maximale de compression des bielles est égale à :

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

Où

$v_1$  est le coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant :

$$v_1 = 0.6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[ 1 - \frac{25}{250} \right] = 0.54$$

$\alpha_{cw}$  est le coefficient tenant compte de l'état de contrainte dans la membrure comprimée :

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$V_{Rd,max} = \frac{0.54 \cdot 20.8 \cdot 2.20 \cdot 0.50}{2} = \mathbf{6.18 \text{ MN}}$$

Nous avons donc  $V_{Rd,max} > V_{Ed}$ . La condition est donc vérifiée.

### 9.5.7.9 Détermination du ferrailage

L'épaisseur du voile de 50cm permettant de placer vue plan des armatures dans sa partie centrale en assurant un bétonnage correct de l'élément, nous faisons l'hypothèse que l'effort tranchant sera réparti sur 4 brins de façon à réduire le diamètre et l'espacement des barres horizontales.

Nous choisissons alors de disposer 1ST60 horizontal sur les faces extérieures (soit  $2 \times 6.36 = 12.72 \text{ cm}^2$ ) et 2 épingles HA12 espacées tous les 12cm pour la partie centrale (soit  $2 \times 9.42 = 18.84 \text{ cm}^2$ ), faisant un total de  $31.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$

9.5.7.10 Vérification de non glissement NF EN 1992-1 §6.2.5(1)

$$V_{Edi} = \frac{V_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot b_w} = \frac{3.35}{0.9 \cdot 2.20 \cdot 0.5} = \mathbf{3.38 \text{ MN}}$$

$$V_{Edi} = \frac{3.35}{0.9 \cdot 2.20 \cdot 0.5} = \mathbf{3.38 \text{ MN}}$$

$$V_{Edi} = \mathbf{3.38 \text{ MN}}$$

$$V_{Rdi} = \min \left( 0.5 \cdot 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} ; \frac{c}{2} \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot \mu \right)$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \text{ et } f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot 2.56 = 1.792$$

$$f_{ctd} = 1 \cdot \frac{1.792}{1.2} = 1.49$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{25}{1.2} = 20.8$$

$$\sigma_n = \min \left( \frac{N_{Ed}}{A_c} ; 0.6 f_{cd} \right) = \min \left( \frac{1.32}{0.5 \cdot 2.39} ; 0.6 \cdot 20.8 \right) = \min(1.10 ; 12.48) = 1.10$$

En considérant 2ST60 dans le sens transversal (2.54cm<sup>2</sup>) :

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{2.54 \cdot 2 \cdot 239}{50 \cdot 239} = 0.102$$

En considérant en zone tendue :  $c = 0.2$  et  $\mu = 0.6$  avec une valeur  $c$  à diviser par deux conformément à l'article 6.2.5(5) – EC2 :

$$V_{Rdi} = \min \left( 0.5 \cdot 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{25}{250} \right) \cdot 20.8 ; \frac{0.2}{2} \cdot 1.49 + 0.6 \cdot 1.10 + 0.102 \cdot 500 \cdot 0.6 \right)$$

$$V_{Rdi} = \min (5.62 ; 31.33)$$

$$V_{Rdi} = \mathbf{5.62 \text{ MN}}$$

Donc  $V_{Edi} < V_{Rdi}$ . La condition de non glissement est vérifiée.

Il faudra alors disposer 2.54cm<sup>2</sup> par mètre linéaire et par face soit 2HA10 espacés tous les 30cm représentant une section de 5.24cm<sup>2</sup> par mètre linéaire.

### 9.5.7.11 Dispositions constructives vis-à-vis de la ductilité locale NF EN 1998-1 §5.4.3.5.3

Vérification de la tenue des barres verticales principales :

- ✓ Diamètre des cadres et des épingles

$$\phi \geq \max\left(6\text{mm} ; \frac{d_{bl}}{3}\right) = \max\left(6\text{mm} ; \frac{14\text{mm}}{3}\right) = \max(6\text{mm} ; 4.7\text{mm}) = 6\text{mm}$$

- ✓ Espacement des cadres et des épingles

$$s \leq \min(10\text{mm} ; 8 d_{bl}) = \min(100\text{mm} ; 8 \cdot 14\text{mm}) = \min(100\text{mm} ; 112\text{mm}) = 100\text{mm}$$

Les aciers transversaux des aciers verticaux ne devront pas dépasser 10cm

- ✓ Les armatures de flexion composée doivent être placées dans des potelets d'extrémité dont la longueur  $b_{long}$  doit vérifier la condition suivante :

$$b_{long} \geq \max\left(b_w ; \frac{3 \cdot b_w \cdot \sigma_{cm}}{f_{cd}}\right)$$

Dans le cas d'un dimensionnement en flexion composée classique avec un diagramme rectangulaire simplifié, nous considérons que la contrainte moyenne  $\sigma_{cm}$  sur le béton est égale à  $f_{cd}$  :

$$b_{long} \geq \max(0.50 ; 3 \cdot 0.5) \geq 1.50\text{m}$$

Dans notre cas, nous constatons que longueur du potelet (1.50m) dépasse la demi-longueur du voile (1.20m). Une adaptation du ferrailage des potelets sera donc nécessaire.

### 9.5.7.12 Dispositions constructives vis-à-vis des armatures transversales NF EN 1992-1-1 §9.4.4.(1)

$$A_{sv,tot} < 0.02 A_c$$

Avec

$$A_{sv,tot} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot h_w = 31.56\text{cm}^2/\text{ml} \cdot 2.30\text{m} = 63.12 \text{ cm}^2$$

$$0.02 A_c = 0.02 \times 50 \times 239 = 239\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

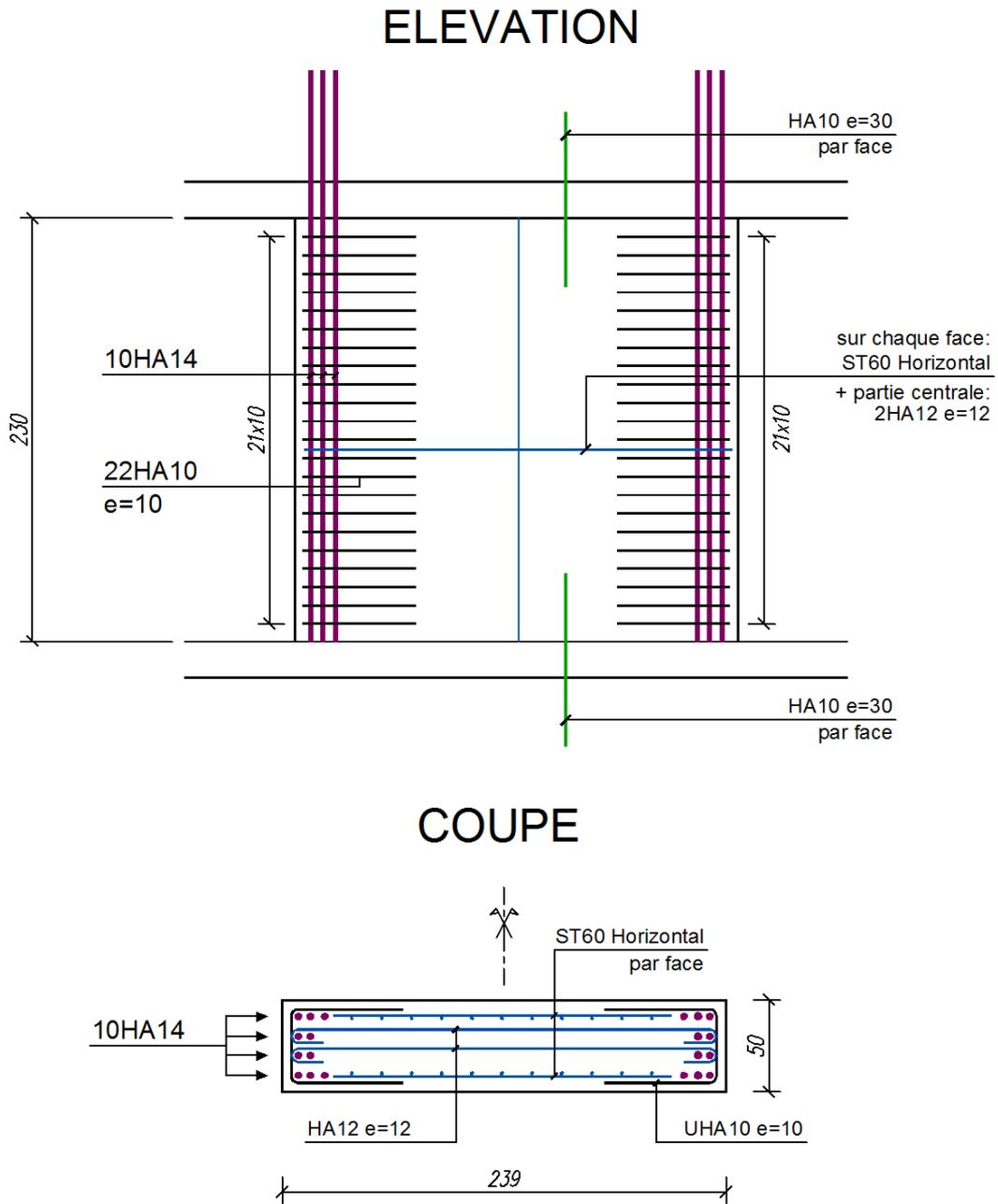


Figure 87 Principe de ferrailage du voile de contreventement

## 9.6 Comparaison avec PS92

Nous allons désormais faire un parallèle avec le ferrailage de ce voile calculé suivant les règles PS92. Le principe de ferrailage du voile se trouve en **annexe 11**.

### 9.6.1 Comparaison zone par zone

Tableau 74 Comparaison EC8 / PS92 suivant chaque partie du voile

	Direction	EC8		PS92		Ecart
		Aciers	Section (cm <sup>2</sup> )	Aciers	Section (cm <sup>2</sup> )	
ABOUT	HORIZONTALE	2HA10 e=10	15,7	2HA20 e=20	31,4	
		2HA12 e=12	18,84		-	
		sous total :	<b>34,54</b>		<b>31,4</b>	<b>9,1%</b>
	VERTICALE	10HA14	<b>15,39</b>	4HA14	<b>6,15</b>	<b>60,0%</b>
PARTIE CENTRALE	HORIZONTALE	ST60 / FACE	12,72	ST65C / FACE	12,72	
		2HA12 e=12	18,84	2HA14 e=20	15,38	
		sous total :	<b>31,56</b>	sous total :	<b>28,1</b>	<b>11,0%</b>
	VERTICALE	ST60 / FACE	<b>2,54</b>	ST65C / FACE	<b>12,72</b>	<b>-400,8%</b>
ACIER DE COUTURE	VERTICALE CENTRE	2HA10 e=30	5,24	2HA14 e=20	15,38	
		10HA14	15,39	4HA14	6,15	
	VERTICALE ABOUT	sous total :	<b>20,63</b>	sous total :	<b>21,53</b>	<b>-4,4%</b>
		<b>TOTAL :</b>	<b>104,66</b>		<b>99,9</b>	<b>4,5%</b>

Aciers EC8 > PS92

Aciers EC8 < PS92

La première remarque à noter est au niveau de la disposition des aciers. En effet, pour les aciers verticaux, nous constatons que les abouts du voile EC8 sont nettement plus ferrailés que ceux du voile PS92 (60% d'écart). Dans ce dernier, les armatures sont uniformément réparties, puisque le manque de section en about de voile est compensé par un ferrailage plus important dans la zone centrale. Le total des aciers verticaux représente 17.93cm<sup>2</sup> pour le voile EC8 et 18.87cm<sup>2</sup> pour le voile PS92 soit un surplus d'armature de 5% pour de dernier. Nous en concluons qu'il y a très peu d'écart pour les aciers verticaux entre le PS92 et l'EC8.

Pour les aciers horizontaux, nous notons que les sections calculées à l'EC8 sont supérieures que celles calculées suivant le PS92. L'écart reste cependant faible puisqu'il se trouve autour de 10%.

Pour les aciers de coutures, c'est cette fois au PS92 que l'on trouve la grande section. Cependant L'écart de 5% reste tout même faible. Enfin, en considérant l'ensemble des éléments, on constate que le pourcentage d'armature du voile ferrailé suivant les Eurocodes est légèrement plus important que celui du PS92 (4.5%).

## 9.6.2 Comparaison du ratio d'acier

Afin de pouvoir comparer le ratio d'acier du voile dans sa totalité, nous avons détaillé le poids d'armature pour chaque cas dans le tableau ci-dessous :

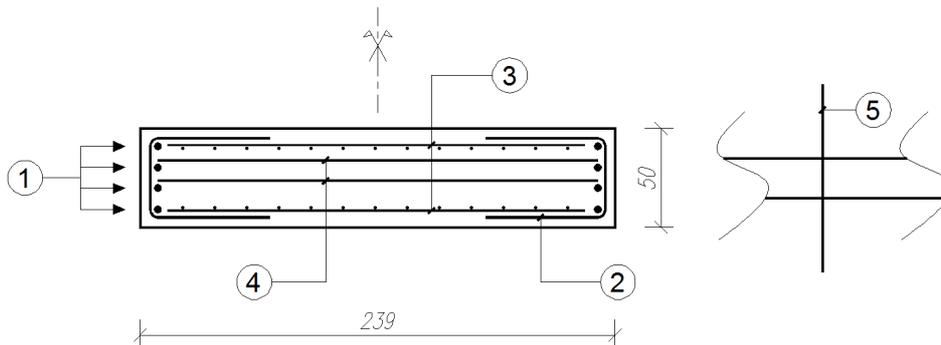
Tableau 75 Comparaison du ratio d'acier

N°	EC8		PS92	
	Armatures	Poids	Armatures	Poids
1	2 x 10HA14 L=3,45m	83,352	2 x 4 HA14 L=3,45m	33,341
2	2 x 22HA10 L=1,50m	40,722	2 x 12HA20 L=1,50m	88,776
3	2ST60 horizontaux	75,300	2ST65C	107,884
4	2 x 22HA12 L=2,70m	105,494	2 x 12HA14 L=2,30m	66,682
5	2 x 9HA10 L=2,10m	23,323	2 x 12HA14 L=2,10m	60,883
TOTAL :		328,191	TOTAL :	357,566

RATIO (kg/m<sup>3</sup>)  
pour 2,749m<sup>3</sup> de béton

**EC8**  
**119,386**

**PS92**  
**130,071**



Avec un total de 358Kg et un ratio d'armature de 130kg/m<sup>3</sup>, le voile calculé au PS92 donne le plus de quantité d'acier. L'écart d'armature entre les deux cas s'élève à 8%.

Cette analyse montre que ce voile calculé au PS92 et EC8 ne donne pas un gros écart au niveau de la quantité d'acier. La conception EC8 étant différente de celle PS92, la répartition des efforts est donc également différente. Il est alors délicat de faire de cette comparaison une généralité. Pour avoir une réelle tendance, une analyse de l'ensemble de la structure devrait être menée.

Cependant, nous notons qu'il existe une réelle différence sur la disposition des aciers suivant les cas. Aux Eurocodes, les abouts de voiles sont fortement ferrillés alors que le ferrillage la partie centrale du voile est bien plus important pour le voile calculé aux règles PS92.

## 10 Calcul rideau encastré en pieds (sans tirant, ni buton)

### 10.1 Présentation

Sur la partie avale du projet, en raison de la proximité de l'infrastructure avec la voirie et ne pouvant pas terrasser en pleine masse avec un talus jusqu'aux fondations, il a été réalisé une paroi butonnée réalisée par phases. On peut relever plusieurs désavantages de ce type de réalisation :

- La réalisation par phases du parement béton qui demande un avancement dit « en touche piano ». Ce mode de réalisation nécessite une parfaite coordination entre l'entreprise de terrassement et l'entreprise chargée de réaliser la paroi. Il en résulte également une durée plus importante pour la réalisation de cet ouvrage.
- La mise en place de butons provisoires jusqu'à la réalisation des planchers. Cette paroi n'étant pas autostable, plusieurs lits de butons doivent être disposés et conservés jusqu'à ce que la structure soit suffisamment avancée pour reprendre les efforts de poussées des terres. En conséquence l'entreprise gros œuvre doit construire « autour » de ces butons et même laisser des réservations dites « lumières » dans la structure qu'il faudra reboucher.
- Le sur-ferraillage de la paroi pour la phase provisoire. Ce mode constructif nécessite de prévoir le ferraillage du parement béton pour la phase provisoire et définitive. Cette première phase étant en général prépondérante pour le ferraillage de la paroi, une consommation d'acier importante qui ne servira plus en phase définitive sera disposée.

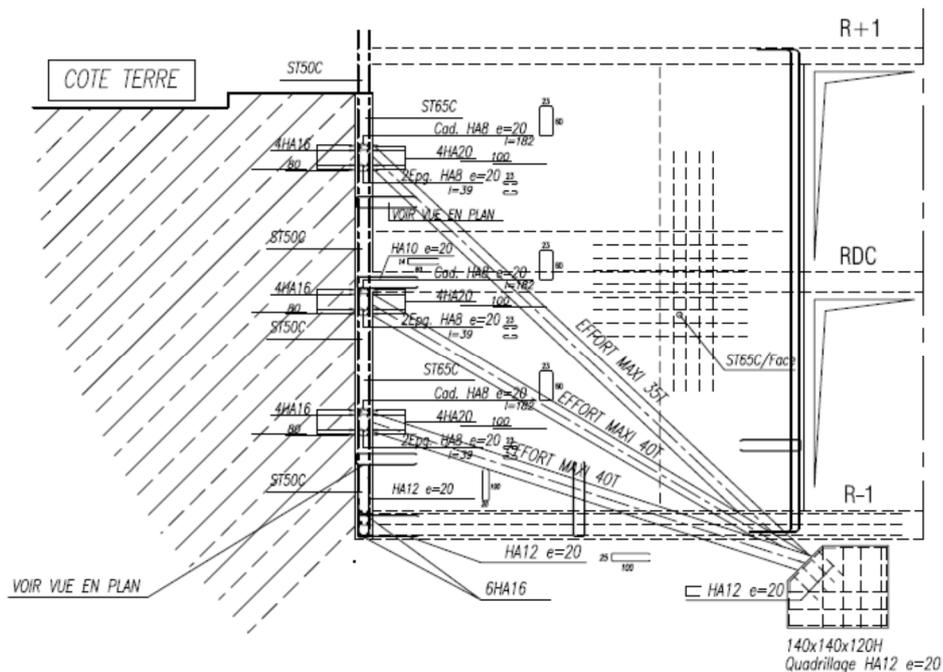


Figure 88 Principe de réalisation de la paroi par phases

De plus, pendant l'exécution d'une structure réalisée par phases provisoire, l'Eurocode 8 impose un contreventement provisoire (*NF EN 1998-1 §5.11.1.5*). Même s'il n'est pas nécessaire de prendre en compte les actions sismiques, il faut néanmoins prévoir lorsque chaque fois qu'un séisme peut provoquer l'effondrement de certaines parties de la structure, avec des risques sérieux pour les vies humaines, des contreventements provisoires doivent être dimensionnés pour une action sismique réduite. En l'absence d'études particulières, cette action peut être supposée égale à une fraction  $A_p$  de l'action de calcul. La valeur recommandée de  $A_p$  dans l'annexe nationale est de 30%.

Afin d'éviter dans un premier temps une étude de la phase provisoire qui reste assez complexe et afin d'éviter un nombre important d'éléments de contreventement provisoires qui peuvent freiner l'avancement du chantier, l'étude qui suit propose une variante sur le mode de réalisation de la paroi avale du projet.

Pour ces raisons, il m'a paru intéressant d'explorer d'autres pistes pour la réalisation de cette paroi. J'ai choisi d'opter pour la mise en place de palplanches autostables.

Les principaux avantages qui résultent de ce mode constructif sont :

- Un écran autostable. Les palplanches pouvant être dimensionnées de manière à créer un écran autostable permettent de s'affranchir de butons.
- Le terrassement peut être effectué jusqu'au fond de fouille en une seule fois. Ceci permet de réduire considérablement le délai de réalisation.
- La limite de propriété se situant à environ 2m de la limite de l'infrastructure, les palplanches pourront être placées en retrait du mur d'infrastructure, ce qui pourra permettre leur retrait lorsque l'infrastructure du bâtiment sera réalisée.
- Le ferrailage du mur extérieur sera dimensionné uniquement pour la définitive ce qui pourra permettre de réduire l'épaisseur du mur et son ratio d'acier.
- Enfin, contrairement à des voiles coulés contre terre, il pourra être réalisé un drainage vertical et horizontal dans de bonnes conditions, ce qui limitera le risque d'infiltrations des eaux pluviales dans les sous-sols.

## 10.2 Les modes opératoires

La fonction d'un rideau de palplanches est d'être fichée dans un terrain afin de reprendre des efforts verticaux et horizontaux. De façon typique, la fiche constitue 30 à 50 % de la hauteur totale du rideau si celui-ci est ancré (au moyen d'un ou plusieurs lits de tirants), cette valeur pouvant atteindre 70 % dans le cas de rideaux non ancrés (avec ceintures et/ou butons en tête de rideau ou sans). La mise en fiche d'un rideau de palplanches peut se faire à partir de trois méthodes :

- **Le battage,**

Avantages	Désavantage
Efficace dans les terrains durs Un engin met en place et enlève les palplanches	Fortes nuisances sonores pour le voisinage Rendement moyen (100 à 150m <sup>2</sup> /jour) Déchire parfois les palplanches

- **Le vibrofonçage,**

Avantages	Désavantage
Rapide, meilleurs rendements (150 à 200m <sup>2</sup> /jour) Un engin met en place et enlève les palplanches Moins de nuisances sonores qu'un battage	Vibrations qui peuvent provoquer des fissures aux bâtiments voisins

- **Le vérinage.**

Avantages	Désavantage
Peu de nuisances sonores Pas de vibrations Idéal proche de bâtiments existants Presse, enlève également les palplanches	Un engin est nécessaire pour soulever et guider les palplanches dans la presse Terrain dur, attention Rendement plus lent (60 à 80m <sup>2</sup> /jour)

Il est indispensable d'analyser toutes les méthodes de mise en place des palplanches avant de prendre une décision sur le choix de mise en fiche. Il est très important d'effectuer une visite sur site avant de choisir une méthode de fonçage.

### 10.3 Méthode de calcul

Un rideau encastré subit une rotation autour d'un point situé dans sa partie en fiche. Les déplacements et les efforts peuvent être représentés comme indiqué sur la figure a/. Le calcul se fait sur la base des hypothèses simplificatrices suivantes :

- Les efforts appliqués au rideau au-dessus de l'axe de rotation correspondent à la poussée et à la butée maximale donnée par les théories classiques (fig. b/).
- La hauteur sur laquelle s'exerce les efforts de contre butée est forfaitairement égale à 20% de la hauteur de butée  $f_0$  (fig. c/). La hauteur de la fiche à prendre en compte sera donc de  $f_0 + 0.2f_0$  soit  $1.2f_0$
- Les efforts de contre butée peuvent être remplacés par une force CB appliquée au niveau du centre de rotation 0 (fig. c/).
- La contre butée s'obtient en projetant sur un axe horizontal :

$$CB = BT - P$$

- La fiche ainsi calculée correspond à l'équilibre limite du rideau. En pratique, on affecte un coefficient de sécurité de 1.5 pour les sols grenus et de 2 pour les sols fins au coefficient de butée pris en compte dans les calculs.

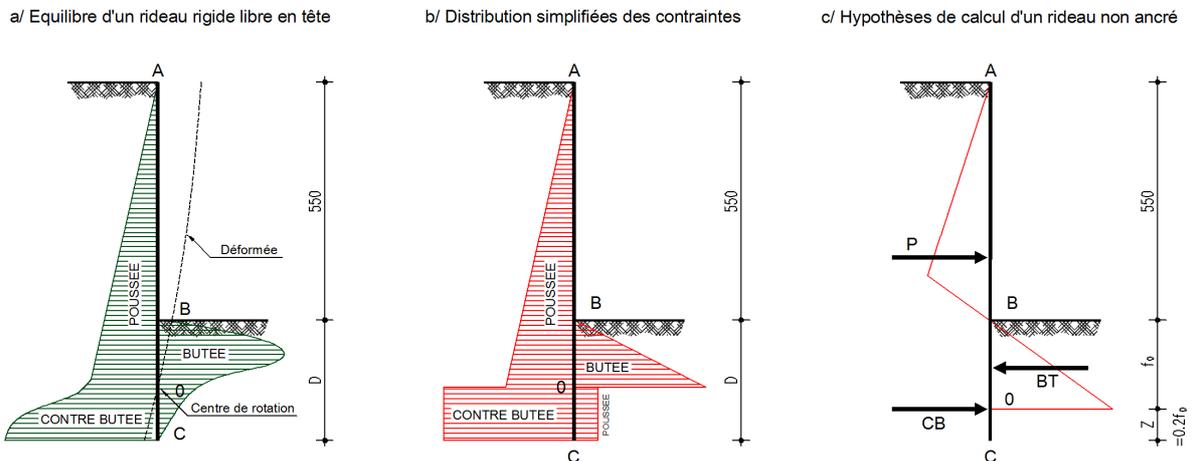


Figure 89 Distribution des contraintes dans l'écran

## 10.4 Hypothèses de calculs

$$\gamma = 2.2 \text{ t/m}^3$$

$$\beta = 30^\circ$$

$$C = 0$$

$$\text{Surcharge} = 250 \text{ kg/m}^2$$

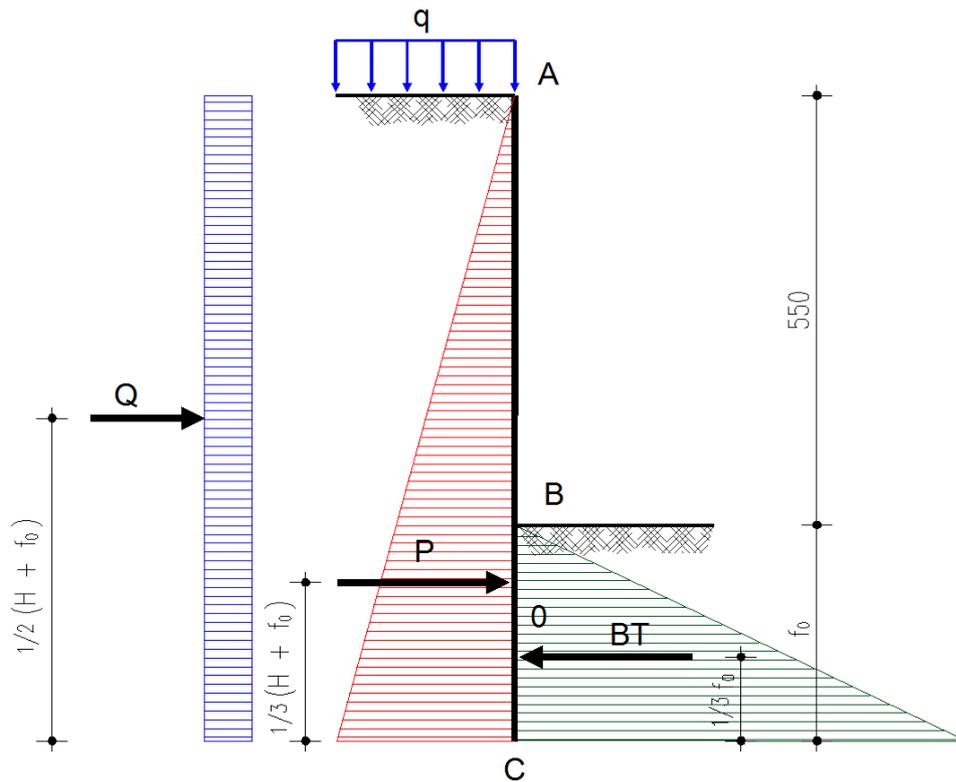


Figure 90 Schéma de contraintes sur écran

Coefficient de poussée

$$\text{Active : } ka = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right) = 0.333$$

$$\text{Active : } kp = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\rho}{2} \right) = 3$$

Calcul de la pression des terres

$$\text{Poussée des terres } P = 1/2 [ ka \times \gamma \times (H + f_0)^2 ]$$

$$\text{Poussée surcharges } Q = ka \times q \times (H + f_0)$$

$$\text{Butée } BT = 1/2 kp \times \gamma \times f_0^2$$

## 10.5 Détermination de la longueur de la fiche

Recherche de  $f_0$  en résolvant l'équation de la somme des moments en 0 égale à zéro.

$$\Sigma M/0 = P \times 1/3 (H + f_0) + Q \times 1/2 (H + f_0) - BT \times 1/3 f_0$$

$$\Sigma M/0 = 1/2 [ k_a \times \gamma \times (H + f_0)^2 ] \times 1/3 (H + f_0) + k_a \times q \times (H + f_0) \times 1/2 (H + f_0) - 1/2 k_p \times \gamma \times f_0^2 \times 1/3 f_0$$

$$\Sigma M/0 = 1/6 [ k_a \times \gamma \times (H + f_0)^3 ] + 1/2 k_a \times q \times (H + f_0)^2 - 1/6 k_p \times \gamma \times f_0^3$$

$$\Sigma M/0 = k_a \times \gamma \times (H + f_0)^3 + 3k_a \times q \times (H + f_0)^2 - k_p \times \gamma \times f_0^3$$

$$\text{Avec ,} \quad (a+b)^3 = a^3 + 3a^2b + 3ab^2 + b^3$$

$$(a+b)^2 = a^2 + 2ab + b^2$$

$$\Sigma M/0 = k_a \gamma (H^3 + 3H^2 f_0 + 3H f_0^2 + f_0^3) + 3k_a q (H^2 + 2H f_0 + f_0^2) - k_p \gamma f_0^3$$

$$\Sigma M/0 = k_a \cdot \gamma \cdot H^3 + 3k_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot f_0 + 3k_a \cdot \gamma \cdot H \cdot f_0^2 + k_a \cdot \gamma \cdot f_0^3 + 3k_a \cdot q \cdot H^2 + 6k_a \cdot q \cdot H \cdot f_0 + 3k_a \cdot q \cdot f_0^2 - k_p \cdot \gamma \cdot f_0^3$$

$$\Sigma M/0 = \gamma \cdot f_0^3 (k_a - k_p) + 3k_a \cdot f_0^2 (\gamma \cdot H + q) + 3k_a \cdot H \cdot f_0 (\gamma \cdot H + 2q) + k_a \cdot H^2 (\gamma \cdot H + 3q)$$

$$\Sigma M/0 = -5.8674f_0^3 + 12.3377f_0^2 + 69.2307f_0 + 129.4413$$

En posant le changement variable  $x = X - b/3a = X - -12.3377 / 17.6022$  et en calculant les valeurs

$$p = c/a - b^2/3a^2 = -8043.2165602131 / 605.98007461807$$

et

$$q = 2b^3 / 27a^3 + d/a - bc/3a^2 = -20503696.599433 / 660981.33150139$$

Alors l'équation devient :

$$X^3 - 8043.2165602131 / 605.98007461807X - 20503696.599433 / 660981.33150139 = 0$$

$$\text{Calculons la valeur } D = q^2/4 + p^3/27 = 1849959954028.2 / 12016245497.531$$

L'équation admet une solution réelle  $x_1 = 4.492060423799 - (-12.3377/17.6022) = \mathbf{5.1930}$

En conclusion, nous retenons pour la suite de notre étude :

$$f_0 = 5.20\text{m}$$

$$z = 0.2 f_0 = 1.04\text{m}$$

$$\text{Longueur de la fiche totale } f = 1.20f_0 = \mathbf{6.24\text{m}}$$

## 10.6 Détermination des efforts

### Poussée des terres

$$\sigma_{h1} = k_a \times \gamma \times (H + f_0) = 0.333 \times 2.2 \times (5.5 + 5.2) = 7.84 \text{ t/m}$$

$$P = 1/2 [ k_a \times \gamma \times (H + f_0)^2 ] = 1/2 \times 0.333 \times 2.2 \times (5.5 + 5.2)^2 = 41.94 \text{ t}$$

### Poussée surcharges

$$\sigma_{h2} = k_a \times q = 0.333 \times 0.25 = 0.083 \text{ t/m}$$

$$Q = k_a \times q \times (H + f_0) = 0.333 \times 0.25 \times (5.5 + 5.2) = 0.89 \text{ t}$$

### Butée

$$\sigma_h = k_p \times \gamma \times f_0 = 3 \times 2.2 \times 5.2 = 34.32 \text{ t/m}$$

$$BT = 1/2 k_p \times \gamma \times f_0^2 = 1/2 \times 3 \times 2.2 \times 5.2^2 = 89.23 \text{ t}$$

### Calcul de la contre Butée CB nécessaire à l'équilibre statique

$$\Sigma F_H = P + Q + CB - BT = 0$$

$$CB = BT - P - Q$$

$$CB = 89.23 - 41.94 - 0.89$$

$$CB = 46.4 \text{ t}$$

### Calcul de la contre Butée CB réelle

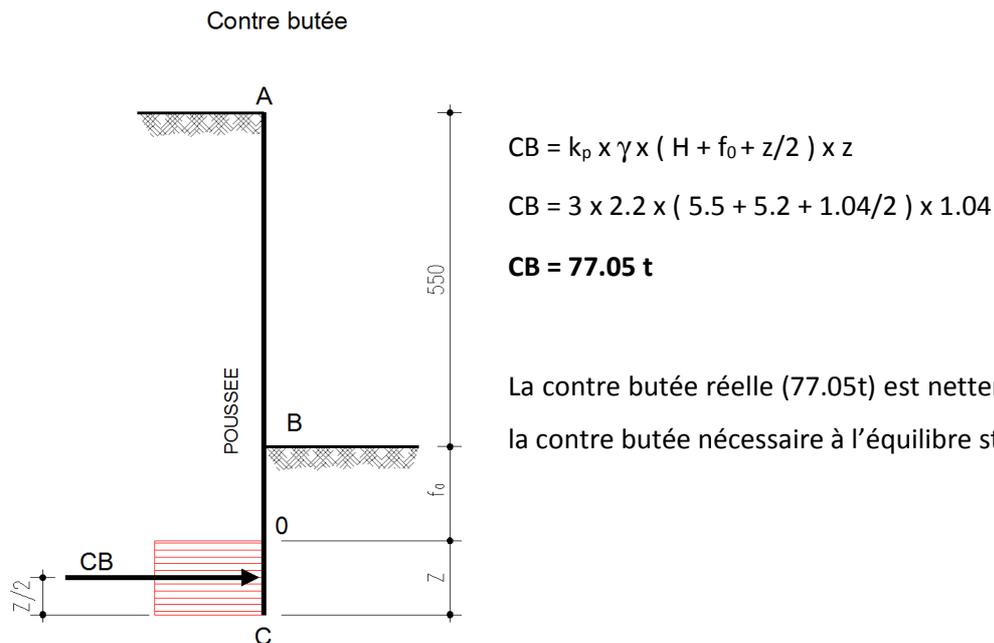
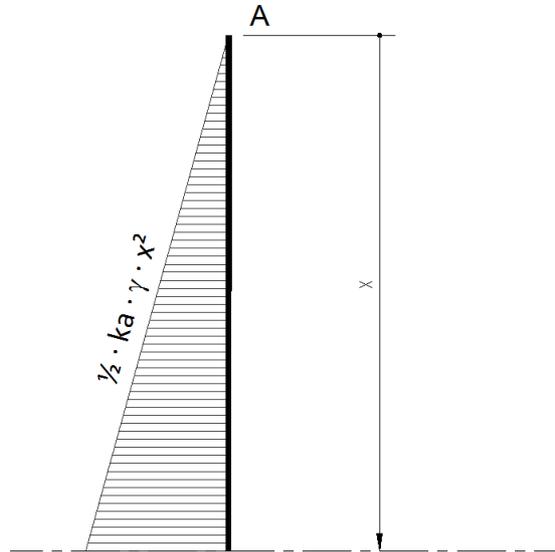


Figure 91 Contre butée

## 10.7 Détermination des sollicitations

Effort tranchant pour  $x$  compris entre A et B :  $0 < x < 5.5$

Sollicitations pour :  $0 < x < 5.5$



$$V(x) = - \left( \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot x^2 \right)$$

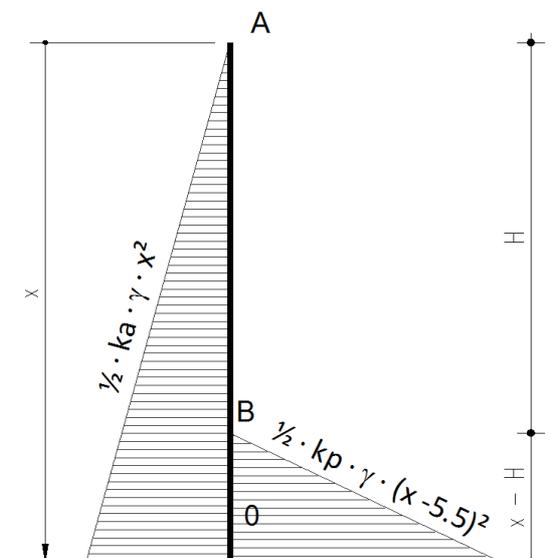
$$V(x) = - \frac{1}{2} \cdot 0.333 \cdot 2.2 \cdot x^2$$

$$V(x) = -0.366x^2$$

$$V(x) = 0 \text{ pour } x=0$$

Effort tranchant pour  $x$  compris entre B et O :  $5.5 < x < 10.7$

Sollicitations pour :  $5.5 < x < 10.7$



$$V(x) = - [ 0.366 x^2 - \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot (x - 5.5)^2 ]$$

$$V(x) = - [ 0.366 x^2 - \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot 2.2 \cdot (x - 5.5)^2 ]$$

$$V(x) = - [ 0.366 x^2 - 3.3 \cdot (x^2 - 11x + 30.25)^2 ]$$

$$V(x) = - [ 0.366 x^2 - 3.3x^2 - 36.3x - 99.83 ]$$

$$V(x) = 2.934 x^2 - 36.3x - 99.83$$

Recherche du x où  $V(x) = 0$

$$a = 2.934$$

$$D = b^2 - 4ac = 149.09$$

$$b = -36.3$$

$$\sqrt{\Delta} = 12.09$$

$$c = 99.83$$

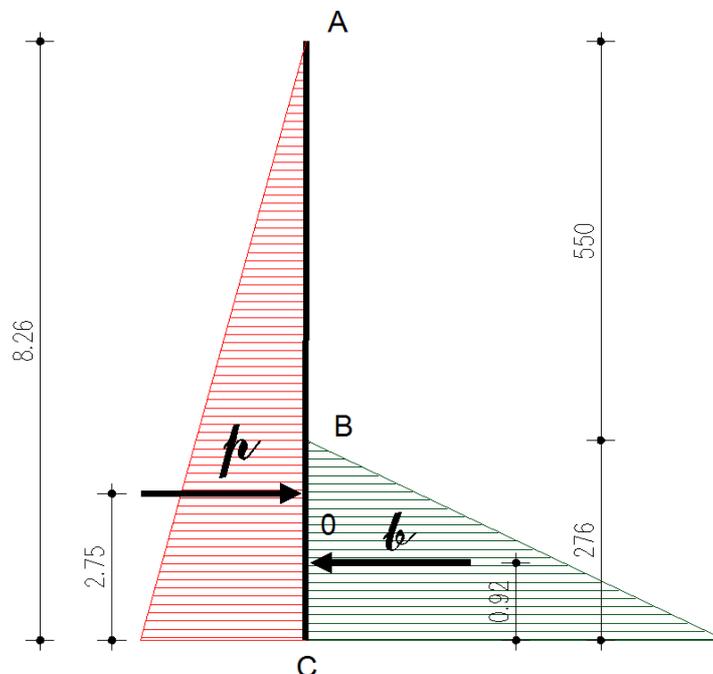
$$x = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{36.3 \pm \sqrt{12.09}}{2 \times 2.934}$$

Il existe deux solutions pour  $V(x) = 0$  :  $x_1 = 8.26$  et  $x_2 = 4.12$

Nous retiendrons que la solution  $x_1 = 8.26$  car  $x_2$  étant hors domaine.

**Calcul du moment maximum pour  $x = 8.26\text{m}$ .**

Sollicitations poussée / butée sur écran



### Calcul de la poussée $\mathcal{P}$

$$\mathcal{P} = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\mathcal{P} = \frac{1}{2} \cdot 0.333 \cdot 2.2 \cdot 8.26^2$$

$$\mathcal{P} = 24.99 \text{ t}$$

### Calcul de la butée $\mathcal{B}$

$$\mathcal{B} = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot (H' - H)^2$$

$$\mathcal{B} = \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot 2.2 \cdot (8.26 - 5.5)^2$$

$$\mathcal{B} = 25.14 \text{ t}$$

### Bras de levier

$$\text{Poussée : } di_{(p)} = \frac{8.26}{3} = 2.753 \text{ m}$$

$$\text{Butée : } di_{(b)} = \frac{(8.26 - 5.5)}{3} = 0.92 \text{ m}$$

### Moment maximum : $M_i = F_i \cdot d_i$

$$\text{Poussée : } M_{i(p)} = -24.99 \times 2.753 = -68.80 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\text{Butée : } M_{i(b)} = 25.14 \times 0.92 = 23.13 \text{ t}\cdot\text{m}$$

### Somme des moments :

$$\Sigma M_i = -68.80 + 23.13 = -45.67 \text{ t}\cdot\text{m}$$

## 10.8 Détermination d'une palplanche

Avec une nuance d'acier S235,  $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$

$$\sigma_{adm} = \frac{2}{3} f_{yk} = \frac{2}{3} \times 355 = 237 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{M}{\left(\frac{i}{v}\right)}$$

$$\frac{i}{v} \geq \frac{-M}{\sigma_{adm}}$$

$$\frac{i}{v} \geq \frac{-456.3 \times 10^3}{237 \times 10^6}$$

$$\frac{i}{v} \geq 1925 \text{ cm}^3$$

Tableau 76 Caractéristiques des profils U

## Caractéristiques des profils U

Les désignations des profils permettent de distinguer plusieurs gammes :

### Série d'indice JSP

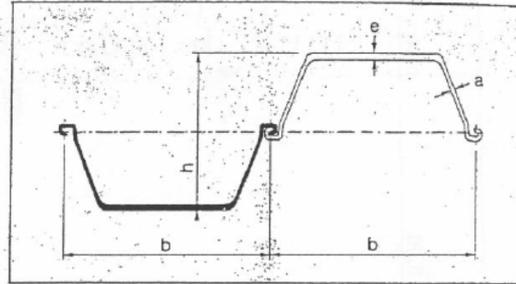
dont les qualités de robustesse la destinent surtout aux travaux provisoires et au réemploi.

### Série d'indice S

dans laquelle a été réalisé un bon compromis entre l'économie et la tenue au battage.

### Série désignée PU

dans laquelle le meilleur rendement en module d'inertie a été essentiellement recherché. Ces profils sont ainsi surtout destinés aux ouvrages définitifs et leur mise en œuvre doit être faite correctement.



Profils	Largeur utile b mm	Hauteur h mm	Épaisseurs		Section d'un m. courant de rideau cm <sup>2</sup> /m	Masse		Module de résistance par m courant de rideau cm <sup>3</sup> /m	Moment d'inertie cm <sup>4</sup> /m
			e mm	a mm		de 1 m de palplanche kg/m	de 1 m <sup>2</sup> de rideau kg/m <sup>2</sup>		
						cm <sup>3</sup> /m	cm <sup>4</sup> /m		
PU 6	600	226	7,5	6,4	96	45,3	75	600	6 720
PU 8	600	280	8,0	8,0	116	54,5	91	830	11 610
PU 12	600	360	9,8	9,0	140	65,9	110	1 200	21 550
PU 16	600	380	12,0	9,0	159	74,7	124	1 600	30 520
PU 20	600	430	12,4	10,0	180	84,3	141	2 000	43 000
PU 25	600	452	14,2	10,0	200	94,1	157	2 500	56 500
PU 32	600	452	19,5	11,0	243	114,6	191	3 200	72 260
L 2 S	500	340	12,3	9,0	177	69,7	139	1 600	27 200
L 3 S	500	400	14,1	10,0	201	78,9	158	2 000	40 010
L 4 S	500	440	15,5	10,0	219	86,2	172	2 500	55 010
JSP 2	400	200	10,5	—	153	48,0	120	874	8 740
JSP 3	400	250	13,0	—	191	60,0	150	1 340	16 800

D'après l'extrait ci-dessus d'un catalogue de palplanche, le profil PU20 avec un module de résistance de 2000 cm<sup>3</sup>/m conviendrait à notre cas.

En phase de conception, cette méthodologie qui n'a pas été évoquée lors des études d'avant-projet, aurait permis d'offrir une variante intéressante. Même si le coût des palplanches + voiles traditionnels contre terre semble plus élevé que des voiles réalisés par phase, le temps de réalisation serait considérablement réduit avec cette méthodologie. Lors des pré-études, le rôle de l'ingénieur est de proposer différentes solutions à la maîtrise d'ouvrage et à la maîtrise d'œuvre qui leurs permettrons de choisir la solution la plus intéressante, sur le plan économique, sur le plan des délais et sur le plan de la sécurité des personnes. C'est dans cette optique, qu'il m'a semblé intéressant de développer cette partie.

## Conclusion

A travers cette étude, j'ai pu m'intéresser de près à la conception parasismique d'un ouvrage ce qui m'a permis d'approfondir mes connaissances dans de nombreux domaines. En effet, l'étude sismique d'un bâtiment fait appel à des notions diverses et variées telles que la dynamique des structures, la géotechnique, la résistance des matériaux et le calcul béton armé. Ce travail m'a également permis de prendre du recul sur la manière d'aborder la conception parasismique d'un ouvrage. J'ai notamment pu mettre en évidence le fait que les structures qui pouvaient être réalisées avant l'application des Eurocodes ne rentraient désormais plus dans le cadre réglementaire.

L'ingénieur est le trait d'union entre les textes réglementaires de conception des ouvrages et la création architecturale. Il doit mettre à profit le travail réalisé par ces prédécesseurs qui ont développé les outils et les normes qui visent à mieux maîtriser les structures parasismiques.

Le travail réalisé durant ce mémoire a permis de souligner la difficulté à appliquer certains articles de l'Eurocode 8. L'application stricto sensu de ce règlement conduit à de lourdes modifications de la structure ayant un impact sur l'aspect architectural du projet mais aussi sur son exploitation. Ces deux derniers points ne sont pas toujours acceptés par la maîtrise d'œuvre et la maîtrise d'ouvrage. L'ingénieur doit alors faire face à un dilemme entre l'aspect réglementaire ou la faisabilité de l'ouvrage.

Un retour d'expérience pourra éventuellement permettre l'assouplissement de certaines normes. L'objectif n'étant pas d'occulter certaines vérifications mais de pouvoir laisser le champ libre au concepteur de réaliser une structure qui dans un premier temps, serait suffisamment contreventées pour résister de manière efficace à l'action sismique et qui dans un second temps, serait moins contraignante pour l'aménagement des volumes et l'exploitation de l'ouvrage. Sous la responsabilité du concepteur, la discussion devrait pouvoir être ouverte entre les différents acteurs (bureau de contrôle, maître d'œuvre...) afin de ne pas brider la conception des nouvelles constructions.

La rédaction de ce mémoire vient conclure de nombreuses années d'investissement personnel. Il m'aura fallu faire preuve de persévérance, de rigueur, d'organisation et de gestion du temps afin de pouvoir concilier mes études à ma vie professionnelle et personnelle. J'estime que le terme de ce cursus n'est pas une finalité mais seulement le point de départ d'une nouvelle vie professionnelle qui s'offre à moi.

## Bibliographie

### *Ouvrages imprimés*

- [1] Fondations et procédés d'amélioration du sol : Guide d'application de l'Eurocode 8 - Victor DAVIDOVICI
- [2] Pratique du calcul sismique : Guide d'application de l'Eurocode 8 - Victor DAVIDOVICI
- [3] Introduction aux règles de construction parasismique : applications courantes de l'EC8 à la conception des bâtiments - Claude SAINTJEAN
- [4] Séismes et risques sismiques, approche sismotectonique : DUNOD 2007- Hervé PHILIP
- [5] Guide technique - SOLETANCHE
- [6] Fondations et ouvrages en terre - G PHILIPPONNAT
- [7] Pratique de l'Eurocode 2 - JEAN ROUX
- [8] Guide méthodologique : Pont en zone sismique, conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 - SETRA
- [9] NF EN 1990 : Eurocode 0 – Base de calcul des structures.
- [10] NF EN 1992 : Eurocode 2 – Calcul des structures en béton.
- [11] NF EN 1998 : Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.

### *Sites web*

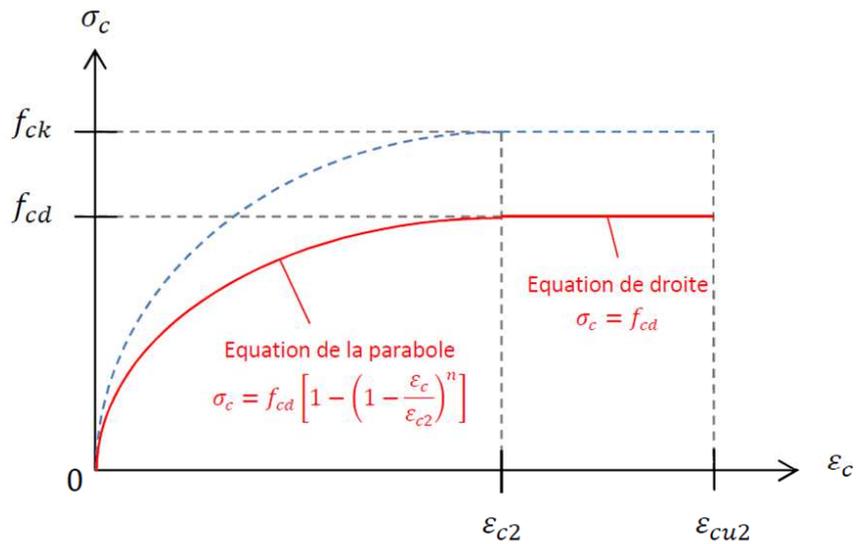
- [1] Site web BRGM : [http://www2.brgm.fr/fichiers/dossier\\_commupresse/dossipresse\\_s%C3%A9isme.pdf](http://www2.brgm.fr/fichiers/dossier_commupresse/dossipresse_s%C3%A9isme.pdf)
- [2] Site web CETE Méditerranée: [http://www.cete-mediterranee.fr/fr/rubrique.php?id\\_rubrique=82](http://www.cete-mediterranee.fr/fr/rubrique.php?id_rubrique=82)
- [3] Site web planséisme.fr : [http://www.planseisme.fr/IMG/pdf/Rapport\\_GEMGEP\\_Nice\\_-\\_partie\\_1.pdf](http://www.planseisme.fr/IMG/pdf/Rapport_GEMGEP_Nice_-_partie_1.pdf)
- [4] Site web risquesmajeurs.fr : <http://www.risquesmajeurs.fr/>

## Table des annexes

<b>Annexe 1 Diagramme contraintes-déformations pour le calcul des sections (parabole-rectangle)</b>	<b>186</b>
<b>Annexe 2 Hypothèses de calcul pour les états-limites ultimes (ELU)</b> .....	<b>187</b>
<b>Annexe 3 Hypothèses de calcul pour les états-limites de service (ELS)</b> .....	<b>188</b>
<b>Annexe 4 Calcul de la poussée dynamique sur paroi amont</b> .....	<b>189</b>
<b>Annexe 5 Voile de contreventement issu de la structure initiale</b> .....	<b>190</b>
<b>Annexe 6 Voile de contreventement issu de la structure modifiée</b> .....	<b>193</b>
<b>Annexe 7 Comparaison de la structure PS92 et EC8 du R-1</b> .....	<b>196</b>
<b>Annexe 8 Bilans de rigidité</b> .....	<b>200</b>
<b>Annexe 9 Torseurs du voile de contreventement calculé</b> .....	<b>206</b>
<b>Annexe 10 Description des caractéristiques mécaniques du sol selon sondages</b> .....	<b>207</b>
<b>Annexe 11 Principe de ferrailage du voile calculé suivant les règles PS92</b> .....	<b>208</b>

## ANNEXE 1

### Diagramme contraintes-déformations pour le calcul des sections (parabole-rectangle)



si  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$  :

$$n = 2$$

$$\epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{cu2} = 3.5 \text{ ‰}$$

si  $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$  :

$$n = 1.4 + 23.4 \times \left( \frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$$

$$\epsilon_{c2}(\text{‰}) = 2 + 0.085 \times (f_{ck} - 50)^{0.53}$$

$$\epsilon_{cu2}(\text{‰}) = 2.6 + 35 \times \left( \frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$$

## ANNEXE 2

### Hypothèses de calcul pour les états-limites ultimes (ELU) :

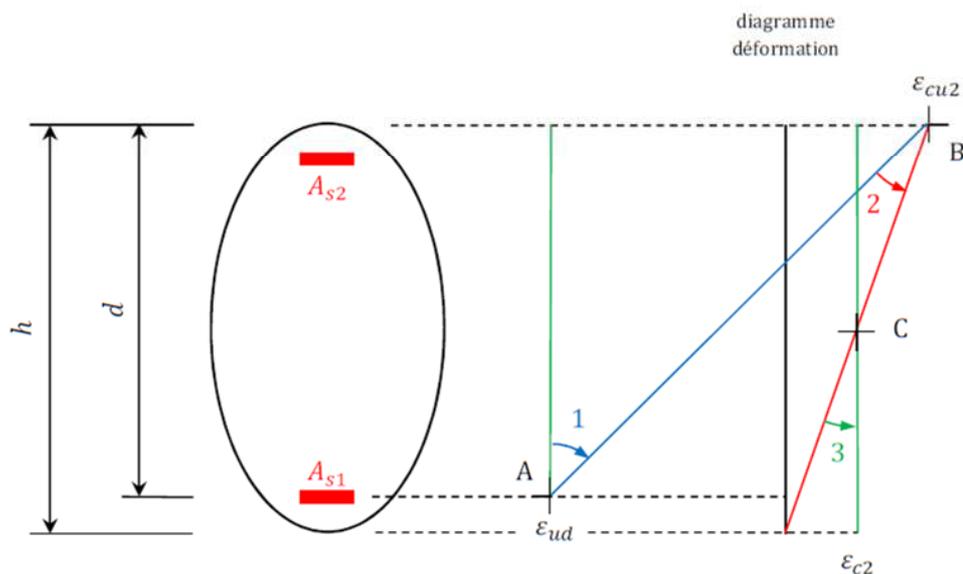
- La résistance en traction du béton est négligée
- La déformation en compression du béton doit être limitée à :

$\varepsilon_{cu2}$  en flexion  
 $\varepsilon_{c2}$  en compression simple

- La déformation en traction de l'acier doit être limitée à :

$\varepsilon_{ud}$  si utilisation du diagramme à palier incliné  
 Illimité si utilisation du diagramme à palier horizontal

- On suppose que le diagramme des déformations d'une section passe par l'un des trois pivots A, B ou C :



- Droite verticale passant pas le point A : Traction simple
- Domaine 1 : Pivot A (flexion simple ou composée)
- Domaine 2 : Pivot B (flexion simple ou composée)
- Domaine 3 : Pivot C (flexion composée)
- Droite verticale passant par le point C : Compression simple

#### Remarques :

Le pivot A n'existe pas si on utilise le diagramme à palier horizontal.  
 → Car  $\varepsilon_{ud} = \infty$

## ANNEXE 3

### Hypothèses de calcul pour les états-limites de service (ELS) :

- La résistance en traction du béton est négligée dès lors que la contrainte de traction en flexion est au moins égale à :

$$f_{ct,eff} = \begin{cases} f_{ctm} & \text{si la maîtrise de la fissuration est requise} \\ f_{ctm,fl} & \text{dans les autres cas} \end{cases}$$

$$\text{avec } f_{ctm,fl} = \text{Max} \begin{cases} \left(1.6 - \frac{h}{1000}\right) \times f_{ctm} \\ f_{ctm} \end{cases}$$

avec  $h$  = hauteur de l'élément en mm

- Les contraintes sont proportionnelles aux déplacements (loi de Hooke) :  $\sigma = E \times \varepsilon$
- Toute aire  $A_s$  d'acier peut être remplacée par une aire de béton fictive équivalente  $\alpha_e \times A_s$  ayant même centre de gravité

$$\text{avec } \alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (\text{coefficient d'équivalence})$$

On peut également prendre :  $\alpha_e = 15$  (cf. recommandations professionnelles)

- La contrainte de compression du béton doit être limitée à :

$$\bar{\sigma}_c = k_1 \times f_{ck} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{ll} k_1 = 1 & \text{si classe d'exposition X0 ou XC} \\ k_1 = 0.6 & \text{si classe d'exposition XD, XS ou XF} \end{array}$$

- La contrainte de traction de l'acier doit être limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = k_3 \times f_{yk} \quad \text{avec} \quad k_3 = 0.8$$

# ANNEXE 4

## Calcul de la poussée dynamique sur paroi amont

### CALCUL DE LA POUSSEE DYNAMIQUE DES TERRES

selon EC8 - Partie 5 - chapitre 7

**Geométrie**

$H = 12,66 \text{ m}$   
 $\beta = 0^\circ = 0,000 \text{ rad}$

**Sol**

$\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$  (non déjaugé)  
 $\varphi = 30^\circ = 0,524 \text{ rad}$   
 $\delta = 0^\circ = 0,000 \text{ rad}$

**Dynamique**

Zone **4** [EC8 - 3.2.2.3 + Arrêté du 19/07/2011]  
 $a_{p1}/a_s = 0,8$   
 $a_{p2} = 1,6 \text{ m/s}^2$

Cat. Importance **II**  
 $\gamma_i = 1$   
 $a_g = 1,6 \text{ m/s}^2$

Classe de sol **C**  
 $S = 1,5$

Coef topo  $S_T = 1$  [EC8 - Partie 5 - Annexe A]  
 $r = 1$  [EC8 - Partie 5 - 7.3.2]

**Calcul de la poussée active du terrain**

$k_{ps} = 0,245$      $\theta+ = 0,214626 \text{ rad}$      $\beta < \varphi - \theta \text{ VRAI}$   
 $k_{ps} = 0,122$      $\theta- = 0,271845 \text{ rad}$      $\beta < \varphi - \theta \text{ VRAI}$

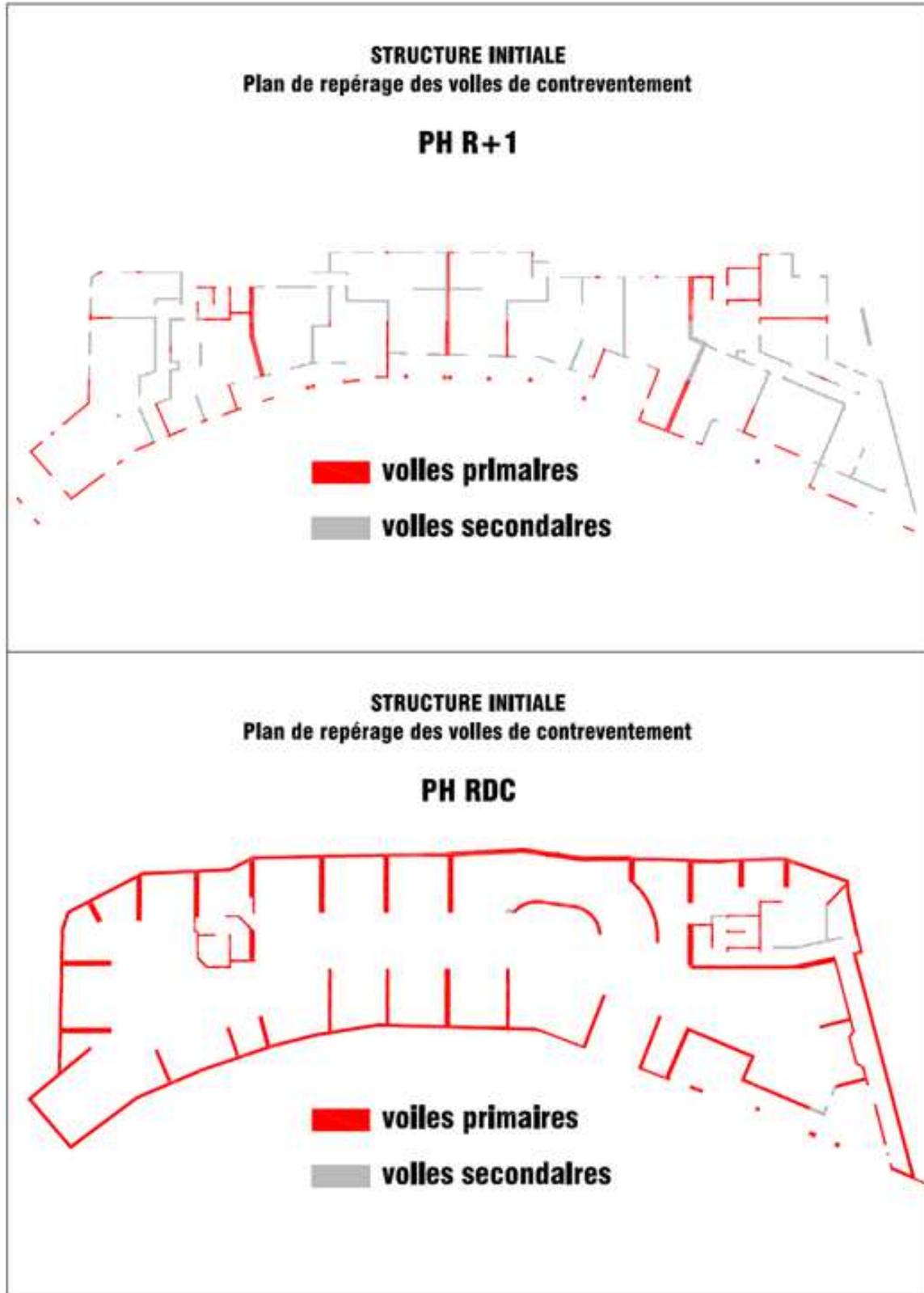
**Poussée statique**  
 $P_{as} = 88,15 \text{ t/ml}$

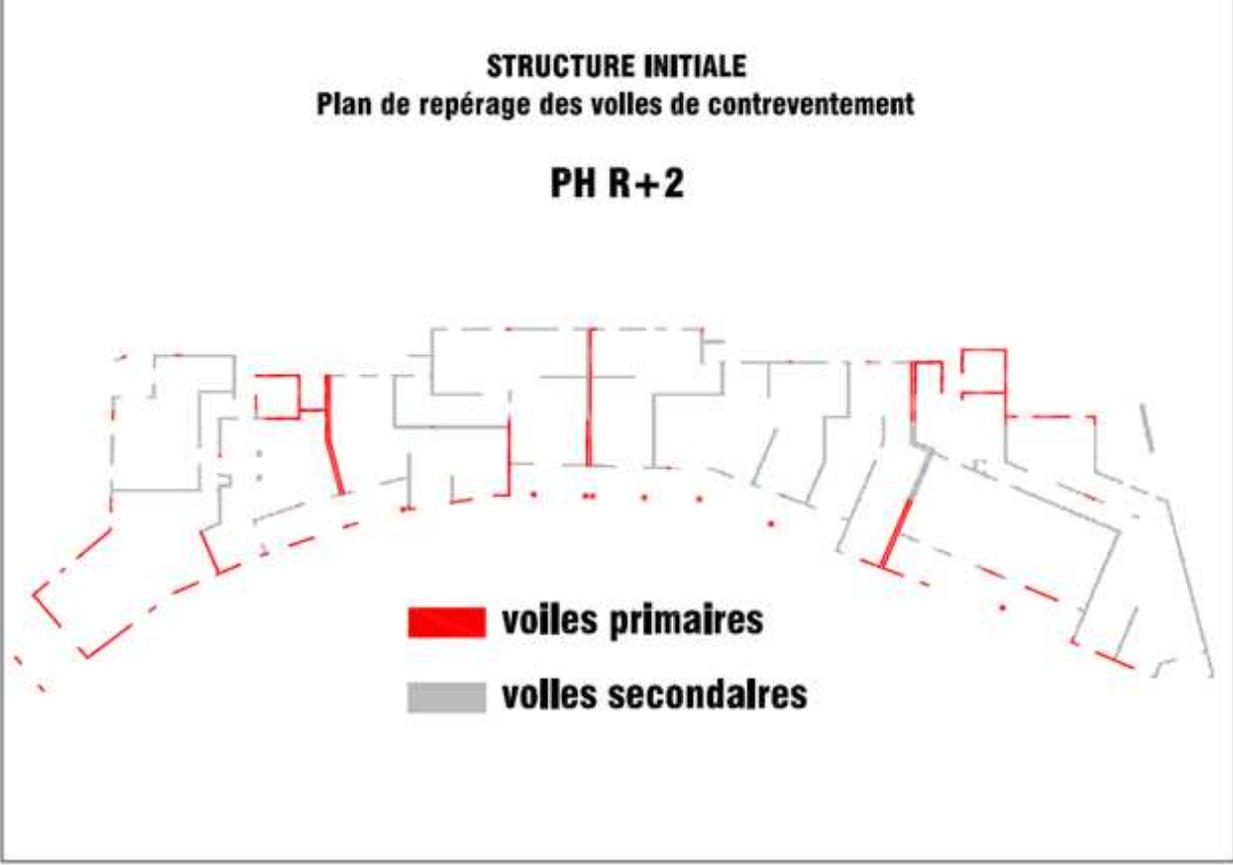
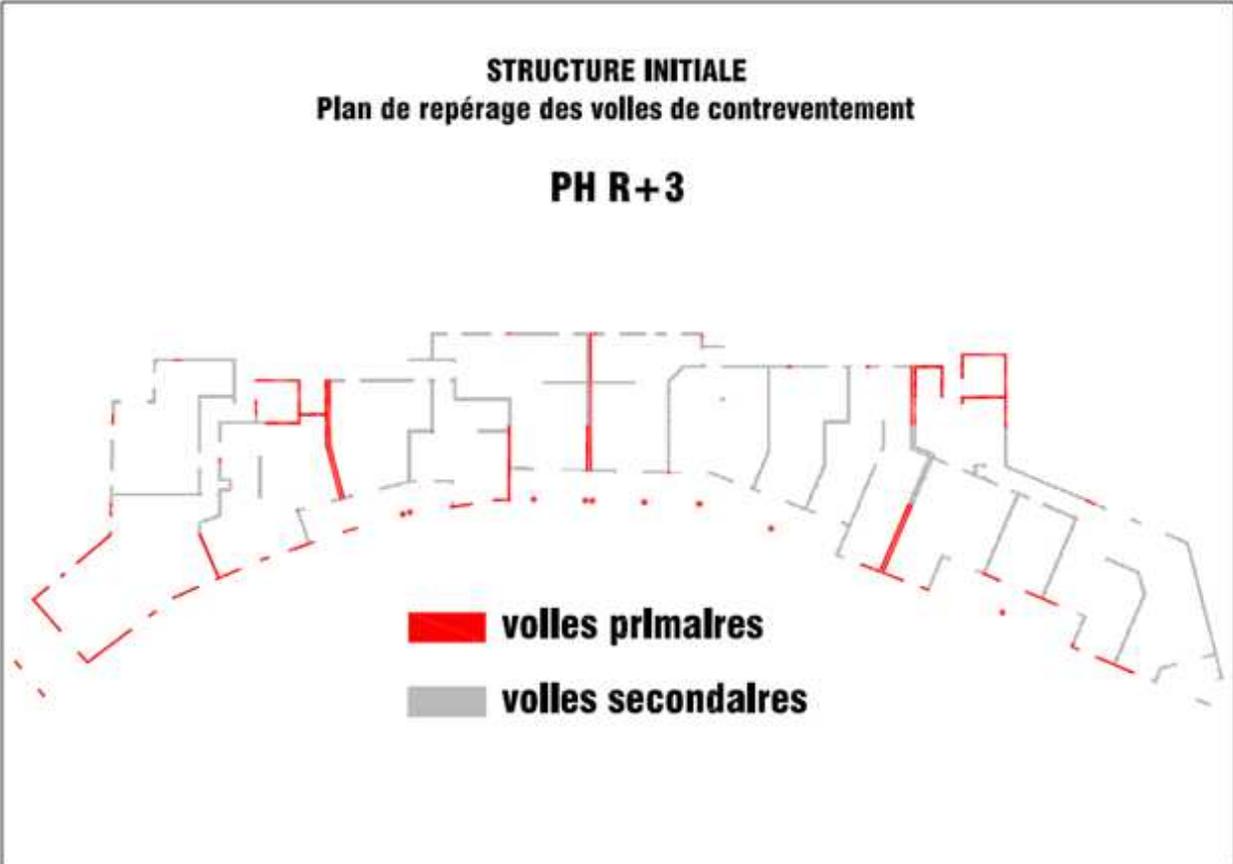
**Incrémentation dynamique**  
 $\Delta P_{act1} = 60,89 \text{ t/ml}$   
 $\Delta P_{act2} = 39,33 \text{ t/ml}$

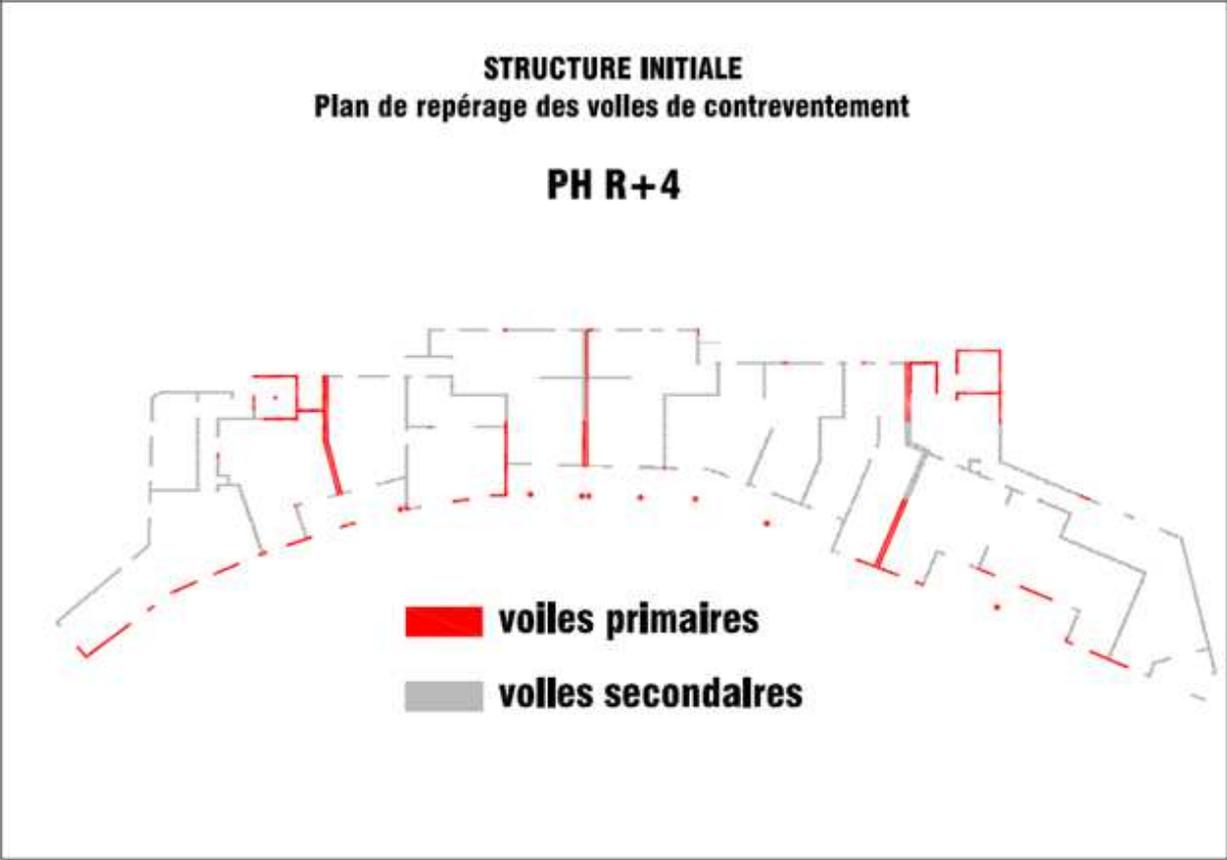
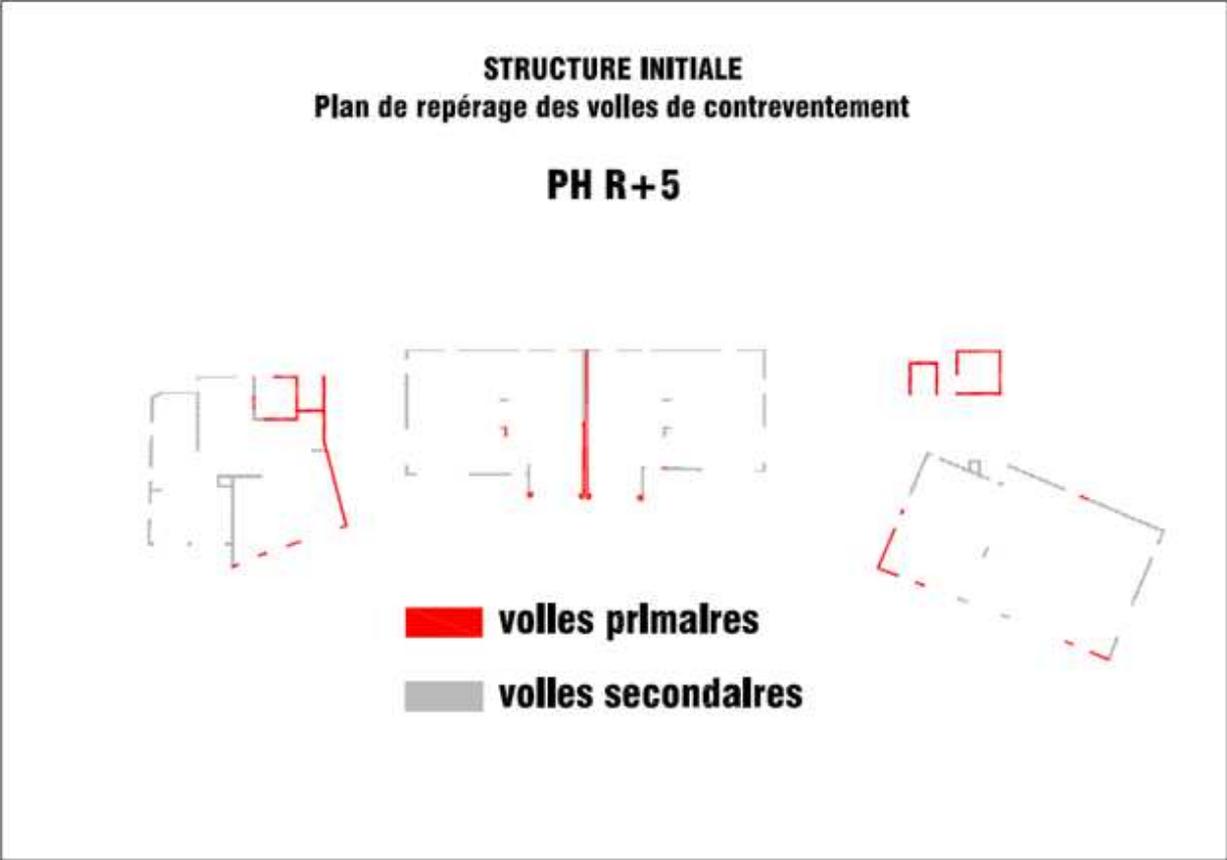
**ANNEXE 5**

**Voile de contreventement issu de la structure initiale**

Structure de base du RDC et R+1



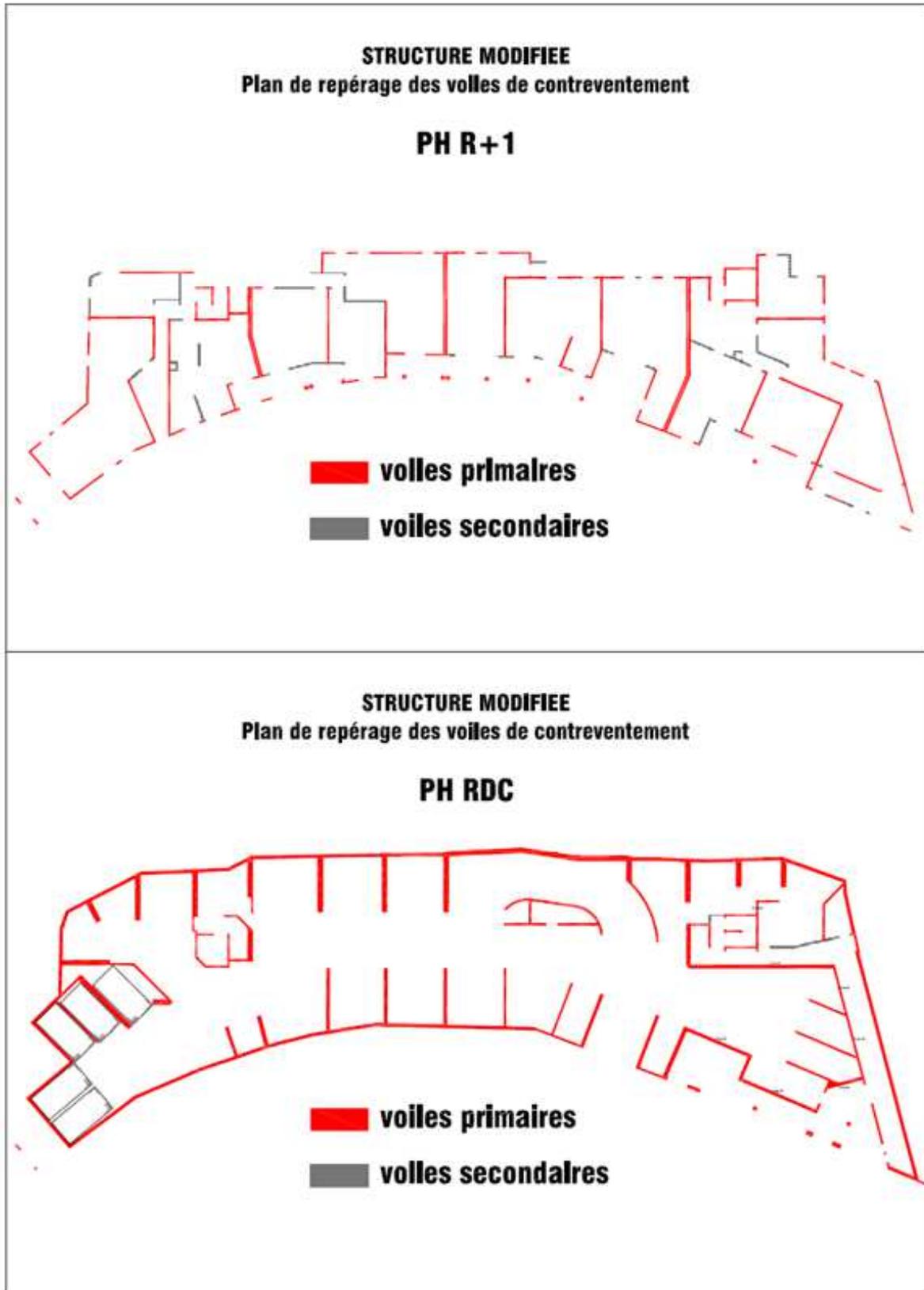


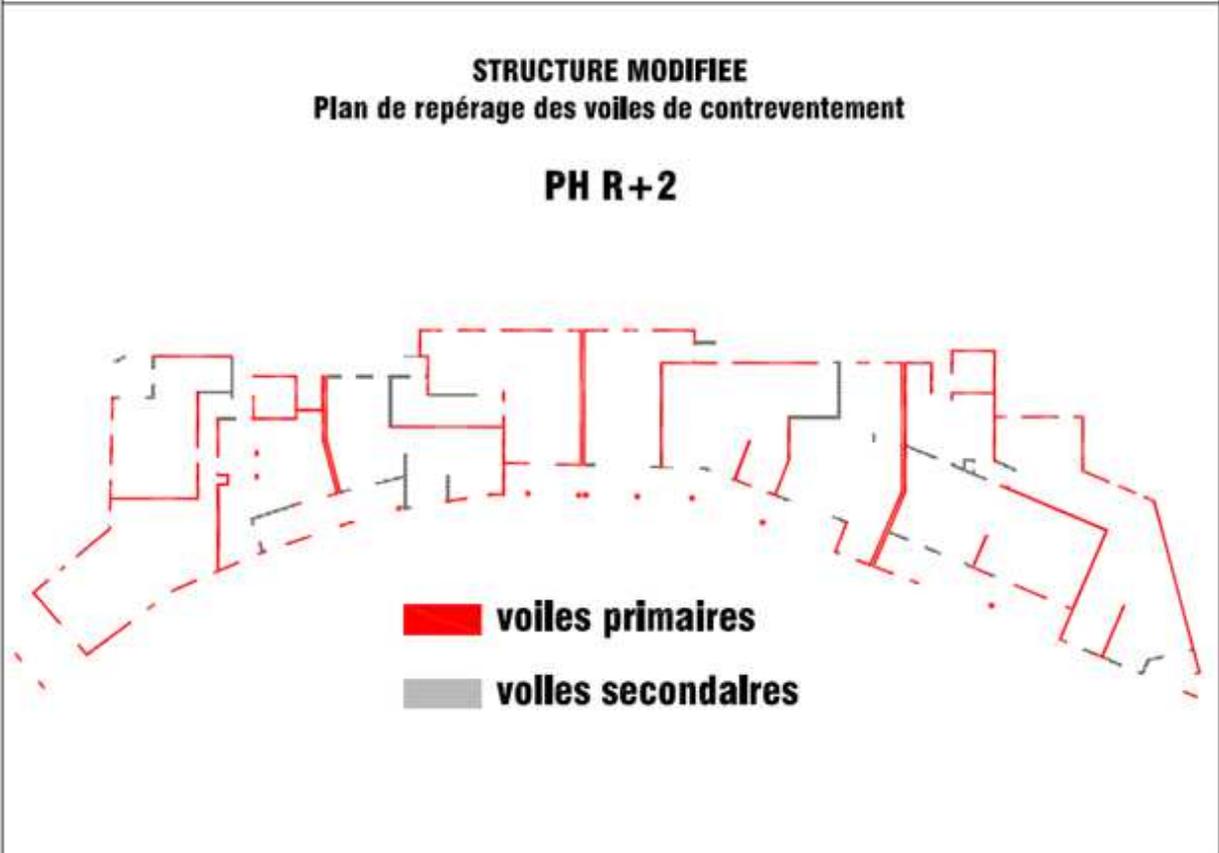
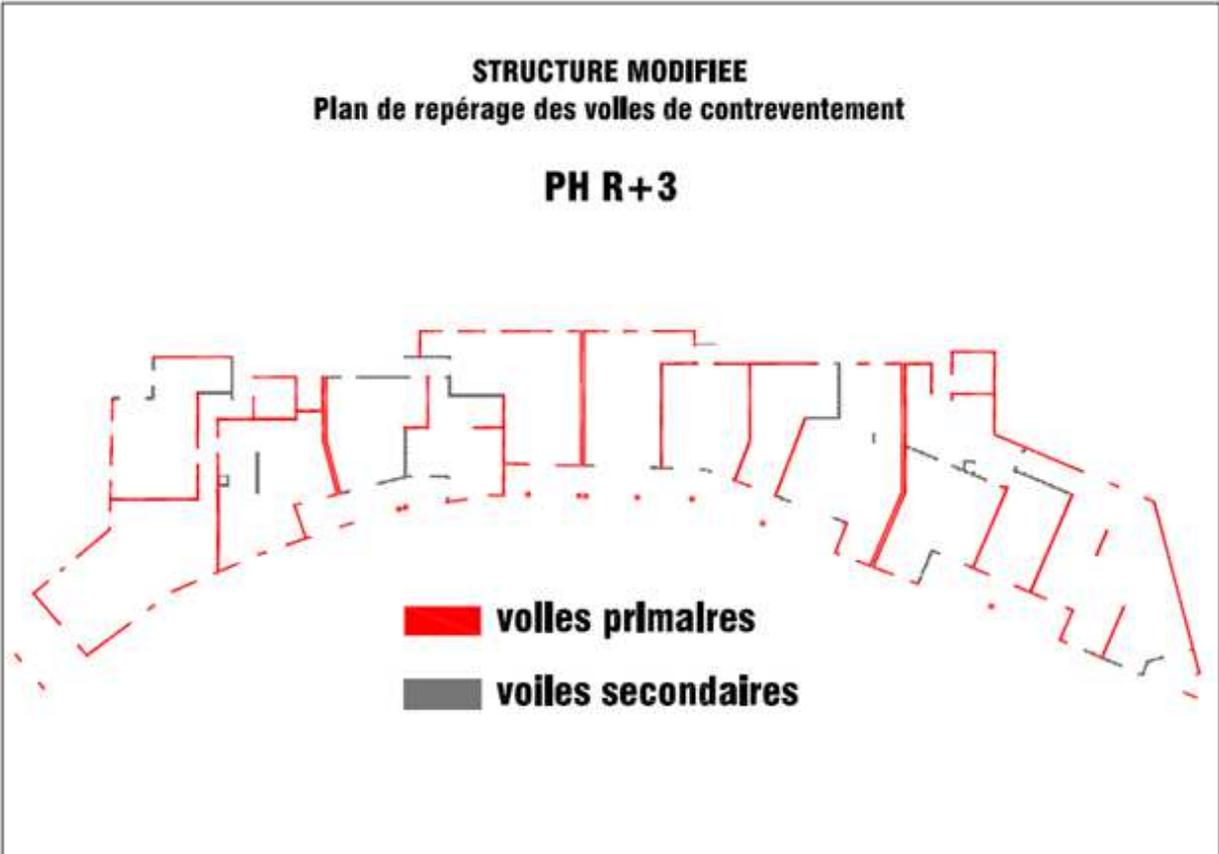


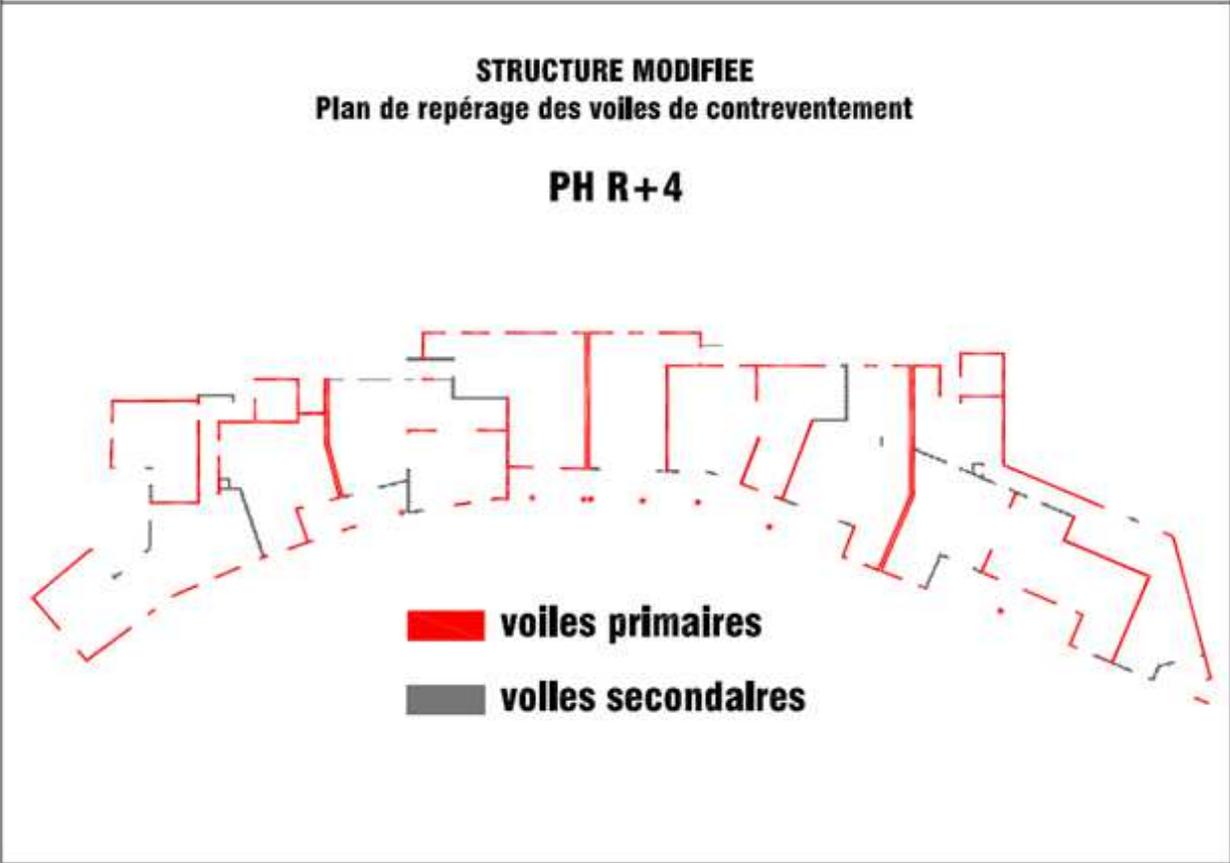
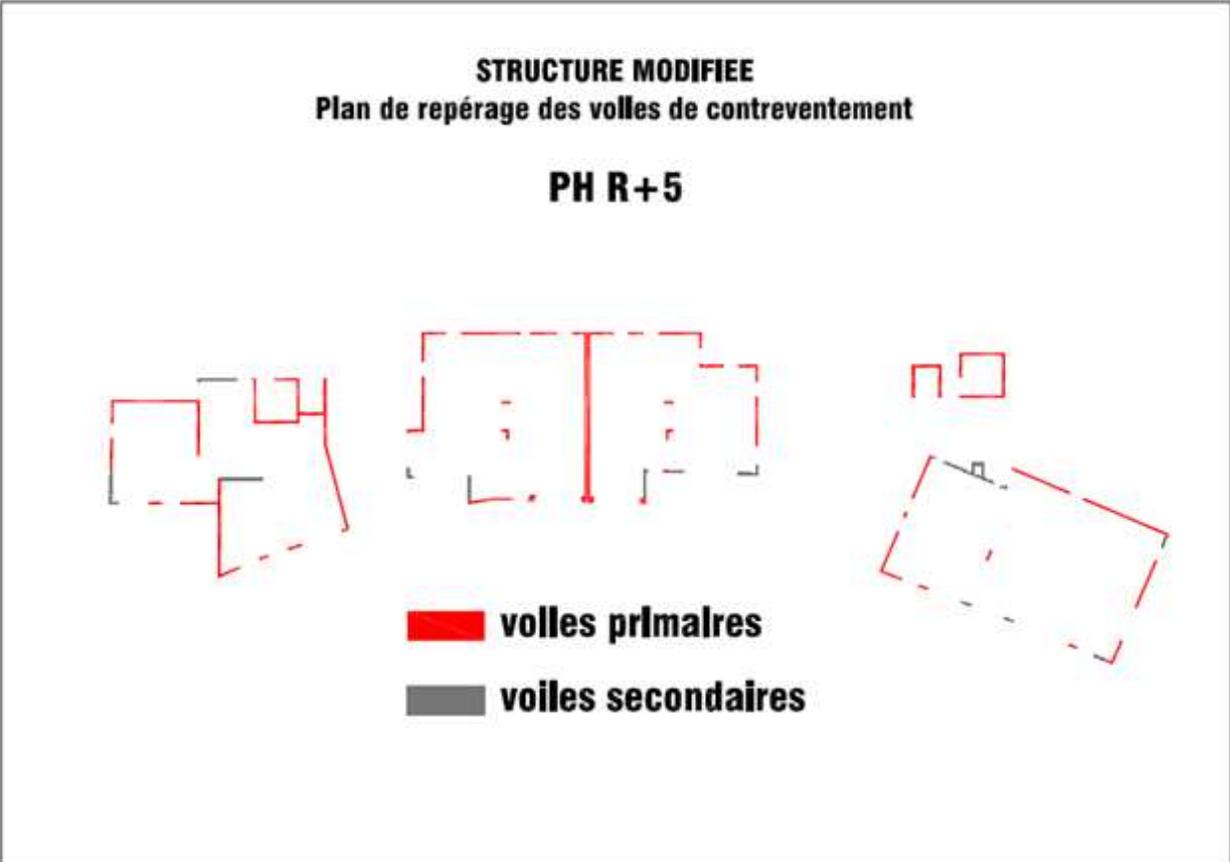
**ANNEXE 6**

**Voile de contreventement issu de la structure modifiée**

Structure modifiée du RDC et R+1

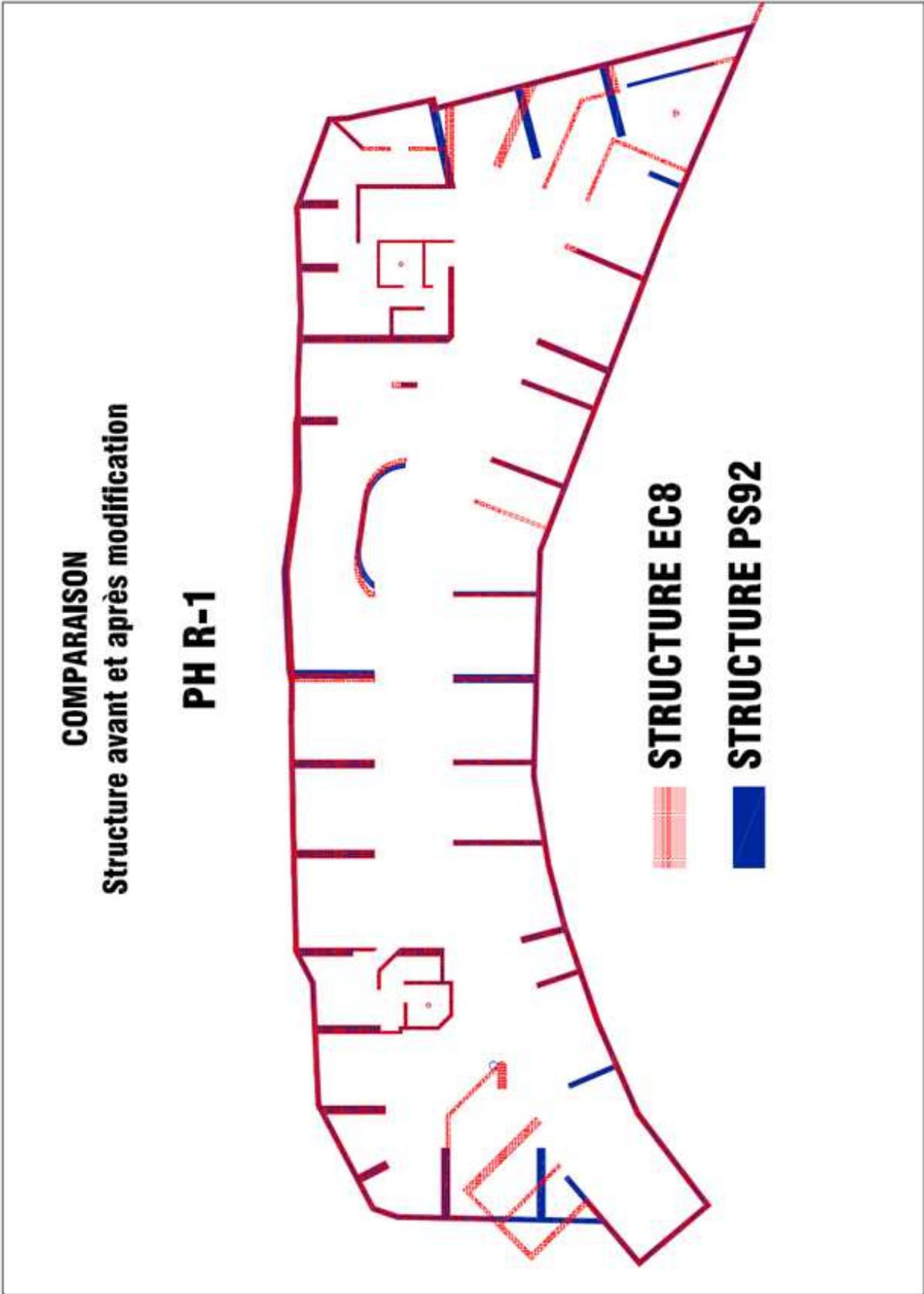


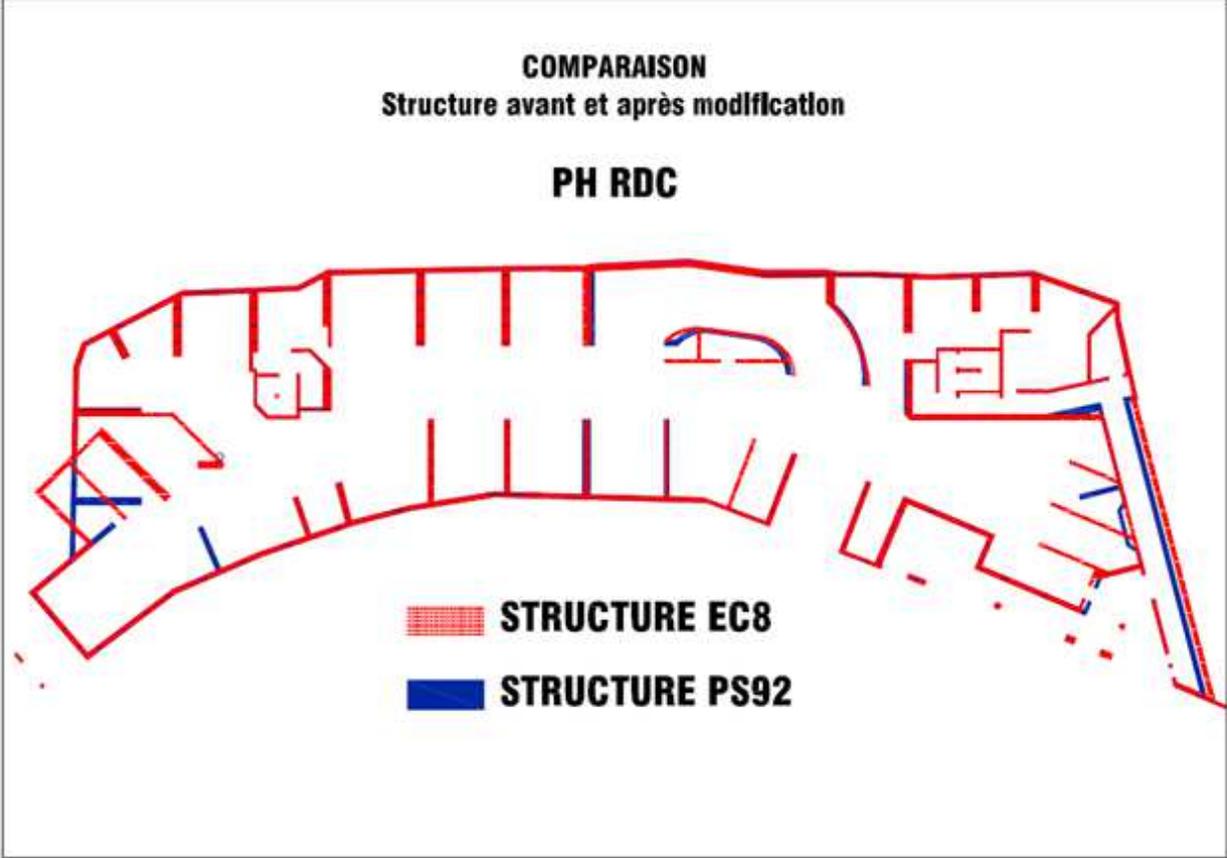
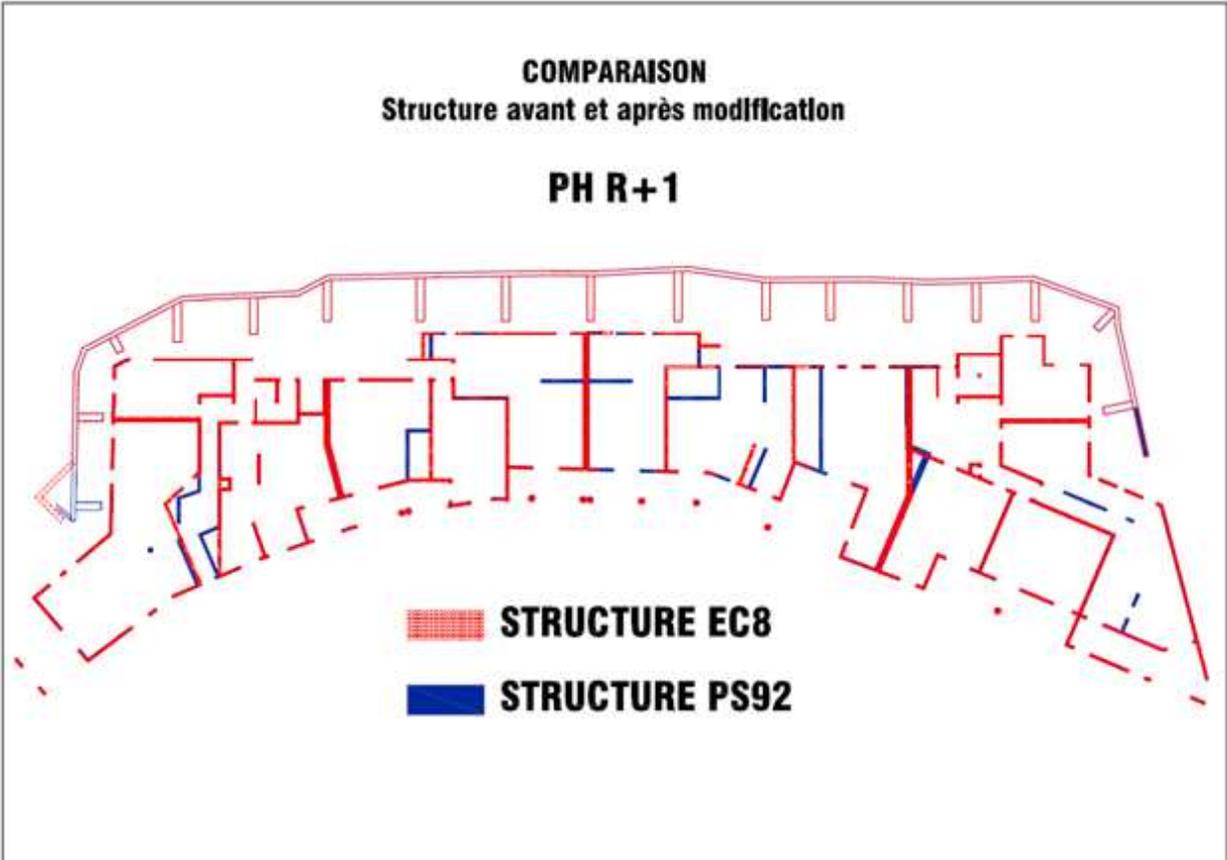


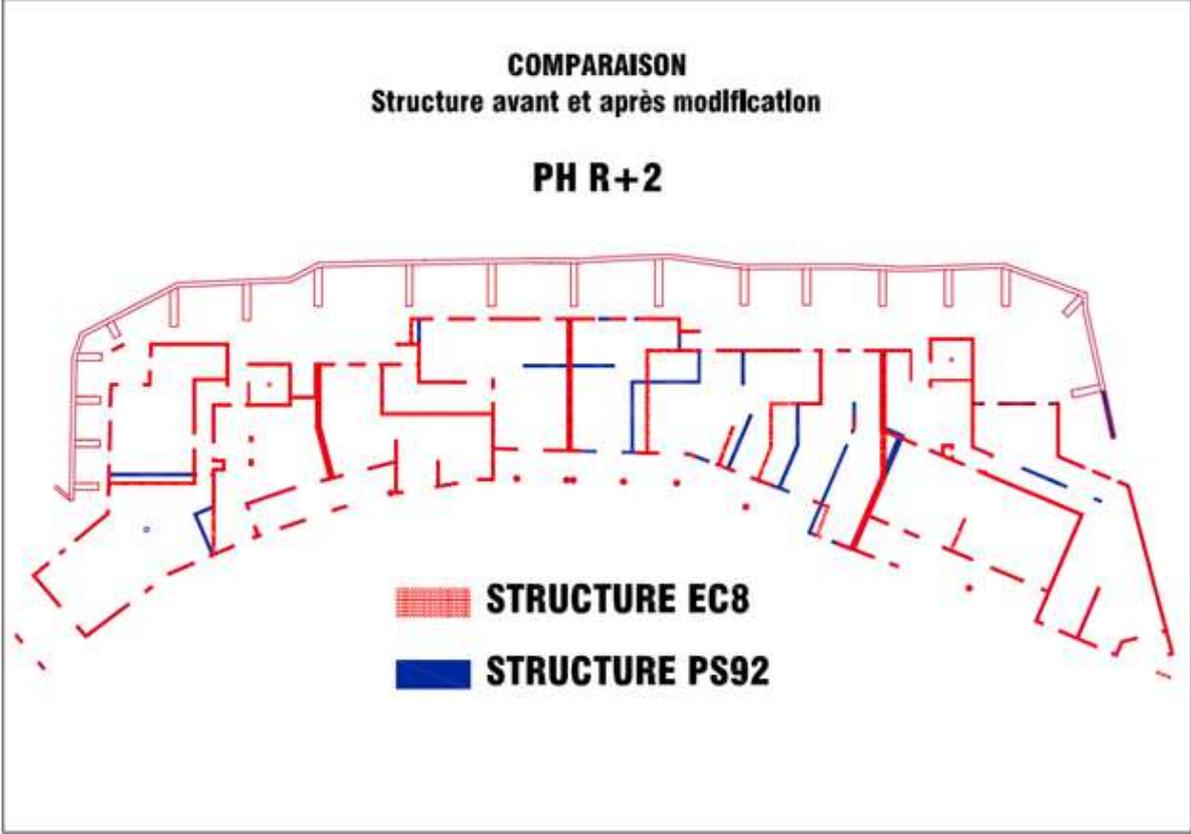
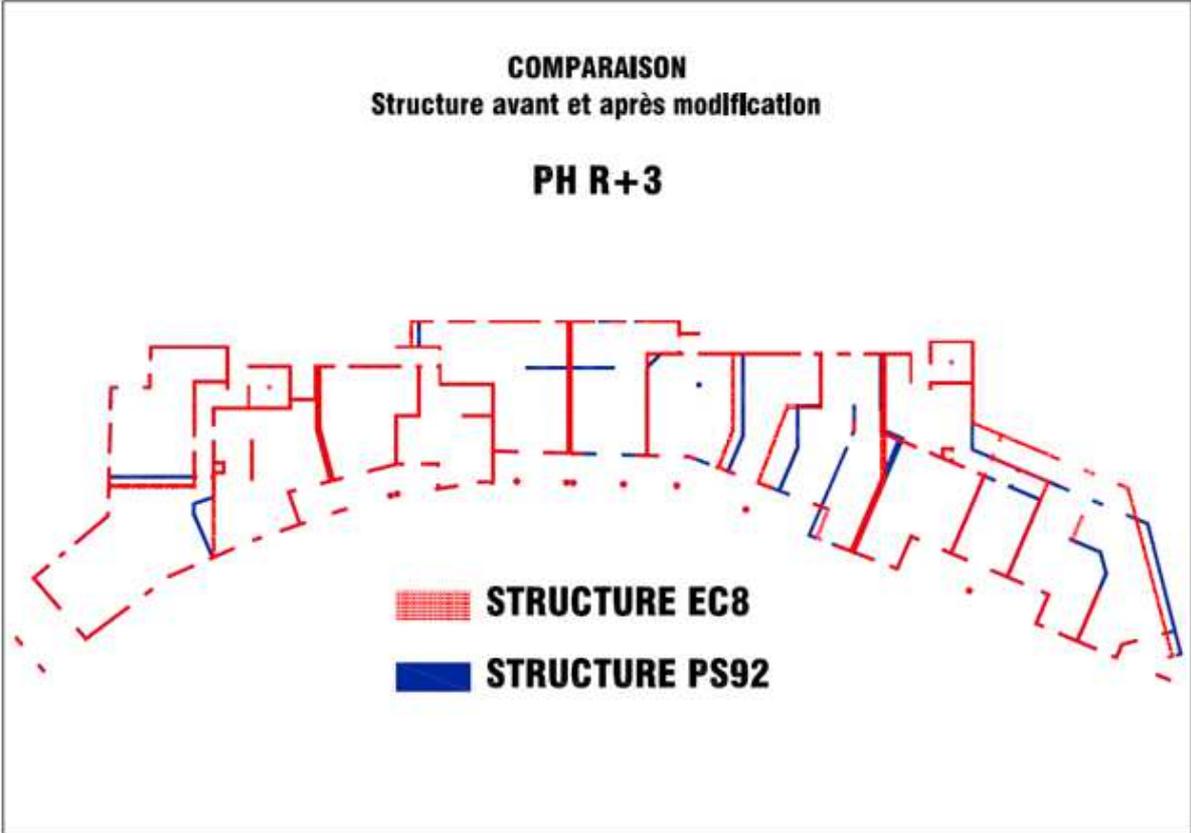


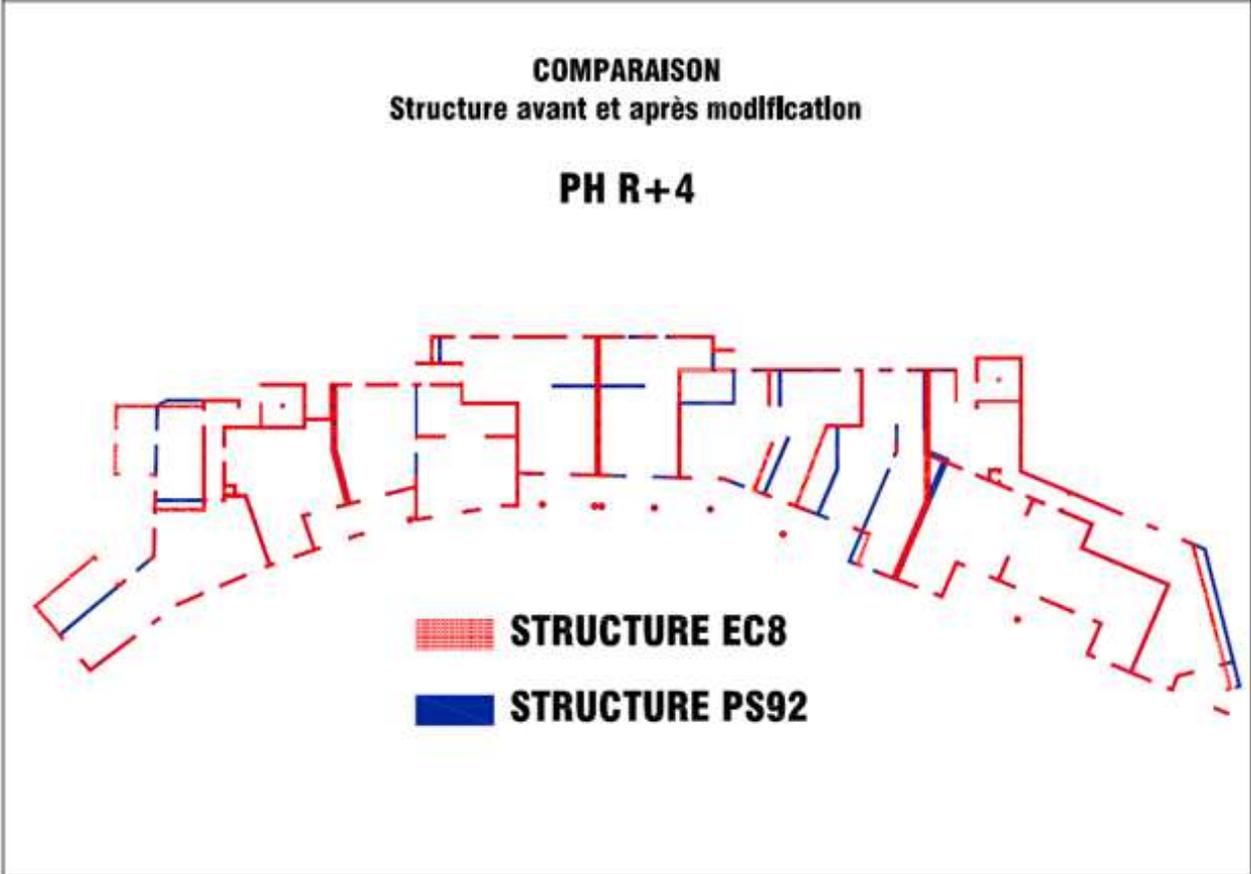
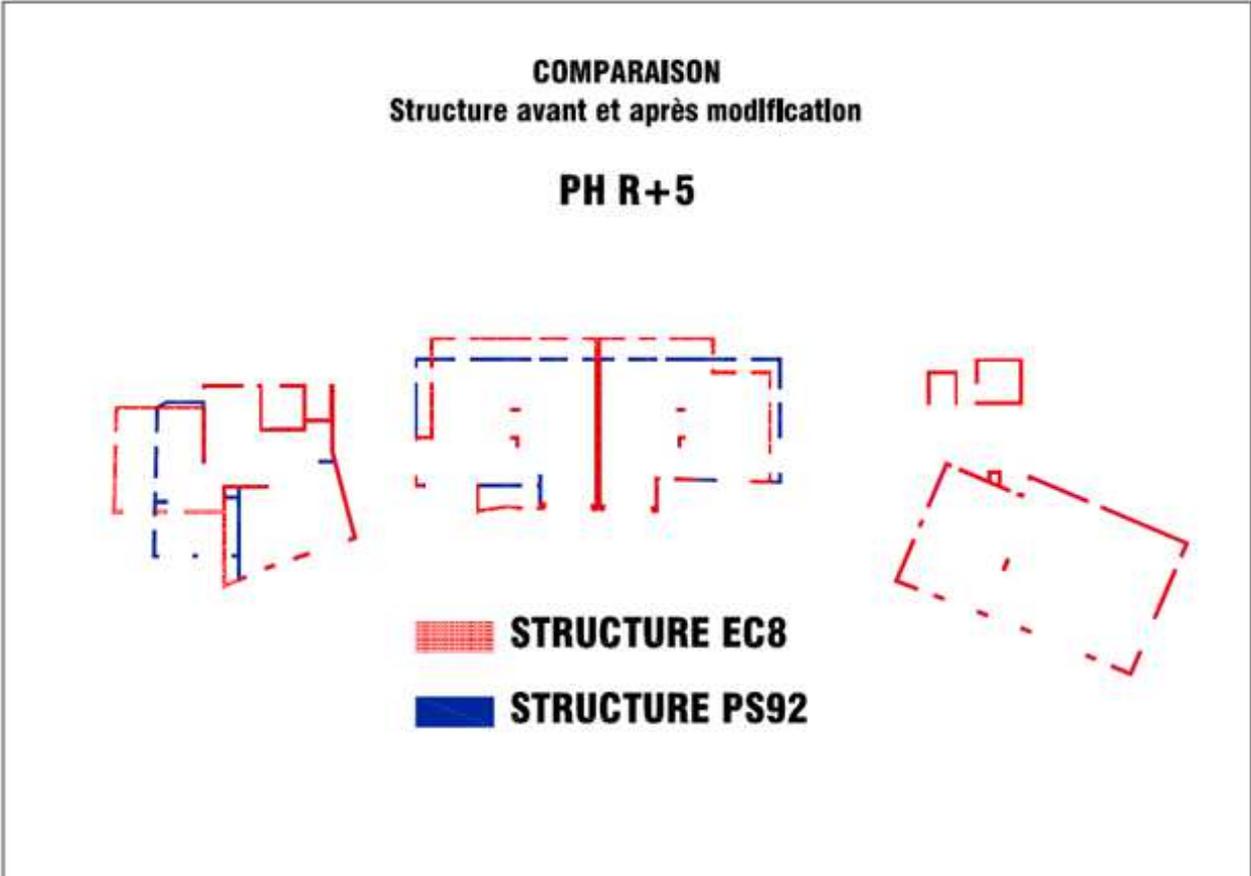
**ANNEXE 7**

Comparaison de la structure PS92 et EC8 du R-1









# ANNEXE 8

## Bilan de rigidité du R+1 de la structure PS92

<b>BILAN DE RIGIDITÉ</b>	
PROJET :	CAP AZZURA
NIVEAU :	BLOC B1 - ETAGE COURANT
DATE :	19/09/2015

Eléments primaires																				
Désignation	Matériau	E (MPa)	Lx (m)	Ly (m)	Coordonnées		$\alpha$ (°)	$I_{gx}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{gy}$ (m <sup>4</sup> )	$x_i^2 \cdot E I_{gxi}$	$y_i^2 \cdot E I_{gyi}$	$E I_{gyi}$	$E I_{gxi}$	$E^2 I_{gx}^2$	$E^2 I_{gy}^2$	Participation (%)				
					$x_i$ (m)	$y_i$ (m)										X	Y	torsion		
P1	Béton C25/30	31000	0,50	0,16	0,25	-0,08		1,71E-04	1,67E-03	1,32E+00	-4,13E+00	52	5,290666667	101,0	9530,97	0,3	0,0	0,0		
P2	Béton C25/30	31000	0,16	0,42	7,50	-0,21		9,88E-04	1,43E-04	2,30E+02	-9,33E-01	4	30,62304	254,1	804,20	0,0	0,0	0,0		
P3	Béton C25/30	31000	0,39	2,29	13,29	-2,29		3,90E-01	1,13E-02	1,61E+05	-8,04E+02	351	12099,05642	909533,2	45381,89	2,1	2,8	3,4		
P4	Béton C25/30	31000	0,29	0,16	18,53	-2,29		9,90E-05	3,25E-04	5,69E+01	-2,31E+01	10	3,068586667	593,8	1303,67	0,1	0,0	0,0		
P5	Béton C25/30	31000	0,16	4,01	21,42	-4,21		8,60E-01	1,37E-03	5,71E+05	-1,79E+02	42	26652,22975	7522583,4	3790,80	0,3	6,2	26,9		
P6	Béton C25/30	31000	0,16	4,90	20,31	-13,70	21,00	1,37E+00	2,05E-01	8,60E+05	-8,69E+04	6345	42335,28089	10422317,2	9,17	38,5	9,8	37,2		
P7	Béton C25/30	31000	2,67	0,16	18,15	-15,58	21,00	3,32E-02	2,21E-01	1,87E+04	-1,07E+05	6865	1030,224222	188601,8	25256,51	41,7	0,2	0,8		
P8	Béton C25/30	31000	0,16	1,00	17,18	-14,59	21,00	1,17E-02	2,01E-03	6,21E+03	-9,10E+02	62	361,5144618	57032,8	53,74	0,4	0,1	0,2		
P9	Béton C25/30	31000	0,16	2,88	18,23	-11,84	21,00	2,78E-01	4,20E-02	1,57E+05	-1,54E+04	1301	8603,02325	1593623,5	4319,20	7,9	2,0	5,7		
P10	Béton C25/30	31000	0,16	2,88	13,41	-10,00	21,00	2,78E-01	4,20E-02	1,15E+05	-1,30E+04	1301	8603,02325	664748,4	17448,03	7,9	2,0	2,4		
P11	Béton C25/30	31000	0,16	3,25	5,27	-7,84		4,58E-01	1,11E-03	7,48E+04	-2,70E+02	34	14188,95833	6000,2	1165,65	0,2	3,3	0,0		
P12	Béton C25/30	31000	0,16	9,15	0,08	-4,74		1,02E+01	3,12E-03	2,53E+04	-4,59E+02	97	316638,495	6525597,5	7706,99	0,6	73,5	23,3		
										1,39E+01	5,31E-01	1,99E+06	-2,25E+05	1,65E+04	4,31E+05	2,79E+07	1,17E+05	100,0	100,0	100,0

Rigidité des éléments primaires:	
séisme sens X	16466 MN.m <sup>2</sup>
séisme sens Y	430551 MN.m <sup>2</sup>
torsion	2800758 MN.m <sup>4</sup>

Eléments secondaires																				
Désignation	Matériau	E (MPa)	Lx (m)	Ly (m)	Coordonnées		$\alpha$ (°)	$I_{gx}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{gy}$ (m <sup>4</sup> )	$x_i^2 \cdot E I_{gxi}$	$y_i^2 \cdot E I_{gyi}$	$E I_{gyi}$	$E I_{gxi}$	$E^2 I_{gx}^2$	$E^2 I_{gy}^2$	Participation (%)				
					$x_i$ (m)	$y_i$ (m)										X	Y	torsion		
S1	Béton C25/30	31000	0,50	0,16	0,75	-0,08		1,71E-04	1,67E-03	3,97E+00	-4,13E+00	51,66666667	5,290666667	79,2	9530,97	0,2	0,0	0,1		
S2	Béton C25/30	31000	1,80	0,16	2,90	-0,08		6,14E-04	7,78E-02	5,52E+01	-1,93E+02	2410,56	19,0464	56,3	444677,02	7,3	0,1	5,1		
S3	Béton C25/30	31000	0,70	0,16	4,75	-0,08		2,39E-04	4,57E-03	3,52E+01	-1,13E+01	141,7733333	7,406933333	0,1	26152,99	0,4	0,0	0,3		
S4	Béton C25/30	31000	1,32	0,16	6,76	-0,08		4,51E-04	3,07E-02	9,44E+01	-7,61E+01	950,65344	13,96736	64,0	175367,44	2,9	0,1	2,0		
S5	Béton C25/30	31000	0,16	1,95	7,50	-1,39		9,89E-02	6,66E-04	2,30E+04	-2,87E+01	20,6336	3064,815	25425,9	3107,46	0,1	13,4	0,3		
S6	Béton C25/30	31000	1,36	0,16	8,26	-0,93		4,64E-04	3,35E-02	1,19E+02	-9,67E+02	1039,721813	14,39061333	190,7	168542,59	3,1	0,1	1,9		
S7	Béton C25/30	31000	3,14	0,16	11,53	-2,29		1,07E-03	4,13E-01	3,83E+02	-2,93E+04	12796,44619	33,22538667	1586,6	1654863,68	38,7	0,1	18,9		
S8	Béton C25/30	31000	0,90	0,16	15,39	-2,29		3,07E-04	9,72E-03	1,47E+02	-6,90E+02	301,32	9,5232	1104,7	38967,34	0,9	0,0	0,5		
S9	Béton C25/30	31000	0,53	0,16	17,10	-2,29		1,81E-04	1,99E-03	9,59E+01	-1,41E+02	61,53582667	5,608106667	873,5	7957,94	0,2	0,0	0,1		
S10	Béton C25/30	31000	0,61	0,16	18,98	-2,29		2,08E-04	3,03E-03	1,23E+02	-2,15E+02	93,81881333	6,454613333	1331,1	12132,85	0,3	0,0	0,2		
S11	Béton C25/30	31000	1,06	0,16	20,85	-2,29		3,62E-04	1,59E-02	2,34E+02	-1,13E+03	492,2866133	11,21621333	2954,6	63663,55	1,5	0,0	0,8		
S12	Béton C25/30	31000	0,16	1,63	21,42	-7,03		5,77E-02	5,56E-04	3,83E+04	-1,21E+02	17,24757333	1790,042093	505238,8	758,60	0,1	7,8	5,8		
S13	Béton C25/30	31000	1,27	0,16	22,08	-8,07		4,33E-04	2,73E-02	2,97E+02	-6,83E+03	846,6649733	13,43829333	4096,8	26475,50	2,6	0,1	0,3		
S14	Béton C25/30	31000	0,16	3,50	21,93	-9,91		5,72E-01	1,19E-03	3,89E+05	-3,67E+02	37,03466667	17721,66667	5310227,9	521,35	0,1	77,7	60,7		
S15	Béton C25/30	31000	0,99	0,16	18,18	-10,37		3,38E-04	1,29E-02	1,90E+02	-4,16E+03	401,05692	10,47552	1926,3	4346,33	1,2	0,0	0,1		
S16	Béton C25/30	31000	2,21	0,16	15,00	-9,15		7,54E-04	1,44E-01	3,51E+02	-4,08E+04	4461,462547	23,38474667	2519,7	90826,65	13,5	0,1	1,1		
S17	Béton C25/30	31000	0,43	0,16	12,65	-11,17		1,47E-04	1,06E-03	5,76E+01	-3,67E+02	32,86289333	4,549973333	293,4	204,08	0,1	0,0	0,0		
S18	Béton C25/30	31000	0,70	0,16	11,00	-10,54		2,39E-04	4,57E-03	1,61E+01	-1,49E+03	141,7733333	7,406933333	301,5	1381,84	0,4	0,0	0,0		
S19	Béton C25/30	31000	1,75	0,16	8,70	-9,72		5,97E-04	7,15E-02	8,15E+02	-2,15E+04	2215,208333	18,51733333	308,3	34422,73	6,7	0,1	0,4		
S20	Béton C25/30	31000	2,51	0,16	4,82	-9,37		8,57E-04	2,11E-01	1,28E+02	-6,12E+04	6536,143747	26,55914667	1,1	120403,40	19,8	0,1	1,4		
S21	Béton C25/30	31000	1,61	0,16	0,97	-9,26		5,50E-04	5,56E-02	1,65E+01	-1,60E+04	1724,956147	17,03594667	226,9	33425,35	5,2	0,1	0,4		
S22	Béton C25/30	31000	2,87	0,16	1,59	-3,31		9,80E-04	3,15E-01	4,83E+01	-3,23E+04	9771,159907	30,36842667	278,8	1047113,39	29,6	0,1	12,0		
S23	Béton C25/30	31000	0,18	1,67	5,27	-5,38		6,99E-02	8,12E-04	1,14E+04	-1,35E+02	25,16022	2165,720295	915,8	1725,77	0,1	9,5	0,0		
S24	Béton C25/30	31000	3,60	0,18	6,98	-4,45		1,75E-03	7,00E-01	3,79E+02	-9,65E+04	21695,04	54,2376	302,2	1841057,12	65,6	0,2	21,1		
S25	Béton C25/30	31000	0,18	2,33	8,86	-3,37		1,90E-01	1,13E-03	5,21E+04	-1,18E+02	35,10378	5881,941705	105757,6	3718,37	0,1	25,8	1,3		
S26	Béton C25/30	31000	0,16	2,31	11,90	-3,52		1,64E-01	7,88E-04	6,06E+04	-8,60E+01	24,44288	5094,90828	270043,4	2514,19	0,1	22,3	3,1		
S27	Béton C25/30	31000	0,18	6,91	15,65	-5,83		4,95E+00	3,36E-03	2,40E+06	-6,07E+02	104,10066	153421,8075	18666410,5	6385,87	0,3	672,7	213,6		
S28	Béton C25/30	31000	0,16	2,78	11,43	-9,13		2,86E-01	9,49E-04	1,02E+05	-2,69E+02	29,41610667	8880,446827	411875,3	604,18	0,1	38,9	4,7		
										7,36E-01	1,07E+00	4,53E+05	-1,70E+05	3,30E+04	2,28E+04	5,86E+06	2,88E+06	100,0	100,0	100,0

Rigidité des éléments secondaires:	
séisme sens X	33050 MN.m <sup>2</sup>
séisme sens Y	22807 MN.m <sup>2</sup>
torsion	8742885 MN.m <sup>4</sup>

Rapport de rigidité:		$E_{I_{sec}} / E_{I_{prim}}$
vérification EC8 4.2.2(4)		
séisme X	200,72%	< 15%
séisme Y	5,30%	< 15%

Rigidité globale	
séisme sens X	49516 MN.m <sup>2</sup>
séisme sens Y	453358 MN.m <sup>2</sup>
torsion	36750642 MN.m <sup>4</sup>

Cdg : Centre de gravité  
 Cr : Centre de torsion  
 e<sub>s</sub> : distance entre le Cdg et le Cr  
 r : racine carrée du rapport de la rigidité en torsion à la rigidité  
 Is : rayon de giration massique du plancher

**Critères de rigidité en torsion des éléments primaires :**

		vérification EC8 5.2.2.1(4)P			
		r (m)			l <sub>s</sub> (m)
X	Y	41,2	>		7,3
Y	X	8,1	>		7,3

# Bilan de rigidité d'un étage courant de la structure PS92

<b>BILAN DE RIGIDITÉ</b>	
PROJET :	CAP AZZURA
NIVEAU :	BLOC B1 - ETAGE COURANT
DATE :	19/09/2015

## Eléments primaires

Designation	Matériau	E (MPa)	Lx (m)	Ly (m)	Coordonnées		α (°)	I <sub>px</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>py</sub> (m <sup>4</sup> )	xi*Ei*I <sub>pxi</sub>	yi*Ei*I <sub>pyi</sub>	Ei*I <sub>gyi</sub>	Ei*I <sub>gxi</sub>	E*I <sub>gx</sub> *x <sup>2</sup>	E*I <sub>gy</sub> *y <sup>2</sup>	Participation (%)				
					xi (m)	yi (m)										X	Y	torsion		
P1	Béton C25/30	31000	0,50	0,16	0,25	-0,08		1,71E-04	1,67E-03	1,32E+00	-4,13E+00	52	5,290666667	64,2	9555,72	0,6	0,0	0,0		
P2	Béton C25/30	31000	0,16	0,42	7,50	-0,21		9,88E-04	1,43E-04	2,30E+02	-9,33E-01	4	30,62304	434,7	806,31	0,1	0,0	0,0		
P3	Béton C25/30	31000	0,39	0,16	13,29	-2,29		1,33E-04	7,91E-04	5,48E+01	-5,61E+01	25	4,12672	377,0	3180,62	0,3	0,0	0,0		
P4	Béton C25/30	31000	0,29	0,16	18,53	-2,29		9,90E-05	3,25E-04	5,69E+01	-2,31E+01	10	3,068586667	671,9	1307,71	0,1	0,0	0,0		
P5	Béton C25/30	31000	0,16	4,01	21,42	-4,21		8,60E-01	1,37E-03	5,71E+05	-1,79E+02	42	26652,22975	8338424,6	3804,95	0,5	6,9	34,8		
P6	Béton C25/30	31000	0,16	4,90	20,31	-13,70	23,00	1,33E-03	2,43E-01	8,36E+05	-1,03E+05	7527	41153,54842	11310038,6	3,13	85,2	10,7	47,2		
P7	Béton C25/30	31000	1,44	0,16	18,72	-15,80	21,00	5,53E-03	3,48E-02	3,21E+03	-1,70E+04	1078	171,3805251	38498,2	4847,04	12,2	0,0	0,2		
P8	Béton C25/30	31000	0,16	9,15	0,08	-4,58		1,02E+01	3,12E-03	2,53E+04	-4,43E+02	97	316638,495	4223370,3	8016,91	1,1	82,3	17,7		
										1,24E+01	2,85E-01	1,44E+06	-1,21E+05	8,83E+03	3,85E+05	2,39E+07	3,15E+04	100,0	100,0	100,0

**Rigidité des éléments primaires:**

séisme sens X	8835 MN.m <sup>2</sup>
séisme sens Y	384659 MN.m <sup>2</sup>
torsion	23943402 MN.m <sup>4</sup>

## Eléments secondaires

Designation	Matériau	E (MPa)	Lx (m)	Ly (m)	Coordonnées		α (°)	I <sub>px</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>py</sub> (m <sup>4</sup> )	xi*Ei*I <sub>pxi</sub>	yi*Ei*I <sub>pyi</sub>	Ei*I <sub>gyi</sub>	Ei*I <sub>gxi</sub>	E*I <sub>gx</sub> *x <sup>2</sup>	E*I <sub>gy</sub> *y <sup>2</sup>	Participation (%)				
					xi (m)	yi (m)										X	Y	torsion		
S1	Béton C25/30	31000	0,50	0,16	0,75	-0,08		1,71E-04	1,67E-03	3,97E+00	-4,13E+00	51,66666667	5,290666667	47,1	9555,72	0,1	0,0	0,0		
S2	Béton C25/30	31000	1,80	0,16	2,90	-0,08		6,14E-04	7,78E-02	5,52E+01	-1,93E+02	2410,56	19,0464	13,2	445831,44	3,5	0,0	1,4		
S3	Béton C25/30	31000	0,70	0,16	4,75	-0,08		2,39E-04	4,57E-03	3,52E+01	-1,13E+01	141,7733333	7,406933333	7,7	26220,88	0,2	0,0	0,1		
S4	Béton C25/30	31000	1,32	0,16	6,76	-0,08		4,51E-04	3,07E-02	9,44E+01	-7,61E+01	950,65344	13,96736	128,1	175822,71	1,4	0,0	0,6		
S5	Béton C25/30	31000	0,16	1,95	7,50	-1,39		9,89E-02	6,66E-04	2,30E+04	-2,87E+01	20,6336	3064,815	43510,4	3116,38	0,0	2,4	0,1		
S6	Béton C25/30	31000	1,36	0,16	8,26	-0,93		4,64E-04	3,35E-02	1,19E+02	-9,67E+02	1039,721813	14,39061333	295,0	169009,37	1,5	0,0	0,5		
S7	Béton C25/30	31000	3,05	0,16	11,57	-2,29		1,04E-03	3,78E-01	3,73E+02	-2,69E+04	11727,35167	32,27306667	1982,6	1521309,09	16,9	0,0	4,9		
S8	Béton C25/30	31000	2,35	0,16	14,66	-2,29		8,02E-04	1,73E-01	3,65E+02	-1,23E+04	5364,188333	24,86613333	2969,5	695859,45	7,7	0,0	2,2		
S9	Béton C25/30	31000	0,61	0,16	18,98	-2,29		2,08E-04	3,03E-03	1,23E+02	-2,15E+02	93,81881333	6,454613333	1500,7	12170,47	0,1	0,0	0,0		
S10	Béton C25/30	31000	1,06	0,16	20,81	-2,29		3,62E-04	1,59E-02	2,33E+02	-1,13E+03	492,2866133	11,21621333	3271,2	63860,97	0,7	0,0	0,2		
S11	Béton C25/30	31000	0,16	1,63	21,42	-7,03		5,77E-02	5,56E-04	3,83E+04	-1,21E+02	17,24757333	1790,042093	560033,1	762,64	0,0	1,4	1,8		
S12	Béton C25/30	31000	1,27	0,16	21,96	-8,02	21,00	3,88E-03	2,39E-02	2,64E+03	-5,93E+03	739,9012679	120,2019987	39937,7	23699,89	1,1	0,1	0,2		
S13	Béton C25/30	31000	0,16	3,34	21,96	-9,84	21,00	4,33E-01	6,52E-02	2,95E+05	-1,99E+04	2020,423007	13415,5963	4457396,1	29786,26	2,9	10,3	14,4		
S14	Béton C25/30	31000	0,16	6,73	17,73	-11,91	21,00	3,54E+00	5,30E-01	1,94E+06	-1,96E+05	16436,67878	109627,3033	21480375,1	51471,63	23,6	84,5	69,0		
S15	Béton C25/30	31000	2,80	0,16	13,76	-11,59	21,00	3,82E-02	2,55E-01	1,63E+04	-9,18E+04	7917,814088	1185,306978	119192,0	34572,81	11,4	0,9	0,5		
S16	Béton C25/30	31000	0,70	0,16	11,00	-10,54	21,00	7,95E-04	4,02E-03	2,71E+02	-1,31E+03	124,5396472	24,64061951	1301,6	1227,60	0,2	0,0	0,0		
S17	Béton C25/30	31000	1,75	0,16	8,73	-9,72	21,00	9,67E-03	6,24E-02	2,62E+03	-1,88E+04	1933,978014	299,7476529	7487,3	30321,86	2,8	0,2	0,1		
S18	Béton C25/30	31000	2,51	0,16	4,82	-9,37		8,57E-04	2,11E-01	1,28E+02	-6,12E+04	6536,143747	26,55914667	31,4	121393,94	9,4	0,0	0,4		
S19	Béton C25/30	31000	1,61	0,16	0,97	-9,26		5,50E-04	5,56E-02	1,65E+01	-1,60E+04	1724,956147	17,03594667	130,0	33693,45	2,5	0,0	0,1		
S20	Béton C25/30	31000	2,87	0,16	1,59	-3,31		9,80E-04	3,15E-01	4,83E+01	-3,23E+04	9771,159907	30,36842667	139,4	1050680,70	14,1	0,0	3,4		
S21	Béton C25/30	31000	0,18	4,94	5,27	-6,83		1,81E+00	2,40E-03	2,95E+05	-5,08E+02	74,42604	56057,50956	132576,3	3491,86	0,1	43,2	0,4		
S22	Béton C25/30	31000	3,59	0,18	7,15	-4,45		1,74E-03	6,94E-01	3,87E+02	-9,57E+04	21514,74974	54,08694	631,8	1832748,02	30,9	0,0	5,9		
S23	Béton C25/30	31000	0,18	1,99	8,86	-3,36		1,18E-01	9,67E-04	3,25E+04	-1,01E+02	29,98134	3664,478535	96357,2	3192,84	0,0	2,8	0,3		
S24	Béton C25/30	31000	0,16	2,31	11,90	-3,53		1,64E-01	7,88E-04	6,06E+04	-8,63E+01	24,44288	5094,90828	339901,2	2517,97	0,0	3,9	1,1		
S25	Béton C25/30	31000	0,16	3,99	11,67	-8,57	21,00	7,38E-01	1,11E-01	2,67E+05	-2,94E+04	3432,645392	22865,00305	1440714,2	89619,81	4,9	17,6	4,9		
S26	Béton C25/30	31000	0,18	3,16	15,04	-10,30		4,73E-01	1,54E-03	2,21E+05	-4,90E+02	47,60856	14672,84064	1876181,5	543,77	0,1	11,3	6,0		
S27	Béton C25/30	31000	0,18	2,96	15,65	-7,38		3,89E-01	1,44E-03	1,89E+05	-3,29E+02	44,59536	12059,46624	1712870,2	1769,77	0,1	9,3	5,5		
S28	Béton C25/30	31000	1,58	0,18	16,53	-5,97		7,88E-04	5,92E-02	3,93E+02	-1,09E+04	1834,10508	23,80428	3898,8	109015,62	2,6	0,0	0,4		
S29	Béton C25/30	31000	0,18	3,51	17,23	-4,12		6,69E-01	1,71E-03	3,46E+05	-2,18E+02	52,88166	20108,25122	3663565,6	4832,65	0,1	15,5	11,8		
S30	Béton C25/30	31000	0,16	2,13	19,56	-6,95		1,29E-01	7,27E-04	7,81E+04	-1,57E+02	22,53824	3994,28676	1000653,0	1020,70	0,0	3,1	3,2		
										4,19E+00	2,24E+00	2,32E+06	-4,85E+05	6,95E+04	1,30E+05	2,67E+07	4,50E+06	100,0	100,0	100,0

**Rigidité des éléments secondaires:**

séisme sens X	69515 MN.m <sup>2</sup>
séisme sens Y	129737 MN.m <sup>2</sup>
torsion	31220116 MN.m <sup>4</sup>

C<sub>dg</sub> : Centre de gravité  
 C<sub>t</sub> : Centre de torsion  
 e<sub>s</sub> : distance entre le C<sub>dg</sub> et le C<sub>t</sub>  
 r : racine carrée du rapport de la rigidité en torsion à la rigidité  
 ls : rayon de giration massique du plancher

**Rapport de rigidité:**  $EI_{sec} / EI_{prim}$

vérification EC8 4.2.2(4)

séisme X	786,86%	<	15%
séisme Y	33,73%	<	15%

### Critères de rigidité en torsion des éléments primaires :

	C <sub>dg</sub> (m)	C <sub>t</sub> (m)	e <sub>s</sub> (m)	vérification EC8 5.2.2.1 (4)P				
				r (m)			l <sub>s</sub> (m)	
X	11,2	3,7	-7,5	52,1			>	7,3
Y	-6,9	-13,7	-6,8	7,9			>	7,3

# Bilan de rigidité d'un étage courant de la structure PS92

<b>BILAN DE RIGIDITÉ</b>	
PROJET :	CAP AZZURA
NIVEAU :	BLOC B1 - R+5
DATE :	19/09/2015

## Éléments primaires

Désignation	Matériau	E (MPa)	Lx (m)	Ly (m)	Coordonnées		α (°)	I <sub>px</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>py</sub> (m <sup>4</sup> )	RIGIDITE			TORSION		Participation (%)			
					xi (m)	yi (m)				xi*Ei*Ipxi	yi*Ei*Ipji	Ei*Ipji	Ei*Ipxi	Ei*Ipjx*x <sup>2</sup>	Ei*Ipjy*y <sup>2</sup>	X	Y	torsion
P1	Béton C25/30	31000	0,16	9,93	0,08	-4,96		1,31E+01	3,39E-03	3,24E+04	-5,21E+02	105	404713,9516	0,1	404,59	61,4	100,0	21,4
P2	Béton C25/30	31000	0,40	0,40	3,66	-10,04		2,13E-03	2,13E-03	2,42E+02	-6,64E+02	66	66,13333333	847,3	642,82	38,6	0,0	78,6
										1,71E+02	-1,19E+03	4,05E+05	8,47E+02	1,05E+03	100,0	100,0	100,0	

**Rigidité des éléments primaires:**

séisme sens X	171 MN.m <sup>2</sup>
séisme sens Y	404780 MN.m <sup>2</sup>
torsion	1895 MN.m <sup>4</sup>

## Éléments secondaires

Désignation	Matériau	E (MPa)	Lx (m)	Ly (m)	Coordonnées		α (°)	I <sub>px</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>py</sub> (m <sup>4</sup> )	RIGIDITE			TORSION		Participation (%)			
					xi (m)	yi (m)				xi*Ei*Ipxi	yi*Ei*Ipji	Ei*Ipji	Ei*Ipxi	Ei*Ipjx*x <sup>2</sup>	Ei*Ipjy*y <sup>2</sup>	X	Y	torsion
S1	Béton C25/30	31000	0,84	0,16	0,58	-0,08		2,87E-04	7,90E-03	5,16E+00	-1,96E+01	244,98432	8,88832	2,2	11469,44	0,4	0,1	0,3
S2	Béton C25/30	31000	1,80	0,16	2,90	-0,08		6,14E-04	7,78E-02	5,52E+01	-1,93E+02	2410,56	19,0464	151,4	112855,33	4,4	0,2	3,4
S3	Béton C25/30	31000	4,62	0,16	6,71	-0,08		1,58E-03	1,31E+00	3,28E+02	-3,26E+03	40759,26624	48,88576	2148,5	1908228,91	74,7	0,4	57,2
S4	Béton C25/30	31000	1,79	0,16	11,01	-0,08		6,11E-04	7,65E-02	2,09E+02	-1,90E+02	2370,606787	18,94058667	2262,5	110984,83	4,3	0,2	3,4
S5	Béton C25/30	31000	0,16	2,02	11,91	-1,01		1,10E-01	6,89E-04	4,06E+04	-2,16E+01	21,37429333	3406,861973	476739,4	747,14	0,0	30,3	14,3
S6	Béton C25/30	31000	0,16	2,23	11,91	-4,14		1,48E-01	7,61E-04	5,46E+04	-9,77E+01	23,59637333	4583,687693	641418,6	182,66	0,0	40,8	19,2
S7	Béton C25/30	31000	0,16	0,66	11,91	-7,98		3,83E-03	2,25E-04	1,42E+03	-5,57E+01	6,98368	118,83168	16628,7	7,81	0,0	1,1	0,5
S8	Béton C25/30	31000	0,50	0,16	11,58	-8,21		1,71E-04	1,67E-03	6,13E+01	-4,24E+02	51,66666667	5,290666667	699,6	85,67	0,1	0,0	0,0
S9	Béton C25/30	31000	2,74	0,16	6,36	-8,11		9,35E-04	2,74E-01	1,84E+02	-6,90E+04	8502,607253	28,99285333	1143,2	11994,06	15,6	0,3	0,4
S10	Béton C25/30	31000	0,16	1,92	3,77	-8,88		9,44E-02	6,55E-04	1,10E+04	-1,80E+02	20,31616	2925,52704	39821,6	77,86	0,0	26,0	1,2
S11	Béton C25/30	31000	0,16	0,53	5,28	-5,65		1,99E-03	1,81E-04	3,25E+02	-3,17E+01	5,608106667	61,53582667	1663,6	9,08	0,0	0,5	0,1
S12	Béton C25/30	31000	0,49	0,16	5,45	-5,30		1,67E-04	1,57E-03	2,83E+01	-2,58E+02	48,62825333	5,184853333	149,5	127,98	0,1	0,0	0,0
S13	Béton C25/30	31000	0,60	0,16	5,39	-3,41		2,05E-04	2,88E-03	3,42E+01	-3,04E+02	89,28	6,3488	179,0	1101,38	0,2	0,1	0,0
										1,09E+05	-7,40E+04	5,46E+04	1,12E+04	1,18E+06	2,16E+06	100,0	100,0	100,0

**Rigidité des éléments secondaires:**

séisme sens X	54555 MN.m <sup>2</sup>
séisme sens Y	11238 MN.m <sup>2</sup>
torsion	3340880 MN.m <sup>4</sup>

C<sub>dg</sub> : Centre de gravité  
 C<sub>t</sub> : Centre de torsion  
 e<sub>o</sub> : distance entre le C<sub>dg</sub> et le C<sub>t</sub>  
 r : racine carrée du rapport de la rigidité en torsion à la rigidité  
 ls : rayon de giration massique du plancher

**Rapport de rigidité:**  $EI_{sec} / EI_{prim}$

vérification EC8 4.2.2(4)

séisme X	31865,41%	>	15%
séisme Y	2,78%	<	15%

### Critères de rigidité en torsion des éléments primaires :

**Rigidité globale**

séisme sens X	54727 MN.m <sup>2</sup>
séisme sens Y	416018 MN.m <sup>2</sup>
torsion	3342775 MN.m <sup>4</sup>

	C <sub>dg</sub> (m)	C <sub>t</sub> (m)	e <sub>o</sub> (m)
X	5,4	0,1	-5,3
Y	-6,1	-6,9	-0,8

vérification EC8 5.2.2.1 (4)P

	r (m)	l <sub>s</sub> (m)
X	3,3	< 4,6
Y	0,1	< 4,6

# Bilan de rigidité du RDC de la structure EC8

## BILAN DE RIGIDITÉ - EC8

PROJET : CAP AZZURA

NIVEAU : BLOC C - ETAGE COURANT

DATE : 19/09/2015

Eléments primaires																				
Désignation	Matériau	E (MPa)	Lx (m)	Ly (m)	Coordonnées		α (°)	I <sub>px</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>py</sub> (m <sup>4</sup> )	x <sup>i</sup> *E <sup>i</sup> *I <sub>px</sub>	y <sup>i</sup> *E <sup>i</sup> *I <sub>py</sub>	E <sup>i</sup> *I <sub>gy</sub>	E <sup>i</sup> *I <sub>gx</sub>	E <sup>i</sup> *I <sub>px</sub> <sup>2</sup>	E <sup>i</sup> *I <sub>py</sub> <sup>2</sup>	Participation (%)				
					xi (m)	yi (m)										X	Y	torsion		
P1	Béton C25/30	31000	1,53	0,16	0,93	-0,08		5,22E-04	4,78E-02	1,51E+01	-1,18E+02	1480	16,18944	1371,8	41089,02	2,2	0,0	0,1		
P2	Béton C25/30	31000	1,00	0,16	3,19	-0,08		3,41E-04	1,33E-02	3,38E+01	-3,31E+01	413	10,58133333	510,4	11472,33	0,6	0,0	0,0		
P3	Béton C25/30	31000	2,73	0,16	2,73	-0,08		9,32E-04	2,71E-01	7,89E+01	-6,73E+02	8410	28,88704	1584,1	233420,75	12,7	0,0	0,3		
P4	Béton C25/30	31000	0,16	1,10	7,90	-0,55		1,77E-02	3,75E-04	4,13E+03	-6,40E+00	12	550,1466667	3820,4	267,99	0,0	0,1	0,0		
P5	Béton C25/30	31000	3,76	0,16	7,06	-2,30		1,28E-03	7,09E-01	2,81E+02	-5,05E+04	21972	39,78581333	376,2	204172,30	33,1	0,0	0,2		
P6	Béton C25/30	31000	2,19	0,16	11,05	-2,30		7,48E-04	1,40E-01	2,56E+02	-9,99E+03	4341	23,17312	19,4	40342,76	6,5	0,0	0,0		
P7	Béton C25/30	31000	2,70	0,16	14,49	-2,30		9,22E-04	2,62E-01	4,14E+02	-1,87E+04	8136	28,5696	541,8	75600,48	12,3	0,0	0,1		
P8	Béton C25/30	31000	0,89	0,16	18,83	-2,30		3,04E-04	9,40E-03	1,77E+02	-6,70E+02	291	9,417386667	712,0	2707,72	0,4	0,0	0,0		
P9	Béton C25/30	31000	1,26	0,16	20,91	-2,30		4,30E-04	2,67E-02	2,79E+02	-1,90E+03	827	13,33248	1547,9	7683,25	1,2	0,0	0,0		
P10	Béton C25/30	31000	0,16	8,63	21,46	-6,68		8,57E+00	2,95E-03	5,70E+06	-6,10E+02	91	265664,0674	34071748,2	161,93	0,1	27,3	41,6		
P11	Béton C25/30	31000	0,16	5,36	20,37	-13,56	21,00	1,79E+00	2,68E-01	1,13E+06	-1,13E+05	8302	55404,48699	5803690,3	559792,04	12,5	5,7	7,8		
P12	Béton C25/30	31000	2,67	0,16	18,08	-15,55	21,00	3,32E-02	2,21E-01	1,86E+04	-1,07E+05	6865	1030,224222	65027,7	714514,29	10,4	0,1	1,0		
P13	Béton C25/30	31000	0,16	1,16	17,18	-14,59	21,00	1,82E-02	3,02E-03	9,68E+03	-1,37E+03	94	563,7181089	27976,9	8004,99	0,1	0,1	0,0		
P14	Béton C25/30	31000	0,16	2,88	18,23	-11,84	21,00	2,78E-01	4,20E-02	1,57E+05	-1,54E+04	1301	8603,02325	563720,8	54830,34	2,0	0,9	0,8		
P15	Béton C25/30	31000	0,18	2,72	13,37	-10,12	21,00	2,63E-01	4,02E-02	1,09E+05	-1,26E+04	1246	8152,721493	85309,9	28364,00	1,9	0,8	0,1		
P16	Béton C25/30	31000	0,43	0,16	12,65	-11,17	21,00	2,64E-04	9,43E-04	1,04E+02	-3,26E+02	29	8,182905855	51,8	990,65	0,0	0,0	0,0		
P17	Béton C25/30	31000	1,31	0,16	10,72	-10,43	21,00	4,23E-03	2,62E-02	1,41E+03	-8,47E+03	812	131,1396421	44,8	20966,59	1,2	0,0	0,0		
P18	Béton C25/30	31000	0,16	2,94	10,72	-8,86	21,00	2,95E-01	4,46E-02	9,81E+04	-1,23E+04	1383	9151,679703	3129,9	17056,24	2,1	0,9	0,0		
P19	Béton C25/30	31000	0,18	7,07	5,27	-5,92		5,30E+00	3,44E-03	8,66E+05	-6,31E+02	107	164327,858	3889657,7	34,81	0,2	16,9	4,7		
P20	Béton C25/30	31000	0,16	9,31	0,08	-4,66		1,08E+01	3,18E-03	2,67E+04	-4,59E+02	99	333541,1896	33723319,4	46,68	0,1	34,3	41,1		
P21	Béton C25/30	31000	0,18	6,46	13,85	-5,61		4,04E+00	3,14E-03	1,74E+06	-5,46E+02	97	125357,5532	1729907,8	6,66	0,1	12,9	2,1		
										3,14E+01	2,14E+00	9,86E+06	-3,55E+05	6,63E+04	9,73E+05	8,00E+07	2,02E+06	100,0	100,0	100,0

Rigidité des éléments primaires:	
séisme sens X	66308 MN.m <sup>2</sup>
séisme sens Y	972656 MN.m <sup>2</sup>
torsion	81995595 MN.m <sup>4</sup>

Eléments secondaires																				
Désignation	Matériau	E (MPa)	Lx (m)	Ly (m)	Coordonnées		α (°)	I <sub>px</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>py</sub> (m <sup>4</sup> )	x <sup>i</sup> *E <sup>i</sup> *I <sub>px</sub>	y <sup>i</sup> *E <sup>i</sup> *I <sub>py</sub>	E <sup>i</sup> *I <sub>gy</sub>	E <sup>i</sup> *I <sub>gx</sub>	E <sup>i</sup> *I <sub>px</sub> <sup>2</sup>	E <sup>i</sup> *I <sub>py</sub> <sup>2</sup>	Participation (%)				
					xi (m)	yi (m)										X	Y	torsion		
S1	Béton C25/30	31000	1,36	0,16	8,26	-0,93		4,64E-04	3,35E-02	1,19E+02	-9,67E+02	1039,721813	14,39061333	50,6	20297,36	29,8	7,3	29,8		
S2	Béton C25/30	31000	0,53	0,16	17,10	-2,29		1,81E-04	1,99E-03	9,59E+01	-1,41E+02	61,53582667	5,608106667	272,0	575,58	1,8	2,9	1,2		
S3	Béton C25/30	31000	0,99	0,16	18,18	-10,37	21,00	1,95E-03	1,13E-02	1,10E+03	-3,64E+03	350,9861772	60,5462628	3918,5	8850,77	10,0	30,9	18,7		
S4	Béton C25/30	31000	1,01	0,16	14,44	-8,94	21,00	2,06E-03	1,20E-02	9,23E+02	-3,33E+03	372,6366253	63,90826803	1184,3	4806,96	10,7	32,6	8,8		
S5	Béton C25/30	31000	0,75	0,16	8,23	-9,54	21,00	9,45E-04	4,94E-03	2,41E+02	-1,46E+03	153,0295108	29,28148921	106,3	2688,70	4,4	14,9	4,1		
S6	Béton C25/30	31000	1,51	0,16	5,32	-9,38		5,15E-04	4,99E-02	8,50E+01	-1,33E+04	1423,086413	15,97781333	370,5	23131,01	40,7	8,1	34,4		
S7	Béton C25/30	31000	0,61	0,16	0,46	-9,24		2,08E-04	3,03E-03	2,97E+00	-8,67E+02	93,81881333	6,454613333	604,2	1420,87	2,7	3,3	3,0		
										6,33E-03	1,13E-01	2,57E+03	-2,38E+04	3,49E+03	1,96E+02	6,51E+03	6,18E+04	100,0	100,0	100,0

Rigidité des éléments secondaires:	
séisme sens X	3495 MN.m <sup>2</sup>
séisme sens Y	196 MN.m <sup>2</sup>
torsion	68278 MN.m <sup>4</sup>

C<sub>dg</sub> : Centre de gravité  
 C<sub>t</sub> : Centre de torsion  
 e<sub>o</sub> : distance entre le C<sub>dg</sub> et le C<sub>t</sub>  
 r : racine carrée du rapport de la rigidité en torsion à la rigidité  
 l<sub>s</sub> : rayon de giration massique du plancher

Rapport de rigidité:		E <sub>sec</sub> / E <sub>prim</sub>
vérification EC8.4.2.2(4)		
séisme X	5,27%	< 15%
séisme Y	0,02%	< 15%

Rigidité globale	
séisme sens X	69803 MN.m <sup>2</sup>
séisme sens Y	972852 MN.m <sup>2</sup>
torsion	82063873 MN.m <sup>4</sup>

		C <sub>dg</sub> (m)	C <sub>t</sub> (m)	e <sub>o</sub> (m)	vérification EC8 5.2.2.1 (4)P			
		r (m)						l <sub>s</sub> (m)
X		11,1	10,1	-1,0				7,3
Y		-6,8	-5,3	1,5				7,3

# Bilan de rigidité d'un étage courant de la structure EC8

## BILAN DE RIGIDITÉ - EC8

PROJET :                      CAP AZZURA

NIVEAU :                      BLOCC - ETAGE COURANT

DATE :                      19/09/2015

Éléments primaires																				
Désignation	Matériau	E (MPa)	Lx (m)	Ly (m)	Coordonnées		α (°)	I <sub>px</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>py</sub> (m <sup>4</sup> )	xi*Ei*lgxi	yi*Ei*lgyi	Ei*lgxi	Ei*lgyi	Ei*lgx <sup>2</sup>	Ei*lgy <sup>2</sup>	Participation (%)				
					xi (m)	yi (m)										X	Y	torsion		
P1	Béton C25/30	31000	1,53	0,16	0,93	-0,08		5,22E-04	4,78E-02	1,51E+01	-1,18E+02	1480	16,18944	1304,6	17060,93	1,1	0,0	0,0		
P2	Béton C25/30	31000	1,00	0,16	3,19	-0,08		3,41E-04	1,33E-02	3,38E+01	-3,31E+01	413	10,58133333	477,4	4763,52	0,3	0,0	0,0		
P3	Béton C25/30	31000	2,89	0,16	6,14	-0,08		9,86E-04	3,22E-01	1,88E+02	-7,98E+02	9977	30,58005333	433,9	114979,89	7,2	0,0	0,1		
P4	Béton C25/30	31000	0,16	0,94	7,50	-0,63		1,11E-02	3,21E-04	2,57E+03	-6,27E+00	10	343,3080533	1989,0	80,50	0,0	0,0	0,0		
P5	Béton C25/30	31000	3,85	0,16	7,11	-2,29		1,31E-03	7,61E-01	2,90E+02	-5,40E+04	23588	40,73813333	318,7	33110,94	16,9	0,0	0,0		
P6	Béton C25/30	31000	5,79	0,16	12,94	-2,29		1,98E-03	2,59E+00	7,93E+02	-1,84E+05	80230	61,26592	563,6	112622,45	57,5	0,0	0,1		
P7	Béton C25/30	31000	0,89	0,16	18,83	-2,29		3,04E-04	9,40E-03	1,77E+02	-6,67E+02	291	9,417386667	749,8	409,03	0,2	0,0	0,0		
P8	Béton C25/30	31000	1,26	0,16	20,91	-2,29		4,30E-04	2,67E-02	2,79E+02	-1,89E+03	827	13,33248	1614,1	1160,65	0,6	0,0	0,0		
P9	Béton C25/30	31000	0,16	8,63	21,46	-6,68		8,57E+00	2,95E-03	5,70E+06	-6,10E+02	91	265664,0674	35458765,0	938,13	0,1	29,9	44,4		
P10	Béton C25/30	31000	0,16	5,36	20,40	-13,49	21,00	1,79E+00	2,68E-01	1,13E+06	-1,12E+05	8302	55404,48699	6100222,1	832695,93	6,0	6,2	8,7		
P11	Béton C25/30	31000	1,08	0,16	18,89	-15,86	21,00	2,47E-03	1,47E-02	1,45E+03	-7,22E+03	455	76,70155402	6189,4	69856,38	0,3	0,0	0,1		
P12	Béton C25/30	31000	0,39	0,16	17,08	-15,17	21,00	2,18E-04	7,07E-04	1,15E+02	-3,32E+02	22	6,743405695	347,0	2995,68	0,0	0,0	0,0		
P13	Béton C25/30	31000	0,16	2,16	17,39	-14,05	21,00	1,17E-01	1,80E-02	6,31E+04	-7,82E+03	557	3631,369617	203340,5	62284,62	0,4	0,4	0,3		
P14	Béton C25/30	31000	0,61	0,16	12,74	-11,20	21,00	1,57E-04	2,66E-03	2,25E+02	-9,25E+02	83	17,66151574	141,8	4930,17	0,1	0,0	0,0		
P15	Béton C25/30	31000	1,31	0,16	10,72	-10,43		4,47E-04	3,00E-02	1,49E+02	-9,69E+03	929	13,86154667	9,2	44950,42	0,7	0,0	0,1		
P16	Béton C25/30	31000	0,16	9,31	0,08	-4,65		1,08E+01	2,18E-03	2,67E+04	-1,45E+02	99	333541,1896	32209940,8	136,06	0,1	37,5	40,3		
P17	Béton C25/30	31000	0,16	7,09	5,27	-5,92		4,75E+00	2,42E-03	7,76E+05	-4,44E+02	75	147312,3427	3167453,4	448,56	0,1	16,6	4,0		
P18	Béton C25/30	31000	0,16	3,31	10,81	-8,62	21,00	4,21E-01	6,34E-02	1,41E+05	-1,70E+04	1967	13057,51861	10647,6	52070,24	1,4	1,5	0,1		
P19	Béton C25/30	31000	0,16	5,66	13,98	-8,56	21,00	2,10E-04	2,66E-03	9,12E+05	-8,37E+04	9774	65231,8631	1082161,6	252754,92	7,0	7,3	1,7		
P20	Béton C25/30	31000	0,16	2,31	11,22	-3,53		1,64E-01	7,88E-04	5,72E+04	-8,63E+01	24	5094,90828	8783,7	0,07	0,0	0,6	0,0		
P21	Béton C25/30	31000	0,40	0,40	0,20	-11,28		2,13E-03	2,13E-03	1,32E+01	-7,46E+02	66	66,13333333	6231,4	4028,92	0,0	0,0	0,0		
P22	Béton C25/30	31000	0,40	0,40	3,66	-11,38		2,13E-03	2,13E-03	2,42E+02	-7,53E+02	66	66,13333333	2580,8	4132,82	0,0	0,0	0,0		
P23	Béton C25/30	31000	0,40	0,40	7,33	-11,47		2,13E-03	2,13E-03	4,85E+02	-7,59E+02	66	66,13333333	439,2	4227,46	0,0	0,0	0,0		
P24	Béton C25/30	31000	0,40	0,40	12,09	-13,13		2,13E-03	2,13E-03	8,00E+02	-8,68E+02	66	66,13333333	315,2	6165,14	0,0	0,0	0,0		
										2,87E+01	4,50E+00	8,82E+06	-4,85E+05	1,39E+05	8,90E+05	7,83E+07	1,63E+06	100,0	100,0	100,0

Rigidité des éléments primaires:	
séisme sens X	139459 MN.m <sup>2</sup>
séisme sens Y	889843 MN.m <sup>2</sup>
torsion	79891823 MN.m <sup>4</sup>

Éléments secondaires																				
Désignation	Matériau	E (MPa)	Lx (m)	Ly (m)	Coordonnées		α (°)	I <sub>px</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>py</sub> (m <sup>4</sup> )	xi*Ei*lgxi	yi*Ei*lgyi	Ei*lgxi	Ei*lgyi	Ei*lgx <sup>2</sup>	Ei*lgy <sup>2</sup>	Participation (%)				
					xi (m)	yi (m)										X	Y	torsion		
S1	Béton C25/30	31000	1,36	0,16	8,26	-0,93		4,64E-04	3,35E-02	1,19E+02	-9,67E+02	1039,721813	14,39061333	39,0	6733,24	14,4	0,1	0,6		
S2	Béton C25/30	31000	0,53	0,16	17,10	-2,29		1,81E-04	1,99E-03	9,59E+01	-1,41E+02	61,53582667	5,608106667	290,2	86,38	0,9	0,0	0,0		
S3	Béton C25/30	31000	0,16	0,65	19,56	-7,38		3,66E-03	2,22E-04	2,22E+03	-5,08E+01	6,877866667	113,5116667	10577,1	104,89	0,1	0,6	1,0		
S4	Béton C25/30	31000	0,99	0,16	17,21	-12,91	21,00	1,19E-03	1,13E-02	1,04E+03	-4,53E+03	350,9861772	60,5462628	3229,2	31245,85	4,9	0,3	3,2		
S5	Béton C25/30	31000	0,99	0,16	13,48	-11,48	21,00	1,95E-03	1,13E-02	8,16E+02	-4,03E+03	350,9861772	60,5462628	773,0	22492,34	4,9	0,3	2,2		
S6	Béton C25/30	31000	0,46	0,16	8,40	-9,54	21,00	3,03E-04	1,15E-03	7,90E+01	-3,41E+02	35,69462429	9,405002377	21,4	1313,09	0,5	0,1	0,1		
S7	Béton C25/30	31000	0,30	0,16	8,03	-9,46		1,02E-04	3,60E-04	2,55E+01	-1,06E+02	11,16	3,1744	11,2	399,78	0,2	0,0	0,0		
S8	Béton C25/30	31000	0,72	0,16	5,72	-9,39		2,46E-04	4,98E-03	4,36E+01	-1,45E+03	154,27584	7,61856	133,6	5398,05	2,1	0,0	0,5		
S9	Béton C25/30	31000	0,62	0,16	4,87	-9,37		2,12E-04	3,18E-03	3,19E+01	-9,23E+02	98,50890667	6,560426667	166,4	3423,52	1,4	0,0	0,3		
S10	Béton C25/30	31000	0,61	0,16	0,47	-9,24		2,08E-04	3,03E-03	3,03E+00	-8,67E+02	93,81881333	6,454613333	574,8	3118,31	1,3	0,0	0,3		
S11	Béton C25/30	31000	0,16	3,51	17,23	-4,13		5,77E-01	1,20E-03	3,08E+05	-1,53E+02	37,14048	17874,00108	958521,4	15,94	0,5	98,3	88,7		
S12	Béton C25/30	31000	2,29	0,16	16,11	-5,97		7,82E-04	1,60E-01	3,90E+02	-2,96E+04	4963,715453	24,23125333	932,4	30904,25	68,9	0,1	2,9		
										5,87E-01	2,32E-01	3,13E+05	-4,32E+04	7,20E+03	1,82E+04	9,75E+05	1,05E+05	100,0	100,0	100,0

Rigidité des éléments secondaires:	
séisme sens X	7204 MN.m <sup>2</sup>
séisme sens Y	18186 MN.m <sup>2</sup>
torsion	1080505 MN.m <sup>4</sup>

Cdg : Centre de gravité  
 C<sub>T</sub> : Centre de torsion  
 e<sub>o</sub> : distance entre le Cdg et le C<sub>T</sub>  
 r : racine carrée du rapport de la rigidité en torsion à la rigidité  
 ls : rayon de giration massique du plancher

Rapport de rigidité: E <sub>sec</sub> / E <sub>prim</sub>	
vérification EC8.4.2.2(4)	
séisme X	5,17% < 15%
séisme Y	2,04% < 15%

### Critères de rigidité en torsion des éléments primaires :

Rigidité globale	
séisme sens X	146663 MN.m <sup>2</sup>
séisme sens Y	908029 MN.m <sup>2</sup>
torsion	80972328 MN.m <sup>4</sup>

	Cdg (m)	C <sub>T</sub> (m)	e <sub>o</sub> (m)
X	11,4	9,9	-1,5
Y	-6,4	-3,5	2,9

		vérification EC8.5.2.2.1(4)P			
	r (m)				l <sub>i</sub> (m)
X	23,9				> 7,3
Y	9,5				> 7,3

# Bilan de rigidité du R+5 de la structure EC8

<b>BILAN DE RIGIDITÉ - EC8</b>	
PROJET :	CAP AZZURA
NIVEAU :	BLOC C - R+5 BIS
DATE :	19/09/2015

## Éléments primaires

Désignation	Matériau	E (MPa)	Lx (m)	Ly (m)	Coordonnées		α (°)	I <sub>gx</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>gy</sub> (m <sup>4</sup> )	RIGIDITE				TORSION		Participation (%)		
					xi (m)	yi (m)				EI*E <sub>g</sub>	yi*E <sub>g</sub> I <sub>gxi</sub>	EI*E <sub>g</sub> I <sub>gyi</sub>	EI*E <sub>g</sub>	EI*E <sub>g</sub>	E <sup>2</sup> I <sub>gx</sub> *x <sup>2</sup>	E <sup>2</sup> I <sub>gy</sub> *y <sup>2</sup>	X	Y
P1	Béton C25/30	31000	1,53	0,16	0,93	-0,08		5,22E-04	4,78E-02	1,51E+01	-1,18E+02	1480	16,18944	99,6	373,72	10,1	0,0	0,0
P2	Béton C25/30	31000	1,00	0,16	3,19	-0,08		3,61E-04	1,33E-02	3,38E+01	-3,31E+01	413	10,58133333	0,5	104,35	2,8	0,0	0,0
P3	Béton C25/30	31000	2,89	0,16	6,14	-0,08		9,86E-04	3,22E-01	1,88E+02	-7,98E+02	9977	30,58005333	227,8	2518,66	68,1	0,1	0,2
P4	Béton C25/30	31000	0,16	0,94	7,50	-0,63		1,11E-02	3,21E-04	2,57E+03	-6,27E+00	10	343,3080533	5740,5	0,02	0,1	0,6	0,4
P5	Béton C25/30	31000	1,61	0,16	8,23	-2,29		5,50E-04	5,56E-02	1,40E+02	-3,95E+03	1725	17,03594667	395,6	5029,54	11,8	0,0	0,4
P6	Béton C25/30	31000	1,27	0,16	10,68	-2,29		4,33E-04	2,73E-02	1,44E+02	-1,94E+03	847	13,43829333	710,1	2468,66	5,8	0,0	0,2
P7	Béton C25/30	31000	0,16	0,99	11,23	-2,87		1,29E-02	3,38E-04	4,50E+03	-3,01E+01	10	401,05692	24520,2	54,82	0,1	0,7	1,7
P8	Béton C25/30	31000	0,16	3,34	11,23	-6,03		4,97E-01	1,14E-03	1,73E+05	-2,13E+02	35	15400,67765	941580,2	1048,79	0,2	28,5	66,5
P9	Béton C25/30	31000	0,37	0,16	5,18	-9,38		1,36E-04	6,75E-04	2,09E+01	-1,96E+02	21	3,915093333	12,3	1620,43	0,1	0,0	0,1
P10	Béton C25/30	31000	0,40	0,40	3,65	-11,38		2,13E-03	2,13E-03	2,41E+02	-7,53E+02	66	66,13333333	3,8	7710,30	0,5	0,1	0,5
P11	Béton C25/30	31000	0,16	4,50	0,08	-9,23		1,22E-00	1,54E-03	3,01E+03	-4,39E+02	48	37665	417880,3	3560,73	0,3	69,6	29,8
P12	Béton C25/30	31000	0,16	0,69	5,28	-6,90		4,38E-03	2,36E-04	7,17E+02	-5,04E+01	7	135,78372	474,4	291,40	0,0	0,3	0,1
										1,85E+05	-8,53E+03	1,46E+04	5,41E+04	1,39E+06	2,48E+04	100,0	100,0	100,0

Rigidité des éléments primaires:

séisme sens X ..... 14640 MN.m<sup>2</sup>

séisme sens Y ..... 54104 MN.m<sup>2</sup>

torsion ..... 1416427 MN.m<sup>4</sup>

## Éléments secondaires

Désignation	Matériau	E (MPa)	Lx (m)	Ly (m)	Coordonnées		α (°)	I <sub>gx</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>gy</sub> (m <sup>4</sup> )	RIGIDITE				TORSION		Participation (%)		
					xi (m)	yi (m)				EI*E <sub>g</sub>	yi*E <sub>g</sub> I <sub>gxi</sub>	EI*E <sub>g</sub> I <sub>gyi</sub>	EI*E <sub>g</sub>	EI*E <sub>g</sub>	E <sup>2</sup> I <sub>gx</sub> *x <sup>2</sup>	E <sup>2</sup> I <sub>gy</sub> *y <sup>2</sup>	X	Y
S1	Béton C25/30	31000	0,60	0,16	5,39	-4,75		2,05E-04	2,88E-03	3,42E+01	-4,24E+02	89,28	6,3488	24,9	1550,66	5,7	0,2	1,3
S2	Béton C25/30	31000	0,33	0,16	5,33	-6,90		1,13E-04	4,79E-04	1,86E+01	-1,02E+02	14,85396	3,49184	12,9	592,84	1,0	0,1	0,5
S3	Béton C25/30	31000	0,16	1,92	3,78	-10,22		9,44E-02	6,55E-04	1,11E+04	-2,08E+02	20,31616	2925,52704	398,6	1887,02	1,3	97,3	1,9
S4	Béton C25/30	31000	1,03	0,16	5,87	-9,40		3,52E-04	1,46E-02	6,40E+01	-4,25E+03	451,6604933	10,89877333	65,9	35116,28	29,1	0,4	29,0
S5	Béton C25/30	31000	1,33	0,16	10,65	-9,53		4,54E-04	3,14E-02	1,50E+02	-9,27E+03	972,4232933	14,07317333	737,5	77851,00	62,6	0,5	64,7
S6	Béton C25/30	31000	0,16	0,48	11,23	-9,23		1,47E-03	1,64E-04	5,13E+02	-4,69E+01	5,07904	45,71136	2794,7	379,81	0,3	1,5	2,6
S7	Béton C25/30	31000	0,16	6,83	0,08	-3,57		4,24E+00	2,33E-03	1,05E+04	-2,58E+02	72,2176	131403,9431	1457881,9	644,58	4,6	4371,3	1201,3
										1,96E+05	-2,28E+04	1,62E+04	5,71E+04	1,40E+06	1,42E+05	100,0	100,0	100,0

Rigidité des éléments secondaires:

séisme sens X ..... 1554 MN.m<sup>2</sup>

séisme sens Y ..... 3006 MN.m<sup>2</sup>

torsion ..... 121412 MN.m<sup>4</sup>

**Rapport de rigidité:** E<sub>sec</sub> / E<sub>prim</sub>

vérification EC8 4.2.2(4)

séisme X ..... 10,61% < 15%

séisme Y ..... 5,56% < 15%

C<sub>dg</sub> : Centre de gravité  
 C<sub>t</sub> : Centre de torsion  
 e<sub>g</sub> : distance entre le C<sub>dg</sub> et le C<sub>t</sub>  
 r : racine carrée du rapport de la rigidité en torsion à la rigidité  
 I<sub>s</sub> : rayon de giration massique du plancher

### Critères de rigidité en torsion des éléments primaires :

Rigidité globale

séisme sens X ..... 16194 MN.m<sup>2</sup>

séisme sens Y ..... 57110 MN.m<sup>2</sup>

torsion ..... 1537839 MN.m<sup>4</sup>

C <sub>dg</sub> (m)	C <sub>t</sub> (m)	e <sub>g</sub> (m)	vérification EC8 5.2.2.1 (4)P				
			r (m)			I <sub>s</sub> (m)	
X	4,7	3,4	-1,3	X	9,8	>	4,8
Y	-5,0	-0,6	4,4	Y	5,1	>	4,8

## ANNEXE 9

### Torseurs du voile de contreventement calculé

COUPURE	CAS	M bas(T*m)	N bas(T)	T bas(T)	L bas(m)	e (m)	hw. voile (m)	hs (m)
21	1	56,23	-68,65	-71,11	2,39	0,5	2,39	2,3
	2	1,24	-5,71	1,17	2,39	0,5	2,39	2,3
	6	-10,88	4,46	11,9	2,39	0,5	2,39	2,3
	7	44,57	-20,02	-62,26	2,39	0,5	2,39	2,3
	3 (CQC)	28,11	11,75	32,36	2,39	0,5	2,39	2,3
	4 (CQC)	90,5	30	114,73	2,39	0,5	2,39	2,3
	5 (CQC)	1,44	1,63	2,03	2,39	0,5	2,39	2,3
	101	58,37	23,65	66,78	2,39	0,5	2,39	2,3
	102	-2,14	-0,15	-2,06	2,39	0,5	2,39	2,3
	103	98,5	23	124,44	2,39	0,5	2,39	2,3
	104	92,43	36,15	105,02	2,39	0,5	2,39	2,3
	105	111,34	-43,67	-0,76	2,39	0,5	2,39	2,3
	106	67,46	-74,81	-91,85	2,39	0,5	2,39	2,3
	107	154,65	21	65,23	2,39	0,5	2,39	2,3
	108	137,78	-28,05	45,82	2,39	0,5	2,39	2,3
	109	11,23	-98,31	-156,56	2,39	0,5	2,39	2,3
	110	55,11	-67,17	-65,48	2,39	0,5	2,39	2,3
	111	-8,49	-131,87	-257,81	2,39	0,5	2,39	2,3
	112	8,38	-124,82	-238,39	2,39	0,5	2,39	2,3
	113	111,71	-45,38	-0,41	2,39	0,5	2,39	2,3
	114	67,83	-76,52	-91,5	2,39	0,5	2,39	2,3
	115	155,02	-22,71	65,58	2,39	0,5	2,39	2,3
	116	138,15	-29,76	46,17	2,39	0,5	2,39	2,3
	117	11,6	-100,02	-156,21	2,39	0,5	2,39	2,3
	118	55,48	-68,88	-65,13	2,39	0,5	2,39	2,3
	119	-8,12	-133,58	-257,46	2,39	0,5	2,39	2,3
	120	8,75	-126,53	-238,04	2,39	0,5	2,39	2,3

# ANNEXE 10

## Description des caractéristiques mécaniques du sol selon sondages

Sondages	Profondeur de l'essai (m)	Nature de la couche testée	P <sub>r</sub> kg/cm <sup>2</sup>	P <sub>s</sub> kg/cm <sup>2</sup>	E kg/cm <sup>2</sup>	E/P <sub>r</sub>
S4	2.00	Limons sablo-limoneux (RB)	1.4	3.7	32	8.7
	3.00	Limons sablo-limoneux (RB)	0.8	1.6	20	12.2
	4.00	Limons sablo-limoneux (RB)	1.7	5.0	53	10.5
	5.00	Limons sablo-limoneux (RB)	0.8	1.6	26	16.0
	6.00	Limons argileux (EB)	7.0	14.2	152	10.7
	7.00	Marne argileuse (PL)	4.4	10.8	123	11.4
	8.00	Marne argileuse (PL)	12.6	21.4	219	10.2
	10.00	Marne argileuse (PL)	> 20	> 30	615	-
	12.00	Marne argileuse (PL)	> 20	> 30	755	-
	14.00	Marne argileuse (PL)	> 20	> 30	672	-
S5	16.00	Marne calcaire (PL)	> 20	> 30	608	-
	18.00	Marne calcaire (PL)	> 20	> 30	469	-
	20.00	Marne calcaire (PL)	> 20	> 30	544	-
	2.00	Calcaire fracturé (RB)	7.7	11.8	171	14.5
	3.00	Limons argileux (RB)	0.7	1.5	20	14.3
	4.00	Limons argileux (RB)	0.6	1.2	15	12.4
	5.00	Limons argileux (EB)	3.7	8.1	116	14.4
	6.00	Marne argileuse (PL)	12.1	19.2	137	7.1
	7.00	Marne argileuse (PL)	9.1	19.3	156	8.1
	8.00	Marne argileuse (PL)	14.5	22.4	170	7.6
S6	9.00	Marne argileuse (PL)	> 15	> 20	225	-
	10.00	Marne calcaire (PL)	> 20	> 30	339	-
	12.00	Marne calcaire (PL)	> 20	> 30	654	-
	14.00	Marne calcaire (PL)	> 20	> 30	346	-
	16.00	Marne calcaire (PL)	> 20	> 30	535	-
	18.00	Marne calcaire (PL)	> 20	> 30	621	-

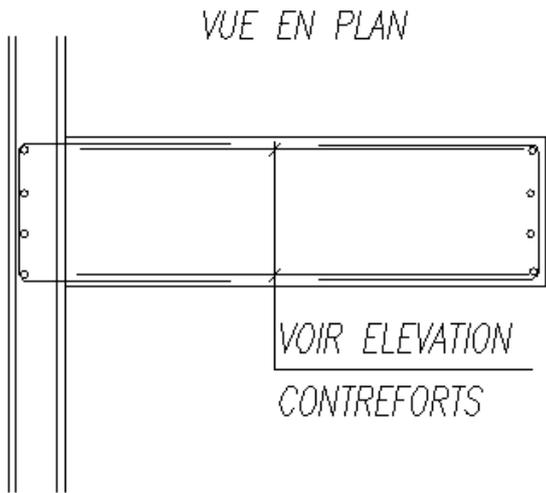
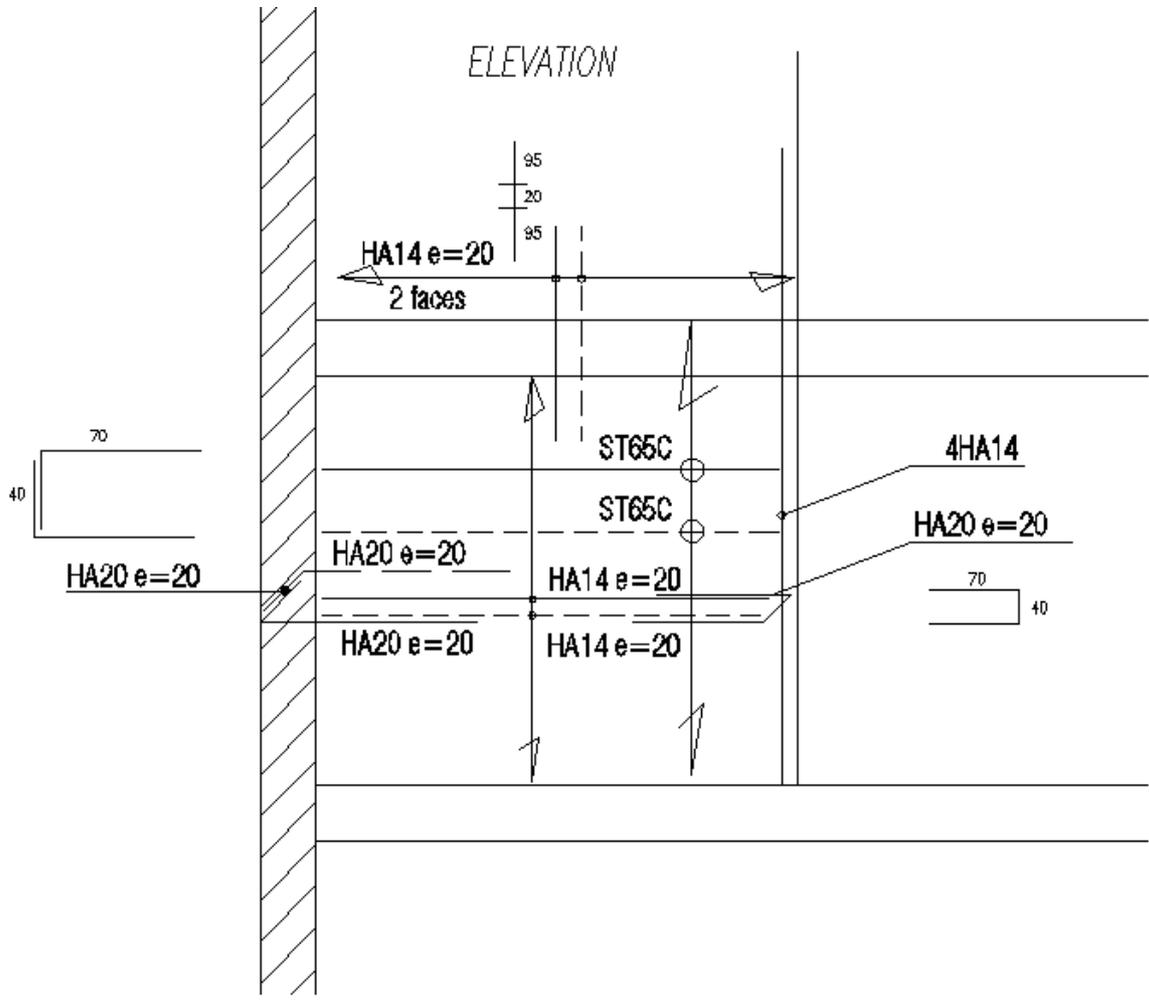
RB : Remblais EB : Eboulis

PL : Pliocène

Sondages	Profondeur de l'essai (m)	Nature de la couche testée	P <sub>r</sub> kg/cm <sup>2</sup>	P <sub>s</sub> kg/cm <sup>2</sup>	E kg/cm <sup>2</sup>	E/P <sub>r</sub>	
S1	4.00	Limons argileux (EB)	3.1	5.8	42	7.2	
	5.30	Limons argileux (EB)	1.2	4.6	33	7.2	
	6.60	Limons argileux (EB)	1.6	4.7	54	11.4	
	8.00	Marne argileuse (PL)	10.4	18.5	131	7.1	
	9.50	Marne argileuse (PL)	11.2	18.5	152	8.2	
	11.00	Marne calcaire (PL)	13.2	21.0	275	13.1	
	12.50	Marne calcaire (PL)	> 20	> 30	322	-	
	14.00	Marne calcaire (PL)	> 20	> 30	374	-	
	S2	4.00	Limons argileux (EB)	2.3	5.2	34	6.7
		5.50	Limons argileux (EB)	2.3	5.6	51	9.1
7.00		Limons argileux (EB)	3.0	6.4	49	7.7	
8.50		Limons argileux (EB)	1.7	4.1	32	7.9	
10.00		Limons argileux (EB)	1.8	4.8	35	7.3	
11.50		Marne calcaire (PL)	8.8	16.1	118	7.3	
13.00		Marne calcaire (PL)	9.5	21.1	171	8.1	
15.00		Marne calcaire (PL)	> 15	> 20	221	-	
17.00		Marne calcaire (PL)	> 15	> 20	264	-	
S3		2.00	Limons sablo-argileux (RB)	3.2	5.8	51	8.7
	3.00	Gravier calcaire (EB)	12.6	19.9	140	7.1	
	4.00	Limons argileux (EB)	2.2	4.5	37	8.3	
	5.00	Limons argileux (EB)	1.8	4.5	35	8.0	
	6.00	Limons argileux (EB)	3.1	6.4	92	14.6	
	7.00	Marne argileuse (PL)	10.7	16.2	210	13.0	
	8.00	Marne argileuse (PL)	13.7	19.0	133	7.0	
	10.00	Marne argileuse (PL)	> 20	> 30	401	-	
	12.00	Marne argileuse (PL)	> 20	> 30	434	-	
	14.50	Marne argileuse (PL)	> 20	> 30	407	-	
S7	17.50	Marne argileuse (PL)	> 20	> 30	448	-	
	20.50	Marne calcaire (PL)	> 20	> 30	339	-	

# ANNEXE 11

Principe de ferrailage du voile calculé suivant les règles PS92



## Liste des figures

<b>Figure 1</b> Vue aérienne du bâtiment Cap Azzura.....	17
<b>Figure 2</b> Vue en image de synthèse de la façade SUD .....	18
<b>Figure 3</b> Coupe transversale du bâtiment.....	18
<b>Figure 4</b> Diagramme de contrainte-déformation à palier horizontal.....	23
<b>Figure 5</b> Diagramme de contrainte-déformation à palier incliné .....	23
<b>Figure 6</b> Comparaison des sous-missions de la norme NF P 94-500 dans sa version 2006 et 2013.....	29
<b>Figure 7</b> Plan d'implantation des sondages de reconnaissance.....	31
<b>Figure 8</b> Profils synthétiques des couches de sol.....	37
<b>Figure 9</b> Coupe géologique sur la profondeur des pieux .....	42
<b>Figure 10</b> Diagramme d'interaction du module linéique kf .....	46
<b>Figure 11</b> Déplacements en tête de pieu suivant le diamètre .....	49
<b>Figure 12</b> Schéma mécanique appuis élastiques.....	51
<b>Figure 13</b> Schéma mécanique pieux de 1m encastres .....	51
<b>Figure 14</b> Accélération spectrale calculée pour le modèle EC8 .....	55
<b>Figure 15</b> Accélération spectrale calculée pour le modèle Fascicule 62.....	56
<b>Figure 16</b> Accélération spectrale calculée pour le modèle pieux 1m .....	57
<b>Figure 17</b> Evolution étage par étage de l'effort tranchant suivant X.....	60
<b>Figure 18</b> Evolution étage par étage de l'effort tranchant suivant Y .....	60
<b>Figure 19</b> Déplacements du modèle pieux 1m.....	61
<b>Figure 20</b> Déplacements du modèle EC8 .....	61
<b>Figure 21</b> Déplacements du modèle Fascicule 62 .....	62
<b>Figure 22</b> Déplacements maximaux suivant le modèle .....	62
<b>Figure 23</b> Valeur de $\theta$ .....	63
<b>Figure 24</b> Poussée dynamique globale.....	65
<b>Figure 25</b> Coupe sur la paroi amont.....	67
<b>Figure 26</b> Coupe sur la paroi aval.....	69
<b>Figure 27</b> Calcul de la poussée sur paroi aval suivant Mononobé Okabé.....	69
<b>Figure 28</b> Coupe paroi latérale .....	70
<b>Figure 29</b> Calcul de la poussée sur paroi latérale suivant Mononobé Okabé.....	70
<b>Figure 30</b> Schéma de principe représentant les hauteurs de paroi .....	72
<b>Figure 31</b> Bilan des efforts dans la phase statique.....	74
<b>Figure 32</b> Bilan des efforts dans la phase dynamique.....	74
<b>Figure 33</b> Effort stabilisant des pieux vis-à-vis du renversement .....	76
<b>Figure 34</b> Représentation du cône d'arrachement .....	76
<b>Figure 35</b> Volume de terre comprise dans le cône d'arrachement.....	79
<b>Figure 36</b> Repérage des pieux mobilisés au frottement latéral vis-à-vis du renversement.....	80
<b>Figure 37</b> Position des clous dans le sens transversal du bâtiment.....	85
<b>Figure 38</b> Zonage sismique de la France définit par les décrets et arrêtés du 22/10/2010 .....	90
<b>Figure 39</b> Représentation des limites de plaques africaine et eurasienne .....	91
<b>Figure 40</b> Rotation de la microplaque adriatique par mesure GPS (Laboratoire "Géosciences Azur ")	92
<b>Figure 41</b> Carte des failles actives de la région PACA .....	92
<b>Figure 42</b> Zone de sismicité commune de Cap d'Ail (EC8 .....	93
<b>Figure 43</b> Spectres élastique suivant la zone de sismicité .....	97
<b>Figure 44</b> Spectre de dimensionnement EC8 en fonction du coefficient de comportement .....	99
<b>Figure 45</b> Comportement d'ossatures de même période T soumises à une poussée progressive ....	101
<b>Figure 46</b> Critères supplémentaires de régularité en élévation.....	102

<b>Figure 47</b> illustration de la variation de géométrie du bâtiment au dernier niveau .....	103
<b>Figure 48</b> Valeurs des poussées statiques et incréments dynamiques.....	109
<b>Figure 49</b> Repérage du bloc étudié .....	111
<b>Figure 50</b> Etude en phase d'esquisse .....	112
<b>Figure 51</b> Etude en phase d'avant-projet.....	113
Figure 52 Etude en phase de conception détaillée .....	113
<b>Figure 53</b> Etude en phase d'exécution .....	114
<b>Figure 54</b> Superposition des éléments primaires jusqu'aux fondations.....	115
<b>Figure 55</b> Représentation des éléments primaires et secondaires.....	116
<b>Figure 56</b> Transmission des efforts horizontaux.....	117
<b>Figure 57</b> Définition du contour polygonal convexe.....	119
<b>Figure 58</b> Position du centre de rigidité.....	120
<b>Figure 59</b> Distances entre blocs .....	122
<b>Figure 60</b> Retrait en élévation.....	123
<b>Figure 61</b> Retrait en élévation dans la partie basse du bâtiment .....	123
<b>Figure 62</b> Retrait non symétrique .....	123
<b>Figure 63</b> Représentation des voiles primaires selon la conception PS92.....	124
<b>Figure 64</b> Représentation des voiles primaires selon la conception EC8.....	126
<b>Figure 65</b> Conséquences des modifications sur un étage courant .....	128
<b>Figure 66</b> Conséquences des modifications sur le dernier étage .....	128
<b>Figure 67</b> Voiles de contreventement du dernier étage.....	130
<b>Figure 68</b> Torsion dans un étage courant.....	131
<b>Figure 69</b> Centre de torsion et de gravité du R+5 .....	132
<b>Figure 70</b> Centre de torsion et de gravité du R+5 après modification.....	133
<b>Figure 71</b> Concentration de contraintes en pied des retraits .....	136
<b>Figure 72</b> Illustration du phénomène « coup de fouet » sur le dernier niveau d'un immeuble.....	137
<b>Figure 73</b> Alternatives de construction .....	138
<b>Figure 74</b> Représentation du maillage .....	139
<b>Figure 75</b> Modélisation du bloc C.....	140
<b>Figure 76</b> Principe de l'analyse sismique.....	143
<b>Figure 77</b> Spectre de réponse du bâtiment.....	145
<b>Figure 78</b> Allure de la déformation du bâtiment .....	145
<b>Figure 79</b> Déplacements suivants X .....	146
<b>Figure 80</b> Déplacements suivants Y.....	146
<b>Figure 81</b> Principe de ferrailage d'un voile de contreventement .....	149
<b>Figure 82</b> Voile de contreventement soumis à une force horizontale.....	151
<b>Figure 83</b> Diagramme de déformation d'une section .....	152
<b>Figure 84</b> Condition de non glissement.....	157
<b>Figure 85</b> Repérage du voile étudié .....	158
<b>Figure 86</b> Sollicitation corrigées.....	163
<b>Figure 87</b> Principe de ferrailage du voile de contreventement .....	169
<b>Figure 88</b> Principe de réalisation de la paroi par phases .....	172
<b>Figure 89</b> Distribution des contraintes dans l'écran.....	175
<b>Figure 90</b> Schéma de contraintes sur écran .....	176
<b>Figure 91</b> Contre butée .....	178

## Liste des tableaux

<b>Tableau 1</b> Valeurs caractéristiques mécaniques du béton .....	21
<b>Tableau 2</b> Charges permanentes .....	27
<b>Tableau 3</b> Charges d'exploitations .....	27
<b>Tableau 4</b> Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique .....	30
<b>Tableau 5</b> Caractéristiques intrinsèques des couches .....	36
<b>Tableau 6</b> Notation des données géotechniques .....	36
<b>Tableau 7</b> Niveaux d'eaux relevés suivant les sondages.....	36
<b>Tableau 8</b> Valeurs du coefficient de comportement en fonction de l'ISS.....	41
<b>Tableau 9</b> Raideurs des têtes de pieux selon les modèles.....	43
<b>Tableau 10</b> Valeurs du rapport d'accélération du sol .....	44
<b>Tableau 11</b> Raideurs des pieux en fonction de leur diamètre .....	45
<b>Tableau 12</b> Valeurs du coefficient rhéologique suivant le type de sol .....	47
<b>Tableau 13</b> Coefficient de pondération de $k_f$ suivant la zone sismique .....	47
<b>Tableau 14</b> Valeur de $k$ pour les pieux de 80cm de diamètre.....	48
<b>Tableau 15</b> valeur de $k$ pour les pieux de 50cm de diamètre.....	48
<b>Tableau 16</b> Combinaisons sismiques pour l'étude des pieux .....	52
<b>Tableau 17</b> Sommes des efforts horizontaux aux appuis .....	53
<b>Tableau 18</b> Comparaisons des efforts max aux appuis suivant X,Y et Z .....	54
<b>Tableau 19</b> Comparaisons des efforts min aux appuis suivant X,Y et Z.....	54
<b>Tableau 20</b> Modes propres suivant le modèle EC8.....	55
<b>Tableau 21</b> Modes propres suivant le modèle Fascicule 62 .....	56
<b>Tableau 22</b> Modes propres suivant le modèle pieux 1m.....	57
<b>Tableau 23</b> Valeurs des pulsations et modes propres suivant le modèle.....	58
<b>Tableau 24</b> Rigidité des pieux suivant le modèle dans les directions X et Y .....	58
<b>Tableau 25</b> Masses modales suivant le modèle.....	59
<b>Tableau 26</b> Valeurs de l'effort tranchant par niveau suivant le modèle.....	59
<b>Tableau 27</b> Valeurs du coefficient $r$ .....	64
<b>Tableau 28</b> Poids des parois et contreforts.....	75
<b>Tableau 29</b> Poids des dalles et planchers.....	75
<b>Tableau 30</b> Poids total du bâtiment.....	75
<b>Tableau 31</b> Coefficient de réduction du frottement latéral.....	77
<b>Tableau 32</b> Valeurs de $Q_s$ .....	77
<b>Tableau 33</b> Valeurs de $Q_n$ .....	78
<b>Tableau 34</b> Bilan des efforts en statique et dynamique .....	83
<b>Tableau 35</b> Vérification du renversement en statique et dynamique .....	83
<b>Tableau 36</b> Vérification du glissement en statique.....	84
<b>Tableau 37</b> Vérification du glissement en dynamique.....	84
<b>Tableau 38</b> Valeurs de $Q_s$ .....	86
<b>Tableau 39</b> Valeurs du coefficient de sécurité .....	87
<b>Tableau 40</b> Catégorie d'importance définie dans l'arrêté du 22/10/2010 .....	94
<b>Tableau 41</b> Accélération maximale de référence agr .....	94
<b>Tableau 42</b> Classification des sols selon les Eurocodes 8 § 3.1.....	95
<b>Tableau 43</b> Paramètres d'identification des sols selon l'article 5.21 PS92 .....	96
<b>Tableau 44</b> Paramètre de sol $S$ .....	97
<b>Tableau 45</b> Paramètre des spectres de réponse horizontaux .....	98
<b>Tableau 46</b> Paramètre des spectres de réponse verticaux.....	98

<b>Tableau 47</b> Modes d'analyses admis en fonction de la régularité du bâtiment.....	103
<b>Tableau 48</b> Valeur de base du coefficient de comportement $q_0$ .....	103
<b>Tableau 49</b> Détail de calcul de $\alpha_0$ .....	104
<b>Tableau 50</b> Spectre de réponse élastique pour les directions horizontales .....	105
<b>Tableau 51</b> Comparaison accélération PS92 - EC8.....	106
<b>Tableau 52</b> Accélération PS92 et EC8 avec coefficient de comportement.....	106
<b>Tableau 53</b> Valeurs du module instantané du béton.....	107
<b>Tableau 54</b> Valeurs des coefficients $\psi_{2i}$ donnés dans l'Eurocode 0.....	108
<b>Tableau 55</b> Valeurs de $\phi$ pour le calcul de $\psi_{E,i}$ .....	109
<b>Tableau 56</b> Combinaisons sismiques.....	111
<b>Tableau 57</b> Organisation générale d'un projet de construction parasismique.....	114
<b>Tableau 58</b> Conséquences de la régularité de la structure sur l'analyse et le calcul sismique.....	119
<b>Tableau 59</b> Pourcentage de voiles primaires et secondaires sur l'ensemble du bâtiment PS92 .....	125
<b>Tableau 60</b> Pourcentage de voiles primaires et secondaires en superstructure PS92 .....	125
<b>Tableau 61</b> Pourcentage de voiles primaires et secondaires sur l'ensemble du bâtiment EC8 .....	126
<b>Tableau 62</b> Comparaison des voiles primaires suivant PS92 et EC8.....	127
<b>Tableau 63</b> Comparaison des voiles secondaires suivant PS92 et EC8 .....	127
<b>Tableau 64</b> Bilan de rigidité selon conception EC8 et PS92 .....	130
<b>Tableau 65</b> Calcul de $r_x$ et $r_y$ .....	132
<b>Tableau 66</b> Vérification de la torsion .....	132
<b>Tableau 67</b> Calcul de $r_x$ et $r_y$ après modification.....	133
<b>Tableau 68</b> Vérification de la torsion après modification.....	133
<b>Tableau 69</b> Surfaces de logements .....	134
<b>Tableau 70</b> Surfaces de terrasses.....	135
<b>Tableau 71</b> Grandeurs des modes propres .....	144
<b>Tableau 72</b> Organigramme de calcul à la flexion .....	154
<b>Tableau 73</b> Valeurs de $\beta$ pour diverses conditions de rive .....	160
<b>Tableau 74</b> Comparaison EC8 / PS92 suivant chaque partie du voile.....	170
<b>Tableau 75</b> Comparaison du ratio d'acier .....	171
<b>Tableau 76</b> Caractéristiques des profils U.....	182

## **RESUME**

Les séismes sont un phénomène naturel auquel la France est exposée. Avec l'évolution de la technologie et les premiers enregistrements d'ondes sismiques, les règles parasismiques sont apparues et n'ont depuis pas cessé d'évoluer.

La dernière évolution en matière de règles parasismiques fut marquée par le passage des règles PS92 aux règles Eurocode 8. Afin de mieux pouvoir estimer l'impact de ce changement, ce mémoire portera sur l'étude d'un bâtiment réalisé suivant les règles PS92 qui a été reconçu selon l'Eurocode 8.

Ce travail a pour but de mettre en évidence les principales modifications sur la structure et d'en extraire les problèmes fréquemment rencontrés induits par certains articles de l'Eurocode 8.

**Mots clés : séisme, conception, contreventement, stabilité, pieu, comparaison.**

---

## **SUMMARY**

Earthquakes are a natural phenomenon which France is exposed. With the evolution of technology and the first seismic wave recordings, seismic regulations have emerged and have since continued to evolve.

The latest evolution in terms of seismic regulations was marked by the passage of PS92 rules to Eurocode 8. In order to better estimate the impact of this change, this paper focus on the study of a building constructed according to the rules PS92 has been redesigned according to Eurocode 8.

This work aims to highlight the main changes on the structure and extract common problems encountered induced by certain sections of Eurocode 8.

**Keywords: earthquake, design, bracing, stability, pile comparison.**