

Maître d'ouvrage :
MINISTERE DE L'INTERIEUR - PREFECTURE DE LA REGION MARTINIQUE
Conducteur d'Opération :
Direction d'infrastructure de la défense (DID) de Fort-de-France

Opération :
CONSTRUCTION DU NOUVEL HOTEL DE POLICE DE FORT-DE-FRANCE
Bld du Général de Gaulle - 97000 - FORT-DE-FRANCE

Maîtrise d'oeuvre :
François MONNET - Gilles LE DRIAN - SCPA DERVAIN-VAN THE - architectes
68 rue Hoche, 93170 BAGNOLET - Tél : 01 43 62 64 22 - Fax : 01 72 71 84 49
Mobiles : MONNET : 06 71 57 59 12 / LE DRIAN : 06 08 53 66 18
332 Le Vieux Moulin de Didier 97200 FORT-DE-FRANCE - Tél 0596 64 84 85 Fax 0596 64 69 56

OTEIS SECHAUD BOSSUYT : Bureau d'études
Tour de Rosny2 – Av du Général de Gaulle - 93118 ROSNY SOUS BOIS CEDEX - Tél : 01 48 12 07 10 – Fax 01 48 12 07 01
CETE Ingénierie
Résidence Morne Vannier – Eole 2 - 97200 FORT DE FRANCE - Tel 0596 60 99 17 - Fax 0596 63 77 29
Geoff ROOKE consultant parasismique
Le Bas Lin, 44119 TREILLIERES - Tél/Fax : 02 51 82 62 48

Phase	EXE
--------------	------------

Emetteur	OTEIS SECHAUD BOSSUYT
-----------------	------------------------------

Lot 1 – GROS ŒUVRE

1.1 - Fondations Spéciales / 1.2 - Structure béton / 1.3 - Charpente Métallique

MISE A JOUR DES HYPOTHESES GENERALES DE CALCUL



Indice	Date	Mise à jour
-	18/03/2016	Document initial

SOMMAIRE**PAGES**

0.	MISE A JOUR DES HYPOTHESES GENERALES DE CALCUL	3
0.1.	GENERALITES	3
0.1.1.	Objet et définition des travaux.....	3
0.1.2.	Description du projet	3
0.2.	HYPOTHESES GENERALES DE CALCUL	5
0.2.1.	Normes et Reglements.....	5
0.2.2.	Durée d'utilisation du projet.....	5
0.2.3.	Actions.....	6
0.2.4.	Charges permanentes.....	6
0.2.5.	Charges d'exploitation.....	6
0.2.6.	Charges climatiques	7
	0.2.6.1 Zone de sismicité :	7
	0.2.6.2 Influence du sol.....	8
	0.2.6.3 Catégorie d'importance du bâtiment :	9
	0.2.6.4 Coefficient de comportement.....	10
	0.2.6.5 Masse à prendre en compte pour le calcul sismique :	10
	0.2.6.6 Critères de régularité :	11
	0.2.6.7 Méthode d'analyse et de calcul de la structure:.....	11
0.2.7.	Matériaux.....	11
	0.2.7.1 Béton : condition de fissuration.....	11
	0.2.7.2 Acier pour béton.....	11
	0.2.7.3 Acier charpente métallique	12
0.2.8.	Flèche admissible.....	12
	0.2.8.1 Structure Acier	12
	0.2.8.2 Structure Béton Armé	13
0.2.9.	Stabilité au feu.....	13
	0.2.9.1 Etude du comportement au feu du parking aérien (rapport du CTICM)	13
0.2.10.	Vibrations.....	13
0.2.11.	Etude géotechnique et hydrogéologique.....	14
	0.2.11.1 Couches géologiques du terrain	14
	0.2.11.2 Nappe phréatique :	14
	0.2.11.3 Contexte sismique :	14
0.2.12.	Fondations :.....	15
	0.2.12.1 Etudes de projet géotechnique	15
	0.2.12.2 Résistance des fondations (EC 8 -1 4.4.2.6).....	19
	0.2.12.3 Limitation des dommages sous action sismique (EC8-1 4.4.3).....	19
	0.2.12.4 Séisme vertical.....	19
	0.2.12.5 Torsion accidentelle (EC8-1 4.3.2)	20
	0.2.12.6 Liaison pieux/infrastructures	20
	0.2.12.7 Masses à prendre en compte pour le calcul sismique.....	20
0.2.13.	Limitation des dommages	20
0.2.14.	$\theta = P_{tot} * drV_{tot} * h$ Effet P-delta	20
0.2.15.	Représentation modale	20

0. MISE A JOUR DES HYPOTHESES GENERALES DE CALCUL

0.1. GENERALITES

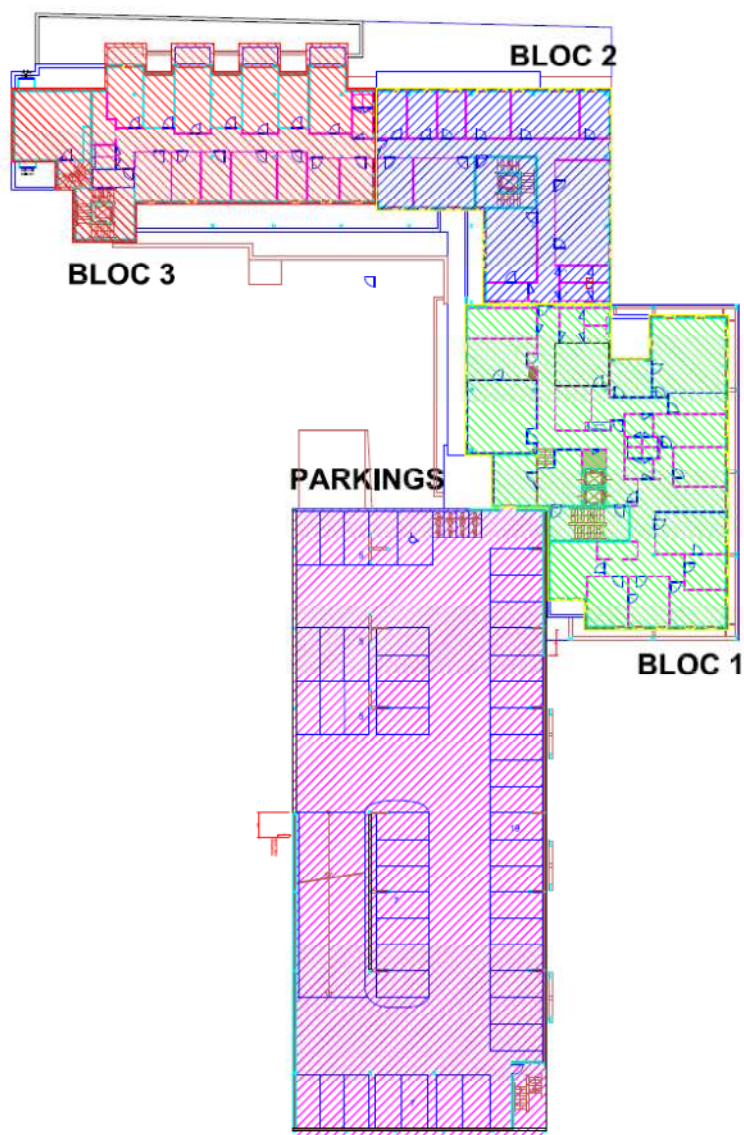
0.1.1. Objet et définition des travaux

Le présent CCTP a pour objet de définir les ouvrages de **FONDATEIONS SPECIALES ET STRUCTURE** (béton et charpente métallique) à réaliser par le présent lot, conformément aux prescriptions du CCTP N°0 - GENERALITES ET PRESCRIPTIONS COMMUNES, et celles détaillées ci-après.

Les descriptions qui suivent sont données à titre indicatif mais non limitatif, étant entendu que l'entreprise devra prévoir toutes les sujétions et fournitures nécessaires à l'achèvement des constructions et ce, sans aucune exception ni limite dans le cadre des règles de l'art.

0.1.2. Description du projet

Le bâtiment du nouvel Hôtel de police est composé de 3 ensembles séparés par des joints parasismiques.



Plan Niveau R+3 Parkings,

comprenant :

- Un RDC pour parking service abritant également des locaux de stockage, atelier, local poubelles, local entretien, un bureau, vestiaires maintenance, stationnements véhicules 2 roues, boxs canins,....
- 5 niveaux supérieurs de parkings

La structure du bâtiment est entièrement en charpente métallique, avec des planchers et rampes en dalles béton sur bacs aciers collaborant prenant appuis sur les poutres métal. La cage d'escalier est également en structure métallique. Les planchers bas des locaux en RDC sont en dalles béton portées sur longrines.

Le contreventement du bloc Parkings est assuré par des portiques métalliques tout hauteur articulés en pieds et des crois de Saint André au droit des 4 façades

Il est également prévu en façade sur la rue de la Redoute Matouba, un système à triangulation centrée en V relié des crois de Saint André afin d'avoir une structure dissipative. Ce système est liaisonné aux poutres de rive sur la rue Matouba à chaque plancher de parking à l'aide de pièces métalliques rigides travaillant en cisaillement.

Bloc 1 et 2 :

Ces 2 entités accolées sans joint parasismique pour bénéficier d'un contreventement global forment un seul bloc, composés d'un RDC et 4 niveaux supérieurs, ils sont réalisés en structure métallique type poteaux-poutres.

Dans le souci de la stabilité au feu de la structure, les poteaux seront métalliques ronds remplis de béton tout hauteur. Les planchers seront en béton sur bacs acier collaborant prenant appuis sur les poutres métalliques avec connecteurs.

Le plancher bas sera en dalle portée sur longrines.

Le contreventement est assuré tout hauteur par des portiques métalliques articulés en pieds et des crois de saint Andrés

Au niveau RDC le contreventement est renforcé par les voiles béton en façades donnant sur la rue de la Redoute Matouba et sur le Bd du Général De Gaulle

Bloc 3 :

Ce bloc est composé d'un RDC et 4 niveaux supérieurs. La structure et plancher haut en RDC sera entièrement en béton armé formant un socle rigide en pied du bloc. Le plancher bas sera en dalle béton portée sur longrines.

Les niveaux supérieurs seront réalisé en Structure métalliques (poteaux ronds métal avec remplissage béton et poutres en profils aciers) et planchers béton sur bacs acier collaborant appuyés sur les poutres en profilés métalliques.

Le plancher haut du 4^{ème} étage de la salle de sport et restauration est en toiture inclinée sur pannes métalliques prenant appuis sur un système de poutres treillis permettant d'affranchir de grandes portées.

Le contreventement de ce bloc est assuré tout hauteur par les voiles béton des cages d'escaliers et de la gaine d'ascenseur formant des noyaux et également par le voile béton perpendiculaire au noyau de l'escalier bas et au Sud par le voile séparatif avec le bâtiment bureau

Dans la hauteur du RDC le contreventement est renforcé par les voiles en façade sur le Bd du Général De Gaulle, façade mitoyenne à la Caisse d'épargne, voiles séparatif des cellules et refends béton armé.

Le bâtiment pour l'ensemble du projet sera fondé conformément au rapport d'études géotechnique par un système de fondations profondes de types pieux liaisonnés entre eux par des longrines béton dans les deux directions.

0.2. **HYPOTHESES GENERALES DE CALCUL**

0.2.1. **Normes et Reglements**

Les ouvrages seront conçus suivant le respect des normes et règlements suivant :

- NF EN 1990 Eurocode 0 : Bases de calcul des structures
- NF EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures
- NF EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
- NF EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- NF EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
- NF EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonneries
- NF EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique
- NF EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance au séisme et l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicable aux bâtiments de la catégorie dite « à risque normal ».

Et suivant le respect des cahiers des Clauses Techniques Générales, les règles professionnelles et les DTU applicables en France.

- Règlement PPRN de Fort-de-France, novembre 2004
- Guide AFPS- Conception parasismique des bâtiments, 2002
- Guide AFPS- Dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, maçonnerie et bois, 2005.

0.2.2. **Durée d'utilisation du projet**

En application de l'Eurocode 0, le projet se classe comme suit :

- Catégorie d'utilisation du projet : catégorie IV,
- Durée d'utilisation de l'ouvrage : 50 ans,
- Classe de conséquence CC2 en termes de conséquences de défaillance par défaut pour tous les ouvrages y compris leurs fondations (selon Annexe B de la norme NF EN 1990).

Les ouvrages sont classés en fonction de leur classe de conséquence (CC), qui définit la classe de fiabilité (RC) attendue, le niveau de supervision (DSL) nécessaire et le niveau de contrôle (IL) pendant l'exécution comme indiqué dans le tableau suivant :

Catégorie d'utilisation du projet	4
Durée d'utilisation de l'ouvrage	50 ans
Classe de conséquence	CC 2
Classe de fiabilité	RC 2 ; $\alpha = 3.8$
Coefficient Kfi	1.0
Niveaux de supervision de projet	DSL 2
Niveaux de contrôle	IL 2

0.2.3. Actions

Les actions prises en compte dans le dimensionnement sont :

Les actions permanentes :

- le poids propre des structures
- les charges permanentes de finition, d'équipements techniques ou de second œuvre, de protection incendie rapportée, d'étanchéité et de protection d'étanchéité, de cloisonnements, de façade ...
- le retrait des structures en béton
- les tassements relatifs d'appuis
- les poussées des terrains et des avoisinants

Les actions variables :

- les charges de construction
- les charges d'exploitation du bâtiment, de circulation
- les effets du vent
- les effets thermiques climatiques ou liés à l'exploitation du bâtiment
- les levages d'appuis pour entretien des dispositifs d'appuis

Les actions accidentelles :

- L'incendie
- Actions sismiques.

0.2.4. Charges permanentes

Les charges permanentes dues aux forces de la pesanteur sont conformes à l'Eurocode 1 - EN 1991 : Actions sur les structures.

Elles comprennent l'ensemble des poids propres des éléments de la construction (structure verticale, planchers, couverture, étanchéité, faux plafonds, cloisons, revêtements, socles, matériel à demeure, maçonneries, façade, etc.),

0.2.5. Charges d'exploitation

L'évaluation des charges d'exploitation est déterminée par ordre de priorité sur la base du programme et de l'Eurocode 1 - EN 1991 : Actions sur les structures (et son annexe nationale).

- Parking	250 daN/m ²
- Bureaux / circulations secondaires	250 daN/m ²
- Bureaux DRSI avec armoires fortes	400 daN/m ²
- Salles de réunions < 50m ²	250 daN/m ²
- Salles de réunions ≥ 50m ² , dépôt	350 daN/m ²
- Salle de Sports	500 daN/m ²
- Armurerie	500 daN/m ²
- Sanitaires	150 daN/m ²
- Stockages denses et archives	600 daN/m ²
- Locaux techniques, espaces spécifiques	500 daN/m ² + poids des équipements spécifiques.

Salles de réunion, bureaux, circulations, sanitaires : Dans un souci d'évolutivité des locaux et d'économie pour un même ensemble fonctionnel ou un même plateau, les surcharges d'exploitation des locaux dimensionnés entre 150 daN/m² et 350 daN/m² seront unifiées à 400 daN/m² conformément au programme.

Dès lors, les calculs d'accélération et déplacements au séisme prennent en compte une hypothèse de surcharge de 400 daN/m² sur un niveau complet en choisissant le R+4 qui est le plus défavorable pour les déplacements.

En outre, la descente de charge sur poteaux et fondations prend en compte 400 daN/m² sur l'ensemble du R+4 et de 150 à 350 daN/m² pour le reste des niveaux.

Nota : Les descentes de charges verticales et horizontales sont celles en têtes de pieux. Le dimensionnement des pieux a été fait avec un encastrement en tête et en tenant compte de ces charges et aussi de la possibilité d'homogénéiser les efforts horizontaux par l'effet diaphragme du plancher porté.

Les moments d'encastres pourront être distribués en faisant participer les longrines présentes dans les 2 directions.

0.2.6. Charges climatiques

Le programme fait référence au document technique unifié « Règles Neige Vent 65 », février 2009, AFNOR DTU P06-002 qui classe la Martinique en région V, site exposé (littoral, coefficient de site).

Dans l'objectif d'homogénéiser les règlements de calcul, Nous utilisons les règles définies dans l'Eurocode 1 et rappelées ci-dessous.

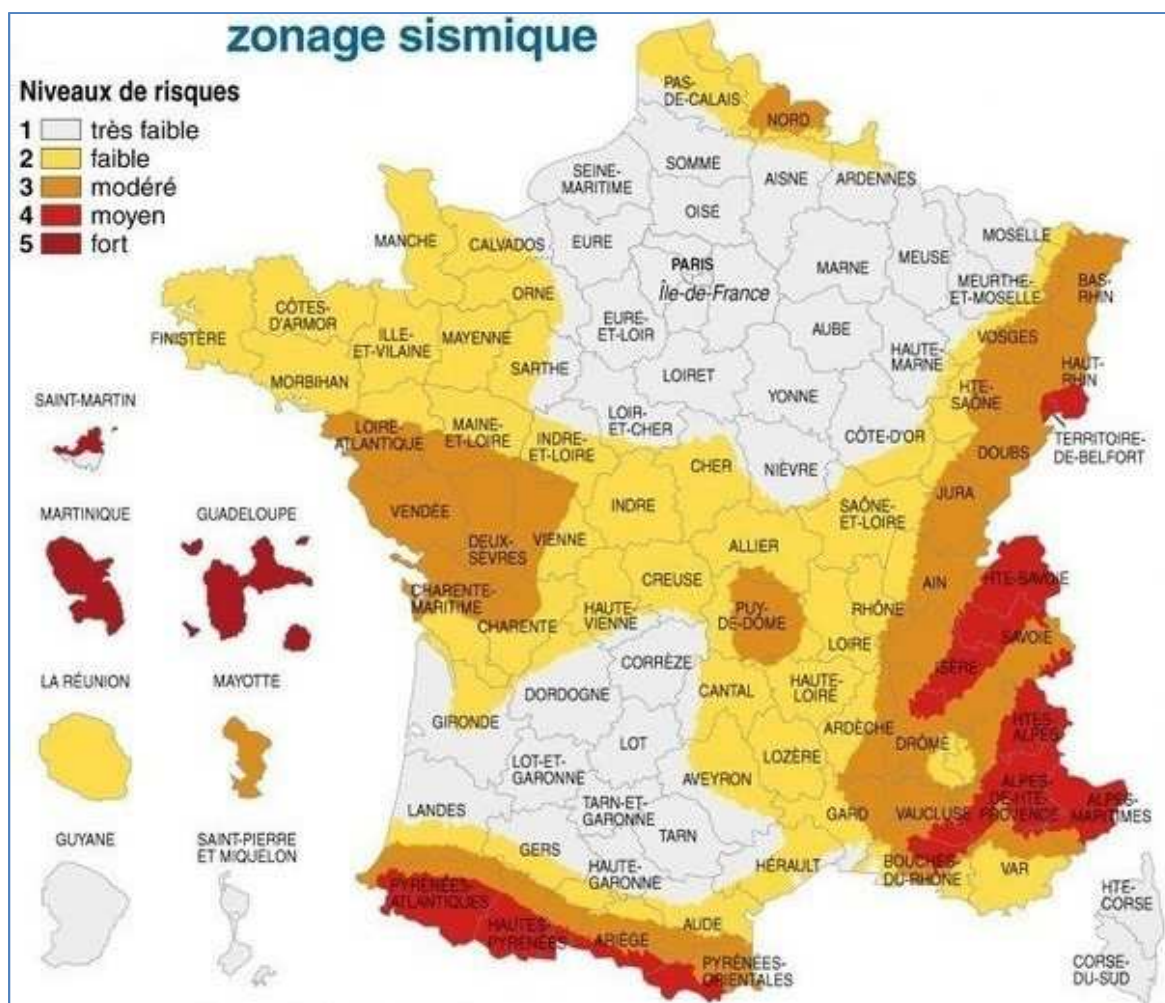
Effet du vent : d'après la classification de la norme NF EN 1991-1-4 et de son annexe nationale les hypothèses sont les suivantes :

- le projet est situé en Martinique
- vitesse de référence $v_{b,0} = 32$ m/s.
- catégorie de terrain : rugosité de type 0 (mer et/ou zone côtière exposé au vent).
- Actions sismiques

0.2.6.1 Zone de sismicité :

Suivant le décret n° 2010 -1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire Français, le projet se situe en **zone 5**, correspondant à un niveau d'aléa de forte sismicité et à une accélération de référence au niveau du sol a_{gr} définis dans le tableau suivant :

Zone de sismicité	Niveau d'aléa	a_{gr} (m/s ²)
Zone 1	Très faible	0,4
Zone 2	Faible	0,7
Zone 3	Modéré	1,1
Zone 4	Moyen	1,6
Zone 5	Fort	3



Carte d'aléa sismique

0.2.6.2 Influence du sol

L'Eurocode 8 distingue 5 catégories de sols pour lesquelles sont définis des coefficients de sol S , permettant de traduire l'amplification de la sollicitation sismique exercée par certains sols.

Les différentes catégories de sols et les coefficients de sol correspondant sont récapitulés dans le tableau suivant :

Classe de sol	Coefficient de sol S	
	Zone 1 à 4	Zone 5
A	1	1
B	1.35	1.2
C	1.5	1.15
D	1.6	1.35
E	1.8	1.4

Suivant les résultats du rapport d'études géotechniques, mission G12 et de projet partielle mission G2 réalisées GINGER Géode, Rapport n° G001.D.069.01 du 20/07/2013, les sols rencontrés au droit sont de **classe B**.

0.2.6.3 Catégorie d'importance du bâtiment :

Les bâtiments à risque normal sont classés en 4 catégories d'importance en fonction de l'activité hébergée ou du nombre de personnes pouvant être accueillies dans les locaux.

A chaque catégorie d'importance est associé un coefficient d'importance γ_1 qui vient moduler l'action sismique de référence conformément à l'Eurocode 8. Le tableau suivant (Tableau 4.3. EC8.1) récapitule les catégories d'importance ainsi que les coefficients d'importance associés.

Catégorie d'importance	Description	Coeff d'importance γ_1
I	<ul style="list-style-type: none"> Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée 	0,8
II	<ul style="list-style-type: none"> Habitations individuelles Etablissements recevant du public (ERP) de catégorie 4 et 5 Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m Bureaux et établissements commerciaux non ERP, $h \leq 28$ m, max. 300 pers Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes Parcs de stationnement ouverts au public 	1
III	<ul style="list-style-type: none"> ERP de catégories 1, 2 et 3 Habitations collectives et bureaux, $h > 28$ m Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes Etablissements sanitaires et sociaux Centres de production collective d'énergie Etablissements scolaires 	1,2
IV	<ul style="list-style-type: none"> Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage d'eau potable, la distribution publique de l'énergie, Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne Etablissements de santé nécessaires à la gestion de crise Centres météorologiques 	1,4

Le projet est de **catégorie d'importance IV**

Nous retiendrons donc les paramètres suivant :

Catégorie d'importance de l'ouvrage :	Catégorie IV
Coefficient d'importance :	$\gamma_1 = 1,4$
Accélération horizontale de référence	$a_{gr} = 3 \text{ m/s}^2$
Accélération verticale	$a_{vg}/a_g = 0,9 \text{ m/s}^2$
Classe du sol	B
Valeurs de spectre de calcul	Période TB : 0.15
	Période TC : 0.5
	Période TD : 2

Classe de ductilité	DCM
---------------------	-----

0.2.6.4 Coefficient de comportement

Le contreventement sera assuré par les noyaux des cages d'ascenseurs et escaliers, des voiles pignons et des palées de contreventement de type croix.

Le coefficient de comportement pour les blocs 1 et 2 (principalement charpente métallique) est égal à 3.

Le coefficient de comportement pour le bloc 3 (principalement béton) est égal à 2.

Le coefficient de comportement pour le parking (principalement charpente métallique), le coefficient de comportement est fixé à 3.

0.2.6.5 Masse à prendre en compte pour le calcul sismique :

$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \times Q_{k,i}$: Combinaison définit EC8 paragraphe 3.2.4.

$\psi_{E,i} = \phi \times \psi_{2i}$

ψ_{2i} : donné par le tableau EC0, Tab A1.1.

Bâtiments bureaux et réunions catégories B et C : $\psi_{2i} = 0.6$

Parking véhicules légers catégorie F : $\psi_{2i} = 0.6$

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments, catégories (NF-EN 1991-1-1) :			
Catégorie A: habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
Catégorie B: bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C: lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
Catégorie D: commerces	0,7	0,7	0,6
Catégorie E: stockage	1,0	0,9	0,8
Catégorie F: zone de trafic, véhicules de poids ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Catégorie G: zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 et 160 kN	0,7	0,5	0,3
Catégorie H: toits	0	0	0
Charges dues au vent sur les bâtiments			
(voir EN 1991-1-4 et chapitre 3)	0,6	0,2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments			
(voir EN 1991-1-5 et chapitre 3)	0,6	0,5	0

Bureaux salles de réunions : Etages à occupations corrélées : $\phi = 0.8$

$\Sigma G_{k,j} + \Sigma 0.48 \times Q_{k,i}$

Parking : Etages à occupations corrélées : $\phi = 1$

$\Sigma G_{k,j} + \Sigma 0.6 \times Q_{k,i}$

Type d'action variable	Etage	ϕ
Catégorie A à C*	Toit	1
	Etages à occupations corrélées	0,8
	Etages à occupations indépendantes	0,5
Catégories D à F*) et Archives		1,0
*) Catégorie définies dans l'EN 1991-1-1 :2002		

Tableau 4.2. EC8.1

0.2.6.6 Critères de régularité :

Les 3 blocs et le parking sont considérés irréguliers en plan et en élévation suivant les critères de l'EC8 paragraphe 4.2.3.3.

0.2.6.7 Méthode d'analyse et de calcul de la structure:

Analyse linéaire multimodal sur la base d'un modèle 3D : logiciel de modélisation Advance Design.

Les études sont menées avec 3 modèles indépendants délimités par les joints de dilatation conformément au principe de conception décrit précédemment

0.2.7. Matériaux**0.2.7.1 Béton : condition de fissuration**

Dans les cas courants, les fissures seront admises sans que l'on cherche à limiter l'ouverture des fissures sous réserve qu'elles ne soient pas préjudiciables au fonctionnement de la structure (§ 7.3 (4) de l'EC2 AN).

Certaines parties de la structure devront faire l'objet d'une limitation des ouvertures théoriques de fissures estimées selon § 7.3.4 de l'EC2 AN. Les valeurs limites d'ouverture théoriques sont données en mm dans le tableau suivant :

Classe d'exposition	Cas général	Fondations	Bétons apparents
X0, XC1	Non requis		0,4
XC2, XC3, XC4	Non requis	0,3	0,3
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0,2		0,2

Lorsque la maîtrise de la fissuration est requise, les sections d'armatures calculées seront mises en œuvre en application des recommandations de l'EC2 AN concernant le diamètre maximal des barres et leur espacement.

Pour les ouvrages destinés à recevoir un cuvelage, on appliquera les limitations de contraintes de l'acier tendu résultant de l'application du DTU 14.1, en plus de celles résultant de l'application de l'Eurocode 2 et on retiendra la valeur la plus défavorable. On retiendra également la limite de contrainte de traction du béton issue de l'application du DTU 14.1 dans le calcul ELS.

0.2.7.2 Acier pour béton

Matériaux	DCH	DCM	DCL (Eurocode)
Classe de béton minimum (structure primaire)	C25/30	C25/30	
Acier longitudinal Zone critique des éléments primaires	Nervuré Classe C	Nervuré Classe B ou C Treillis soudés acceptés si propriétés conformes aux classes B et C	
Acier des étriers, épingles, treillis Zone critique des éléments primaires	Nervuré Classe C	Lisse ou nervuré Classe B ou C	

Annexe Nationale : Clause 5.3.2 (1) P

Les aciers de classe A peut être utilisé pour :

Les armatures de montage

Les armatures de peau

Les armatures de dalles

Propriétés des armatures EC2/C1

Forme de produit	Barres et fils redressés Treillis soudés		
Classe	A	B	C
Limite d'élasticité caractéristique Fyk ou f0,2k (MPa)	400 à 600		
Valeur minimale de k= (ft/fy)k	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 ≤ 1.35
Valeur caractéristique de la déformation relative (ductilité) sous charge maximale, ϵ_{uk} (%)	≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.5

0.2.7.3 Acier charpente métallique

D'une manière générale, les nuances et qualités seront conformes à la norme NF EN 10025 et reprises sur les schémas d'exécution.

Et la corrosivité des ouvrages est de **classe C5M** selon la norme NF EN ISO 12944 partie 2

Nuance des aciers :

- Parking :
 - Ossature primaire pour résister au séisme :
 - Zones dissipatives (poutres des plans de contreventement en V excentrée, diagonales en croix de St-André non connectées à l'intersection) : S235
 - Zones non dissipatives (poteaux, bracons parking) : S355
 - Ossature secondaire vis-à-vis du séisme : S355 sauf indication contraire sur les plans.
- Blocs 1, 2 et 3
 - Ossature primaire pour résister au séisme :
 - Zones dissipatives (poutres des plans de contreventement, diagonales en croix de St-André non connectées à l'intersection) : S275
 - Zones non dissipatives (poteaux de façades) : S355
 - Ossature secondaire vis-à-vis du séisme : S275 sauf indication contraire sur les plans.
 - Qualité des aciers de construction métallique : suivant température de service, épaisseur et taux de sollicitation.
 - Température de service utilisée pour la détermination de la qualité des aciers de construction:
 - Température de service pour les éléments situés à l'intérieur de locaux : 0°C
 - Température de service pour les éléments situés à l'extérieur : -20°C

La qualité sera justifiée avec la température de service définie dans le CCTP, sur la base des méthodes définies dans l'EUROCODE 3-1-10.

0.2.8. Flèche admissible0.2.8.1 Structure Acier

Les limitations sont les suivantes :

Supports de couverture (pannes, empannons,...) :

- 1/200ème de la portée sous la totalité des charges.

Supports de plancher (solives, poutres intermédiaires,...) :

- 1/300ème de la portée sous la totalité des charges (sans équipement particulier)
- 1/500ème de la portée sous les effets des charges d'exploitation seules,

- 1/500ème de la portée sous la totalité des charges en cas de planchers supportant des cloisons ou des maçonneries.
- 1/350ème de la portée sous les effets des charges d'exploitation seules, en cas de planchers supportant des cloisons ou de la maçonnerie.
- 1/400ème de la portée sous la totalité des charges en cas de planchers supportant des poteaux.
- 1/500ème de la portée sous les effets des charges d'exploitation seules, en cas de planchers supportant des poteaux.

Déplacement horizontal sur la hauteur d'un étage

- $H/(200+10H)$, avec H hauteur de la structure ,pour les actions non sismiques.
- $H_i/300$, avec H_i hauteur de l'étage considéré, pour les actions non sismiques.

0.2.8.2 Structure Béton Armé

Les déformations sont calculées selon les méthodes données dans les recommandations professionnelles d'application de l'EC2 avec prise en compte des taux d'armatures, de la fissuration, des modules différés et instantanés.

Les notations sont conformes aux recommandations professionnelles d'application de l'EC2.

Planchers béton

Ce sont ceux qui supportent des ouvrages fragiles tels que des façades, des cloisons maçonnées ou des revêtements de sol fragiles, pour lesquels on limite la flèche active w_f à :

- $L/500$ jusqu'à 7,00 m,
- $0,7 \text{ cm} + L/1000$ au-delà de 7,00 m.

Planchers alvéolaires précontraints

La valeur de la flèche active est calculée selon le CPT titre 3 §109,11 DTU 23.2 « Planchers à dalles alvéolées préfabriquées en béton ».

Les valeurs limites pour les flèches actives sont :

- $0,5 \text{ cm} + L/1000$ (L portée en cm)

Pour les planchers support d'étanchéité, le dimensionnement prendra en compte les limitations d'ouverture de fissures sur appuis conformément au CPT « PLANCHERS » titre 3 DTU 23.2 « Planchers à dalles alvéolées préfabriquées en béton ».

0.2.9. Stabilité au feu

Les structures respecteront les prescriptions particulières exposées dans la notice de sécurité.

- Locaux courants : bureaux, accueil, salle de réunion... : SF/CF 1h
- Locaux techniques et les locaux à risque particulier : SF/CF 1h
- Armurerie : CF 2h
- Parkings de type stationnement largement ventilé (PSLV) : Stable au feu

0.2.9.1 Etude du comportement au feu du parking aérien (rapport du CTICM)

L'étude d'ingénierie au feu a fait l'objet du rapport **CTICM n° SRI 14/018B – AS/NB du 26/06/2014** validé par **EFFECTIS sous la référence 14-000561-OZB en date du 26/08/2014**

VOIR LE DETAIL DANS LE CCTP

0.2.10. Vibrations

Les critères conformément à l'Eurocode sont les suivants :

- Fréquence propre verticale minimale : 2,6 Hz
- Fréquence propre horizontale minimale : 1.25 Hz.

Dans le calcul de la fréquence propre, la masse à retenir relative aux charges d'exploitation doit correspondre à 20 % des charges d'exploitation prises en compte dans la combinaison caractéristique. Lorsqu'une part des charges d'exploitation correspond à des éléments non structuraux rigidement fixés à la structure, la masse correspondante à retenir est de 100 % pour cette part et 20 % pour le reste.

- Masse prise en compte pour le calcul de la fréquence propre: $G + 0.2 Q$.

Dans le cas de fréquence inférieure à ces critères une étude particulière de confort pourra être menée. Les critères de confort seront à définir avec les différents intervenants pour définir les accélérations maximum.

0.2.11. Etude géotechnique et hydrogéologique

Etude géotechnique d'avant-projet (G11)

Une étude géotechnique de type G11 a été réalisée dans le cadre de l'AVP par Géode Groupe SOLEN numéro de dossier N°5 DOS116 Septembre 2005.

Une deuxième campagne géotechnique type G12 a été lancée suite à l'APS afin d'identifier les caractéristiques géotechnique et sismique du sol conformément aux normes EC7 et EC8 dans un objectif d'uniformiser les règlements de calcul.

Etude géotechnique d'avant-projet (G12) et de projet partielle (G2)

Une étude géotechnique de type G12 et de projet partielle (G2) a été réalisée dans le cadre de l'APS par GINGER Géode dossier numéro G001.D.069D Rapport G001.D.069.01 du 20/07/2013. Et mise à jour le 02/05/2014 Elle intègre et complète les résultats des essais de la mission G11.

Les principaux résultats de ces études sont les suivants :

0.2.11.1 Couches géologiques du terrain

Les formations superficielles présentent des caractéristiques mécaniques globalement faibles. Elles sont composées essentiellement des faciès suivants du haut vers le bas :

- En surface du parking, on observe une chaussée bitumineuse d'environ 0.25m d'épaisseur en recouvrement de remblais à dominante sablo-graveuse mais hétérogènes : blocs, galets, briques... ces remblais présentent des épaisseurs variables au droit des sondages (1.0 à 2.0m environ).
- Puis des alluvions sablo-argileux, renfermant des débris de madrépores ou des débris coquilliers, ont été identifiés sur tous les sondages avec épaisseurs variables d'un sondage à l'autre. leur teinte est majoritairement gris/vert avec localement des passages marron.
- A la base des formations superficielles, on observe localement une argile +/- sableuses beige/ marron présentant une consistance moyenne. Ce faciès correspond vraisemblablement à l'altération ultime du substratum sous-jacent mais d'un point de vue mécanique (globalement faible) ses caractéristiques s'apparentent à celle des formations superficielles.

Au-delà le substratum du secteur est constitué par une tuffite :

- +/- altérée et bariolée marron/jaune. Elle présente généralement une matrice sableuse, localement argileuse géo-mécaniques hétérogènes, sa consistance est globalement raide avec toutefois des passages très raides (passages plus riches en cailloux ou blocs).
- En profondeur, on observe une tuffite très raide à rocheuse caractérisée par des propriétés géomécaniques très élevées.

Prise en compte de la cartographie des couches résistantes du sol : variation du toit de la tuffite +/- altérée et argilisée de -2.50 à -10.50 et de -5.0 à -15.0 pour le toit de tuffite très raide suivant résultats des études géotechniques.

0.2.11.2 Nappe phréatique :

La nappe phréatique est repérée entre 0.2 et 1.2m de profondeur. Sa cote est susceptible de fluctuer en fonction des conditions météorologiques et probablement le niveau des marées (mer des caraïbes à quelques centaines de mètres). Des venues d'eau importantes sont probables au sein des alluvions mais également au sein de la tuffite, notamment à la faveur de passages altérés.

0.2.11.3 Contexte sismique :

Classe du sol : Suivant l'EC8, le sol correspond à la classe B.

Risque de liquéfaction : suivant la classification de l'EC8 et du PS92, le sol est majoritairement liquéfiable sur toute la hauteur des alluvions.

0.2.12. Fondations :

Les fondations des ouvrages devront être réalisées par des pieux forés boue et ou tarière creuse, de diamètre **Ø800 mm**, avec une hauteur de fiche variant de **12 à 18 m** selon les zones et les charges appliquées. Des radiers travaillant comme plaque rigide seront disposés sous les zones avec des efforts de soulèvement importants afin de transmettre les charges sur plusieurs pieux simultanément.

Les variations du niveau du toit de l'horizon d'ancrage nécessiteront des adaptations de la longueur des pieux afin s'assurer un ancrage systématique des pieux dans cet horizon. Les têtes de pieux seront liaisonnées avec les longrines de reprise du plancher bas RDC et des charges de superstructures n'arrivant pas directement sur les pieux.

0.2.12.1 Etudes de projet géotechnique

Ce paragraphe a pour objet de présenter les hypothèses générales qui seront appliquées pour le dimensionnement des pieux de l'ouvrage type tarière creuse.

Textes et documents de référence

L'ouvrage est dimensionné suivant les Eurocodes.

Etude de sol GINGER GEODE 02/05/2014 (réf. G001.D.069D) G001.D.069-01D version B Hôtel de police - Fort de France-Optimisé.pdf

Etude de sol GEODE septembre 2005 (réf. N°05 DOS 116) Hôtel de police de Fort de France Rapport géotechnique mission G11.pdf

TOIT TUFFITE TRES RAIDE-G001-051214.jpg

Descente de charge sur plan : STR1006-ind B- IMPLANTATION DES PIEUX.pdf

Note de calcul des pieux : HPFDF.GSB.EXE.01.NDC.FO.TZ.STR008 ind C

Hypothèses et études de sol

Rappel des caractéristiques retenues « modèle de terrain » en pieux tarière creuse (classe de pieu 2)

Nature de sol	pl	E _M	Courbe	Frottement q _s _u	pointe	□
	en MPa	en MPa		en MPa	k	
Remblais et alluvions	0.3*	3.1*	Q1	-0.01		0.5*
Tuffite altérée à raide	1.6*	17.6*	(argile)* Q1	0.07		0.67*
Tuffite très raide	4.8*	56.0*	(roche fragmentée)* Q5	0.20	2.0	0.5*

Nous prenons en compte 10kPa de frottement négatif sur la première couche afin de prendre en compte un éventuel tassement dans cette couche conformément à la note de calcul STR 008-NOTE DE CALCUL DES PIEUX IND C.

(*) Valeurs issues du rapport de sol page 17 et 36 (02/05/2014)

Stratigraphie

La stratigraphie est reprise de la note de calcul complémentaire STR 008-NOTE DE CALCUL DES PIEUX IND C.

Nature de sol	Base couche en NGM		
	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3
Remblais et alluvions	-8	-5.8	-4
Tuffite altérée à raide	-11	-9	-8
Tuffite très raide	Au-delà de -25		

La stratigraphie de la zone Parking sera précisée dans la mission G3 de l'entreprise

Hypothèses complémentaires

- Pieux tarière creuse par défaut et Pieux foré boue ponctuellement si nécessaire
- Ancrage dans la tuffite raide de 1m mini
- Suivant le CCTP 30% des pieux feront l'objet d'essai par impédance ce qui est supérieur aux 25% recommandés pour contrôle renforcé $k_3 = 1.2$

Principe de calcul

La descente de charge est donnée dans le plan STR1006-ind C- IMPLANTATION DES PIEUX et sera revue pour constituer l'hypothèse de départ de la mission G3.

Efforts phases de service

La portance est calculée suivant la norme NF P 94-262.

Efforts phase séisme

Les Efforts dynamiques (E_x et E_y) sont combinés suivant NEWMARK pour les efforts verticaux.

Les efforts horizontaux seront homogénéisés et appliqués à la base de la semelle.

Dans le cas où un pieu du projet doit être dédoublé, la descente de charge du pieu initiale sera répartie entre les nouveaux pieux. Il pourrait s'agir notamment du cas du pieu de diamètre 1200 remplacé si nécessaire par deux pieux de section inférieure.

La partir des efforts F_z dans le plan vertical donné par appuis et pour chaque séisme E_x , E_y et E_z :

$$F'_z(S_x) = E_{xz} + 0.3 \cdot (E_{yz} + E_{zz})$$

$$F''_z(S_x) = E_{zz} + 0.3 \cdot (E_{yz} + E_{xz})$$

$$F'''_z(S_x) = E_{yz} + 0.3 \cdot (E_{zz} + E_{xz})$$

$$S_{\max} = \max (F'_z ; F''_z ; F'''_z)$$

Déformées et efforts pour chaque pieu

Efforts H_{\max} en tête des pieux appuyés dans le terrain en réaction horizontale.

Déformée de type $G(Z)$ calculé suivant EC8 avec pieux encastré en tête.

- 1 - Application des efforts HELA en tête des pieux appuyés dans le terrain en réaction horizontale.

Le sol étant de catégorie B, il ne sera pas pris en compte de déformation du sol sous séisme (déformé du sol de type $G(z)$).

Les pieux sont considérés encastrés sur la semelle.

En résultats, nous obtenons la déformée et les efforts sur toute la hauteur pour chaque pieu..

- 2 - Vérification de sections de béton armé enveloppent à partir des efforts de l'étape 1.

Nota :

Les vérifications exposées correspondent à la phase « 1 » (dimensionnant) du séisme : Les efforts inertiels sont maximums et la résistance du sol est encore intacte (non liquéfié).

La phase de liquéfaction des alluvions est d'après un calcul préliminaire non dimensionnant. (Calcul sera vérifié dans la mission G3)

Vérification de sections de béton armé

La vérification s'effectue à partir des efforts verticaux H_z ELUA1 (compression) et H_z ELUA2 (traction) associés aux moments fléchissant M_{xy} (le long du pieu) issus des calculs type poutre sur appuis élasto-plastique..

Loi de comportement des terrains

Les lois de comportements des terrains seront précisées dans la note de type G3.

Pour les zones proches de la surface, le module de réaction du sol et la valeur de palier est minorés suivant la NF EN P 94-262.

Hypothèses sismiques

Les coefficients pris en compte sont les suivant (CCTP):

Accélération $a_{gr} = 3.0 \text{ m.s}^{-2}$

Classe de sol B d'où $S = 1.2$

Catégorie d'importance de l'ouvrage IVI d'où $\gamma_1 = 1.4$

$TC = 0.50$

TD = 2.00

Calcul selon l'EC8 (formule 3.12) :

$$d_g = 0.025 a_g S_{TC} TD = 0.025 \times 3 \times 1.2 \times 0.5 \times 2 \times 1.4 = 0.126 \text{ m}$$

Suivant le rapport de sol $V_s > 800 \text{ m/s}$ est non atteint sur la hauteur de tuffite raide. Nous prenons donc un substratum à -20 NGM (soit $H = 21\text{m}$).

Cette hypothèse conservatrice sous entend que le substratum se situe juste sous le sondage de mesure

Béton armé

De type C30/37

Armatures

Les aciers sont dimensionnés suivant l'EC8.

En l'absence de prescription dans l'EC8 concernant le ferrailage minimum, nous nous limiterons au ferrailage minimum horizontal du PS92 conformément à la note de calcul complémentaire STR 008-NOTE DE CALCUL DES PIEUX IND C page 6.

Armatures longitudinales (verticales)	Limite élastique garantie des aciers (HA500) $F_e = 500 \text{ MPa}$
A mini	EC2 (EC2-1-1 9.8.5) : 6 barres mini / $\Phi 16$ mini / $0.5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1.0 \text{ m}^2$, $A_s \geq 25 \text{ cm}^2$ EC8 : aucune prescription
A maxi	EC2 : $0.04 A_c$ EC8 : aucune prescription
Divers	$\gamma_s = 1.15$ en ELU fond. et 1.00 en ELU A $\sim 10 \text{ cm} < \text{distance libre entre barres} < 20 \text{ cm}$ L'enrobage des aciers horizontaux pour les calculs de vérifications est de 7.5 cm

Armatures transversales (horizontales)	critères
A mini	Guide c. Setra : zone courante, $0.6\% \times V$ béton / zone critique, $0.8\% \times V$ béton / $\Phi 10$ mini EC2 : $A_{sw} / s = b_w \times 0.08 \times (f_{ck})^{1/2} / 500$ avec $b_w = \Phi / 1.4$ EC8 : aucune prescription
Limite élastique F_e	Aciers d'effort tranchant : limite élastique garantie, $F_e = 500 \text{ MPa}$ (HA500)
Espacement maxi	EC8 : $3D \leq \min(6\phi_L ; 1.5 D')$ EC2 : $S_{t,max} = 0.75 \times d \times (1 + \cot \alpha)$
Effort transversal maxi.	EC2 : $V_{rdmax} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\theta + \cot \alpha) / (1 + \cot \theta^2)$
Section calculée	EC2 : $A_{sw} / s = V_{ed} / (z f_{ywd} \times (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha)$

Ancrage des barres

$l_s / \varnothing = 50$ (47.5 suivant l'EC2)

	Béton (MPa)	l_s / \varnothing	Ls (pour 1 barre)
EC2/EC8 :	C30/37 massif → $f_{ck} = 30.00$	47.8 (50 pris en compte)	1.6m pour des HA32 1.25m pour des HA25 1.00m pour des HA20

L'ensemble de ces dispositions seront reprises dans la mission G3 de l'entreprise.

0.2.12.2 Résistance des fondations (EC 8-1 4.4.2.6)

Pour les fondations d'éléments verticaux individuels (murs ou poteaux). L'alinéa (2) P du présent paragraphe est considéré comme satisfait si les valeurs de calcul des effets de l'action E_{Fd} sur les fondations sont calculés par l'expression :

$$E_{Rd} = E_{F1G} + \gamma_{R1d} \Omega E_{F1E}$$

avec :

λ_{Rd} coefficient de sur-résistance. pris égal à 1.0 pour $q \leq 3$. ou à 1.2 dans les autres cas :

E_{FG} Effet dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul (voir l'EN 1990 :2002. 6.4 .3.4) ;

E_{FE} effet de l'action issu de l'analyse pour l'action sismique de calcul ;

Q valeur de $(R_{di} / E_{di}) \leq q$ de la zone dissipative ou de l'élément de la structure qui a l'influence la plus importante sur l'effet E_F considéré : avec

R_{di} résistance de calcul de la zone ou de l'élément i ;

E_{di} valeur de calcul de l'effet de l'action sur la zone ou l'élément i pour la situation sismique de calcul.

Dans le présent cas :

- $\gamma_{r,d} = 1,0$: coefficient de comportement ≤ 3

- $\Omega = 1,10$: Sur-résistance de l'élément de contreventement < 10% de l'effort sollicitant – cas du dimensionnement des contreventements sous sollicitations sismique

0.2.12.3 Limitation des dommages sous action sismique (EC8-1 4.4.3)

Les éléments non structuraux sont supposés être fixés de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure.

On doit donc vérifier : $d_{rv} \leq 0,010 h$

Avec :

d_r : déplacement relatif entre étages en prenant en compte la majoration par le coefficient de comportement

v : coefficient de réduction ($v = 0,4$)

h : hauteur entre étages

0.2.12.4 Séisme vertical

Conformément à l'art 4.3.3.5.2 de l'EC8, le séisme vertical est à considérer dans le cas de poutres supportant des poteaux.

La composante verticale du séisme pourra ne pas être considérée en respectant les dispositions suivantes :

- Des pieux (ou groupes de pieux sont prévus sous chaque poteau et sous chaque structure servant au contreventement du bâtiment.

- Pour les pieux excentrés en mitoyenneté : l'implantation des pieux et la hauteur des longrines de redressement permettront une diffusion directe des charges de la superstructure à la fondation, par l'intermédiaire d'une bielle béton à 45°

0.2.12.5 Torsion accidentelle (EC8-1 4.3.2)

Conformément à l'art 4.3.2 de l'EC8-1 : prise en compte de la torsion additionnelle en considérant une excentricité additionnelle de la masse de chaque niveau égale à 5% de la dimension du plancher perpendiculaire à la direction du séisme.

0.2.12.6 Liaison pieux/infrastructures

Les pieux sont considérés encastrés en tête, au sein d'un réseau bidirectionnel de longrines.

Dans le cas d'un réseau unidirectionnel de longrines seront dimensionnés articulés en tête ou si besoin encastrés en tête par ajout d'une longrine dans le sens perpendiculaire. Disposition à voir au cas par cas suivant les efforts sollicitant les pieux.

Les pieux seront liaisonnés entre eux par le plancher bas du RDC formant un diaphragme rigide.

0.2.12.7 Masses à prendre en compte pour le calcul sismique

Selon EC8-1 4.2.4 :

0.2.13. Limitation des dommages

Les éléments non structuraux du bâtiment sont supposés être fixés sur la structure de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure. Le critère d'endommagement s'écrit :

$$dr * v \leq 0.010h,$$

avec :

dr : déplacement relatif entre étages en prenant en compte la majoration par le coefficient de comportement ;

v : coefficient de réduction ($v=0.4$) ;

h : hauteur entre étages.

0.2.14. $\theta = \frac{P_{tot} * dr}{V_{tot} * h}$ Effet P-delta

La structure sera dimensionnée en supposant que les déformations de la structure n'ont pas d'influence sur sa réponse. On validera cette hypothèse en limitant le paramètre θ qui représente la sensibilité de la structure aux effets du second ordre.

avec :

θ : Coefficient de sensibilité au déplacement latéral relatif entre étages

P_{tot} : charge gravitaire totale, due à tous les étages situés au-dessus de l'étage considéré ;

V_{tot} : effort tranchant sismique total au niveau considéré ;

h : hauteur entre étages ;

dr : déplacement relatif de calcul entre étages.

0.2.15. Représentation modale

Les réponses de tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale ont été prises en compte. On considère le critère ci-dessus comme satisfait si une des conditions suivantes sont satisfaites :

- La somme des masses modales effectives pour les modes considérés est supérieure à 90%
- Le nombre de mode pris en compte est supérieur à $k = 3\sqrt{n}$ et $T_k \leq 0.20$ s avec n : nombre d'étages