



Construction du nouveau bâtiment SAMU / SMUR du CHU Grenoble Alpes

DCE

Notice structures

MAITRE D'OUVRAGE :		Etablissement support du GHT Alpes Dauphiné : Centre Hospitalier Universitaire Grenoble Alpes CS 10217 38 043 GRENOBLE Cedex 09	
ARCHITECTE		A26	
MANDATAIRE :		165 bis avenue de Vaugirard, 75015 PARIS	
BUREAU D'ETUDES :		BETREC IG 4 avenue Doyen Louis Weil, 38000 GRENOBLE	
ACOUSTICIEN :		SALTO 3 Chemin du Pré Carré, 38240 MEYLAN	
ERGONOME :		ERGO ZEN 23 rue Molière, 69006 LYON	
PAYSAGISTE :		ATELIER ANNE GARDONI 60 rue des deux amants, 69009 LYON	
ING. HYDRAULIQUE :		HYDROSOL 78 rue John Mac Adam, 30900 NIMES	
OPC :		DUO REALISATIONS 64 route de Paris, 73100 BRISON ST INNOCENT	
BUREAU DE CONTROLE :		SOCOTEC 1 rue du Docteur Pascal ZA du Rondeau, 38434 ECHIROLLES	
CSPS :		BUREAU VERITAS Zi De La Grande Ile Techniparc, 395 Rue du Dr Marmonnier, 38190 Villard-Bonnot	
PHASE :		DOCUMENT N°	
DATE		PE08	
AFFAIRE :		INDICE :	
434.01		0	

Liste des indices du document

DOCUMENT N° NDH-01				
Ø	19/05/2026	DCE (mise à jour)	JJM	JJM
Ø	24/04/2026	DCE (première édition)	JJM	JJM
Ø	21/03/2025	PRO (première édition)	JMC/JG	JMC/JG
Ø	18/10/2024	APD (première édition)	JMC/JG	JMC/JG
Ø	08/07/2024	APS (première édition)	JMC/JG	JMC/JG
Indice	Date	Nature des modifications	Rédigé par	Validé par

Table des matières

1. OBJET DE LA PRESENTE NOTE	4
2. LOCALISATION DU PROJET	4
3. HYPOTHESES GENERALES DE CALCULS DES STRUCTURES	5
4. MATERIAUX	6
4.1 Béton et armatures	6
4.2 Métal	7
5. HYPOTHESES GEOTECHNIQUES	8
5.1 Documents de référence	8
5.2 Risque de liquéfaction des sols	8
5.3 Solution de fondations	8
5.4 Données concernant le dimensionnement du radier du bâtiment	10
5.5 Hypothèses de dimensionnement du radier et dispositions constructives	11
5.6 Justifications du dimensionnement du radier	13
6. PREVENTION SISMIQUE	14
7. CHARGES APPLIQUEES SUR LES STRUCTURES	15
7.1 Charges permanentes	15
7.2 Charges d'exploitation	16
7.3 Charges de neige	16
7.4 Charges de vent	16
8. DEFORMATIONS (EC3)	18
9. STABILITE AU FEU DES STRUCTURES	19
9.1 Référentiel réglementaire pour la justification des structures	19
9.2 Exigences de tenue au feu des structures béton armé	19
9.3 Exigences de tenue au feu des structures métal	19
10. ANALYSES MODALES	19
10.1 Bloc gauche	19
10.1.1 Analyse modale	19
10.1.2 Vues du modèle Graitec Arche Ossature	20
10.2 Bloc centre	20
10.2.1 Analyse modale	20
10.2.2 Vues du modèle Graitec Arche Ossature	21
10.3 Bloc droite	21
10.3.1 Analyse modale	21
10.3.2 Vues du modèle Graitec Arche Ossature	22
11. REPERAGES MURS PRIMAIRES/SECONDAIRES	22
12. VERIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES (LARGEUR DES JD)	24
12.1 Principe de la vérification	24
12.2 Calculs et résultats de la vérification	25
12.2.1 Récapitulatif des données et résultats	25
12.2.2 Bilan	25

1. OBJET DE LA PRESENTE NOTE

Le présent document concerne le projet de construction du nouveau bâtiment du SAMU/SMUR du CHU de Grenoble (38). Les caractéristiques principales de cet ensemble sont décrites ci-après.

- Un bâtiment neuf composé de trois blocs en R+2.
- Un parking partiellement enterré est également envisagé à l'aval de la parcelle.
- Le terrain qui accueille le projet est situé boulevard de la Chantourne à La Tronche (38).

La plateforme d'héliport visible sur l'image ci-dessous sera détruite.

L'objet de la présente notice est de décrire les différentes hypothèses de calculs retenues pour les études de structures lors de la conception.

2. LOCALISATION DU PROJET



SAMU/SMUR du CHU de GRENOBLE (38)	Notice structures	5/25
--------------------------------------	-------------------	------

3. HYPOTHESES GENERALES DE CALCULS DES STRUCTURES

De manière générale, tous les calculs de structures sont menés selon le corpus Eurocode avec annexes nationales françaises et documents associés (guides d'application, normes d'application nationale, recommandations professionnelles...) avec les éditions en vigueur à la date du dossier DCE (05/2026).

Cas particulier du béton armé, calculs selon l'Eurocode 2 et notamment :

- NF EN 1992-1-1 (P 18-711-1) – Octobre 2005 + A1 (02/2015) – Eurocode 2 Partie 1-1
- NF EN 1992-1-1/NA (P 18-711-1/NA) – Mars 2016 – Annexe nationale de l'Eurocode 2 Partie 1-1
- FD P 18-717 – Août 2021 – Guide d'application des normes NF EN 1992

Cas particulier des charpentes métalliques, calculs selon l'Eurocode 3 et notamment :

- NF EN 1993-1-1 (P 22-311-1) – Octobre 2005 + A1 Juillet 2014 – Eurocode 3 Partie 1-1
- NF EN 1993-1-1/NA (P 22-311-1/NA) – Août 2013 – 2^{ème} tirage Février 2016
Annexe nationale de l'Eurocode 3 Partie 1-1
- NF EN 1993-1-2 (P 22-312-1) – Novembre 2005 – 3^{ème} tirage Juin 2010 – Eurocode 3 Partie 1-2
- NF EN 1993-1-2/NA (P 22-312-1/NA) – Octobre 2007 + A1 (09/2021)
Annexe nationale de l'Eurocode 3 Partie 1-2
- NF EN 1993-1-8 (P 22-318-1) – Décembre 2005 – 4^{ème} tirage Novembre 2010 – Eurocode 3 Part. 1-8
- NF EN 1993-1-8/NA (P 22-318-1/NA) – Juillet 2007 – Annexe nationale de l'Eurocode 3 Partie 1-8
- BNCM/CNC2M-N0095 – Mars 2014 – Recommandations pour l'application de la NF EN 1933-1-1
- BNCM/CNC2M-N0175 – Avril 2015 – Recommandations pour l'application de la NF EN 1933-1-8
- Norme fixant les prescriptions pour l'exécution des structures en Acier : EN 1090.
- En cas de conflit, l'Eurocode et l'EN 1090 primeront sur toutes les autres normes.

Cas particuliers des structures mixtes acier-béton, calculs selon l'Eurocode 4 et notamment :

- NF EN 1994-1-1 (P 22-411-1) – Juin 2005 – 3^{ème} tirage Janvier 2010 – Eurocode 4 Partie 1-1
- NF EN 1994-1-1/NA (P 22-411-1/NA) – Avril 2007 – Annexe nationale de l'Eurocode 4 Partie 1-1
- NF EN 1994-1-2 (P 22-412-1) – Février 2006 + A1 Juin 2014 – 2^{ème} tirage Janvier 2009
Eurocode 4 Partie 1-2
- NF EN 1994-1-2/NA (P 22-412-2) – Octobre 2007 + A1 Septembre 2021
Annexe nationale de l'Eurocode 4 Partie 1-2

Cas particulier des charpentes bois, calculs selon l'Eurocode 5 et notamment :

- NF EN 1995-1-1 (P21-711-1) – Novembre 2005 + A1 Octobre 2008 + A2 Juillet 2014
Eurocode 5 Partie 1-1
- NF EN 1995-1-1/NA (P21-711-1/NA) – Mai 2010 – Annexe nationale de l'Eurocode 5 Partie 1-1
- NF EN 1995-1-2 (P21-712-1) – Septembre 2005 – 3^{ème} tirage octobre 2009 – Eurocode 5 Partie 1-2
- NF EN 1995-1-2/NA (P21-712-1/NA) – Avril 2010 – Annexe nationale de l'Eurocode 5 Partie 1-2

Cas particulier des fondations, justifications selon l'Eurocode 7 et notamment :

- NF EN 1997-1 (P 94-251-1) – Juin 2005 + A1 d'avril 2014 – Eurocode 7 Partie 1
- NF EN 1997-1/NA (P 94-251-1/NA) – Septembre 2018 – Annexe nationale de l'Eurocode 7 Partie 1
- NF P 94-261 – Juin 2013 + A1 de février 2017 – Norme d'application nationale de l'Eurocode 7
Fondations superficielles
- NF P 94-262 – Juillet 2012 + A1 de juillet 2018 – Norme d'application nationale de l'Eurocode 7
Fondations profondes
- NF P 94-281 – Avril 2014 – Norme d'application nationale de l'Eurocode 7
Ouvrages de soutènement – Murs

4. MATERIAUX

4.1 Béton et armatures

Caractéristiques des matériaux pour les ouvrages en béton armé :

- béton C16/20 ($f_{ck} = 16$ MPa) : béton de propreté, rattrapage gros béton
- béton C25/30 ($f_{ck} = 25$ MPa) : tous les ouvrages
- armatures en acier B500B ($f_{yk} = 500$ MPa) pour les treillis soudés et les barres HA

Durabilité des ouvrages en béton armé :

- Détermination de la zone de gel d'après « FD P18-326 (novembre 2004) – Béton – Zones de gel en France (11/2004) »
- Commune : La Tronche (38) => Classement en zone de gel « modéré »
- Durée d'utilisation du projet : classe S4 (durée d'utilisation de 50 ans)
- Classes d'exposition des bétons conformes à la NF EN 206+A2/CN (décembre 2025) et au document « Recommandations professionnelles » (aide à la prescription édité par CERIB & FIB) en considérant la situation « gel modéré » (utilisation de classes XF1 ou XF2 pour les ouvrages concernés).

Pour exemple, ci-après les classes d'exposition et classes de résistance de quelques ouvrages en béton armé :

Zone	Ouvrage	Classes d'exposition	Classe de résistance	Enrobage nominal des armatures
Toutes zones	Dallages, dalles portées coulées sur remblai	XC1	C25/30	30 mm (barres de diamètre ≤ 20 mm)
	Fondations, radiers et longrines totalement enterrées, face contre terre des voiles	XC2 – XF1	C25/30	40 mm (65 mm pour les faces coulées contre terre)
	Voiles et poteaux en contact avec l'extérieur	XC4 – XF1	C25/30	40 mm
	Voiles intérieurs, dalles intérieures, dalles isolées et étanchées	XC1	C25/30	30 mm (barres de diamètre ≤ 20 mm)

Cas de la dalle haute du parking personnel (toiture)

Les indications du DTU 20.12 sont à prendre en compte, en particulier le paragraphe 5.4.2.2 qui concerne les « Ouvrages de dimensions courantes » sans isolation thermique au-dessus de l'élément porteur.

Ainsi, les effets thermiques devront être pris en compte dans les calculs justificatifs de ces dalles.

Quel que soient les résultats de ces calculs, il est demandé de prévoir au minimum une nappe supérieure générale de treillis soudés type ST40C (3,85 cm²/m de section dans les deux directions perpendiculaires avec une nuance d'aciers B500).

SAMU/SMUR du CHU de GRENOBLE (38)	Notice structures	7/25
--------------------------------------	-------------------	------

4.2 Métal

4.2.1 Qualité et Nuances

Pour les profils, il sera utilisé au minimum les nuances suivantes :

Profils ouverts : S235 JR ou S275JR, à utiliser uniquement pour la construction boulonnée, ou soudée sans sollicitation importante, S235, S275 JO ou J2G3, à utiliser pour les constructions soudées très sollicitées.

Profils tubulaires : S235 JRH, à utiliser uniquement pour la construction boulonnée, ou soudé sans sollicitation importante, S355 JOH ou J2H, à utiliser pour les constructions soudées très sollicitées.

Il pourra être utilisé, des profils ouverts en acier S355 JO ou à défaut S355 J2 G3 en particulier pour les qualités soudables selon la Norme NF EN 10025 et les Normes NF A 35-501 - NF A 36-102 - NF EN 10111.

Tubes carrés et ronds suivant normes NFA 49541 et NFA 49501

Tolérances dimensionnelles acceptables selon la norme NF EN 10024 (octobre 1995)

Tolérances sur la masse, sur l'ensemble et profilés isolés.

Les aciers comportant un risque d'arrachement lamellaire seront du type Z 25 suivant norme NF EN 10164.

Tous les aciers devront posséder un certificat matière (type CCPU31b). Ces certificats devront être fournis à la Maîtrise d'œuvre.

4.2.2 Protection contre la corrosion

Les pièces métalliques seront protégées par peinture antirouille, thermo-laquage ou galvanisation à chaud. Les procédés de traitement seront adaptés aux conditions expositions à l'humidité. Teinte de la peinture selon architecture.

4.2.3 Assemblages boulonnés

Les boulons seront conformes aux règles Eurocodes 3.

Les assemblages non précontraints respecteront la norme NF EN 1993 partie 1-8

Tous les boulons sauf les boulons H.R. seront au minimum de classe 6.8.

Les vis devront porter la marque et le sigle du fabricant.

Tolérances et finitions selon la norme NA E 2700.

Les percements des platines seront conformes aux normes NF EN 1090-2 6.6.1.

Boulons HR 10.9

Vis	Classe 10 - 9
Ecrous	Classe 10
Rondelles HR	Dureté Vickers 306/370

Boulons HR 8.8

Vis	Classe 8 - 8
Ecrous	Classe 8
Rondelles HR	Dureté Vickers 306/370

4.2.4 Assemblages soudés

Tous les assemblages soudés seront réalisés à l'atelier. Le soudage sur le chantier sera limité et notifié avant exécution au Bureau de Contrôle.

Ils seront conformes à la norme NF EN ISO 6520-1.

La classe des assemblages sera au minimum EXC2 au sens de la norme NF EN ISO 3834-1.

5. HYPOTHESES GEOTECHNIQUES

5.1 Documents de référence

Les caractéristiques géotechniques du site sont définies d'après les documents fournis par le maître d'ouvrage. Il s'agit de rapports suivants :

- Mission G1 PGC daté du 19/07/2022 établi par ALIOS (réf. ARO228081, Indice B)
- Mission G2 AVP daté du 09/10/2024 établi par ALIOS (réf. ARO228082, Indice A)
- Mission G2 PRO daté du 25/04/2025 établi par ALIOS (réf. ARO228082, Indice A)
- Mission G2 PRO daté du 18/05/2026 établi par FONDASOL (réf. PR.RAGT.25.0323-001, Ind. C)
- Etude du risque de liquéfaction par FONDASOL (réf. non connue à la date de rédaction de la note)

5.2 Risque de liquéfaction des sols

Le site est concerné par le risque de liquéfaction des sols, conformément aux indications des rapports d'études géotechniques de FONDASOL mentionnés ci-dessus, et en particulier le document spécifique dédié aux études d'impact de la liquéfaction pouvant se produire en profondeur (évaluation des effets à l'interface sol-structure des tassements engendrés par la liquéfaction des sols sableux situés en profondeur). A noter que, pendant les études de conception, la solution de fondations par pieux a été écartée car elle est incompatible avec le risque de liquéfaction (pieux pouvant être cisailés à l'interface entre la couche sableuse liquéfiable en profondeur et la couche argileuse au-dessus).

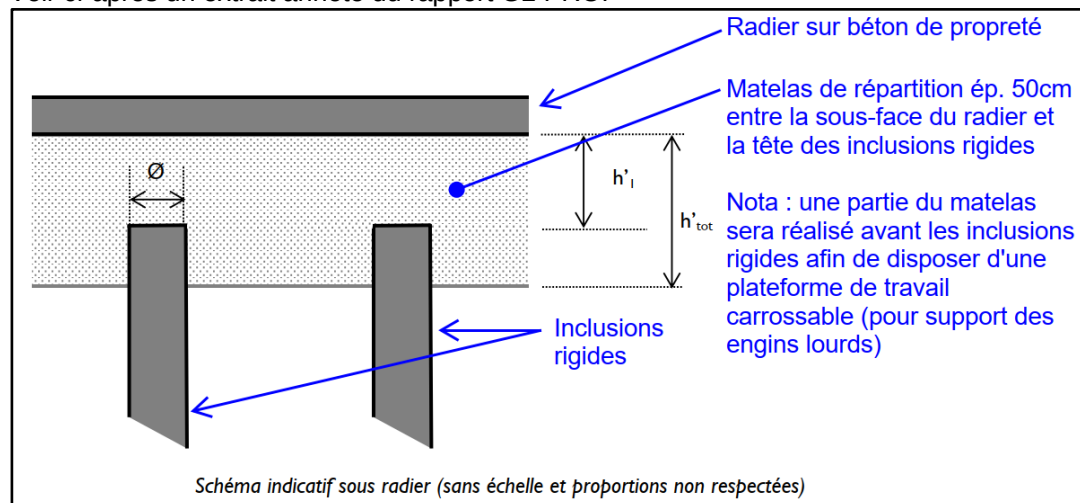
Le dimensionnement du radier devra tenir compte de cet aléa.

5.3 Solution de fondations

Cas du bâtiment en béton armé

Le principe de fondations retenu pour le bâtiment est : fondations par radier général en béton armé sur sol renforcé par inclusions rigides et matelas de répartition.

Voir ci-après un extrait annoté du rapport G2 PRO.



SAMU/SMUR du CHU de GRENOBLE (38)	Notice structures	9/25
--------------------------------------	-------------------	------

Cas de l'auvent en structures métalliques

Compte tenu des faibles descentes de charges, le rapport FONDASOL indique qu'il n'est pas nécessaire de prévoir un renforcement de sol préalable. Les fondations sous poteaux de l'auvent en structures métalliques sont des semelles superficielles.

Rappel des contraintes du sol retenues pour le dimensionnement des fondations de l'auvent :

- ELS : 0,090 MPa soit 90 kPa (ELS caractéristiques et quasi-permanents $\gamma_{r,v} = 2,3$)
- ELU : 0,150 MPa soit 150 kPa (ELU transitoires et durables, $\gamma_{r,v} = 1,4$)

Cas du mur de soutènement aval

Voir le rapport G2 PRO pour les détails de l'étude de stabilité externe du mur de soutènement à construire à l'Est du projet. Rappel des résultats de cette étude => Longueur du talon arrière = 2,80 m

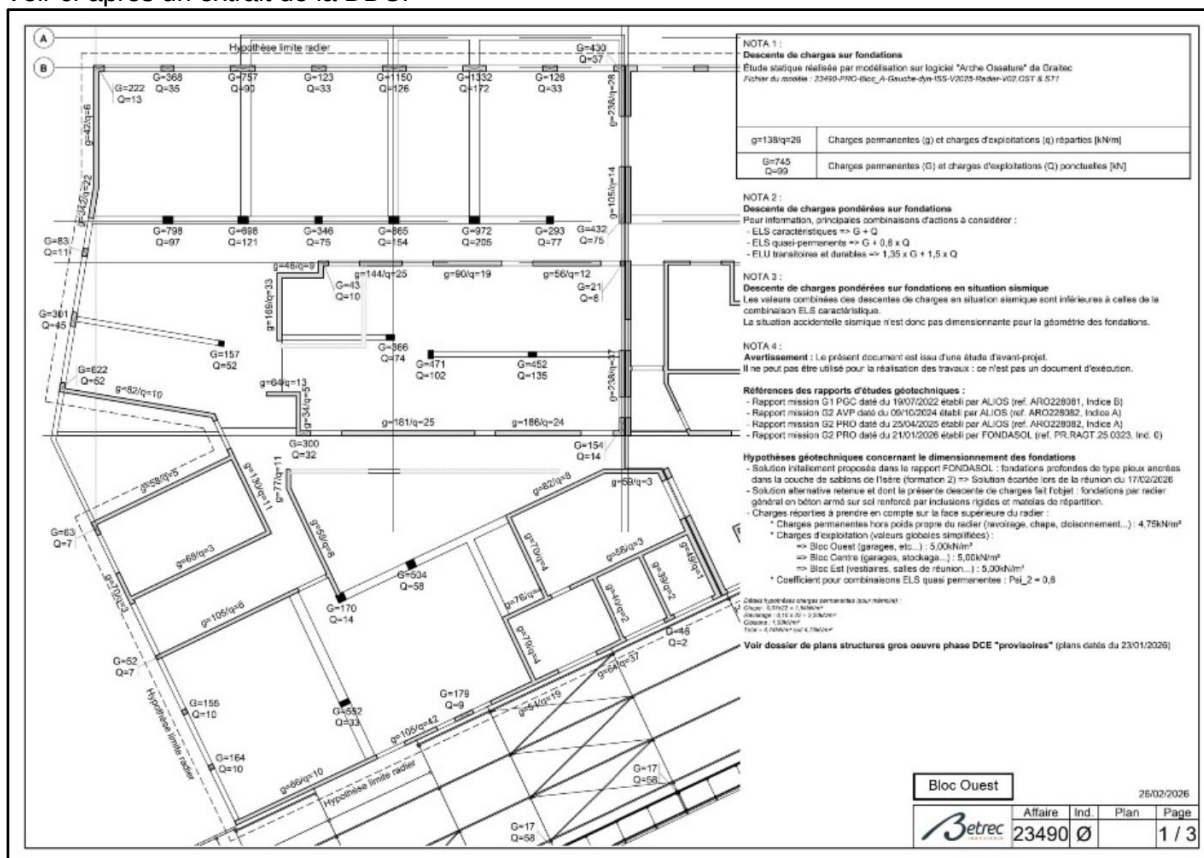
Pour des raisons de dispositions constructives et de justification interne des sections du mur béton armé, de légères adaptations ont été retenues par rapport à l'étude de FONDASOL :

- Ajout d'un patin à l'aval du mur
- Dimensionnement de l'épaisseur du voile.

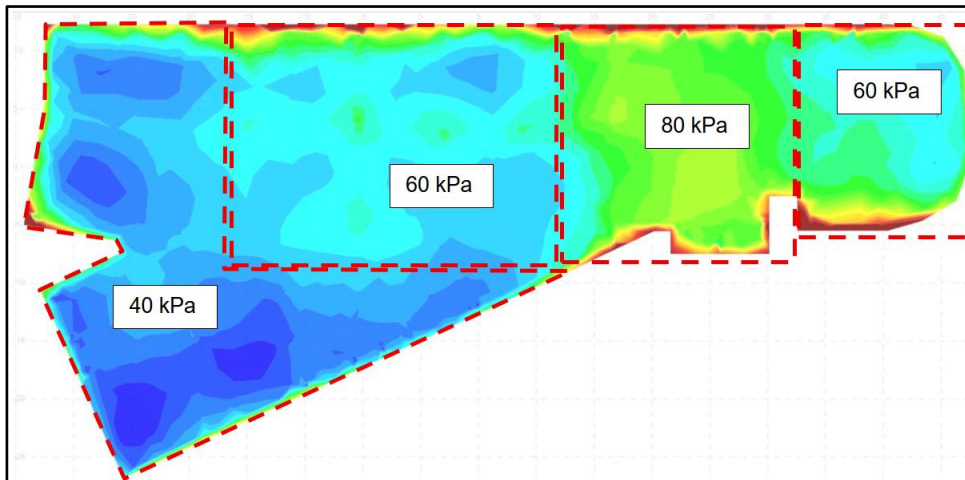
5.4 Données concernant le dimensionnement du radier du bâtiment

Hypothèses de charges du bâtiment :

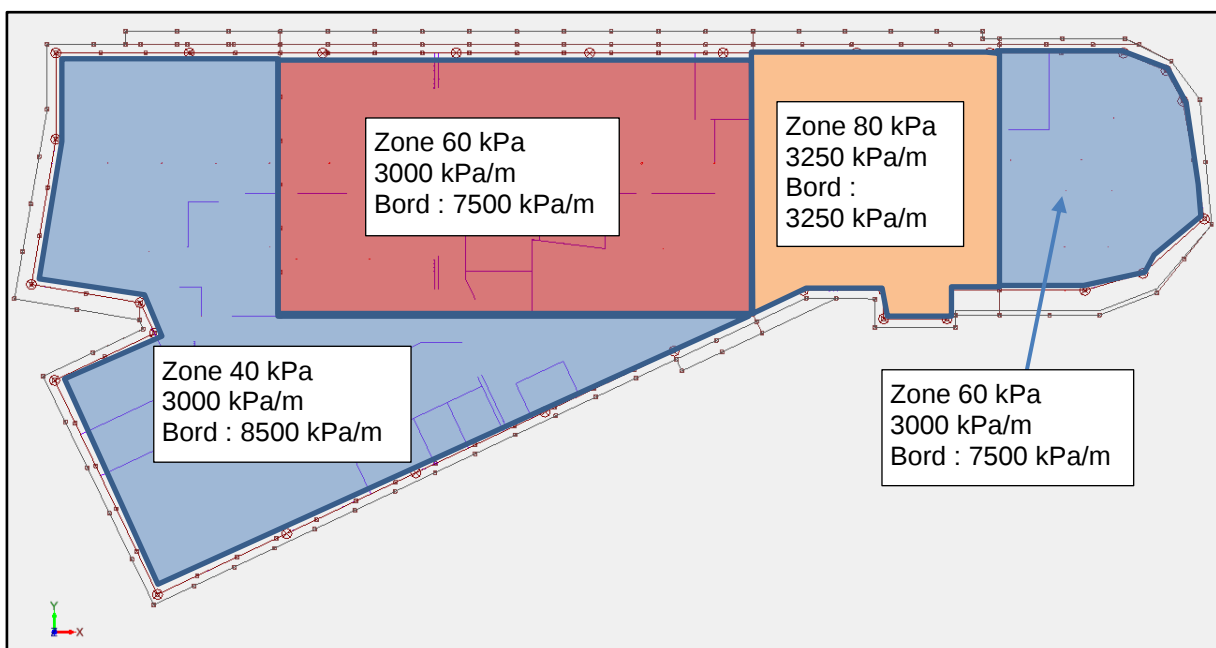
- Voir descente de charges (DDC) sur fondations fournie à FONDASOL le 26/02/2026
- Voir ci-après un extrait de la DDC.



- Charges réparties prises en compte sur la face supérieure du radier :
 - o Charges permanentes hors poids propre du radier :
 - Zones avec chape (principalement côté Est) : 3,50kN/m²
 - Zones sans chape (côté Ouest) : 1,50kN/m²
 - o Charges d'exploitation :
 - Bloc Ouest (garages, etc...) : 5,00kN/m²
 - Bloc Centre (garages, stockage...) : 5,00kN/m²
 - Bloc Est (vestiaires, salles de réunion...) : 5,00kN/m²
- Coefficient pour combinaisons ELS quasi permanentes : Psi_2 = 0,6
- Détails hypothèses charges permanentes :
 - o Zones avec chape :
 - Chape & carrelage : $(0,07 + 0,02) \times 22 \text{ kN/m}^3 = 1,98 \text{ kN/m}^2$
 - Isolant : 0,02 kN/m²
 - Cloisons : 1,00 kN/m²
 - Divers : 0,50 kN/m²
 - Total : g = 3,50 kN/m²
 - o Zones sans chape :
 - Cloisons : 1,00 kN/m²
 - Divers : 0,50 kN/m²
 - Total : g = 1,50 kN/m²

Rappel du découpage des zones de renforcement de sol selon rapport FONDASOL :**Raideurs verticales fournies par FONDASOL et valeurs prises en compte dans le modèle BETREC :**

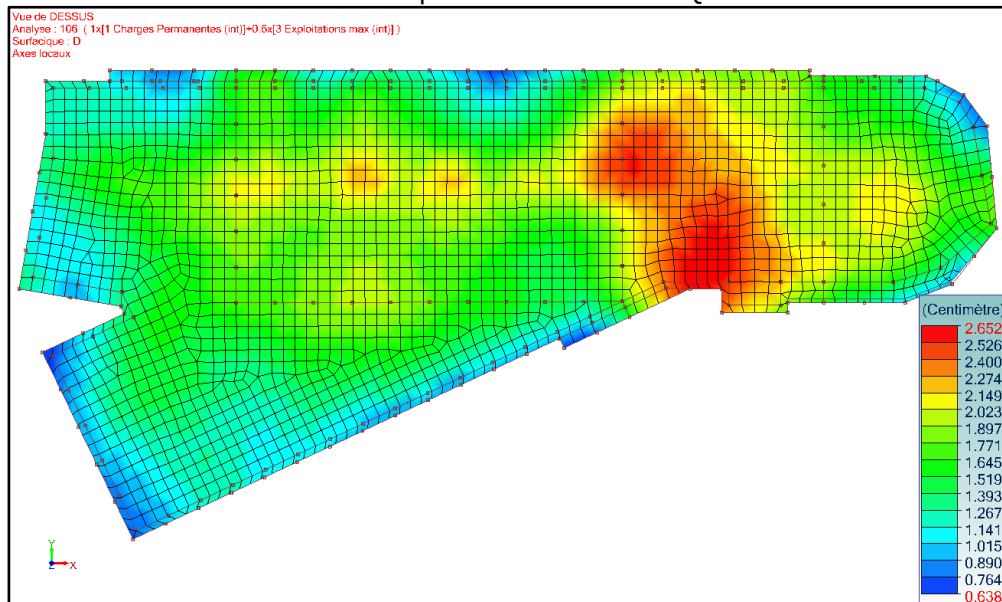
- Zone 80kPa : maillage inclusions 1,7 x 1,7 m
Raideur = 2,5 à 4 MPa/m soit 2500 à 4000 kPa/m => Choix BETREC : 3250 kPa/m moyen
- Zone 60kPa : maillage inclusions 2,4 x 2,4 m
Raideur = 2,5 à 3,5 MPa/m soit 2500 à 3500 kPa/m => Choix BETREC : 3000 kPa/m moyen
Effets de bord : 6 à 9 MPa/m soit 6000 à 9000 kPa/m => Choix BETREC : 7500 moyen sur les bords
- Zone 40kPa : maillage inclusions 3 x 3 m
Raideur = 2,5 à 3,5 MPa/m soit 2500 à 3500 kPa/m => Choix BETREC : 3000 kPa/m moyen
Effets de bord : 7 à 10 MPa/m soit 7000 à 10000 kPa/m => Choix BETREC : 8500 moyen sur les bords

Récapitulatif des hypothèses de raideurs prises en compte dans le modèle BETREC :

5.6 Justifications du dimensionnement du radier

Vérification du critère de tassement maxi sous radier

Modèle BETREC : résultats des déplacements sous ELS QP :

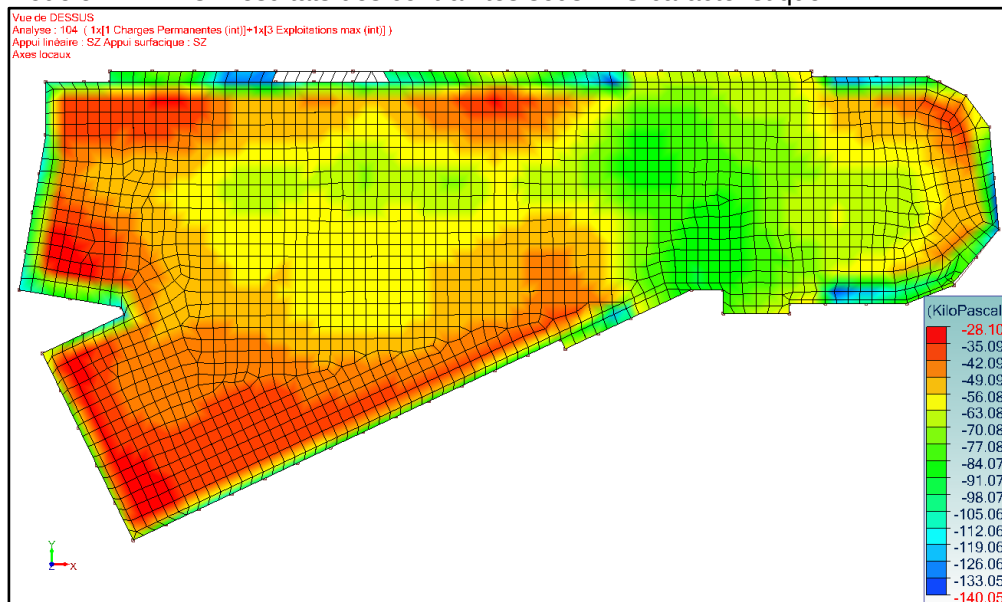


Bilan :

- Objectif du renforcement de sol dimensionné par FONDASOL : tassements de l'ordre de 2,5 à 3 cm au maximum
- Résultat obtenu par modélisation BETREC : déplacement maxi = 2,65 cm => OK

Vérification du critère de portance du radier sur le sol d'assise

Modèle BETREC : résultats des contraintes sous ELS caractéristique :



Bilan :

- Contrainte maximale de calcul du sol d'assise d'après FONDASOL : 140 kPa ELS caract.
- Résultat obtenu par modélisation BETREC : contrainte maxi = 140,05 kPa (écart < 1%) => OK

6. PREVENTION SISMIQUE

Application des documents suivants

- Arrêté du 22 octobre 2010 modifié relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal »,
- Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français,

Paramètres généraux retenus

- Bâtiment de la catégorie dite « à risque normal »
- Zone de sismicité = 4 (zone de sismicité moyenne) $\Rightarrow a_{gr} = 1,6 \text{ m/s}^2$
- Bâtiment classé en catégorie d'importance IV $\Rightarrow \gamma = 1,4$
- Classification du sol :
 - o Sol de classe D selon rapport G1 PGC de ALIOS $\Rightarrow S=1,6$
 - o Sol de classe C selon rapport G2 PRO de FONDASOL $\Rightarrow S=1,5$
 - o Le classement plus favorable de FONDASOL peut être retenu.
- Prise en compte de l'action sismique verticale :
 - o $a_g = \gamma \times a_{gr}$ [voir le paragraphe « b » de l'article 4 de l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié]
 - o $a_{vg} = 0,9 \times \gamma_l \times a_{gr} = 0,9 \times 1,4 \times 1,6 = 2,016 \text{ m/s}^2$
 - o $a_{vg} < 2,5 \text{ m/s}^2$ donc il n'est pas nécessaire de prendre en compte la composante verticale de l'action sismique [voir NF EN 1998-1 art. 4.3.3.5.2]
- Caractéristiques matériaux :

Pour le béton, module d'élasticité pris en compte = $E = E_{cm} / 2$
[voir NF EN 1998-1 art 4.3.1(7) ainsi que le tableau 3.1 de la NF EN 1992-1-1]

Cas des ouvrages en C25/30 : $E = E_{cm} / 2 = 31 / 2 = 15,5 \text{ GPa}$
- Classes de ductilité et coefficients de comportement
 - o Cas du bâtiment principal composé de trois blocs A, B et C distincts :
 - Structures BA : classe de ductilité DCM avec système de murs de grandes dimensions en béton peu armé (MGDBPA) [cf. NF EN 1998-1 articles 5.2.2.1(1)P, 5.4.1.2.4 et 5.4.2.5].
 - Précisions concernant les voiles BA :
 - Tous les voiles primaires sont considérés être des MGDBPA.
 - Les valeurs de l'effort tranchant issues de l'analyse sismique doivent être majorées [cf. NF EN 1998-1 article 5.4.2.5(1)P et (2)]
 - Rappel : tous les voiles BA primaires doivent respecter le critère d'épaisseur minimale [cf. NF EN 1998-1 article 5.4.1.2.4].
 - Coefficient de comportement :
 - Pour les différents blocs, certains voiles BA ne respectent pas l'ensemble des critères exigés pour la classe de ductilité DCM MGDBPA (article 5.4.1.2.5(1)P de la NF EN 1998-1 notamment).
 - En guise de mesure compensatoire, il est convenu de limiter le coefficient de comportement à : $q = 1,5$
 - o Cas du parking à l'aval du bâtiment principal :
 - Classe de ductilité DCL
 - Coefficient de comportement : $q = 1,5$

Conception générale des différents blocs

- Le bâtiment principal est composé de différents blocs séparés par des joints de dilatation.
- La structure principale de ces blocs est en béton armé.
- Principe de contreventement : contreventement vertical par voiles avec planchers béton armé (ou DAP) assurant à chaque niveau un rôle de diaphragme.
- Du point de vue du contreventement, chaque bloc est structurellement indépendant et séparés par des joints de dilatation de 4 cm
- Tous les poteaux béton armé sont considérés comme étant bi-articulés. Aucun fonctionnement en portique n'est donc pris en compte. Les éventuels efforts sismiques dans les poteaux sont donc uniquement des efforts normaux.

Conception de l'auvent métallique :

- Structure contreventée par poteaux-poutres en portiques et attachée au bâtiment béton. Les portiques sont placés au niveau des poutres au vent sur la file STA et en file ST1.
- Bac acier en toiture avec poutres au vent.
- Fixations par trous oblongs de part et d'autre des JD.

7. CHARGES APPLIQUEES SUR LES STRUCTURES**7.1 Charges permanentes**

Voir ci-après les charges permanentes à prendre en compte sur les planchers et toitures (hors poids propre des structures).

- Toitures terrasses inaccessibles végétalisées
 - o Isolation, étanchéité et faux plafond : $0,60 \text{ kN/m}^2$
 - o Zones avec substrat
 - ⇒ Substrat type Sopraflor ép.12 cm + couche drainante ép.3cm + paillage + plantes
 - ⇒ Poids surfacique du substrat seul : $0,12 \text{ m} \times 13 \text{ kN/m}^3 \approx 1,56 \text{ kN/m}^2$
 - ⇒ Valeur totale retenue : $g_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$ (y compris isolation, étanchéité et faux plafond)
 - o Zones avec terre végétale
 - ⇒ Terre végétale épaisseur variable entre 0,20 et 70 cm à 18 kN/m^3 : soit entre $3,60$ et $12,60 \text{ kN/m}^2$
 - ⇒ Valeur totale retenue : $g_k =$ entre $4,20$ et $13,20 \text{ kN/m}^2$ (y compris isolation, étanchéité et faux plafond)
 - o Pour le repérage précis des zones, voir plan DCE du paysagiste intitulé :
« Plan des aménagements paysagers : IMPLANTATION DES PLANTATIONS _ éch.1/200^e »
- Toitures terrasses inaccessibles sans végétalisation
 - o Faux plafond sous dalle, isolation, étanchéité autoprotégée et panneaux photovoltaïques
 - o Valeur retenue : $g_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Toitures terrasses accessibles avec protection par dalles sur plots
 - o Faux plafond sous dalle, isolation, étanchéité, protection par dalles sur plots
 - o Valeur retenue : $g_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- Locaux intérieurs – Cas sans garde au sol
 - o Réglage + revêtement de sol : $0,10 \text{ kN/m}^2$
 - o Cloisonnement : $0,80 \text{ kN/m}^2$
 - o Faux-plafond : $0,1 \text{ kN/m}^2$
 - ⇒ Total : $g_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Locaux intérieurs – Cas avec garde au sol
 - o Chape ép. 5 cm ($0,05 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3$) : $1,10 \text{ kN/m}^2$
 - o Revêtement de sol ($0,02 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3$) : $0,44 \text{ kN/m}^2$
 - o Cloisonnement : $0,80 \text{ kN/m}^2$
 - o Faux-plafond : $0,16 \text{ kN/m}^2$
 - ⇒ Total : $g_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- Toitures terrasses étanchées des parkings avec protection lourde
 - o Étanchéité et protection par enrobé ép. 10 cm mis en œuvre par le lot VRD
 - o Valeur retenue : $g_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$

7.2 Charges d'exploitation

	Charges d'exploitation [daN/m²]
Circulation intérieure / hall	400
Salle d'enseignement / salle de cours	250
Toitures végétalisées (entretien)	100
Bureaux	250
Zone de régulation	250
Places de stationnement / circulations	250
Local technique (CTA)	500
Toiture auvent	80 (entretien 10m²)

7.3 Charges de neige

- Charge de neige au sol
 - o Région de neige : C2
 - o Altitude du site : 216m
 - o Charge de neige normale au sol : $S_k = 0,67 \text{ kN/m}^2$
 - o Charge de neige accidentelle : $S_{ad} = 1,35 \text{ kN/m}$

7.4 Charges de vent

- Pression du vent
 - o Région de vent : 1
 - o Catégorie de terrain : III.b – Zones urbanisées, vergers
 - o Coefficient de probabilité : $C_{prob} = 1$
 - o Coefficient de saison : $C_{season} = 1$
 - o Coefficient de direction : $C_{dir} = 1$
 - o Coefficient orographique : $C_0 = 1$
 - o Vitesse de base : $V_b = 22 \text{ m/s}$

Charges de vent considérées pour dimensionnement de l'auvent :

Toiture isolée 1 seul versant (h= 5m)

SOULEVEMENT

ϕ	1	(degré d'obstruction) (1 = obstrué= défavorable)		
α	4	(angle toiture) (degré)		
d	53 m	(grande dimension toit)		
b	9 m	(petite dimension toit)		
	Zone A	Zone B	Zone C	
cf	-1,4	-1,4	-1,4	(force résultante)
cp net	-1,6	-2,2	-2,5	(pression locale maximale) (à utiliser pour les élément de toiture et fixations)

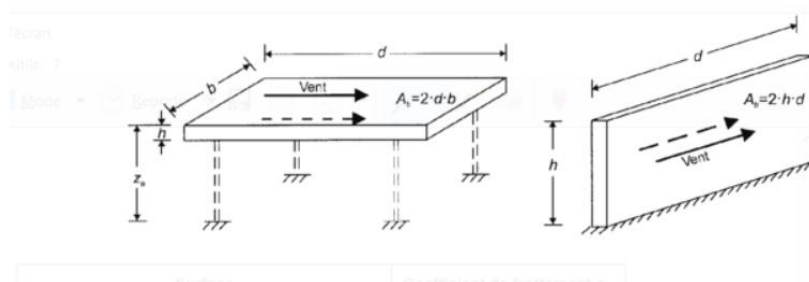
(2) La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression (5.3).

$$F_w = c_s c_d \cdot c_t \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad \dots (5.3)$$

CsCd	1	(toujours égal à 1 pour les structure inf à 15m)		
qp(ze)	398 N/m2			
Aref	477 m2			
Fw (cf)	-265784 N	-266 kN	-0,56 kN/m2 (soulevement)	
Fw (cpnet)	-303754 N	-304 kN	-0,64 kN/m2 (soulevement)	

FROTTEMENT

Afr	954 m2			
cfr	0,04	(coeff de frottement, voir tableau 7.10 -->)		
qp(ze)	398 N/m2			
Ffr	15188 N	15 kN	0,016 kN/m2 (frottement)	



- Pression de vent sur l'acrotère

Coefficients de pression sur les parois, déterminés conformément aux préconisations de l'Eurocode 1 partie 4 en fonction de la géométrie des ouvrages et de la configuration du site.

8. DEFORMATIONS (EC3)

Conforme aux normes en vigueur, soit :

- Déformation horizontale admissible en générale $< 1/150^{\text{ème}}$ de la portée.
- Déformations verticales des ossatures entre deux appuis fixes distants de l .
 $w_{\max}$: $1/200$ de l en partie courante de la toiture
 w_3 : $1/250$ de l en partie courante de la toiture
 $w_{\max}$: $1/250$ de l en partie courante de plancher
 w_3 : $1/350$ de l en partie courante de plancher
- Déformations verticales des structures ossatures en consoles par rapport à un appui fixe distant de l
 $w_{\max}$: $1/100$ de l en partie courante de la toiture
 w_3 : $1/125$ de l en partie courante de la toiture
 $w_{\max}$: $1/125$ de l en partie courante de plancher
 w_3 : $1/175$ de l en partie courante de plancher



9. STABILITE AU FEU DES STRUCTURES

9.1 Référentiel réglementaire pour la justification des structures

Application des documents suivants :

- Arrêté du 22 mars 2004 modifié relatif à la résistance au feu des produits, éléments de construction et d'ouvrages.
- Partie 2 des Eurocodes structuraux et leurs annexes nationales. Dans le cas du béton armé, il s'agit de la NF EN 1992-1-2 (version incluant l'amendement A1 de mai 2019) et de son annexe nationale (version incluant l'amendement A1 de mars 2021).
-

9.2 Exigences de tenue au feu des structures béton armé

- Classement : Etablissement assujettis au code du travail
- Résistance au feu des éléments de structure :
 - o Eléments porteurs verticaux : R60
 - o Planchers : REI60
 - o Les parcs de stationnement seront REI120

9.3 Exigences de tenue au feu des structures métal

- Toiture métallique extérieure apparente de 1 étage : aucune résistance au feu de requise.

10. ANALYSES MODALES

10.1 Bloc gauche

10.1.1 Analyse modale

40 modes

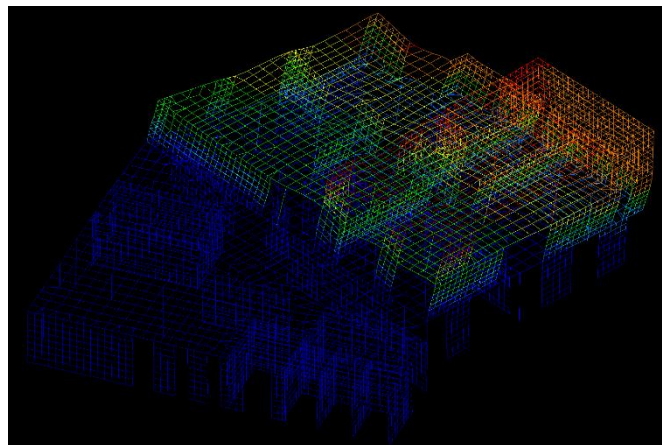
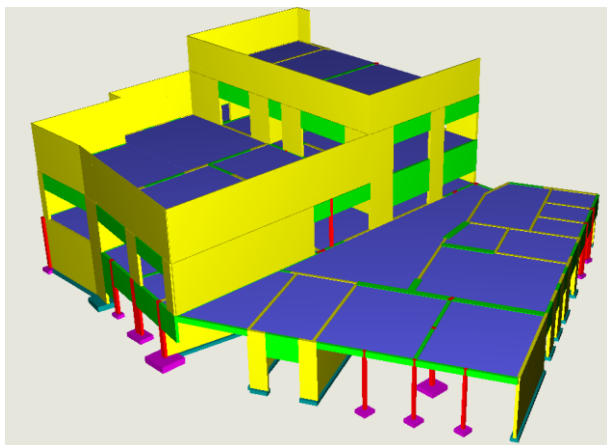
Modes significatifs (masse modale supérieure à 5%) :

Mode n°	Allure de la déformée modale	Période (s)	Masse modale selon X (%)	Masse modale selon Y (%)
1	Translation X	0,27	50,04	0,22
2	Non significatif	0,21	0,94	23,30
3	Translation Y	0,17	0,02	38,59
Total	(40 modes calculés)		93,30	94,57

Dans la direction « X » du modèle, les sollicitations obtenues après combinaisons quadratiques sont signées selon le mode prépondérant : sollicitations signées selon le mode 1.

Dans le sens « Y » du modèle, les sollicitations obtenues après combinaisons quadratiques ne sont pas signées. Les études de ferrailages sont menées en conséquence : le programme développé en interne tient compte des permutations possibles des concomitances des signes de « N » (efforts normaux) et « M » (moments fléchissants) pour la définition des combinaisons de calculs à l'ELU accidentelle.

10.1.2 Vues du modèle Graitec Arche Ossature



10.2 Bloc centre

10.2.1 Analyse modale

20 modes

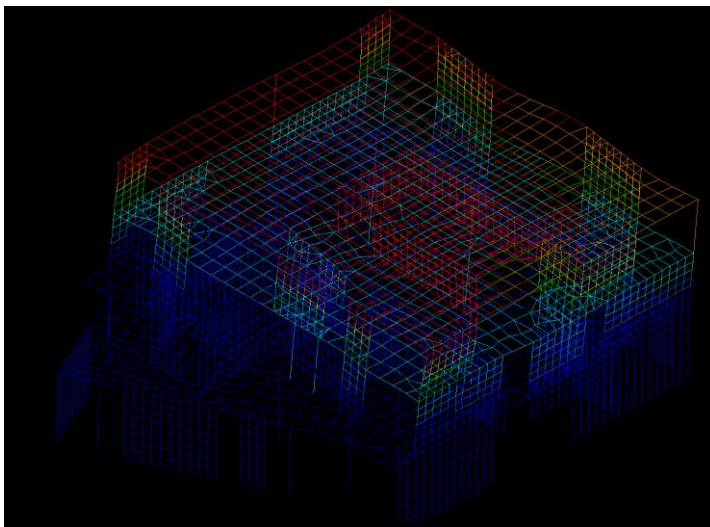
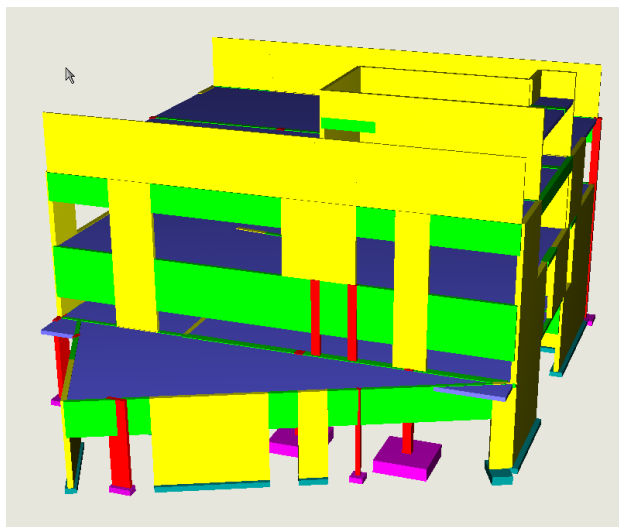
Modes significatifs (masse modale supérieure à 5%) :

Mode n°	Allure de la déformée modale	Période (s)	Masse modale selon X (%)	Masse modale selon Y (%)
1	Translation X	0,36	54,85	2,63
2	Translation Y	0,26	4,33	39,97
Total	(20 modes calculés)		95,27	91,62

Dans la direction « X » du modèle, les sollicitations obtenues après combinaisons quadratiques sont signées selon le mode prépondérant : sollicitations signées selon le mode 1.

Dans la direction « Y » du modèle, les sollicitations obtenues après combinaisons quadratiques sont signées selon le mode prépondérant : sollicitations signées selon le mode 2.

10.2.2 Vues du modèle Graitec Arche Ossature



10.3 Bloc droite

10.3.1 Analyse modale

20 modes

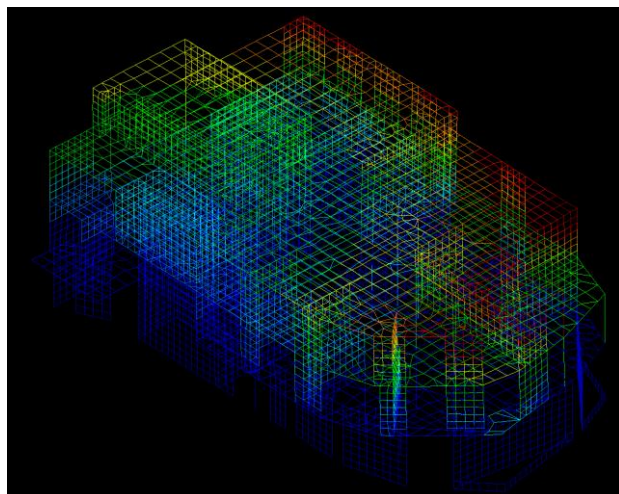
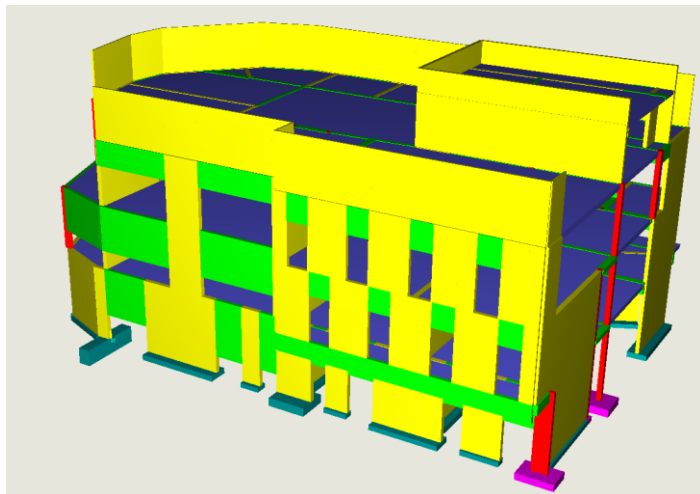
Modes significatifs (masse modale supérieure à 5%) :

Mode n°	Allure de la déformée modale	Période (s)	Masse modale selon X (%)	Masse modale selon Y (%)
1	Torsion	0,29	30,52	14,82
2	Translation oblique	0,23	25,43	48,64
3	Torsion	0,19	18,92	9,99
Total	(20 modes calculés)		95,61	93,99

Dans le sens « X » du modèle, les sollicitations obtenues après combinaisons quadratiques ne sont pas signées. Les études de ferrailages sont menées en conséquence : le programme développé en interne tient compte des permutations possibles des concomitances des signes de « N » (efforts normaux) et « M » (moments fléchissants) pour la définition des combinaisons de calculs à l'ELU accidentelle.

Dans la direction « Y » du modèle, les sollicitations obtenues après combinaisons quadratiques sont signées selon le mode prépondérant : sollicitations signées selon le mode 2.

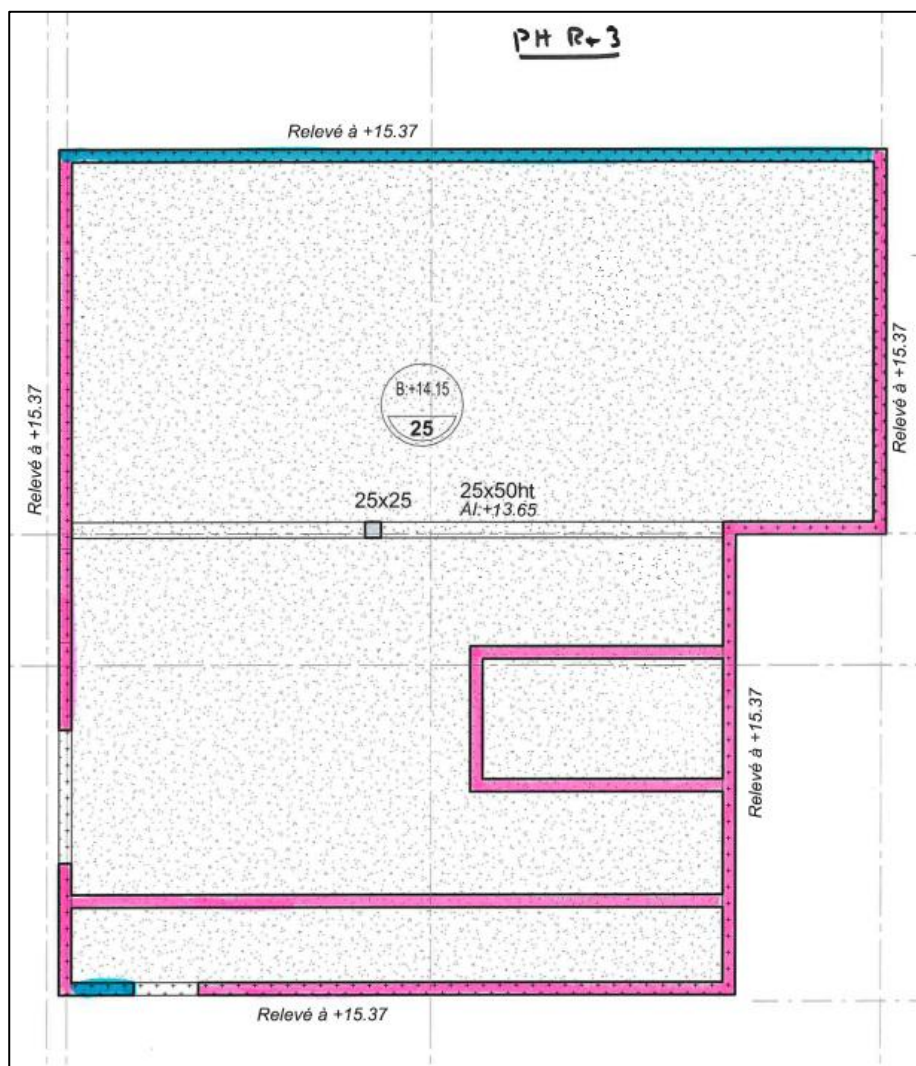
10.3.2 Vues du modèle Graitec Arche Ossature

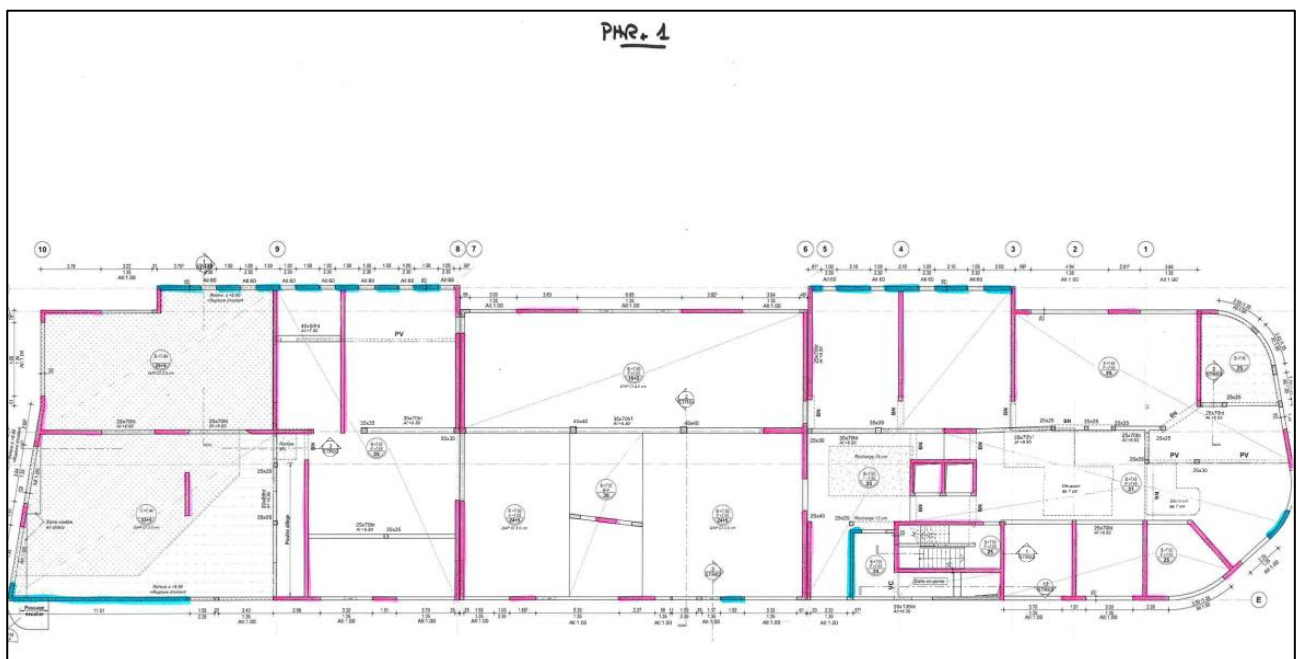


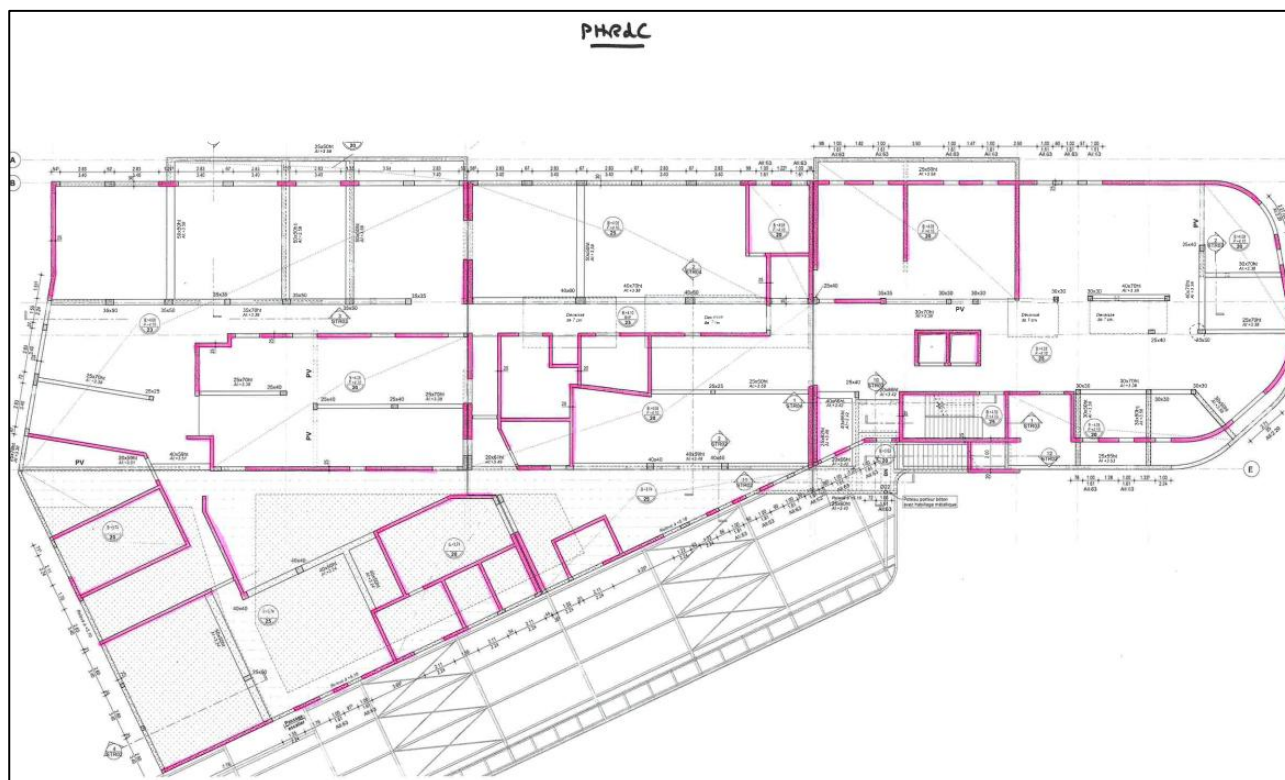
11. REPERAGES MURS PRIMAIRES/SECONDAIRES

 Murs primaires

 Murs secondaires



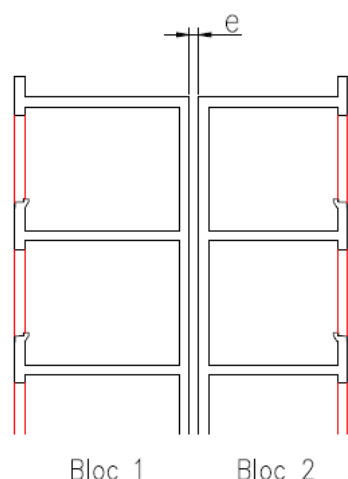




12. VERIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES (LARGEUR DES JD)

12.1 Principe de la vérification

Entre deux blocs du projet, la condition à vérifier pour la largeur minimale du joint sismique (= joint de dilatation = JD) est rappelée sur le schéma ci-après [voir NF EN 1998-1 art. 4.4.2.7].



Planchers aux mêmes
niveaux

$$e \geq 0.7 \sqrt{d_1^2 + d_2^2}$$

Pour un aspect pratique, les vérifications ont été réalisées avec les déplacements max de chaque bloc. Les vérifications sont donc « enveloppe ».

12.2 Calculs et résultats de la vérification

12.2.1 Récapitulatif des données et résultats

The diagram shows a joint (JD) between two blocks. A coordinate system is defined with a vertical Y-axis and a horizontal X-axis. The joint is represented by two parallel lines forming an angle α with the horizontal X-axis. A small circle with a dot is located at the vertex of the joint.

Coefficient de contexte		
Planchers aux mêmes niveaux ?	JD contre bâtiment existant ?	
	?	
	OUI	NON
OUI	1,4	0,7
NON	2	1

Vérification de la largeur des joints sismiques [EC8 4.4.2.7]														
Bloc 1	Bloc 2	Direction du JD α (°)	Planchers aux mêmes niveaux ?	JD contre bâtiment existant ?	Déplacements Bloc 1				Déplacements Bloc 2				Largeur min du JD (cm)	
					Séisme X		Séisme Y		Séisme X		Séisme Y			
					dx (cm)	dy (cm)	dx (cm)	dy (cm)	dx (cm)	dy (cm)	dx (cm)	dy (cm)		
Bloc gauche	Bloc centre	90	OUI	NON	2,5	2,5	1,67	1,67	1,27	1,27	0,78	0,78	2,35	
Bloc centre	Bloc droit	90	OUI	NON	1,27	1,27	0,78	0,78	2,94	2,94	2,34	2,34	2,83	

12.2.2 Bilan

Vérification de la largeur minimale des joints :

- JD entre bloc gauche et bloc centre :
 - o $2,35 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{Ok}$
- JD entre bloc centre et bloc droit :
 - o $2,83 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{Ok}$

La largeur de l'ensemble des joints entre blocs est justifiée.

