

DGA-TA BALMA - BATIMENT CANON A IMPACT



NOTE D'HYPOTHESES ET DE PREDIMENSIONNEMENT

30 janvier 2026

SOMMAIRE

1 - DISPOSITIONS GENERALES	4
1.1 - Lieu et nature du projet	4
1.2 - Objet du présent document	5
1.3 - Données d'entrée.....	5
2 - INSTALLATION EXISTANTE	6
3 - HYPOTHESES DE CONCEPTION – BASE DES CALCULS	8
3.1 - Classement du chantier	8
3.2 - Normes de calcul	8
3.3 - Charges	9
3.3.1 - Charges permanentes	9
3.3.2 - Charges d'exploitation.....	9
3.3.3 - Charges d'équipements	10
3.3.4 - Charges roulantes.....	10
3.3.5 - Charges de pont roulant	11
3.3.6 - Données de lancement de projectile	12
3.3.7 - Charges climatiques	12
3.4 - Données géotechniques et hydrogéologiques.....	13
3.5 - Stabilité au feu des structures.....	14
3.6 - Hypothèses des études béton	14
3.6.1 - Composition des bétons	14
3.6.2 - Aciers d'armatures	15
3.6.3 - Fissuration.....	15
3.6.4 - Déformations admissibles	15
3.6.5 - Enrobages.....	16
3.7 - Hypothèses des études de charpente métallique	16
3.7.1 - Caractéristiques des aciers.....	16
3.7.2 - Corrosivité de l'atmosphère	16
3.7.3 - Protection contre la corrosion	17
3.7.4 - Déformations admissibles	17
4 - PRINCIPES CONSTRUCTIFS / DESCRIPTION DES TRAVAUX.....	18
4.1 - Fondations et plancher bas.....	18
4.2 - Elévations	18
4.3 - Planchers	18
4.4 - Charpente métallique.....	18
4.5 - Contreventement.....	18
4.6 - Dilatation et retrait.....	18

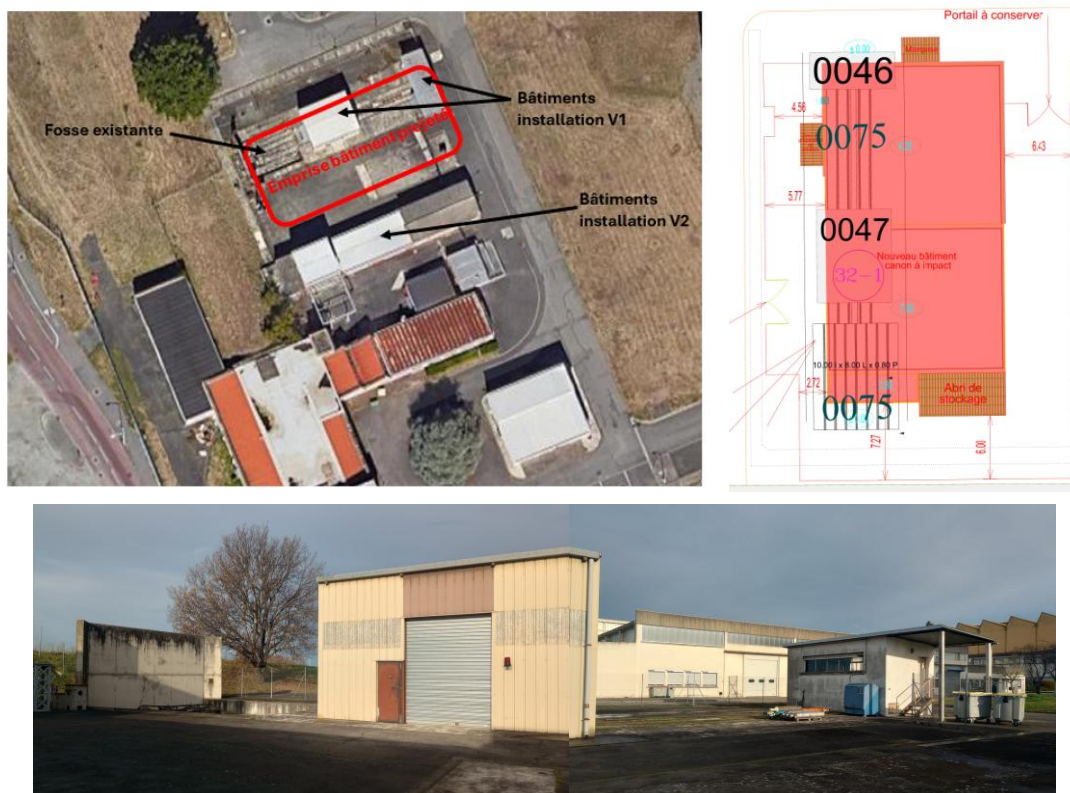
5 - PREDIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE BETON ET DE LA STRUCTURE METALLIQUE	19
5.1 - Structure béton.....	19
5.1.1 - Plancher haut RDC.....	19
5.1.2 - Voiles béton	20
5.1.3 - Mur d'impact	20
5.1.4 - Plancher bas RDC.....	23
5.1.5 - Fondations	26
5.2 - Structure métallique.....	27

1 - DISPOSITIONS GENERALES

1.1 - Lieu et nature du projet

Le projet prévoit la construction d'un bâtiment accueillant un canon à impact sur le site de la DGA-TA au 47 rue Saint-Jean à Balma (31).

L'emprise du bâtiment est située à l'emplacement d'anciens bâtiments et d'une fosse qui seront démolis avant les travaux. Le bâtiment sera construit à côté du bâtiment comprenant l'installation existante du canon à impact.



Emplacement du futur bâtiment

Le bâtiment projeté est un bâtiment béton en simple rez-de-chaussée comprenant :

- Une zone de lanceur communiquant avec une zone d'essai
- Une salle technique
- Une salle de réunion espace « client »
- Une salle commande/pilotage
- Des sanitaires/vestiaires et un local ménage
- Des locaux techniques

La zone d'essai comporte une hauteur sous dalle plus importante que les autres locaux, avec la présence d'un pont roulant.

Des auvents métalliques et un local zone de préparations de volatiles en charpente métallique sont également présents.

2 - INSTALLATION EXISTANTE

Il nous a été possible de visiter le bâtiment de l'installation existante le 15/12/2025.

L'installation existante se compose d'un canon à air comprimé d'environ 12 m de long alimenté par une cuve d'air comprimé.



Canon et cuve à air comprimé

Des rails au sol sont présents dans la zone d'essai : ils permettant la fixation de châssis métalliques ou d'une table sur lesquels sont disposés les matériaux ou matériels à tester. Les supports du canon sont également fixés sur un rail.



Châssis et table d'essai

Les rails sont composés de deux profilés métalliques IPE120 noyés dans le béton du plancher bas et espacés de quelques cm créant un rail.



Rails au sol

Un voile béton, dit « mur d'impact », est équipé d'un réceptacle fixé sur celui-ci, destiné à recueillir la majorité des débris issus des projectiles tirés par le canon. Le mur existant présente toutefois plusieurs impacts dus à des débris de projectiles.



Mur d'impact avec réceptacle

Un regard est présent dans un angle du bâtiment contre le mur d'impact, permettant d'évacuer l'eau lors des nettoyages de l'installation.



Regard

Sur la face extérieure du mur d'impact, la présence de plaques métalliques vissées dans le voile a été constatée. Celles-ci semblent avoir un rôle de renforcement du voile et, éventuellement, participer à la fixation du réceptacle sur le voile béton.



Plaques métalliques fixées sur la face extérieure du mur d'impact

Le canon à air comprimé sera déplacé dans le futur bâtiment avec les mêmes installations (rails, réceptacles).

3 - HYPOTHESES DE CONCEPTION – BASE DES CALCULS

Les structures sont conçues dans le cadre des textes réglementaires et des conditions particulières suivantes :

3.1 - Classement du chantier

CATEGORIE DE DUREE D'UTILISATION :

Choisie suivant l'Eurocode 0 Tableau 2.1 Chapitre 2.3 (NF EN 1990 mars 2003) :

- Catégorie 4, soit 50 ans (Structures de bâtiments et autres structures courantes)

CLASSE STRUCTURALE :

- Les bâtiments courants (durée d'utilisation 50 ans) sont de classe structurale recommandée S4 (NF EN 1992-1-1 note 4.4.1.1).

CLASSE DE CONSEQUENCE :

Selon l'Eurocode 0, norme NF EN 1990, la classe de conséquence de l'ouvrage est la suivante :

- Classe de conséquence CC2 (conséquence moyenne en termes de perte de vie humaine, conséquences économiques, sociales ou d'environnement considérables);

CLASSE DE FIABILITE :

- RC3 à RC1 d'après NF EN 1990 annexe B.3.2 Tableau B.2 et B.3.3 Tableau B.3

La classe de fiabilité est directement liée à la classe de conséquence, elle permet de déterminer le coefficient β et le coefficient partiel K_{fi} . **CC2 => RC2.**

DIFFERENTIATION DE LA SUPERVISION DU PROJET :

- NF EN 1990 annexe B.4 Tableau B.4

La supervision du projet est directement liée à la classe de fiabilité, elle permet de déterminer des mesures de gestion et de qualité appropriées. **RC2 => DSL2.**

CONTROLE PENDANT L'EXECUTION :

- NF EN 1990 annexe B.5 Tableau B.5 (mars 2003)

Le degré de contrôle pendant l'exécution est directement lié à la classe de fiabilité elle permet de déterminer des mesures de gestion et de qualité appropriées. **RC2 => IL2.** (Contrôle normale conforme aux procédures de l'organisme)

SITUATION DE PROJET : d'après NF EN 1990 3.2 (Mars 2003)

Utile à la définition des cas de charges et des états-limites employés.

Situation durable (utilisation normale).

3.2 - Normes de calcul

Eurocodes

L'ensemble de la structure du projet sera calculé selon les Eurocodes (NF EN 199x), les euronormes (et leurs annexes françaises) et avec utilisation des ATE (Agréments Techniques Européens).

- Eurocode 0 : Bases de calcul des structures
- Eurocode 1 : Actions sur les structures
- Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
- Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- Eurocode 7 : Calcul géotechnique

Ces textes sont complétés par les normes d'exécution (liste non exhaustive) :

- NF EN 1090 pour les structures acier ;
- NF EN 13670 pour les structures en béton.

Documents techniques unifiés (DTU)

Divers

- Les normes AFNOR
- Les avis techniques du C.S.T.B.
- Le cahier des charges du Règlement Sanitaire Départemental
- Décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français

Norme française

Normes françaises pour le bâtiment, à savoir :

- Normes d'application nationale
 - NF P 94-261 Fondations superficielles (juin 2013)

3.3 - Charges

3.3.1 - Charges permanentes

Les charges permanentes à prendre en compte, en plus des éléments structuraux, sont :

- Cloisons :
 - Cloisons très légères (poids linéique < 100 kg/ml) : 40 daN/m²,
 - Cloisons légères (100 kg/ml < poids linéique < 250 kg/ml) : 100 daN/m²,
 - Cloisons lourdes : poids réel suivant plans,
- Faux-plafonds/réseaux/éclairage : 30 daN/m²,
- Réseaux/éclairage : 15 daN/m²,
- Isolation
- Sol souple : 10 daN/m²,
- Carrelage collé : 20 daN/m²,
- Chape 12 cm : 265 daN/m²,
- Rail 2 IPE120 : 21 daN/ml,
- Isolation + étanchéité autoprotégée sur toiture béton : 30 daN/m²,
- Bac acier + étanchéité : 25 daN/m²,
- Bardage + isolation sur voile béton : 20 daN/m²,
- Bardage bac acier : 10 daN/m²,

3.3.2 - Charges d'exploitation

D'une manière générale les charges d'exploitation sont conformes à la Norme NF EN 1991-1-1-6 de Mars 2003:

- Salle de réunion, salle de commande/pilotage : 250 daN/m²,
- Sanitaires, vestiaires, local ménage : 250 daN/m²,
- Hall : 400 daN/m²,
- Salle technique, locaux techniques CFO/CFA : 500 daN/m²,
- Zone d'essai, zone de stockage et préparation des éprouvettes, zone lanceur : 500 daN/m²,

■ Toiture terrasse inaccessible (entretien) :

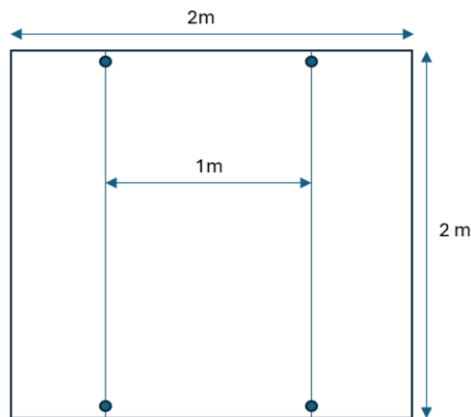
- Charge répartie sur 10 m^2 :
- Charge ponctuelle :

80 daN/m²,
150 daN,

3.3.3 - Charges d'équipements

■ Table d'essai :

- 2 T en hypothèse (structure/châssis + charge)
- Il est considéré que la table est fixée sur les rails à 4 points.



- Ces hypothèses amènent à une charge de 0.5 T par point d'appui
- Il est considéré que le poids par appui de la table d'essai est plus défavorable que le poids par appui des châssis métalliques.

■ Canon :

- Tube acier de 50 cm de diamètre et de 25 mm d'épaisseur en hypothèses => 4 T
- Il est considéré que le canon est repris par 3 supports métalliques
- Poids de chaque châssis de 200 kg en hypothèse
- Ces hypothèses amènent à une charge de 1.5 T par point d'appui

3.3.4 - Charges roulantes

Des chariots élévateurs d'une capacité de 5 T circuleront de la zone salle technique vers la zone d'essai et les zones de stockage et préparation des éprouvettes.

Selon la NF EN 1991-1-1, les chariots élévateurs d'une capacité de 5 T seront de classe FL 5 (charge levée 6 T). La largeur d'essieu correspondante à considérer est de 1.5 m. La charge à l'essieu à considérer est de 14 T.

Classe	Poids à vide [kN]	Charge levée [kN]	Largeur de l'essieu a [m]	Largeur hors tout b [m]	Longueur hors tout l [m]
FL 1	21	10	0,85	1,00	2,60
FL 2	31	15	0,95	1,10	3,00
FL 3	44	25	1,00	1,20	3,30
FL 4	60	40	1,20	1,40	4,00
FL 5	90	60	1,50	1,90	4,60
FL 6	110	80	1,80	2,30	5,10

Tableau 6.5 Dimensions des chariots élévateurs en fonction des classes FL

Classe du chariot élévateur	Charge à l'essieu Q_k [kN]
FL 1	26
FL 2	40
FL 3	63
FL 4	90
FL 5	140
FL 6	170

Tableau 6.6 Chariots élévateurs : charges à l'essieu



Technical drawing of a crane installation in a hall. The drawing shows a side view of a crane with two 5t motors and a 5t hook. Dimensions include a total width of 14000mm, a total height of 11250mm, and various clearances and offsets. Labels include 'installations', '5 t', 'distance de sécurité inférieure', and 'crochet de levage: E 2.5 - V'.

données de charge selon la norme DIN EN 1991-3

Classification du pont	S3	(pour la détermination de la poutre du chemin de roulement du pont)			
------------------------	----	---	--	--	--

coefficients dynamiques de la réaction q_i :

q_1	1,10	Accélération agissant sur la masse du pont provenant du levage et de la gravitation
q_2	1,11	Inertie et gravitation lors du levage d'une charge non entravée du sol
q_3	1,00	Inertie et gravitation lors du relâchement soudain d'une partie de la charge
q_4	1,00	charges provenant de la conduite sur terrain accidenté
$q_{5,Kr}$	1,80	charges provenant de l'accélération des motoréducteurs du pont
$q_{6,dyn}$	1,05	charge d'essai dynamique
$q_{6,stat}$	1,00	charge d'essai statique
$q_{7,Kr}$	1,25	charges provenant des efforts tampon

effets des charges et répartition de l'effort:

Charges de roues (verticales)	effort provenant de la masse du pont et du/des chariot(s) par axe du pont	$Q_{c,min,1}$	7,0	$Q_{c,max,1}$	9,1 [kN]
		$Q_{c,min,2}$	7,0	$Q_{c,max,2}$	9,3 [kN]
	effort provenant de la masse de la charge par axe du pont	$Q_{h,min,1}$	1,2	$Q_{h,max,1}$	23,4 [kN]
		$Q_{h,min,2}$	1,2	$Q_{h,max,2}$	23,4 [kN]
charges latérales(horizontales)	effort provenant de l'accélération du pont avec charge (force d'inertie)	$H_{T,min}$	0,5	$H_{T,max}$	1,8 [kN]
	effort déplacement en crabe (coefficient d'adhésion $\leq 0,3$)	S			10,3 [kN]
	effort horizontal provenant du déplacement en crabe par axe du pont	$H_{S,min,1}$	0,0	$H_{S,max,1}$	0,0 [kN]
		$H_{S,min,2}$	2,1	$H_{S,max,2}$	8,2 [kN]
charges longitudinales (horizontales) (par poutre du chemin de roulement)	effort provenant de l'accélération du pont avec charge (force d'inertie)	H _L			0,6 [kN]
	effort provenant du tampon (effort tampon) (Limiteur de mouvement pris en compte)	H _{B1}			8,0 [kN]

3.3.6 - Données de lancement de projectile

Il nous a été communiqué les données de lancement de projectile suivantes :

- Masse de projectile : 2 kg
- Vitesse : 320 m/s
- Hauteur d'impact : 3 m
- Energie cinétique : 102 kJ
- Type de projectile : matériaux et tailles de projectile divers

3.3.7 - Charges climatiques

3.3.7.1 - Vent

Suivant NF EN 1991-1-4 et son Annexe Nationale NF EN 1991-1-4 /NA.

- Région : 1
- Vent de référence $v_{b,0}$ (m/s) : 22
- Catégorie de rugosité du terrain (suivant Tableau 4.1/NA de l'Annexe Nationale Française) :
- IIIb : zone urbanisée. $z_0 = 0.5$ m et $z_{min} = 9$ m

z (m)	$q_p(z)$ (daN/m ²)
de 0 à 9 m	40

3.3.7.2 - Neige

Suivant NF EN 1991-1-3 et son Annexe Nationale NF EN 1991-1-3 /NA.

- Région : A2
- $\psi_0 = 0.50$, $\psi_1 = 0.20$, $\psi_2 = 0$
- Altitude A (m) = 195 m < 1500m
- Valeur caractéristique de la charge de Neige S_k (kN/m²) pour $h < 200$ m = 0,45
- Valeur de calcul de la charge exceptionnelle de Neige sur le sol S_{ad} (kN/m²) = 1

3.3.7.3 - Sismicité

Généralités :

Les hypothèses parasismiques sont définies au sens :

- De l'Eurocode 8, norme NF EN 1998 et de son Annexe Nationale ;
- Des Décrets 2010-1254 et 2010-1255 ;
- De l'Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal », modifié par l'Arrêté du 19 juillet 2011, par l'Arrêté du 25 octobre 2012 et par l'Arrêté du 15 septembre 2014.

Zone de sismicité :

La carte sismique est définie par le décret n°2010-1255.

Les valeurs de calcul (accélération, forme du spectre, etc.) relatives à chaque zone sont données dans l'arrêté du 22 octobre 2010 et son modificatif du 19 juillet 2011.

- Le bâtiment est en zone d'aléa Très Faible (zone 1).

En conséquence, aucune disposition vis-à-vis du risque sismique n'est à prévoir.

3.4 - Données géotechniques et hydrogéologiques

Nous disposons d'une étude géotechnique de type G2 AVP datant du 27/04/2021 réalisée par TECNISOL (ref n° 21292IP31 ind C).

Les conclusions de ce rapport sont les suivantes :

- Le site est situé en zone d'aléa fort vis-à-vis du retrait-gonflement des argiles.
- Le projet est situé en zone sismique 1 (aléa très faible).
- Les terrains rencontrés au droit des sondages sont composés par :
 - de l'enrobé jusqu'à -0.03 m/TN,
 - des sables et graviers jusqu'à -0.70/-0.80 m/TN,
 - de l'argile sableuse verdâtre jusqu'à -2.70/-2.80 m/TN,
 - de l'argile sableuse verdâtre jusqu'à -2.70/-2.80 m/TN,
 - de l'argile sableuse beige jusqu'à -4.40/-4.50 m/TN.
 - de l'argile sableuse lâche jusqu'à -7.50 m/TN, profondeur d'arrêt des sondages.
- Lors des sondages réalisés en mars 2021, des niveaux d'eau ponctuels entre -3.6 et -3.7 m/TN ont été relevés. Il est indiqué dans le rapport qu'il peut exister une nappe parasite ou des circulations erratiques et intermittentes dans les formations superficielles. Le site est situé dans une zone potentiellement sujette aux débordements de nappe. Aucun piézomètre n'a été posé lors des sondages en mars 2021. Etant donné que le projet ne comprend pas d'ouvrages enterrés (fosses, etc), il semble que fondations et le plancher bas du projet ne seront pas ou peu impactés par la nappe. Ce non-impact sera à confirmer par le rapport géotechnique de mission G2 PRO.
- Pour le futur bâtiment, les fondations préconisées sont des fondations superficielles ancrée à -1.5 m/TN dans la couche d'argile sableuse verdâtre, avec un ancrage minimum de 0.50 m pour respecter la limite hors-gel. Pour le dimensionnement des fondations, une capacité portante du sol de 0.25 MPa à l'ELS est à considérer (0.46 MPa à l'ELU).
- Le type de plancher bas préconisé est un dallage sur terre-plein sur tapis drainant (système de drainage + 30 cm de remblai granulaire type 0/80 + 10 cm de matériau 0/31.5 compacté), compte tenu. Il est indiqué que la fosse devra être comblée par un matériau granulaire type 0/80 pour un EV2 > 50 MPa nécessaire pour le dallage. Le modèle géotechnique défini est le suivant :

Formation	Epaisseur (m)	PI* (KPa)	Em (KPa)	α
Argile sableuse verdâtre	2.80	653	4690	0.67
Argile sableuse beige	1.70	370	4760	0.67
Argile sableuse lâche	>3.00	126	1090	0.67

Les modules de déformation du sol E_s à prendre en compte pour le dimensionnement du dallage obtenus sont donc les suivants ($E_s = E_m \cdot \alpha$) :

Formation	Epaisseur (m)	E_s (MPa)
Matelas tapis drainant	0.40	45 (0.9EV2)
Argile sableuse verdâtre	2.20	3.14
Argile sableuse beige	1.7	3.19
Argile sableuse lâche	> 3 m	0.73

Analyse des modules de sol :

Les couches de sol en place présentent des modules de déformation E_s très faibles, en particulier la couche d'argile sableuse lâche, dont le module est quasi nul. Plusieurs calculs de dallage ont été réalisés; toutefois, compte tenu de ces faibles modules de sol, les tassements obtenus sont très importants.

Un échange téléphonique a été mené avec TECNISOL concernant ces valeurs de modules. Il en ressort qu'une substitution de sol n'impacterait que les couches superficielles et ne permettrait pas d'améliorer significativement le comportement global. Les seules solutions techniquement viables sont donc soit un renforcement de sol (par exemple par inclusions rigides) permettant la réalisation d'un dallage, soit une solution de dalle portée.

En l'absence d'une étude géotechnique plus approfondie spécifique au plancher bas, le choix s'est porté sur une solution de dalle portée pour le plancher bas.

Le mode de plancher bas devra être confirmé par l'étude géotechnique de mission G2 PRO, déterminant si une solution de dalle portée est indispensable, ou si une solution de dallage peut être possible et dans quelles mesures (renforcement de sol, etc).

3.5 - Stabilité au feu des structures

Le bâtiment relève du Code du travail. Le plancher bas du dernier niveau étant situé à moins de 8 m du sol, la structure n'est pas soumise à des exigences particulières en matière de stabilité au feu.

Cependant, les degrés de stabilité des locaux à risques seront de :

- Locaux à risques moyens : R 60 et REI 60 (locaux CFO/CFA)

3.6 - Hypothèses des études béton

3.6.1 - Composition des bétons

Pour la classification des bétons, nous suivons les recommandations de la NF EN 206-1.

3.6.1.1 - Classe de consistance

Selon la NF EN206-1, nous définissons un béton de consistance :

- Classe de consistance S4

3.6.1.2 - Classe de teneur en chlorures

Selon le Fascicule 65 du CCTG et la norme NF EN 206-1, la classe de teneur en chlorure est :

- CI 0,40

3.6.1.3 - Classe d'exposition des bétons

D'après le Tableau 4.1 de la NF EN 1992 (conformément à la norme NF EN206-1), les classes d'exposition des bétons sont :

DESCRIPTION DE L'ENVIRONNEMENT	CLASSE D'EXPOSITION
Absence de risque de corrosion ou d'attaque	X0 (béton non armé)
Risque de corrosion par carbonatation	XC1 pour les bétons intérieurs XC2 pour les fondations et bétons extérieurs XC3 pour les bétons extérieurs protégés XC4 pour les bétons extérieurs exposés
Attaques Gel/Dégel	XF1
Attaques d'origines chimiques	XA1, à confirmer par des analyses d'eau de la nappe et du sol

3.6.1.4 - Classe de résistance du béton

D'après le Tableau E.1.1 NF de l'Annexe Nationale de la NF EN 1992 et d'après les hypothèses sur la classe d'exposition de notre béton, les résistances à la compression des bétons seront :

- C 25/30
- C 40/50 pour le mur d'impact

3.6.2 - Aciers d'armatures

HA Fe 500, de classe A, B ou C, soudable.

Ces aciers sont conformes aux exigences énoncées dans le paragraphe 3.2 de la partie 1 de l'Eurocode 2 (NF EN 1992)

3.6.3 - Fissuration

Les recommandations du chapitre 7.3 de la partie 1-1 de la norme NF EN 1992 sur la maîtrise de la fissuration seront appliquées.

3.6.4 - Déformations admissibles

La déformation de tous les ouvrages en béton doit être limitée suivant les critères suivants, conformément à l'Eurocode 2, norme NF EN 1992-1-1, chapitre 7.4 et son Annexe Nationale, et aux Recommandations Professionnelles pour l'application de l'Eurocode 2.

VERIFICATION DE LA FLECHE LONG TERME POUR LES STRUCTURES SANS ELEMENTS FRAGILES :

Suivant le paragraphe 7.4.1(4) de l'Eurocode 2-1-1 : l'aspect et la fonctionnalité générale de la structure sont susceptibles d'être altérés lorsque la flèche calculée d'une poutre, d'une dalle ou d'une console soumise à des charges quasi-permanentes est supérieure à : (L = portée libre en mètres)

- $L/250$;

La flèche est évaluée par rapport aux appuis à proximité.

Les calculs sont menés sous combinaison quasi-permanente, en considérant l'ensemble des chargements au long terme.

Une contre-flèche peut être prévue pour compenser en partie ou en totalité la déformation ; toutefois, il convient de ne pas dépasser généralement une limite supérieure de $L/250$.

VERIFICATION DE LA FLECHE LONG TERME POUR LES STRUCTURES AVEC ELEMENTS FRAGILES :

Suivant le paragraphe 7.4.1(5) de l'Eurocode 2-1-1 : il convient de limiter les déformations susceptibles d'endommager les éléments de la structure avoisinants l'élément considéré.

La flèche maximale autorisée sous combinaison de charges quasi-permanentes pour les éléments de structure supportant des éléments fragiles est fixée à : (L = portée libre en mètres)

- $L/500$;

Les calculs sont menés sous combinaison quasi-permanente, en considérant l'ensemble des chargements au long terme.

VERIFICATION DE LA FLECHE NUISIBLE POUR LES STRUCTURES AVEC REVETEMENTS FRAGILES :

Ce sont ceux qui supportent des cloisons maçonnées ou des revêtements de sol fragiles, pour lesquels ont évalué un fléchissement (appelé flèche active ou nuisible) qui, après mise en œuvre des cloisons ou des revêtements de sol, doit rester inférieur à : (L = portée libre en mètres).

- $L/500$ jusqu'à 7,00 m,
- $1,4 \text{ cm} + (L - 7,0)/1000$ au-delà de 7,00 m.

La méthode de calcul et la portée de calcul sont prises selon l'Eurocode 2, norme NF EN 1992-1-1 , chapitre 7.4.

Pour le calcul de la flèche nuisible, la méthode développée dans les Recommandations Professionnelles pour l'application de l'Eurocode 2 sera suivie.

Pour les porte-à-faux, la portée de calcul est prise égale au double de la portée.

Les calculs tiendront compte du phasage de chargement (coulage, désétalement, pose des éléments fragiles, etc.), du ferrailage réel de l'élément, de la fissuration des sections et des effets de fluage du béton.

3.6.5 - Enrobages

Les enrobages des nouveaux éléments béton seront calculés selon le paragraphe 4.4.1 de l'Eurocode 2, partie 1 et son Annexe Nationale.

La classe structurale du projet est définie précédemment.

Ils seront conformes aux classes d'exposition du paragraphe 3.6.1.3 - , aux tableaux de l'Annexe Nationale 4.3NF, 4.4 et 4.5NF.

3.7 - Hypothèses des études de charpente métallique

3.7.1 - Caractéristiques des aciers

Nuance des aciers :

- Profils laminés du commerce (IPE, HEA...) : S275.
- Plats, tubes et cornières : S235.
- Les caractéristiques sont les suivantes :

Module d'élasticité longitudinale	$E : 210\,000 \text{ N/mm}^2$
Module d'élasticité transversale	$G : 81\,000 \text{ N/mm}^2$
Masse volumique	$\rho : 7\,850 \text{ kg/m}^3$
Coefficient de dilatation thermique	$\lambda : 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

3.7.2 - Corrosivité de l'atmosphère

Au sens de la norme EN ISO 12944-2, la corrosivité de l'atmosphère est :

- Corrosivité C2 : ouvrages intérieurs (rails)
- Corrosivité C3 : ouvrages extérieurs (auvent, charpente zone de préparation de volatile)

3.7.3 - Protection contre la corrosion

Les éléments de la charpente métalliques seront :

- Traités par galvanisation pour les ouvrages extérieurs
- Traités par peinture anticorrosion pour les ouvrages intérieurs

3.7.4 - Déformations admissibles

La portée de calcul est prise entre point d'épure. Pour les porte-à-faux, la portée de calcul est prise égale au double de la portée.

Suivant les recommandations du §1-1-7.2 de l'Eurocode 3, la NF EN 1993-1-1 d'octobre 2005 et son Annexe Nationale (mai 2007) :

Déformations verticales :

Flèche verticale des éléments fléchis de couverture :

- 1/200ème de la portée sous toutes charges.
- 1/250ème de la portée sous charges variables.

Déformations horizontales :

Déplacement horizontal maximum en tête de poteau :

- 1/150ème de la hauteur.

4 - PRINCIPES CONSTRUCTIFS / DESCRIPTION DES TRAVAUX

4.1 - Fondations et plancher bas

A ce stade des études, un plancher bas de type plancher porté sur coffrage biodégradable associé à des fondations superficielles, de type semelles filantes, sont envisagés. Les semelles seront ancrées à -1.5 m/TN dans la couche d'argile sableuse verdâtre, avec un ancrage minimum de 0.50 m pour respecter la limite hors-gel. Du gros béton sera mis en place sous les semelles pour obtenir la profondeur d'ancrage de 1.5 m. La contrainte de calcul aux ELS prise pour le dimensionnement des semelles sera de 0.25 MPa.

Ces principes de fondations et plancher bas devront être confirmés par le rapport géotechnique de la mission G2-PRO du projet.

Une chape sera réalisée sur la dalle portée permettant de noyer les rails constitués pour chaque rail de deux profilés métalliques IPE120. Les profilés IPE120 seront liés mécaniquement à la dalle portée.

La chape comprendra des formes de pentes au niveau des zones de stockage et préparation des éprouvettes, jusqu'aux caniveaux latéral. Ces deux caniveaux seront reliés à un caniveau le long du mur d'impact et à un regard.

4.2 - Elévations

Les élévations seront de type voiles béton. Ils pourront être coulés en place ou préfabriqués au choix de l'entreprise en phase EXE.

4.3 - Planchers

Les planchers sont prévus en prédalles industrielles. Le plancher haut de la zone d'essai, de par la portée d'un peu plus de 13 m, sera prévu en dalle alvéolaire.

4.4 - Charpente métallique

Deux auvents sont prévus (abri et entrée). Ils seront composés d'un portique métallique (un double portique pour l'auvent abri). Les pannes métalliques seront reprises d'un côté par le portique et d'un côté par la structure béton. La structure de ces auvents sera stabilisée par les portiques, et hors plan des portiques, par le bâtiment béton. Des poutres au vent sont présentes dans le plan de la toiture.

Un local en charpente métallique (zone de préparation de volatiles) est également prévu. La structure sera composée de deux portiques reprenant des pannes. La structure sera stabilisée par les portiques et par des palées de stabilités en façades. Une poutre au vent est présente dans le plan de la toiture.

4.5 - Contreventement

Le contreventement sera assuré de la manière suivante :

- Contreventement horizontal : les planchers béton forment des diaphragmes rigides qui reportent les efforts de vent vers les contreventements verticaux.
- Contreventement vertical : les voiles béton assurent le contreventement vertical des blocs et redescendent les efforts jusqu'aux fondations.

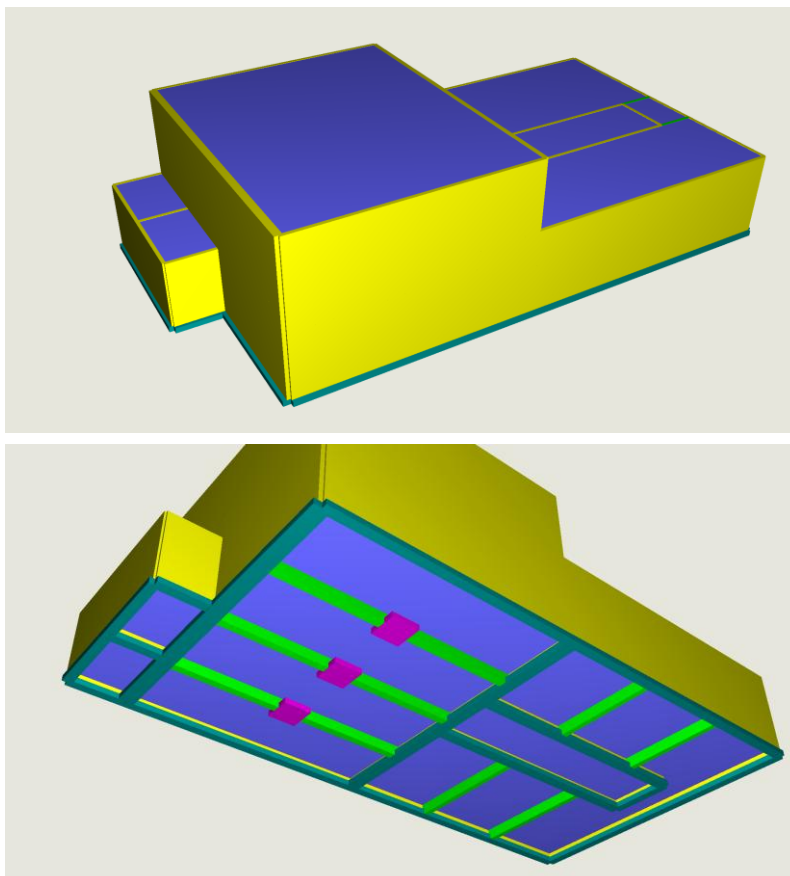
4.6 - Dilatation et retrait

Au vu des dimensions du bâtiment, ce dernier ne nécessite pas d'être recoupé par des joints de dilatation.

5 - PREDIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE BETON ET DE LA STRUCTURE METALLIQUE

5.1 - Structure béton

Un modèle de calcul a été réalisé sur le logiciel Arche Ossature pour la structure béton.



5.1.1 - Plancher haut RDC

Le plancher haut RDC de la zone d'essai en dalle alvéolaire a été calculée sur l'outil KALCUL de KP1. Compte tenu de la portée entre nu de 13.2 m et des charges indiquées au paragraphe 3.3 - , une dalle alvéolaire 24+5+3.5 cm de contreflèche est obtenue.

Géométrie		Charges		Environnement	
H Toits					
Charges	X (m) Abcisse	G Permanente	Q Exploitation		
Répartition (daN/m²)	13.2	45	100		
Ponctuelle-1 (daN)	0	0	0		
Ponctuelle-2 (daN)	0	0	0		

Calculer		Descriptif CCTP	
- Montage DGL2400 24+5+3.5 - Poids Montage 525 daN/m² - Portée 13.2 m - Contre-fâche massé estimée : 1.9 cm 99.6% taux de travail		PLANCHERS EN DALLES ALVEOLAIRES PRECONTRAINTES Fourniture et mise en œuvre de planchers en dalles alvéolaires précontraintes par torsion adhérents de Type « KP1 » ou équivalents associés à une dalle de compression collabante. Epaisseur suivant calcul et reprise de la structure. Les dalles alvéolaires devront être certifiées « NF » et satisfaire aux exigences des normes en vigueur, notamment le DTU 23.2, la norme NF EN 1196...	
COÛT HT FOURNIRPOSE ESTIMÉ de votre solution à la maîtrise d'ouvrage / Prix 2021 112.81 €/m²		Voir la note de calcul	

Le plancher haut RDC de la salle technique en prédalles a été calculé sur l'outil KALCUL de KP1. Compte tenu de la portée entre nu de 7.12 m, de la continuité et des charges indiquées au paragraphe 3.3 - , une prédalle 6+12 est obtenue. Cette épaisseur de prédalle a été appliquée aux autres planchers hauts étant donné qu'ils ont une portée moindre.

Géométrie		Charges		Environnement	
(H) Toits					
Charges	Cloison	Revêtement	Exploitation		
Répartie (daN/m²)	0	60	100		

[Aller plus loin](#)
[FAQ](#)

[Pourquoi choisir la prédalle ?](#)
[Quel est le domaine d'emploi ?](#)
[Quand réaliser les joints et avec quel produit ?](#)
[Les prédalles sont-elles utilisables quelle que soit la zone sismique du projet ?](#)

Calculer
 Descriptif CCTP
 Note de calcul

Plancher à Prédalle BP : 6 x 12
 Poids Montage : 450 daN/m²
 Portée : 7.12 m
 Acier complémentaire 2.0 kg/m²
 Taux de travail : 84 %

COÛT HT FOURNI/POSE ESTIMÉ
 de votre solution à la maîtrise d'ouvrage :
Moyen 80 €/m² *
Main d'oeuvre 0.40 h/m²

Comprend : coût de fourniture primaires et secondaires, coût d'assemblage et de désassemblage, coût de mise en place des produits, coulage.
 * Prix indicatif année 2021, hors inflation 2022.

5.1.2 - Voiles béton

Les voiles courants ont été pré-dimensionnés avec une épaisseur de 20 cm, compte tenu des faibles charges qui leur sont appliquées (cette épaisseur pourra être optimisée en phase d'exécution).

Le voile de 8 m de hauteur situé entre la zone d'essai et la salle technique / zone lanceur / salle de commande a été porté à une épaisseur de 25 cm afin de permettre l'appui de la dalle alvéolaire.

Au regard des charges appliquées, les voiles ne nécessitent pas de ferrailage, hormis les armatures requises pour l'anti-fissuration (1 ST20 par face classiquement).

Le cas particulier du mur d'impact est traité ci-après.

5.1.3 - Mur d'impact

Le mur d'impact a été pré-dimensionné avec une épaisseur de 40 cm en béton C40/50 et un ferrailage dense constitué de 2 ST35 par face. Cette épaisseur et ce ferrailage ont été choisis afin d'assurer la robustesse nécessaire au mur d'impact. Le ferrailage n'a pas été déterminé en fonction des charges verticales appliquées au voile, celui-ci n'en nécessitant normalement pas (hormis pour l'anti-fissuration), étant donné les faibles charges verticales reprises par le voile.

Un ferrailage complémentaire a néanmoins été calculé au droit de l'impact du projectile, situé à 3 m de hauteur. L'Eurocode ne traitant pas explicitement les phénomènes balistiques, une approche analogique a été retenue en s'appuyant sur l'Annexe C de l'Eurocode 1 – Partie 1-7, relative au calcul dynamique des chocs.

Cette annexe permet en effet de déterminer la force d'interaction dynamique à partir de la masse, de la vitesse et de la raideur de l'objet entrant en collision avec la structure. À partir de cette force, il est alors possible de vérifier le poinçonnement du voile au droit de l'impact et d'en déduire le ferrailage adapté.

Les calculs ci-après reposent sur les extraits de l'annexe ci-dessous :

$$F = v_i \sqrt{k m} \quad \dots (C.1) \quad \text{où :}$$

- v_i est la vitesse de l'objet au moment du choc ;
- k est la rigidité élastique équivalente de l'objet (c'est-à-dire le rapport entre la force F et la déformation totale) ;
- m est la masse de l'objet impactant.

Lorsque l'objet impactant est modélisé comme un objet équivalent de section transversale uniforme (voir Figure C.1), il convient d'utiliser les expressions (C.3) et (C.4) :

$$k = EA/L \quad \dots (C.3) \quad \text{où :}$$

$$m = \rho AL \quad \dots (C.4)$$

- L est la longueur de l'objet impactant ;
- A l'aire de la section transversale ;
- E le module d'élasticité ;
- ρ la masse volumique de l'objet impactant

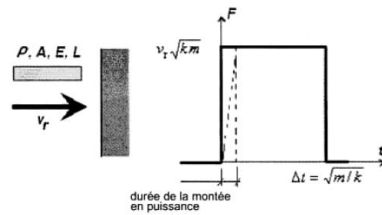


Figure C.1 Modèle d'impact, F = force d'interaction dynamique.

Étant donné que la formule de la force d'interaction dynamique fait intervenir la raideur, qui constitue le seul paramètre non fixé, des hypothèses de matériaux ont été posées afin de couvrir le spectre de raideur le plus large possible. Ainsi, un projectile en acier (raideur la plus élevée) et un projectile en caoutchouc (raideur la plus faible) ont été considérés. La longueur retenue correspond à la valeur minimale compatible avec des diamètres de projectiles plausibles. En effet, plus la longueur est faible, plus la raideur du projectile est élevée, ce qui conduit à une augmentation de la force d'interaction dynamique. Ainsi, une longueur de 5 cm a été retenue.

Cela conduit aux forces d'interaction dynamique suivantes avec une masse de 2 kg et une vitesse de 320 m/s :

Projectile 1 : caoutchouc

- Calcul de la géométrie
- $E : 10 \text{ Mpa}$
- $\rho : 1100 \text{ kg/m}^3$
- ⇒ Volume de 0.0018 m³ pour un projectile de 2 kg
- Volume d'un cylindre : $V = \pi R^2 L \rightarrow R = \sqrt{\frac{V}{\pi L}}$
- Avec $L=5 \text{ cm}$, $R=10,7 \text{ cm}$ et $D=21,4 \text{ cm}$.

Nous obtenons donc un projectile caoutchouc cylindrique d'une longueur de 5 cm et d'un diamètre de 21.4 cm.

- Calcul de la raideur :
- Aire: $A = \pi R^2 \rightarrow A = 0,036 \text{ m}^2$
- Raideur : $k = EA/L \text{ (N/m)} \rightarrow k = 7,2 \times 10^6 \text{ N/m}$
- Calcul de la force d'interaction dynamique :
- Force : $F = v_R \sqrt{k m} \rightarrow F = 1,21 \text{ MN}$

Projectile 2 : acier

- Calcul de la géométrie
- $E : 210\,000 \text{ MPa}$
- $\rho : 7850 \text{ kg/m}^3$
- ⇒ Volume de 0,000254 m³ pour un projectile de 2 kg
- Volume d'un cylindre : $V = \pi R^2 L \rightarrow R = \sqrt{\frac{V}{\pi L}}$
- Avec $L=5 \text{ cm}$, $R=4,02 \text{ cm}$ et $D=8,04 \text{ cm}$.

Nous obtenons donc un projectile acier cylindrique d'une longueur de 5 cm et d'un diamètre de 8,04 cm.

- Calcul de la raideur :
- Aire : $A = \pi R^2 \rightarrow A = 5,076 \times 10^{-3} \text{ m}^2$
- Raideur : $k = EA/L \text{ (N/m)} \rightarrow k = 2,12 \times 10^{10} \text{ N/m}$
- Calcul de la force d'interaction dynamique :
- Force : $F = v_R \sqrt{k m} \rightarrow F = 66 \text{ MN}$

La vérification au poinçonnement est ensuite menée avec les géométries et les forces d'interaction dynamique obtenues ci-dessus, suivant les formules de l'article 6.4 de l'Eurocode 2 Partie 1-1.

Le calcul avec le projectile caoutchouc ne donne pas d'armatures de poinçonnement étant donné la faible force d'interaction dynamique obtenue. Seuls les calculs pour le projectile acier sont donc présentés ci-dessous :

h (m)	0,4
d (m)	0,36
fck (MPa)	40
yc	1,5
Ned (MN)	0,0576

Projectile	
Longueur (m)	0,05
Diamètre (m)	0,08
Ved (MN)	66
u1 (m)	4,775220833
β	1
Ved (MPa)	13,82135032



Résistance au poinçonnement sans armatures d'effort tranchant

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 p_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

k	1,745355992	k≤2? OK
Crhc	0,12	
Vmin	0,510415756	
ρl	0,11%	Aciers longitudinaux tendus selon y
ρy	0,19%	
ρz	0,06%	
A _{sy}	7,7 cm ² /m	Aciers longitudinaux tendus selon z
A _{sz}	2,56 cm ² /m	
k1	0,1	
σcp	0,144 MPa	
vmin	0,510415756	
C _{Rd,c} k (100 p _l f _{ck}) ^{1/3}	0,344233962	
k ₁ σ _{cp}	0,0144	
(v _{min} + k ₁ σ _{cp})	0,524815756	
V _{Rd,c}	0,524815756 MPa	

Ved<V _{Rd,c} ?	ARMATURES DE POINÇONNEMENT NECESSAIRES
-------------------------	--

Résistance au poinçonnement avec armatures d'effort tranchant

$$V_{Rd,cs} = 0,75 V_{Rd,c} + 1,5 (d / s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} [1 / (u_1 d)] \sin \alpha \leq k_{max} \cdot V_{Rd,c}$$

V _{Rd,c}	0,524815756 MPa
s _r	0,1 m
f _y	500 MPa
y _s	1,15
f _{yd}	434,7826087 MPa
f _{ywd,ef}	250,09 MPa
A _{sw}	0,017092624 m ²
A _{sw}	170,9262443 cm ²

Diamètre acier	Section (cm ²)	Nb de barre
HA20	3,14	55
HA25	4,91	35
HA32	8,04	22

Ainsi, nous retiendrons 35 barres en HA25. Celle-ci seront disposées en « étoile » au niveau de la zone d'impact. Un exemple d'armature de poinçonnement est donné ci-dessous (l'image ne correspond pas à la configuration calculée) :



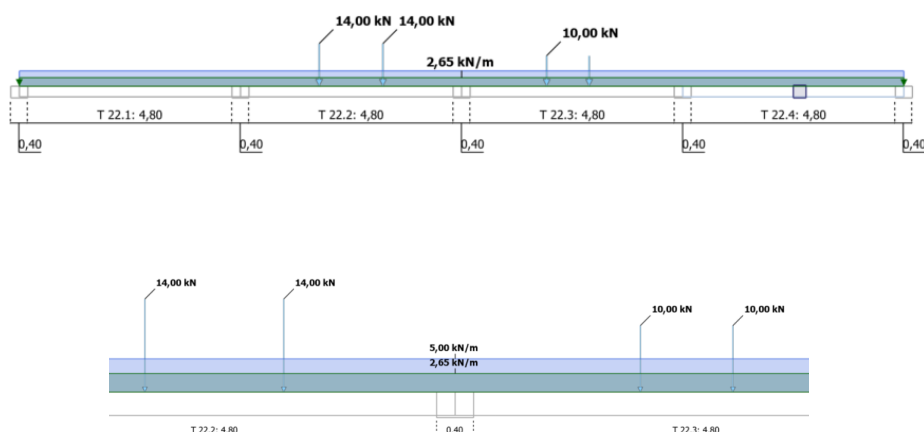
La face opposée à l'impact est (face extérieure du voile) sera équipée de plaques métalliques vissées agissant comme dispositif de retenue du béton, limitant les phénomènes de scabbing et de perte de section à l'arrière du voile. Ce système est présent sur le mur d'impact de l'installation existante.



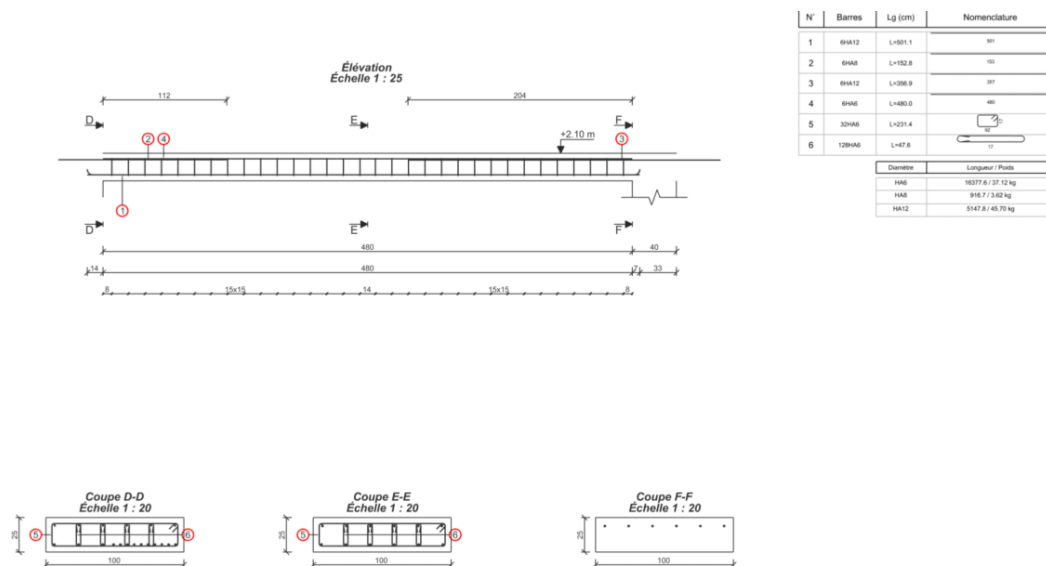
5.1.4 - Plancher bas RDC

Deux calculs ont été menés pour la dalle portée, un pour la zone d'essais, et un pour la zone salle technique/zone lanceur/salle commande.

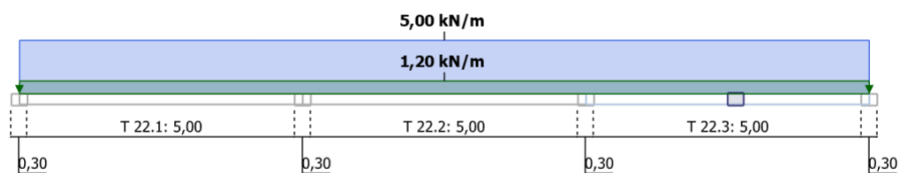
Pour la zone d'essai, il a été considérée une charge d'exploitation surfacique de 500 kg/m^2 partout (stockage/table d'essai simplement posée au sol). Une charge permanente de 265 daN/m^2 a été considérée pour la chape de 12 cm . Il a été considéré sur une travée de plancher le passage du chariot élévateur et sur la travée suivante les charges de points d'appuis de la table d'essai. La dalle portée sera reprise par 3 longrines intermédiaires et par les semelles filantes des voiles de façade.



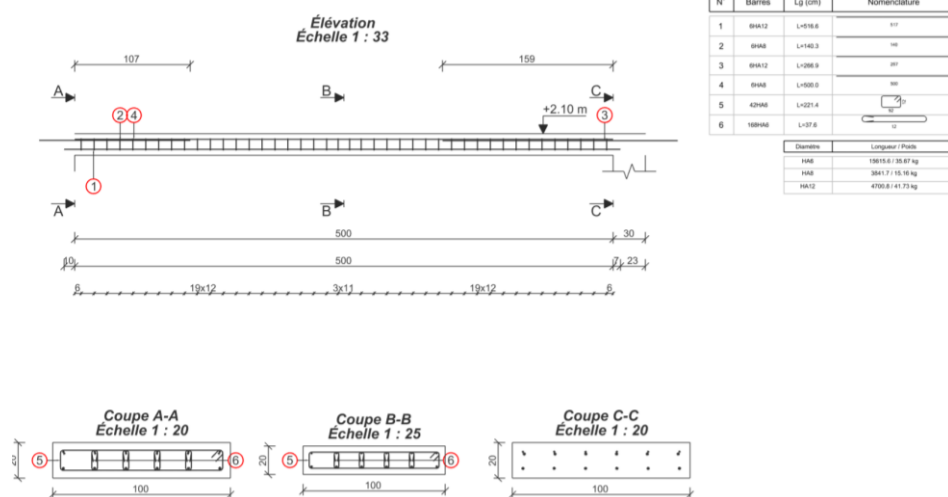
Avec les charges appliquées et les portées considérées, une épaisseur de 25 cm a été dimensionnée. Le ferrailage obtenu est de $6\text{HA}12/\text{m}$ de plancher ($6\text{HA}14/\text{m}$ de plancher pour la travée la plus chargée).



Pour la zone technique, il a été considérée une charge d'exploitation surfacique de 500 kg/m² et une charge permanente de 120 daN/m² a été considérée. La dalle portée sera reprise par deux longrines intermédiaires et les semelles filantes des voiles.



Avec les charges appliquées et les portées considérées, une épaisseur de 20 cm a été dimensionnée. Le ferrailage obtenu est de 6HA12/m de plancher.



Etant donné que les autres locaux ont des charges moindres ou des portées moindres, une épaisseur de dalle portée de 20 cm a été retenue pour ces locaux.

A partir du chargement engendré sur les longrines, celles-ci ont été dimensionnées. Il est obtenu des longrines 40x80ht pour la zone d'essai et des longrines 30x80ht pour la zone technique et les salles de réunion/commande.

Les ferrillages sont donnés ci-dessous :

Longrine zone d'essai :



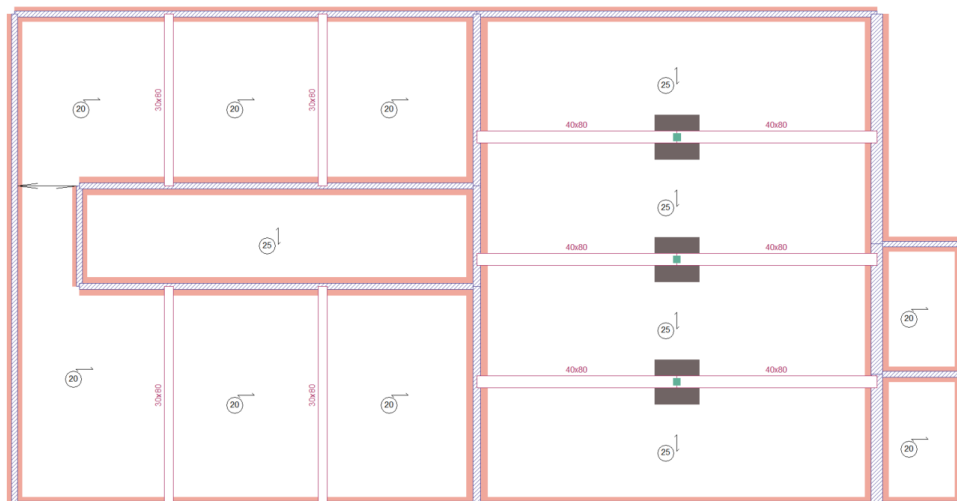
Barre	Lg/Poids
HA6	183.2/40.7
HA8	32.8/13.0
HA10	92.9/57.3
HA20	25.6/12.1

Longrine salle technique :



Barre	Lg/Poids
HA6	163.5/36.3
HA8	28.9/11.4
HA10	16.3/10.0
HA14	45.6/55.1
HA16	31.8/50.2

Les pré-dimensionnements du plancher bas sont donc les suivants :

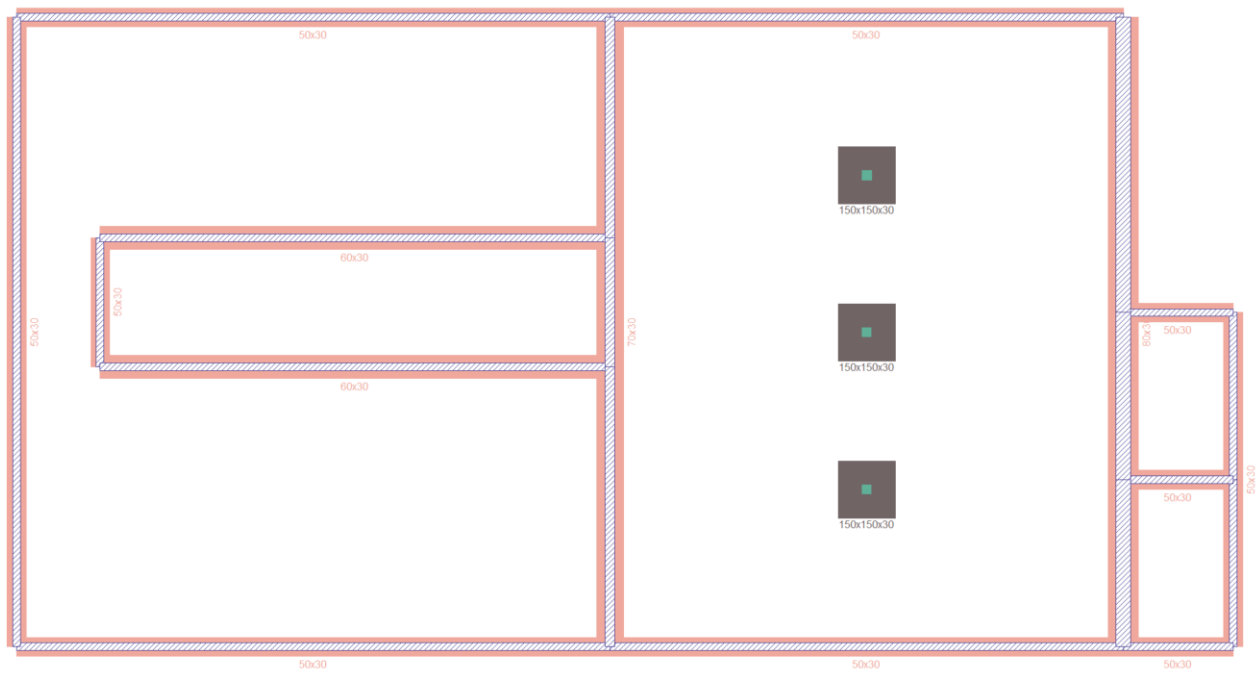


5.1.5 - Fondations

La descente de charges obtenue sur les semelles isolées et les semelles filantes est la suivante (en tonnes):



A partir de la capacité portante du sol à l'ELS de 0.25 MPa, les dimensions des semelles obtenues sont les suivantes :



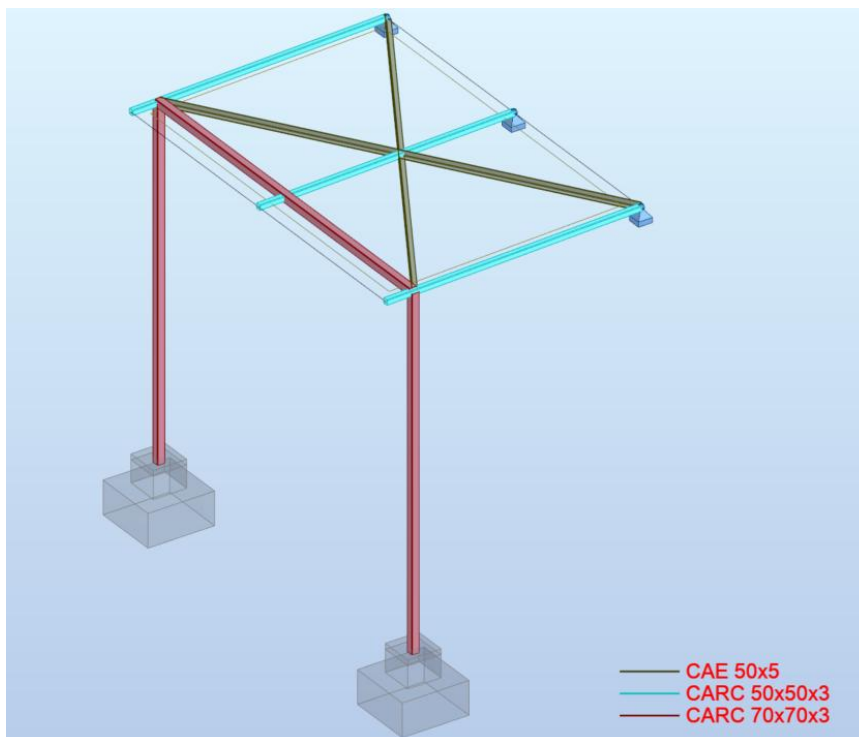
5.2 - Structure métallique

Un modèle de calcul a été réalisé pour chaque structure métallique (auvent entrée, auvent abri, zone de préparation de volatiles) sur le logiciel Robot Structural Analysis Professional.

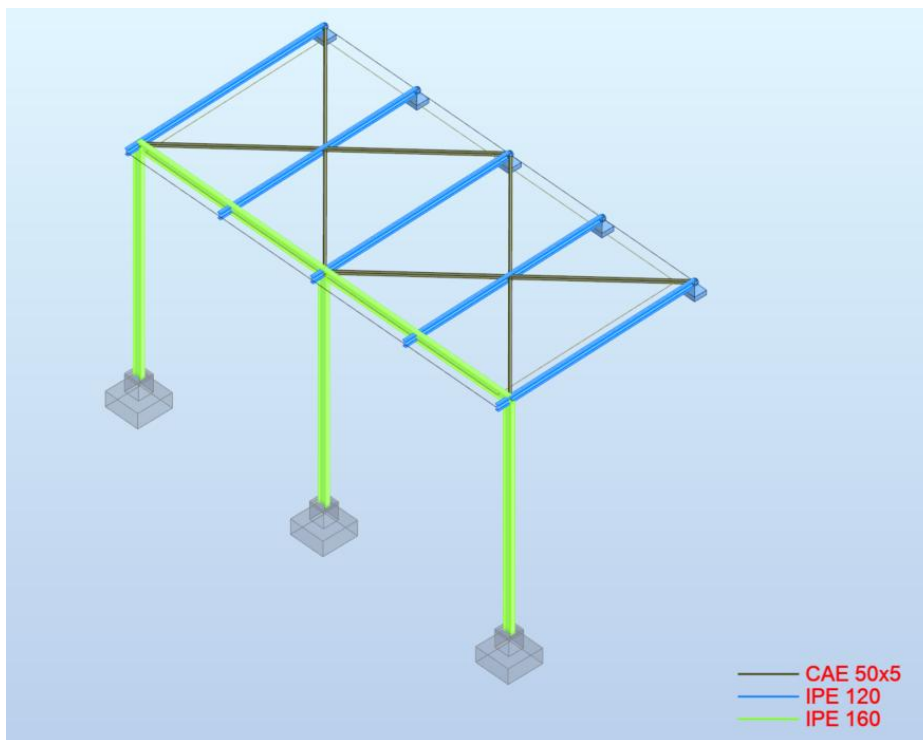
Les hypothèses de charges et de calcul sont données respectivement dans les paragraphes 3.3 - et 3.7 - .

Les sections des profilés métalliques et les dimensions des fondations obtenues sont les suivantes :

Auvent entrée :



Auvent abri :



Structure zone de préparation de volatiles :

