

SERBA Ingénierie

Béton armé et précontraint
Etudes et Calculs Structures
Charpente Métallique - Bois - Lamellé Collé

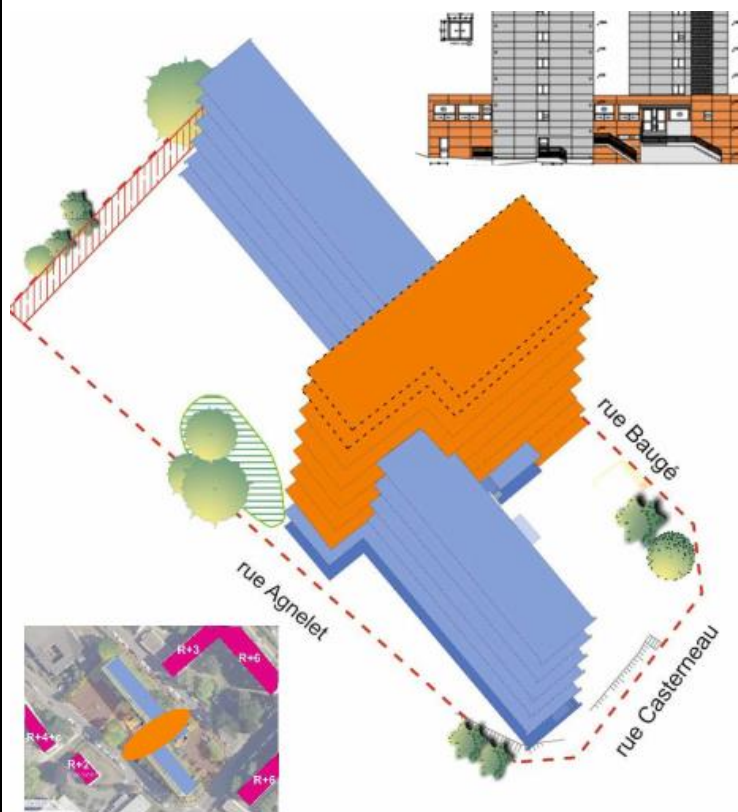
10 bis Avenue du Maréchal de Tassigny
44400 REZÉ

02 51 11 10 99

serba44@serba.fr
<http://www.serba.fr>

Note établie par S.EPIARD
Note visée par K. EMERIAU

AS44 23.1424
DIAG 01



CROUS CASTERNEAU NANTES (44)

*Etude de faisabilité de surélévation de quatre
niveaux d'un bâtiment administratif et
technique du CROUS*

A	
0	Première émission
Indice	Modification

Rezé, le 27 octobre 2023



MODIFICATION DU PRÉSENT DOCUMENT

Référence affaire : **SA44 23.1424**

Indice	Observations	Rédacteur	Visa	Date
0 A	1ère émission	SEP	KEM	27/10/2023

GRILLE DE RÉVISION

Paragraphes modifiés	Nature de la dernière modification



SOMMAIRE

1	OBJET DE LA NOTE	4
2	DOCUMENTS DE REFERENCE	4
2.1	DOCUMENTS NORMATIFS	4
2.2	DOCUMENTS NORMATIFS DE L'EPOQUE	4
2.3	DOCUMENTS FOURNIS PAR LE CLIENT	4
2.4	DOCUMENTS ETABLIS	4
2.5	OUVRAGES	4
3	RAPPELS CONCERNANT LA MISSION DE DIAGNOSTIC	5
4	PRESENTATION DE L'OUVRAGE EXISTANT	6
4.1	GENERALITE SUR LE BATIMENT	6
5	PRESENTATION DU PROJET	10
6	ANALYSE DE LA RECONNAISSANCE DE STRUCTURES	10
6.1	PREAMBULE	10
6.2	NIVEAU RDJ	10
6.2.1	Localisation des sondages	10
6.2.2	Reconnaissance du plancher	11
6.2.3	Reconnaissance de la façade	11
6.2.4	Synthèse des éléments structuraux	12
6.3	NIVEAU RDC	13
6.3.1	Localisation des sondages	13
6.3.2	Reconnaissance de la toiture	13
6.3.3	Reconnaissance de la façade	14
6.3.4	Reconnaissance des refends intérieurs	14
6.3.5	Synthèse des éléments structuraux	15
7	ANALYSE DE LA SURELEVATION SUR UN BLOC	16
7.1	ANALYSE CALCULATOIRE DU NIVEAU RDC	16
7.1.1	Vérification de la capacité portante de la toiture	16
7.1.2	Vérification de la capacité portante des poteaux de façade en béton	17
7.1.3	Vérification de la capacité portante du poteau intérieur	18
7.1.4	Conclusion RDC	19
7.2	ANALYSE CALCULATOIRE DU NIVEAU RDJ	20
7.2.1	Vérification de la capacité portante du poteau intérieur Sondage P-03	20
7.2.2	Vérification de la capacité portante du poteau intérieur Sondage P-04	21
7.2.3	Conclusion RDJ	24
7.3	ANALYSE REGLEMENTAIRE	25
7.3.1	Vérification des travaux de surélévation vis-à-vis de la vulnérabilité sismique	25
7.3.2	Stabilité au feu des structures existantes	25
8	CONCLUSION	28
8.1	ANNEXE 1 : RAPPORT DE RECONNAISSANCE, RINCENT LABORATOIRES	29
8.2	NOTE DE CALCUL DES PROFILES METALLIQUE DE CHARPENTE	30

1 OBJET DE LA NOTE

L'objet de la présente note est de réaliser une étude de faisabilité dans le cadre d'un projet de surélévation de quatre niveaux du bâtiment central du CROUS de Casterneau, situé au 32 Rue des Agenets à Nantes (44).

Des préconisations de reprise ainsi qu'un pré-dimensionnement de structure seront établis dans ce rapport.

2 DOCUMENTS DE REFERENCE

2.1 DOCUMENTS NORMATIFS

- **NF EN 1991-1-1** (Mars 2003) : Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments
- **NF EN 1992-1-1** (Octobre 2005) : Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
- **NF EN 1992-1-2** (Octobre 2005) : Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-2 : Calcul du comportement au feu

Et leurs annexes nationales associées.

- **DTU 20.12** (Septembre 1977) : Gros œuvre en maçonnerie des toitures destinées à recevoir un revêtement d'étanchéité
- **DTU 22.1** (Juin 1980) : Murs extérieurs en panneaux préfabriqués de grandes dimensions du type plaque pleine ou nervurée en béton ordinaire

2.2 DOCUMENTS NORMATIFS DE L'EPOQUE

- **REGLES BA 1960** (Mars 1961) : Règles pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé – DTU – Deuxième tirage
- **AGREMENTS POUR LES ACIERS BA 1960** : Caractéristiques mécaniques des aciers suivant le producteur

2.3 DOCUMENTS FOURNIS PAR LE CLIENT

- **CERUR – Etude de programmation** Faisabilité - Scénarios 13/09/2023
- **CROUS – Dossier de restructuration** DOE 09/2010

2.4 DOCUMENTS ETABLIS

- **RINCENT LABORATOIRES** : Rapport - R-31405-6-01A – 12/10/23

2.5 OUVRAGES

- **La pathologie des façades**, CSTB Editions, 2017



3 RAPPELS CONCERNANT LA MISSION DE DIAGNOSTIC

Les conclusions et hypothèses du présent rapport se basent sur :

- Des constats visuels ;
- Des relevés sur site ;
- Des techniques d'auscultation normées effectués par échantillonnage ;
- Des données fournies par le client (informations sur la construction, plans existants de la structure, ...) ;
- Des hypothèses de calcul et de matériaux usuelles à la date de construction du bâtiment.

Ce diagnostic a été réalisé sur la base d'une approche par échantillonnage. Tout en étant le plus détaillé possible, il ne se veut en aucun cas exhaustif, son objectif étant de dresser un bilan d'ordre global. Il doit être considéré la possibilité de disparités structurelles locales non conformes aux documents produits. Les utilisateurs de ce document devront intégrer cette éventualité à leur analyse.

4 PRESENTATION DE L'OUVRAGE EXISTANT

En l'absence de plan de coffrage / ferrailage structure, les informations sur la structure sont déduites de la visite sur site et des extraits de plans fournis par le client.

4.1 GENERALITE SUR LE BATIMENT

Le bâtiment central du CROUS est séparé des bâtiments voisins par des joints de dilatation. Il se compose d'un RDJ semi enterré à vocation technique (stockage, local vélo, chaufferie), et d'un RDC comportant une partie administration, accueil et d'un foyer. Le bloc est de forme rectangulaire.

Le bâtiment est situé au 32 Rue des Agenêts à Nantes (44).



Figure 1 : Vue Google Earth du site



Figure 2 : Vue Google Earth du site

Selon l'étude des photographies aériennes historiques, on observe que le début de la construction est daté entre 1964 et 1967.

Lors de la construction, les règles BA 1960 étaient en vigueur.



Figure 3 : Photo aérienne historique du 24/02/1964
(remonterletemps.ign)



Figure 4 : Photo aérienne historique du 01/01/1967
(remonterletemps.ign)

Selon notre visite sur site, la structure existante est constituée des éléments suivants :

- | | |
|------------------------------------|--|
| ▪ Fondations | <i>Hypothèse</i> : superficielles type semelles filantes et/ou isolées + longrines |
| ▪ Plancher bas RDJ | Dallage en béton armé (B.A.) sur terre-plein d'épaisseur inconnue, non armé au sens du DTU13.3 |
| ▪ Elévations RDJ | Poteaux/poutres BA/voile BA/maçonnerie d'agglomération de remplissage |
| ▪ Plancher courant haut RDJ | Plancher poutrelles-hourdis brique reposant sur le réseau de poutre intérieur et les façades BA - Flocage en sous-face |
| ▪ Façades RDC | poteaux/poutres BA/voile BA / Bardage + ITE |
| ▪ Refends RDC | Poteau béton / linteau B.A. / maçonnerie d'agglomération |
| ▪ Plancher courant haut RDC | Faux plafond suspendu - Charpente métallique avec flocage / Bac acier / étanchéité multicouche sur isolant |

Nous avons également pu retrouver des images de l'ouvrage avant réhabilitation, comprenant notamment l'ajout d'une ITE.



Figure 5 : Photo façade de juillet 2008 (google maps)



Figure 6 : Photo façade de juin 2014 (google maps)



Figure 7 : Photo façade de juillet 2008 (google maps)



Figure 8 : Photo façade de avril 2016 (google maps)

Nous pouvons constater que les ouvertures en façades ont été partiellement comblées.

Sur la base des plans du dossier, nous pouvons déterminer la hauteur de chaque niveau, à savoir 2m70 pour le RDJ (fini à fini) et 3m62 pour le RDC (fini à acrotère).

D'après l'observation des plans et des joints sur site, le bloc centrale est indépendant des blocs adjacents du fait de la présence de joints de dilatation (JD).

Il y a également eu des modifications concernant l'accessibilité PMR, comme on peut le constater d'existant intégré dans le dossier de la réhabilitation.

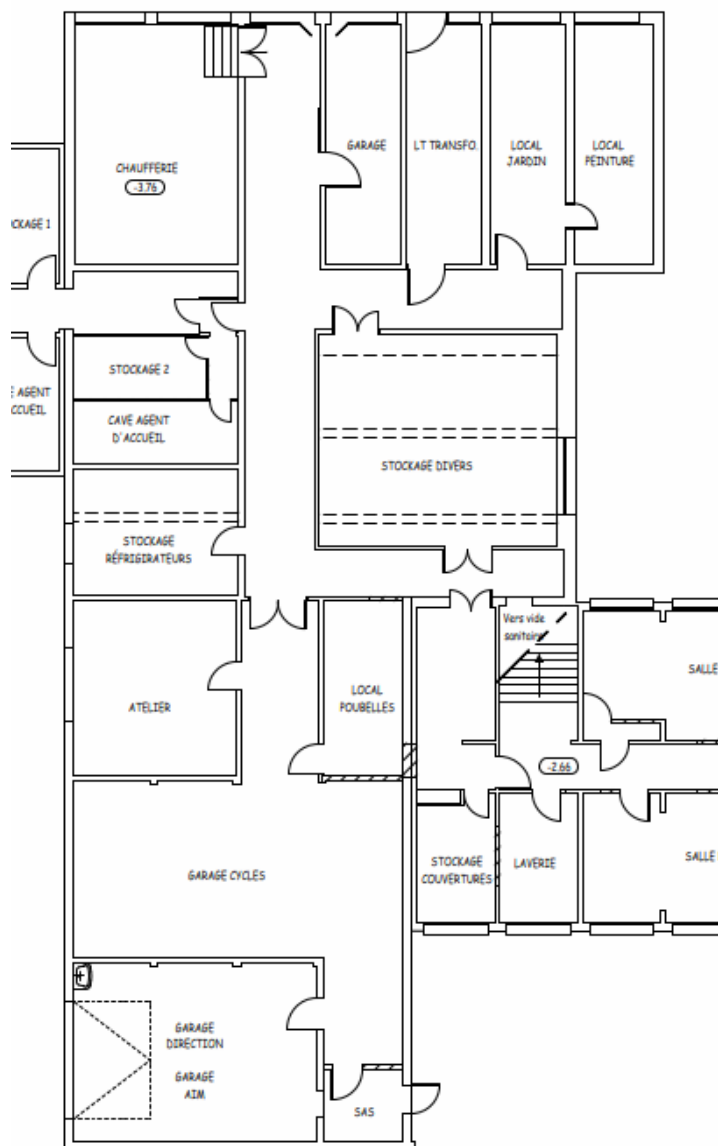


Figure 9 : Plan DOE RDJ

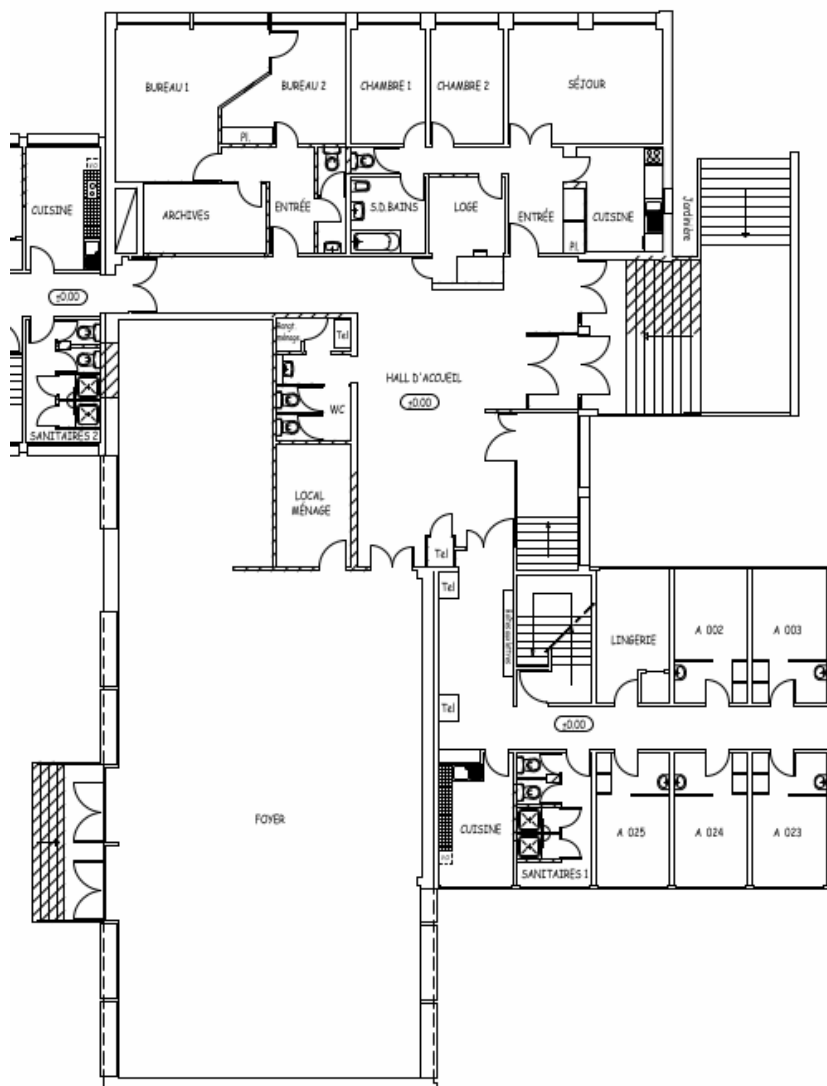


Figure 10 : Plan DOE RDC

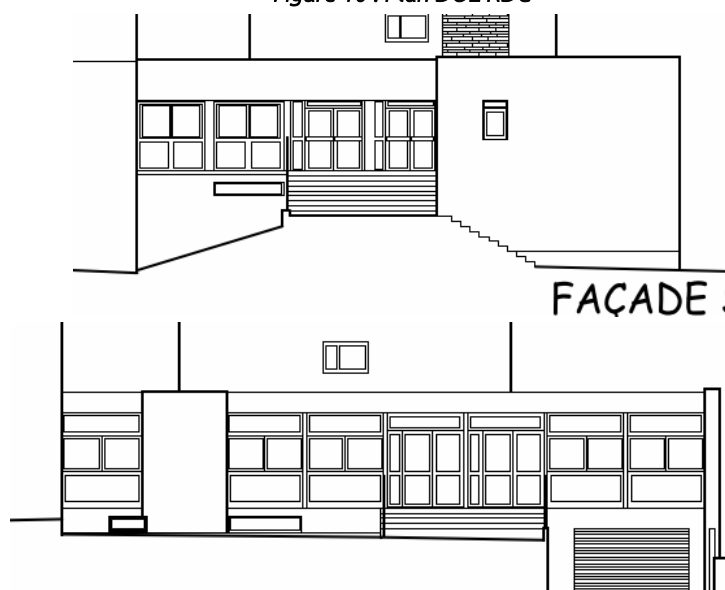


Figure 11 : Extrait façades existantes

5 PRESENTATION DU PROJET

La surélévation du site concerne la surélévation du bloc central sur quatre niveaux via une structure légère type ossature bois.

Le présent rapport s'appuie sur la base d'une reconnaissance de structure réalisée par RINCENT, situé au 32 Rue des Agenêts à Nantes.

6 ANALYSE DE LA RECONNAISSANCE DE STRUCTURES

Les sociétés SERBA et RINCENT LABORATOIRES se sont déplacées sur site à afin d'effectuer la reconnaissance de structure. Le rapport d'intervention est donné en annexe.

6.1 PREAMBULE

En préambule, nous rappelons ci-dessous l'objectif de la reconnaissance de structure :

- Déterminer le principe constructif global de la structure gros-œuvre à savoir
 - Caractéristiques des murs de refends intérieurs (nature, épaisseur, ferrailage, ...)
 - Caractéristiques des planchers (nature, épaisseur, ferrailage, sens de portée, ...)
 - Complexe et caractéristiques de la façade (nature, épaisseur, ferrailage, liaisons, ...)

6.2 NIVEAU RDJ

6.2.1 LOCALISATION DES SONDAGES

Le repérage des sondages est donné ci-dessous :



Figure 12 : Implantation des sondages au RDJ

6.2.2 RECONNAISSANCE DU PLANCHER

6.2.2.1 COMPLEXE DU PLANCHER

Le plancher haut du RdJ est constitué de la manière suivante :

- Flocage
- Plancher poutrelles-hourdis en terre cuite ép.15+6cm



Figure 13 : complexe plancher haut RdJ

6.2.3 RECONNAISSANCE DE LA FAÇADE

Suivant le sondage réalisé en façade du RdJ, nous avons relevé :

- Un voile béton armée d'épaisseur 22 cm contre terre, constitué d'un TS côté opposé à la terre de maille 250x300 mm.

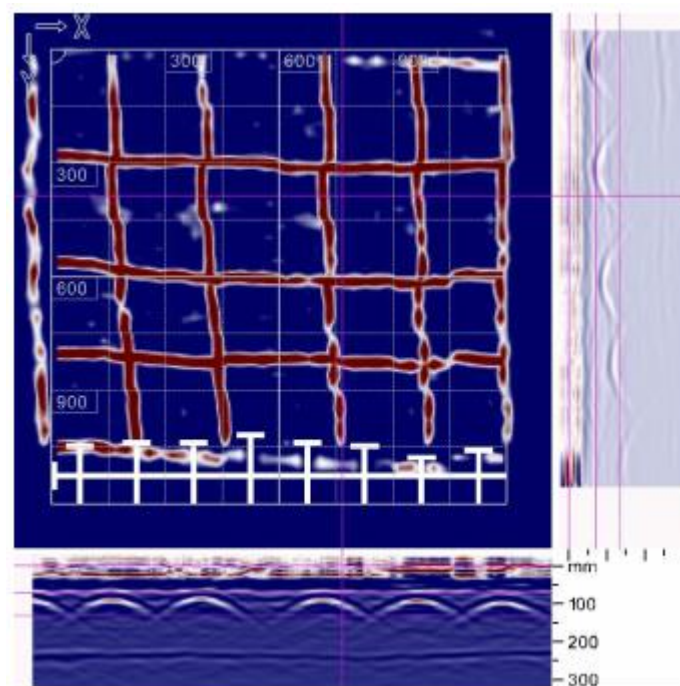


Figure 14 : géoradar du mur contre terre RdJ

6.2.4 SYNTHÈSE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Les refends et façade porteuses sont localisés sur la figure ci-dessous. Les sens de portées des planchers sont également repérés.

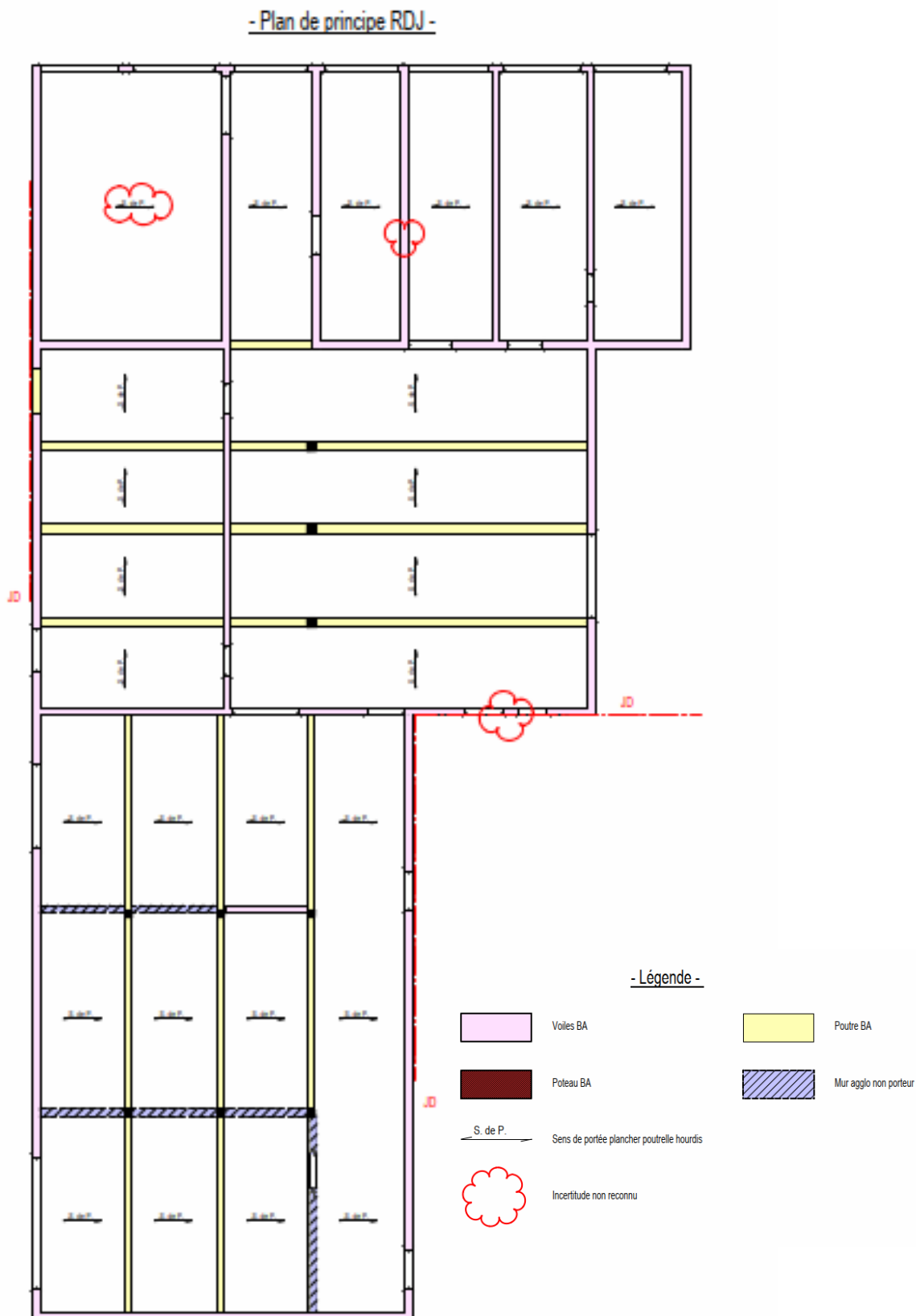


Figure 15 : synthèse éléments structuraux RdJ

6.3 NIVEAU RDC

6.3.1 LOCALISATION DES SONDAGES

Le repérage des sondages est donné ci-dessous :

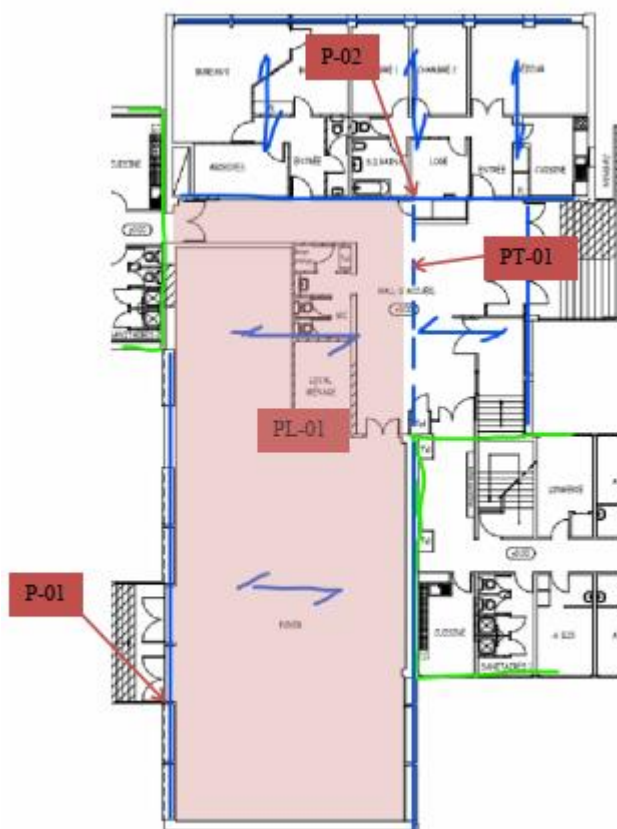


Figure 16 : Implantation des sondages au RDC

6.3.2 RECONNAISSANCE DE LA TOITURE

Le plancher haut du RDC est constitué de la manière suivante suivant le sondage PL-01 :

- Etanchéité multicouche sur isolation
- Bac acier
- Ossature secondaire non reconnue
- Ossature primaire constitué de profilés métallique à inertie variable
- Flocage sous l'ensemble de la structure
- Réseaux divers
- Faux plafond acoustique suspendu

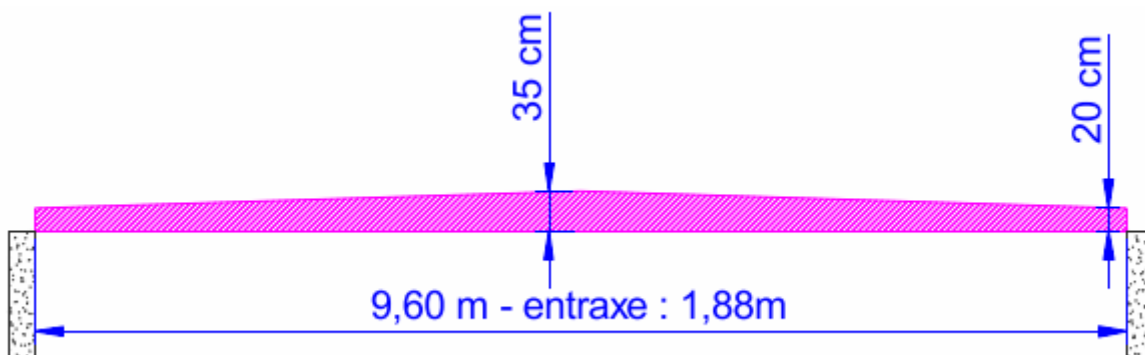


Figure 17 : élévation sur les dimensions de l'ossature primaire de charpente

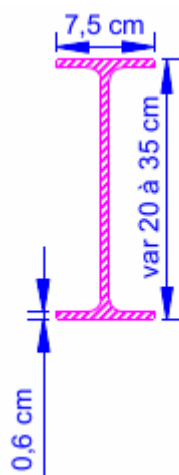


Figure 18 : coupe sur le profilé métallique principal

6.3.3 RECONNAISSANCE DE LA FAÇADE

Suivant le sondage destructif réalisé en façade (P-01), voici le complexe relevé :

- Côté intérieur : Doublage en plaque de plâtre avec isolation polystyrène expansé
- Structure porteuse : poteau BA 13x23cm surmonté d'un linteau BA filant jusqu'à l'acrotère
- Côté extérieur : ITE

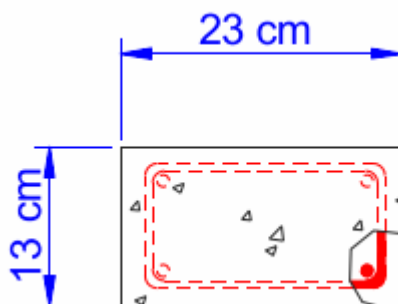
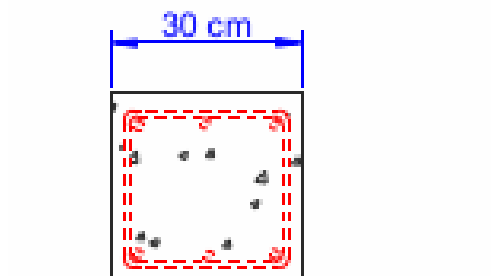


Figure 19 : coupe sur poteau BA

Le sondage correspond au plan de l'existant avant travaux, avec une ossature vertical élancée.

6.3.4 RECONNAISSANCE DES REFENDS INTERIEURS

Suivant le sondage réalisé, il y a un poteau à l'intersection des toitures. Cette élément reprend une poutre de reprise de la charpente. La profondeur du poteau n'a pas pu être déterminé.



Poteau support poutre :

Figure 20 : coupe sur poteau RdC

6.3.5 SYNTHÈSE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Les éléments porteurs béton armé sont localisés ci-dessous. Les sens de portées de la charpente sont également repérés.

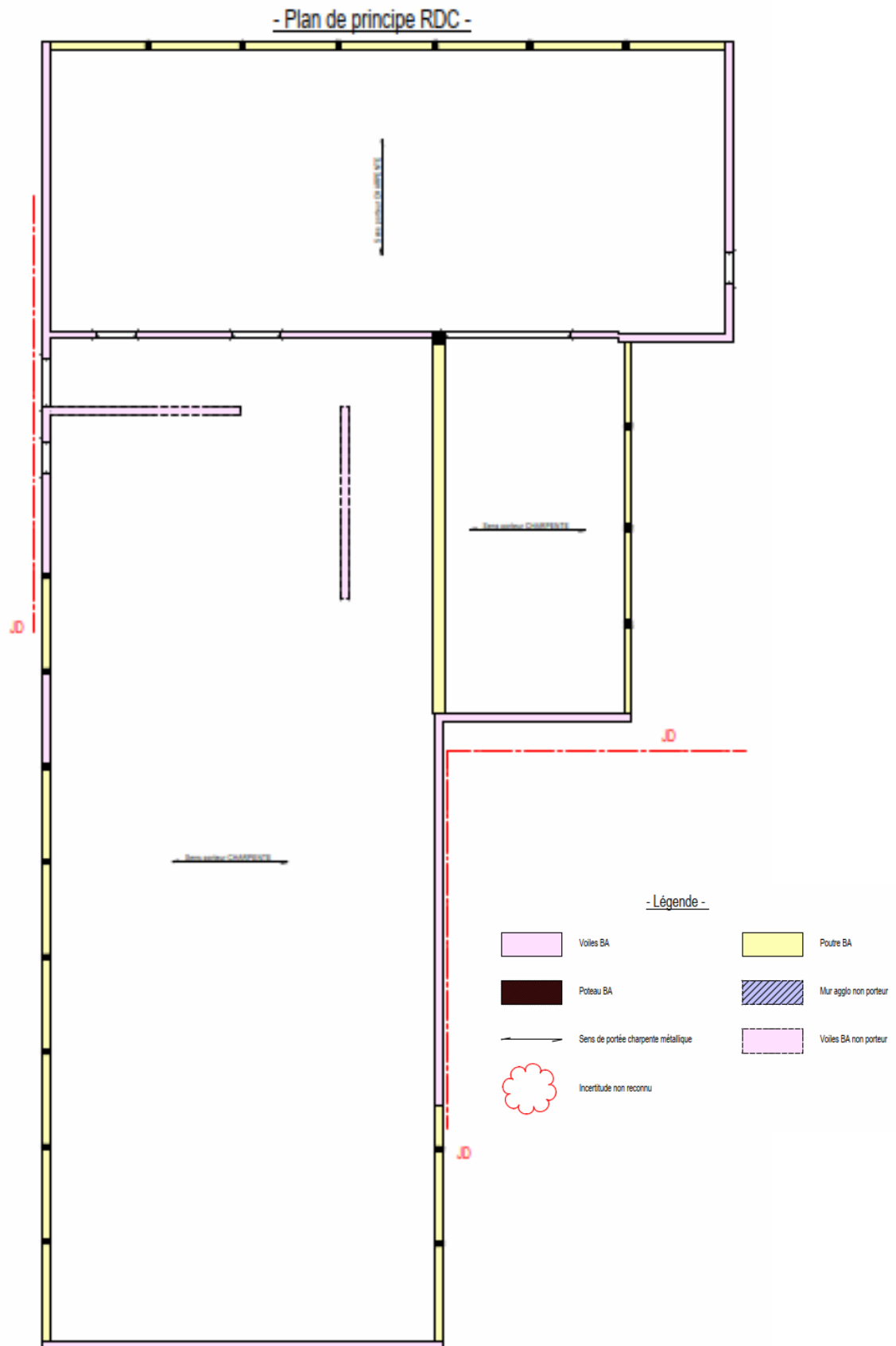


Figure 21 : synthèse éléments structuraux RDC

7 ANALYSE DE LA SURELEVATION SUR UN BLOC

7.1 ANALYSE CALCULATOIRE DU NIVEAU RDC

7.1.1 VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE DE LA TOITURE

NOTE 1 Les calculs de capacité portante sont effectués selon la reconnaissance de structure réalisée par la société RINCENT. Les justifications sont menées en considérant une structure saine.

7.1.1.1 COMPLEXE DE COUVERTURE EN PLACE

Selon les sondages effectués, le plancher du dernier niveau est constitué d'une toiture terrasse avec étanchéité auto-protégée.

7.1.1.2 HYPOTHESES DE CALCUL

Les hypothèses sont déduites de la reconnaissance de structure, des extraits de plan fournis, mais également de notre expérience.

Matériaux

- Acier S235 MPa

Complexe

- Etanchéité auto-protégée sur isolant compris bac acier 25daN/m²
- Flocage 10daN/m²
- Ossature secondaire 5daN/m²
- Réseaux divers 10daN/m²
- Plafond suspendu 15daN/m²
- Ossature primaire composée de profilés métalliques, portée 9m60, entraxe 1m88 environ
- Sens de portée : 2 côtés
- Masse équivalente couverture : 65daN/m²

Géométrie

- Conforme aux plans, maintien au déversement assuré par le bac acier
- Limitations de déformations :
 - Toiture courante, $w_{\max}=l/200$ (flèche totale), $w_3=l/200$ (flèche variable)
 - Plancher supportant des cloisons, $w_{\max}=l/250$ (flèche totale), $w_3=l/350$ (flèche variable)

Chargement actuel en toiture :

- Surcharges permanentes G : 65 daN/m² (+ le poids propre du profilé)
- Charges d'exploitations Q : 80 daN/m² (sur 10m²) ou 150 daN ponctuelle (charge d'entretien pour des combles sous toiture non accessible)
- Charges climatiques S : 45 daN/m² (charge neige hors accumulation)

Chargement projet surélévation :

- Surcharges permanentes G : 150 daN/m² (ossature bois+ chape sèche fermacell de 6 cm + sol souple + cloison) hors contrainte acoustique entre le foyer et une chambre.
- Charges d'exploitations Q : 150 daN/m² (catégorie A – habitation)

7.1.1.3 VERIFICATIONS DES PROFILES DE CHARPENTE

Les charges projets engendrent une augmentation significative des charges permanentes et d'exploitation. De plus, la modification d'affectation (toiture terrasse à plancher d'habitation) engendre des critères de déformations plus drastiques.

Nous avons quand même essayé d'approcher un profilé au calcul sous conditions définitive projet. Voir note de calcul en annexe.

Le taux de travail du profilé est de 330% sous charges projet.

7.1.1.4 CONCLUSION

Après vérification des profilés sous charges projet, on peut conclure que l'ossature de charpente en place n'est pas destiné à recevoir une surélévation.

7.1.2 VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES POTEUX DE FAÇADE EN BETON

Nous étudions la capacité portante des poteaux de façades du niveau RDC.

7.1.2.1 HYPOTHESES DE CALCUL

Matériaux

- Béton C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Aciers types HA $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$

Géométrie

- Dimensions $b \times h = 13 \times 23 \text{ cm}$
- Hauteur du poteau $L_0 = 265 \text{ cm}$ (du niveau fini RDC à l'arase inférieur des poutres BA filantes)

Ferraillage en place

- Aciers de flexion : 4 HA $\phi 10 \text{ mm}$
- Cadres : RL $\phi 6 \text{ mm}$, espacement 200mm
- Enrobage 32mm

7.1.2.2 CAPACITE PORTANTE MAXIMALE DES POTEUX

Le calcul est mené en considérant une compression centrée sur les poteaux selon l'Eurocode 2-1-1, et conforme aux Recommandations Professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1), clause 5.8.5(1).

$$N_{Rd} = k_h * k_s * \alpha * [b * h * f_{cd} + A_s * f_{yd}]$$

Avec :

- $\alpha = \frac{0,86}{1 + (\frac{\lambda}{62})^2}$ si $\lambda \leq 60$
- $\alpha = (\frac{32}{\lambda})^3$ si $60 < \lambda \leq 120$
- $k_h = (0,75 + 0,5h) * (1 - 6 * \rho * \delta)$ pour $h < 0,50 \text{ m}$, sinon $k_h = 1$
- $k_s = 1,6 - 0,6 \frac{f_{yk}}{500}$ pour $f_{yk} \geq 500 \text{ MPa}$ et $\lambda > 40$, sinon $k_s = 1$
- b : largeur du poteau
- h : épaisseur du poteau
- L_0 : longueur de flambement
- $f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$: résistance de calcul du béton
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$: résistance de calcul de l'acier
- A_s : section totale des armatures longitudinales
- $\delta = \frac{d'}{h}$: enrobage relatif
- $\lambda = \frac{L_0 * \sqrt{12}}{h}$: élancement pour une section rectangulaire
- $\rho = \frac{A_s}{b * h}$: pourcentage d'armatures longitudinales

D'où :

- $\lambda = \frac{L_0 * \sqrt{12}}{h} = \frac{2,65 * \sqrt{12}}{0,13} = 71$
- $\delta = \frac{d'}{h} = \frac{0,041}{0,13} = 0,315$
- $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$
- $\rho = \frac{A_s}{b * h} = \frac{4,71}{23 * 13} = 1,05 \%$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 * \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MPa}$
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347 \text{ MPa}$
- $k_s = 1$
- $k_h = (0,75 + 0,5 * 0,13) * (1 - 6 * 0,0158 * 0,315) = 0,791$
- $\alpha = (\frac{32}{\lambda})^3 = (\frac{32}{71})^3 = 0,357$

$$N_{Rd} = k_h * k_s * \alpha * [b * h * f_{cd} + A_s * f_{yd}] = 0,791 * 1 * 0,357 * [0,23 * 0,13 * 16,7 + 4,71 * 10^{-4} * 347 * 10^3] = 173 \text{ kN}$$

La capacité portante maximale des poteaux, donnée à titre indicative est de 173 kN.

Nous notons que les dimensions mini du poteau sont inférieures à 15cm, ce qui ne permet pas de confirmer le poteau avec la section en place (suivant règlement Eurocode 2). Dans le cadre d'un chargement complémentaire, il conviendra de le renforcer par chemisage par exemple ($b_{min} \geq 15 \text{ cm}$).

7.1.3 VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE DU POTEAU INTERIEUR

Nous étudions la capacité portante du poteau situé au nœud de poutre intérieures du niveau RDC.

7.1.3.1 HYPOTHESES DE CALCUL

Matériaux

- Béton C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Aciers types HA $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$

Géométrie

- Dimensions $b \times h = 30 \times 16 \text{ cm}$ (hypothèse 16cm identique au plan architecte car non relevé)
- Hauteur du poteau $L_0 = 255 \text{ cm}$ (du niveau fini RDC à l'arase inférieur des poutres BA filantes)

Ferraillage en place

- Aciers de flexion : 6 HA $\phi 10 \text{ mm}$
- Cadres : RL $\phi 6 \text{ mm}$, espacement 200mm
- Enrobage 30mm

7.1.3.2 CAPACITE PORTANTE MAXIMALE DES POTEAUX

Le calcul est mené en considérant une compression centrée sur les poteaux selon l'Eurocode 2-1-1, et conforme aux Recommandations Professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1), clause 5.8.5(1).

$$N_{Rd} = k_h * k_s * \alpha * [b * h * f_{cd} + A_s * f_{yd}]$$

Avec :

- $\alpha = \frac{0,86}{1 + (\frac{\lambda}{62})^2}$ si $\lambda \leq 60$
- $\alpha = \left(\frac{32}{\lambda}\right)^3$ si $60 < \lambda \leq 120$
- $k_h = (0,75 + 0,5h) * (1 - 6 * \rho * \delta)$ pour $h < 0,50 \text{ m}$, sinon $k_h = 1$
- $k_s = 1,6 - 0,6 \frac{f_{yk}}{500}$ pour $f_{yk} \geq 500 \text{ MPa}$ et $\lambda > 40$, sinon $k_s = 1$
- b : largeur du poteau
- h : épaisseur du poteau
- L_0 : longueur de flambement
- $f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$: résistance de calcul du béton
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$: résistance de calcul de l'acier
- A_s : section totale des armatures longitudinales
- $\delta = \frac{d'}{h}$: enrobage relatif
- $\lambda = \frac{L_0 * \sqrt{12}}{h}$: élancement pour une section rectangulaire
- $\rho = \frac{A_s}{b * h}$: pourcentage d'armatures longitudinales

D'où :

- $\lambda = \frac{L_0 * \sqrt{12}}{h} = \frac{2,55 * \sqrt{12}}{0,16} = 55$
- $\delta = \frac{d'}{h} = \frac{0,03}{0,16} = 0,256$
- $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$
- $\rho = \frac{A_s}{b * h} = \frac{4,71}{30 * 16} = 0,98 \%$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 * \frac{20}{1,5} = 13,3 \text{ MPa}$
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347 \text{ MPa}$
- $k_s = 1$
- $k_h = (0,75 + 0,5 * 0,16) * (1 - 6 * 0,0098 * 0,256) = 0,817$
- $\alpha = \frac{0,86}{1 + (\frac{\lambda}{62})^2} = \frac{0,86}{1 + (\frac{55}{62})^2} = 0,480$

$$N_{Rd} = k_h * k_s * \alpha * [b * h * f_{cd} + A_s * f_{yd}] = 0,817 * 1 * 0,480 * [0,30 * 0,16 * 13,3 * 10^3 + 4,71 * 10^{-4} * 347 * 10^3] = 378 \text{ kN}$$

La capacité portante maximale du poteau intérieur est de 378 kN.

7.1.4 CONCLUSION RDC

Suite à l'analyse calculatoire du niveau RDC, nous constatons que la charpente n'est pas en mesure d'accueillir une surélévation.

De plus, dans le cadre d'une surélévation, nous retenons des charges forfaitaires surfaciques de 200 daN/m² pour les charges permanentes des planchers (ossature légère) et 150 daN/m² pour les charges d'exploitation. Soit une charge pondérée ELU de 495daN/m² de surélévation (4.95kN/m²).

La surface d'influence des poteaux de façade étant de 13m², chaque poteau va être surchargé de 6435daN/ étage de surélévation (planchers). Soit 64.35 kN/étage. Pour accepter ce chargement, de deux niveaux de planchers maximum, il conviendra de renforcer les poteaux en place pour acquérir une section réglementaire supérieure ou égale à 15cm.

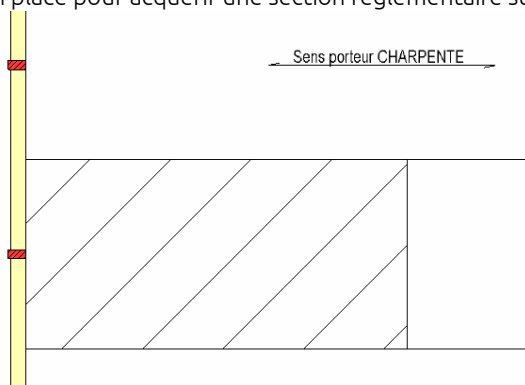


Figure 22 : Surface d'influence maxi du poteau de façade

La surface d'influence du poteau intérieur étant de 49m², le poteau va être surchargé de 24 233daN/ étage de surélévation (planchers). Soit 242.33 kN/étage.

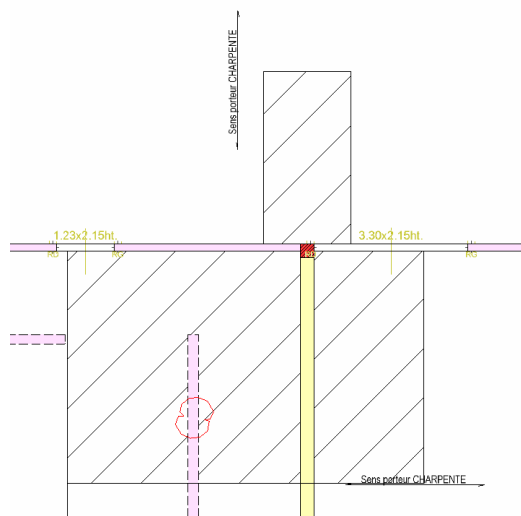


Figure 23 : Surface d'influence maxi du poteau central

A ce stade, la surélévation envisagée de quatre niveaux n'est pas admissible par la structure en place.

Récapitulatif :

- La toiture ne peut reprendre des charges complémentaires.
- Les poteaux de façade peuvent reprendre deux niveaux de surélévation sous réserve de renforcement des poteaux par chemisage (plancher haut RDC + plancher haut R+1).
- Le poteau intérieur ne peut reprendre qu'un seul niveau de surélévation.

Après ces investigations, nous conseillons une dépose de l'élévation du RDC afin de re-tramer la surélévation avec des portées plus faibles.

7.2 ANALYSE CALCULATOIRE DU NIVEAU RDJ

7.2.1 VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE DU POTEAU INTERIEUR SONDAGE P-03

Nous étudions la capacité portante du poteau situé au nœud de poutre intérieures du niveau RDJ.

7.2.1.1 HYPOTHESES DE CALCUL

Matériaux

- Béton C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Aciers types HA $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$

Géométrie

- Dimensions $b \times h = 20 \times 20 \text{ cm}$
- Hauteur du poteau $L_0 = 270 \text{ cm}$ (du niveau fini RDJ au niveau fini RDC)

Ferrailage en place

- Aciers de flexion : 4 HA $\phi 10 \text{ mm}$
- Cadres : RL $\phi 6 \text{ mm}$, espacement 200mm
- Enrobage 35mm

7.2.1.2 CAPACITE PORTANTE MAXIMALE DES POTEAUX

Le calcul est mené en considérant une compression centrée sur les poteaux selon l'Eurocode 2-1-1, et conforme aux Recommandations Professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1), clause 5.8.5(1).

$$N_{Rd} = k_h * k_s * \alpha * [b * h * f_{cd} + A_s * f_{yd}]$$

Avec :

- $\alpha = \frac{0,86}{1 + (\frac{\lambda}{62})^2}$ si $\lambda \leq 60$
- $\alpha = \left(\frac{32}{\lambda}\right)^3$ si $60 < \lambda \leq 120$
- $k_h = (0,75 + 0,5h) * (1 - 6 * \rho * \delta)$ pour $h < 0,50 \text{ m}$, sinon $k_h = 1$
- $k_s = 1,6 - 0,6 \frac{f_{yk}}{500}$ pour $f_{yk} \geq 500 \text{ MPa}$ et $\lambda > 40$, sinon $k_s = 1$
- b : largeur du poteau
- h : épaisseur du poteau
- L_0 : longueur de flambement
- $f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$: résistance de calcul du béton
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$: résistance de calcul de l'acier
- A_s : section totale des armatures longitudinales
- $\delta = \frac{d_r}{h}$: enrobage relatif
- $\lambda = \frac{L_0 * \sqrt{12}}{h}$: élancement pour une section rectangulaire
- $\rho = \frac{A_s}{b * h}$: pourcentage d'armatures longitudinales

D'où :

- $\lambda = \frac{L_0 * \sqrt{12}}{h} = \frac{2,70 * \sqrt{12}}{0,20} = 47$
- $\delta = \frac{d_r}{h} = \frac{0,046}{0,20} = 0,230$
- $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$
- $\rho = \frac{A_s}{b * h} = \frac{3,14}{20 * 20} = 0,79 \%$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 * \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MPa}$
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347 \text{ MPa}$
- $k_s = 1$
- $k_h = (0,75 + 0,5 * 0,20) * (1 - 6 * 0,0079 * 0,230) = 0,841$
- $\alpha = \frac{0,86}{1 + (\frac{\lambda}{62})^2} = \frac{0,86}{1 + (\frac{47}{62})^2} = 0,463$

$$N_{Rd} = k_h * k_s * \alpha * [b * h * f_{cd} + A_s * f_{yd}] = 0,841 * 1 * 0,548 * [0,20 * 0,20 * 16,7 + 3,14 * 347] = 358 \text{ kN}$$

La capacité portante maximale du poteau intérieur est de 358 kN.

La charge en place correspondant au plancher compris exploitation est de :

- Poids propre plancher poutrelles-hourdis 15+6cm	330daN/m ²
- Poutres	150daN/m ²
- Revêtements de sol souple + réseaux divers + flocage	20daN/m ²
- Exploitation	500daN/m ²

Soit à l'ELU une charge de 1425daN par poteau hors continuité. En intégrant un coefficient de continuité de 1,15, que la surface d'influence du poteau est de 13,6m², on obtient une charge résiduelle du PH RDJ de 22 287daN, soit 222,87kN sur le poteau.

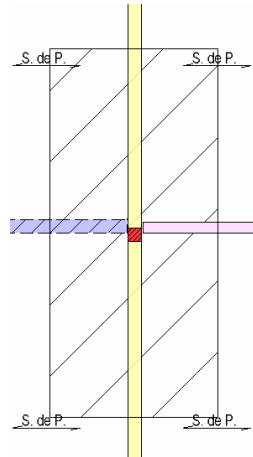


Figure 24 : Surface d'influence maxi du poteau

La réserve de charge admissible sur le poteau est de 135 kN.

7.2.2 VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE DU POTEAU INTERIEUR SONDAGE P-04

Nous étudions la capacité portante du poteau situé au nœud de poutre intérieures du niveau RDJ.

7.2.2.1 HYPOTHESES DE CALCUL

Matériaux

- Béton C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Aciers types HA $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$

Géométrie

- Dimensions $b \times h = 26 \times 26 \text{ cm}$
- Hauteur du poteau $L_0 = 270 \text{ cm}$ (du niveau fini RDJ au niveau fini RDC)

Ferraillage en place

- Aciers de flexion : 4 HA $\phi 10 \text{ mm}$
- Cadres : RL $\phi 6 \text{ mm}$, espacement 200mm
- Enrobage 33mm

7.2.2.2 CAPACITE PORTANTE MAXIMALE DES POTEUX

Le calcul est mené en considérant une compression centrée sur les poteaux selon l'Eurocode 2-1-1, et conforme aux Recommandations Professionnelles pour l'application de la norme NF EN 1992-1-1 (NF P 18-711-1), clause 5.8.5(1).

$$N_{Rd} = k_h * k_s * \alpha * [b * h * f_{cd} + A_s * f_{yd}]$$

Avec :

- $\alpha = \frac{0,86}{1 + (\frac{\lambda}{62})^2}$ si $\lambda \leq 60$
- $\alpha = \left(\frac{32}{\lambda}\right)^3$ si $60 < \lambda \leq 120$
- $k_h = (0,75 + 0,5h) * (1 - 6 * \rho * \delta)$ pour $h < 0,50 \text{ m}$, sinon $k_h = 1$
- $k_s = 1,6 - 0,6 \frac{f_{yk}}{500}$ pour $f_{yk} \geq 500 \text{ MPa}$ et $\lambda > 40$, sinon $k_s = 1$
- b : largeur du poteau
- h : épaisseur du poteau
- L_0 : longueur de flambement
- $f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$: résistance de calcul du béton
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$: résistance de calcul de l'acier
- A_s : section totale des armatures longitudinales
- $\delta = \frac{d'}{h}$: enrobage relatif
- $\lambda = \frac{L_0 * \sqrt{12}}{h}$: élancement pour une section rectangulaire
- $\rho = \frac{A_s}{b * h}$: pourcentage d'armatures longitudinales

D'où :

- $\lambda = \frac{L_0 * \sqrt{12}}{h} = \frac{2,70 * \sqrt{12}}{0,26} = 36$
- $\delta = \frac{d'}{h} = \frac{0,044}{0,26} = 0,169$
- $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347 \text{ MPa}$
- $k_s = 1$
- $k_h = (0,75 + 0,5 * 0,26) * (1 - 6 * 0,0046 * 0,169) = 0,876$
- $\alpha = \frac{0,86}{1 + (\frac{\lambda}{62})^2} = \frac{0,86}{1 + (\frac{36}{62})^2} = 0,643$

- $\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{3,14}{26 \cdot 26} = 0,46 \%$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 * \frac{20}{1,5} = 13,3 \text{ MPa}$

$$N_{Rd} = k_h * k_s * \alpha * [b * h * f_{cd} + A_s * f_{yd}] = 0,876 * 1 * 0,643 * [0,26 * 0,26 * 13,3 \cdot 10^3 + 3,14 \cdot 10^{-4} * 347 \cdot 10^3] = 696 \text{ kN}$$

La capacité portante maximale du poteau intérieur est de 696 kN.

La charge en place correspondant au plancher compris exploitation est de :

- Poids propre plancher poutrelles-hourdis 15+6cm	330daN/m ²
- Poutres	150daN/m ²
- Revêtements de sol souple + réseaux divers + flocage	20daN/m ²
- Exploitation	500daN/m ²

Soit à l'ELU une charge de 1425daN par poteau hors continuité. En intégrant un coefficient de continuité de 1.15, que la surface d'influence du poteau est de 19.10m², on obtient une charge résiduelle du PH RDJ de 31 300daN, soit 313kN sur le poteau.

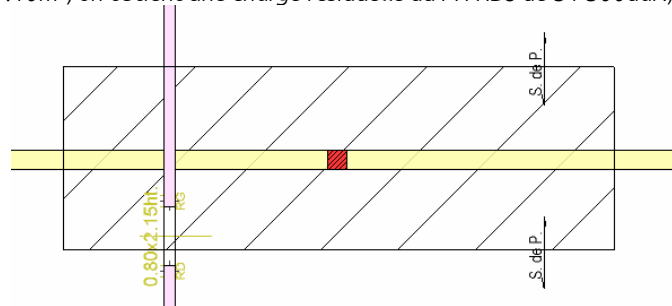


Figure 25 : Surface d'influence maxi du poteau

La réserve de charge admissible sur le poteau est de 383 kN.

7.2.2.3 RESISTANCE A LA COMPRESSION D'UN VOILE NON ARME SONDAGE M-01

La descente de charge (DDC) en tête de voile le plus sollicité au RDJ est la suivante :

- $G = 65 \text{ kN/ml}$ (toiture RDC, élévation RDC, plancher RDJ, élévation RDJ)
- $Q = 10 \text{ kN/ml}$

Soit une charge totale non pondérée de 75 kN/ml . En tenant compte des coefficients à l'ELU ($1,35(G+p.p) + 1,5Q$), la charge en tête de voile au RDJ est de 103 kN/ml .

Selon le DTU 21.3, l'effort limite ultime pour un mur non armée est donné par la formule suivante :

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right)$$

Avec :

$$\alpha = \left(\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} \right)$$

$$\begin{aligned} f_{c28} &= 25 \text{ Mpa} \\ \gamma_b &= 1,5 \\ B_r &= 1\text{m} * 0,22 - 0,02 = 0,20 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Ce qui nous dans notre cas un effort ultime :

$$N_{u \text{ lim}} = 1145 \text{ kN/ml}$$

Le voile d'épaisseur 22 cm est justifié au niveau RDJ en compression simple (non prise en compte de la poussée des terres car considéré non armé).

7.2.3 CONCLUSION RDJ

Suite à l'analyse calculatoire du niveau RDJ, nous constatons que les éléments verticaux (poteaux-voiles BA) ont une capacité de réserve pour augmenter leurs chargements respectifs.

Cependant, nous préférons anticiper le surcroît de charge sur les fondations. L'aspect géotechnique est important afin de limiter les désordres dans la superstructure, liées aux tassements différentiels et absolus.

Dans le cadre de surélévation, avec des fondations de type superficielles, les règles de bon fonctionnement permettent d'accepter une augmentation des charges de maxi 10% à l'état limite de service. Etant donné que le niveau RDJ n'apporte que très peu de charge sur les fondations, nous limitons directement la charge admissible des poteaux à 10% de la charge actuelle. Cette restriction permet de ne pas réaliser de renforcement de fondation (traitement lourd et coûteux).

Il vient de respecter les augmentations de charges suivantes :

- Capacité de surcharge poteau sondage P-03 = 22kN
- Capacité de surcharge poteau sondage P-04 = 31kN
- Capacité de surcharge mur = 10kN/ml

Nous constatons que les charges admissibles ne sont pas en adéquation avec une surélévation sans investigations complémentaires, couplés à des travaux de renforcements lourds.

A ce stade, la surélévation envisagée de quatre niveaux n'est pas admissible par la structure en place.

7.3 ANALYSE REGLEMENTAIRE

7.3.1 VERIFICATION DES TRAVAUX DE SURELEVATION VIS-A-VIS DE LA VULNERABILITE SISMIQUE

Les travaux de surélévation et/ou d'extension d'un bâtiment imposent de vérifier que ces derniers ne viennent pas aggraver la vulnérabilité du bâtiment au séisme. Il convient de respecter les règles établies dans le Cahier Technique n°35 (CT35) par l'Association Française du Génie Parasismique (AFPS) « Evaluation de l'incidence de travaux sur la vulnérabilité au séisme d'un bâtiment existant – Grille d'analyse ». L'objectif visé pour un bâtiment existant dépend de la nature et de l'importance des travaux effectués. La prescription générale est que ceux-ci ne doivent en aucun cas aggraver la vulnérabilité au séisme du bâtiment.

Hypothèses sismiques :

- Zone de sismicité 3 : Risque modéré
- Catégorie d'importance du bâtiment : II (inférieur à 28m – Non ERP à valider)

Suivant les hypothèses ci-dessus, le bâtiment est soumis l'arrêté du 22 octobre 2010. La non-aggravation du bâtiment est demandée.

Cet arrêté impose que le bâtiment dans lequel les travaux sont effectués soit capable de supporter un séisme correspond à 60% du niveau exigé pour un bâtiment neuf, si les travaux conduisent à une augmentation de la surface de plancher d'au moins 30%.

Dans le cas de notre projet, la surélévation de quatre niveaux a pour effet d'augmenter la masse globale du bâtiment, et donc l'action sismique à laquelle la structure doit résister mais selon les éléments en notre possession, les travaux de la surélévation envisagée dépassent les seuils définis par l'arrêté.

En comptabilisant ces surfaces dans notre projet, on obtient pour une surélévation de 4 niveaux une augmentation de la surface de plancher de 200%.

Dans le cas d'un projet de surélévation, les travaux ont généralement des conséquences notables sur le comportement parasismique de l'ensemble. L'effet principal est d'augmenter la masse globale et donc l'action sismique globale à laquelle la structure doit résister. D'une manière générale, une augmentation de la masse conduit à une aggravation de la vulnérabilité du bâtiment.

Afin de respecter le cadre réglementaire, il convient de réaliser une surélévation partielle inférieure à 30% de la surface de plancher. En complément, il conviendra de limiter l'augmentation des masses à 10% de la masse du dernier niveau existant afin que les travaux ne soient pas considérés comme aggravants. Difficilement réalisable car nous sommes dans le cadre d'une charpente légère.

En outre, il conviendrait en complément de s'assurer que l'influence des travaux conduit à des écarts limités à 10% sur les paramètres censés représenter le comportement global du bâtiment sous séisme (période fondamentale de vibration, efforts à la base du bâtiment (poids propre, effort tranchant, moment fléchissant), déplacement à chaque niveau, ...

7.3.2 STABILITE AU FEU DES STRUCTURES EXISTANTES

7.3.2.1 CLASSEMENT DE L'OUVRAGE

La protection contre l'incendie des bâtiments d'habitation est régie par l'arrêté du 31 janvier 1986. Le bâtiment étant dépendant des deux bâtiments adjacents de 3^{ème} famille, l'ouvrage est classé en troisième famille du point de vue de la sécurité incendie « Habitations dont le plancher bas du logement est situé à vingt-huit mètres au plus au-dessus du sol utilement accessible aux engins des services de secours et de lutte contre l'incendie » (Titre Ier – Généralités et classement des bâtiments d'habitation, Art. 3, II – Classement des bâtiments d'habitation).

7.3.2.2 PORTEURS VERTICAUX

Les éléments porteurs verticaux des habitations classées en troisième famille doivent présenter un degré de stabilité au feu minimum de 1h.

Les éléments porteurs verticaux situés en façade ou en pignon des bâtiments doivent présenter ces degrés de stabilité uniquement vis-à-vis d'un feu se développant depuis l'intérieur du bâtiment (Titre II – Structures et enveloppe des bâtiments d'habitation, Art. 5, I – Eléments porteurs verticaux).

7.3.2.2.1 Voiles béton

La résistance au feu d'un voile porteur béton est justifiée conformément à l'EC2, partie 1-2, §5.4.2. La résistance au feu normalisée est fonction du chargement du voile (y compris les effets du second ordre), de sa hauteur libre, de son épaisseur et de son exposition (voile exposé sur une face ou 2 faces). On a des voiles BA de 16cm mini.

Le rapport de la hauteur libre du voile sur l'épaisseur est limité à 40 pour pouvoir appliquer le tableau 5.4 de l'EC2, partie 1-2. Dans notre cas :

$$\gamma = \frac{h}{e} = \frac{2,70}{0,16} = 13,50 < 40$$

Le degré d'utilisation en situation d'incendie μ_{fi} prend en compte les combinaisons de charge, et la résistance à la compression et à la flexion du voile. Il est défini par :

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}}$$

Avec :

- $N_{Ed,fi}$ la charge axiale de calcul en situation d'incendie
- N_{Rd} la résistance de calcul du poteau à température normale, calculé conformément à l'EN 1992-1-1

On considère $\mu_{fi} = 0,70$ (hypothèse défavorable).

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm) Épaisseur de voile/distance de l'axe au parement pour			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Voile exposé sur un côté	Voile exposé sur deux côtés	Voile exposé sur un côté	Voile exposé sur deux côtés
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60
* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant. Note : Pour la définition de μ_{fi} , voir 5.3.2 (3).				

Figure 26 : Tableau 5.4 EC2-1-2 – Dimensions et distances de l'axe des armatures au parement minimale pour les voiles porteurs en béton

Pour un refend béton d'épaisseur 16 cm, la résistance au feu à considérer suivant les hypothèses ci-dessus est de 1h00 (REI60).

7.3.2.2.2 Poteau BA

La norme impose une épaisseur minimum de 15cm pour la justification des poteaux BA à chaud. Il convient de réaliser un chemisage des poteaux afin de se conformer aux valeurs tabulés de l'EC2-2, tableau 5.2a ci-dessous

Résistance au feu normalisée	Dimensions minimales (mm)			
	Largeur des poteaux b_{min} /distance axe-parement a des barres principales			
	Poteau exposé sur plus d'un côté			Poteau exposé sur un seul côté
	$\mu_{ef} = 0.2$	$\mu_{ef} = 0.5$	$\mu_{ef} = 0.7$	$\mu_{ef} = 0.7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	—	295/70
** Minimum 8 barres Pour les poteaux en béton précontraint, il convient de noter l'augmentation de la distance de l'axe au parement selon 5.2 (5). Note : Le Tableau 5.2.a est basé sur la valeur recommandée $\alpha_{cc} = 1,0$.				

Tableau 5.2a Dimensions et distances minimales de l'axe des armatures au parement pour les poteaux

Figure 27 : Tableau 5.2a EC2-1-2 – Dimensions et distances minimales de l'axe des armatures au parement pour les poteaux de section rectangulaire ou circulaire

7.3.2.2.3 Conclusion

Les voiles de refend bétons et les planchers sont justifiés suivant la réglementation incendie. A contrario, les poteaux de façades ne sont pas réglementaires.

7.3.2.3 PLANCHERS

Les planchers des habitations classées en troisième famille doivent présenter un degré de stabilité au feu de 1h.

L'ensemble des planchers ont un flocage en sous-face. Nous admettons que ce flocage assure la stabilité au feu du plancher.

8 CONCLUSION

L'analyse calculatoire de la structure existante conduit aux résultats suivants :

- Le RDC est composé d'une charpente métallique qui n'est pas en mesure d'accueillir une surélévation. La capacité résistante de la superstructure du RDC est relativement limitée, et ne convient pas à la surélévation de quatre niveaux
- Dans l'optique d'augmenter le nombre de points d'appuis de la surélévation du RDC, nous donnons une réserve de capacité relativement limitée au RDJ, car nous limitons la surcharge des fondations à 10% de la charge actuelle, afin de limiter les travaux lourds (reprise fondations). Soit :
 - Capacité de surcharge poteau sondage P-03 = 22kN
 - Capacité de surcharge poteau sondage P-04 = 31kN
 - Capacité de surcharge mur = 10kN/ml
- L'analyse réglementaire vis-à-vis du CT38 (guide de l'AFPS), limite les surélévations à 30% de la surface de plancher pour ne pas altérer la vulnérabilité de l'ouvrage existant sous séisme. Les travaux envisagés dépassent ce seuil réglementaire, et le respect des critères de non aggravations ne sont pas respectés.
- La justification du bâtiment actuel sous sollicitations sismiques n'est pas envisagée du fait des facteurs suivants :
 - Absence de données sur les liaisons et les d'armatures (sondages intégral du RDJ)
 - Déficiences envisagées au niveaux des coutures voiles/planchers, et des raidisseurs d'angles, liés à la date de construction (attente réglementaire différente selon EC8-sismique)
 - La surélévation envisagée conduira à une reprise des fondations, il sera donc préférable d'ajouter un contreventement approprié
- Suivant la réglementation incendie, seul les poteaux inférieurs à 15cm sont à renforcer pour atteindre une cible REI60min.

A partir de ces observations, la réalisation d'une surélévation sur le bâtiment apparaît difficilement réalisable.

- Nous préconisons la réalisation d'une structure indépendante verticalement et horizontalement dans le cadre d'une surélévation de l'ouvrage considéré.
 - Points de vigilance : interaction fondations existantes / interactions réseaux
- Sinon il convient de déposer l'ensemble du bâtiment afin de réaliser un ouvrage neuf et dimensionner avec les réglementations en vigueur.
 - Points de vigilance : immobilisation des locaux pendant la démolition et la construction / interactions réseaux / purge des fondations



8.1 ANNEXE 1 : RAPPORT DE RECONNAISSANCE, RINCENT LABORATOIRES

La Trinité Surzur, le 12 octobre 2023

Dossier n° : 23-6-31405



Nantes - Crous Casterneau
32 rue des agenets
Serba

Reconnaissance de structure

Intervention du 4 octobre 2023

Rapport : R-31405-6-01A

A	12/10/2023	G. LEPREVOST	B. MERLE	G. LEPREVOST	19	1 ^{ère} diffusion
Indice	Rédaction	Etabli par	Vérifié par	Approuvé par	Nb pages	Observations

Client	SERBA	N° Page	2	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

ASSURANCE QUALITE

REV Page	A	B	C	D	E	F	G	H	I	REV Page	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	X									45									
2	X									46									
3	X									47									
4	X									48									
5	X									49									
6	X									50									
7	X									51									
8	X									52									
9	X									53									
10	X									54									
11	X									55									
12	X									56									
13	X									57									
14	X									58									
15	X									59									
16	X									60									
17	X									61									
18	X									62									
19	X									63									
20										64									
21										65									
22										66									
23										67									
24										68									
25										69									
26										70									
27										71									
28										72									
29										73									
30										A1									
31										A2									
32										A3									
33										A4									
34										A5									
35										A6									
36										A7									
37										A8									
38										A9									
39										A10									
40										A11									
41										A12									
42										A13									
43										A14									
44										A15									

Client	SERBA	N° Page	3	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

SOMMAIRE

1. Généralités	4
2. Programme des investigations	5
3. Principe des essais	8
3.1. <i>Détection des armatures</i>	<i>8</i>
3.2. <i>Détection radar</i>	<i>9</i>
3.3. <i>Mesure de l'indice de rebondissement au scléromètre</i>	<i>10</i>
3.4. <i>Matériel complémentaire</i>	<i>10</i>
4. Résultat	11
4.1. <i>Sondage en toiture</i>	<i>11</i>
4.2. <i>Sondage en Rdc</i>	<i>11</i>
4.3. <i>Sondage en Sous-sol</i>	<i>15</i>

Client	SERBA	N° Page	4	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

1. Généralités

A la demande et pour le compte de la société **SERBA Rezé** (représentée pour cette affaire par Monsieur **EPIARD**), **RINCENT LABORATOIRE Agence Bretagne / Pays de la Loire** a été mandatée pour réaliser des reconnaissances de structure dans différents bâtiments Crous Casterneau situé au 32 rue des Agenets dans la commune de NANTES.



Figure 1 : Localisation du site de reconnaissance

Client	SERBA	N° Page	5	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

2. Programme des investigations

- Réalisation de sondages non destructifs et destructifs afin de procéder à la reconnaissance des structures
 - Caractérisation des porteurs horizontaux du plancher haut RDC
 -  Reconnaissance des profilés métalliques après dépose locale du flocage depuis la face inférieure
 -  Reconnaissance de l'épaisseur du bac acier après dépose locale du complexe d'étanchéité / isolation depuis la face supérieure (toiture). Compris réfection de l'étanchéité après notre intervention
 - Caractérisation des porteurs verticaux au niveau RDC
 -  Reconnaissance des poteaux par dépose locale du doublage dans la hauteur du plenum
 - Caractérisation des porteurs verticaux au niveau R-1
 -  Reconnaissance destructive des murs / poteaux intérieurs et murs extérieurs au piqueur léger et ferroskan
 - Reconnaissance de la nature et de l'épaisseur des planchers bas et haut, niveau R-1
 -  Reconnaissance non destructive au pachomètre



Figure 2 : Localisation principe de reconnaissance en toiture

Client	SERBA	N° Page	6	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

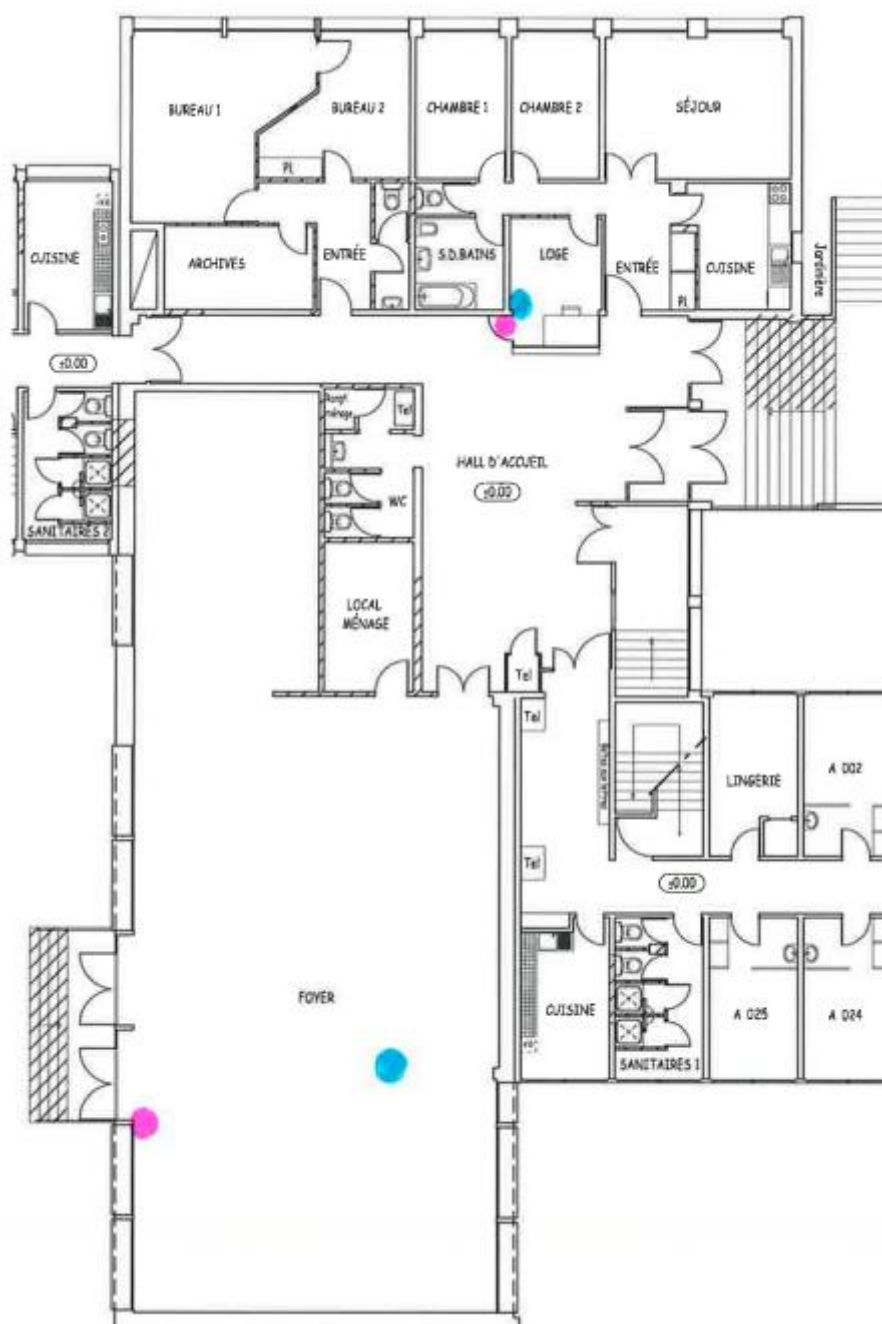


Figure 3 : Localisation principe de reconnaissance en RDC

Client	SERBA	N° Page	7	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

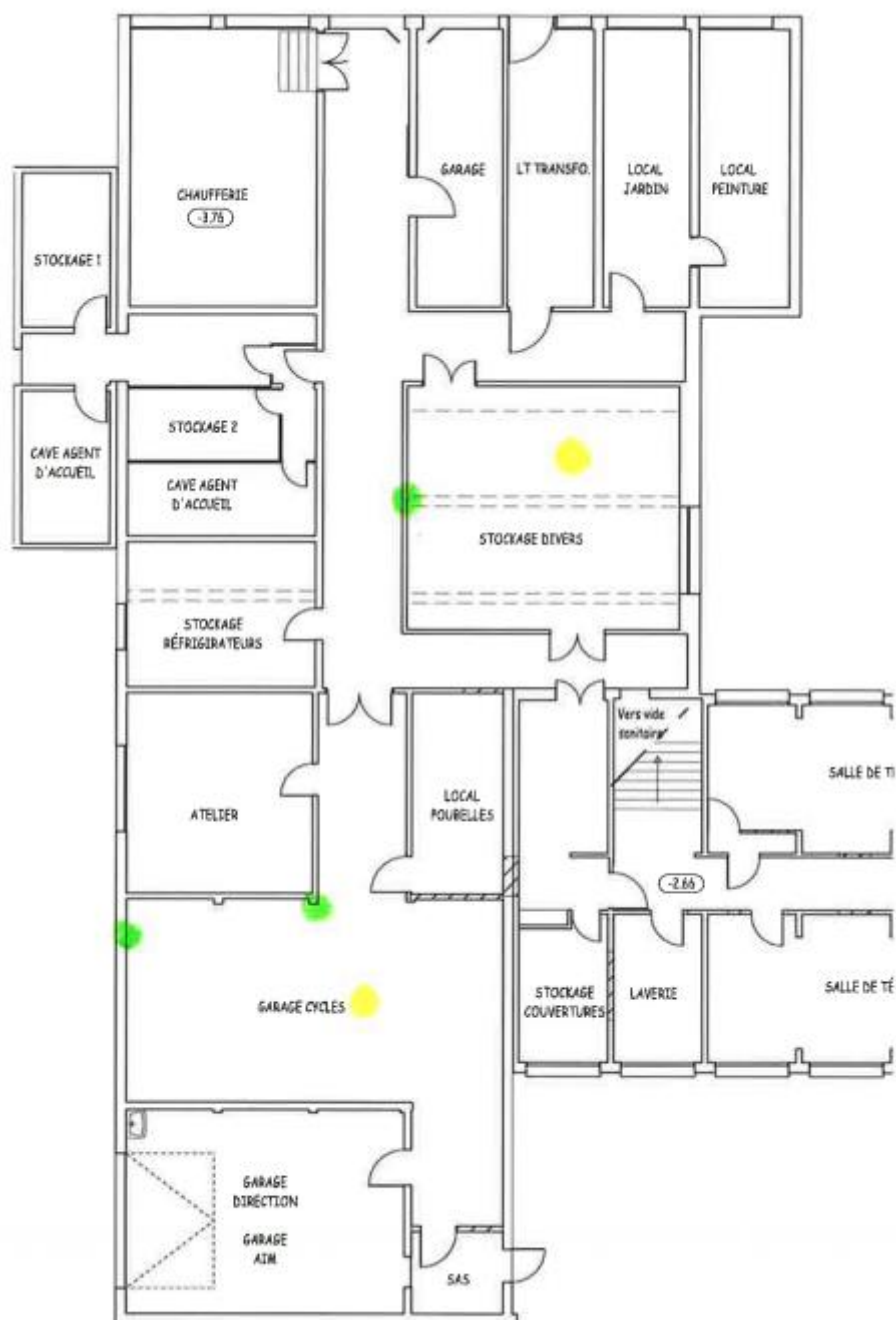


Figure 4 : Localisation principe de reconnaissance en R-1

Client	SERBA	N° Page	8	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

3. Principe des essais

Les moyens de reconnaissance et diagnostic des structures sont les suivantes.

3.1. Détection des armatures

Le détecteur d'armatures est un appareil électromagnétique qui permet de détecter les armatures et de déterminer leurs positions.

Le détecteur d'armatures est équipé d'un scanner qui permet de faire les prises de mesures et d'un moniteur qui permet de visualiser et de traiter les données mesurées.

La prise de mesure se fait à l'aide d'un quadrillage prédéfini de maillage 15cm x 15cm sur 4 colonnes et 4 lignes (dimensions maximales des photographies enregistrées sur le détecteur d'armatures 0,60m x 0,60m).

Dans le cas de superposition de nappes, on ne détectera généralement que la nappe la plus proche.

L'appareil nous donne les valeurs suivantes :

- les coordonnées X et Y du point choisi sur les aciers par rapport au quadrillage cité ci-dessus,
- un ordre de grandeur de l'enrobage des armatures
- un ordre de grandeur du diamètre des armatures ; le diamètre des armatures est une donnée accessible mais entachée d'une incertitude très importante. Ces informations ne peuvent donc en aucun cas être utilisées sans confirmation par un sondage destructif ponctuel.

Pour les mesures près des angles, un décalage d'environ 7cm est nécessaire.



Figure 5 : Ferroskan PS200 (Hilti).

Client	SERBA	N° Page	9	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

3.2. Détection radar

Le radar utilise la réflexion des ondes électromagnétiques.

Une antenne émettrice envoie dans la structure à ausculter des impulsions d'énergie de très brève durée (quelques nanosecondes nS). Cette antenne est déplacée à vitesse constante le long de la surface à ausculter.

Quand les ondes produites rencontrent un contact entre deux matériaux de constitution différente, une partie de leur énergie est réfléchiée vers le haut tandis que l'autre partie continue à s'enfoncer.

Les ondes réfléchies sont captées par une antenne réceptrice et finalement transformées pour produire une imagerie continue affichée immédiatement sur l'écran de contrôle. Le choix des fréquences de travail détermine en partie la résolution (distance minimale entre deux anomalies susceptibles d'être décelées) et la profondeur d'investigation. La fréquence des antennes utilisée sur le chantier est 1,6 GHz.

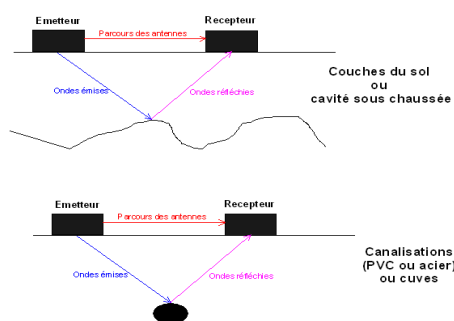


Figure 6 : Schéma de principe

L'image obtenue ou radargramme, constitue la section continue du sous-sol ou de la structure sur laquelle l'abscisse correspond aux distances le long du parcours du récepteur et l'ordonnée au temps aller-retour employé par les ondes pour atteindre les objectifs et revenir.

La profondeur d'investigation et la résolution dépendent des caractéristiques de l'antenne et du milieu investigué.

Pour les mesures près des angles, un décalage d'environ 15cm est nécessaire.



Figure 7 : Radar PS1000 (Hilti)

Client	SERBA	N° Page	10	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

3.3. Mesure de l'indice de rebondissement au scléromètre

Les mesures sclérométriques font l'objet de la norme NF EN 12504-2 « Essais pour béton dans les structures – Partie 2 – Essais non destructifs – Détermination de l'indice de rebondissement » de février 2003.

Le principe du scléromètre consiste à projeter une bille métallique sur la surface d'un matériau, créant une énergie d'impact dont une partie entraîne le rebondissement de la bille.

Pour un béton, la hauteur de rebondissement sera d'autant plus grande que celui-ci est plus résistant et inversement.

Le numéro de série du scléromètre utilisé est le SH01-003-0639.

Le scléromètre est un silver schmidt N de Proceq et l'interprétation des résultats est réalisée sur le logiciel Proceq Hammerlink

Ce type d'essai non destructif permet de disposer d'un ordre de grandeur de la dureté de la surface. L'estimation de la résistance à la compression du béton est fortement affectée par cette dureté : les résultats exprimés en termes de résistance sont donc à considérer comme informatifs et ne peuvent se substituer à des mesures effectuées sur carottes.



Figure 8 : Scléromètre Silver Schmidt N

3.4. Matériel complémentaire

En complément des appareils présenté ci-dessus, nous pouvons être amenés à utiliser le matériel suivant :

- Perceuse
- Burineur
- Carotteuse
- Meuleuse
- Scies sabre
- Scies circulaires

Les sondages effectués pour les besoins des reconnaissances seront rebouchés à l'aide d'un ciment prompt gris de type R4 ou plaque de contre-plaqué

Client	SERBA	N° Page	11	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

4. Résultat

4.1. Sondage en toiture

Le sondage de reconnaissance en toiture n'a pas été réalisé, il a été constaté :

- L'absence de béton en plancher haut du Rdc
- La présence d'un isolant sous le revêtement d'étanchéité d'une épaisseur estimée à 14cm. (estimation radar)

4.2. Sondage en Rdc

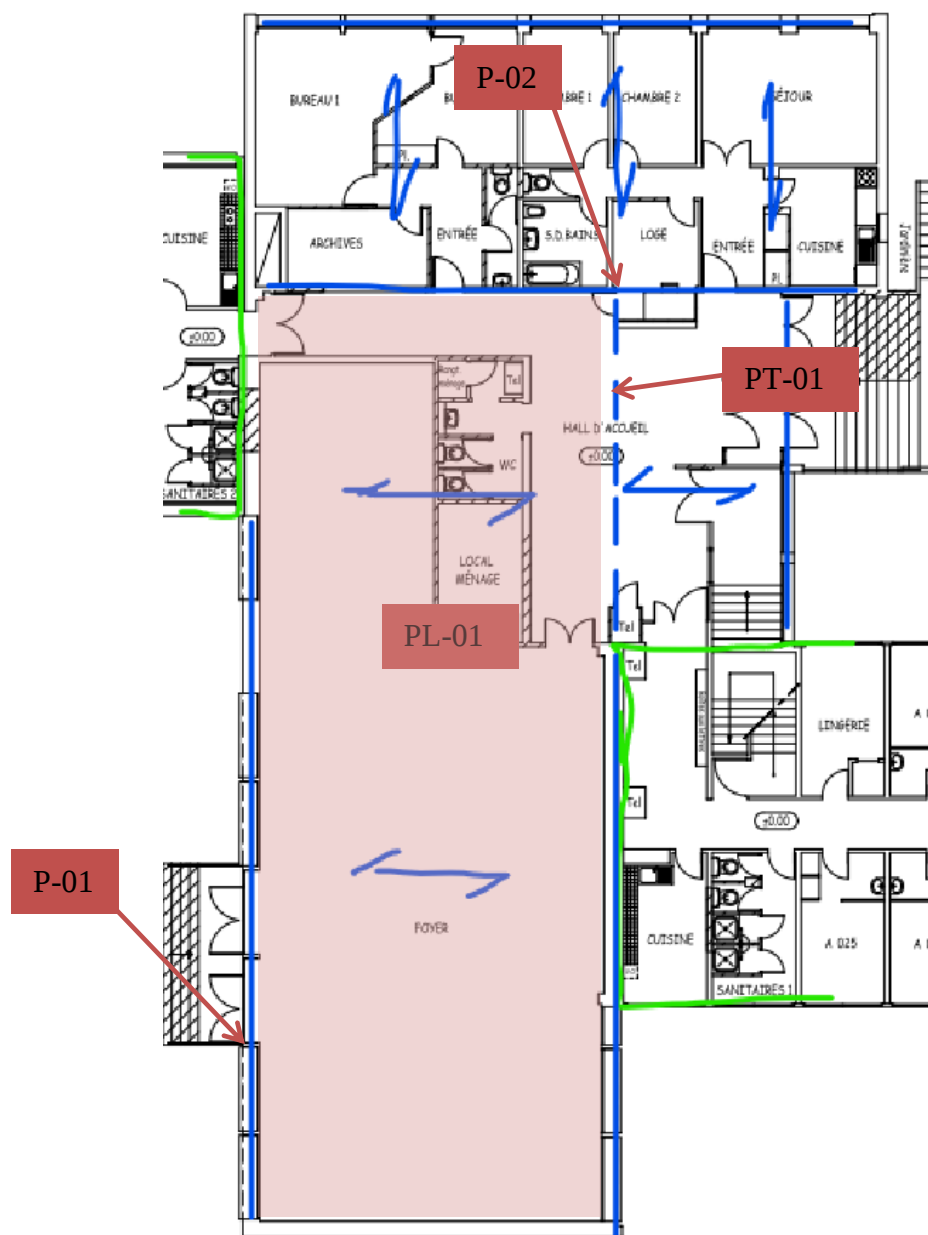


Figure 9 : Localisation des sondages en r+1

Client	SERBA	N° Page	12	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

Plancher haut Rdc – Sondage PL1 :

Plancher métallique composé de ferme espacée de 180cm d'une portée de 9,60m. Présence d'un flocage sous bardage métallique.

Les fermes de la charpente métallique ne sont pas axées sur les poteaux, elles reposent sur une poutre périphérique.

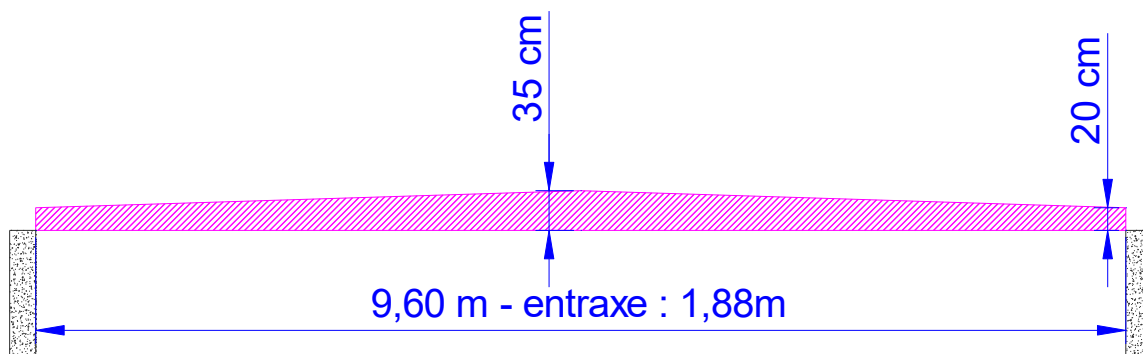


Figure 10 : Schéma de principe ferme à hauteur variable

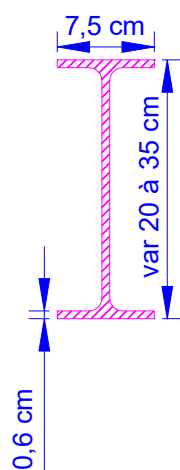


Figure 11 : Schéma de principe ferme à hauteur variable

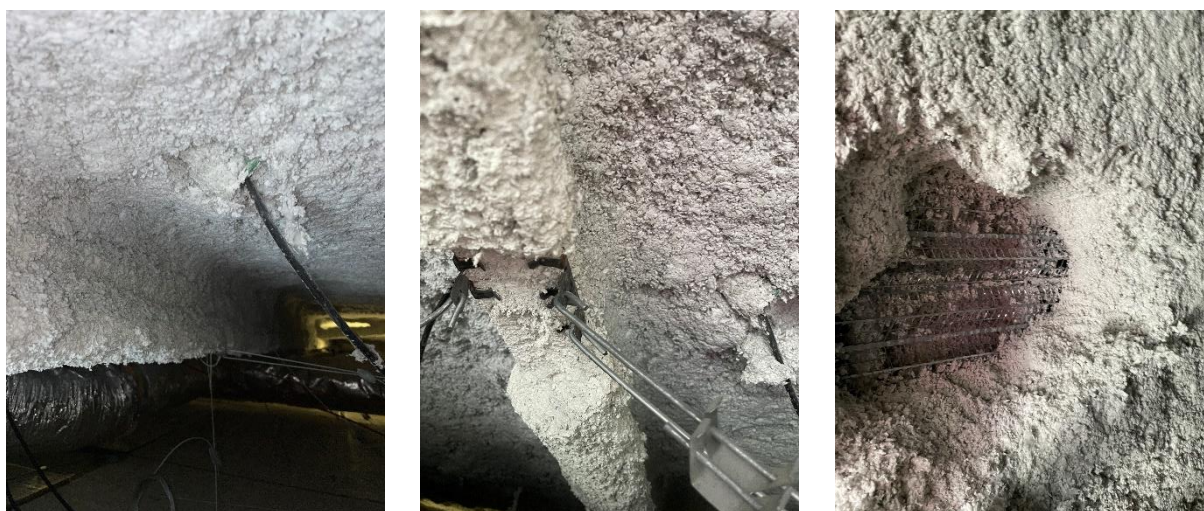
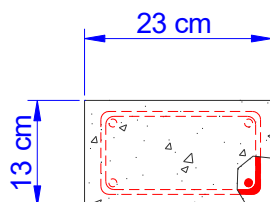


Figure 12 : Photos du sondage PL-01

Client	SERBA	N° Page	13	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

Poteau de façade Rdc – Sondage P-01 :



Légende :

Estimation ferroskan (lignes rouges pointillées)

Sondage destructif (rectangle rouge hachuré)

Armature poteau:

4 Ø HA 10 mm

Cadres : RL Ø6mm - Espacement : 200 mm

Enrobage moyen (latéral) : 32 mm (minimum : 27 mm)

Résistance Sclérométrique : 25 MPa

Figure 13 : Schéma de principe poteau de façade en RDC

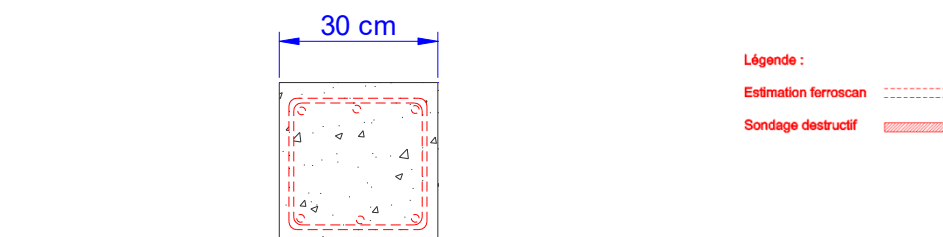


Figure 14 : Photos du sondage P-01

Client	SERBA	N° Page	14	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

Poteau de façade Rdc – Sondage P-02 :

Le poteau P-02 n'est visible que depuis sa face coté couloir.



Poteau support poutre :

Armature :

6 Ø 10/12 mm (estimation scan)

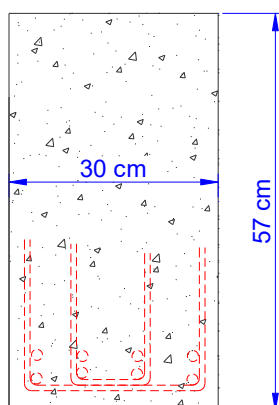
Cadres : Ø 6mm - Espacement : 200 mm (estimation scan)

Enrobage moyen (latéral) : 30 mm (minimum : 22 mm)

Résistance Sclérométrique : 26 MPa

Figure 15 : Schéma de principe poteau support poutre en RDC

Poutre Rdc – Sondage PT-01 :



Poutre :

Portée : 9,85m (nu intérieur)

Hauteur sous poutre : 2,55m

Cadres : Ø 6 / 8 mm

Espacement moyen des cadres (mi-travée) : 250 mm

Espacement moyen des cadres (sur appui) : 150 mm

Enrobage moyen (latéral) : 25 mm (minimum : 19 mm)

Enrobage moyen (inférieur) : 34 mm (minimum : 28 mm)

1er lit : 4 Ø 12/14 mm (estimation scan)

2ème lit : 2 ou 4 Ø 10/12 mm (mi-travée) (estimation scan)

Résistance Sclérométrique : 29,5 MPa

Figure 16 : Schéma de principe poutre en RDC



Figure 17 : Photo poutre en RDC

Client	SERBA	N° Page	15	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

4.3. Sondage en Sous-sol

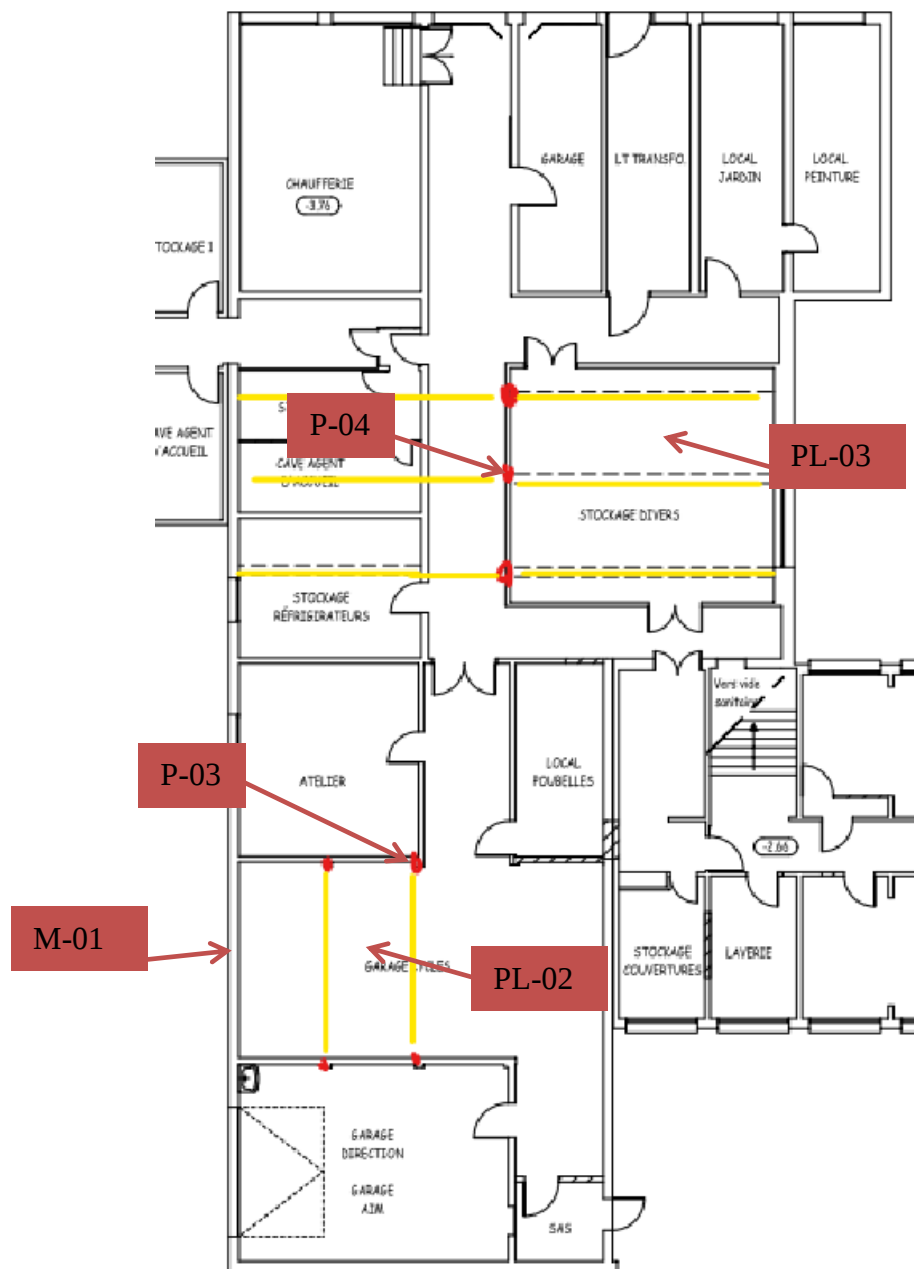


Figure 18 : Localisation des sondages en r+1

Client	SERBA	N° Page	16	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

Plancher haut R-1 – Sondage PL2 et PL3 :

Plancher poutrelle hourdis briques creuses espacement estimée à 35cm. Présence d'un flocage en sous-face.

Armatures dalle (partie courante) :
 Observation de 1 nappe d'armatures (au niveau du sondage)
 Espacement moyen : 200mm x 300mm,
 Enrobage moyen (depuis la surface du revêtement) : 85mm

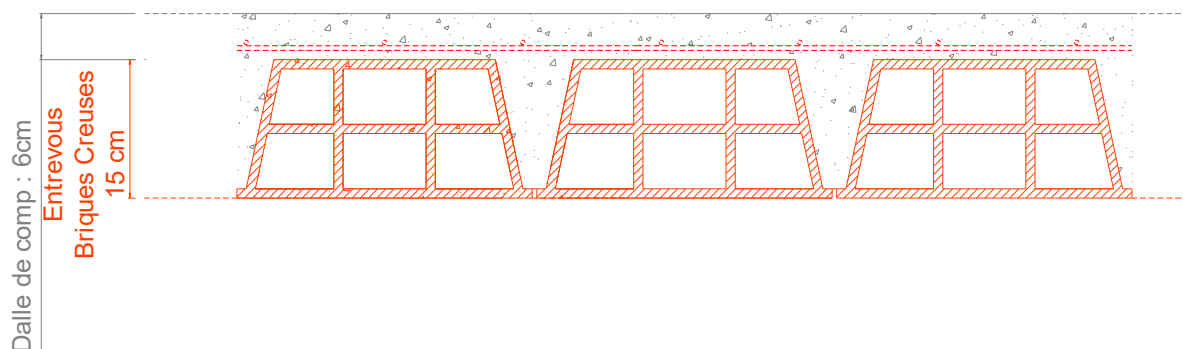


Figure 19 : Schéma de principe plancher haut sous-sol

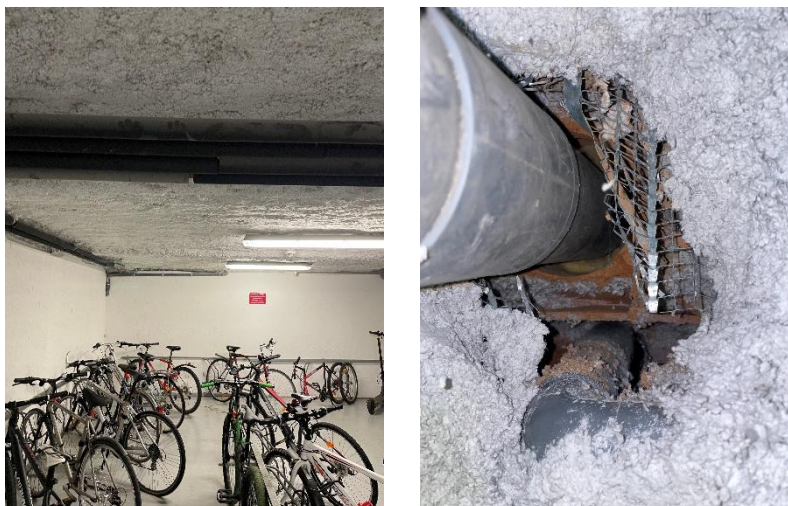
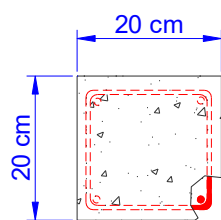


Figure 20 : Photos du sondage PL-02 et PL-03

Client	SERBA	N° Page	17	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

Poteau en sous-sol – Sondage P-03 :



Légende :

Estimation ferroskan -----

Sondage destructif [zone hachurée]

Armature poteau:

4 Ø HA 10 mm

Cadres : RL Ø6mm - Espacement : 200 mm

Enrobage moyen (latéral) : 35 mm (minimum : 30 mm)

Résistance Sclérométrique : 27 MPa

Figure 21 : Schéma de principe poteau en sous-sol : P-03

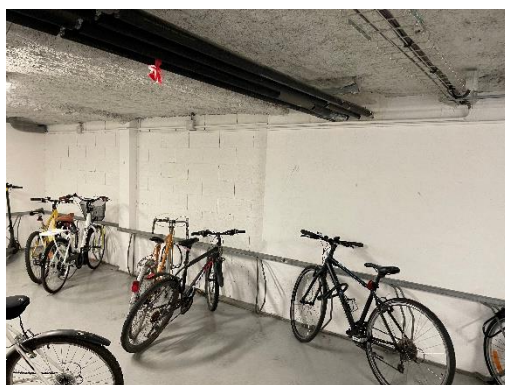
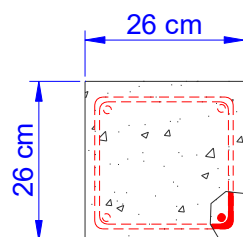


Figure 22 : Photos du sondage P-03

Client	SERBA	N° Page	18	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

Poteau en sous-sol – Sondage P-04 :



Légende :

Estimation ferroskan -----

Sondage destructif [carré hachuré]

Armature poteau:

4 Ø HA 10 mm

Cadres : RL Ø6mm - Espacement : 200 mm

Enrobage moyen (latéral) : 33 mm (minimum : 24 mm)

Résistance Sclérométrique : 28 MPa

Figure 23 : Schéma de principe poteau en sous-sol : P-04



Figure 24 : Photos du sondage P-04

Client	SERBA	N° Page	19	
Désignation	Reconnaissance structure	N° Dossier	23-6-31405	
Site	Crous Casterneau	N° Rapport	R-31405-6-01A	
Adresse	Nantes	Indice	A	

Mur – Sondage m-01 :

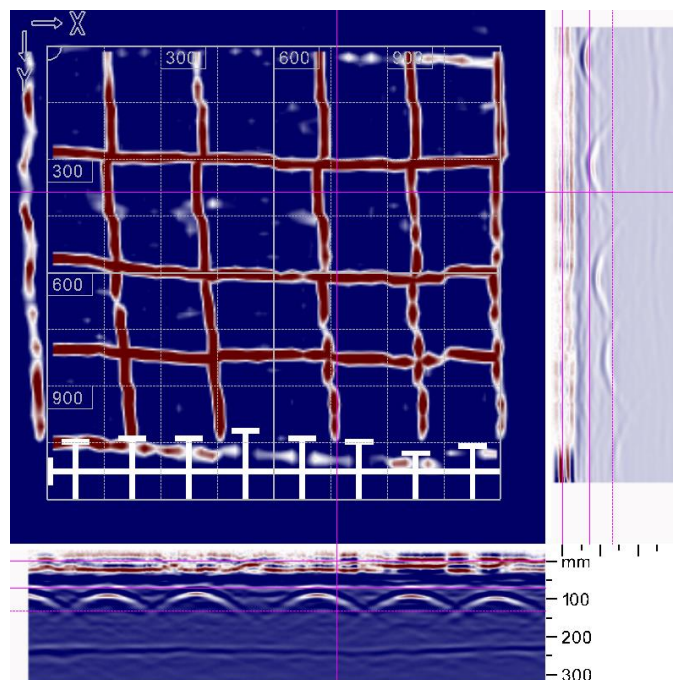


Figure 25 : Radargramme mur -M-01

Mur en béton armée d'une épaisseur estimée à 22cm avec une présence d'un lit d'armature de maille moyenne 250x300mm.



Figure 26 : Photos du sondage P-04

Gautier LEPREVOST
Responsable de l'Agence



8.2 NOTE DE CALCUL DES PROFILES METALLIQUE DE CHARPENTE

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 4 Arba plancher futur_4 **POINT:** 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 5 ELU /7/ 1*1.35 + 3*0.75 + 4*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: I-SYM_V_1

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.5 cm	Ay=9.00 cm ²	Az=11.28 cm ²	Ax=20.28 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=1179.31 cm ⁴	Iz=42.53 cm ⁴	Ix=2.97 cm ⁴
tf=0.6 cm	Wply=140.32 cm ³	Wplz=18.57 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 279.81 kN	My,Ed = -27.92 kN*m	
Nc,Rd = 476.58 kN	My,pl,Rd = 32.97 kN*m	
Nb,Rd = 476.58 kN	My,c,Rd = 32.97 kN*m	Vz,Ed = 35.45 kN
	MN,y,Rd = 18.15 kN*m	Vz,c,Rd = 153.04 kN
	Mb,Rd = 10.23 kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 13.16 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.31
Lcr,low=4.80 m	Lam_LT = 1.58	fi,LT = 2.00	XLT,mod = 0.31

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zy} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.59 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.85 < 1.00$ (6.2.5.(1))
$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 1.54 > 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.23 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 2.73 > 1.00$ (6.3.2.1.(1))
$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 3.32 > 1.00$ (6.3.3.(4))
$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 3.32 > 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 2.4 cm	Vérifié
Cas de charge décisif: 8 ELS /1/ 1*1.00 + 2*1.00 + 4*0.70	
uz = 1.0 cm < uz max = L/250.00 = 1.9 cm	Vérifié
Cas de charge décisif: 8 ELS /4/ 1*1.00 + 3*0.50 + 4*1.00	
u inst,z = 0.5 cm < u inst,max,z = L/350.00 = 1.4 cm	Vérifié



Cas de charge décisif: $0.5*3 + 1*4$



Déplacements (REPERE GLOBAL): *Non analysé*

Profil incorrect !!!