Projet:

Bâtiment Chabrol — Installation d'une matériauthèque, d'un espace de coworking, d'un espace d'administration du campus et d'un fab lab

Adresse:
Paris

Type de Document:
Note de calcul

Détails du Document:
Renforcement des planchers

Client:
Établissement Public Mobilier National, 42 avenue des Gobelins, 75013 PARIS

Code du Projet: 24025
Nom du Fichier: 24025.2026-09-11.Gobelins.NdC.11b.lyx
Date: 2026-09-11
E-mail: info@BucciAndPartners.com
Web Site: www.BucciAndPartners.com
Adresse France: 3/3 bis rue Taylor 75481 Paris CEDEX 10
Adresse Italie: Via 4 Novembre 12 - 00049 - Velletri - Rome

Liste des révisions		
Date	Rév.	Note
2026-09-11	00	Première émission

Résumé

Le projet concerne les planchers de l'aile basse Chabrol, à la Manufacture des Gobelins, à Paris, dans le cadre de l'installation d'une matériauthèque, d'espaces de coworking, d'administration et d'un fab lab. La note retient une charge d'exploitation de $4.0kPa$ pour la matériauthèque du RDC et de $2.5kPa$ pour les bureaux des étages. Les charges particulières des vitrines, équipements et stocks sont à préciser avec l'exploitant.

Les planchers hauts des caves comportent des voûtains en briques entre poutrelles métalliques. Aux étages, le remplissage est principalement constitué de plâtre, chaux et sable. Les solives sont espacées d'environ $80cm$; les portées courantes entre façades atteignent $6m$ et se réduisent à environ $3m$ près de l'aile haute. Le parquet repose sur des lambourdes dont l'orientation doit, localement, être corrigée pour reporter les charges sur les solives, sans faire du remplissage en plâtre un élément porteur principal.

Plusieurs cloisons participent aujourd'hui à la reprise des planchers. Leur suppression au RDC et le maintien de contacts avec les cloisons des étages modifient les portées et les descentes de charges. Les difficultés à traiter concernent la résistance des solives, la déformation des reprises, la concentration des réactions sur les maçonneries minces, l'assise des cloisons des caves et les altérations éventuelles du métal. Les appuis d'extrémité sont considérés comme bidirectionnels verticalement, sans encastrement en rotation implicite.

Dans les caves, le projet prévoit des poutres métalliques de reprise dans les zones de portée insuffisante, des platines sous les solives et des répartiteurs sur les cloisons chargées. Des linteaux sont prévus lorsque les reprises se situent au droit d'ouvertures. Les cloisons sollicitées font l'objet de reprises en sous-œuvre, continues ou localisées sous les charges concentrées. Les solives et leurs têtes présentant des pertes de section recevront les réparations ou renforts locaux définis après dégagement et mesure du métal résiduel.

Au RDC, deux files longitudinales et des traverses métalliques doubles reprennent le plancher bas du R+1 avant la démolition des cloisons. Les solives courtes de type IPE 80 sont renforcées par un plat supérieur. Pour le plancher bas du R+2, le parti retenu associe deux plats sur les IPE 100, un plat supérieur sur les IPE 80 et un joint souple en tête de la cloison du couloir du R+1. Cette cloison est maintenue latéralement sans servir d'appui ver-

tical aux solives. Aucun renforcement de la charpente ou du plancher haut du R+2 n'est prévu dans ce dossier.

Avant travaux, les investigations portent sur la nuance, la résistance et la soudabilité des métaux, les sections résiduelles, les portées et les appuis réels. Les deux têtes des solives les plus dégradées des caves sont à sonder en priorité. Les reconnaissances géologiques et géotechniques doivent préciser les sols, les fondations, l'eau et les tassements pour dimensionner les reprises en sous-œuvre.

L'exécution est organisée par phases avec une descente de charges provisoire continue, des appuis réceptionnés, une mise en contact contrôlée et un transfert mesuré avant chaque dépose d'appui. Les planches de synthèse, de sondages, de détails et de phasage accompagnent les chapitres correspondants.

Table des matières

1 Description du bâtiment dans son état projeté **7**
1.1 Caves . . . 12
1.2 RDC . . . 14
1.3 R+1 . . . 16
1.4 R+2 . . . 17

2 Normes de référence **19**

3 Méthode de calcul aux états limites **21**
3.1 États limites ultimes . . . 23
3.2 États limites de service . . . 24
3.2.1 Combinaison caractéristique . . . 24
3.2.2 Combinaison fréquente . . . 24
3.2.3 Combinaison quasi permanente . . . 24

4 Hypothèses sur les matériaux **25**
4.1 Aciers . . . 25
4.1.1 Aciers existants . . . 25
4.1.2 Aciers neufs . . . 26
4.1.3 Boulons 8.8 . . . 26
4.1.4 Coefficients de sécurité pour les structures en acier existantes et neuves . . . 27
4.1.5 Résistance de calcul de l'acier . . . 27
4.2 Maçonneries existantes . . . 27
4.2.1 Briques . . . 28
4.2.2 Mortier . . . 29
4.3 Coefficients de sécurité pour la maçonnerie existante . . . 29
4.4 Résistance de calcul . . . 30
4.4.1 Briques pleines . . . 30

5 Analyse des charges **32**
5.1 Charges permanentes . . . 32
5.2 Planchers . . . 32

6 Portée et renforcement des poutres métalliques des planchers hauts des caves 35
6.1 Solives IPE 100 . . . 35
6.2 Poutres de renfort . . . 40
6.3 Contraintes d'appui des solives existantes sur la cloison . . . 42
6.4 Contraintes d'appui des poutres de renfort sur la maçonnerie . . . 42
6.5 Linteaux de renfort pour les poutres de reprise . . . 43
6.6 Reprise en sous-œuvre des cloisons . . . 43

7 Portée et renforcement des poutres du plancher du R+2 45
7.1 IPE 100 . . . 46
7.2 IPE 80 . . . 48

8 Portée et renforcement des poutres du plancher du R+1 50
8.1 IPE 100 . . . 51
8.2 Poutre de renfort longitudinale . . . 53
8.3 Poutres de renfort transversales . . . 54
8.4 Contraintes d'appui des poutres de renfort transversales sur la maçonnerie . . . 55
8.5 IPE 80 de portée 3 m . . . 55

9 Cahier descriptif des ouvrages et phasage des travaux 56
9.1 Objet, documents à fournir et conditions de démarrage . . . 56
9.2 Préparation, protections et instrumentation . . . 56
9.3 Étaiement et continuité de la descente des charges . . . 57
9.4 Reprises en sous-œuvre dans les caves . . . 57
9.5 Empochements et répartiteurs dans les maçonneries . . . 58
9.6 Fabrication et pose des poutres neuves . . . 58
9.7 Mise en contact forcée et transfert contrôlé des charges au RDC . . . 58
9.8 Phasage des démolitions au rez-de-chaussée . . . 59
9.9 Renforcement des solives par plats soudés . . . 60
9.10 Réfection des planchers, protections et réception . . . 61
9.11 Désolidarisation des solives du R+2 et de la cloison du R+1 . . . 61

10 Sondages et analyses complémentaires avant travaux 63
10.1 Points prioritaires pour confirmer le calcul . . . 63
10.2 Campagne de reconnaissance de la structure et des charges . . . 65
10.3 Identification du métal, résistance et soudabilité . . . 66
10.4 Géotechnique . . . 66
10.5 Exploitation des résultats et optimisation . . . 66

11 Récapitulatif des interventions du projet et repérage 68
11.1 Caves : plancher bas du RDC . . . 68
11.2 RDC : reprise du plancher bas du R+1 . . . 68
11.3 R+1 : interventions sur le plancher bas du R+2 . . . 69
11.4 Investigations, dispositions communes et index des planches . . . 69
11.5 Index documentaire . . . 69

Chapitre 1

Description du bâtiment dans son état projeté

Le réaménagement de l'aile Chabrol prévoit l'installation d'une matériauthèque au RDC et d'espaces de coworking aux étages supérieurs.

Le projet prévoit d'adapter les planchers aux nouvelles charges associées à un usage de bureaux, correspondant à une charge d'exploitation de $2.5kPa$.

Pour l'espace de matériauthèque du RDC, les charges retenues correspondent à celles des lieux de réunion, avec une charge surfacique de $4.0kPa$.

La présente étude a pour objectif de définir les interventions de renforcement des planchers nécessaires pour adapter les locaux à la nouvelle organisation des espaces et aux nouvelles charges d'exploitation.

Repérage des niveaux et hypothèse d'appui Dans toute la relation, le plancher haut des caves est le plancher bas du RDC ; le plancher haut du RDC est le plancher bas du R+1 ; le plancher haut du R+1 est le plancher bas du R+2. Le maintien de l'usage du R+2 n'exclut donc pas le renforcement de son plancher bas. Les travaux décrits concernent l'aile basse, à l'exclusion du renforcement de la charpente.

Toutes les extrémités des poutres et des solives sont considérées comme bloquées verticalement dans les deux sens, y compris vis-à-vis des réactions négatives dirigées vers le bas sur la poutre. Ce lien bidirectionnel permet la reprise des efforts de soulèvement correspondants par l'ouvrage d'appui. Il n'impose pas d'encastrement en rotation : les rotations restent libres dans les modèles d'appuis simples et de poutres continues utilisés ci-après.

Nuance et état des aciers existants La connaissance de la nuance des aciers est déterminante pour choisir et justifier les renforcements. La désignation IPE déduite de la largeur des semelles ne suffit à garantir une nuance moderne. Les hypothèses de résistance de la note doivent être confrontées à des essais représentatifs des différentes familles de solives : relevés géométriques, épaisseurs résiduelles, essais de traction et identification métallurgique. L'analyse de la composition, notamment du carbone, et l'examen du métal ancien précèdent la qualification du soudage des plats neufs.

Sols, fondations et reprises en sous-œuvre des caves Les cloisons en briques des caves sont chargées par les solives et, localement, par les nouvelles poutres de reprise. Leur assise ne peut être assimilée sans reconnaissance à une fondation apte à ces efforts. Des fouilles ponctuelles et des sondages géologiques et géotechniques sont à réaliser avant les reprises en sous-œuvre. Ils préciseront les terrains, les remblais, l'eau, les fondations voisines, les niveaux d'assise, la résistance du sol et les tassements. Le dimensionnement définitif inclura les charges réparties et concentrées, le poids des ouvrages et les situations provisoires d'étaiement.

Corrosion et reconnaissance des têtes dans les caves Les solives présentant des traces de corrosion ou des altérations de leurs appuis feront l'objet d'un dégagement, d'un nettoyage contrôlé et d'un relevé des pertes de section. Les deux têtes encastrées dans les maçonneries des éléments les plus dégradés sont à sonder en priorité, même lorsqu'une seule extrémité paraît atteinte. Les investigations sont étendues aux zones humides et aux familles comparables. Les réparations ou renforcements locaux nécessaires sont prévus sous le repère C-08 : reconstitution de l'appui, renfort du profil résiduel ou reprise indépendante, suivant le diagnostic et le calcul d'exécution. Une protection anticorrosion seule ne restitue pas la section perdue.

Les fonds architecturaux de ce chapitre sont dépourvus d'interventions structurelles. Le repérage du projet figure dans les planches SYN-01 à SYN-03 ; les reconnaissances dans SON-01 et SON-02 ; les dispositions et séquences d'exécution dans PHA-01/PHA-02.

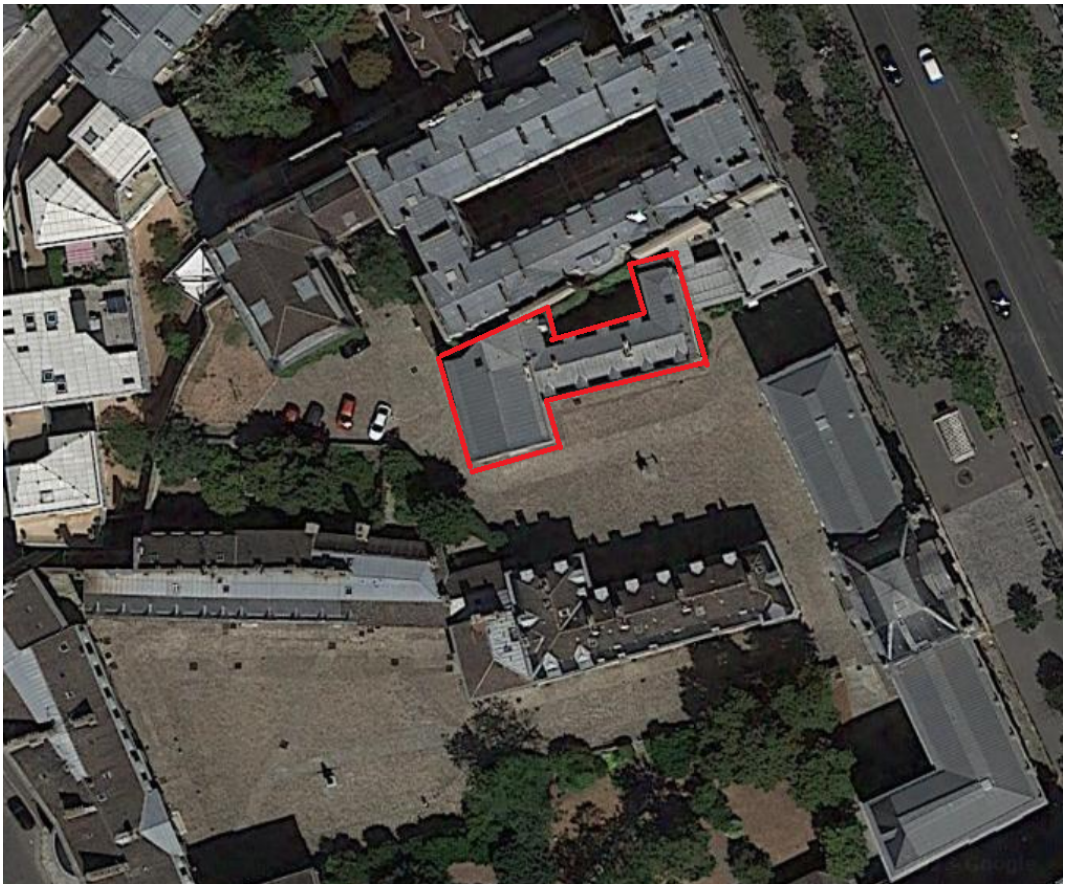


Figure 1.1 – Localisation de l'aile Chabrol



Figure 1.2 – Vue de l'aile Chabrol (photo : agence Arch-R)

L'aile Chabrol est composée de deux parties :
— une aile basse (logements) ;
— une aile haute (cour de dessin).

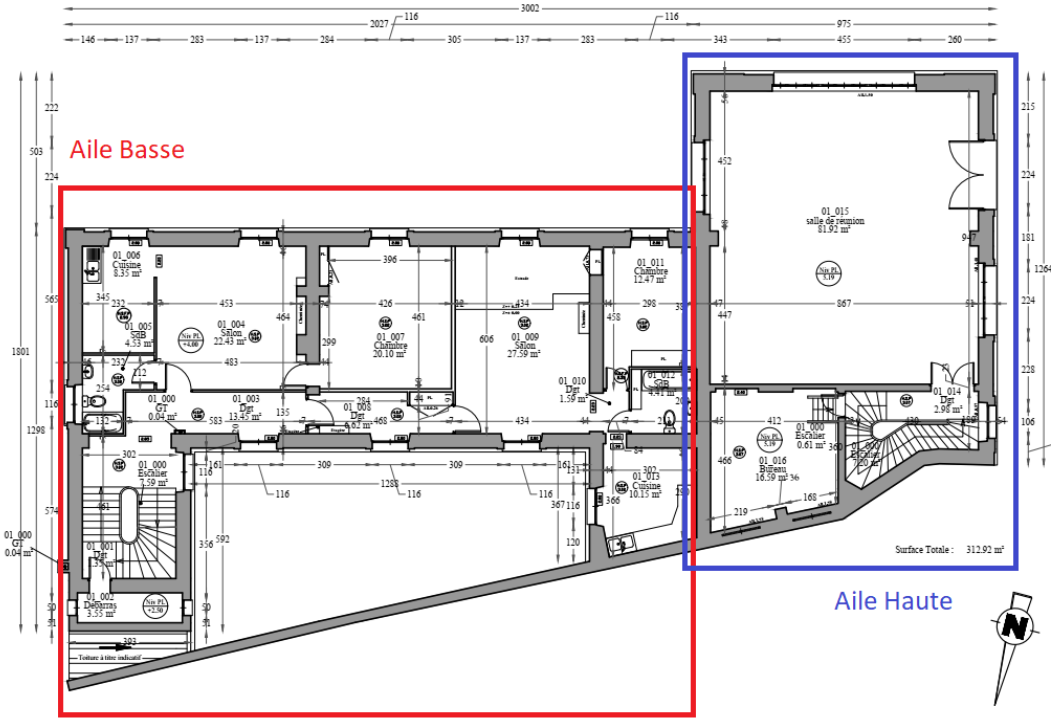


FIGURE 1.3 – Plan de l'aile Chabrol : RDC et R+1 (plan : agence Arch-R)

L'aile basse est un bâtiment $R+2$ comportant un niveau de caves.

Les interventions concernent l'aile basse.

La structure porteuse verticale du bâtiment est en pierre de taille. Des sondages sur les murs des caves montrent des blocs en pierre calcaire de bonne qualité.

Des sondages ont été réalisés dans le plafond des caves ainsi que dans les planchers du $R+1$ et du $R+2$ afin de mieux comprendre leur composition et de permettre une évaluation de leur résistance mécanique.

Les planchers du RDC sont constitués de voûtains en briques creuses entre poutrelles métalliques. Une couche de goudron et de sable a été appliquée sur leur face supérieure. Le revêtement de sol est un parquet posé sur des lambourdes reposant directement sur cette couche.

Les planchers du $R+1$ et du $R+2$ sont principalement constitués d'un solivage en poutrelles métalliques espacées d'environ $80cm$ et disposées perpendiculairement à la façade principale. La portée entre les murs de façade est de $6m$. Les solives présentent généralement une semelle de $55mm$ de largeur, correspondant à un profilé IPE 100.

Font exception les poutres des planchers adjacents à l'aile haute, disposées parallèlement à la façade de la cour. Leur portée est réduite à $3m$, et leur semelle présente une largeur d'environ $45mm$, correspondant à un profilé IPE 80.

Un hourdis en plâtre mêlé de chaux et de sable, d'une épaisseur variant entre $5cm$ et $8cm$, sert de support aux augets de fixation des lambourdes.

Les lambourdes ne sont pas toujours disposées perpendiculairement aux solives en acier. Dans ces zones, la charge d'exploitation du plancher est directement transférée à l'aire en plâtre, qui devient alors un élément porteur principal.

À ce jour, il n'existe pas de normes permettant de calculer et de garantir la capacité portante en flexion d'un panneau de plâtre utilisé comme dalle de plancher.

Pour ces portions de plancher, on considère que les charges sont toujours reprises par les solives en acier. Cette hypothèse implique une intervention visant à modifier l'orientation des lambourdes.

Globalement, les planchers sont raides et ne présentent pas de défaillances de nature structurelle.

Ce constat d'aspect et de comportement ressenti ne constitue pas, à lui seul, une justification de capacité sous les nouvelles charges. La conservation des ouvrages est liée aux reconnaissances, aux renforcements et aux dispositions d'appui décrits dans la suite de la note.

Les figures suivantes présentent les plans de l'état projeté et indiquent la nouvelle disposition des pièces et des espaces.

1.1 Caves

Les cloisons des caves sont en briques pleines et présentent une épaisseur de $10cm$.



Figure 1.4 – Cloisons des caves

Les cloisons reposent probablement directement sur le sol, sans véritable fondation.

Les poutres en acier sont ancrées dans la maçonnerie principale du bâtiment ; la présence des cloisons réduit la portée des poutrelles.

Ces cloisons ont probablement été mises en place ultérieurement, mais elles participent aujourd'hui à la capacité portante des planchers.

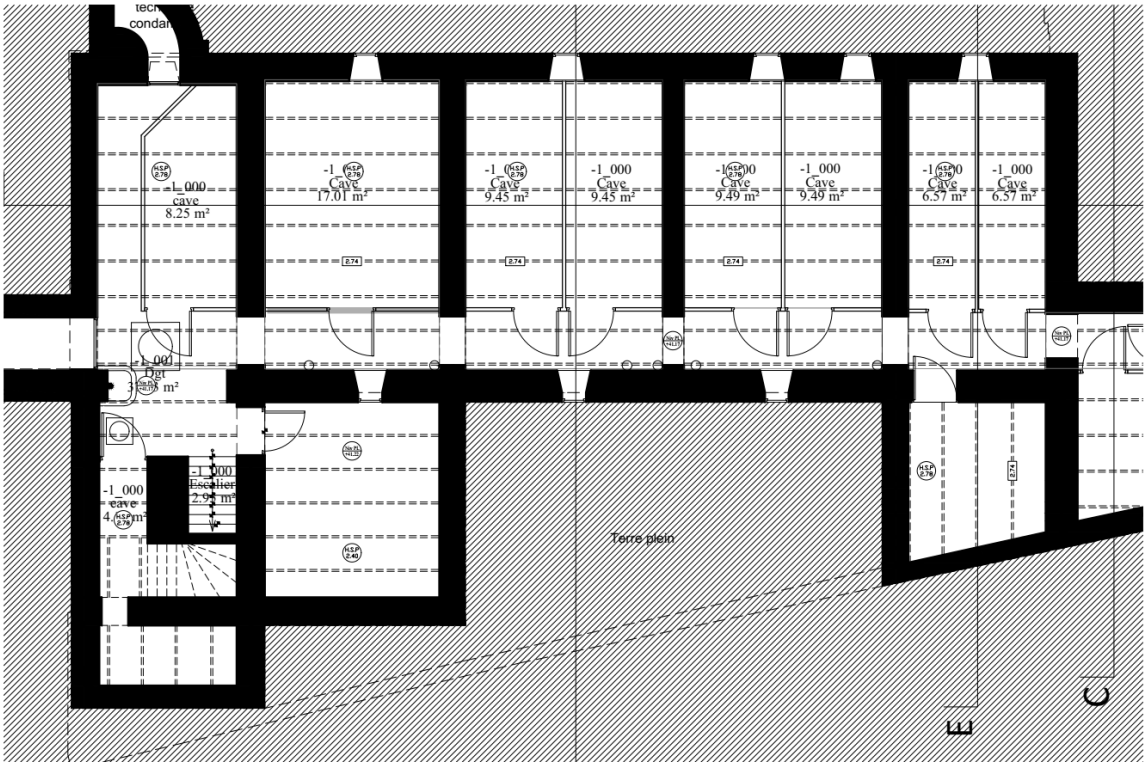


Figure 1.5 – Fond architectural des caves, sans interventions structurelles (ARCH-R). Voir la planche SYN-01 au chapitre 6.

Le fond architectural ci-dessus est présenté sans interventions structurelles. Les reprises des caves, leurs appuis et les fondations associées sont repérés sur la planche SYN-01, intégrée au chapitre 6.

Dans les calculs, les cloisons sont considérées comme des éléments structuraux servant d'appuis aux solives du plancher du RDC.

Les charges à considérer sont :

— poids propre des voûtains du plancher ;
— poids propre de la couche de goudron et de sable ;
— poids propre du revêtement en parquet ;
— charges d'exploitation ;
— charges ponctuelles des vitrines d'exposition.

Ces dernières charges ne sont pas encore connues. La taille des vitrines, leur emplacement et leur poids devront faire l'objet d'une étude spécifique.

1.2 RDC

Le projet prévoit de rétablir la configuration d'origine des espaces, avec un grand espace ouvert au RDC.

Les cloisons intermédiaires des chambres sont donc démolies, et l'ouverture d'un passage dans l'axe principal du bâtiment est prévue.

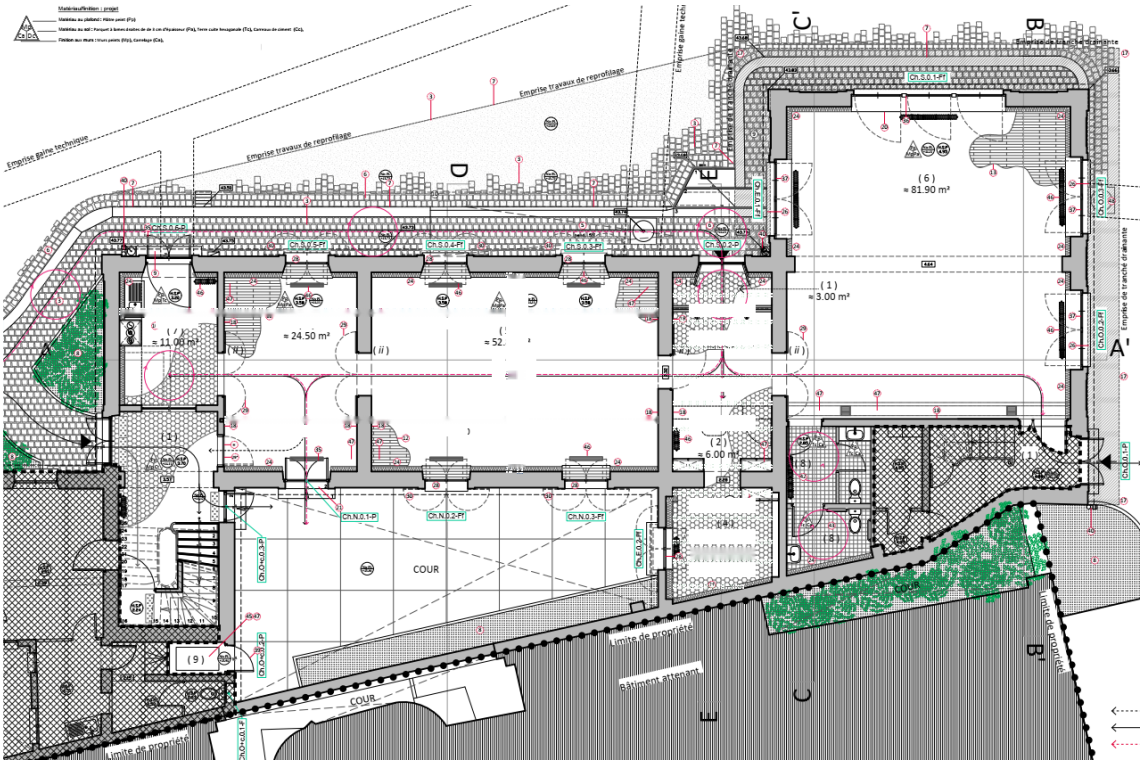


Figure 1.6 – Fond architectural du RDC, sans interventions structurelles (ARCH-R). Voir la planche SYN-02 au chapitre 8.

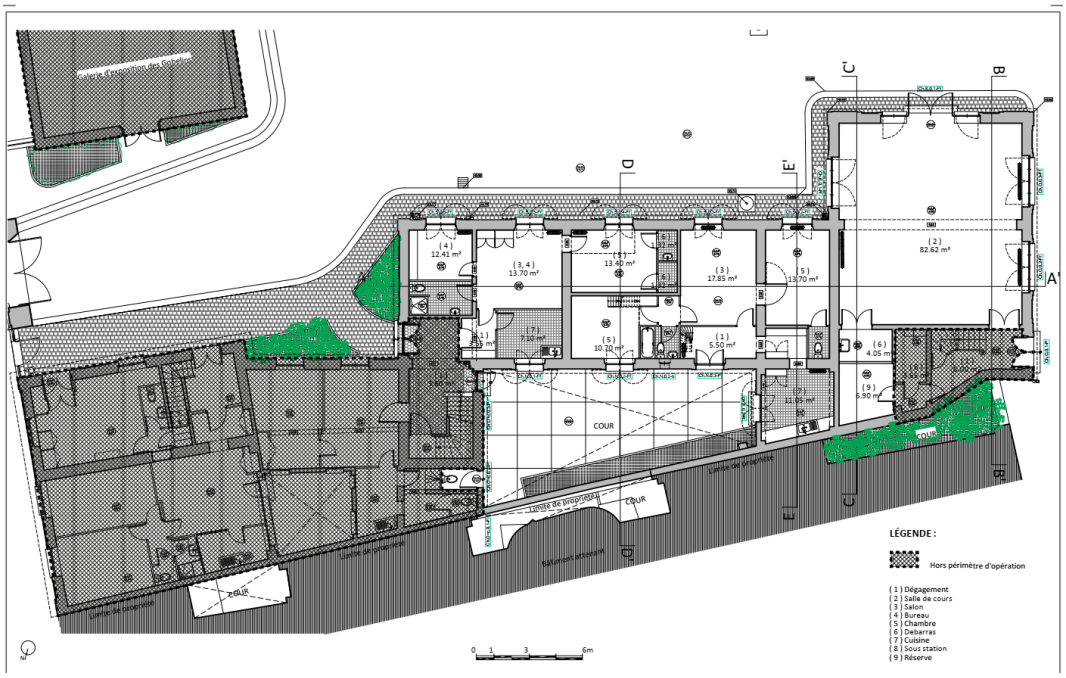


Figure 1.7 – Plan du RDC dans son état existant (plan : agence Arch-R)

La démolition des cloisons conduit les poutrelles du plancher bas du R+1 à franchir une portée de $l = 6.06m$.

Les charges à considérer sont :

— poids propre du plancher (poutrelles en acier avec remplissage en plâtre d'une épaisseur d'environ $t = 8cm$) ;
— revêtement de sol (parquet et lambourdes) ;
— charges localisées des cloisons et des cheminées ;
— aménagements ;
— charges d'exploitation des bureaux.

Le fond architectural du RDC est présenté sans renforts. Les poutres longitudinales et transversales portant le R+1 sont identifiées sur la planche SYN-02, intégrée au chapitre 8 ; le phasage de démolition figure sur PHA-01.

1.3 R+1

Le projet ne prévoit pas d'interventions majeures concernant la disposition des espaces existants au niveau R+1.

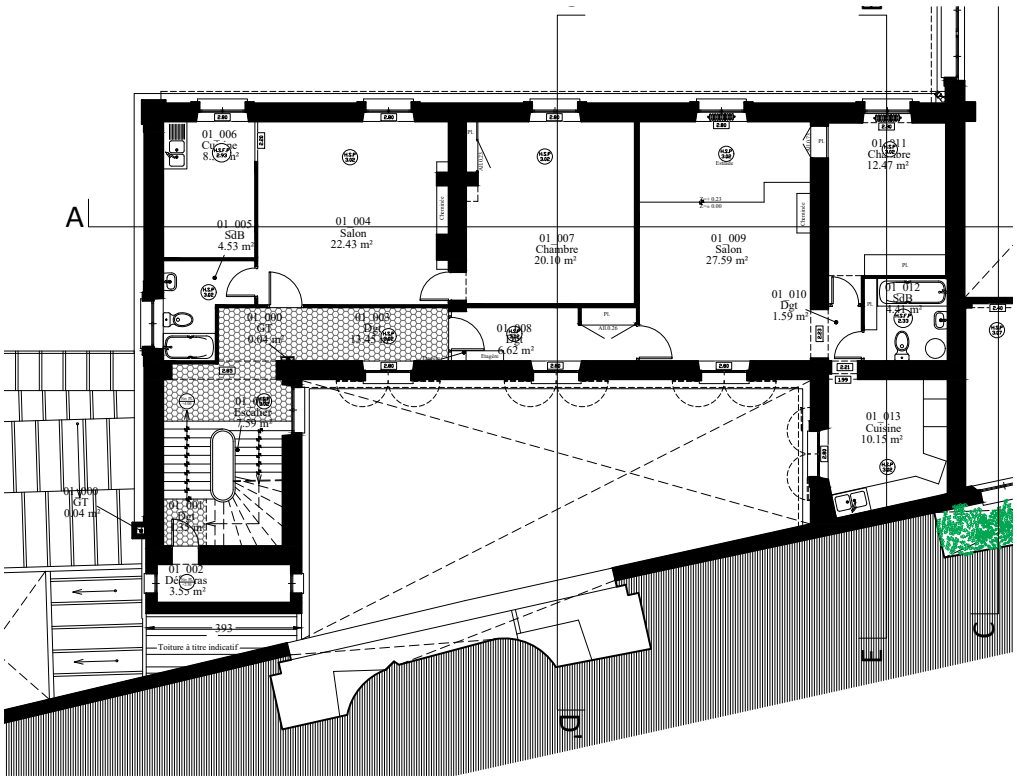


Figure 1.8 – Fond architectural du R+1, sans interventions structurelles (ARCH-R). Voir la planche SYN-03 au chapitre 7.

Le plan ci-dessus est un fond architectural du R+1 sans interventions structurelles. La planche SYN-03, intégrée au chapitre 7, repère les renforts du plancher bas du R+2 et la désolidarisation de la cloison du R+1, figurée en projection.

La cloison du couloir R+1 sert d'appui aux solives du R+2. Ce mur est réalisé en pan de bois et en plâtre ; une concentration d'efforts au droit des appuis des poutres risque donc de provoquer sa fissuration.

Pour cette raison, on renforce les solives existantes et on les désolidarise de la cloison avec un joint souple qui permet un mouvement relatif vertical entre les deux éléments.

1.4 R+2

Les interventions au R+2 ne prévoient ni modification des espaces ni changement des charges applicables.

Les locaux conservent leur usage de bureaux, avec une charge d'exploitation de $2.5 kPa$.

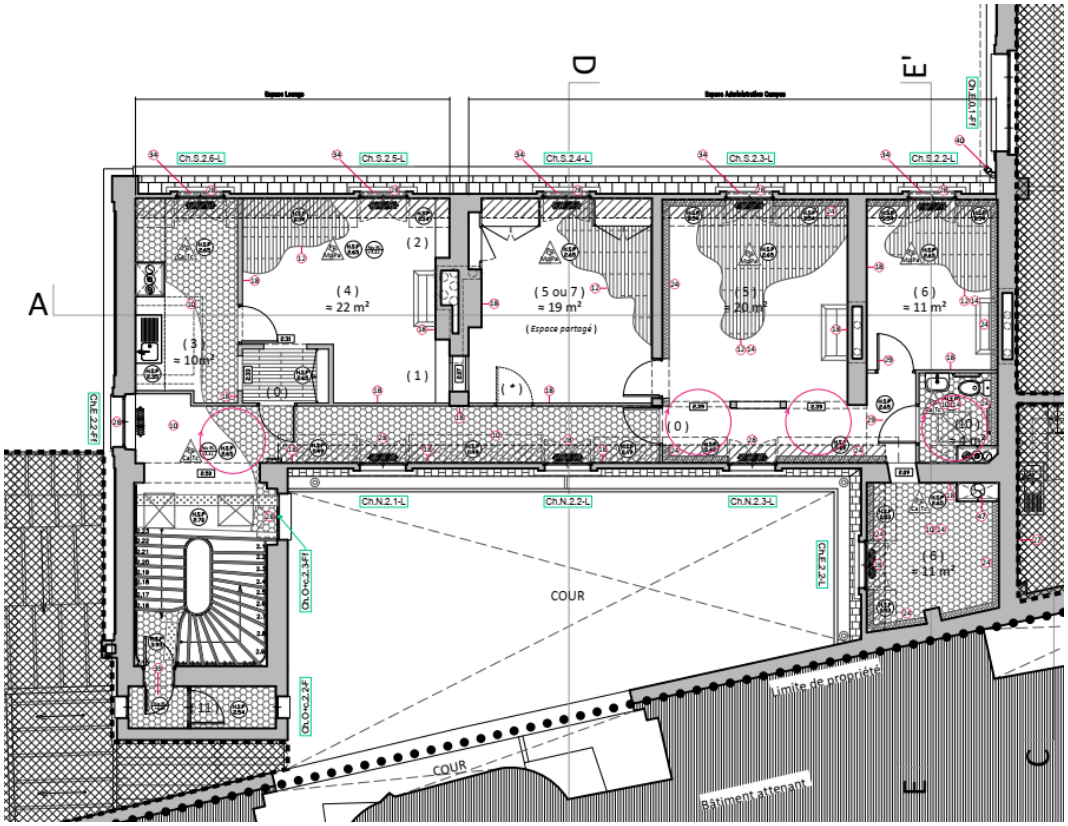


Figure 1.9 – Plan du R+2 (extrait du plan ARCH-R)

Le plancher haut du R+2 correspond à la charpente de la toiture ; aucune intervention n'est prévue à ce stade.

Chapitre 2

Normes de référence

EUROCODES Les calculs sont effectués conformément aux Eurocodes, selon la méthode des états limites. Les normes de référence sont les suivantes :

EUROCODE 0 : BASES DE CALCUL DES STRUCTURES

NF EN 1990/A1 (juillet 2006) Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures.

NF EN 1990/A1/NA (décembre 2007) Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures – Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 :2006.

NF P06-100-2 (juin 2004) Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures – Partie 2 : annexe nationale à l'EN 1990 :2002. 2.2.

EUROCODE 1 : ACTIONS SUR LES STRUCTURES

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 P06-111-2 (juin 2004) Eurocodes – Bases de calcul des structures – Partie 2 : annexe nationale à l'EN 1991-1-1 :2002.

NF EN 1991-1-3 (avril 2004) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-3 : actions générales – Charges de neige.

NF EN 1991-1-3/NA (mai 2007) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-3 : actions générales – Charges de neige – Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 :2004 – Actions générales – Charges de neige.

NF EN 1991-1-4 (novembre 2005) Eurocode 1 : actions sur les structures – Partie 1-4 : actions générales – Actions du vent.

PR NF EN 1991-1-4/NA (Projet) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-4 : actions générales – Actions du vent – Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4 :2005 – Actions générales – Actions du vent.

EUROCODE 3 : CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER

NF EN 1993-1-1 (octobre 2005) Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments.



NF EN 1993-1-1/NA (mai 2007) Eurocode 3 : calcul des structures en acier – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments – Annexe nationale à la NF EN 1993-1-1 :2005 – Règles générales et règles pour les bâtiments.



Chapitre 3

Méthode de calcul aux états limites

La valeur de calcul d'une action est déterminée conformément à la norme EN 1990-2002. La valeur de calcul d'une action (Fd) est estimée directement ou déduite de la valeur représentative de l'action en utilisant l'équation suivante :

$$F_d = \gamma_F F_{rep}$$

avec

$$F_{rep} = \psi F_k$$

Pour la vérification des états limites de la structure (STR) et géotechniques (GEO), on doit appliquer les ensembles de facteurs partiels A1 ou A2 sur les actions (γ_F) ou les effets des actions (γ_E) :

— γ_G pour les actions permanentes favorables ou défavorables ;
— γ_Q pour les actions variables défavorables ou favorables.

Tableau A.3 — Facteurs partiels pour les actions (γ_F) ou les effets des actions (γ_E)

Action		Symbole	Ensemble	
			A1	*A2*
Permanente	Défavorable	γ_G	1,35	1,0
	Favorable		1,0	1,0
Variable	Défavorable	γ_Q	1,5	1,3
	Favorable		0	0

Figure 3.1 – Facteurs partiels γ sur les actions

Tableau A1.1 — Valeurs recommandées des coefficients ψ pour les bâtiments

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1.1) :			
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 kN et 160 kN	0,7	0,5	0,3
Catégorie H : toits	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) [a] :			
Finlande, Islande, Norvège, Suède	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude H > 1 000 m a.n.m.	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude H ≤ 1 000 m a.n.m.	0,50	0,20	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTE Les valeurs des coefficients ψ peuvent être données dans l'Annexe Nationale.

a) Pour des pays non mentionnés dans ce qui suit, se référer aux conditions locales appropriées.

Figure 3.2 – Coefficients ψ pour les bâtiments

Le dimensionnement de la structure est réalisé selon la méthode des états limites. Les états limites analysés sont présentés ci-après.

3.1 États limites ultimes

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure et, plus généralement, aux déformations susceptibles de mettre en péril la sécurité des usagers. Les actions exercées sur la structure sont prises à leur valeur nominale, puis pondérées par un coefficient de sécurité. Aux états limites ultimes, on vérifie que les contraintes restent inférieures à la résistance du matériau. Les combinaisons de charges correspondantes sont définies par la formule suivante :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{j1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

où :
- $G_{k,i}$ = actions permanentes
- $Q_{k,1}$ = actions variables
- $Q_{k,i}$ = autres actions variables
- $\gamma_{G,j}$ = coefficients partiels de sécurité pour les actions permanentes
  - $\gamma_{G,j} = 1.35$ pour les effets défavorables
  - $\gamma_{G,j} = 1.0$ pour les effets favorables
- $\gamma_{Q,j}$ = coefficients partiels de sécurité pour les actions variables
  - $\gamma_{Q,j} = 1.5$ pour les effets défavorables
  - $\gamma_{Q,j} = 0$ pour les effets favorables
- $\psi_{0,i}$ = coefficients de combinaison



3.2 États limites de service

Les exigences de performance à satisfaire aux états limites de service peuvent être définies par le maître d'ouvrage en accord avec la maîtrise d'œuvre.

Il est important que les limites imposées soient compatibles avec le bon fonctionnement des structures et avec leur usage.

Les états limites de service concernent l'exploitation de l'ouvrage et non la sécurité structurale.

Dans les structures anciennes, les limites « classiques » peuvent être assouplies afin d'éviter des interventions lourdes sur le bâtiment.

Dans les calculs suivants, les valeurs acceptables de ces critères de performance seront définies au cas par cas.

On distingue trois combinaisons pour les états limites de service :

3.2.1 Combinaison caractéristique

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{j1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

3.2.2 Combinaison fréquente

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3.2.3 Combinaison quasi permanente

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Chapitre 4

Hypothèses sur les matériaux

4.1 Aciers

4.1.1 Aciers existants

À ce stade, aucun résultat d'essai de résistance n'est disponible pour les matériaux existants. Les planchers sont constitués d'un solivage en poutrelles métalliques avec un remplissage en hourdis de plâtre massif.

Les lambourdes supportant le parquet sont disposées tantôt perpendiculairement, tantôt parallèlement aux solives.

Pour les premiers calculs, une nuance normalisée $S235$ est retenue. Cette nuance d'acier correspond à la plus faible résistance des profilés de production industrielle. Les propriétés mécaniques retenues sont les suivantes :

- Limite d'élasticité pour les épaisseurs $t \leq 40mm$ $f_y = 235N/mm^2$
- Limite d'élasticité pour les épaisseurs $t > 40mm$ $f_y = 215N/mm^2$
- Résistance ultime à la traction $f_u = 360N/mm^2$
- Module d'élasticité $E = 200.000N/mm^2$
- Coefficient de Poisson $\nu = 0.25$
- Coefficient de dilatation thermique linéaire $\alpha = 12x10^{-6}1/°C$
- Masse volumique $\rho = 7850kg/m^3$

Les vérifications sont effectuées en considérant, d'une part, la nuance $S235$ et, d'autre part, une contrainte « admissible » réduite, égale à :

$$\boldsymbol{\sigma_{adm} = 160MPa}$$

Les autres valeurs sont conservées.

Cette réduction tient compte des aléas de fabrication des profilés ainsi que des incertitudes sur les dimensions exactes des membrures et sur la composition de leur alliage.

Si des résultats d'essais deviennent disponibles, les valeurs de résistance seront mises à jour.

4.1.2 Aciers neufs

Les nouvelles structures et les renforcements seront réalisés en acier S355, avec les caractéristiques suivantes :

— Limite d'élasticité pour les épaisseurs $t \leq 40mm$ $f_y = 355N/mm^2$
— Limite d'élasticité pour les épaisseurs $t > 40mm$ $f_y = 355N/mm^2$
— Résistance ultime à la traction $f_u = 510N/mm^2$
— Module d'élasticité $E = 210.000N/mm^2$
— Coefficient de Poisson $\nu = 0.3$
— Coefficient de dilatation thermique linéaire $\alpha = 12x10^{-6}1/°C$
— Masse volumique $\rho = 7850kg/m^3$

Note de vérification N-02 — La valeur de limite d'élasticité S355 annoncée au-delà de 40 mm ne peut être appliquée sans limite d'épaisseur ni référence au produit. La résistance doit être prise selon l'épaisseur, la norme de fourniture et le certificat du produit. Cette observation ne change pas les épaisseurs de plats et platines de 8 à 20 mm prévues dans le projet. Référence de contrôle : ArcelorMittal, Orange Book, « Explanatory notes for long products », consulté le 11 septembre 2026.

4.1.3 Boulons 8.8

Les boulons utilisés pour les nouveaux assemblages seront de classe 8.8 et présenteront des caractéristiques conformes aux normes EN ISO 4016 :2002 et EN 5592 :1968.

	Résistance normale			Haute résistance	
Vis	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Écrous	4	5	6	8	10

Table 4.1 – Classes de résistance

Les limites d'élasticité f_{yb} et les résistances à la rupture f_{tb} sont indiquées dans le tableau suivant :

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(MPa)$	240	300	480	640	900
$f_{tb}(MPa)$	400	500	600	800	1000

Table 4.2 – Résistances

4.1.4 Coefficients de sécurité pour les structures en acier existantes et neuves

L'évaluation structurale des constructions existantes et le dimensionnement des renforcements sont effectués selon la méthode des états limites. Le site de l'ouvrage n'est pas considéré comme sismique. Les coefficients de sécurité adoptés sont les suivants :

— Résistance des sections transversales de classe 1, 2 ou 3 $\gamma_{M0} = 1.0$
— Résistance des sections transversales de classe 4 $\gamma_{M1} = 1.0$
— Résistance des membrures à l'instabilité $\gamma_{M1} = 1.0$
— Résistance de la section nette au droit des trous $\gamma_{M2} = 1.25$

4.1.5 Résistance de calcul de l'acier

Pour l'acier existant, la contrainte limite retenue est égale à :

$$\boldsymbol{f_{ydEx} = \frac{\sigma_{adm}}{\gamma_{M0}} = \frac{160}{1.0} = 160MPa}$$

Pour les structures de renfort et les nouvelles poutres, la résistance de calcul est égale à :

$$\mathbf{f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1.0} = 355MPa}$$

4.2 Maçonneries existantes

On considère que les briques constituant les maçonneries ont été fabriquées sans contrôle de qualité du producteur. Cette hypothèse est retenue compte tenu de l'ancienneté du bâtiment et de l'absence d'informations complémentaires sur la fabrication des éléments de maçonnerie. Conformément aux normes EN 771-1 à 771-6, la catégorie I concerne les éléments dont la résistance à la compression est certifiée, avec une probabilité de ne pas atteindre cette résistance qui ne dépasse pas 5%. Les éléments de catégorie II sont ceux qui ne satisfont pas aux prescriptions de la catégorie I.

Les briques sont donc classées en catégorie II.

Selon le tableau 3.1 de l'Eurocode 6, les briques pleines sont classées dans le groupe 1.

Tableau 3.1 — Prescriptions géométriques relatives aux Groupes d'éléments de maçonnerie

	Matériaux et limites applicables aux éléments de maçonnerie							
	Groupe 1 (tous matériaux)		Groupe 2		Groupe 3		Groupe 4	
		Éléments	Alvéoles verticales				Alvéoles horizontales	
Volume de toutes les alvéoles (% du volume brut)	≤ 25	terre cuite	> 25 ; ≤ 55		≥ 25 ; ≤ 70		> 25 ; ≤ 70	
		silico-calcaire	> 25 ; ≤ 55		non utilisé		non utilisé	
		Béton [b]	> 25 ; ≤ 60		> 25 ; ≤ 70		> 25 ; ≤ 50	
Volume de n'importe quelle alvéole (% du volume brut)	≤ 12,5	terre cuite	chacune des alvéoles multiples ≤ 2 trous de préhension jusqu'à un total de 12,5		chacune des alvéoles multiples ≤ 2 trous de préhension jusqu'à un total de 12,5		chacune des alvéoles multiples ≤ 30	
		silico-calcaire	chacune des alvéoles multiples ≤ 15 trous de préhension jusqu'à un total de 30		non utilisé		non utilisé	
		béton [b]	chacune des alvéoles multiples ≤ 30 trous de préhension jusqu'à un total de 30		chacune des alvéoles multiples ≤ 30 trous de préhension jusqu'à un total de 30		chacune des alvéoles multiples ≤ 25	
Valeurs déclarées des épaisseurs des parois internes (ou cloison) et externes (mm)	Pas de prescription		paroi interne	paroi externe	paroi interne	paroi externe	paroi interne	paroi externe
		terre cuite	5	8	3	6	6	8
		silico-calcaire	5	10	non utilisé		non utilisé	
		béton [b]	15	18	15	15	20	20
Valeur déclarée de l'épaisseur cumulée [a] des parois internes et externes (% de la largeur totale)	Pas de prescription	terre cuite	≥ 16		≥ 12		≥ 16	
		silico-calcaire	≥ 20		non utilisé		non utilisé	
		béton [b]	≥ 18		≥ 15		≥ 45	

a) L'épaisseur cumulée est l'épaisseur des parois internes et externes, mesurée horizontalement à travers l'élément perpendiculairement à la face de parement du mur. La vérification doit être considérée comme un essai de qualification et doit uniquement être répétée dans le cas de modifications principales des dimensions de calcul des éléments.

b) Dans le cas d'alvéoles coniques ou d'alvéoles circulaires, utiliser la valeur moyenne de l'épaisseur des parois internes et externes.

Figure 4.1 – Groupes d'éléments de maçonnerie

4.2.1 Briques

Pour les briques creuses, on retient une masse volumique égale à :

$$\rho = 650 \frac{kg}{m^3}$$

Pour la maçonnerie pleine, on retient une masse volumique égale à :

$$\rho = 1500 \frac{kg}{m^3}$$

4.2.2 Mortier

Le mortier utilisé est un mortier d'usage courant préparé sur chantier. Les sondages ont mis en évidence un mortier de qualité moyenne. On retient une classe de résistance M5, légèrement supérieure à la classe minimale M2,5.

4.3 Coefficients de sécurité pour la maçonnerie existante

La valeur du coefficient partiel des matériaux γ_M, à utiliser aux états limites ultimes, peut être déterminée à partir du tableau suivant :

Matériau		γ_M				
		Classe				
		1	2	3	4	5
	Maçonnerie constituée de :					
A	Éléments de Catégorie I, mortier performanciel [a)]	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Éléments de Catégorie I, mortier de recette [b)]	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	Éléments de Catégorie II, tout mortier [a), b), e)]	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
D	Ancrage d'acier d'armature	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E	Acier d'armature et de précontrainte	1,15				
F	Composants accessoires [c), d)]	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
G	Linteaux conformes à l'EN 845-2	1,5 à 2,5				

a) Les prescriptions relatives aux mortiers performanciels sont données dans l'EN 998-2 et l'EN 1996-2.
b) Les prescriptions relatives aux mortiers de recette sont données dans l'EN 998-2 et l'EN 1996-2.
c) Les valeurs déclarées sont des valeurs moyennes.
d) Les bandes de coupure de capillarité sont supposées être couvertes par les ouvrages en maçonnerie γ_M.
e) Lorsque le coefficient de variation applicable aux éléments de Catégorie II n'est pas supérieure à 25 %.

Figure 4.2 – Coefficient de sécurité

Pour la classe 1 et le matériau de type C, le coefficient de sécurité retenu est :

$$\gamma_M = 2.0$$

4.4 Résistance de calcul

4.4.1 Briques pleines

La résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie peut être prise égale à $f_{k,s}$, c'est-à-dire la résistance caractéristique à la compression déterminée au moyen d'une méthode simplifiée. On retient une résistance caractéristique à la compression minimale des briques

$$f_b = 4MPa$$

Éléments en terre cuite du Groupe 1

f_b [N/mm^2]	Mortier d'usage courant				Joint mince	Mortier léger		
	M2,5	M5	M10	M20		M2,5	M5	M10
2	1,2	1,4	1,4	1,4	1,4	0,6	0,7	0,7
4	1,9	2,4	2,7	2,7	2,4	1,0	1,3	1,5
6	2,5	3,1	3,8	4,1	3,4	1,4	1,7	2,1
8	3,1	3,8	4,7	5,4	4,4	1,7	2,1	2,6
10	3,6	4,5	5,5	6,8	5,3	2,0	2,4	3,0
12	4,1	5,1	6,2	7,7	6,2	2,2	2,8	3,4
16	5,0	6,2	7,6	9,4	7,9	2,8	3,4	4,2
20	5,9	7,3	8,9	11,0	9,6	3,2	4,0	4,9
25	6,9	8,5	10,4	12,9	11,6	3,8	4,6	5,7
30	7,8	9,6	11,9	14,6	13,5	4,3	5,3	6,5
50	11,2	13,8	17,0	20,9	20,9	6,1	7,5	9,3
75	14,9	18,3	22,5	27,7	20,9	8,1	10,0	12,3

Figure 4.3 – Résistance caractéristique à la compression f_{ks} de la maçonnerie

La résistance caractéristique à la compression est égale à :

$$f_{ks} = 2.4MPa$$

La résistance de calcul à la compression de la maçonnerie est obtenue en divisant la valeur caractéristique normalisée f_b par le coefficient de sécurité des matériaux γ_M. Elle est égale à :

$$f_{bd} = \frac{2.4}{2.0} = 1.2\,MPa$$

Note de vérification N-03 — La division 2,4/2,0 donnant 1,2 MPa est correcte. Dans la phrase qui la précède, le numérateur est la résistance caractéristique de la maçonnerie fks et non celle de la brique fb. La classe de mortier M5, la classe d'exécution retenue pour le coefficient partiel et les résistances supposées doivent être justifiées par

les reconnaissances. La valeur obtenue pour la maçonnerie de briques ne caractérise pas automatiquement les murs de façade en pierre recevant les empochements ; leurs appuis sont à vérifier sur le support réellement reconnu.

Chapitre 5

Analyse des charges

5.1 Charges permanentes

Les charges permanentes à prendre en compte sont :
— le poids propre des revêtements de sol et du mobilier, soit environ $0.3kPa$;
— le poids du remplissage en plâtre massif, pour une épaisseur d'environ $8cm$ et une masse volumique de $\rho = 1450kg/m^3$, soit $1.16kPa$;
— le poids des voûtains en briques creuses, pour une épaisseur moyenne de $11cm$ et une masse volumique de $\rho = 650kg/m^3$, soit $0.715kPa$;
— le poids de la couche de goudron sur les voûtains du RDC, soit environ $0.3kPa$.

Total des charges permanentes des planchers :

$$DL_{tot} = 1.46kPa$$

Total des charges permanentes du plancher du RDC :

$$DL_{totRDC} = 1.315kPa$$

5.2 Planchers

Les surfaces des bâtiments résidentiels, sociaux, commerciaux ou administratifs sont classées selon leur usage spécifique, comme indiqué dans le tableau suivant :

Catégorie	Usage spécifique	Exemples
A	Habitation, résidentiel	Pièces des bâtiments et maisons d'habitation ; chambres et salles des hôpitaux ; chambres d'hôtels et de foyers ; cuisines et sanitaires.
B	Bureaux	
C	Lieux de réunion (à l'exception des surfaces des catégories A, B et D)	C1 : Espaces équipés de tables, etc., par exemple : écoles, cafés, restaurants, salles de banquet, salles de lecture, salles de réception. C2 : Espaces équipés de sièges fixes, par exemple : églises, théâtres ou cinémas, salles de conférence, amphithéâtres, salles de réunion, salles d'attente. C3 : Espaces ne présentant pas d'obstacles à la circulation des personnes, par exemple : salles de musée, salles d'exposition, etc. et accès des bâtiments publics et administratifs, hôtels, hôpitaux, gares. C4 : Espaces permettant des activités physiques, par exemple : dancings, salles de gymnastique, scènes. C5 : Espaces susceptibles d'accueillir des foules importantes, par exemple : bâtiments destinés à des évènements publics tels que salles de concert, salles de sport y compris tribunes, terrasses et aires d'accès, quais de gare.
D	Commerces	D1 : Commerces de détail courants. D2 : Grands magasins.

Table 5.1 – Catégories des planchers

Les surfaces relevant de ces catégories sont dimensionnées à partir des valeurs caractéristiques q_k (charge uniformément répartie) et Q_k (charge concentrée) indiquées dans le tableau ci-dessous :

Catégorie de la surface chargée	q_k[kPa]	Q_k[kN]
Catégorie A		
- Planchers	1.5	2.0
- Escaliers	2.5	2.0
- Balcons	3.5	2.0
Catégorie B	2.5	4.0
Catégorie C		
C1	2.5	3.0
C2	4.0	4.0
C3	4.0	4.0
C4	5.0	7.0
C5	5.0	4.5
Catégorie D		
D1	5.0	5.0
D2	5.0	7.0

Table 5.2 – Charges d'exploitation des planchers

Pour le R+1 et le R+2, un usage de bureaux est retenu ; la charge d'exploitation est donc égale à :

$$\boldsymbol{q_k = 2.5kPa}$$

Pour le RDC, destiné à la matériauthèque, la catégorie C3 est retenue, avec une charge d'exploitation égale à :

$$\boldsymbol{q_k = 4.0kPa}$$

La charge concentrée à considérer pour les vérifications locales sur une surface de $50 \times 50mm$ est égale à :

$$Q_k = 4.0kN$$

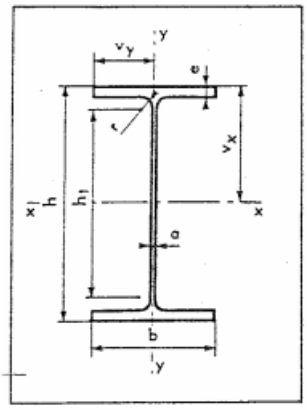
Chapitre 6

Portée et renforcement des poutres métalliques des planchers hauts des caves

6.1 Solives IPE 100

La résistance des poutres, et donc la charge admissible, dépend de la nuance de l'acier, de la portée et du schéma statique.

Les caractéristiques mécaniques des poutrelles métalliques, déduites de la largeur mesurée des semelles ($46mm$ et $55mm$, respectivement), sont présentées ci-dessous.



Norme de référence :
NF A 45-205 (août 1962).

Profils	Dimensions						Masse par mètre P	Section A	Surface de peinture	
	h	b	a	e	r	Partie droite de l'âme h_1				
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg	cm²	m²/m	m²/t
80	80	46	3,8	5,2	5	60	6,0	7,64	0,329	54,8
100	100	55	4,1	5,7	7	75	8,1	10,3	0,401	49,5
120	120	64	4,4	6,3	7	93	10,4	13,2	0,474	45,6
140	140	73	4,7	6,9	7	112	12,9	16,4	0,550	42,6
160	160	82	5,0	7,4	9	127	15,8	20,1	0,622	39,4
180	180	91	5,3	8,0	9	146	18,8	23,9	0,698	37,1
200	200	100	5,6	8,5	12	159	22,4	28,5	0,768	34,3
220	220	110	5,9	9,2	12	178	26,2	33,4	0,848	32,4
240	240	120	6,2	9,8	15	190	30,7	39,1	0,921	30,0
270	270	135	6,6	10,2	15	220	36,1	45,9	1,04	28,8
300	300	150	7,1	10,7	15	249	42,2	53,8	1,16	27,5
330	330	160	7,5	11,5	18	271	49,1	62,6	1,25	25,5
360	360	170	8,0	12,7	18	299	57,1	72,7	1,35	23,6
400	400	180	8,6	13,5	21	331	66,3	84,5	1,47	22,2
450	450	190	9,4	14,6	21	379	77,6	98,8	1,61	20,7
500	500	200	10,2	16,0	21	426	90,7	116	1,74	19,2
550	550	210	11,1	17,2	24	468	106	134	1,88	17,7
600	600	220	12,0	19,0	24	514	122	156	2,02	16,6

PROFIL IAP

Figure 6.1 – Profils IAP 1962

Les profilés correspondent à un $IAP80$ ou à un $IPE80$, ainsi qu'à un $IAP100/IPE100$, dont

les dimensions sont presque identiques.

IPE 80

Caractéristique	Valeur
Hauteur de la section	$80mm$
Largeur des semelles	$46mm$
Épaisseur des semelles	$5.2mm$
Épaisseur d'âme	$3.8mm$
Poids propre	$6kg/m$
Aire de la section	$764mm^2$
Moment d'inertie de flexion	$801400mm^4$
Module élastique de section	$20030mm^3$
Module d'élasticité	$200000MPa$
Limite d'élasticité	$160MPa$
Moment résistant ELU	$3.2kNm$

IPE 100

Caractéristique	Valeur
Hauteur de la section	$100mm$
Largeur des semelles	$55mm$
Épaisseur des semelles	$5.7mm$
Épaisseur d'âme	$4.1mm$
Poids propre	$8.1kg/m$
Aire de la section	$1032mm^2$
Moment d'inertie de flexion	$1710000mm^4$
Module élastique de section	$34200mm^3$
Module d'élasticité	$200000MPa$
Limite d'élasticité	$160MPa$
Moment résistant ELU	$5.5kNm$

Table 6.1 – Caractéristiques mécaniques des poutrelles métalliques

Le moment résistant maximal en flexion à l'ELU est calculé en fonction de la contrainte limite $\sigma_{adm} = 160MPa$ ou de la limite d'élasticité $f_{yd} = 235MPa$.

	σ_{adm}	f_{yd}	W	$M_{rd\,160}$	$M_{rd\,235}$
	$[MPa]$	$[MPa]$	$[mm^3]$	$[kNm]$	$[kNm]$
IPE 80	160	235	20030	3.2	4.7
IPE 100	160	235	34200	5.47	8.04

Table 6.2 – Moment résistant des poutres

La charge permanente du RDC est égale à :

$$q_{dl} = 1.315kPa$$

La charge d'exploitation est égale à :

$$q_{ll} = 4.0kPa$$

L'espacement des poutrelles est de

$$i = 80cm$$

$$q_{dl} = 1.315 \cdot 0.8 = 1.1kN/m$$

Le moment positif à mi-portée de la poutre dans son état actuel sans renforcement ni cloison vaut

$$M_{dl} = \frac{q_{dl}L^2}{8} = \frac{1.1 \cdot 4.1^2}{8} = 2.31kNm$$

Le moment positif à $x = 1.05m$ de l'appui vaut

$$M(x)_{dl} = \frac{qx(L-x)}{2} = 1.76, \quad (q = 1.1,\ L = 4.1,\ x = 1.05)\ [kNm]$$

On considère que la charge permanente est déjà reprise par les solives et qu'elle ne peut être réduite ni transférée à la poutre de support, sauf à prévoir un vérinage, dont la mise en œuvre serait complexe.

La déformation actuelle à mi-portée est égale à

$$\delta_{dl} = \frac{5}{384}\frac{qL_{max}^4}{EI} = 11.8, \quad (q = 1.1,\ L_{max} = 4.1,\ E = 200000,\ I = 171)\ [mm]$$

Le moment de calcul à l'ELU vaut

$$M_{sd} = \frac{(1.35 \cdot 1.315 + 1.5 \cdot 4.0) \cdot 0.8 \cdot l^2}{8} = 0.778 \cdot l^2[kNm]$$

Les portées maximales des poutres existantes, modélisées sur 2 appuis simples, sont obtenues en égalant le moment résistant au moment sollicitant.

Poutre	M_{rd}	l_{max}
	kNm	m
IPE 100 $\sigma_{adm} = 160MPa$	5.472	2.65
IPE 100 $f_{yd} = 235MPa$	8.04	3.21
IPE 100 $f_{yd} = 275MPa$	9.4	3.48
IPE 100 $f_{yd} = 355MPa$	12.14	3.95

TABLE 6.3 – Portées des poutres du RDC

En première approche, par mesure de prudence, un renforcement est à prévoir lorsque la portée d'une poutre du RDC dépasse $l_{max} = 2.65m$.

Dans tous les cas, une solive IPE 100 n'est pas suffisante pour une portée de $L = 4.1m$ quelle que soit la nuance d'acier.

Dans l'état actuel, en admettant que les cloisons participent à la reprise des charges, les poutrelles des caves sont vérifiées dans les zones répondant au schéma retenu. Les zones nécessitant une poutre

de reprise sont repérées C-01 à C-03 sur la planche SYN-01 ci-dessous. La continuité des appuis dans les circulations et les locaux annexes est traitée avec ces reprises.

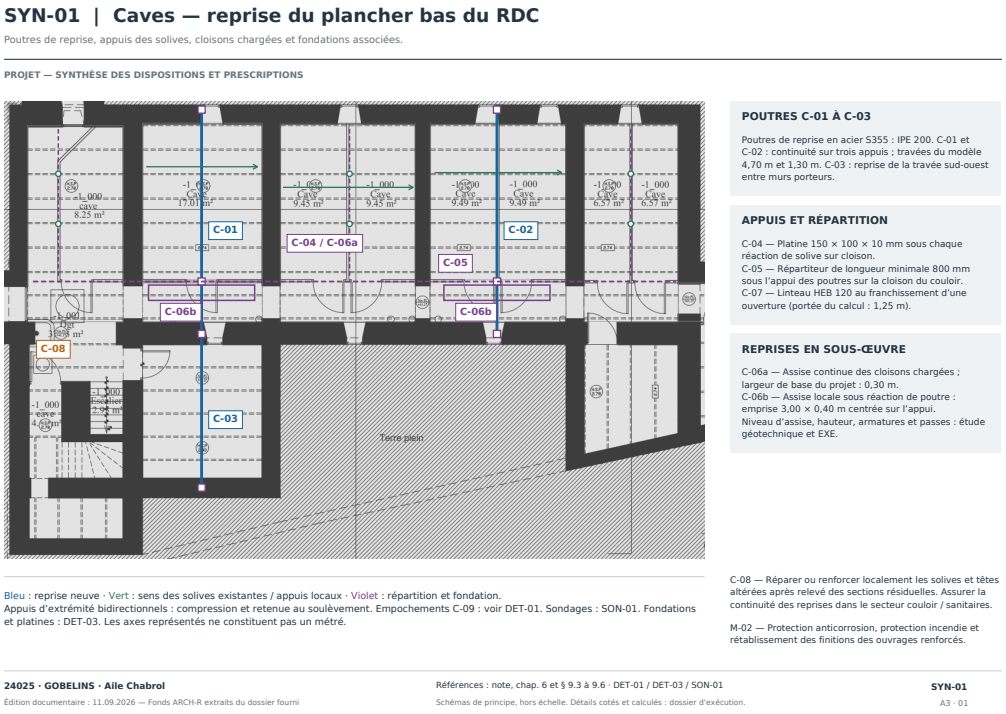


FIGURE 6.2 – SYN-01 — Caves : reprises, appuis et fondations. Reproduction réduite de la planche A3.

Les autres poutres présentent une portée maximale d'environ $l = 2.1m$ avec un schéma de poutre sur 3 appuis, dont l'appui central, raide, est la cloison.

En considérant ce schéma, on ajoute les charges d'exploitation et les amplifications ELU.

La charge linéique à l'ELU sur les solives est égale à :

$$q_{sd} = (0.35 \cdot 1.315 + 1.5 \cdot 4.0) \cdot 0.8 = 5.17 kN/m$$

Le moment sur l'appui central vaut

$$M^- = -\frac{ql^2}{8} = -2.85, \quad (q = 5.17,\ l = 2.1)\ kNm$$

Le moment maximal positif vaut

$$M^+ = \frac{9ql^2}{128} = 1.6, \quad (q = 5.17,\ l = 2.1)\ kNm$$

Le moment négatif s'ajoute au moment positif sans appui central, donc

$$M_{tot}^{+} = M_{dl} - M^{-} = 2.31 - 2.85 = -0.54kNm < M_{rd160} = 5.47kNm$$

Le moment positif s'ajoute au moment positif sans appui central à une distance $L/4$ des appuis ;

$$M_{L/4} = 1.76 + 1.6 = 3.36kNm < M_{rd160} = 5.47kNm$$

Le moment maximal reste compatible avec la résistance des poutres.

Dans les zones repérées C-01 à C-03, une poutre intermédiaire de reprise des solives est prévue entre les murs porteurs indiqués sur SYN-01.

6.2 Poutres de renfort

Pour réduire les dimensions de cette poutre, il convient d'utiliser la cloison du couloir comme appui intermédiaire afin d'en réduire la portée.

La portée de la poutre de reprise est de $l_{rep} = 6m$ sans prise en compte de la cloison du couloir. Avec un appui au droit de cette cloison, les portées sont $l_1 = 4.7m$ et $l_2 = 1.3m$.

La portée maximale des solives à renforcer est $L_{max} = 4.10m$.

L'incrément de moment positif que la solive peut supporter au droit de l'appui central vaut

$$\Delta M = M_{rd} - M_{dl} = 5.47 - 2.31 = 3.16kNm$$

Si l'on considère les solives sur 3 appuis dont l'appui central, à mi-portée $l = L_{max}/2 = 2.05m$, est la poutre de renfort, et que l'on introduit un déplacement s de l'appui, la réaction vaut

$$R_{midMax} = \frac{5ql}{4} - \frac{6EI}{l^3}s$$

Le moment négatif sur l'appui central vaut

$$M^{-} = -\frac{ql^2}{8} + \frac{3EI}{l^2}s$$

Le moment maximal positif vaut

$$M^{+} = \frac{9ql^2}{128}\left(1 + \frac{8EI}{ql^4}s\right)^2$$

La souplesse de la poutre de support réduit la réaction d'appui des solives et le moment négatif, alors qu'elle amplifie le moment positif. Pour maximiser la charge sur la poutre de renfort, on retient un déplacement $s = 0$.

On limite le déplacement maximal de la poutre de renfort à

$$s_{lim} = 15mm$$

Ce déplacement entraîne un moment positif dans les solives, modélisées sur trois appuis, égal à

$$M^{+} = \frac{9ql^2}{128}\left(1 + \frac{8EI}{ql^4}s\right)^2 = 3.21, \quad (q = 5.17,\ l = 2.05,\ E = 200000,\ I = 171,\ s = 15)\ [kNm]$$

Le moment sur l'appui vaut

$$M^- = -\frac{ql^2}{8} + \frac{3EI}{l^2}s = 0.946, \quad (q = 5.17,\ l = 2.05,\ E = 200000,\ I = 171,\ s = 15)\ [kNm]$$

Le moment total sur l'appui est égal à

$$M_{app} = 0.946 + 2.31 = 3.256kNm < M_{rd160} = 5.47kNm$$

Le moment total dans la travée l_1

$$M_{sd} = 1.76 + 3.21 = 4.97kNm < M_{rd160} = 5.47kNm$$

Les solives existantes sont vérifiées.
On calcule donc la poutre de renfort.
La réaction d'appui de la solive sur la poutre de renfort avec schéma d'appui raide vaut

$$R_{sd} = \frac{5q_{sd}l}{4} = 13.25, \quad (q_{sd} = 5.17,\ l = 2.05)\ [kN]$$

La charge linéique équivalente vaut

$$q = 13.25/0.8 = 16.56kN/m$$

Le moment maximal positif sur la poutre de renfort vaut

$$M^+_{1max} = \frac{ql_1^2(3l_1 + 4l_2)^2}{128(l_1 + l_2)^2} = 29.57, \quad (q = 16.56,\ l_1 = 4.7,\ l_2 = 1.3)\ [kNm]$$

Dans ce calcul, la charge permanente a été appliquée à une seule travée afin de maximiser l'effet étudié.

La valeur absolue du moment négatif maximal de la poutre de renfort au droit de l'appui sur la cloison est :

$$M^-_{max} = \frac{q}{8} \cdot (l_1^2 - l_1 \cdot l_2 + l_2^2) = 36.58, \quad (q = 16.56,\ l_1 = 4.7,\ l_2 = 1.3)\ [kNm]$$

La réaction d'appui maximale sur la cloison vaut

$$R_{sd} = \frac{ql_{tot}}{8}(3 + \frac{l_1}{l_2} + \frac{l_2}{l_1}) = 85.6, \quad (q = 16.56,\ l_{tot} = 6.0,\ l_1 = 4.7,\ l_2 = 1.3)\ [kN]$$

Pour un acier $S355$, le module de résistance minimal de la poutre de renfort est égal à :

$$W_{min} = \frac{M_{sd}}{355} = \frac{36.58}{355} = 103.04cm^3$$

On limite la flèche maximale de la poutre de renfort à la valeur de flèche qui entraîne le moment ultime dans les solives (on charge uniquement la travée la plus longue).

$$f_{max} = \frac{ql_1^4}{142EI} = s_{lim} = 15mm$$

$$I_{min} = \frac{q l_1^4}{142 E f_{max}} = 1896.89, \quad (q = 16.56,\ l_1 = 4.7,\ E = 200000,\ f_{max} = 15)\ [cm^4]$$

Les poutres suivantes peuvent être utilisées pour le renforcement :

Poutre	largeur	hauteur	poids	W_x	J_x
	mm	mm	kg/m	cm^3	cm^4
IPE 200	100	200	22.4	194.3	1943
HEA 180	180	171	35.5	293.6	2510
HEB 160	160	160	42.6	311.6	2492

Table 6.4 – Poutres de renfort

6.3 Contraintes d'appui des solives existantes sur la cloison

On vérifie les contraintes d'appui des poutres métalliques sur les cloisons existantes.
La charge totale de calcul à l'ELU sur les solives non renforcées vaut

$$q_{sd} = (1.35 \cdot 1.315 + 1.5 \cdot 4.0) \cdot 0.8 = 6.22 kN/m$$

La réaction d'appui vaut

$$R_{sd} = \frac{5 q_{sd} l}{4} = 15.94, \quad (q_{sd} = 6.22,\ l = 2.05)\ [kN]$$

La contrainte limite de compression de la maçonnerie retenue est égale à :

$$f_{bd} = 1.2 MPa$$

Pour une cloison d'épaisseur $10cm$, la largeur minimale d'appui est égale à (deux poutres sur le même appui) :

$$l_{min} = \frac{Rsd}{f_{bd} \cdot 10} = \frac{15.94}{1.2 \cdot 100} = 133mm$$

Une platine d'appui de $150x100x10mm$ doit être mise en place pour les appuis sur les cloisons.

6.4 Contraintes d'appui des poutres de renfort sur la maçonnerie

On vérifie la contrainte d'appui des poutres métalliques de renfort sur les maçonneries existantes.
La contrainte limite de compression de la maçonnerie retenue est égale à :

$$f_{bd} = 1.2 MPa$$

Pour une cloison d'épaisseur $100mm$, la largeur minimale d'appui est égale à :

$$l_{min} = \frac{Rsd}{f_{bd} \cdot 100} = \frac{85.6}{1.2 \cdot 100} = 713mm$$

Une poutre de répartition d'une longueur minimale de $l = 800mm$ est prévue sur la maçonnerie au droit de la cloison du couloir des caves.

Cette poutre peut être réalisée en béton ou en acier.

Pour l'appui dans les murs porteurs du bâtiment, la profondeur minimale d'ancrage p_{min} est déterminée en fonction de la largeur de la semelle de la poutre utilisée.

Les calculs retiennent une platine de répartition d'une largeur minimale de $250mm$ et d'une épaisseur de $15mm$.

$$p_{min} = \frac{Rsd}{f_{bd} \cdot 250} = \frac{85.6}{1.2 \cdot 250} = 285mm$$

Les poutres de renfort seront ancrées dans les maçonneries porteuses du bâtiment au moyen d'un empochement de $300x300mm$ et d'une platine de répartition de $250x300x15mm$.

6.5 Linteaux de renfort pour les poutres de reprise

Un linteau de renfort est à prévoir lorsqu'une poutre de renfort prend appui au droit d'une ouverture.

La portée maximale du linteau est prise égale à la largeur du couloir, soit $l = 1.25m$. La déformation est limitée à $f_{lim} = L/500 = 2.5mm$.

L'inertie minimale du linteau est :

$$J_{min} = \frac{85.6 \cdot 1250^3}{48 \cdot 210.000 \cdot 2.5} = 663.4cm^4$$

Le module de résistance minimal est :

$$W_{min} = \frac{85.6 \cdot 1.25}{4 \cdot 355} = 75.4cm^3$$

Un profilé HEB 120 convient.

6.6 Reprise en sous-œuvre des cloisons

Les renforcements proposés reposent sur l'hypothèse que les cloisons sont des éléments structuraux capables de reprendre les charges transmises par les solives.

La charge linéique au pied de ces murs, d'une hauteur de $h = 2.7m$, comprend à l'ELU leur poids propre et les réactions des solives espacées de $80cm$. Elle vaut :

$$R_{lsd} = 0.1 \cdot 1500 \cdot 2.7 \cdot 1.35 + 15.94/0.8 = 25.39kN/m$$

Cette réaction doit être compatible avec la résistance du sol.

En limitant la contrainte maximale au sol à $\sigma_{Adm} = 0.1MPa$, on obtient la largeur minimale d'une longrine de fondation :

$$b_{min} = \frac{25.39}{0.1} = 25.4cm$$

Une longrine de $30cm$ de largeur est suffisante.

Au droit de l'appui de la poutre de renfort sur la cloison, la réaction transmise au sol vaut

$$R_{lsd} = 0.1 \cdot 1500 \cdot 2.7 \cdot 1.35/m + 85.6 = 91.07kN$$

En limitant la contrainte au sol, la longueur minimale d'une longrine de largeur $b = 40cm$ doit être

$$l_{min} = \frac{91.07}{0.4 \cdot 0.1} = 2.277m$$

On prévoit une longrine $3x0.4m$ par rapport à l'axe de l'appui de la poutre de renfort sur la cloison du couloir

Chapitre 7

Portée et renforcement des poutres du plancher du R+2

Pour le calcul du plancher du R+2, les cloisons du R+1 sont considérées comme des appuis pour les solives métalliques du R+2 dans la condition actuelle.

Dans ce cas, les cloisons du couloir transmettent une charge linéique au plancher du R+1.

Pour éviter une concentration d'efforts trop importante sur cette cloison, on renforce les solives et on désolidarise le contact entre la cloison et la solive renforcée en introduisant un matériau souple à l'interface.

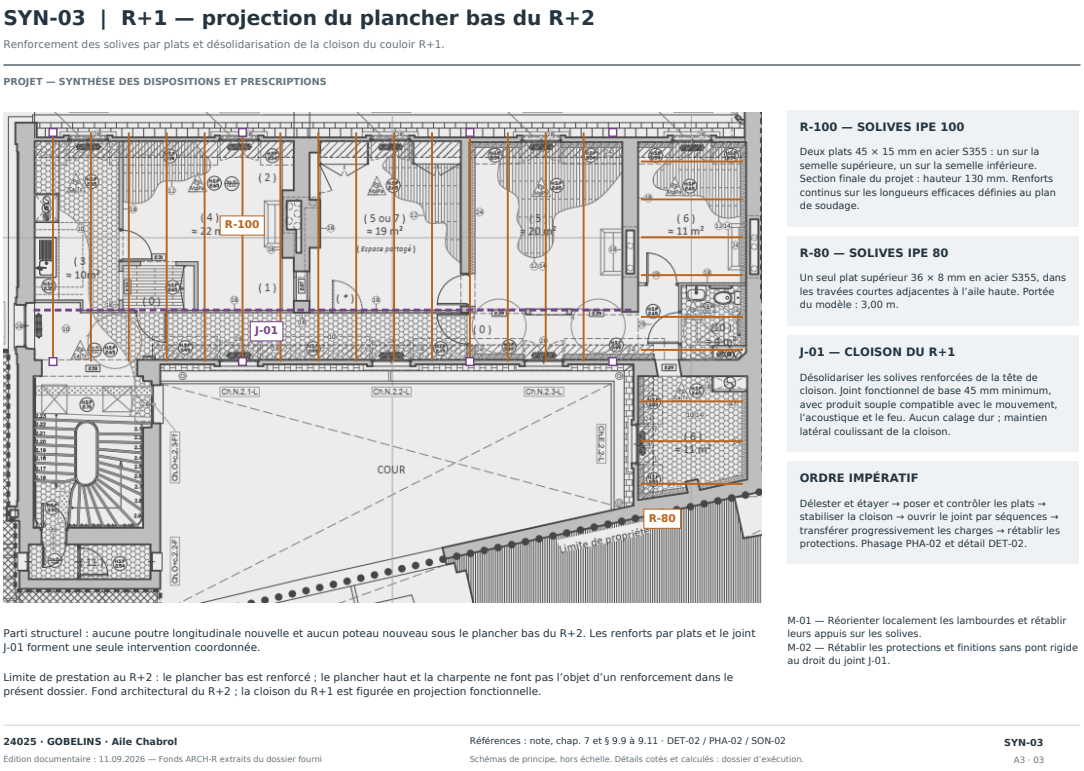


FIGURE 7.1 – SYN-03 — Renforcement du plancher bas du R+2 et désolidarisation de la cloison du R+1. Reproduction réduite de la planche A3.

7.1 IPE 100

La charge permanente du R+2 est égale à :

$$q_{dl} = 1.46kPa$$

La charge d'exploitation est égale à :

$$q_{ll} = 2.5kPa$$

L'espacement des poutrelles est de

$$i = 80cm$$

$$q_{elu} = (1.35 \cdot 1.46 + 1.5 \cdot 2.5) \cdot 0.8 = 4.58kN/m$$

Le moment de flexion à l'ELU sur $6m$ vaut

$$M_{sd(6)} = \frac{4.58 \cdot 6^2}{8} = 20.61kNm$$

On présente les moments résistants d'une poutre IPE en fonction des nuances d'acier et la portée maximale sous charge ELU pour une poutre sur appuis simples.

Poutre	M_{rd}	l_{max}
	kNm	m
IPE 100 $\sigma_{adm} = 160MPa$	5.47	3.09
IPE 100 $f_{yd} = 235MPa$	8.04	3.75
IPE 100 $f_{yd} = 275MPa$	9.4	4.05
IPE 100 $f_{yd} = 355MPa$	12.14	4.6

Table 7.1 – Portées maximales des solives IPE 100 du plancher du R+2

On confirme donc que, sur $6m$ sur appuis simples, les poutres existantes ne sont pas vérifiées.

Un plat de $45x15mm$ en acier S355 est soudé sur chacune des semelles des solives, ce qui conduit à la section suivante (M_{rd} calculé pour la contrainte limite de $235MPa$) :

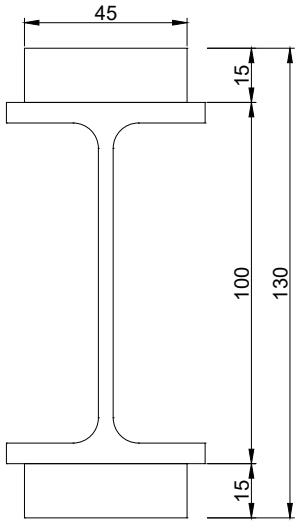


Figure 7.2 – Renforcement des solives IPE 100

	J	W	poids	M_{rd235}
	cm^4	cm^3	kg/m	$[kNm]$
IPE 100+2 plats 45x15	619.89	95.4	18.7	22.4

Table 7.2 – Caractéristiques de la poutre renforcée

On note que le moment résistant $M_{rd} = 22.4kNm$ est suffisant pour franchir une portée de $6m$ à l'ELU ($M_{sd(6)} = 20.61kNm$) sans nécessiter l'appui de la cloison ou d'une poutre de renfort.

L'abaissement de la poutre renforcée au croisement avec la cloison vaut

$$\delta_{l1} = \frac{qx}{24EI}(l^3 - 2l \cdot x^2 + x^3) = 43.26, \quad (q = 4.58,\ x = 1.45,\ l = 6,\ E = 200000,\ I = 619.89)\ [mm]$$

Un joint creux est à prévoir, d'une épaisseur minimale égale à

$$t_{min} = 45mm$$

La solution convient.

7.2 IPE 80

Le plancher au droit de l'aile haute présente une portée limitée à $l_{max} = 3m$. Les poutrelles utilisées ne sont pas des IPE 100, mais des IPE 80.

Le moment sollicitant à l'ELU est égal à

$$M_{ed} = \frac{q_{elu} \cdot l^2}{8} = \frac{(\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_k) \cdot i \cdot l^2}{8}$$

$$M_{ed} = \frac{(1.5 \cdot 2.5 + 1.35 \cdot 1.46) \cdot 0.8 \cdot 3^2}{8} = 5.15kNm$$

où :

— g_k est la charge permanente des planchers ;
— q_k est la charge variable appliquée aux planchers ;
— $l = 3m$ est la longueur de calcul ;
— $i = 0.8m$ est l'espacement des poutres.

La contrainte dans la poutre IPE 80 vaut :

$$\sigma = \frac{5.15}{20.03} = 257.11MPa$$

La contrainte dépasse légèrement la limite d'élasticité d'un acier $S235$, tandis qu'elle reste compatible avec celle d'un acier $S275$.

En l'absence d'informations plus précises sur la nuance de l'acier, un renforcement de la poutrelle existante est prévu par soudage d'un plat en acier $S355$ de $36x8mm$ sur la semelle supérieure du profilé.

Le module de résistance minimal à atteindre est égal à :

$$W_{min235} = \frac{5.15}{235} = 21.9cm^3$$

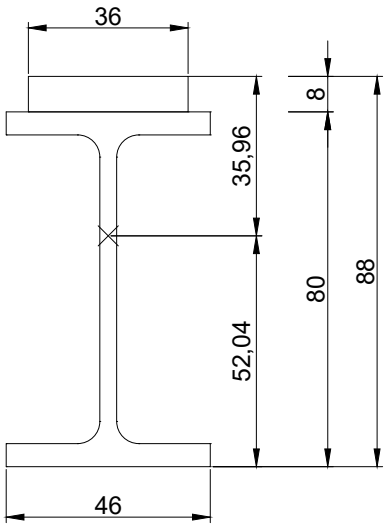


Figure 7.3 – Renforcement des solives IPE 80

	J	W	poids	M_{rd}
	cm^4	cm^3	kg/m	$[kNm]$
IPE 80+ plat 36x8	120.79	23.21	8.26	5.5

Table 7.3 – Caractéristiques de la poutre renforcée

La solution convient.

Chapitre 8

Portée et renforcement des poutres du plancher du R+1

La suppression des cloisons du RDC conduit les solives du R+1 à franchir une portée de $l = 6m$ entre les façades du bâtiment.

Un renforcement par ajout de poutres est proposé.

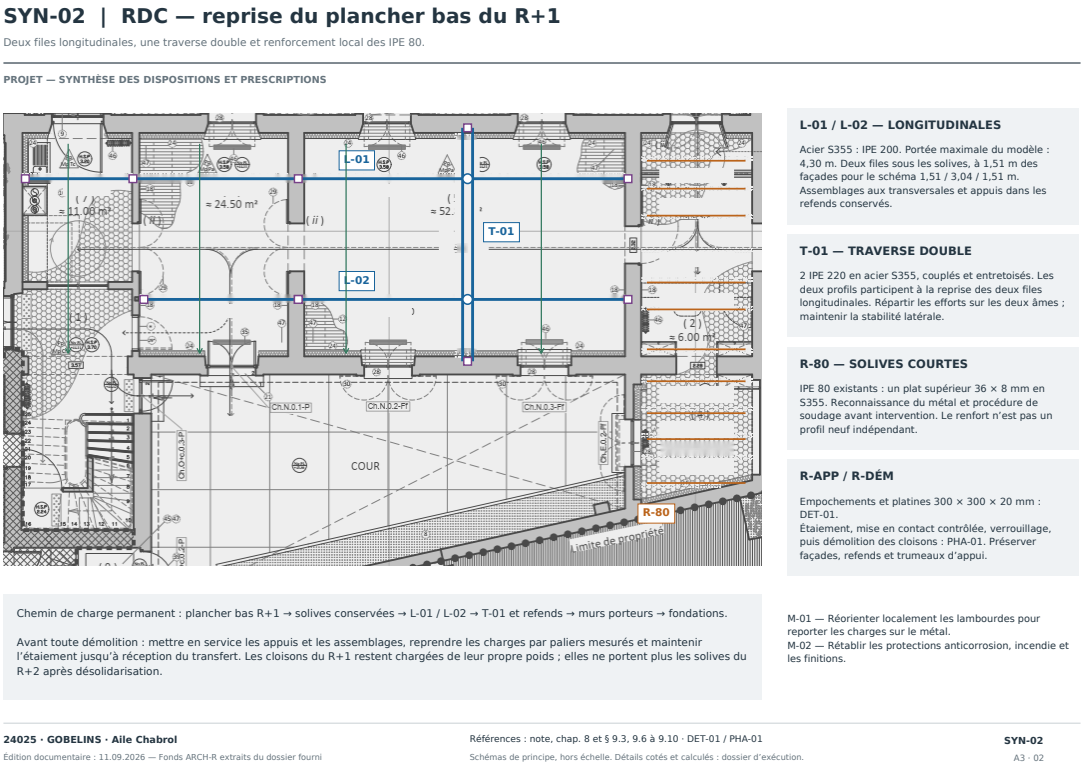


FIGURE 8.1 – SYN-02 — RDC : poutres de reprise du plancher bas du R+1. Reproduction réduite de la planche A3.

Les poutres longitudinales reprennent les solives et transmettent les charges aux poutres transversales, qui reposent à leur tour sur les murs de façade.

8.1 IPE 100

On calcule d'abord les solives IPE 100 en l'absence de cloisons d'appui ou de renforts.
La charge permanente du R+1 est égale à :

$$q_{dl} = 1.46kPa$$

La charge d'exploitation est égale à :

$$q_{ll} = 2.5kPa$$

L'espacement des poutrelles est de

$$i = 80cm$$

$$q_{dl} = 1.46 \cdot 0.8 = 1.17 kN/m$$

Le moment positif à mi-portée de la poutre dans son état actuel sans renforcement ni cloison vaut

$$M_{dl} = \frac{q_{dl} L^2}{8} = \frac{1.17 \cdot 6^2}{8} = 5.26 kNm$$

Le moment positif à $x = 1.51m$ de l'appui vaut

$$M(x)_{dl} = \frac{qx(L-x)}{2} = 3.97, \quad (q = 1.17,\ L = 6,\ x = 1.51)\ [kNm]$$

La charge ELU vaut

$$q_{elu} = (1.35 \cdot 1.46 + 1.5 \cdot 2.5) \cdot 0.8 = 4.58 kN/m$$

Le moment de flexion à l'ELU sur $6m$ vaut

$$M_{sd(6)} = \frac{4.58 \cdot 6^2}{8} = 20.61 kNm$$

On présente les moments résistants d'une poutre IPE en fonction des nuances d'acier et la portée maximale sous charge ELU pour une poutre sur appuis simples.

Poutre	M_{rd}	l_{max}
	kNm	m
IPE 100 $\sigma_{adm} = 160MPa$	5.47	3.09
IPE 100 $f_{yd} = 235MPa$	8.04	3.75
IPE 100 $f_{yd} = 275MPa$	9.4	4.05
IPE 100 $f_{yd} = 355MPa$	12.14	4.6

Table 8.1 – Portées des poutres IPE en fonction de la nuance d'acier

On confirme donc que, sur $6m$ sur appuis simples, les poutres existantes ne sont pas vérifiées.

La mise en place de deux poutres de renfort au plafond, à $1.51m$ des façades principales du bâtiment, conduit à modéliser les solives du plancher du R+1 sur 4 appuis, avec les portées $1.51m - 3.04m - 1.51m$.

Ces poutres sont mises en place et en contact forcé contre les solives avant démolition des cloisons.

On limite la flèche maximale des poutres de renfort longitudinales à $f_{lim} = 25mm$.

Ces poutres chargent à leur tour les poutres transversales qui ont une déformation complémentaire.

On limite cette déformation complémentaire à $s_{comp} = 30mm$

La déformation complémentaire introduit un déplacement à mi-portée de la poutre de renfort longitudinale égal à

$$\Delta s = s_{comp}/2 = 30/2 = 15mm$$

Cela en considérant que l'autre extrémité de la poutre est fixe.

Finalement, le tassement total maximal à mi-portée de la poutre longitudinale est

$$s_{tot} = f_{lim} + \Delta s = 25 + 15 = 40mm$$

Les sollicitations sur les solives dépendent de la souplesse des poutres de renfort.
Après avoir fixé les valeurs limites de cette déformation, on obtient les sollicitations suivantes.
Le moment maximal sur la portée centrale avec charge uniquement sur cette travée vaut

$$M_{l2}^{+} = \frac{ql_2^2(2l_1 + l_2)}{8(2l_1 + 3l_2)} + \frac{6EI}{l_1(2l_1 + 3l_2)}s =$$
$$7.119, \quad (q = 4.58,\ l_1 = 1.51,\ l_2 = 3.04,\ E = 200000,\ I = 171,\ s = 40)\ [kNm] < M_{rd235} = 8.04kNm$$

Le moment maximal sur l'appui avec charges sur 2 travées adjacentes vaut

$$M_{max}^{-} = -\frac{q[2l_1^3(l_1 + l_2) + l_2^3(2l_1 + l_2)]}{4(2l_1 + l_2)(2l_1 + 3l_2)} + \frac{6EI}{l_1(2l_1 + 3l_2)}s =$$
$$1.34, \quad (q = 4.58,\ l_1 = 1.51,\ l_2 = 3.04,\ E = 200000,\ I = 171,\ s = 40)\ [kNm] < M_{rd235} = 8.04kNm$$

La solution convient.

8.2 Poutre de renfort longitudinale

La réaction d'appui des solives sur la poutre de renfort dans l'hypothèse de tassement nul vaut :

$$R_{sd} = \frac{q(l_1 + l_2)^2(l_1^2 + 4l_1l_2 + l_2^2)}{4l_1l_2(2l_1 + 3l_2)} = 12.71, \quad (q = 4.58,\ l_1 = 1.51,\ l_2 = 3.04)\ [kN]$$

Cela correspond à une charge linéique à l'ELU de :

$$q_{elu} = \frac{12.71}{0.8} = 15.89kN/m$$

Le moment maximal dans la poutre longitudinale vaut

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 36.73, \quad (q = 15.89,\ l = 4.3)\ [kNm]$$

Le module de résistance minimal en utilisant un acier $S355$ vaut

$$W_{min355} = \frac{36.73}{355} = 103.5cm^3$$

La poutre de renfort présente une portée maximale de $l_{max} = 4.3m$, on impose une flèche maximale de la poutre égale à

$$f_{lim} = 25mm$$

L'inertie minimale est obtenue comme suit :

$$I_{min} = \frac{5}{384}\frac{qL_{max}^4}{Ef_{lim}} = 1347.3, \quad (q = 15.89,\ L_{max} = 4.3,\ E = 210000,\ f_{lim} = 25)\ [cm^4]$$

La vérification donne les résultats suivants :

Poutre	W_{min355}	J_{min}
	cm^3	cm^4
Valeurs de calcul	103.5	1347.3
IPE 200	194.3	1943
HEA 160	220	1673
HEB 140	215.6	1509

Table 8.2 – Dimensionnement de la poutre de renfort

Un PRS respectant les valeurs de calcul minimales peut aussi être utilisé.

8.3 Poutres de renfort transversales

Les poutres transversales présentent une portée de $l_{max} = 6m$. Elles reprennent les réactions d'appui des poutres longitudinales.

La réaction d'appui des 2 poutres longitudinales supportées par la poutre transversale à l'ELU vaut :

$$R_{elu} = 15.89 \cdot 4.3 = 68.33kN$$

Ces efforts sont appliqués à $l_1 = 1.5m$ de chaque extrémité de la poutre.

Le moment maximal à l'ELU vaut :

$$M_{sd} = R_{elu} \cdot l_1 = 102.5, \quad (R_{elu} = 68.33,\ l_1 = 1.5)kNm$$

Le module de résistance minimal requis en acier $S355$ est :

$$W_{min355} = \frac{102.5}{355} = 288.7cm^3$$

La flèche maximale au droit de la connexion avec la poutre longitudinale de renfort doit être limitée à la valeur

$$s_{comp} = 30mm$$

La flèche au droit de l'appui des poutres longitudinales vaut :

$$f_{l1} = \frac{R_{elu}l_1^2}{6EI}(3l_{max} - 4l_1) = s_{comp} = 30mm$$

L'inertie minimale est donc

$$I_{min} = \frac{R_{elu} l_1^2}{6 E f_{l1}} (3 l_{max} - 4 l_1) = 4880.7, \quad (R_{elu} = 68.33,\ l_1 = 1.5,\ l_{max} = 6,\ f_{l1} = 30,\ E = 210000)\ [cm^4]$$

L'utilisation de 2 profilés couplés conduit aux valeurs suivantes :

Poutre	W_{min355}	J_{min}	*poids*
	cm^3	cm^4	kg/m
Valeurs de calcul	288.7	4880.7	
2xIPE 220	504	5544	52.4
2xHEA 180	586	5020	71
2xHEB 160	623	4984	85.2

8.4 Contraintes d'appui des poutres de renfort transversales sur la maçonnerie

On vérifie la contrainte d'appui des poutres métalliques de renfort sur les maçonneries existantes.
La contrainte limite de compression de la maçonnerie retenue est égale à :

$$f_{bd} = 1.2 MPa$$

Pour l'appui dans les murs porteurs du bâtiment, la profondeur minimale d'ancrage p_{min} est déterminée en fonction de la largeur de la semelle de la poutre utilisée.

Les calculs retiennent une platine de répartition d'une largeur minimale de $300mm$ et d'une épaisseur de $20mm$.

$$p_{min} = \frac{Relu}{f_{bd} \cdot 300} = \frac{68.33}{1.2 \cdot 300} = 190mm$$

Les poutres de renfort seront ancrées dans les maçonneries porteuses du bâtiment au moyen d'un empochement de $300x300mm$ et d'une platine de répartition de $300x300x20mm$.

8.5 IPE 80 de portée 3 m

Les résultats sont identiques à ceux du paragraphe 7.2.

Chapitre 9

Cahier descriptif des ouvrages et phasage des travaux

9.1 Objet, documents à fournir et conditions de démarrage

Le présent cahier décrit les travaux de renforcement des planchers de l'aile basse. Il est complété par les études d'exécution, les plans d'assemblage et d'appui, la note d'étaiement, les procédures de mise en charge et de démolition, les protections patrimoniales et les prescriptions des autres lots. Les quantités, longueurs, dimensions définitives, tolérances et performances au feu sont arrêtées dans ce dossier coordonné avant fabrication et exécution. Les planches de synthèse fixent le parti du projet ; elles ne remplacent pas les plans d'exécution cotés et calculés.

L'entreprise soumettra un dossier coordonné comprenant : relevé contradictoire et repérage de chaque solive ; descente de charges et modèle par phases ; justification des appuis, du sol et des structures provisoires ; plans de fabrication et d'assemblage ; plan de soudage et de contrôle ; procédure de mise en contact et de verrouillage ; séquence de démolition ; traitement anticorrosion, protection incendie et rétablissement des finitions.

9.2 Préparation, protections et instrumentation

Avant intervention, établir un état contradictoire des fissures, déformations, niveaux, plafonds, parquets, menuiseries et éléments patrimoniaux. Mettre en place des repères topographiques stables hors des zones déformables et des témoins sur les maçonneries sensibles. Définir les mesures de déplacement vertical, relatif et de fissuration aux points d'appui, aux croisements de poutres, dans les travées et au droit des cloisons. Les seuils d'alerte et d'arrêt, leur fréquence de lecture et la conduite à tenir seront fixés par l'étude d'exécution avant les travaux ; aucune valeur générique n'est substituée à cette étude.

Confiner et protéger les zones occupées ou sensibles, prévoir les accès de manutention, les protections contre les chutes et les poussières et la gestion des réseaux. Réaliser les repérages réglementaires et diagnostics adaptés au périmètre de travaux, notamment pour les matériaux amiantés et les anciens revêtements susceptibles de contenir du plomb. Leur présence ou leur absence doit être établie dans les zones concernées avant découpe ou décapage.

Déposer de manière sélective les finitions strictement nécessaires aux sondages et à la mise en place des renforts. Le retrait de plâtre, de voûtains ou de remplissages pouvant stabiliser les solives est une phase structurale à vérifier. Ne pas accumuler gravats, aciers ou matériaux de chantier sur des planchers non justifiés pour ces charges. Prévoir un cheminement et une cadence d'évacuation compatibles avec les capacités retenues.

9.3 Étaiement et continuité de la descente des charges

L'étaiement doit reprendre les éléments portés avant que leurs appuis soient modifiés. Le nombre et l'espacement des files, les poutres de répartition, la stabilité et le contreventement des tours, les charges de montage et les dispositions accidentelles sont calculés. Chaque réaction est poursuivie jusqu'à une assise reconnue ; des étais posés sur le plancher bas du RDC sans vérification du plancher et de ses caves ne constituent pas une sécurité démontrée. Prévoir, si nécessaire, un contre-étaiement traversant les niveaux ou des supports indépendants fondés.

Les dispositifs provisoires doivent permettre l'accès aux assemblages et aux zones à démolir tout en évitant un transfert non maîtrisé vers une cloison fragile. Repérer les appuis conservés, les appuis à substituer et les zones interdites au stockage. Vérifier les portées provisoires, les risques de déversement et les réactions non symétriques. Maintenir l'étaiement jusqu'à réception des appuis, durcissement des produits et transfert mesuré des charges.

9.4 Reprises en sous-œuvre dans les caves

Reconnaître par fouilles ponctuelles la base des cloisons et des murs, l'existence de fondations, la nature des sols et l'éventuelle présence de réseaux, venues d'eau ou remblais. Les sections de longrines de 30 cm de largeur et les emprises de 3,00 × 0,40 m citées au chapitre 6 sont des indications de surface, non des ouvrages dimensionnés. Arrêter largeur, profondeur, hauteur, armatures, longueur de diffusion, joints, liaisons et niveau d'assise à partir de la descente de charges et de l'étude géotechnique. Inclure les charges supplémentaires créées par l'étaiement et le phasage.

L'exécution se fera par passes courtes, séparées et alternées, selon un plan numéroté et une méthode visés. La longueur admissible des passes, leur espacement, l'ordre et le nombre maximal de fouilles simultanées sont définis par la méthode d'exécution calculée et adaptée à l'état de la maçonnerie. Il est interdit de dégarnir simultanément une longueur continue de cloison ou d'ouvrir deux passes voisines sans autorisation spécifique. Les terres et gravats sont évacués sans surcharge ; le soutènement provisoire et la maîtrise de l'eau sont assurés.

Pour chaque passe : mettre en sécurité et décharger selon l'étude ; excaver sans décompression excessive du terrain ; faire réceptionner le fond de fouille ; réaliser le béton de propreté si prescrit, les armatures et le béton ou la solution de reprise retenue ; ménager l'interface de clavage ; attendre la résistance spécifiée, puis effectuer le contact définitif par un produit compatible et une méthode contrôlée. Les ouvrages adjacents ne sont engagés qu'après acceptation de la passe précédente et stabilisation mesurée. Les liaisons entre passes doivent assurer la continuité prévue par le calcul, sans supposer qu'une simple juxtaposition de plots forme une longrine.

Les reprises des cloisons chargées et la pose des platines sous solives sont coordonnées avec la remise en état locale du métal. Les fonds de fouille, les reprises achevées et le contact en tête sont réceptionnés avant tout transfert définitif.

9.5 Empochements et répartiteurs dans les maçonneries

Les empochements seront implantés à partir des plans d'exécution et du relevé des appareils de pierre ou de briques. Avant ouverture, contrôler l'épaisseur totale, les parements, le remplissage interne, les joints, les fissures, les ouvertures proches et les réseaux. Définir les trois dimensions de chaque poche ainsi que les jeux de montage et la profondeur d'appui utile. La découpe doit limiter les chocs, préserver les éléments voisins et maintenir la stabilité du mur. Prévoir un étaiement local ou un linteau provisoire si nécessaire ; ne pas ouvrir simultanément des poches voisines ou opposées déstabilisant un même trumeau.

Purger les matériaux désagrégés sans agrandir inutilement l'ouverture. Reconstituer une assise résistante compatible avec la maçonnerie et poser le sommier ou la platine calculé. Le matériau de calage doit avoir une résistance, un retrait, une épaisseur d'emploi et une compatibilité avec le support documentés ; son choix n'est pas réduit à une seule résistance élevée. Garantir un appui effectif sans vide sous la platine. Vérifier la flexion de celle-ci, les raidisseurs éventuels et les distances aux bords. Les platines sont repérées par niveau : celles des reprises en caves et celles des traverses du RDC ont des dimensions différentes. Leur flexion locale, leurs raidisseurs et les attaches sont vérifiés avant fabrication.

Les efforts de traction ou horizontaux exigent un dispositif distinctement calculé : ancrage mécanique ou autre solution justifiée dans le support réel, avec essais adaptés si nécessaires. Il est interdit d'assimiler la longueur d'empochement calculée en compression à une résistance à l'arrachement. Prévoir la protection anticorrosion des extrémités, la gestion de l'humidité et les dispositions de fermeture de poche sans créer de liaison rigide parasite non modélisée.

9.6 Fabrication et pose des poutres neuves

Les profils neufs seront livrés avec identification et certificats correspondant à la nuance, à l'épaisseur et à la norme de produit retenues. Relever les niveaux et les portées avant fabrication définitive. Définir les aboutages, la manutention, l'ordre d'introduction dans les poches, les supports de montage et le maintien latéral. Prévoir les jeux nécessaires à la pose sans démolition excessive de la maçonnerie. La géométrie de chaque assemblage tient compte de la hauteur réelle des solives, des poutres transversales et longitudinales et des plafonds.

Assembler les deux profils d'une paire transversale par les dispositifs calculés, avec contrôle de leur orientation et de l'introduction des charges. Poser les poutres longitudinales et réaliser leurs liaisons aux transversales et aux murs conservés conformément au modèle statique. Le simple contact d'une semelle sur une autre, sans vérification locale ni maintien, ne vaut pas assemblage définitif. Vérifier les serrages, soudures, raidisseurs, stabilité provisoire et protection des surfaces inaccessibles après montage.

9.7 Mise en contact forcée et transfert contrôlé des charges au RDC

La mise en contact forcée consiste à engager les reprises nouvelles de manière contrôlée, sans imposer au bâtiment un relèvement arbitraire. L'étude par phases fixe, pour chaque point, l'effort cible ou la plage autorisée, l'effort maximal, le déplacement maximal, l'ordre des opérations, la vitesse et la durée des paliers ainsi que les critères de stabilité. Ces valeurs dépendent de la rigidité



du réseau de poutres, des charges réellement présentes et des cloisons encore actives ; les consignes de vérinage sont établies pour chaque point de transfert.

Disposer des vérins étalonnés et leurs surfaces de réaction au droit d'éléments capables de reprendre les efforts, avec dispositifs de retenue et stabilité latérale. La conversion pression–force doit tenir compte de l'aire utile et de l'étalonnage. Relever les valeurs initiales, prendre contact progressivement, charger par paliers coordonnés et mesurer simultanément les déplacements des solives, des poutres, des murs et des appuis. Maintenir des paliers d'observation. Interrompre l'opération en cas de réaction inattendue, de fissuration évolutive, de déplacement différentiel excessif ou de dépassement d'une limite fixée.

Après stabilisation, mettre en place les cales métalliques et le dispositif permanent de verrouillage calculés. Les cales doivent porter durablement sur le métal, ne pas glisser et ne pas écraser localement les semelles ou les âmes. Les vérins et des empilements instables de cales ne constituent pas un appui définitif. Si un produit de clavage est prévu, respecter sa préparation et attendre sa résistance requise avant desserrage. Décharger ensuite les vérins progressivement en contrôlant l'absence de jeu et la reprise effective par l'ouvrage permanent. Vérifier de nouveau les niveaux et les appuis après ce transfert.

9.8 Phasage des démolitions au rez-de-chaussée

Phase D1 — Déposer seulement les revêtements nécessaires, identifier les réseaux et les constituants, repérer les cloisons à supprimer et les éléments à conserver. Ne pas considérer une cloison comme non porteuse sur la base de son seul matériau ou de sa faible épaisseur. Vérifier les éventuelles fonctions de stabilité latérale, d'appui de cheminée et de support d'éléments des étages.

Phase D2 — Réaliser et réceptionner les reprises en caves et les appuis requis par la descente de charges ; installer l'étaiement continu ; ouvrir les empochements ; poser les poutres du RDC et leurs assemblages. La séquence précise doit maintenir en permanence un chemin de charge complet, sans phase où le plancher franchit une portée non vérifiée.

Phase D3 — Effectuer la mise en contact forcée, le verrouillage et la réception. Mettre à jour l'état de fissuration et les niveaux avant la première démolition. Organiser l'évacuation des gravats et les charges temporaires. Le sciage ou la déconnexion initiale au contact d'un élément porté est une opération de transfert de charge à intégrer à la méthode, non une simple dépose de second œuvre.

Phase D4 — Démolir par zones successives et petites fractions selon le plan approuvé, sans chocs importants, sans arrachement des extrémités de poutrelles et sans déstabiliser des panneaux laissés en place. Préserver les refends et trumeaux d'appui repérés. Les percements de passage et démolitions près des appuis font l'objet de détails spécifiques. À chaque changement d'état porteur, contrôler niveaux, réactions ou indicateurs prévus et fissures avant d'ouvrir la zone suivante.

Phase D5 — Après réalisation et réception de toutes les liaisons définitives, retirer l'étaiement de manière progressive et ordonnée en surveillant les déplacements. Ne pas compenser une évolution anormale en surchargeant empiriquement un autre vérin.

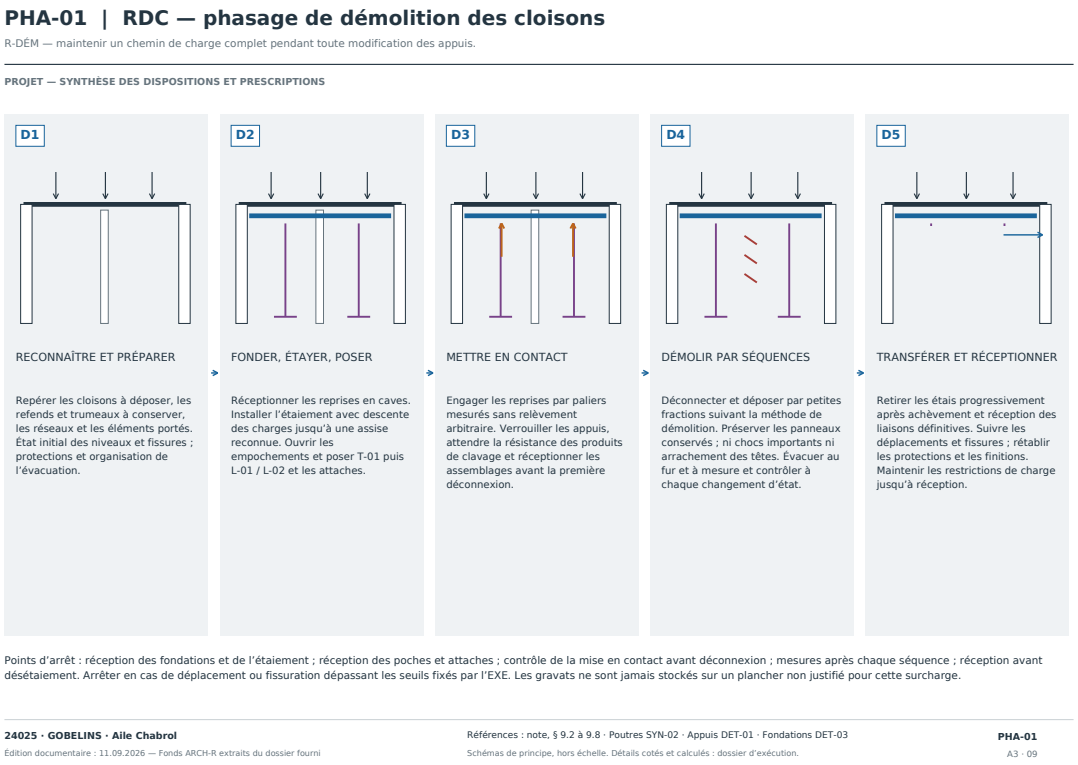


FIGURE 9.1 – PHA-01 — Phasage de démolition des cloisons du RDC. Reproduction réduite de la planche A3.

9.9 Renforcement des solives par plats soudés

Avant tout soudage sur le métal ancien, confirmer sa nature, sa soudabilité et l'absence de défauts rédhibitoires dans les zones concernées. Fournir un mode opératoire adapté à l'association métal ancien/acier neuf, avec qualification des procédures et des soudeurs selon les prescriptions arrêtées. Le calcul précise les longueurs de plats, les zones efficaces, les efforts de cisaillement longitudinal, les cordons, leurs terminaisons et les concentrations locales. Les épaisseurs et largeurs de plats citées dans la note ne dispensent pas de cette étude. Une solution boulonnée ou une reprise indépendante est à étudier si le soudage ne peut être justifié ; elle ne constitue pas une substitution automatique sans recalcul.

Relever les déformations et les charges présentes ; mettre en place le délestage et l'étaiement prévus par le calcul de phases. Les plats ne reprennent pas les contraintes permanentes déjà présentes dans l'ancien profilé au moment de leur pose. Déposer les finitions nécessaires à l'accès, décaper suivant le diagnostic des revêtements, nettoyer et contrôler les surfaces. Ne pas amincir les semelles par meulage excessif. Éviter les entailles, amorces d'arc hors cordon et apports thermiques non contrôlés sur des semelles d'environ 5 à 6 mm.

Pour IPE100, préparer le plat supérieur et le plat inférieur ; pour IPE80, préparer le seul plat supérieur décrit au calcul. Assurer un contact et un positionnement compatibles avec le détail étudié. Suivre une séquence de soudage équilibrée limitant déformations et accumulation thermique, avec préchauffage, température entre passes et refroidissement définis par le mode opératoire, et non par une valeur arbitraire. Les soudures ne doivent pas masquer une perte de section, un feuilletage ou une fissure non traités.

Protéger les bois, poussières, remplissages et volumes cachés contre les travaux à chaud ; prévoir permis de feu, moyens d'extinction, contrôle des faces opposées et surveillance après intervention selon l'analyse de risque. Les contrôles visuels et non destructifs adaptés sont réalisés avant masquage. Les défauts sont traités selon une procédure approuvée, sans reprises thermiques répétées non évaluées. Le transfert de charges n'intervient qu'après refroidissement, contrôles et acceptation des renforts.

9.10 Réfection des planchers, protections et réception

Reconstituer le chemin de charge du parquet vers le métal par les lambourdes et les appuis définis. Préserver ou remplacer les remplissages selon le diagnostic et les prescriptions patrimoniales, sans leur attribuer une fonction structurale nouvelle non calculée. Les travaux de réfection ne doivent pas augmenter les charges au-delà du bilan validé. Vérifier les détails de bord, les trémies, les appuis de cloisons et les zones de charges ponctuelles.

Appliquer le système anticorrosion prescrit, avec préparation adaptée à l'état du métal et compatibilité des produits. Les faces enfermées dans les poches et les interfaces peu accessibles sont traitées avant fermeture. La protection incendie doit couvrir les profils, les plats, les assemblages et les discontinuités ; la performance requise dépend du classement et du projet de sécurité à confirmer. Assurer la fermeture acoustique et incendie des joints de désolidarisation sans recréer un appui dur non prévu.

9.11 Désolidarisation des solives du R+2 et de la cloison du R+1

La désolidarisation porte sur la tête de la cloison du couloir du R+1, au contact des solives du plancher bas du R+2. Elle ne doit pas être entreprise avant réalisation, contrôle et réception des renforcements par plats et de la descente de charges provisoire. Reconnaître au préalable l'ossature en pan de bois ; maintenir sa stabilité hors plan et vérifier le support de son poids propre. La cloison ne devient pas un élément suspendu au plancher supérieur par la réalisation du joint.

Après délestage et mise en place des attaches latérales coulissantes, ouvrir le joint par séquences limitées dans l'ordre défini par l'étude de phases. Préserver les bois, les assemblages, les remplissages conservés et les extrémités des solives. Le joint fonctionnel de base de 45 mm est mesuré à l'état de référence de pose ; les jeux, la course des attaches et les tolérances couvrent le déplacement relatif calculé. Aucun mortier, bourrage rigide, parement continu ou fixation bloquante ne doit recréer l'appui supprimé.

Le transfert sur les renforts est progressif et accompagné du suivi des déplacements et des fissures. Les valeurs d'alerte et d'arrêt et l'ordre de desserrage sont fixés avant intervention. Après stabilisation, réaliser la fermeture souple acoustique et incendie avec un système compatible avec le

mouvement prévu ; contrôler la continuité du joint et l'absence de contact dur. Les phases J1 à J6 et les interfaces sont décrites sur PHA-02.

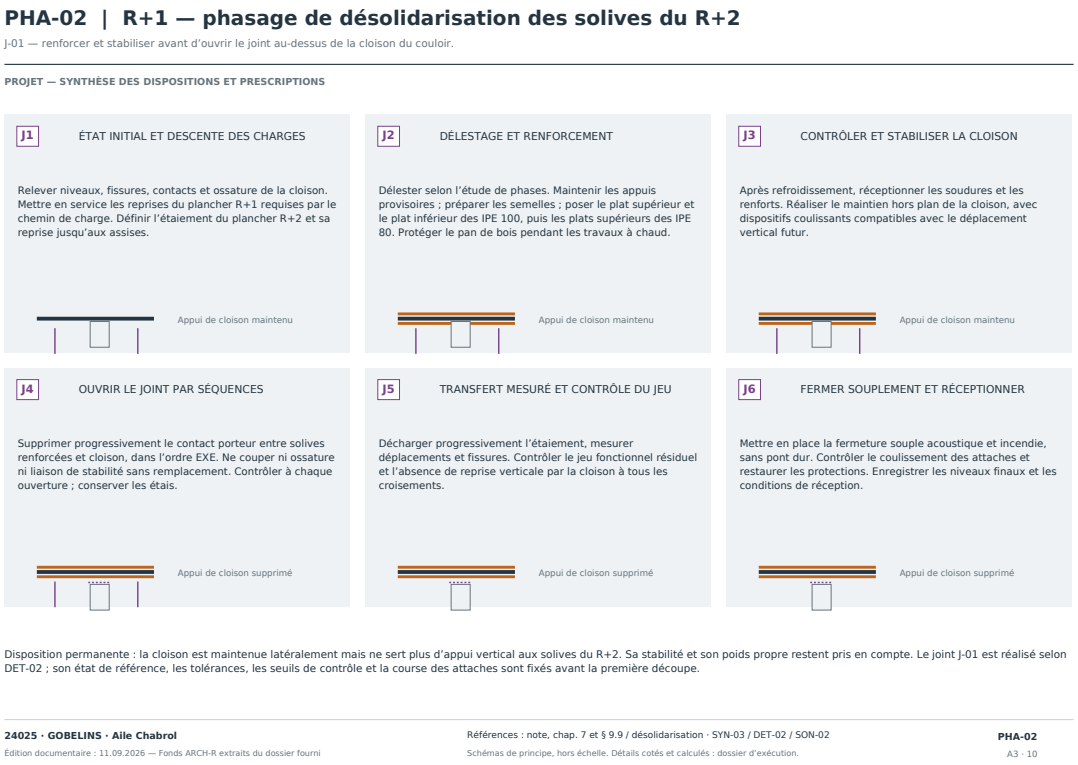


FIGURE 9.2 – PHA-02 — Renforcement et désolidarisation des solives du plancher bas du R+2. Reproduction réduite de la planche A3.

Chapitre 10

Sondages et analyses complémentaires avant travaux

10.1 Points prioritaires pour confirmer le calcul

Afin de confirmer les hypothèses retenues dans la note, il est recommandé de prévoir, dès la phase préparatoire, trois familles d'investigations prioritaires, directement liées à la faisabilité et au dimensionnement des interventions proposées.

— Des investigations géologiques et géotechniques en vue des reprises en fondation et des reprises en sous-œuvre, afin de confirmer la nature des sols, l'existence et le niveau des fondations existantes, ainsi que les capacités réelles de reprise des charges.

— Des analyses sur l'acier des poutres existantes, destinées à préciser la résistance réelle, l'homogénéité des lots métalliques et, le cas échéant, la soudabilité des éléments conservés à renforcer.

— La vérification de l'état des têtes de poutres noyées dans les maçonneries non accessibles, afin de contrôler les longueurs d'appui utiles et l'absence de corrosion ou d'altération cachée au droit des extrémités.

Pour l'interprétation du présent dossier, toutes les extrémités des poutres et des solives sont considérées comme verticalement bidirectionnelles, aptes à reprendre des réactions positives et négatives, sans blocage implicite en rotation. Les reconnaissances et les plans d'exécution doivent établir les dispositifs réels assurant cette fonction aux appuis dans les maçonneries et aux assemblages entre éléments métalliques.

La campagne est repérée par familles et zones de priorité sur SON-01 et SON-02. Les symboles n'imposent pas un nombre limitatif de sondages. Dégager les deux têtes de chaque solive de cave identifiée comme fortement ammalorée, puis étendre les investigations en fonction des pertes de section observées. Les prélèvements métalliques, fouilles et ouvertures sont précédés de la mise en sécurité de l'élément concerné ; ils font l'objet de fiches photographiques et de plans de recollement.

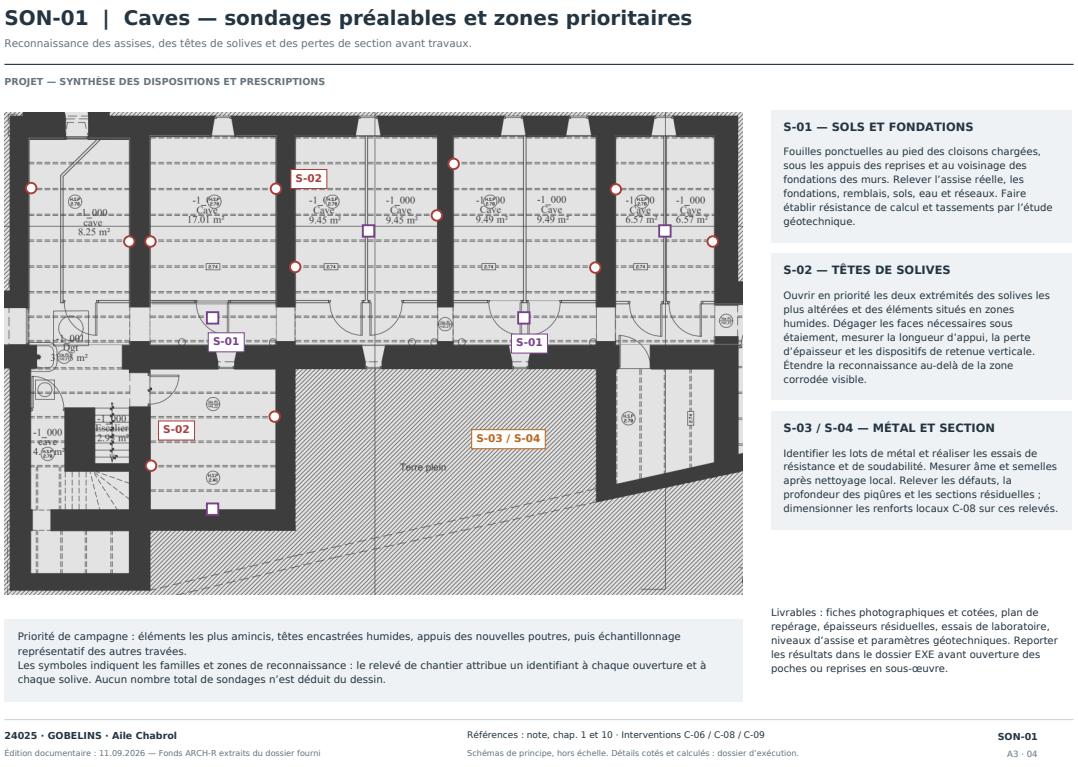


FIGURE 10.1 – SON-01 — Caves : sondages de fondations, du métal et des têtes de solives. Reproduction réduite de la planche A3.

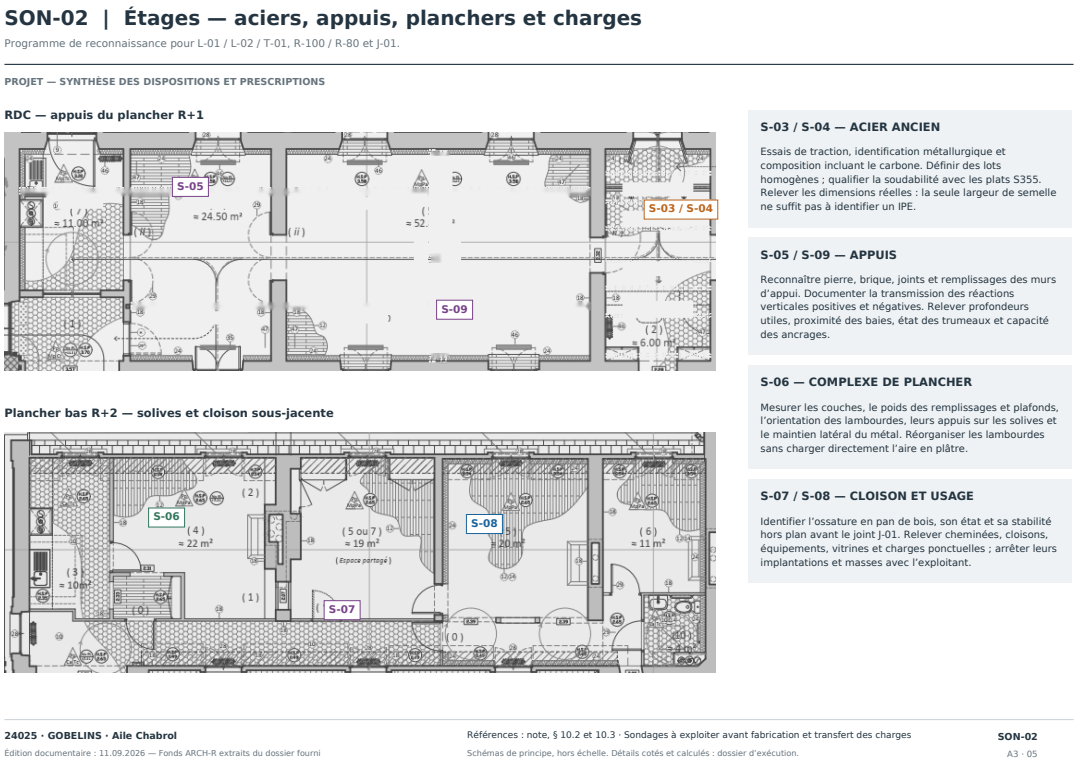


FIGURE 10.2 – SON-02 — Étages : reconnaissance des aciers, appuis, planchers et charges. Reproduction réduite de la planche A3.

10.2 Campagne de reconnaissance de la structure et des charges

Établir un plan repéré des sondages et une matrice de correspondance avec chaque famille de solives et chaque type d'appui. Relever les hauteurs, largeurs, épaisseurs, entraxes, portées nettes et de calcul, continuités, défauts de rectitude, corrosion et épaisseurs résiduelles. Dégager suffisamment les extrémités pour contrôler les longueurs d'appui et l'état du métal dans les murs, souvent différent de la partie visible. La largeur de semelle seule n'est pas une identification suffisante. Le nombre de sondages résulte de l'hétérogénéité et de la représentativité, et ne doit pas être limité arbitrairement à un seul prélèvement pour l'ensemble du bâtiment.

Ouvrir des sondages du complexe de plancher pour mesurer chaque couche et reconnaître parquet, lambourdes, augets, plâtre, sable, voûtains et plafonds. Contrôler l'orientation et les sections des lambourdes, leurs appuis réels sur le métal et les éléments de maintien latéral des solives. Réaliser un relevé des cloisons, cheminées, équipements, vitrines et stocks : masses, dimensions, localisation, surface des pieds et possibilités de déplacement. Valider avec l'exploitant les zones d'usage et les restrictions nécessaires.

Reconnaître les cloisons en pan de bois du R+1 : ossature, assemblages, état sanitaire, rôle

vertical et rôle de stabilité. Vérifier les contacts réels avec les solives du R+2 et la conséquence d'un joint en tête.

10.3 Identification du métal, résistance et soudabilité

Première étape : examiner la morphologie, les marques éventuelles, les procédés d'assemblage et les documents d'archive pour constituer des lots plausiblement homogènes. Distinguer acier ancien, fer puddlé ou autre métal possible. Une désignation moderne S235 ne doit pas être attribuée à partir de l'époque présumée, d'une dureté seule ou d'une analyse chimique isolée.

Deuxième étape : définir avec le laboratoire les prélèvements représentatifs et leurs conditions de sécurité. Les prélèvements sur une poutre en place nécessitent vérification de la section affaiblie, localisation autorisée, éventuel étaiement et réparation calculée. Réaliser des essais de traction à température ambiante. Documenter orientation, dimensions, position et mode de prélèvement. Des essais de dureté peuvent servir au tri et à la recherche d'hétérogénéités, mais ne suffisent pas seuls à déclarer une nuance et une ductilité.

Troisième étape : analyser la composition avec une méthode adaptée comprenant le carbone et les éléments utiles à l'étude de soudabilité, notamment par spectrométrie d'émission optique ou analyse de laboratoire appropriée. Compléter, selon le diagnostic, par examen métallographique, recherche d'inclusions et de feuilletages, contrôles de fissures et appréciation de la ténacité ou du risque de rupture fragile.

Quatrième étape : établir l'aptitude réelle au soudage sur des assemblages représentatifs de l'existant et des plats neufs, avec paramètres thermiques et contrôles adaptés. La seule résistance à la traction n'établit pas cette aptitude. Le plan de contrôle précise méthode, étendue, critères d'acceptation et traitement des anomalies. Si plusieurs populations de métal sont identifiées, différencier les procédures et les renforcements au lieu d'appliquer une seule qualification à tout le bâtiment.

Le rapport de reconnaissance doit proposer des valeurs caractéristiques justifiées par la population et la dispersion observées, et non la moyenne la plus favorable des résultats. Distinguer les garanties des profils neufs et les valeurs retenues pour l'existant.

10.4 Géotechnique

Réaliser des fouilles de reconnaissance sous les cloisons et les murs concernés, puis une mission géotechnique adaptée aux reprises en sous-œuvre et à l'interaction avec les fondations existantes. Déterminer nature et variabilité des sols, remblais, niveau d'assise, eau, résistance de calcul et tassements admissibles, en précisant les conventions ELU/ELS. Vérifier les fondations voisines et l'effet des fouilles successives. La valeur de 0,1 MPa du document reste une hypothèse jusqu'à cette reconnaissance.

10.5 Exploitation des résultats et optimisation

Après reconnaissance, mettre à jour simultanément le bilan de charges, les sections résiduelles, les caractéristiques des matériaux, les appuis et le phasage.

Comparer alors les variantes sur une base commune : maintien de sections existantes, diminution ou adaptation des plats, augmentation de la rigidité des poutres neuves, appui intermédiaire indépendant ou réduction maîtrisée des charges permanentes. Une hausse vérifiée de la résistance peut réduire les besoins de section pour la flexion ; elle n'annule pas les besoins de rigidité ni ceux des appuis. Formaliser le choix final dans une note de calcul corrigée par son auteur, des plans d'exécution cohérents et une fiche de levée de chaque réserve avant lancement des travaux correspondants.

Chapitre 11

Récapitulatif des interventions du projet et repérage

Le présent récapitulatif relie les interventions décrites dans la relation aux repères des planches.

11.1 Caves : plancher bas du RDC

C-01 et C-02 — Poutres de reprise IPE 200 en acier S355 ou équivalent selon note de calcul, continues sur l'appui de la cloison du couloir.

C-03 — Reprise de la travée sud-ouest entre murs porteurs. Implantation de projet : SYN-01 ; calcul : § 6.1 et 6.2.

C-04 — Platines de répartition 150 × 100 × 10 mm aux appuis des solives sur cloisons.

C-05 — Répartiteurs d'appui d'au moins 800 mm sous les poutres de reprise au droit des cloisons.

C-07 — Linteaux HEB 120 lorsque la reprise se situe au droit d'une ouverture. Repérage : SYN-01 ; calcul : § 6.3 à 6.5.

C-06a — Reprises en sous-œuvre des cloisons chargées par les solives, sur la base d'une largeur de projet de 0,30 m. C-06b — Reprises localisées sous les réactions concentrées, avec une emprise de base de 3,00 × 0,40 m. Les dimensions complètes résultent de la reconnaissance géotechnique et du calcul d'exécution. Repérage : SYN-01 ; sondages : SON-01 ; calcul et exécution : § 6.6 et 9.4.

C-08 — Réparations et renforcements locaux des solives ou têtes corrodées, et rétablissement de la continuité des appuis dans les zones annexes concernées. Leur étendue est définie après mesure des sections résiduelles. C-09 — Empochements des poutres de reprise, platines 250 × 300 × 15 mm et dispositifs de retenue verticale. Repérage : SYN-01 ; sondages : SON-01 ; prescriptions : chapitres 1, 6, 9 et 10.

11.2 RDC : reprise du plancher bas du R+1

L-01 et L-02 — Deux files longitudinales IPE 200 en acier S355 ou équivalent selon note de calcul.

T-01 — Traverses composées de deux IPE 220 en acier S355 ou équivalent selon note de calcul, liées pour répartir les charges.

R-APP — Appuis sur maçonneries, platines 300 × 300 × 20 mm et retenues correspondant au modèle bidirectionnel. Repérage : SYN-02 ; calcul : § 8.1 à 8.4.

R-80 — Renforcement des solives courtes IPE 80 par un plat supérieur 36 × 8 mm en acier S355. Repérage au plancher du R+1 : SYN-02 ; calcul : § 8.5 et 7.2.

R-DÉM — Démolition des cloisons du RDC après étaiement, réalisation des reprises et mise en contact contrôlée ; phases D1 à D5 : PHA-01 ; prescriptions : § 9.3, 9.7 et 9.8.

11.3 R+1 : interventions sur le plancher bas du R+2

R-100 — Deux plats 45 × 15 mm en acier S355, disposés sur les semelles supérieure et inférieure des solives IPE 100.

R-80 — Un plat supérieur 36 × 8 mm sur les IPE 80 des travées courtes. Repérage : SYN-03 ; calcul : § 7.1 et 7.2 ; fabrication et contrôles : § 9.9.

J-01 — Joint souple en tête de la cloison du couloir du R+1, avec maintien latéral coulissant et suppression de la fonction d'appui vertical du plancher bas du R+2. Repérage : SYN-03 ; phases J1 à J6 : PHA-02 ; prescriptions : § 9.11. Aucun poteau ni aucune poutre longitudinale nouvelle n'est prévu dans ce parti. La charpente et le plancher haut du R+2 ne font pas l'objet d'un renforcement dans la présente opération.

11.4 Investigations, dispositions communes et index des planches

S-01 — Sols et fondations ;
S-02 — Têtes de solives des caves ;
S-03 — Nature, résistance et soudabilité du métal ;
S-04 — Profils, dimensions et sections résiduelles ;
S-05 — Maçonneries et assises d'appui ;
S-06 — Complexes de plancher et lambourdes ;
S-07 — Cloison en pan de bois ;
S-08 — Charges localisées et usages ;
S-09 — Liaisons assurant le caractère bidirectionnel des appuis. Repérage : SON-01 et SON-02 ; programme détaillé : chapitre 10.

M-01 — Réorientation locale des lambourdes et rétablissement du transfert des charges vers les solives : SYN-02 et SYN-03, § 9.10.

M-02 — Traitement anticorrosion, protection incendie et rétablissement des finitions des ouvrages renforcés : SYN-01 à SYN-03, § 9.10. Les protections patrimoniales, l'étaiement, le suivi des déplacements et les contrôles des assemblages et soudures accompagnent les séquences D1 à D5 et J1 à J6 des planches PHA-01/PHA-02, selon le chapitre 9.

11.5 Index documentaire

SYN-01 : caves ;
SYN-02 : RDC ;
SYN-03 : plancher bas du R+2.
SON-01 : sondages des caves ;

SON-02 : sondages des étages.
PHA-01 : démolition du RDC ;
PHA-02 : désolidarisation au R+1.
Les références SYN, SON, PHA sont identiques dans la relation et dans le recueil A3.

Table des figures

1.1 Localisation de l'aile Chabrol . . . 9
1.2 Vue de l'aile Chabrol (photo : agence Arch-R) . . . 10
1.3 Plan de l'aile Chabrol : RDC et R+1 (plan : agence Arch-R) . . . 11
1.4 Cloisons des caves . . . 13
1.5 Fond architectural des caves, sans interventions structurelles (ARCH-R). Voir la planche SYN-01 au chapitre 6. . . . 14
1.6 Fond architectural du RDC, sans interventions structurelles (ARCH-R). Voir la planche SYN-02 au chapitre 8. . . . 15
1.7 Plan du RDC dans son état existant (plan : agence Arch-R) . . . 16
1.8 Fond architectural du R+1, sans interventions structurelles (ARCH-R). Voir la planche SYN-03 au chapitre 7. . . . 17
1.9 Plan du R+2 (extrait du plan ARCH-R) . . . 18

3.1 Facteurs partiels γ sur les actions . . . 21
3.2 Coefficients ψ pour les bâtiments . . . 22

4.1 Groupes d'éléments de maçonnerie . . . 28
4.2 Coefficient de sécurité . . . 29
4.3 Résistance caractéristique à la compression f_{ks} de la maçonnerie . . . 30

6.1 Profils IAP 1962 . . . 36
6.2 SYN-01 — Caves : reprises, appuis et fondations. Reproduction réduite de la planche A3. . . . 39

7.1 SYN-03 — Renforcement du plancher bas du R+2 et désolidarisation de la cloison du R+1. Reproduction réduite de la planche A3. . . . 46
7.2 Renforcement des solives IPE 100 . . . 47
7.3 Renforcement des solives IPE 80 . . . 49

8.1 SYN-02 — RDC : poutres de reprise du plancher bas du R+1. Reproduction réduite de la planche A3. . . . 51

9.1 PHA-01 — Phasage de démolition des cloisons du RDC. Reproduction réduite de la planche A3. . . . 60
9.2 PHA-02 — Renforcement et désolidarisation des solives du plancher bas du R+2. Reproduction réduite de la planche A3. . . . 62

10.1 SON-01 — Caves : sondages de fondations, du métal et des têtes de solives. Reproduction réduite de la planche A3. 64
10.2 SON-02 — Étages : reconnaissance des aciers, appuis, planchers et charges. Reproduction réduite de la planche A3. 65