Maître d'Ouvrage :	**Ville de Paris**
Ouvrage :	Collège Modigliani
Localisation :	1 rue de Cherbourg, Paris 15ème

RAPPORT DE DIAGNOSTIC

STRUCTURE ET REHABILITATION

Tour Gallieni 2
36 avenue du Général de Gaulle
93170 BAGNOLET

Tél. : 01.49.72.73.92
Fax : 01.49.72.87.30

VILLE DE PARIS

DPA – SLA 15
57 rue du Théâtre, 75015 Paris

Collège Modigliani – 1 rue de Cherbourg, Paris 15ème

DIAGNOSTIC STRUCTURE

CAPACITE PORTANTE DE LA TOITURE TERRASSE

	Date 28/07/2016	Indice 0	Rédacteur	Vérificateur	Approbateur
	N°Aff. : SSB-16-00250		B. THOMAS	A. TCHOULA	A. SALHI
	VISA				

SOMMAIRE

1. OBJET 3
2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 3
2.1 LOCALISATION DE L'OUVRAGE 3
2.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE 4
3. INTERVENTION SUR SITE 5
3.1 LOCALISATION DES SONDAGES 5
3.2 EXAMEN VISUEL DE LA STRUCTURE 5
3.3 RESULTATS DES SONDAGES 5
4. CAPACITE PORTANTE DE LA TOITURE TERRASSE 11
4.1 HYPOTHESES DE CALCUL 11
4.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 11
4.3 CAPACITE PORTANTE DES SOLIVES BOIS 11
4.4 CAPACITE PORTANTE DES POUTRES TREILLIS METALLIQUES 12
5. CONCLUSION 15
6. ANNEXES 16

1. OBJET

À la demande de la Ville de Paris, la société Structure et Réhabilitation a effectué une mission de diagnostic structure de la toiture terrasse du Collège Modigliani situé 1 rue de Cherbourg dans le 15ème arrondissement de Paris. Cette mission intervient dans le cadre de la végétalisation de la toiture terrasse et consiste à déterminer la capacité portante de celle-ci.

2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

2.1 LOCALISATION DE L'OUVRAGE

Une vue en plan ainsi qu'une vue satellite de l'ouvrage sont présentées ci-dessous.

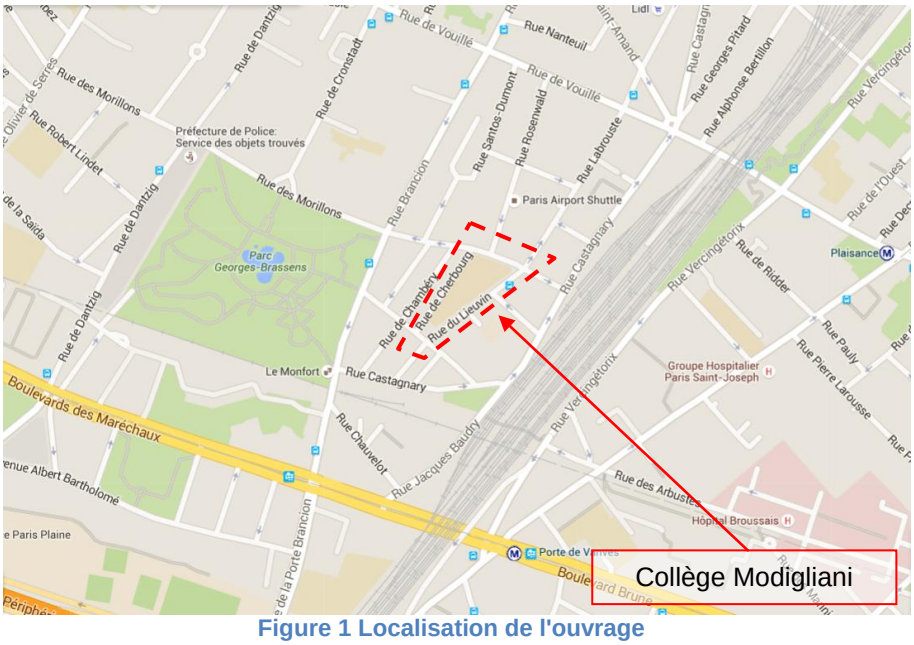


Figure 1 Localisation de l'ouvrage

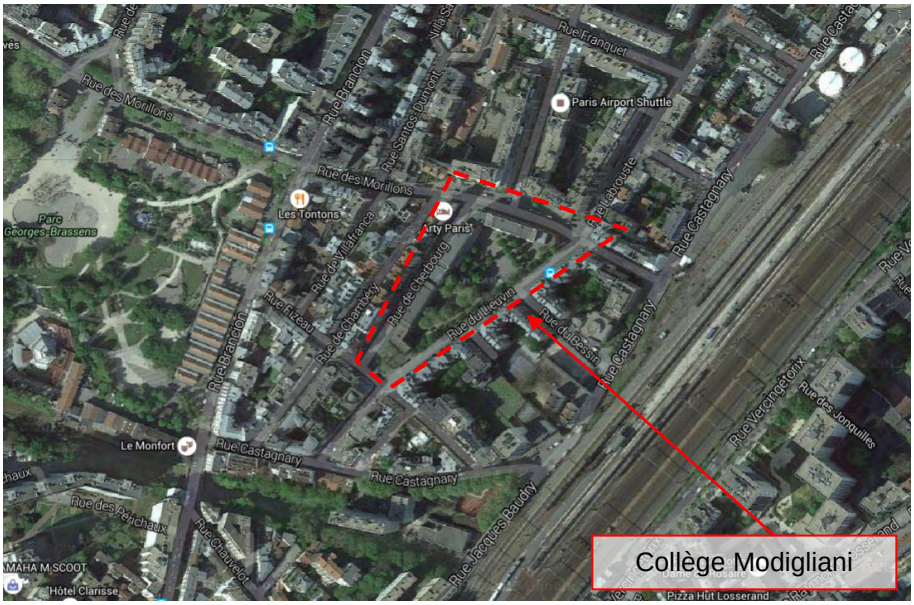


Figure 2 Vue satellite de l'ouvrage

2.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

La toiture terrasse du Collège Modigliani se trouve en plancher haut du troisième étage de l'ouvrage.

La toiture terrasse est composée de poutres treillis métalliques portant de façade à façade. Des solives bois portent entre les poutres treillis et reprennent les charges transmises par la couverture. Des poteaux de façade, probablement en béton armé, reprennent les charges transmises par les poutres treillis.

Figure 3 Structure de la toiture terrasse

Poutre treillis métallique

Solive bois

La surface de la toiture terrasse (plancher haut R+3) n'est pas accessible mais il semblerait que le complexe d'étanchéité ne soit pas surmonté de gravillons (cf vue aérienne et toiture terrasse accessible en plancher haut R+2).

Figure 4 Toiture terrasse plancher haut R+2 et toitures terrasses étudiés

Zones étudiées

Notre mission intervient dans le cadre du projet de végétalisation de la toiture terrasse. Elle consiste en :

- un examen visuel de la structure ;
- des sondages destructifs de reconnaissance de la structure ;
- un relevé de la géométrie de l'ouvrage ;
- un rapport de diagnostic y compris calcul de la capacité portante de la toiture terrasse.

3. INTERVENTION SUR SITE

Notre intervention sur site a eu lieu le vendredi 1er Juillet 2016. Elle a consisté en un examen visuel de la structure et en la réalisation de deux sondages destructifs de reconnaissance de la structure. Les sondages ont été rebouchés à l'aide de plâtre.

3.1 LOCALISATION DES SONDAGES

Un plan d'implantation des sondages est disponible ci-dessous.

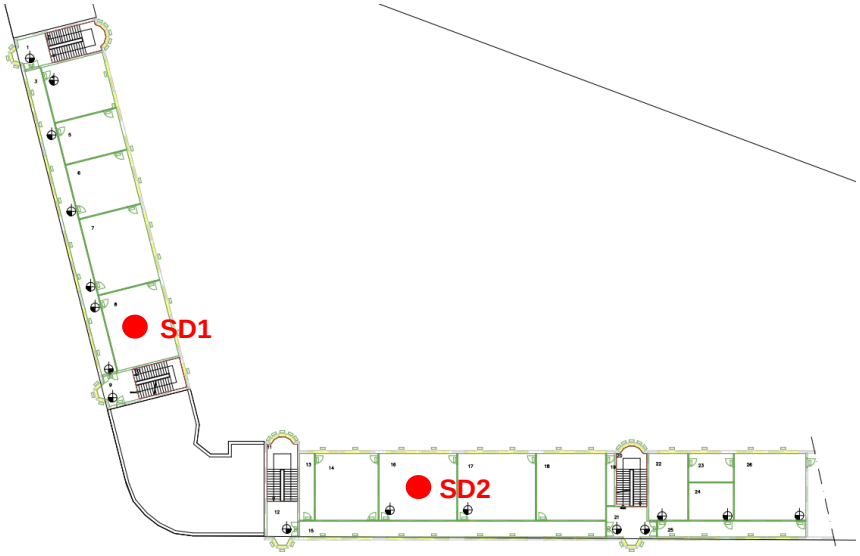


Figure Plan d'implantation des sondages

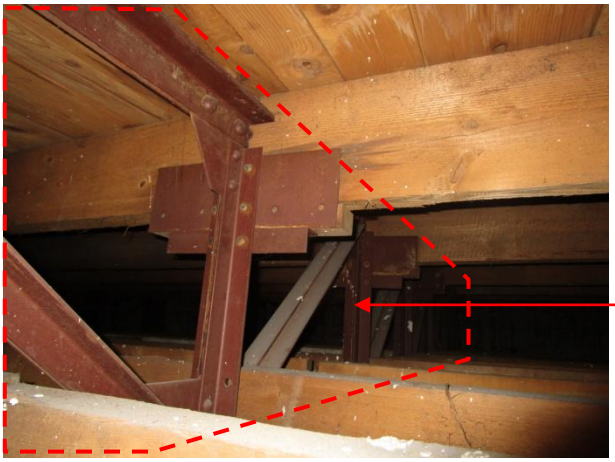
3.2 EXAMEN VISUEL DE LA STRUCTURE

L'examen visuel des ouvrages étudiés ne fait apparaitre aucun désordre.

3.3 RESULTATS DES SONDAGES

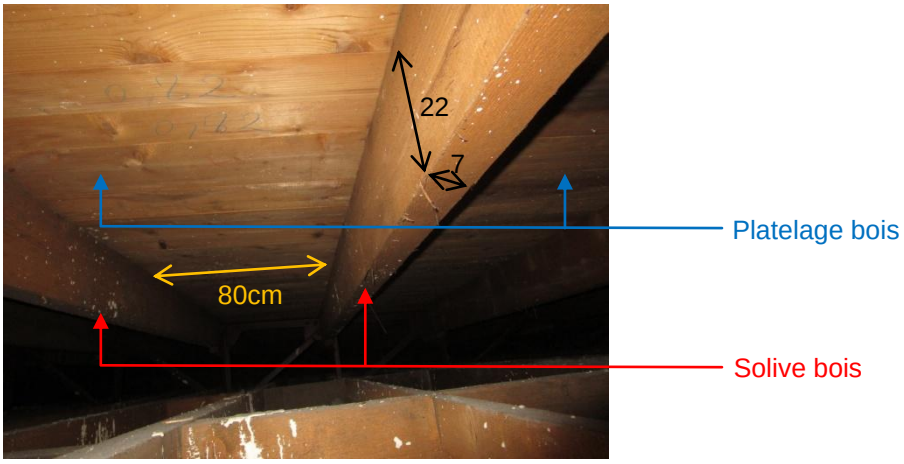
3.3.1 Sondage SD1

La toiture terrasse est composée de poutres treillis métalliques de 8,20m de portée s'appuyant sur des poteaux de façade. Les poutres treillis sont espacées de 3,85m.

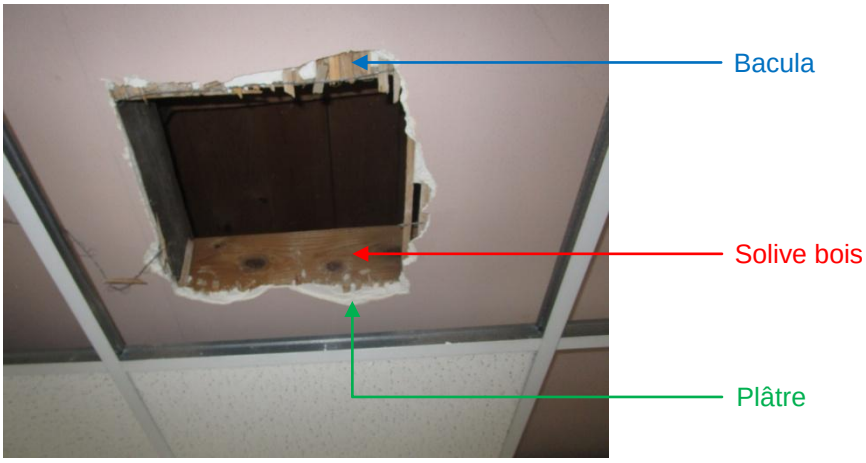


Poutre treillis métallique

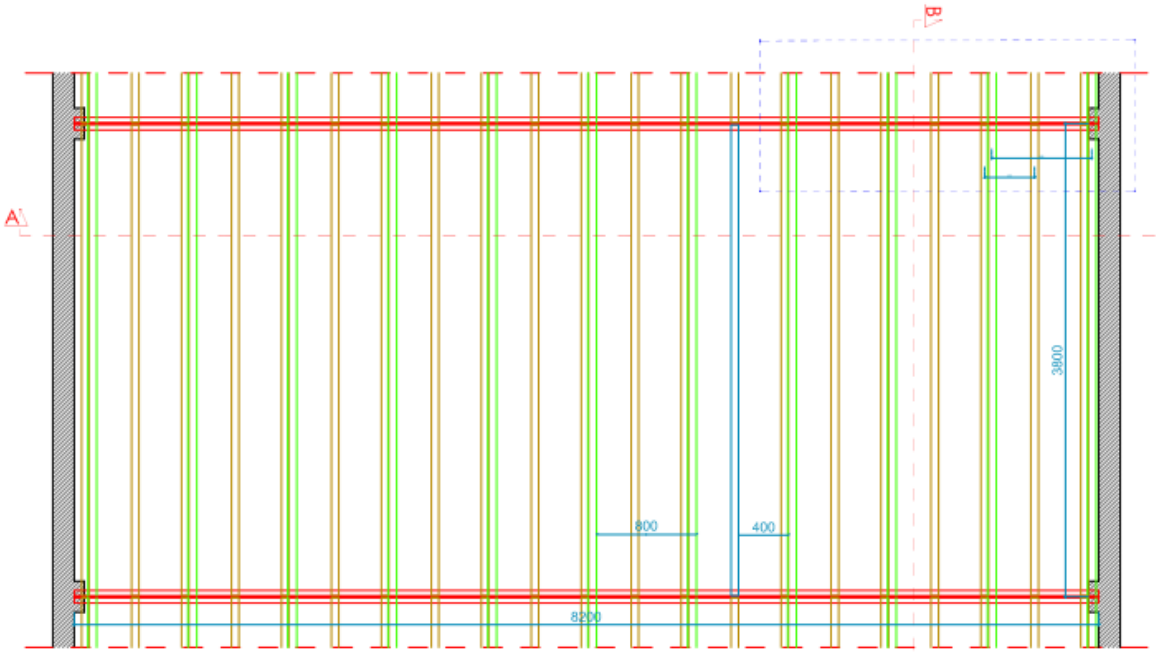
Des solives en bois de section 7×22cm portent entre poutres treillis. Leur portée est donc de 3,85m et leur espacement de 80cm. Les solives sont surmontées d'un platelage en bois de 2cm d'épaisseur sur lequel repose le complexe d'étanchéité.



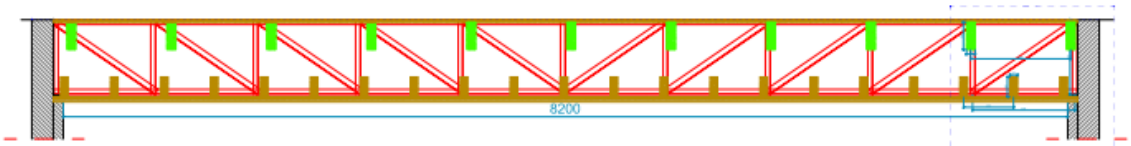
L'habillage de l'ensemble est assuré par un complexe plâtre/bacula fixé à des solives en bois de section 6×16cm s'appuyant sur la partie basse de la poutre treillis et portant sur 3,85m.



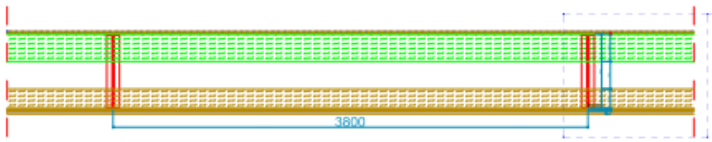
Les schémas descriptif de la toiture terrasse sont disponibles ci-dessous.



Vue en plan



Coupe longitudinale A



Coupe transversale B

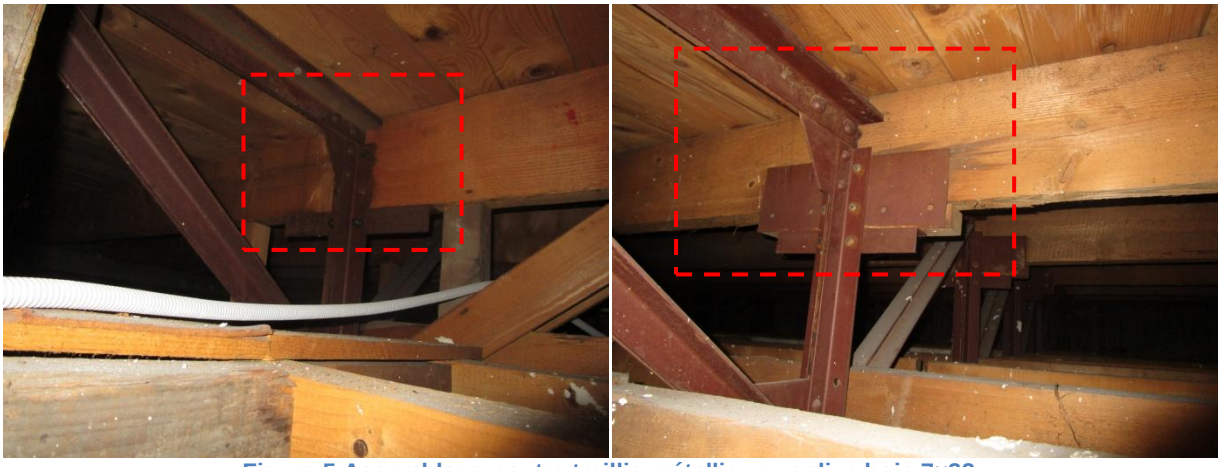


Figure 5 Assemblage poutre treillis métallique - solive bois 7×22

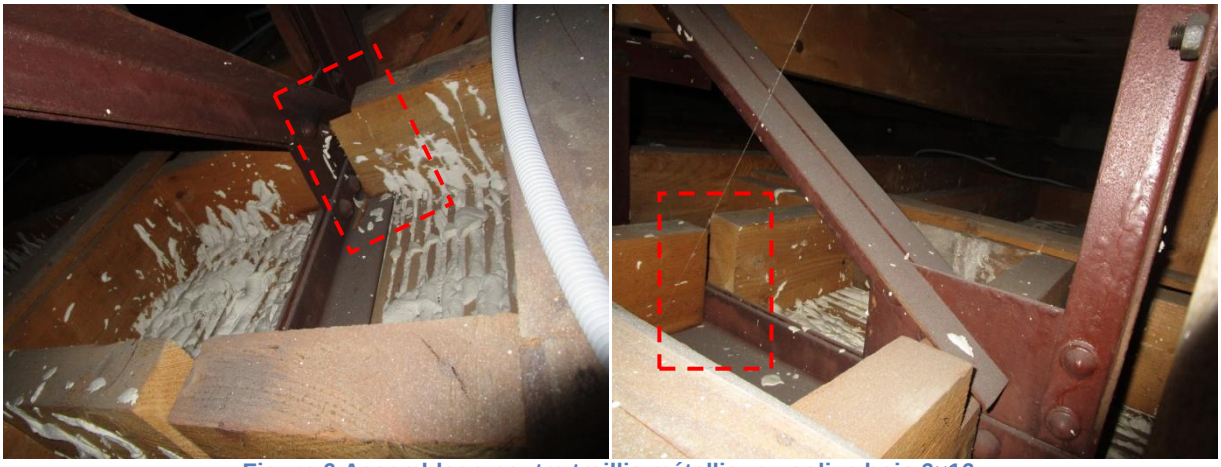


Figure 6 Assemblage poutre treillis métallique - solive bois 6×16

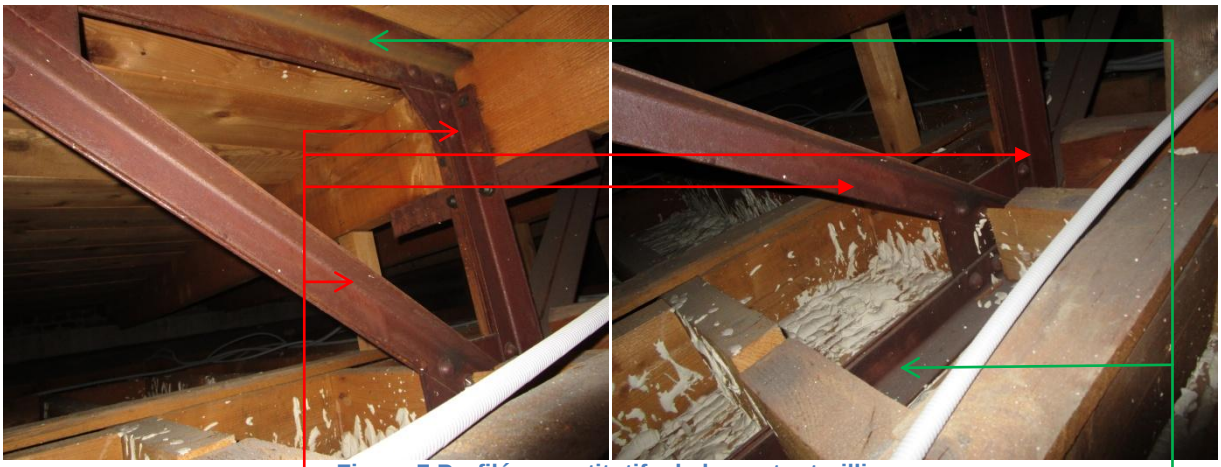


Figure 7 Profilés constitutifs de la poutre treillis

Double cornière 40×40mm

Double cornière 50×50mm

3.3.1 Sondage SD2

La structure de la toiture terrasse est identique à celle rencontrée au droit du sondage SD1. Le schéma descriptif de la toiture terrasse ainsi que des photos du sondage sont disponibles ci-dessous.

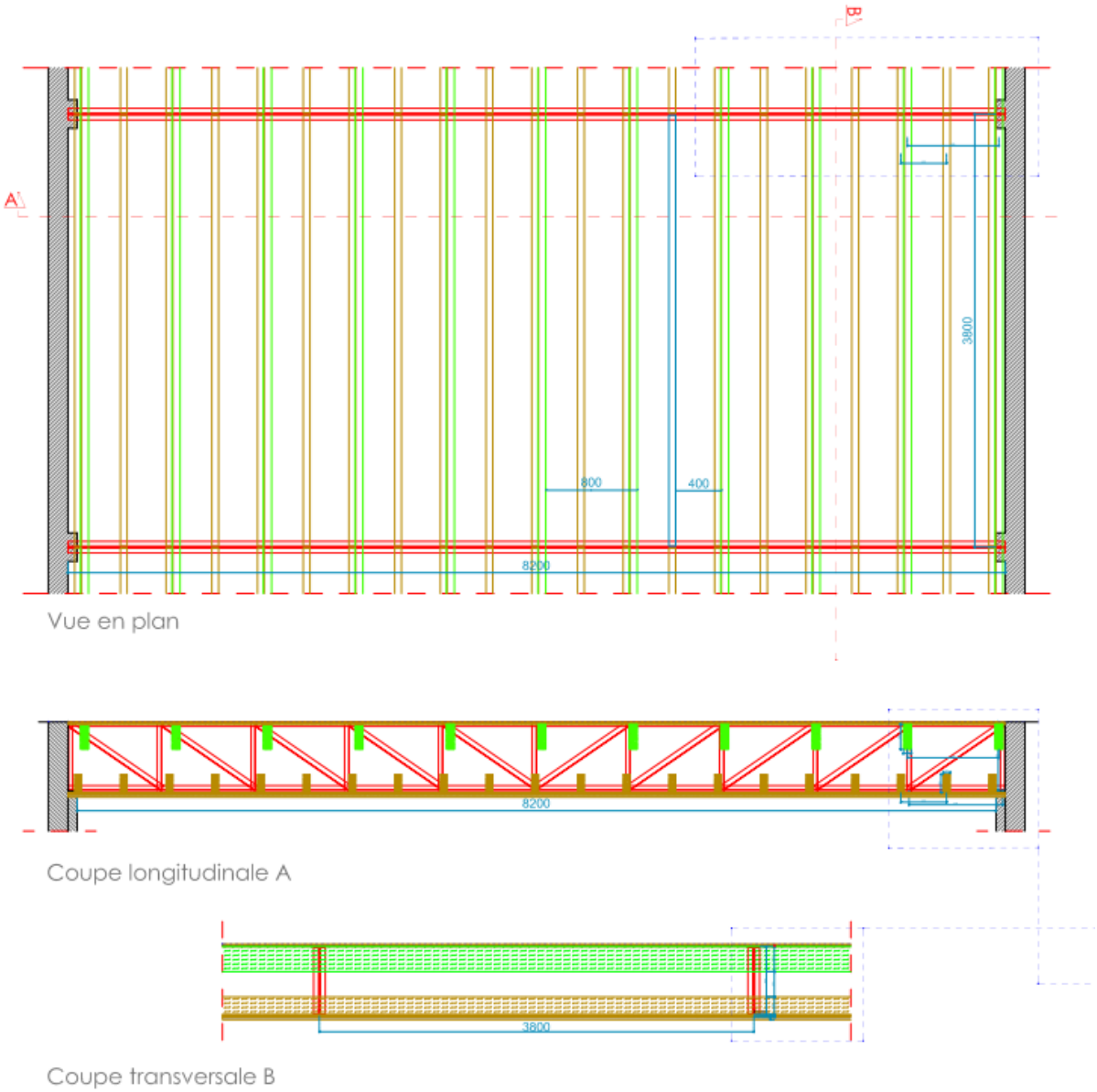


Figure 8 Photos sondage SD2

4. CAPACITE PORTANTE DE LA TOITURE TERRASSE

La capacité portante de la toiture terrasse est exprimée en plus du poids propre de la structure et du complexe d'étanchéité.

4.1 HYPOTHESES DE CALCUL

Textes normatifs applicables :

NFP 06-001 – Base de calcul des constructions – Charges d'exploitation des bâtiments.

NFP 06-004 – Base de calcul des constructions – Charges permanentes.

NF EN 1993-1-1 **-** Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments.

NF EN 1995-1-1 **-** Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-1 : règles communes et règles pour les bâtiments.

4.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les calculs ont été réalisés en prenant en compte les masses volumiques et surfaciques suivantes :

- Masse volumique du bois : 5,0kN/m^3 ;
- Masse volumique du plâtre : 13,0kN/m² ;
- Masse surfacique du complexe d'étanchéité : 0,5kN/m².

Les classes de matériaux considérées sont les suivantes :

- Aciers : Classe S355.
- Bois : C24

4.3 CAPACITE PORTANTE DES SOLIVES BOIS

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous. Les feuilles de calcul complètes sont disponibles en annexe.

Capacité portante des solives bois	
Flexion simple	
Contrainte de flexion (MPa)	3,44 MPa
Résistance de flexion (MPa)	12,18 MPa
Capacité portante (kg/m²)	228 kg/m²
Cisaillement	
Contrainte de cisaillement (MPa)	0,19 MPa
Résistance de cisaillement (MPa)	1,15 MPa
Capacité portante (kg/m²)	430 kg/m²

Les vérifications des flèches à l'état limite de service sont réalisées pour une capacité portante de 228kg/m². Elles sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Vérifications des flèches à l'ELS	
$W_{inst,lim(Q)}$ (mm)	12,7mm
$W_{inst(Q)}$ (mm)	7,2mm
$W_{net,fin,lim}$ (mm)	19,0mm
$W_{net,fin}$ (mm)	13,6mm

Les vérifications sont satisfaisantes.

La capacité portante des solives bois est égale à 228kg/m².

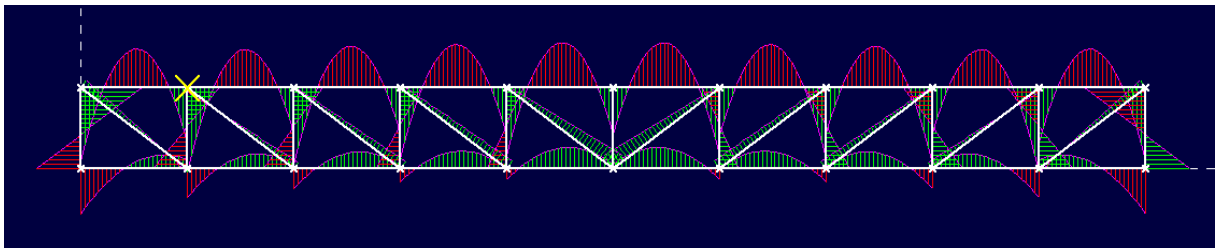
4.4 CAPACITE PORTANTE DES POUTRES TREILLIS METALLIQUES

Nous allons vérifier que les poutres treillis métalliques sont capables de reprendre une surcharge de 228kg/m².

4.4.1 Résultats de la modélisation

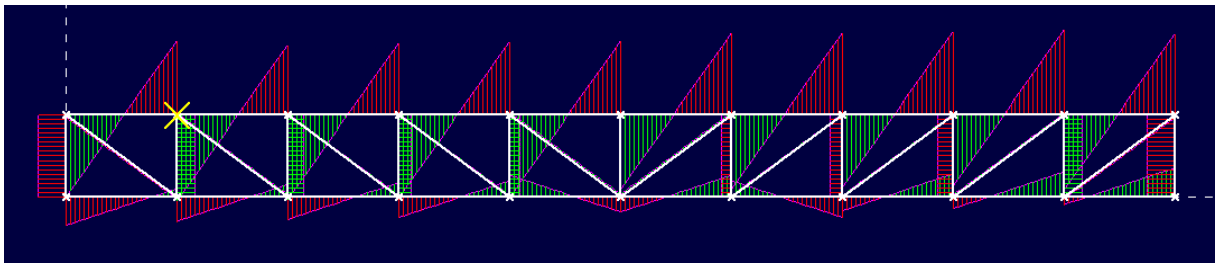
Les résultats de la modélisation sont présentés ci-dessous. Les vérifications sont effectuées sur les barres (doubles cornières 50×50×5mm et 40×40×5mm) les plus chargées.

Moment de flexion



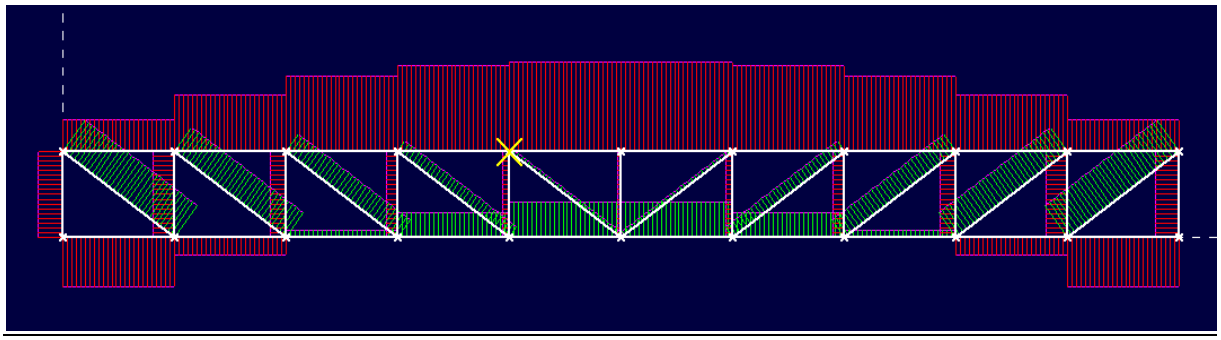
Résultats de la modélisation	
Double cornière 50×50×5mm	
Moment de flexion max	1,30kN.m
Double cornière 40×40×5mm	
Moment de flexion max	0,97kN.m

Effort tranchant



Résultats de la modélisation	
Double cornière 50×50×5mm	
Effort tranchant max	8,40kN
Double cornière 40×40×5mm	
Effort tranchant max	2,79kN

Effort normal



Résultats de la modélisation	
Double cornière 50×50×5mm	
Effort normal de traction max	129,20kN
Effort normal de compression max	310,90kN
Double cornière 40×40×5mm	
Effort normal de traction max	142,60kN
Effort normal de compression max	92,09kN

4.4.2 Vérification double cornière 50×50×5mm

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous. Les feuilles de calcul complètes sont disponibles en annexe.

Vérifications double cornière 50×50×5mm	
Vérification en flexion	
M_{Ed} (agissant)	1,30kN.m
$M_{c,Rd}$ (résistant)	2,91kN.m
Vérification à l'effort tranchant	
V_{Ed} (agissant)	8,40kN
$V_{pl.Rd}$ (résistant)	99,41kN
Vérification en traction	
N_{Ed} (agissant)	129,20kN
$N_{pl.Rd}$ (résistant)	340,80kN
Vérification en compression	

N_{Ed} (agissant)	310,90kN
$N_{c.Rd}$ (résistant)	340,80kN
Vérification flexion + effort normal	
M_{Ed} (agissant)	1,30kN.m
$M_{N,Rd}$ (résistant)	2,49kN.m
Vérification au flambement	
N_{Ed} (agissant)	310,90kN
$N_{b.Rd}$ (résistant)	326,10kN

Les vérifications sont satisfaisantes.

4.4.1 Vérification double cornière 40×40×5mm

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau ci-dessous. Les feuilles de calcul complètes sont disponibles en annexe.

Vérifications double cornière 50×50×5mm	
Vérification en flexion	
M_{Ed} (agissant)	0,97kN.m
$M_{c,Rd}$ (résistant)	2,09kN.m
Vérification à l'effort tranchant	
V_{Ed} (agissant)	2,79kN
$V_{pl.Rd}$ (résistant)	78,50kN
Vérification en traction	
N_{Ed} (agissant)	142,60kN
$N_{pl.Rd}$ (résistant)	269,09kN
Vérification en compression	
N_{Ed} (agissant)	92,09kN
$N_{c.Rd}$ (résistant)	269,09kN
Vérification flexion + effort normal	
M_{Ed} (agissant)	0,97kN.m
$M_{N,Rd}$ (résistant)	1,51kN.m
Vérification au flambement	
N_{Ed} (agissant)	92,09kN
$N_{b.Rd}$ (résistant)	257,49kN

Les vérifications sont satisfaisantes.

4.4.2 Conclusion

La poutre treillis est capable de reprendre une charge additionnelle de 228kg/m².

5. CONCLUSION

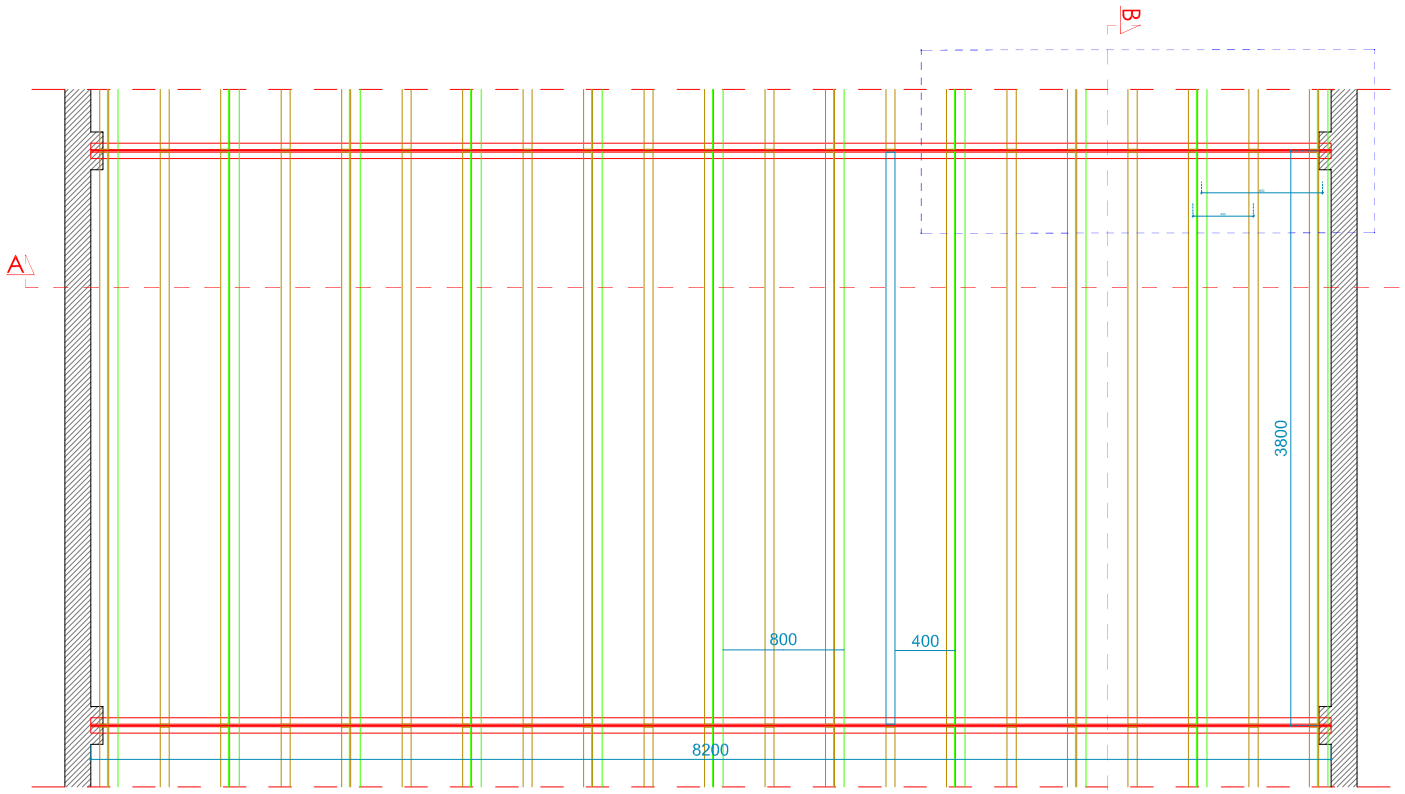
La société Structure et Réhabilitation a effectué une mission de diagnostic de la toiture terrasse du Collège Modigliani situé 1 rue de Cherbourg dans le 15ème arrondissement de Paris. Ce projet s'inscrit dans le cadre du projet de végétalisation de la toiture terrasse.

L'exam visuel des murs ne fait pas apparaitre de désordre particulier.

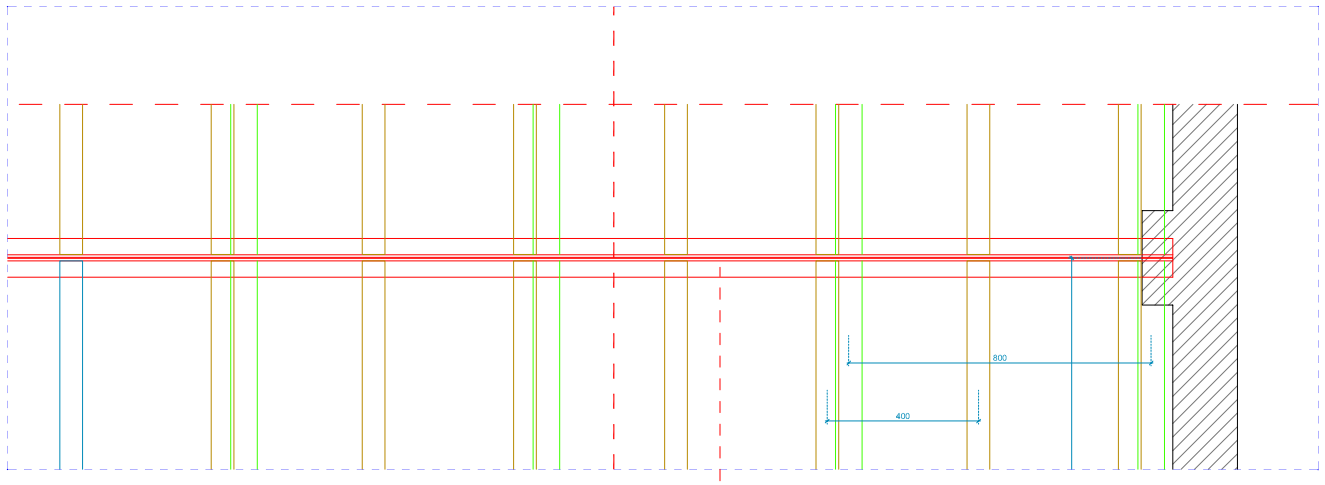
La capacité portante de la toiture terrasse est égale à 228kg/m² en plus du poids propre de la structure et du complexe d'étanchéité.

6. ANNEXES

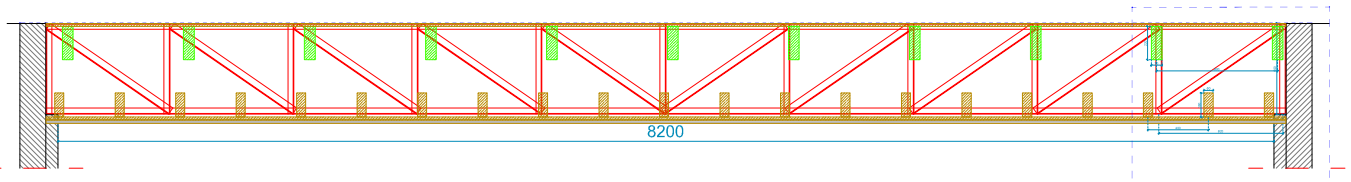
- Fiches sondages.
- Notes de calculs.



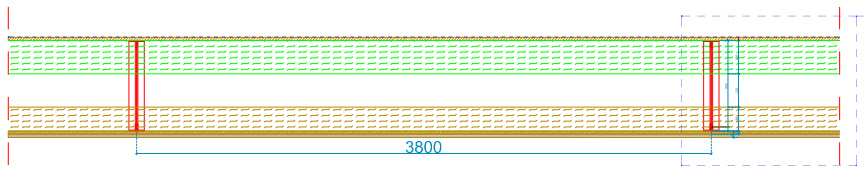
Vue en plan



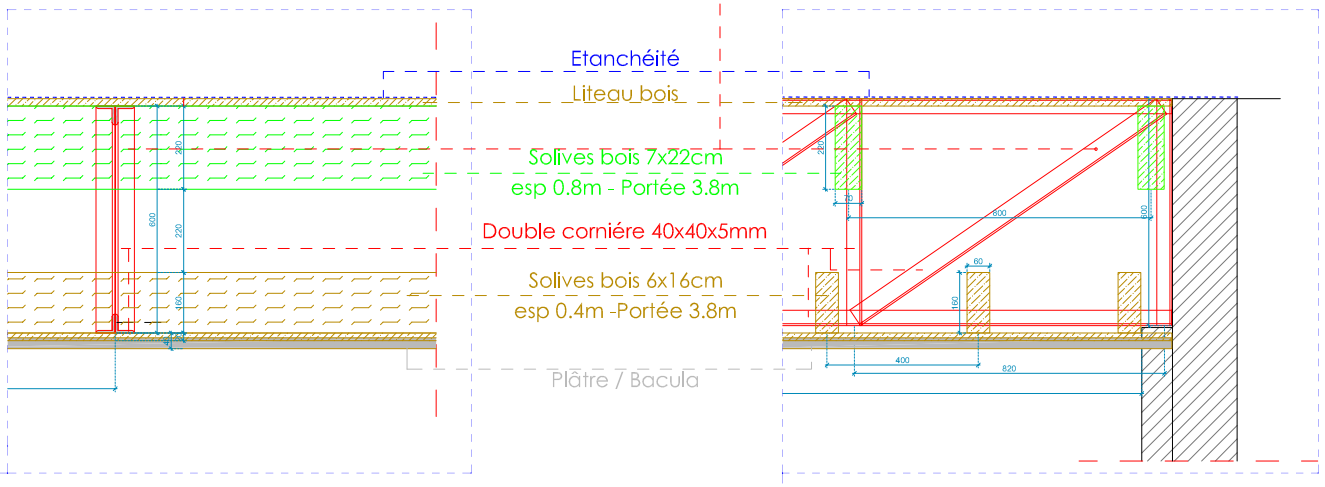
Poutre métallique en treillis - 10 Modules L 0.82m chaque
Portée 8.2m - Hauteur 0.6m - Espacement 3.8m
composé de modules en double corniére 40x40x5mm



Coupe longitudinale A



Coupe transversale B



Ech:1/50 -1/20

MAIRIE DE PARIS

Collège Modigliani - 1 rue de Cherbourg, 75015 PARIS

Diagnostic de la structure de la toiture terrasse

Vue en plan et coupes des éléments de structure

STRUCTURE RÉHABILITATION — bureau d'études techniques — laboratoire d'essais et de contrôle

N° AFFAIRE	Plan N	DATE	PROJETEUR	VERIFICATEUR	APPROBATEUR
SSB-16-00250	01	Juillet 2016	N.MESSAOUDI	B.THOMAS	A.TCHOULA

Affaire : SSB-16-00250 - Collège Modigliani - 1 rue de Cherbourg, 75015 Paris

CAPACITE PORTANTE SOLIVE BOIS

Poutre isostatique

Date : juil-16

Hypothèse : Bois C24

CARACTERISTIQUES DE LA SECTION

Solive bois / Hypothèse : Bois massif résineux C24

h	0,22	m	Hauteur de la solive
b	0,07	m	Largeur de la solive
L	3,80	m	Portée de la solive
f m,k	24	MPa	Contrainte caractéristique de résistance en flexion
f v,k	2,5	MPa	Contrainte caractéristique de résistance en cisaillement

CARACTERISTIQUES DU PLANCHER

e	0,04	m	Epaisseur plattelage bois
Z	0,80	m	Espacement des solives

CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

ρbois	5,0	kN/m3	Masse volumique du bois
Platelage	0,2	kN/m²	Masse surfacique du platelage bois
Etanchéité	0,7	kN/m²	Masse surfacique du complexe d'étanchéité

CHARGEMENT

g1	0,08	kN/m	Masse linéique solive
g2	0,16	kN/m	Masse linéique plattelage bois
g3	0,56	kN/m	Masse linéique complexe d'étanchéité

FLEXION SIMPLE

Critère de vérification $\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} < 1$

Contrainte de flexion

Mf,y	**1,44**	**kN.m**
I / V	0,000564667	m3
σ m,d	**3,44**	**MPa**

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{f,y}}{\frac{I_{G,y}}{V}}$$

$$\frac{I_{G,y}}{V} = \frac{bh^2}{6}$$

Résistance de flexion

$$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h$$

f m,k	24	MPa	Résistance en flexion
k mod	0,6		
γ M	1,3		
k sys	1,1		
k h	1,0		
f m,d	**12,18**	**MPa**	Contrainte de résistance en flexion calculée
k crit	1,0		Le platelage en bois maintient la solive vis-à-vis du déversement

Capacité portante

σ Q	8,7	MPa	Crédit de contrainte
MQ	**3,3**	**kN.m**	
q	1,8	kN/m	
Q	**2,28**	**kN/m²**	
Q	**228**	**kg/m²**	

CISAILLEMENT

Critère de vérification $\frac{\tau_d}{f_{v,d}} < 1$

Contrainte de cisaillement

Fv,d	**1,51 kN**	
k f	1,50	3/2 pour les sections rectangulaires
b	70 mm	Epaisseur de la solive
h ef	220 mm	Hauteur réelle exposée au cisaillement
τ d	**0,199 MPa**	

$$\tau_d = \frac{k_f . F_{v,d}}{b . h_{ef}}$$

Résistance de cisaillement

f v,k	2,5 MPa	
k mod	0,6	
γ M	1,3	
f v,d	**1,15 MPa**	

$$f_{v,d} = f_{v,k} . \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

Capacité portante

τ Q	0,95 MPa
VQ	**6,53 kN**
q	3,44 kN/m
Q	**4,30 kN/m²**
Q	**430 kg/m²**

VERIFICATION DE LA FLECHE

$$\frac{W_{inst}(Q)}{W_{limite\ instantanée}} < 1 \ et \ \frac{W_{net,fin}}{W_{limite\ net\ finale}}$$

Q	2,28 kN/m²	
q	**1,82 kN/m**	
g	**0,80 kN/m**	
L	3800,0 mm	
E 0,mean	11000 MPa	
I	62113333 mm4	
Winst(Q)	**7,2 mm**	
Winst(G+Q)	**10,4 mm**	
k def	0,6	bois massif
ψ2	0,3	coefficient de simultanéité
q diff	**0,81 kN/m**	
Wcreep	**3,20 mm**	
Wnet,fin	**13,6 mm**	

$$W_{inst}(Q) = \frac{5 . q_{inst(Q)} . L^4}{384 . E_{0,mean} . I}$$

$$W_{inst} = \frac{5 . q_{inst(G+Q)} . L^4}{384 . E_{0,mean} . I}$$

$$W_{creep} = \frac{5 . q_{diff} . L^4}{384 . E_{0,mean} . I}$$

$$q_{diff} = k_{def}(G + \psi_2 Q)$$

$$W_{net,fin} = W_{inst} + W_{creep}$$

Vérifications :

Winst,lim(Q)	**12,7 mm**	**>**	**Winst(Q)**	**7,2 mm**
Wnet,fin,lim	**19,0 mm**	**>**	**Wnet,fin**	**13,6 mm**

CAPACITE PORTANTE DES SOLIVES BOIS

La capacité portante des solives bois est égale à 228kg/m².

Affaire : SSB-16-00250 - Collège Modigliani - 1 rue de Cherbourg, 75015 Paris

VERIFICATION DOUBLE CORNIERE 50×50×5mm

Poutre treillis métallique

Date : juil-16

CARACTERISTIQUES DE LA SECTION

Double cornère 50×50×5mm

M	3,8	kg/m	
h	50	mm	
b	50	mm	
tw	5	mm	
tf	5	mm	
A	9,60	cm²	Double cornière : 2×4,8mm²
Iy	21,92	cm4	Double cornière : 2×10,96cm4
Wel.y	6,1	cm3	Double cornière : 2×3,05cm3
Wpl.y	8,2	cm3	Double cornière : 2×4,10cm3
fy	355	N/mm²	Limite d'élasticité (MPa)
γ_{M0}	1,00		
γ_{M1}	1,00		
$\gamma_{M\beta}$	1,25		

CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

fy	355	N/mm²	Limite d'élasticité (MPa)
γ_{M0}	1,00		
γ_{M1}	1,00		
$\gamma_{M\beta}$	1,25		

CLASSIFICATION DES SECTIONS

fy	355	Mpa
ε	0,813616513	

Paroi comprimée interne
c/t 8,00 Paroi de classe 1

Semelle en console
c/t 4,50 Semelle de classe 1

La section est donc de classe 1

Table 5.2 (Feuille 1 sur 3): Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées

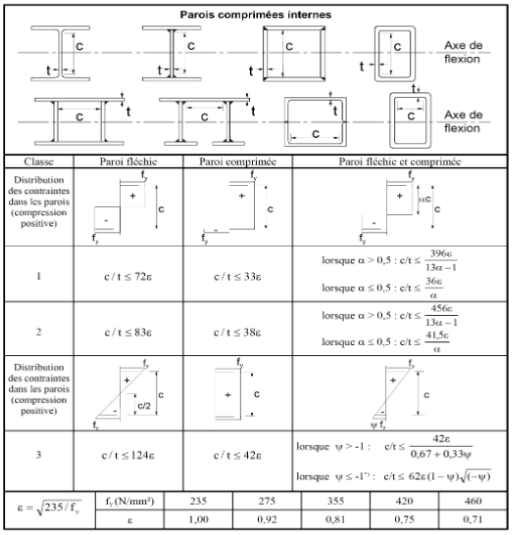
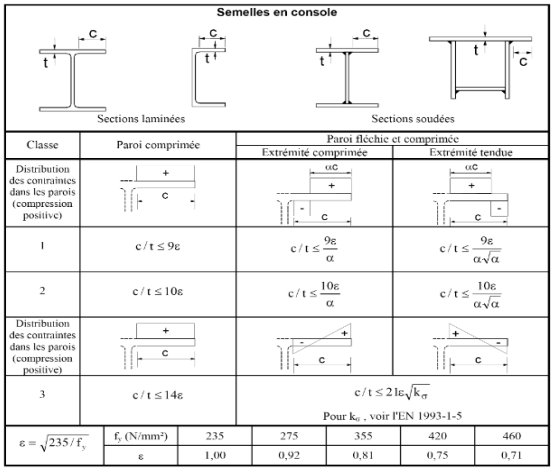


Tableau 5.2 (Feuille 2 sur 3): Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées



FLEXION SIMPLE

Enflexion simple à l'ELU, on doit vérifier :

Si classe 1 ou 2 : $M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{Mo}$
Si classe 3 : $M_{c,Rd} = W_{el,min} \cdot f_y / \gamma_{Mo}$
Si classe 4 : $M_{c,Rd} = W_{eff,min} \cdot f_y / \gamma_{Mo}$

Mc.Rd	**2,91 kN.m**
Med	**1,30 kN.m**

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c.Rd}} < 1$$

La vérification est satisfaisante.

CISAILLEMENT

Av	**4,85**	**cm²**
fy	355	N/mm² ou MPa
γ_{M0}	1,00	

$$V_{C.Rd} = V_{pl,Rd} = A_V(\frac{f_y}{\sqrt{3}})/\gamma_{M0}$$

Av pas inférieure à ηhwtw

η	1	
hw	40	mm
tw	5	mm
ηhwtw	**2**	**cm²**

$$A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$V_{pl.Rd}$	**99,41**	**kN**
V_{ed}	**8,40**	**kN**

$$\frac{V_{Ed}}{V_{C.Rd}} < 1$$

La vérification est satisfaisante.

VERIFICATION FLEXION + EFFORT TRANCHANT

Ved	8,40	kN
50% Vpl.Rd	49,70	kN

$$\frac{M_{Ed}}{M_{V.Rd}} < 1$$

Ved < 50%Vpl,Rd alors Mv,Rd = Mc,Rd
Calcul déjà effectué

La vérification est satisfaisante.

VERIFICATION EN TRACTION

A	9,60	cm²
fy	355	Mpa
γ_{M0}	1,00	

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$N_{pl,Rd}$	**340,80**	**kN**
N_{Ed}	**129,20**	**kN**

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

La vérification est satisfaisante.

VERIFICATION EN COMPRESSION

A	9,60	cm²
fy	355	Mpa
γ_{M0}	1,00	

$N_{c,Rd}$	**340,80**	**kN**
N_{Ed}	**310,90**	**kN**

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} < 1$$

La vérification est satisfaisante.

VERIFICATION FLEXION + EFFORT NORMAL

N_{Ed}	129,20	kN
$N_{pl,Rd}$	340,8	kN
$M_{pl,Rd}$	2,91	kN.m

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd}(1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}\right)^2)$$

$M_{N,Rd}$	**2,49**	**kN.m**
M_{Ed}	**1,30**	**kN.m**

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} < 1$$

La vérification est satisfaisante.

VERIFICATION AU FLAMBEMENT

Vis-à-vis du flambement à l'ELU, on doit vérifier :

Courbe de flambement : c

α	0,49	Facteur d'imperfection
Lf	0,8	Longueur de flambement
iyy	3,02	Rayon de giration (cm)

(1) Dans le cas de barres axialement comprimées, il convient de déterminer, pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ approprié, la valeur de χ à partir de la courbe de flambement concernée, en appliquant :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mais } \chi \leq 1,0 \qquad \text{... (6.49)}$$

où :

$$\Phi = 0,5\left[1 + \alpha\left(\bar{\lambda} - 0,2\right) + \bar{\lambda}^2\right]$$

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$ pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3 ;

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}}$ pour les sections transversales de Classe 4 ;

α est un facteur d'imperfection ;

N_{cr} est l'effort normal critique de flambement élastique pour le mode de flambement approprié, basé sur les propriétés de section transversale brute.

(2) Il convient de prendre dans le Tableau 6.1 le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée tirée du Tableau 6.2.

Tableau 6.1 — Facteurs d'imperfection pour les courbes de flambement

Courbe de flambement	a_0	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

λ	0,28	Elancement réduit
Φ	0,561	
X	0,957	Coefficient de réduction de flambement
$N_{b,Rd}$	**326,10**	**kN**
N_{Ed}	**310,9**	**kN**

Résistance de calcul de la barre comprimée au flambement

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\lambda_1}$$ pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3

La vérification est satisfaisante.

Affaire : SSB-16-00250 - Collège Modigliani - 1 rue de Cherbourg, 75015 Paris

VERIFICATION DOUBLE CORNIERE 40×40×5mm

Poutre treillis métallique

Date : juil-16

CARACTERISTIQUES DE LA SECTION

Double cornère 50×50×5mm

M	3,8	kg/m	
h	40	mm	
b	40	mm	
tw	5	mm	
tf	5	mm	
A	7,58	cm²	Double cornière : 2×3,79mm²
Iy	10,78	cm4	Double cornière : 2×5,39cm4
Wel.y	3,8	cm3	Double cornière : 2×1,9cm3
Wpl.y	5,9	cm3	Double cornière : 2×2,95cm3
fy	355	N/mm²	Limite d'élasticité (MPa)
γ_{M0}	1,00		
γ_{M1}	1,00		
$\gamma_{M\beta}$	1,25		

CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

fy	355	N/mm²	Limite d'élasticité (MPa)
γ_{M0}	1,00		
γ_{M1}	1,00		
$\gamma_{M\beta}$	1,25		

CLASSIFICATION DES SECTIONS

fy	355	Mpa
ε	0,813616513	

Paroi comprimée interne

c/t 6,00 Paroi de classe 1

Semelle en console

c/t 3,50 Semelle de classe 1

La section est donc de classe 1

Table 5.2 (Feuille 1 sur 3): Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées

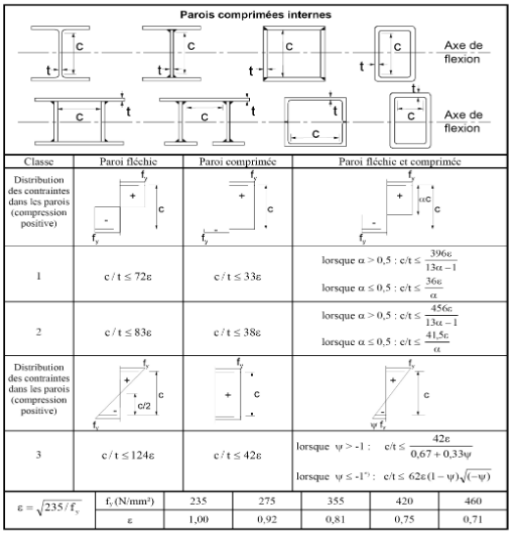
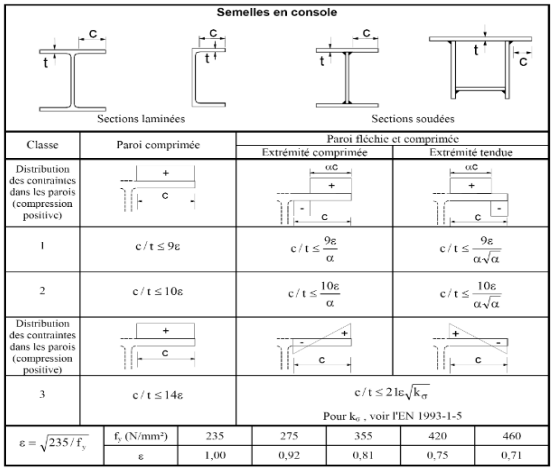


Tableau 5.2 (Feuille 2 sur 3): Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées



FLEXION SIMPLE

Enflexion simple à l'ELU, on doit vérifier :

Si classe 1 ou 2 : $M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{Mo}$

Si classe 3 : $M_{c,Rd} = W_{el,min} \cdot f_y / \gamma_{Mo}$

Si classe 4 : $M_{c,Rd} = W_{eff,min} \cdot f_y / \gamma_{Mo}$

$M_{c.Rd}$	**2,09 kN.m**
M_{ed}	**0,97 kN.m**

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c.Rd}} < 1$$

La vérification est satisfaisante.

CISAILLEMENT

Av	**3,83**	**cm²**
fy	355	N/mm² ou MPa
γ_{M0}	1,00	

$$V_{C.Rd} = V_{pl,Rd} = A_V(\frac{f_y}{\sqrt{3}})/\gamma_{M0}$$

Av pas inférieure à ηhwtw

η	1	
hw	30	mm
tw	5	mm
ηhwtw	**1,5**	**cm²**

$$A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$V_{pl.Rd}$	**78,50**	**kN**
V_{ed}	**2,79**	**kN**

$$\frac{V_{Ed}}{V_{C.Rd}} < 1$$

La vérification est satisfaisante.

VERIFICATION FLEXION + EFFORT TRANCHANT

Ved	2,79	kN
50% Vpl.Rd	39,25	kN

$$\frac{M_{Ed}}{M_{V.Rd}} < 1$$

Ved < 50%Vpl,Rd alors Mv,Rd = Mc,Rd
Calcul déjà effectué

La vérification est satisfaisante.

VERIFICATION EN TRACTION

A	7,58	cm²
fy	355	Mpa
γ_{M0}	1,00	

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$N_{pl,Rd}$	**269,09**	**kN**
N_{Ed}	**142,60**	**kN**

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

La vérification est satisfaisante.

VERIFICATION EN COMPRESSION

A	7,58	cm²
fy	355	Mpa
γ_{M0}	1,00	

$N_{c,Rd}$	**269,09**	**kN**
N_{Ed}	**92,09**	**kN**

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} < 1$$

La vérification est satisfaisante.

VERIFICATION FLEXION + EFFORT NORMAL

N_{Ed}	142,60	kN
$N_{pl,Rd}$	269,09	kN
$M_{pl,Rd}$	2,09	kN.m

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd}(1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}\right)^2)$$

$M_{N,Rd}$	**1,51**	**kN.m**
M_{Ed}	**0,97**	**kN.m**

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} < 1$$

La vérification est satisfaisante.

VERIFICATION AU FLAMBEMENT

Vis-à-vis du flambement à l'ELU, on doit vérifier :

Courbe de flambement : c

α	0,49	Facteur d'imperfection
Lf	0,8	Longueur de flambement
iyy	3,02	Rayon de giration (cm)

(1) Dans le cas de barres axialement comprimées, il convient de déterminer, pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ approprié, la valeur de χ à partir de la courbe de flambement concernée, en appliquant :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mais } \chi \leq 1,0 \qquad \text{... (6.49)}$$

où :

$$\Phi = 0,5\left[1 + \alpha\left(\bar{\lambda} - 0,2\right) + \bar{\lambda}^2\right]$$

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$ pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3 ;

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}}$ pour les sections transversales de Classe 4 ;

α est un facteur d'imperfection ;

N_{cr} est l'effort normal critique de flambement élastique pour le mode de flambement approprié, basé sur les propriétés de section transversale brute.

(2) Il convient de prendre dans le Tableau 6.1 le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée tirée du Tableau 6.2.

Tableau 6.1 — Facteurs d'imperfection pour les courbes de flambement

Courbe de flambement	a_0	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

λ	0,28	Elancement réduit
Φ	0,561	
X	0,957	Coefficient de réduction de flambement
$N_{b,Rd}$	**257,49**	**kN**
N_{Ed}	**92,09**	**kN**

Résistance de calcul de la barre comprimée au flambement

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\lambda_1}$$ pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3

La vérification est satisfaisante.