BET CLAIR'EQUEAUX
BET STRUCTURES ▪ DIAGNOSTIC ▪ RENFORCEMENT ▪ MAÎTRISE D'ŒUVRE

ETUDE DE LA FAISABILITE POUR L'INTEGRATION D'UN ASCENSEUR INTERIEUR DANS UN BATIMENT EXISTANT SITUE 4 RUE JEAN CATELAS A AMIENS (80)

N° d'offre :
SCA-2024-06-115-A-APD-80-IND01

Client :

CCI AMIENS-PICARDIE

6 boulevard de Belfort

80039 AMIENS

Maître d'œuvre :
IDONEIS
Jean-Benoît OLSEM
Directeur Général de la SAS
Architecte DPLG
5-7 avenue Eugène Gazeau
60300 Senlis
T. +33 (0)3 44 28 90 59
M. +33 (0)6 74 76 21 32
jb.olsem@idoneis.fr

Lieu :

4 rue Jean Catelas
80000 AMIENS



Date :	Révision :		Etabli par :	Vérifié par :
24/02/2025	0	Première diffusion.	Jean WAONGO	Stéphanie CARGNELUTTI
10/03/2025	1	Deuxième diffusion (prise en compte de l'extension dans l'étude)	Jean WAONGO	Van Huy Nguyen

La Chargée d'Affaires,
Stéphanie CARGNELUTTI

BET CLAIR'EQUEAUX
BET STRUCTURES ▪ DIAGNOSTIC ▪ RENFORCEMENT ▪ MAÎTRISE D'ŒUVRE

TABLE DES MATIERES

I. Préambule 1
II. Generaliés 1
A. Localisation de l'ouvrage 1
B. Plans reçus 2
C. Résultats des sondages et études de sol 2
III. Note de calcul 2
A. Hypothèses 2
1. Règlement de calcul 2
2. Matériaux 2
3. Charges 3
4. Sol et recommandations géotechniques 3
5. Géométries à considérer et reperages de ponts sondés 4
B. Vérification de la portance des éléments structurels des planchers dans lesquels les trémies d'ascenseur seront créées. 6
1. Plancher haut du sous-sol 6
2. Plancher haut du rez-de-chaussée 12
3. Plancher haut du 1er étage 15
4. Plancher haut du 2ème étage 17
5. Plancher haut du 3ème étage 20
C. Etude du radier de l'ascenseur projeté 22
IV. Etude de l'extension (local vélo) et les fondations de l'escalier 24
A. Extension local vélo 24
B. Fondations des murs de l'extension (local vélo) 25
C. Fondation du noyau central de l'escalier 26
V. Synthèse 27
A. Tableau récapitulatif de portance des plancher 27
B. Renforcement préconisé des planchers 28
C. Fondation de la cage d'ascenseur 28
A. Fondation du noyau d'escalier 29
VI. Remarques 29

I. PREAMBULE

Le client confie à BET CLAIR'EQUEAUX une mission consistant en la réalisation de l'étude de faisabilité structurelle portant sur la création d'une cage d'ascenseur intérieure au sein d'un bâtiment situé 4 rue Jean Catelas 80000 Amiens. L'étude portera sur des éléments suivants :

- Etudes des éléments transmis par le client :
  - Plan des existants
  - Plans projetés
  - Resultans de l'étude de sol
  - Rapport des sondages
- Élaboration d'un rapport , incluant des préconisations de renforcement si nécessaire

II. GENERALIES

A. LOCALISATION DE L'OUVRAGE

Le bâtiment à l'intérieur duquel est envisagé la création de l'encenseur est situé situe 4 rue jean catelas a Amiens (80) . Ci-dessous une vue satellite de l'immeuble.



Figure 1:4 Vue satellite du braiment : Rue Jean Catelas, 80000 Amiens

B. PLANS REÇUS

Les documents graphique transmis par le client sont listé comme suit :

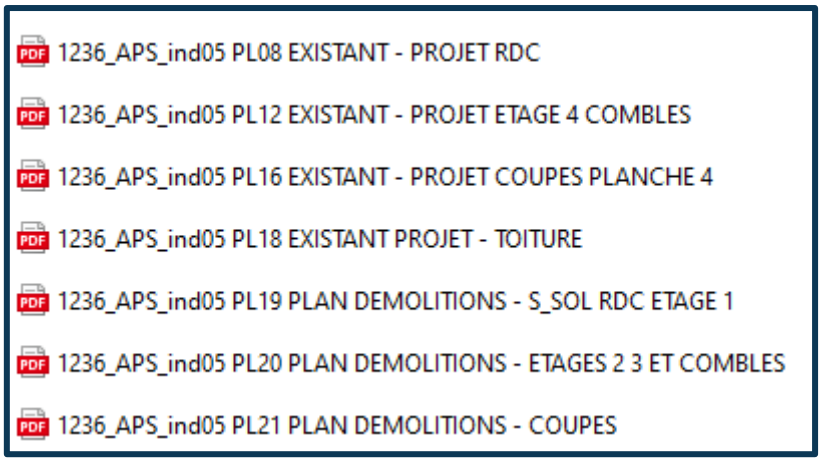


Figure 2: Liste des plans transmis par le clients

C. RESULTATS DES SONDAGES ET ETUDES DE SOL

Une étude de sol type « G2 AVP » et des sondages destructifs ont été réalisés et transmis par la société MASTERDIAG.

- Résultats de l'étude de sol G2AVP: (voir le rapport : « Rapport+annexes D2402.148 ind2 G2AVP - Construction cage ascenseur – AMIENS »)
- Résultats du rapport des sondages destructifs : (voir le rapport « PV+annexes D2402.148 Structure - Construction cage ascenseur - AMIENS - CCI AMIENS PICARDIE »)

III. NOTE DE CALCUL

A. HYPOTHESES

1. REGLEMENT DE CALCUL

Les normes suivantes seront considérées :

- L'Eurocode 0 permet de fixer les principes et les exigences pour la sécurité ; l'aptitude au service et la durabilité tout en définissant les bases pour le dimensionnement des structures.
- L'Eurocode 1 : Fournit des informations détaillées et des règles de calcul pour l'ensemble des actions que les structures de bâtiment et de génie civil sont susceptibles de rencontrer. Ces actions peuvent être permanentes, variables ou d'exploitation ou accidentelles.
- L'Eurocode 2 donne les règles de conception et de calcul des structures en béton non armé, armé notamment.
- L'Eurocode 3 règlemente les conceptions et les calculs des structures métalliques.

2. MATERIAUX

- Acier : S235
- Béton armé : C25/30

- Acier de béton armé RL 235Mpa pour les existants et HA Fe 500Mpa pour ceux à créer

3. CHARGES

- Charges permanentes (G).
  - Cloisons légères : 80kg/m²
  - Carrelages : 20kg/m²
  - Revêtements Lino : 8kg/m²
  - Chape en mortier de ciment : 20kg/m²/cm
  - Eléments en béton armé : 2500kg/m^3
  - Sable,cailloux ; 1700kg/m^3
  - Hourdis béton :900kg/m^3
  - Hourdis céramiques : 55kg/m²
  - Enduit plâtre : 10kg/m²/cm
- Charges d'exploitation :
  - Habitation : 150kg/m²
  - Bureaux : 250kg/m²
- Ascenseur

Les charges exactes de l'ascenseur ne sont pas totalement connues. Les dimensions en plan de l'ascenseur projeté sont d'environ 1,97 x 1,66 m. Nous considérerons ici un ascenseur de dimensions et de poids similaires.

4. SOL ET RECOMMANDATIONS GEOTECHNIQUES

- Sol
  - Contrainte du sol à l'ELS : 0,14Mpa
  - Réaction du massif de sol

	Rsol [kPa]	ks [kPa/m]	Sn [m²]	Tassement [m]
Max	377.94	142936	0.008	$-2.6\ 10^{-3}$
Min	12.95	4597	0.002	$-2.8\ 10^{-3}$

Figure 3 : Extrait du rapport géotechnique reçu « Rapport+annexes D2402.148 ind2 G2AVP - Construction cage ascenseur – AMIENS

- Recommandations géotechnique

> Le sol rencontré sur les premiers mètres correspond à une couche limoneuse marron jusqu'à maximum 5.0 m de profondeur de qualité moyenne avec un module pressiométrique faible.
>
> Dans le cas où des efforts liés à la mise en œuvre de la cage d'ascenseur devaient être trop importants, les tassements pourraient également être non acceptable. Afin de palier à cette possibilité, il est donc envisager de mettre en œuvre des fondations profondes de type micropieux.
>
> De ce fait, l'ancrage des micropieux pour les futures fondations pourrait être supérieur à 5.00 m de profondeur avec un ancrage dans les limons graveleux ou la grave limoneuse.

Figure 4:Extrait du rapport géotechnique reçu « Rapport+annexes D2402.148 ind2 G2AVP - Construction cage ascenseur – AMIENS

5. GEOMETRIES A CONSIDERER ET REPERAGES DE PONTS SONDES

Ci-dessous, un aperçu sur plan des planchers sondés :

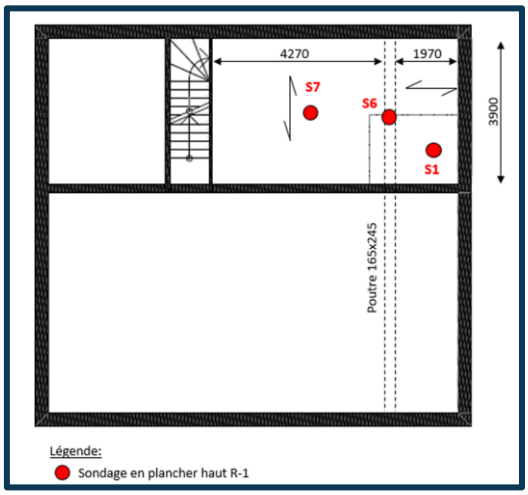


Figure 5: Vue en plan du plancher haut du sous-sol et repérages des points sondés

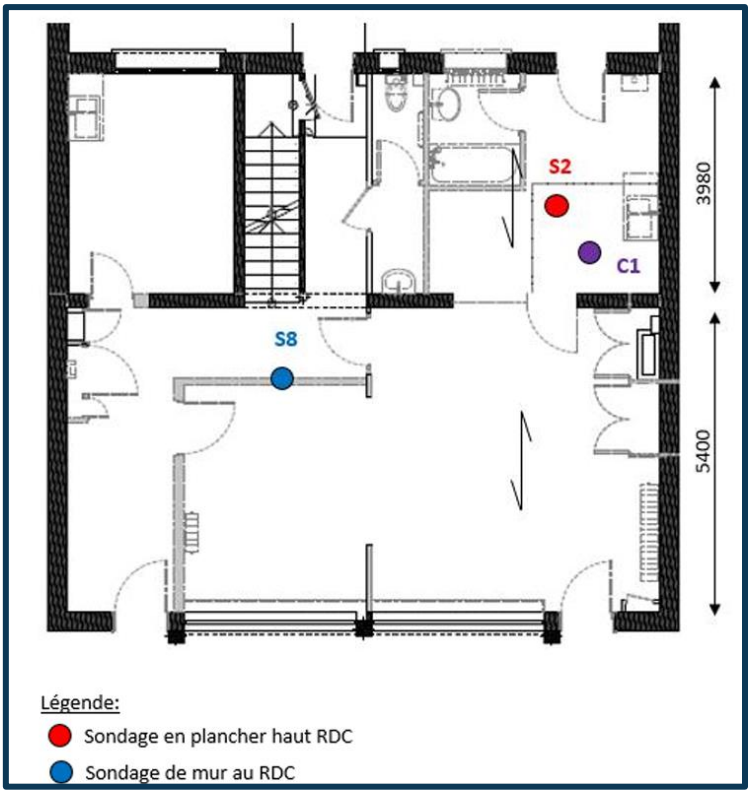


Figure 6:Vue en plan du plancher haut du rez-de-chaussée et repérages des points sondés

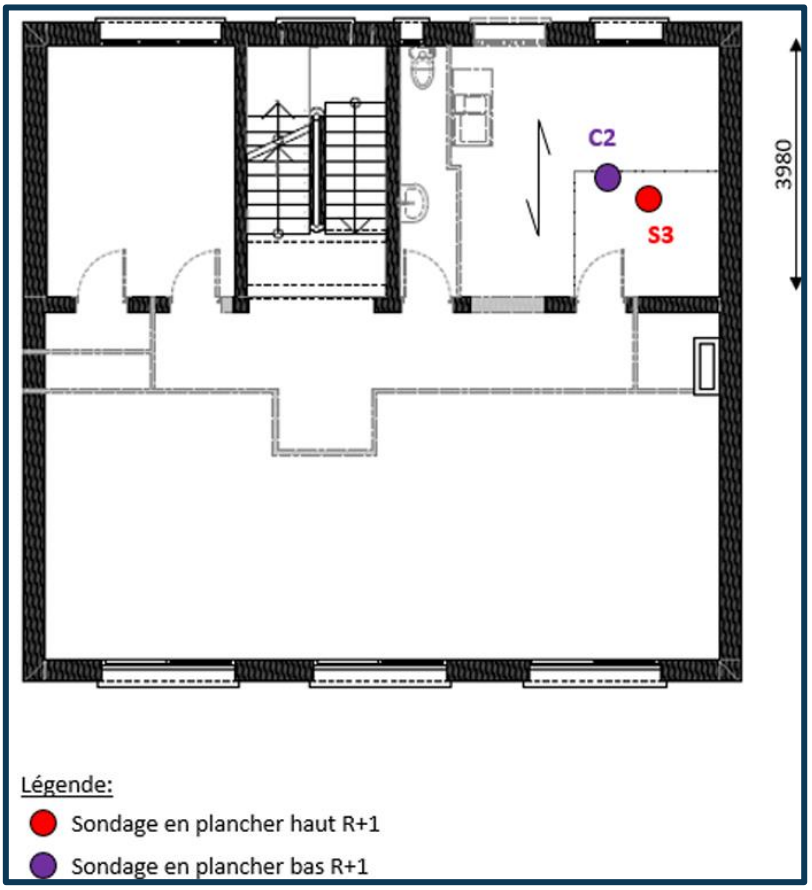


Figure 7: Vue en plan du plancher haut du 1er étage repérages des points sondés

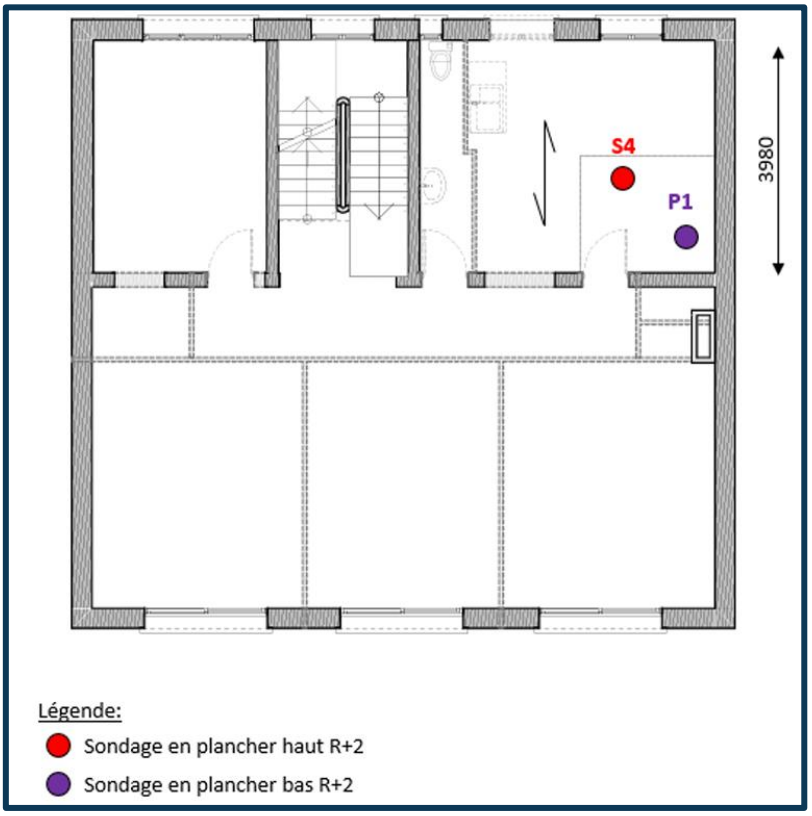


Figure 8:Vue en plan du plancher haut du 2ème étage repérages des points sondés

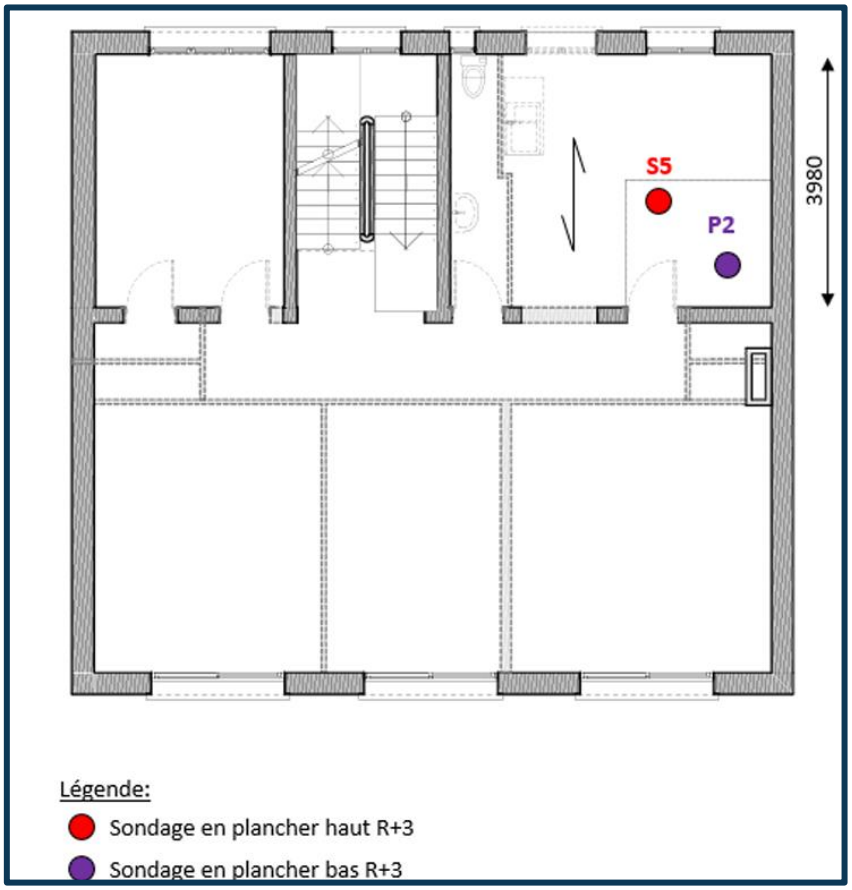


Figure 9:Vue en plan du plancher haut du 3ème étage repérages des points sondés

B. VERIFICATION DE LA PORTANCE DES ELEMENTS STRUCTURELS DES PLANCHERS DANS LESQUELS LES TREMIES D'ASCENSEUR SERONT CREEES.

1. PLANCHER HAUT DU SOUS-SOL

- **Détermination de la portance du plancher au droit du sondage du «S 1»**
  - Géométrie de la dalle

Ci-dessous, un aperçu du géométrie de la dalle au droit du sondage « S1 »

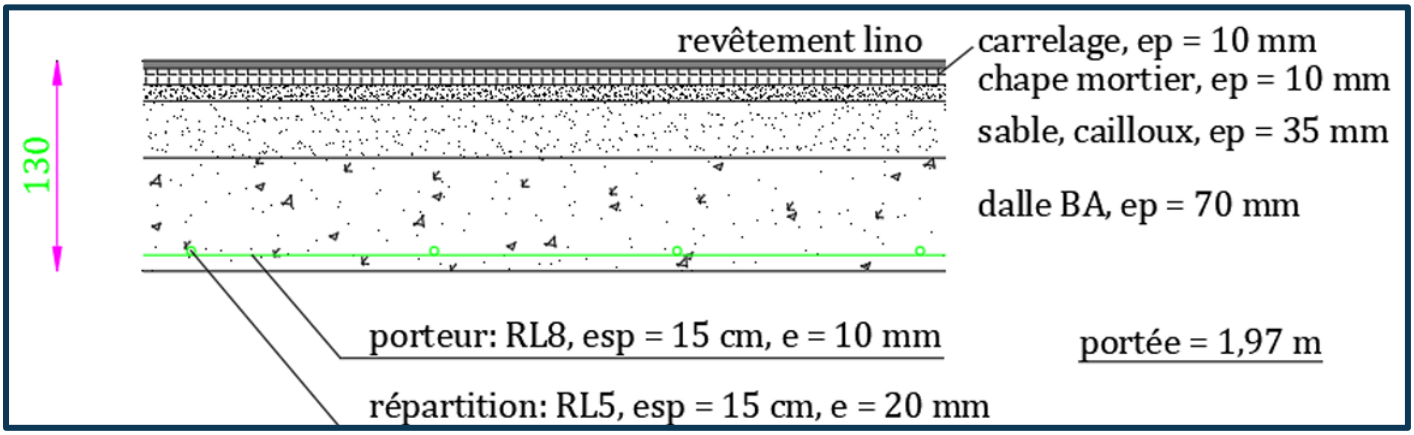


Figure 10:Coupe schématique du plancher au droit du sondage S1

Note : La longueur efficace de calcul de cette dalle est de $Lx = 1{,}97m + \frac{0{,}165m+0{,}35m}{2} = 2{,}23m$

- Descente de charges
  - Charges permanentes (G)

Cloisons légères : 80kg/m²

Carrelages : 20kg/m²

Revêtements Lino : 8kg/m²

Chape en mortier de ciment : $\frac{\frac{20kg}{m^2}}{cm} \times 1cm = 20kg/m^2$

Sable,cailloux : $\frac{1700kg}{m^3} \times 0{,}035m = 59{,}5kN/m^2$

$Total(G) hors\ poids\ propre = \frac{80kg}{m^2} + \frac{20kg}{m^2} + \frac{8kg}{m^2} + \frac{20kg}{m^2} + \frac{59{,}5kg}{m^2} = 187{,}5kg/m^2\ soit\ 1{,}875kN/m^2$

  - Charges d'exploitation (Q) : à déterminer

- Calculs

	Géométrie		
	Lx=	2,23	[m]
	bw=	100,00	[cm]
	h=	7,00	[cm]
d=H-Y_G	d=	6,00	[cm]
d'=H-d	d'=	1,00	[cm]

Sollicitation		
Q=	0,5	[KN/m/m]
Gs=	1,88	[KN/m/m]
G0=	1,75	[KN/m/m]
Gt=	3,63	[KN/m/m]
Px,ELU=	5,6505	[KN/m/m]
Px,ES=	4,13	[KN/m/m]
Px,qp=	3,930	[KN/m/m]
Mx,Ed=	0,0028	[MN.m/m]
Mx,ser=	0,0021	[MN.m/m]
Mx,qp=	0,00195	[MN.m/m]
K	0,8	

Section d'acier calculée		
As1,sens porteur =	2,3481	**[cm²/m]**
As,min	1,70	**[cm²/m]**
Déficit	-30%	

Section d'acier existant				
Pos°	Esp	Nb	⌀	⌀eq
Sup//x	15	6,67	8	8
Inf//x	15	6,67	5	0
		0		
	$A_{s1,sens\ porteur}$ =	3,35	cm²/m	
	$A_{s2,sens\ non\ porteur}$ =	1,31	cm²/m	

- Vérification de résistance à l'ELU

Vérification de résistance

FR,acier *[kN]*	68,4755942	Effort résistant des aciers
Y,acier *[m]*	0,00513567	fibre comprimées/ Centre de gravité des aciers
Z *[m]*	0,057945732	Bras de levier
MR *[MN.m]*	0,003967868	Moment résistant

MeD *[MN.m]*	0,0028	Moment agissant
MR>Med ?	OUI	
Taux de travail	**71%**	

- Vérification de flèche à l'ELS

Vérification de la flèche

Flèche en section fissurée			Flèche en section homogénéisée		
Yf=	2,00	[cm]	Yh=	3,50	[cm]
I,nf=	1,31E-05	[m4]	I,h=	2,86E-05	[m4]
W,f=	0,9648	[cm]	W,h=	0,4434	[cm]
Mcr=	0,0021	[MN/m]			
Ɛ=	0,000				
W_{finale}=	0,44	[cm]			

Limitation de flèche				
$W_{,lim(L/350)}$=	0,6371	[cm]	OK	70%
$W_{,lim(L/500)}$=	0,4460	[cm]	OK	99%

Conclusion : Les analyses réalisés ont mis en évidence que la flèche est la point dimensionnant de cette dalle. Par conséquent la portance de la dalle est de 50kg/m².

- **Détermination de la portance du plancher au droit du sondage du «S 7»**
  - Géométrie de la dalle

Ci-dessous, un aperçu du géométrie de la dalle au droit du sondage « S7 »

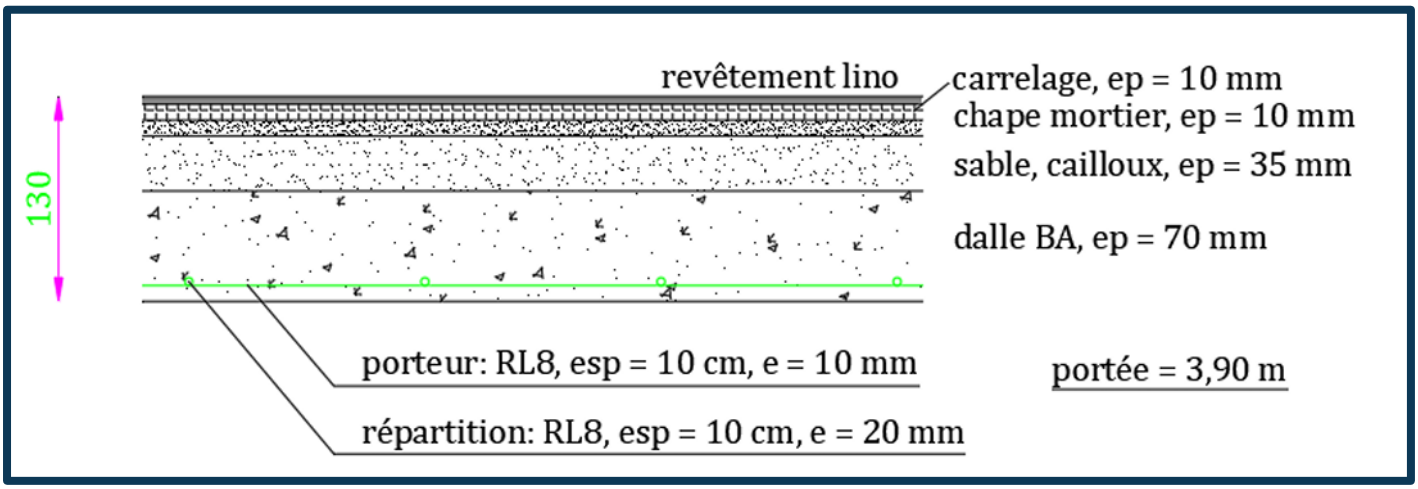


Figure 11:Coupe schématique du plancher au droit du sondage S7

Note : La longueur efficace de calcul de cette dalle est de $Lx = 3{,}90m + \frac{0{,}22m+0{,}35m}{2} = 4{,}185m$

  - Descente de charges
    - Charges permanentes (G) : identiques que celles estimées précédemment au droit du sondage « S1 »
    - Charges d'exploitation (Q) : à déterminer
- **Calculs :**

Note : Nous considérons que, compte tenu du ferraillage de la dalle, celle-ci est portée quatre cotés.

Géométrie		
Lx=	4,21	[m]
Ly=	4,27	[m]
bw=	100,00	[cm]
h=	7,00	[cm]
d=	6,00	[cm]
d'=	1	[cm]

α=	0,986	α=Lx/Ly
μx=	0,0368	
μy=	1	
Suivant Lx et Ly		

	Chargement				
	Q=	1,8	[KN/m/m]		
	Gs=	1,88	[KN/m/m]		
	G0=	1,75	[KN/m/m]		
	Gt=	3,63	[KN/m/m]		
Px,ELU=1,35*Gt+1,5*Q	Px,ELU=	7,6005	[KN/m/m]		
Py,ELU=1,35*Gt+1,5*Q	Py,ELU=	7,6005	[KN/m/m]		
Px,ES=Gt+Q	Px,ES=	5,43	[KN/m/m]		
Py,ES=Gt+Q	Py,ELS	5,43	[KN/m/m]		
Px,qp=Gt+ψ(o)Q	Px,qp=	4,71	[KN/m/m]		
Py,qp=Gt+ψ(o)Q	Py,qp	4,71	[KN/m]		
$Mx,Ed=\delta*\mu x*Px_{,ELU}*Lx^2$	Mx,Ed=	0,0040	[MN.m]		
My,Ed=δ*μuy*Mx,ed	My,Ed=	0,0040	[MN.m]		
$Mx,ser=\delta*\mu x*Px_{,ELS}*Lx^2$	Mx,ser=	0,00283	[MN.m]		
My,ser=δ*μy*Mx,ser	My,ser	0,00283	[MN.m]	δ=	0,8
$Mx,qp=\delta*\mu x*Px_{,qp}*Lx^2$	Mx,qp=	0,0025	[MN.m]		
My,qp=δ*μy*Mx,qp	My,qp	0,0025	[MN.m]		

Section d'acier existant//x et /YY				
Pos°	Esp	Nb	⌀	⌀eq
$INF_{//x}$	15	6,67	8	8
	$A_{s1,x}$ =	3,35	cm²/m	
	$A_{s1,yy}$ =	3,35	cm²/m	
Déficit sens xx		0%		
Déficit sens yy		0%		

- Vérification de résistance à l'ELU

Vérification de résistance sens xx		Vérification de résistance sens YY	
FR,acier *[kN]*	78,74693333	FR,acier *[kN]*	78,74693333
Y,acier *[m]*	0,00590602	Y,acier *[m]*	0,00590602
Z *[m]*	0,057637592	Z *[m]*	0,057637592
MR *[MN.m]*	0,003946768	MR *[MN.m]*	0,003946768
MeD *[MN.m]*	0,0040	MeD *[MN.m]*	0,0040
MR>Med ?	OUI	MR>Med ?	OUI
Taux de travail	**100%**	**Taux de travail**	**100%**

- Vérification de flèche à l'ELS

Mcr=	0,0021	***[MN/m]***
Ɛ=	0,637	
W_{finale}=	0,60	[cm]

Limitation de flèche			
$W_{,lim(L/350)}$=	1,2029	[cm]	50%
$W_{,lim(L/500)}$=	0,8420	[cm]	72%

Note : Les analyses ont montré que la résistance de la dalle constitue le facteur dimensionnant. Elles ont également mis en évidence une portance de 180 kg/m².

- **Détermination de la portance de la poutre au droit du sondage du «S6»**
  - Géométrie de la dalle

Ci-dessous, un aperçu du géométrie de la poutre au droit du sondage « S6 »

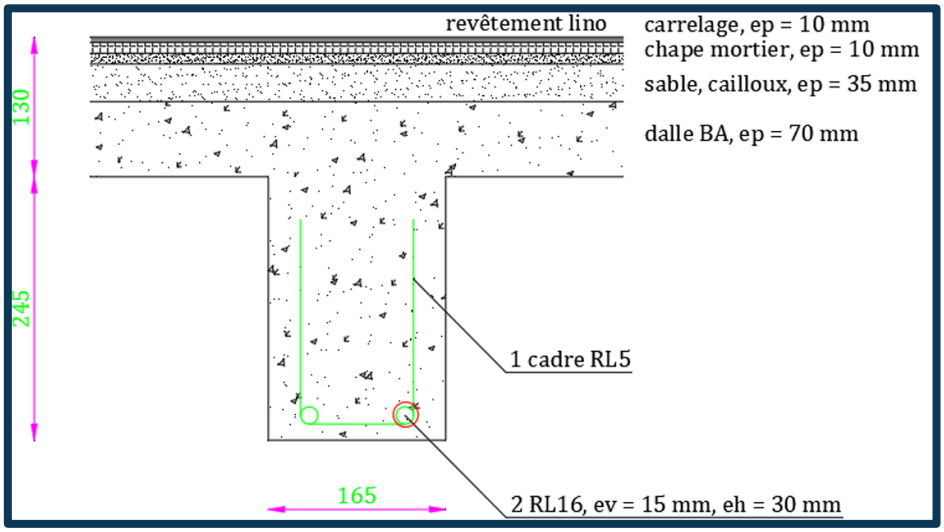


Figure 12:Coupe schématique de la poutre droit du sondage S6

Note : La longueur efficace de calcul de cette dalle est de $Leff = 3{,}90m + \frac{0{,}22m+0{,}35m}{2} = 4{,}185m$

  - Descente de charges

La bande de reprise de plancher de la poutre est de : $L = 0{,}5m + \frac{2{,}23m}{2} = 1{,}62m$

- Charges permanentes (G) : charges surfaciques estimés ci-avant au droit du sondage « S1 et S7 »

$G = \frac{1{,}875kN}{m^2} \times 1{,}62m = 3{,}03kN/m$

- Charges d'exploitation (Q) : à déterminer

- **Calculs**

Géométries-section de calcul		
Lo=Leff=	4,23	[m]
2*b1=	8,9	[m]
2*b2=	1,97	[m]
b,eff1=min[b1; 0,2*b1+0,1*L0; 0,2*L0]	0,846	[m]
b,eff2=min[b2; 0,2*b2+0,1*L0; 0,2*L0]	0,620	[m]
Hauteur de l'âme de la poutre (H)=	24,5	[cm]
Epaisseur de la table (Hf)=	7,0	[cm]
Largeur de la poutrelle (b_w)=	16,5	[cm]
L,eff=	4,23	[m]
b,eff= beff1+bw+beff2	163,10	[cm]
Hauteur utile d =	30,00	[cm]
d' =	1,50	[cm]

Sollicitations					
	Q=	2,500	[KN/m]		
	Gs=	3,030	[kN/m]		
	Go=	3,86	[kN/m]		
	Gt=	6,89	[KN/m]		
P,ELS=Gt+Q	P,ELS=	9,39	[KN/m]		
P,ELU=1,35Gt+1,5Q	P,ELU=	13,06	[KN/m]		
P,qp=G*ψ(o)Q	P,qp=	8,39	[KN/m]		
Mg=0,8*Gt*Leff²/8	Mg=	0,015	MN.m		
MQ=0,8*Q*Leff²/8	MQ=	0,006	MN.m		
M_{Ed} =1,35Mg+1,5Mq	M_{Ed} =	0,023	MN.m	K (de continuité/encastrement partiel)	0,8
$M,_{Tu}$=beff*Hf*fcd*(d-Hf/2)=	$M,_{Tu}$=	0,504	MN.m		
M,ser=Mq+Mq	M,ser=	0,0168	MN.m		
M,qp=Mg+ψ(o)Mq	M,qp=	0,0150	MN.m		

Section d'acier calculés		
As1=	3,83	[cm²]
As2=	0,00	[cm²]
As,min=	1,40	[cm²]
Déficit	-5%	

Section d'acier existante				
Pos°	Nb	⌀	⌀eq	
INF	2	16	16	

Section d'acier existante

$A_{s1,u}$ = 4,02 cm²

- Vérification à l'ELU

Vérification de résistance		
FR,acier *[MN]*	0,8217071	Effort résistant des aciers
Y,acier *[m]*	0,0377854	fibre comprimées/ Centre de gravité des aciers
Z *[m]*	0,2848858	Bras de levier
MR *[MN.m]*	0,02340927	Moment résistant
MeD *[MN.m]*	0,0234	Moment agissant
MR>Med ?	OUI	
Taux de travail	**100%**	

- Vérification à l'ELS

Mcr=(fctm*Ih)/(h-Yh)	Mcr=	0,042	
Ɛ=1-0,2*(Mcr/M,qp)²	Ɛ=	0,000	
W,finale=Ɛ*Wf+Wh(1-Ɛ)	W_{finale}=	0,167	[cm]

Limitation de flèche				
$W_{,lim(L/350)}$=	1,2086	OK	14%	[cm]
$W_{,lim(L/500)}$=	0,8460	OK	20%	[cm]
$W_{,lim(L/250)}$=	1,6920	OK	10%	[cm]

Conclusion : Les calculs ont révélé qu'en appliquant une charge linéique d'exploitation de 2,5 kN/m sur la poutre, la charge répartie sur la dalle est : $Q = \frac{2{,}50kN/ml}{1{,}62m} = 154kN/m^2$ sur la dalle . La portance de la poutre est donc Q=154kg/m² .

2. PLANCHER HAUT DU REZ-DE-CHAUSSEE

- **Détermination de la portance de la poutre au droit du sondage du «S2»**
  - Géométrie de la dalle

Ci-dessous, un aperçu du géométrie de la poutre au droit du sondage « S2 »

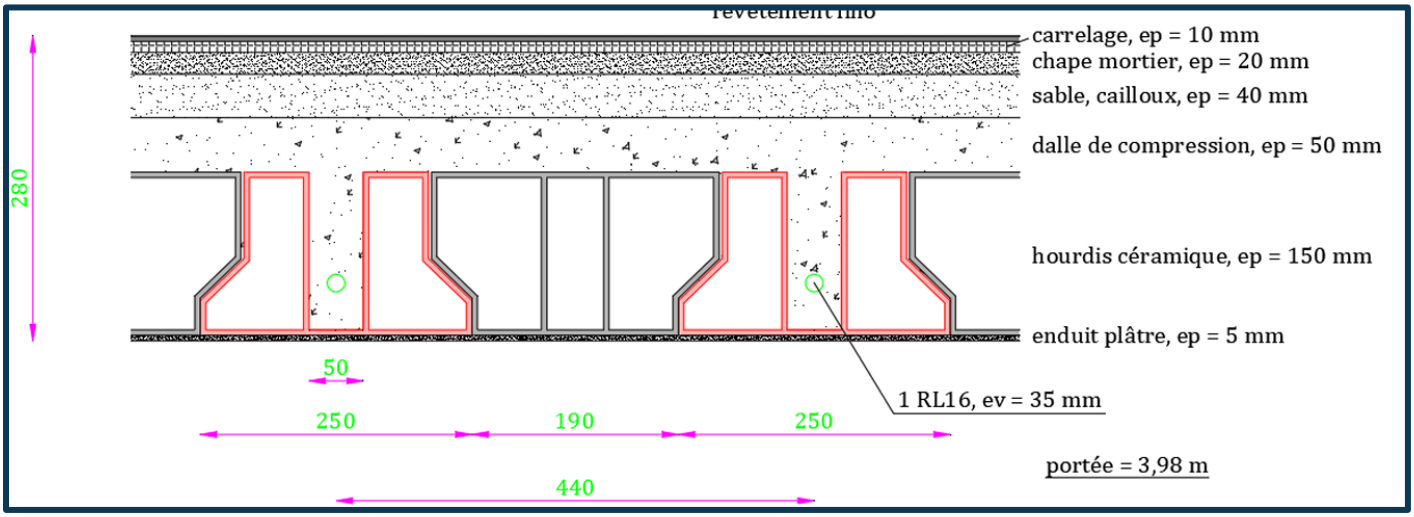


Figure 13:Coupe schématique du plancher au droit du sondage S2

Note : La longueur efficace de calcul de cette dalle est de $Leff = 3{,}98m + \frac{0{,}22m+0{,}35m}{2} = 4{,}26m$

- Charges permanentes (G)

Cloisons légères : 80kg/m²

Carrelages : 20kg/m²

Revêtements Lino : 8kg/m²

Chape en mortier de ciment : $\frac{20kg}{\frac{m^2}{cm}} \times 2cm = 40kg/m^2$

Sable,cailloux : $\frac{1700kg}{m^3} \times 0{,}04m = 68kN/m^2$

Hourdis céramiques :55kg/m²

$Total(G) hors\ poids\ propre = \frac{80kg}{m^2} + \frac{20kg}{m^2} + \frac{8kg}{m^2} + \frac{40kg}{m^2} + \frac{68kg}{m^2} + \frac{55kg}{m^2} = 271kg/m^2\ soit\ 2{,}71kN/m^2$

La bade de chargement est de 0,44m.

$G = \frac{2{,}71kN}{m^2} \times 0{,}44m = 1{,}192kN/m$

- Charges d'exploitation (Q) : à déterminer

- **Calculs**

Géométrie		
Lo=Leff=	4,26	[m]
2*b1=	0,39	[m]
2*b2=	0,39	[m]
b,eff1=min[b1; 0,2*b1+0,1*L0; 0,2*L0]	0,195	[m]
b,eff2=min[b2; 0,2*b2+0,1*L0; 0,2*L0]	0,195	[m]
Hauteur de l'âme de la poutre (H)=	15,0	[cm]
Epaisseur de la table (Hf)=	5,0	[cm]
Largeur de la poutrelle (b_w)=	5,0	[cm]
L,eff=	4,26	[m]
b,eff= beff1+bw+beff2	44,00	[cm]

Hauteur utile d =		16,50	[cm]			
d' =		3,50	[cm]			
Sollicitations						
	Q=	0,380	[KN/m]			
	Gs=	1,192	[kN/m]			
	Go=	0,74	[kN/m]			
	Gt=	1,93	[KN/m]			
P,ELS=Gt+Q	P,ELS=	2,31	[KN/m]			
P,ELU=1,35Gt+1,5Q	P,ELU=	3,17	[KN/m]			
P,qp=G*ψ(o)Q	P,qp=	2,16	[KN/m]			
Mg=0,8*Gt*Leff²/8	Mg=	0,004	MN.m			
MQ=0,8*Q*Leff²/8	MQ=	0,001	MN.m			
M_{Ed} =1,35Mg+1,5Mq	M_{Ed} =	0,006	MN.m	K	0,800	
$M_{,Tu}$=beff*Hf*fcd*(d-Hf/2)=	$M_{,Tu}$=	0,051	MN.m			
M,ser=Mq+Mq	M,ser=	0,0041	MN.m			
M,qp=Mg+ψ(o)Mq	M,qp=	0,0038	MN.m			

- Vérification de résistance à l'ELU

Section d'acier calculés			Section d'acier existante				
As1=	1,68	[cm²]	Pos°	Nb	⌀	⌀eq	
As2=	0,00	[cm²]	INF	1	16	16	
			Section d'acier existante				
			$A_{s1,u}$ =	2,01			cm²
Déficit	-17%		$A_{s2,u}$ =	0,00			cm²

Vérification de résistance		
FR,acier *[MN]*	0,4108536	Effort résistant des aciers
Y,acier *[m]*	0,0700319	fibre comprimées/ Centre de gravité des aciers
Z *[m]*	0,1369873	Bras de levier
MR *[MN.m]*	0,00562817	Moment résistant
MeD *[MN.m]*	0,0056	Moment agissant
MR>Med ?	OUI	
Taux de travail	**99%**	

- Vérification de flèche à l'ELS

Flèche en section fissurée				Flèche en section homogénéisée		
	X,nf=	4,53	***[cm]***	Yh=H/2	**Yh=**	7,50
	I,nf=	0,0001	***[m4]***	I,h=beff*H^3/12	**I,h=**	0,0001
*Wh=5*P,qp*Leff^4/384*Ec,eff*Inf*	**W,f=**	0,0120	***[m]***	Wh=5*P,qp*Leff^4/384*Ec,eff*I,h	**W,h=**	0,0067
Limitation de flèche						
W,$_{lim(L/350)}$=	1,1971	OK	56%	[cm]		
W,$_{lim(L/500)}$=	0,8380	OK	80%	[cm]		
W,$_{lim(L/250)}$=	1,6760	OK	40%	[cm]		

Conclusion : Les calculs ont révélé qu'en appliquant une charge linéique d'exploitation de 0,380 kN/m sur les poutrelles, la charge répartie sur le plancher est :$Q = \frac{0{,}380kN/ml}{0{,}44m} = 0{,}8636kN/m^2$ sur le plancher . La portance de la du plancher est donc Q=86,36kg/m².

3. PLANCHER HAUT DU 1ER ETAGE

- **Détermination de la portance de la poutre au droit du sondage du «S3»**
  - Géométrie de la dalle

Ci-dessous, un aperçu du géométrie de la poutre au droit du sondage « S3 »

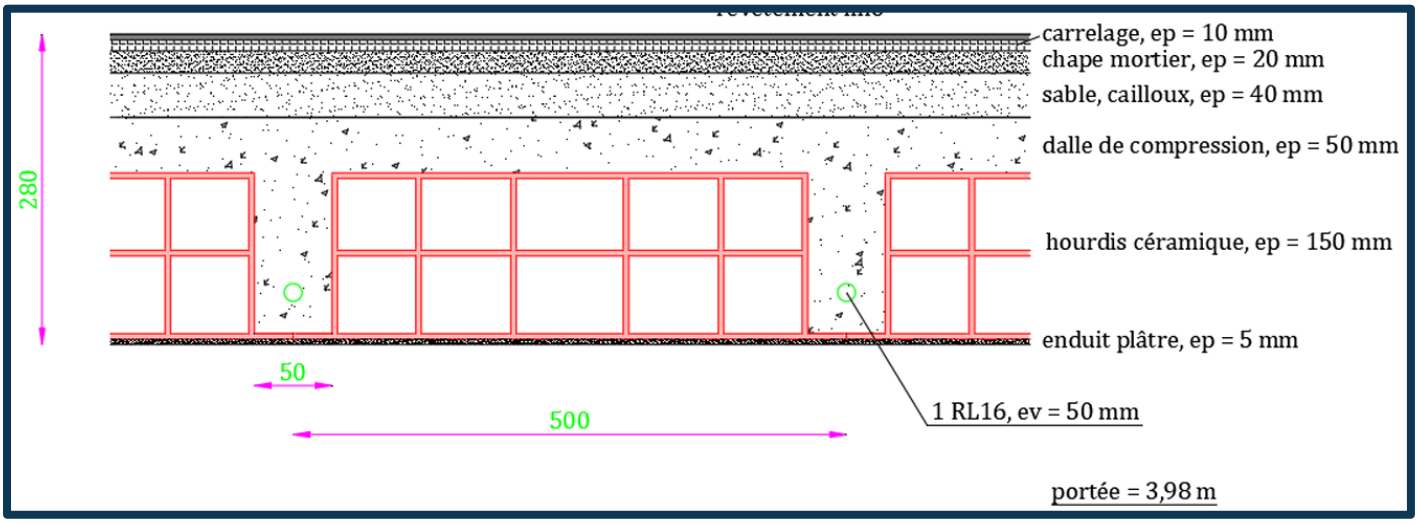


Figure 14:Coupe schématique du plancher au droit du sondage S3

Note : La longueur efficace de calcul de cette dalle est de $Leff = 3{,}98m + \frac{0{,}22m+0{,}35m}{2} = 4{,}26m$

- Charges permanentes (G)

Cloisons légères : 80kg/m²

Carrelages : 20kg/m²

Revêtements Lino : 8kg/m²

Chape en mortier de ciment : $\frac{20kg}{\frac{m^2}{cm}} \times 2cm = 40kg/m^2$

Sable,cailloux : $\frac{1700kg}{m^3} \times 0{,}04m = 68kN/m^2$

Hourdis céramiques :55kg/m²

$Total(G) hors\ poids\ propre = \frac{80kg}{m^2} + \frac{20kg}{m^2} + \frac{8kg}{m^2} + \frac{40kg}{m^2} + \frac{68kg}{m^2} + \frac{55kg}{m^2} = 271kg/m^2\ soit\ 2{,}71kN/m^2$

La bade de chargement est de 0,50m.

$G = \frac{2{,}71kN}{m^2} \times 0{,}50m = 1{,}355kN/m$

- Charges d'exploitation (Q) : à déterminer

- **Calculs**

Géométrie		
Lo=Leff=	4,19	[m]
2*b1=	0,45	[m]
2*b2=	0,45	[m]
b,eff1=min[b1; 0,2*b1+0,1*L0; 0,2*L0]	0,225	[m]
b,eff2=min[b2; 0,2*b2+0,1*L0; 0,2*L0]	0,225	[m]
Hauteur de l'âme de la poutre (H)=	15,0	[cm]
Epaisseur de la table (Hf)=	5,0	[cm]
Largeur de la poutrelle (b_w)=	5,0	[cm]
L,eff=	4,19	[m]
b,eff= beff1+bw+beff2	50,00	[cm]
Hauteur utile d =	15,00	[cm]
d' =	5,00	[cm]

Sollicitations					
	Q=	0,000	[KN/m]		
	Gs=	1,380	[kN/m]		
	Go=	0,81	[kN/m]		
	Gt=	2,19	[KN/m]		
P,ELS=Gt+Q	P,ELS=	2,19	[KN/m]		
P,ELU=1,35Gt+1,5Q	P,ELU=	2,96	[KN/m]		
P,qp=G*ψ(o)Q	P,qp=	2,19	[KN/m]		
Mg=0,8*Gt*Leff²/8	Mg=	0,005	MN.m		
MQ=0,8*Q*Leff²/8	MQ=	0,000	MN.m		
M_{Ed} =1,35Mg+1,5Mq	M_{Ed} =	0,005	MN.m	K	0,800
$M,_{Tu}$=beff*Hf*fcd*(d-Hf/2)=	$M,_{Tu}$=	0,052	MN.m		
M,ser=Mq+Mq	M,ser=	0,0038	MN.m		
M,qp=Mg+ψ(o)Mq	M,qp=	0,0038	MN.m		

- Vérification de résistance à l'ELU

Section d'acier calculés		
As1=	1,72	[cm²]
As2=	0,00	[cm²]
As,min=	0,21	[cm²]

Section d'acier existante			
Pos°	Nb	⌀	⌀eq
INF	1	16	16
	0	0	

Section d'acier existante

$A_{s1,u}$ = 2,01 cm²

$A_{s2,u}$ = 0,00 cm²

Vérification de résistance

FR,acier *[MN]*	0,4108536	Effort résistant des aciers
Y,acier *[m]*	0,061628	fibre comprimées/ Centre de gravité des aciers
Z *[m]*	0,1253488	Bras de levier
MR *[MN.m]*	0,00515	Moment résistant
MeD *[MN.m]*	0,0052	Moment agissant
MR>Med ?	NON	
Taux de travail	**101%**	

- Vérification de flèche à l'ELS

Flèche en section fissurée				Flèche en section homogénéisée		
	X,nf=	4,06	[cm]	Yh=H/2	Yh=	7,50
	I,nf=	0,0001	[m4]	I,h=beff*H³/12	I,h=	0,0001
Wh=5*P,qp*Leff⁴/384*Ec,eff*Inf	W,f=	0,0146	[m]	Wh=5*P,qp*Leff⁴/384*Ec,eff*I,h	W,h=	0,0060

Limitation de flèche				
$W_{,lim(L/350)}$=	1,1971	OK	50%	[cm]
$W_{,lim(L/500)}$=	0,8380	OK	71%	[cm]
$W_{,lim(L/250)}$=	1,6760	OK	36%	[cm]

Conclusion : Les calculs ont révélé que les poutrelles du plancher haut du 1er sont juste dimensionnée pour reprendre les charges permanentes actuelles.

4. PLANCHER HAUT DU 2EME ETAGE

- **Détermination de la portance des poutrelles au droit du sondage du «S4»**
  - Géométrie de la dalle

Ci-dessous, un aperçu du géométrie de la poutre au droit du sondage « S4»

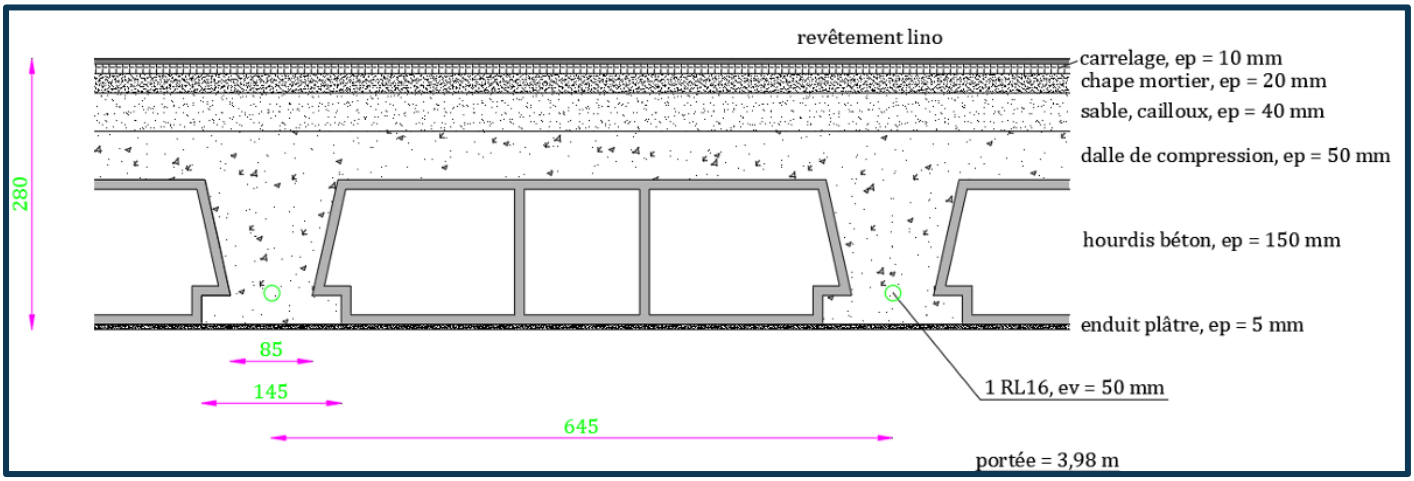


Figure 15:Coupe schématique du plancher au droit du sondage S4

- Charges permanentes (G)

Cloisons légères : 80kg/m²

Carrelages : 20kg/m²

Revêtements Lino : 8kg/m²

Chape en mortier de ciment : $\frac{20kg}{m^2} \times 2cm = 40kg/m^2$

Sable,cailloux : $\frac{1700kg}{m^3} \times 0{,}04m = 68kN/m^2$

Hourdis béton :$\frac{900kg}{m^3} \times 0{,}15m = 135kg/m^2$

Plâtre : 10kg/m²

$Total(G) hors\ poids\ propre = \frac{80kg}{m^2} + \frac{20kg}{m^2} + \frac{8kg}{m^2} + \frac{40kg}{m^2} + \frac{68kg}{m^2} + \frac{135kg}{m^2} + \frac{10kg}{m^2} = 353kg/m^2\ soit\ 3{,}53kN/m^2$

La bade de chargement est de 0,645m.

$$G = \frac{3{,}53kN}{m^2} \times 0{,}645m = 2{,}28kN/m$$

- Charges d'exploitation (Q) : à déterminer

- **Calculs**

Géométrie		
Lo=Leff=	4,19	[m]
2*b1=	0,56	[m]
2*b2=	0,56	[m]
b,eff1=min[b1; 0,2*b1+0,1*L0; 0,2*L0]	0,280	[m]
b,eff2=min[b2; 0,2*b2+0,1*L0; 0,2*L0]	0,280	[m]
Hauteur de l'âme de la poutre (H)=	15,0	[cm]
Epaisseur de la table (Hf)=	5,0	[cm]
Largeur de la poutrelle (b_w)=	8,5	[cm]
L,eff=	4,19	[m]
b,eff= beff1+bw+beff2	64,50	[cm]
Hauteur utile d =	15,00	[cm]

d' = 5,00 [cm]

Sollicitations					
	Q=	0,000	[KN/m]		
	Gs=	2,280	[kN/m]		
	Go=	1,13	[kN/m]		
	Gt=	3,41	[KN/m]		
P,ELS=Gt+Q	P,ELS=	3,41	[KN/m]		
P,ELU=1,35Gt+1,5Q	P,ELU=	4,60	[KN/m]		
P,qp=G*ψ(o)Q	P,qp=	3,41	[KN/m]		
Mg=0,8*Gt*Leff²/8	Mg=	0,007	MN.m		
MQ=0,8*Q*Leff²/8	MQ=	0,000	MN.m		
M_{Ed} =1,35Mg+1,5Mq	M_{Ed} =	0,008	MN.m	K	0,800
$M,_{Tu}$=beff*Hf*fcd*(d-Hf/2)=	$M,_{Tu}$=	0,067	MN.m		
M,ser=Mq+Mq	M,ser=	0,0060	MN.m		
M,qp=Mg+ψ(o)Mq	M,qp=	0,0060	MN.m		

- Vérification de résistance à l'ELU

Section d'acier calculés		
As1=	1,57	[cm²]
As2=	0,00	[cm²]
As,min=	0,21	[cm²]
Déficit	-22%	

Section d'acier existante			
Pos°	Nb	⌀	⌀eq
INF	1	16	16
	0	0	

Section d'acier existante

$A_{s1,u}$ = 2,01 cm²

$A_{s2,u}$ = 0,00 cm²

Vérification de résistance

FR,acier *[MN]*	0,6993252	Effort résistant des aciers
Y,acier *[m]*	0,0813169	fibre comprimées/ Centre de gravité des aciers
Z *[m]*	0,1174732	Bras de levier
MR *[MN.m]*	0,0082152	Moment résistant
MeD *[MN.m]*	0,0081	Moment agissant
MR>Med ?	OUI	
Taux de travail	**98%**	

- Vérification de flèche à l'ELS

CALCUL DE LA FLECHE						
Flèche en section fissurée				Flèche en section homogniesée		
	X,nf=	3,65	*[cm]*	Yh=H/2	Yh=	7,50
	I,nf=	0,0001	*[m4]*	I,h=beff*H^3/12	I,h=	0,0002

*Wh=5*P,qp*Leff⁴/384*Ec,eff*Inf*	W,f=	0,0215	*[m]*	Wh=5*P,qp*Leff⁴/384*Ec,eff*I,h	W,h=	0,0072	

Limitation de flèche				
$W_{,lim(L/350)}$=	1,1971	OK	60%	[cm]
$W_{,lim(L/500)}$=	0,8380	OK	86%	[cm]
$W_{,lim(L/250)}$=	1,6760	OK	43%	[cm]

Conclusion :Les calculs ont mis en évidence que les poutrelles du plancher haut du 2e étage sont dimensionnées à la limite pour supporter les charges permanentes.

5. PLANCHER HAUT DU 3EME ETAGE

- **Détermination de la portance des poutrelles au droit du sondage du «S5»**
  - Géométrie de la dalle

Ci-dessous, un aperçu du géométrie de la poutre au droit du sondage « S5»

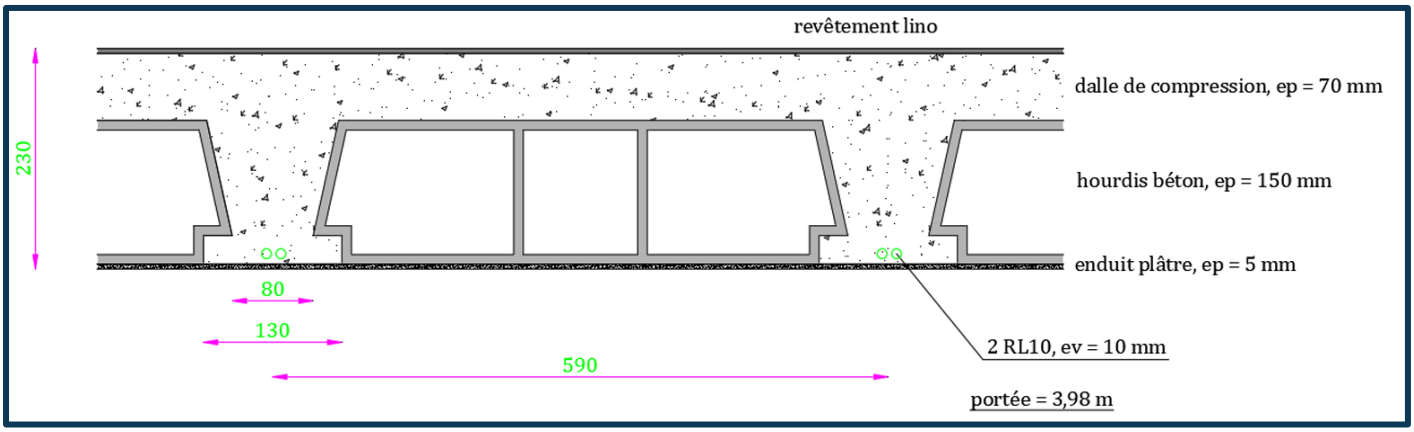


Figure 16:Coupe schématique du plancher au droit du sondage S5

- Charges permanentes (G)

Cloisons légères : 80kg/m²
Revêtements Lino : 8kg/m²

Hourdis béton :$\frac{900kg}{m^3} \times 0{,}15m = 135kg/m^2$

Plâtre : 10kg/m²

$Total(G) hors\ poids\ propre = \frac{80kg}{m^2} + \frac{8kg}{m^2} + \frac{135kg}{m^2} + \frac{10kg}{m^2} = 233kg/m^2\ soit\ 2{,}33kN/m^2$

La bade de chargement est de 0,59m.

$$G = \frac{2{,}33kN}{m^2} \times 0{,}59m = 1{,}375kN/m$$

- Charges d'exploitation (Q) : à déterminer

- **Calcul**

Géométrie		
Lo=Leff=	4,19	[m]
2*b1=	0,51	[m]
2*b2=	0,51	[m]
b,eff1=min[b1; 0,2*b1+0,1*L0; 0,2*L0]	0,255	[m]
b,eff2=min[b2; 0,2*b2+0,1*L0; 0,2*L0]	0,255	[m]
Hauteur de l'âme de la poutre (H)=	15,0	[cm]
Epaisseur de la table (Hf)=	7,0	[cm]
Largeur de la poutrelle (b_w)=	8,0	[cm]
L,eff=	4,19	[m]
b,eff= beff1+bw+beff2	59,00	[cm]
Hauteur utile d =	21,00	[cm]
d' =	1,00	[cm]

Sollicitations					
	Q=	0,000	[KN/m]		
	Gs=	1,375	[kN/m]		
	Go=	1,33	[kN/m]		
	Gt=	2,71	[KN/m]		
P,ELS=Gt+Q	P,ELS=	2,71	[KN/m]		
P,ELU=1,35Gt+1,5Q	P,ELU=	3,66	[KN/m]		
P,qp=G*ψ(o)Q	P,qp=	2,71	[KN/m]		
Mg=0,8*Gt*Leff²/8	Mg=	0,006	MN.m		
MQ=0,8*Q*Leff²/8	MQ=	0,000	MN.m		
M_{Ed} =1,35Mg+1,5Mq	M_{Ed} =	0,006	MN.m	K	0,800
$M,_{Tu}$=beff*Hf*fcd*(d-Hf/2)=	$M,_{Tu}$=	0,120	MN.m		
M,ser=Mq+Mq	M,ser=	0,0048	MN.m		
M,qp=Mg+ψ(o)Mq	M,qp=	0,0048	MN.m		

- Vérification de résistance à l'ELU

Section d'acier calculés		
As1=	1,51	[cm²]
As2=	0,00	[cm²]
As,min=	0,48	[cm²]

Section d'acier existante			
Pos°	Nb	⌀	⌀eq
INF	2	10	10
	0	0	

Section d'acier existante

$A_{s1,u}$ = 1,57 cm²

$A_{s2,u}$ = 0,00 cm²

Déficit -4%

Vérification de résistance		
FR,acier *[MN]*	0,3209793	Effort résistant des aciers
Y,acier *[m]*	0,0408025	fibre comprimées/ Centre de gravité des aciers
Z *[m]*	0,193679	Bras de levier
MR *[MN.m]*	0,0062167	Moment résistant

MeD *[MN.m]*	0,0064	Moment agissant
MR>Med ?	NON	
Taux de travail	**103%**	

- Vérification de flèche à l'ELS

CALCUL DE LA FLECHE							
Flèche en section fissurée					Flèche en section homogniesée		
	X,nf=	4,13	***[cm]***		Yh=H/2	**Yh=**	7,50
	I,nf=	0,0001	***[m4]***		I,h=beff*H^3/12	**I,h=**	0,0002
*Wh=5*P,qp*Leff^4/384*Ec,eff*Inf*	**W,f=**	0,0102	***[m]***		Wh=5*P,qp*Leff^4/384*Ec,eff*I,h	**W,h=**	0,0062

Limitation de flèche				
W,$_{lim(L/350)}$=	1,1971	OK	52%	[cm]
W,$_{lim(L/500)}$=	0,8380	OK	74%	[cm]
W,$_{lim(L/250)}$=	1,6760	OK	37%	[cm]

Conclusion :Les calculs ont mis en évidence que les poutrelles du plancher haut du 3e étage sont dimensionnées à la limite pour supporter les charges permanentes.

C. ETUDE DU RADIER DE L'ASCENSEUR PROJETE

Le radier de la fosse d'ascenseur doit supporter les charges amenées par :

- **Charges à considérer pour l'ascenseur**
  - Voiles de la gaines (en béton armé)
  - Dalle de couverture
  - Charges technique accrochées à la dalle haute
  - Les réactions d'appui des crochets d'ancrage
    - Réaction des guides
    - Réaction des guides
    - Charge des amortisseurs de contrepoids
    - Charge complémentaire des amortisseurs du contrepoids :
    - Réaction sur guide cabine :
    - Les charges au fond de la cuvette

Ces charges sont à préciser en phase projet. Mais en cette étape du projet (étude de faisabilité), nous considérerons ici un ascenseur de dimensions et de poids similaires.

- **Calcul du radier**

L'analyse des charges de l'ascenseur et de la portance du sol révèle que la mise en place d'un radier comme fondation n'est pas envisageable, en raison de tassements inadmissibles, même en ne considérant que le poids du mur de la cabine. Par conséquent, il est recommandé d'opter pour des fondations sur radier associées à des micropieux.

  - Modèle étudié

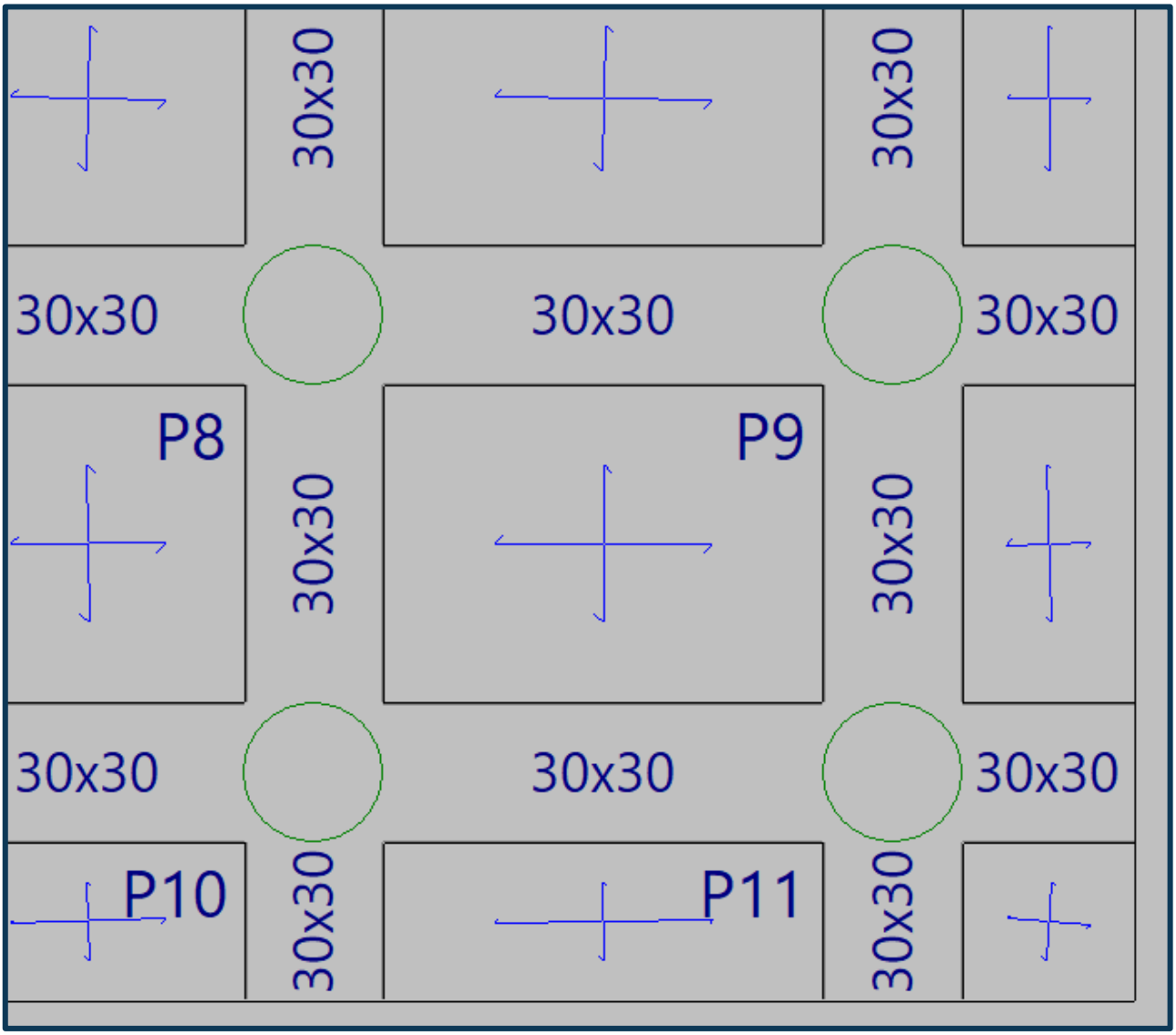


Figure 17: Modèle étudié

Le radier prendra appui sur quatre micros-pieux. Ci-dessous, la vue les efforts sur chacun des pieux .

Élément porteur	Niveau	Dimension (cm)	Tronçon (m)	Hypothèse	Base						Tête					
					N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P8	Plancher 1	Diamètre 30	0.00/5.70	Poids propre	23.2	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0	13.3	-0.0	0.0	0.0	-0.0	0.0
				Charges permanentes	266.6	1.0	-0.6	0.5	-0.4	0.0	266.6	-1.7	1.5	0.5	-0.4	0.0
				Charge d'exploitation	24.4	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0	24.4	-0.1	0.1	0.0	-0.0	0.0
				Qa (1)	9.1	-0.1	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	9.1	0.1	0.0	-0.0	-0.0	0.0
				Qa (2)	26.1	-0.1	0.0	-0.0	-0.0	-0.0	26.1	0.1	0.0	-0.0	-0.0	-0.0
				Qa (3)	24.1	-0.1	0.0	-0.0	-0.0	0.0	24.1	0.2	0.1	-0.0	-0.0	0.0
				Qa (4)	23.1	0.1	0.0	0.0	-0.0	0.0	23.1	-0.1	0.1	0.0	-0.0	0.0
P9	Plancher 1	Diamètre 30	0.00/5.70	Poids propre	18.4	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0	8.5	0.0	0.0	-0.0	-0.0	0.0
				Charges permanentes	242.0	-1.2	-0.6	-0.5	-0.4	0.0	242.0	1.7	1.6	-0.5	-0.4	0.0
				Charge d'exploitation	16.7	-0.1	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	16.7	0.1	0.1	-0.0	-0.0	0.0
				Qa (1)	2.8	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0	2.8	-0.1	0.0	0.0	-0.0	0.0
				Qa (2)	10.7	0.1	0.0	0.0	0.0	-0.0	10.7	-0.1	0.0	0.0	0.0	-0.0
				Qa (3)	23.7	0.1	0.0	0.0	-0.0	0.0	23.7	-0.2	0.1	0.0	-0.0	0.0
				Qa (4)	21.8	-0.1	0.0	-0.0	-0.0	0.0	21.8	0.1	0.1	-0.0	-0.0	0.0
P10	Plancher 1	Diamètre 30	0.00/5.70	Poids propre	18.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.1	-0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
				Charges permanentes	192.6	1.0	1.1	0.5	0.4	0.0	192.6	-1.8	-1.2	0.5	0.4	0.0
				Charge d'exploitation	15.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	15.0	-0.1	-0.0	0.0	0.0	0.0
				Qa (1)	14.1	-0.1	0.0	-0.0	0.0	0.0	14.1	0.1	-0.0	-0.0	0.0	0.0
				Qa (2)	1.1	-0.0	0.0	-0.0	-0.0	-0.0	1.1	0.1	0.1	-0.0	-0.0	-0.0
				Qa (3)	-5.8	-0.0	0.1	-0.0	0.0	0.0	-5.8	0.1	0.0	-0.0	0.0	0.0
				Qa (4)	-5.3	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	-5.3	-0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
P11	Plancher 1	Diamètre 30	0.00/5.70	Poids propre	14.6	-0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	4.7	0.0	-0.0	-0.0	0.0	0.0
				Charges permanentes	150.9	-1.0	1.0	-0.4	0.4	0.0	150.9	1.5	-1.1	-0.4	0.4	0.0
				Charge d'exploitation	9.2	-0.1	0.1	-0.0	0.0	0.0	9.2	0.1	-0.0	-0.0	0.0	0.0
				Qa (1)	6.0	0.1	-0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	-0.1	-0.0	0.0	0.0	0.0
				Qa (2)	-1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.0	-1.0	-0.1	0.0	0.0	0.0	-0.0
				Qa (3)	-5.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	-5.0	-0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
				Qa (4)	-5.6	-0.0	0.1	-0.0	0.0	0.0	-5.6	0.0	-0.0	-0.0	0.0	0.0

Figure 18:Efforts sur les micropieux (en orange la charge d'exploitation la plus défavorable)

Numéro micropieux	G (kN) (Poids propre + Charges permanentes)	Q(kN) (Surcharge + Q1(N))
1 ou P8	290	51
2 ou P9	260	41
3 ou P10	211	30
4 ou P11	165	16

L'analyse des descentes de charges montre que le micropieu le plus défavorable est le micropieu numéro 1, avec une charge de 290 kN (poids propre et charges permanentes) et une surcharge de 51 kN.

IV. ETUDE DE L'EXTENSION (LOCAL VELO) ET LES FONDATIONS DE L'ESCALIER

A. EXTENSION LOCAL VELO

On se propose de créer des murs en parpaings creux rigide et porteur de la couverture . Ci-dessous, le principe un aperçu sur proposé :

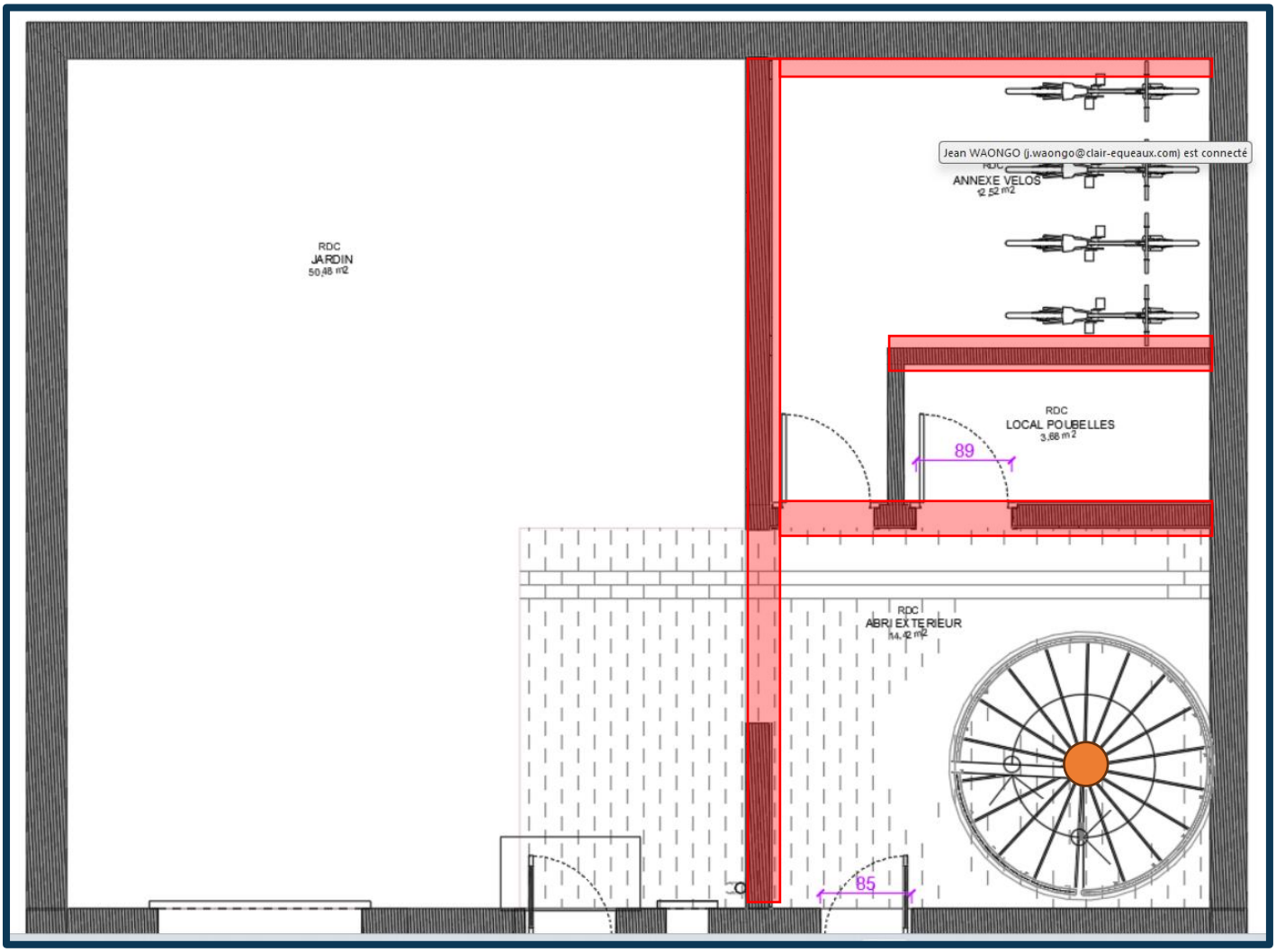


Figure 19: Vue en plan des éléments de l'extension

Mur à créer avec fondation

Noyau central de l'escalier à créer avec fondation

B. FONDATIONS DES MURS DE L'EXTENSION (LOCAL VELO)

Une couverture en tôle bac est prévue pour la couverture de ce local. Il est préconisé de réaliser les murs en parpaings creux de 20 cm d'épaisseur.

Ci-dessous la descente de charges en tête de fondation des murs les plus sollicités :

- Charges permanentes (G)

Couvertures en tôle bac+ pannes +divers : $\frac{0{,}30kN}{m^2} \times \frac{4{,}00m}{2} = 0{,}6kN/m$

Mur en parpaings +éventuelle enduit : $\frac{3kN}{m^2} \times 3m = 9kN/m$

$$Total\ (G) = \frac{0{,}6kN}{m} + \frac{0{,}6kN}{m} = 9{,}6kN/m$$

- Charges variable (Q)

Entretien de toit : $\frac{0{,}80kN}{m^2} \times \frac{4{,}00m}{2} = 1{,}6kN/m$

Ci-dessous les calculs des fondations réalisés :

mur

	a=	1	[m]	Longueur
	b=	0,2	[m]	épaisseur

Sol

Rd,sol=	0,14	Mpa	Capacité de sol à l'ELS

Béton

Fck=	25	[Mpa]	
yb	25	[KN/m3]	
yb	1,5	[KN/m3]	

Acier

Fyk=	500,00	[Mpa]	Limite d'élasticité des aciers
Fyd=	**434,78**	[Mpa]	contrainte de calcul d'élasticité des aciers
C,nom	40	[mm]	Enrobage nominal

A=	**0,63**	[m]	Largeur de la semelle //X
B=	**0,13**	[m]	Largeur de la semelle //y
A_{reel}=	1,00	[m]	Largeur adoptée de la semelle //X
B_{reel}=	0,45	[m]	Longueur adoptée de la semelle //X
S=	**0,45**	[m²]	Section de la semelle
d//B=	**0,06**	[m]	Hauteur utile de la semelle //B
d//A=	**0,00**	[m]	Hauteur utile de la semelle //A
d $r_{réel}$	0,2	[m]	Hauteur utile de la semelle retenue

Section du massif retenue

A rélle	1,00	[m]
B relle	0,45	[m]
d réllle	0,2	[m]
H rélle	0,25	[m]

Vérification de la portance du sol

Nser+G0	0,0140125	[KN]	Efforts totaux en service	
δ_{Rd}	0,0311389	[MPA]	OK	Contrainte totale sur le sol
Ratio	22%			

C. FONDATION DU NOYAU CENTRAL DE L'ESCALIER

Pores des liées à la portance du sol et l'emplacement de l'escalier , il est préconisé de fonder le noyau central par des micropieux .

Les hypothèses de charges considérées sont les suivantes :

Charges permanentes (G) :

Poids total de l'escalier : 5 tonnes

Charges d'exploitation (Q)

Utilisation de l'escalier : 5tonnes

Charges de vent : V=0,05t/m²

Total charges statiques à l'ELU :14,25tonnes

Nous partirons sur hypothèses de pieux de 30cm de diamètre de caractéristiques préconisées identiques préconisées par l'études de sol pour le radier de l'ascenseur.

Pour rappel, ci-dessous, la portance des micropieux :

Pour un micropieu (classe 8, catégorie 19, abréviation MIGU) de diamètre 300 mm, selon la Norme NF P 94-262 de juillet 2012, il vient :

Prof (m)	Diamètre (m)	ELS [kN]		ELU [kN]	
		QP	Carac	Fond	Acc
-5.0	0.30	126.1	154.3	180.3	198.3
-6.0	0.30	158.1	193.4	225.9	248.6
-7.0	0.30	190.0	232.5	271.6	298.8
-8.0	0.30	251.6	307.8	359.6	395.6
-9.0	0.30	342.8	419.3	489.9	538.9
-10.0	0.30	433.9	530.8	620.2	682.3

Figure 20; Extrait du rapport géotechnique

Pour des raisons technique (la stabilité), nous préconisons de mettre en place 4 micropieux .

V. SYNTHESE

A. TABLEAU RECAPITULATIF DE PORTANCE DES PLANCHER

Ci-dessous le tableau de synthèse de vérification des portances des planchers dans la zone de trémie d'ascenseur à créer :

Portance des planchers					
Localisation	Sondage	Élément de structure	Charges permanentes actuelles G (kg/m²)	Charges d'exploitation Q (kg/m²) ou charges admissibles	Remarque
PH sous-sol	**S1**	Dalle en béton armé	187,5 (Cloisons légères+ Carrelages+lino+ Chape en mortier de ciment+ Sable,cailloux)	50	Portance insuffisante pour supporter des charges de bureaux qui sont de 250kg/m² : Poutre et plancher à refaire (voir pans)
	S6	Poutre ne béton armé	187,5 (Cloisons légères+ Carrelages+lino+	154	

			Chape en mortier de ciment+ Sable,cailloux)		
	S7	Dalle en béton armé	187,5 (Cloisons légères+ Carrelages+lino+ Chape en mortier de ciment+ Sable,cailloux)	180 kg/m²	Portance insuffisante pour supporter des charges de bureaux qui sont de 250kg/m² : Plancher à renforcer
PH rez-de-chaussée	S2	Poutrelles	271 (Cloisons légères+ Carrelages +Lino : +Chape en mortier de ciment + Sable,cailloux + Hourdis céramiques)	86,36	idem .
PH du 1er étage	S3	Poutrelles	271 (Cloisons légères+ Carrelages +Lino : +Chape en mortier de ciment + Sable,cailloux + Hourdis céramiques)	0	Idem
PH du 2ème étage	S4	Poutrelles	353 (Cloisons légères +Carrelages + Chape en mortier de ciment + Sable,cailloux + Hourdis béton + Plâtre)	0	Idem
PH du 3ème étage	S5		233 (Cloisons légères + Lino : + Hourdis béton + Plâtre)	0	Idem

Important : Pour le renforcement du plancher haut du sous-sol, **deux options sont possibles** :

Option 1 : La profondeur de l'ascenseur est réduite, la poutre en béton armé existante est conservée et le plancher est renforcé selon la **« solution 1 »** (voir plans transmis).

Option 2 : La profondeur initiale de l'ascenseur est maintenue (selon les plans fournis) et le renforcement devra suivre la **« solution 2 ».**

Note : *Dans tous les cas, le renforcement des planchers du* ***rez-de-chaussée ; 1er étage ; 2ème étage et au 3e étage*** *devra être réalisé selon la* ***« solution 2 ».***

B. RENFORCEMENT PRECONISE DES PLANCHERS

Les planchers situés au niveau des trémies d'ascenseur ne sont pas conçus pour supporter les charges d'exploitation prévues pour des bureaux. Le principe de renforcement des planchers ainsi que des ouvertures créées ou agrandies est préconisé selon les plans transmis avec le présent rapport.

C. FONDATION DE LA CAGE D'ASCENSEUR

La fosse de l'ascenseur sera fondée sur un radier reposant sur des micropieux.

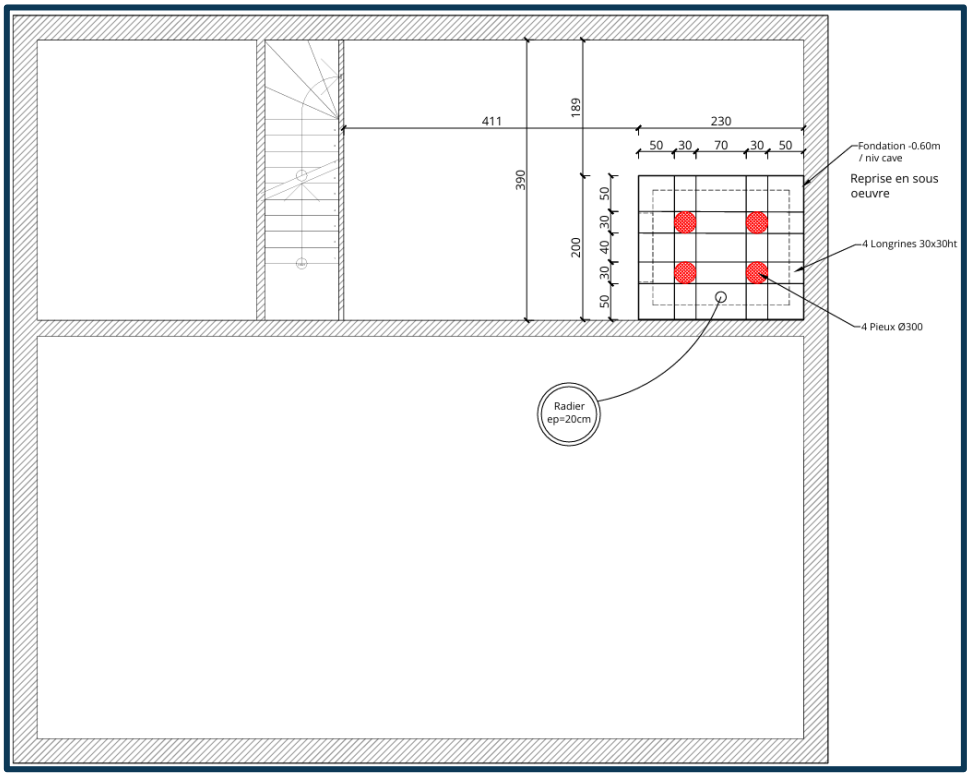


Figure 21: Fondation de l'ascenseur à réaliser

Note : L'analyse des descentes de charges montre que le micropieu le plus défavorable est le micropieu numéro 1, avec une **charge de 290 kN (poids propre et charges permanentes)** et une **surcharge de 51 kN.**

A. FONDATION DU NOYAU D'ESCALIER

Il est préconisé de réaliser les fondation du noyau centre par des micropieux. Ci-dessous, la vue en plan des fondations préconisées :

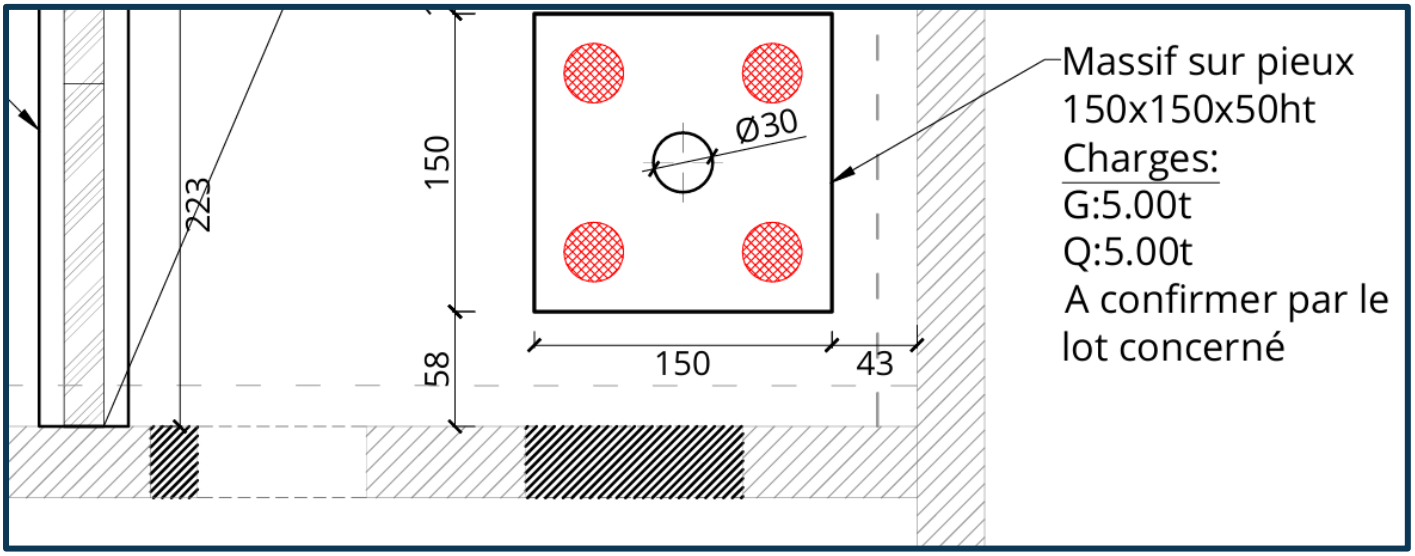


Figure 22: Plan partiel du rez-de-chaussée (veu des fondation de l'escalier)

VI. REMARQUES

- Toutes les hypothèses sont à vérifier sur place

- Les schémas de principe fournis ne correspondent pas à des plans d'exécution ils sont donc à adaptés sur site.
- L'entreprise pourra proposer des sondages complémentaires s'il le juge nécessaire / l'entreprise pourra proposer d'autre solution
- La vérification des fondations et la charpentes existantes du bâtiment ne fait pas objet de la mission
- Si lors de la phase d'exécution on constatait des désordres n'étant pas visibles lors de la visite faite sur site, les éléments concernés devront être renforcés ou substitués afin de garantir la stabilité et la pérennité du bâtiment
- Les préconisations apportées dans ce document restent des recommandations. D'autres solutions pourront éventuellement être proposées.