

MAITRE D'OUVRAGE
CNRS Délégation Île-de-France
7 rue Guy Moquet
91190 – GIF-SUR-YVETTE



CRÉATION D'UN LABORATOIRE L3 - CAMPUS GIF-SUR-YVETTE

Notice STRUCTURE

D C E

Aff. 32.1204

DIAGONAL Agence d'architecture - 2 rue Antoine Bourdelle - 28630 LE COUDRAY
Tel : 02 37 30 01 07 - diagonal@diagonal-architecture.fr

BET DELAGE & COULIOU BET Thermique/Fluides - Technopolis Bâtiment B - Rue Blaise Pascal - 28000 CHARTRES
Tel : 02 37 34 05 04 - rduflou@delage-couliou.com

BET DELAGE & COULIOU BET Electricité - Technopolis Bâtiment B - Rue Blaise Pascal - 28000 CHARTRES
Tel : 02 37 34 05 04 - fbelmoumene@delage-couliou.com

BET ME.MI.LA BET Structure - 12, rue du Général Silvester - 28000 CHARTRES
Tel : 06 38 02 48 86 - f.casciaroli@memila.fr

BTP Consultants Bureau de contrôle Technique - 6 Rue Sainte Lucie
75015 PARIS
Tel : 06 17 96 52 74 - thibaud.riera@btp-consultants.fr

BTP Consultants CSPA - 6 Rue Sainte Lucie
75015 PARIS
Tel : 07 88 86 67 57 - matthieu.brosse@btp-consultants.fr

Diagnostic			A	B	C	D	E	
APS			A	B	C	D	E	
APD			A	B	C	D	E	
DPC			A	B	C	D	E	
PRO			A	B	C	D	E	
DCE		13/03/2026	A	17/05/2026	B	C	D	E
DOE			A	B	C	D	E	

Référence du projet :

Création d'un Laboratoire L3 Bâtiment I2BC - GIF-SUR-YVETTE

Notice STRUCTURE – Phase DCE

Date d'édition	Révision	Nature des modifications	Etabli Par	Vérifié et approuvé par
17 mai 2026	A	MAJ	FC	FC

me.mi.la

SAS au capitale sociale de 2.000€

☎ : +33 6 38 02 48 86

@ : f.casciaroli@memila.fr

🌐 : www.memila.fr

SIRET : 911 581 569 00025

Table des matières

Table des matières	2
1. PRESENTATION	3
a. Objet de la mission	3
b. Données d'entrée	3
c. Description générale du site.....	4
d. Description de l'ouvrage.....	4
e. Description du projet	4
2. HYPOTHESES DE CALCUL.....	5
a. Réglementation	5
b. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
c. Hypothèses de charges.....	5
3. VISITE SUR SITE	8
4. DOCUMENTS ANALYSES.....	8
a. Diagnostic 2016	9
b. Plan Coffrage DOE.....	10
c. Plan Coffrage DOE - Coupe	10
d. Sondages destructifs	11
e. Synthèse.....	11
5. CONCLUSION INTERMEDIAIRES	11
6. SOLUTION RENFORCEMENT	12
a. Dimensionnement	13
7. RESERVATIONS ET OUVERTURES	16
8. CONCLUSION.....	16
9. ANNEXES.....	18
a. Extraits Documents référence avec annotations	18
b. Photos réalisées lors du Diagnostique.....	18
c. Rapport sondages Entreprise IDF	18
d. Repérage charges d'exploitation projet modifiés.....	18
e. Contraintes pour la réalisation des réservations.....	18

1. PRESENTATION

a. Objet de la mission

Dans le cadre du projet de création du Laboratoire L3 au sein du bâtiment 24b sur le campus du CNRS, le bureau d'études techniques **me.mi.la** a été mandaté pour évaluer les capacités portantes de la structure du plancher existant, en tenant compte des charges d'exploitation futures définies dans le programme.

Contexte et hypothèses

Dans le cadre de ce diagnostic, nous formulons les hypothèses suivantes :

1. L'augmentation des charges prévue est modérée et maîtrisée.
2. Cette augmentation n'est pas supposée affecter de manière significative les murs porteurs ni les fondations existantes.

Ainsi, à ce stade de l'étude, aucune vérification spécifique des murs porteurs ni des fondations n'est envisagée.

Étendue de la mission

La mission comprend :

- Une analyse documentaire des plans et données existants.
- La rédaction d'un cahier des charges pour réaliser les sondages si les informations présentes sont insuffisantes.
- Une évaluation des caractéristiques mécaniques du plancher actuel.
- Une vérification des capacités portantes au regard des nouvelles charges prévues.
- Des préconisations ou ajustements si nécessaires.

L'analyse portera uniquement sur le comportement du plancher en tant qu'élément structurel sous les nouvelles sollicitations.

Les vérifications se limitent strictement au plancher et excluent explicitement les murs porteurs et fondations.

b. Données d'entrée

Document	Par
CNRS - ESQ-PLANS RDC ACTUEL.pdf CNRS - ESQ-PLANS RDC FUTUR.pdf DOE-D&B-1A-N0-24-SU-PCOF-0404-0_IMPRIMABLE.pdf DOE-D&B-1A-N0-24-TZ-PFER-0407-0_IMPRIMABLE.pdf DOE-D&B-1A-N0-24-TZ-PFER-0408-0_IMPRIMABLE.pdf DOE-D&B-1A-N0-24-TZ-PFER-0409-0_IMPRIMABLE.pdf DOE-D&B-1A-N0-24-TZ-PFER-0412-0_IMPRIMABLE.pdf DOE-D&B-1A-N0-24-TZ-PFER-0413-0_IMPRIMABLE.pdf DOE-D&B-1A-N0-24-TZ-PFER-0414-0_IMPRIMABLE.pdf DOE-D&B-1A-N0-24-TZ-PFER-0415-0_IMPRIMABLE.pdf DOE-D&B-1A-S1-24-SU-PCOF-0304-0_IMPRIMABLE.pdf DOE-D&B-1A-S1-24-TZ-PFER-0003-0_IMPRIMABLE.pdf DOE-D&B-1A-S1-24-TZ-PFER-0307-0_IMPRIMABLE.pdf -D&B-1A-S1-24-TZ-PFER-0313-0_IMPRIMABLE.pdf DOE-D&B-1A-S1-24-TZ-PFER-0314-0_IMPRIMABLE.pdf Fiches L3-B24 231114_I2BC.pdf I2BC_DCE_Tableau de pieces_V28_B24_2016-04-22.pdf CNRS – APD – INDICE A (plans architecte)	Diagonal Architecture
CEBTP BDP2.F.069 V3. Rapport Final d'étude structurelle - CNRS version finale.pdf DCE_AMR_ARC_TN_24_SU_COUP_0032_*.pdf DCE_R&R_ARC_N0_24_SU_PENS_0009.pdf DCE_R&R_ARC_N1_24_SU_PENS_0013.pdf DCE_R&R_ARC_S1_24_SU_PENS_0005.pdf DET-R&R-ARC-N0-24-SU-PENS-0009-A_IMPRIMABLE.pdf DOE-D&B-1A-S1-24-SU-PCOF-0304-0_IMPRIMABLE.pdf DOE-D&B-1A-TN-24-TZ-PCOF-0854-0.pdf EXE-D&B-1A-N0-24-TZ-PENS-0003-C_IMPRIMABLE.pdf EXE-D&B-1A-TN-24-TZ-NTEC-0001-A.pdf I2BC_DCE_Tableau de pieces_V28_B24_2016-04-22.pdf	MOA

me.mi.la

SAS au capitale sociale de 2.000€

☎ : +33 6 38 02 48 86

@ : f.casciaroli@memila.fr

🌐 : www.memila.fr

SIRET : 911 581 569 00025

Fiche Technique Autoclave LOT 01 CURAGE Gros Œuvre - APD	BET Delage et Couliou
Détail Charges Autoclave 1006 E-2	MATACHANA
Charges futures	MOA par mail le 23/01/2025
Diagnostic suite cahier de charges me.mi.la	MOA par mail le 14/04/2025

Les documents **en gras** sont ceux qui ont été utiles pour la rédaction de cette note

c. Description générale du site

L'ouvrage concerné par l'intervention se situe sur le campus CNRS à Gif sur Yvette

d. Description de l'ouvrage

Le bâtiment existant date des années **1950-1960**. Il est réalisé en **béton armé** avec des façades porteuses et une structure intérieure composée de files de poteaux et de poutres.

Au fil des décennies, plusieurs interventions ont été réalisées sur le site, dont la réhabilitation de **2017**, qui constitue la principale source d'informations techniques disponibles pour l'analyse actuelle.

Les dossiers des ouvrages exécutés (**DOE**) des années 1950-1960 ne sont pas en possession de la maîtrise d'ouvrage (**MOA**).

Une campagne de sondages a été effectuée en **2016** par le **CEBTP** dans le cadre des travaux d'extension et de réhabilitation des bâtiments **23, 24 et 22**.

e. Description du projet

Les locaux concernés ont été réhabilités en animalerie en **2017**.

Le projet actuel a pour objectif de transformer ces espaces en un laboratoire de type **L3** destiné à l'Institut de Biologie Intégrative de la Cellule (I2BC).

2. HYPOTHESES DE CALCUL

a. Réglementation

Les normes appliquées répondent aux prescriptions des Eurocodes et annexes nationales en vigueur. Les normes et DTU français en vigueur seront appliquées pour toutes dispositions techniques non couvertes par les Eurocodes.

b. Caractéristiques mécaniques des matériaux

En l'absence de DOE nous allons reprendre les HP issus des conclusions de l'étude **CEBTP BDP2.F.069 V3. Rapport Final d'étude structurelle - CNRS version finale.pdf**

c. Hypothèses de charges

Charges permanentes (G+G')

Entre l'état actuel et l'état futur, aucune variation significative des finitions n'est prévue (par exemple, le passage d'un sol collé à un carrelage sur chape).

En conséquence, les charges permanentes n'ont pas d'impact central dans cette étude.

Poussières incohérences remarqués :

1. Une incohérence a été relevée entre les documents sur les réserves de sol :

CEBTP : réserve de sol entre 4.5 cm

CNRS : réserve de sol 6,5 cm

IDF : réserve de sol de 10 cm

2. Dans l'étude CNRS ni les réseaux ni les cloisons ont été prises en compte.

	G avant-projet	G projet
Chappe + sol + cloisons + réseaux	1.3 kN/m ²	
sol + cloisons + réseaux		0.7 kN/m ²

Charges d'exploitation (Q)

Le cahier des charges de la maîtrise d'ouvrage (**MOA**) prévoit des modifications des fonctions des pièces, entraînant une révision des charges d'exploitation.

Un tableau ci-dessous résume :

- Les charges demandées par le programme actuel.
- Les charges admissibles justifiées dans le document **CEBTP BDP2.F.069 V3 – Rapport final d'étude structurelle – CNRS**.

Local	Charge exploitation demandé (APD1)	Charge exploitation demandé (APD2)	Charge exploitation justifié en 2017 (Réf EXE-D&B-1A-N0-24-TZ-PENS-0003-C_IMPRIMABLE)
entrée	600	250	Entre 200 et 300
SAS personnel 1	250	250	
SAS Matériel	600	250	
Laboratoire 1	600	450	
Laboratoire 2	600	450	
Laboratoire 3	600	450	

me.mi.la

SAS au capital sociale de 2.000€

☎ : +33 6 38 02 48 86

@ : f.casciaroli@memila.fr

🌐 : www.memila.fr

SIRET : 911 581 569 00025

Laboratoire technique (zone 1)	600 + autoclave	600
Laboratoire technique (zone 2)	1000	600
Local Compresseur	600	600

Charges autoclave (Q)

D'après la fiche technique de l'autoclave et les échanges avec le BET Delage et Couliou, les éléments suivants sont retenus pour établir les charges d'exploitation :

1. Caractéristiques de l'autoclave

- Dimensions au sol : 0,996 m x 1,954 m.
- Poids à vide (lors de la livraison) : non connu
- Poids en exploitation normale : 1100 kg
- Poids maximum en phase de tests et conditions limites d'exploitation : 1100 kg (épreuve décennale).

2. Charges dues à l'entretien (phase décennale)

La MOA a souligné l'importance de prendre en compte les charges spécifiques liées aux phases de test et à l'entretien décennal (1,5 fois la charge en exploitation normale). Cependant, d'après les échanges, ces tests peuvent être réalisés via un test acoustique et donc aucune augmentation de charge est à prendre en compte

3. Hypothèse retenue

- Pour les charges d'exploitation en mode normal, une charge de 1100 kg est retenue.
- Cette charge correspond à une surface d'appui de 0,996 m x 1,954 m = 1,946 m², soit une charge surfacique arrondie à 570 kg/m².

La fiche technique fournie est très succincte et ne présente pas toutes les informations nécessaires. Les informations structurelles sont déduites des échanges mail. Ces informations devront être confirmés par MATACHANA via un document officiel

Extrait des échanges avec la société MATACHANA :

« Suite à notre conversation, l'implantation et caractéristiques de l'autoclave:

- Validation décennale pouvant être réalisée via un test acoustique (pas de charge en eau) avec par conséquent un poids maximum de 1 100 kg, y compris en exploitation normale
- Extraction de 1 450 m³/h au-dessus de l'autoclave (zone technique ouverte côté LAB TECH2) avec rejet direct à l'extérieur
- Espace de maintenance de 60 cm côté gauche
- Espace libre de 80 cm côté droit avec la présence d'un passe-plat»

Nous allons donc prendre comme hypothèse une charge surfacique de 570 kg/m²

Hypothèse	Valeur
Charge max en routine	1100 kg
Surface d'appui	1,946 m ²
Charge surfacique prise en compte	570 kg/m ²
Phase épreuve décennale	idem

Nous attirons l'attention sur le fait que le changement d'Autoclave va dans le sens de l'augmentation de la charge sur un plancher qui est justifié pour des charges bien moindres.

Autoclave APD Indice A => 900 kg
Autoclave APD Indice B => 1100 kg

3. VISITE SUR SITE

Une visite sur site a été réalisée le 6 novembre 2025 en présence de Alexis Gueguen.

Déroulement de la visite

- Les locaux concernés par la rénovation ont constitué le point de départ de la visite.
- Celle-ci s'est conclue au sous-sol (SS) afin d'inspecter la structure censée supporter les nouvelles charges.
- Cependant, seule une partie des locaux a pu être visitée, certaines zones étant fermées à clé.

Un repérage précis des locaux accessibles a été effectué, et les observations suivantes ont été notées :



En **rose** les zones non accessibles, en **bleu** les zones accessibles

Observations principales

1. Réseaux sous dalle

La densité importante des réseaux sous dalle suscite des interrogations sur la faisabilité d'un éventuel renforcement par le dessous du plancher, si nécessaire.

2. Problématiques soulevées par la MOA

- Budget travaux : Le budget actuel des travaux ne prend pas en compte la réalisation de renforcements structurels.
- Autoclave : La MOA considère que cet équipement constitue le point critique du projet, notamment en ce qui concerne :
 - o La vérification en phase de test (PP x 1,5).
 - o Les contraintes liées à la manutention et au démontage, qui doivent également être intégrées à la réflexion structurelle.

Ces points nécessitent une analyse approfondie et des échanges complémentaires pour clarifier les contraintes et solutions possibles.

4. DOCUMENTS ANALYSES

Les documents qui sont analysés sont en gras dans la liste des documents.

me.mi.la

SAS au capital sociale de 2.000€

☎ : +33 6 38 02 48 86

@ : f.casciaroli@memila.fr

🌐 : www.memila.fr

SIRET : 911 581 569 00025

Tous les documents ont été lus mais pas tous apportent des éléments utiles dans la problématique qui a été posé : nous allons donc ne pas les intégrer dans cette analyse.

Les documents suivants ont été étudiés pour comprendre le projet ainsi que les attentes formalisées par la maîtrise d'ouvrage (MOA) dans le programme :

CNRS - ESQ-PLANS RDC ACTUEL.pdf
CNRS - ESQ-PLANS RDC FUTUR.pdf
Fiches L3-B24 231114_I2BC.pdf
Fiches L3-B24 231114_I2BC.pdf

Les documents suivants ont fourni des informations essentielles pour évaluer la structure existante et les charges associées :

a. Diagnostic 2016

Réf :

I2BC_DCE_Tableau de pièces_V28_B24_2016-04-22.pdf

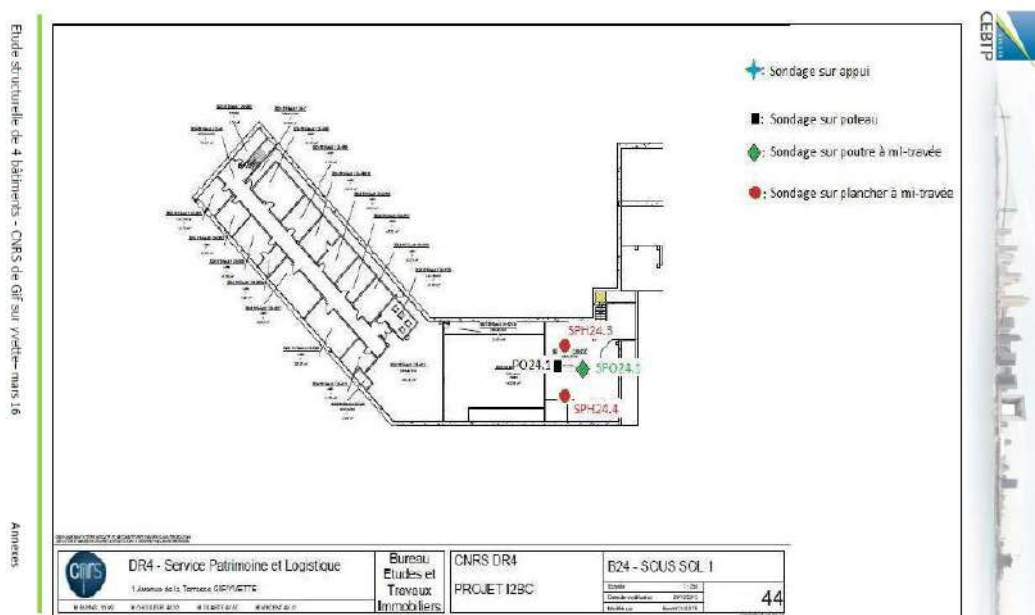
EXE-D&B-1A-N0-24-TZ-PENS-0003-C_IMPRIMABLE.pdf

CEBTP BDP2.F.069 V3. Rapport Final d'étude structurale - CNRS version finale.pdf

Ces documents ont permis d'obtenir une idée des charges prises en compte pour le projet de 2017.

4 sondages ont été réalisés dans la zone en question :

- 2 au niveau du plancher SPH 24.3 et SPH 24.4
- 1 au niveau du poteau P024.1
- 1 au Niveau de la poutre SPO24.1



Analyse des éléments structurels

- **PO24.1 (Poteau)**

me.mi.la

SAS au capital sociale de 2.000€

☎ : +33 6 38 02 48 86

@ : f.casciaroli@memila.fr

🌐 : www.memila.fr

SIRET : 911 581 569 00025

- Une différence de **34 %** entre la charge hypothétique et la capacité résistante a été constatée.
- Le poteau est capable de supporter une charge bien plus importante que celle actuellement prise en compte.
- **SPO24.1 (Poutre)**
 - La poutre est **surdimensionnée** par rapport à la charge d'hypothèse actuelle de **250 kg/m²**.
 - Sa capacité résistante est évaluée capable de supporter une charge d'exploitation de **500 kg/m²**.
- **SPH 24.3 et SPH 24.4 (Plancher)**
 - Les hypothèses initiales comprennent :
 - Une hauteur totale et des torons validés par sondage.
 - Une portée des poutres de **6 m**
 - Une charge d'hypothèse de **250 kg/m²**.
 - Ces hypothèses permettent de déduire une charge d'exploitation acceptable de **300 kg/m²** pour le plancher.

Contribution du document CEBTP

Le rapport CEBTP fournit des informations utiles sur :

- Le type de béton et d'acier utilisé.
- Les solutions structurelles typiques du projet.
- Les zones où les éléments structuraux semblent dimensionnés au plus juste.

Sur cette base, et en l'absence de sondages complémentaires, il serait raisonnable de considérer que le plancher est capable de supporter une charge d'exploitation de **300 kg/m²**, en particulier compte tenu des portées réduites dans les zones adjacentes.

Incohérences avec le document EXE-D&B-1A-N0-24-TZ-PENS-0003-C_IMPRIMABLE

- Certaines zones y sont indiquées avec une charge admissible de **200 kg/m²**, ce qui contredit les hypothèses et observations issues des sondages et du rapport CEBTP.
- Cette différence nécessite une clarification ou une justification détaillée pour être pleinement validée.
- Incohérences entre les fiches sondage et les fiches justification

b. Plan Coffrage DOE

DOE-D&B-1A-S1-24-SU-PCOF-0304-0_IMPRIMABLE.pdf

Il s'agit du plan de coffrage DOE structure du SS-1. Ce document nous permet de visualiser les éléments porteurs verticaux tels qu'ils ont été conçus en 2017, ainsi que les réservations réalisées. Toutefois, une incohérence a été relevée entre ce plan, le plan architectural et la réalité constatée lors de la visite sur site (voir section 7.a.1). Cette discordance soulève des interrogations sur les modifications effectuées depuis 2017, ou sur la qualité et la précision des études de l'époque. Ce point est crucial car il remet en question les hypothèses de conception, notamment en ce qui concerne les éléments porteurs et les charges.

Il y a également une différence de fonctionnement entre ce document et l'extrait du document du CEBTP où on prend comme hypothèse que le plancher porte que sur la file centrale : en 2017 des murs porteurs ont été rajoutés dans le projet ? ont-ils été fondés ou ils sont juste posés sur la dalle inférieure.

c. Plan Coffrage DOE - Coupe

DOE-D&B-1A-TN-24-TZ-PCOF-0854-0.pdf

Il s'agit du DOE de la coupe structure. Ce document permet d'examiner les épaisseurs estimées des planchers et suggère que les murs porteurs sont tous fondés. Toutefois, il n'apporte aucune information concernant le type de fondation, ce qui constitue une lacune dans l'analyse des éléments porteurs de la structure. L'absence de données sur les fondations complique l'évaluation des capacités portantes de la structure existante et soulève la nécessité de compléments d'information pour confirmer la faisabilité des renforcements envisagés.

d. Sondages destructifs

Le cahier de charge a été rédigé le 04/02

L'entreprise IDF est intervenue le 03/04 et a diffusé son étude le 14/04

Ci-dessous les conclusions majeures :

- Absence de continuité avérée au niveau du plancher.
- Aucun mur porteur supplémentaire ne vient recouper les portées.
- L'espacement des poutrelles est conforme aux éléments déjà en notre possession.
- Le ferrailage observé est également conforme à celui attendu.
- L'équarrissage des poutrelles diffère de celui indiqué par le rapport CEBTP : 10 × 16 cm au lieu de 7,5 × 17 cm (configuration défavorable).
- La hauteur totale (poutrelle + table de compression) mesurée est de 20 cm contre 22 cm dans le rapport CEBTP. • La réservation relevée est de 10 cm, contre 6 cm mentionnés par le CEBTP.
- Les résultats de cette campagne nous questionnent sur leur fiabilité

e. Synthèse

□ Élément dimensionnant

- Les sondages **SPH 24.3**, **SPH 24.4**, **SPO 24.1**, et **PO 24.1** confirment que le **plancher** constitue l'élément dimensionnant pour les charges admissibles.
- Les analyses montrent que les **poutres** et **poteaux** actuels sont capables de supporter des charges supplémentaires, allant jusqu'à **500 kg/m²**.

□ Écart entre études

- Un écart non justifié est constaté entre les résultats fournis par le **CEBTP** et les documents de **IGREC INGENIERIE SAS** :
 - Selon le **CEBTP**, il semble plausible que l'ensemble du plancher soit capable de supporter une charge de **300 kg/m²**, sous réserve que toutes les zones possèdent une épaisseur similaire.
 - Dans le document d'**IGREC INGENIERIE**, les charges admissibles varient de **200 kg/m²** à **250 kg/m²**, sans explication claire des écarts. Certaines zones présentent des charges inférieures aux valeurs de référence établies par l'Eurocode pour ce type d'espaces.

5. CONCLUSION INTERMEDIAIRES

Sur la base des éléments fournis et des analyses réalisées :

1. Hypothèse de charge d'exploitation

- Les sondages fournis, en supposant une épaisseur constante des planchers, permettent de considérer une hypothèse de charge d'exploitation acceptable de **300 kg/m²** sur la surface étudiée.

2. Épaisseur des planchers

- L'épaisseur de **30 cm** mentionnée sur les plans et coupes DOE n'a pas été confirmée par les sondages disponibles.
- Le rapport CEBTP indique une épaisseur structurelle de **24,5 cm**, remettant en question les hypothèses initiales.
- Les résultats sur l'équarrissage des poutrelles sont discordants : pour le dimensionnement du renforcement les poutrelles seront prises comme étant 7,5 x 17 cm et la réserve de sol sera prise comme 6 cm. **En phase exécution un repérage de toutes les poutrelles ainsi**

qu'une vérification de la réserve de sol sera demandée avant du calcul EXE du renforcement

3. Charges admissibles et dépassements

- Les charges prévues dans le programme excèdent les charges admissibles à partir des sections et des ferrillages en place. **Le renforcement est donc nécessaire**

4. Problématique généralisée

- Le questionnement initial concernait spécifiquement la charge d'un autoclave. Cependant, les dépassements de charges admissibles se généralisent à l'ensemble de la surface du plancher, nécessitant une analyse approfondie et une mise à jour des hypothèses structurelles.

Local	Charge exploitation demandé [kg/m ²]		Résultat de la différence
entrée	250		
SAS personnel 1	250		
SAS Matériel	250		
Laboratoire 1	450		Dépassement
Laboratoire 2	450		Dépassement
Laboratoire 3	450		Dépassement
Laboratoire technique (zone 1)	600		Dépassement
Laboratoire technique (zone 2)	600		Dépassement
Local Compresseur	600		Dépassement

6. SOLUTION RENFORCEMENT

Solution	Description	Évaluation
Démolition + béton allégé	Démolition de la couche de forme actuelle et remplacement par matériau allégé	Insuffisant seul pour atteindre les charges cibles
Reprises en sous-œuvre	Ajout de supports intermédiaires	Non envisageable (présence de réseaux)
Surépaisseur de renforcement	Recharge en surface sur réserve disponible	Jusqu'à 6 cm possible (réserve mesurée max 10 cm), mais > 4 cm pose des problèmes de synthèse
Procédé L'Hermite	Plats carbonés en surface	Solution possible mais coûteuse , jamais testée par le BET à ce jour et après échanges avec les entreprises très « théorique »

En concertation avec le reste de la MOE ainsi que la MOA, la solution de renforcement par sur épaisseur a été choisi.

me.mi.la

SAS au capital sociale de 2.000€

☎ : +33 6 38 02 48 86

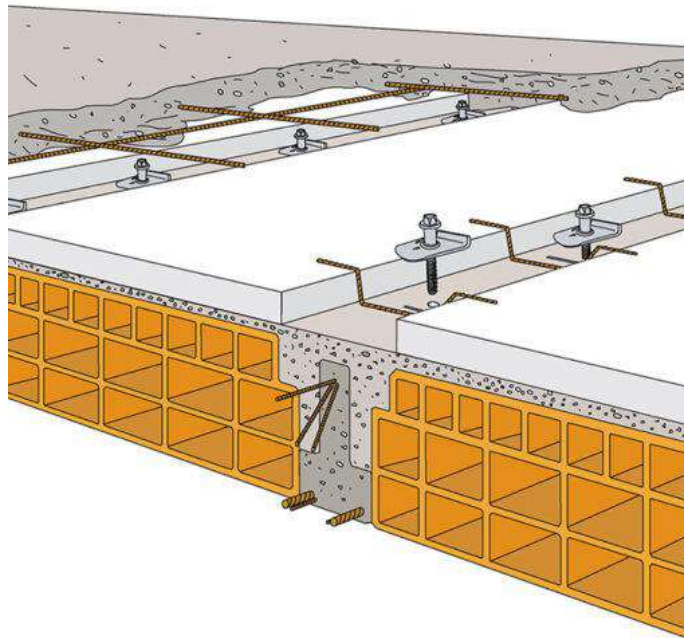
@ : f.casciaroli@memila.fr

🌐 : www.memila.fr

SIRET : 911 581 569 00025

Les travaux comprennent de façon non limitative :

- Démolition de la réserve de sol existante (chape, ravaillage, couche de forme, etc.) jusqu'au béton brut de la structure porteuse.
- Nettoyage et grenaillage ou traitement équivalent de la surface en béton pour garantir l'adhérence.
- Forage et scellement de connecteurs métalliques (de type goujons d'ancrage ou barres HA scellées à la résine ou au mortier époxydique) selon les plans de ferrailage.
- Mise en œuvre d'un béton armé de surépaisseur, avec dosage, adjuvants et plan de ferrailage adaptés (type béton fibré ou classique selon prescription).
La surépaisseur aura une hauteur de 6 cm (réserve de sol actuelle à confirmer).



Toute la surface de plancher sera renforcée, ainsi que la poutre, pour pouvoir justifier de à minima 250 kg/m² partout et plus dans les zones des laboratoires technique et dans les zones de cheminement de l'autoclave: **la différence se fera dans la quantité de connecteurs et pas dans l'épaisseur de béton.**

L'épaisseur de béton tiendra compte des contraintes architecturales : le niveau fini d'aujourd'hui sera le niveau brut du projet (donc 6 cm de béton complémentaire)

a. Dimensionnement

Observations sur les dimensions

Les dimensions relevées sur les différentes sources ne sont pas cohérentes :

	Reconnaissance structurelle CEBTP	Vérification Section	Diagnostic 2025	CNRS
Epaisseur Plancher	22 cm	22.5 cm	20 cm	
Dimensions poutrelle	7.5x17.5	8 x 17	10x16	
Table de compression	4.5	5.5	4 cm	
Reserve de sol	4.5 cm	4.5 cm	10 cm	6 cm
Charge Permanente oubliée par le CEBTP	70 kg/m ²	70 kg/m ²		
Charge permanente (G+G')	2.87 kn/m	3.00 kn/m	3.46 kn/m	
Charge exploitation validée en état	210 kg /m²	190 kg /m²	<100 kg /m²	

Remarques :

me.mi.la

SAS au capital sociale de 2.000€

☎ : +33 6 38 02 48 86

@ : f.casciaroli@memila.fr

🌐 : www.memila.fr

SIRET : 911 581 569 00025

Les charges permanentes prises en compte incluent également les cloisons, les réseaux et le sol collé, ce qui n'a pas été fait dans l'étude CEBTP.

Les résultats du sondage de 2025 sont exclus car ils semblent sous-estimer fortement la capacité réelle du plancher. Il est probable qu'une erreur ait été commise lors de la prise de mesures.

Hypothèse de base retenue :

Les dimensions données par le CEBTP dans la partie « Vérification de section » sont considérées comme fiables. Un repérage de chaque poutrelle sera nécessaire en phase EXE.

Charges retenues :

Charge permanente : 3,28 kN/m (incluant cloisons, réseaux et sol collé)

Charges d'exploitation acceptables :

Calcul des armatures dans une section rectangulaire à l'ELU (en flexion pure) selon NF EN 1992 1-1					
Contrainte de compression du béton non limitée à l'ELS : classes d'exposition X0, XC et XA					
Diagramme de calcul des aciers à palier horizontal					
h	0,280 m	fck	25,00 MPa	fcd	16,67 MPa
hf	0,105 m	yc	1,50	fctm	2,56 MPa
d	0,268 m	εcu	0,00350	σclim	15,00 MPa
d'	0,020 m			λ	0,80
bw	0,075 m	fyk	420,00 MPa	η	1,00
beff	0,500 m	ys	1,15	fcu	16,67 MPa
αe	15	Es	200000 MPa	fyd	365,22 MPa
Classe acier	A	εud	0,0225	μAB	0,1019
		εyd	0,0018261	αAB	0,1346
Cas	MEd	Mser	γ	As1,u	As2,u
1	33,96 kNm	23,73 kNm	1,431	3,59 cm²	0,00 cm²

Charge exploitation (kg/m²)	250	350	400	450	550	600
Acceptabilité	OK	ok	ok	Ok (sans cloisons)	ko	ko

Propositions d'adaptation:

Deux options sont envisagées :

1. Augmentation de l'épaisseur du plancher de 6 à 8 cm

- Effets négatifs :
 - Augmentation du poids du plancher
 - Complexification de la synthèse et de la gestion des niveaux
 - Pour les portées $L \geq 5,5$ m, l'armature disponible reste limitante, donc la table supplémentaire n'augmente pas beaucoup la charge admissible.

2. Diminution des charges d'exploitation

- Cette option est privilégiée compte tenu des contraintes précédentes.



Vérification mobilier prévus et conformité avec diminution des charges d'exploitation admissibles:

Équipement	Poids unitaire (kg)	Largeur (m)	Profondeur (m)	Surface au sol (m ²)	Charge surfacique (kg/m ²)	Laboratoire 1-bactériologie [450 kg/m ²]	Laboratoire 2-parasitologie [450 kg/m ²]	Laboratoire 3-virologie [450 kg/m ²]	Laboratoire technique -1 [500 kg/m ²]
PSM type II	280	1,4	0,8	1,12	250	x	x	x	x
Étuve Binder CB170	85	0,62	0,63	0,39	220	x			
Petit Infors	90	0,6	0,6	0,36	250	x			
Incubateur CO2 CellXpert C170	105	0,71	0,7	0,5	210	x	x	x	
Centrifugeuse cellules 5910Ri	78	0,63	0,6	0,38	205	x	x	x	
Centrifugeuse paillasse 5702	35	0,4	0,3	0,12	290	x	x	x	
Microscope optique	8,8	0,28	0,21	0,06	150	x	x	x	
Électroporateur	11,6	0,31	0,3	0,09	130		x		
Hotte chimique	80	1	0,58	0,58	140		x		
Bain-marie sec	20	0,35	0,3	0,11	180	x	x	x	
Congélateur -20°C	120	0,6	0,65	0,39	310	x	x	x	
Réfrigérateur +4°C	90	0,6	0,65	0,39	230	x	x	x	
Ordinateur	15	0,4	0,3	0,12	125	x	x	x	
Générateur d'azote	12	0,41	0,54	0,22	55		x		

me.mi.la

SAS au capital sociale de 2.000€

☎ : +33 6 38 02 48 86

@ : f.casciaroli@memila.fr

🌐 : www.memila.fr

SIRET : 911 581 569 00025

Ultracentrifugeuse Optima XPN	485	0,94	0,68	0,64	758				x
Cytomètre trieur + PSM	350	1,5	1	1,5	235				x
Microscope live-imaging	180	1,2	0,8	0,96	190				x
Congélateur -70 sous paillasse (Eppendorf CryoCube F101h)	223	0,94	0,63	0,592	370	x	x	x	
Congélateur -70 toute hauteur (Panasonic MDF U76V ou équivalent)	510	0,87	0,6	0,522	960				x
Centrifugeuse haute vitesse	290	0,7	0,7	0,49	580		x		

Le Congélateur -70 toute hauteur (Panasonic MDF U76V ou équivalent), la Centrifugeuse haute vitesse et l'Ultracentrifugeuse Optima dépassent la charge d'exploitation max du plancher : **ils devront être éloignés de tout autre équipement de au moins 20 cm.**

7. RESERVATIONS ET OUVERTURES

Dans le cadre du lot MEP, plusieurs réservations seront nécessaires au droit du plancher. Compte tenu de l'environnement particulièrement contraint de ce niveau, toute réservation devra impérativement respecter les prescriptions structurales suivantes (un schéma explicatif est joint en annexe) :

- Aucune réservation n'est autorisée dans les poutrelles.
- Dimension maximale des réservations : 30 cm.
- En cas de série de réservations, un espacement minimal de 10 cm devra être respecté entre chacune d'elles.

Dans le cadre de l'ajout d'un dispositif de filtration H14 en toiture, un nouveau percement est requis afin de permettre le déplacement de la gaine.

Les caractéristiques de cette réservation sont les suivantes :

- Dimensions : 750 × 700 mm
- Support : voile béton du mur du local technique
- Localisation : dernier niveau du bâtiment

L'ancienne traversée de gaine sera rebouchée conformément aux règles de l'art.

Compte tenu des dimensions de cette dernière réservation et de sa localisation, un renforcement structurel de type RSO par saignée avec barres HA sera nécessaire.

En revanche, les réservations situées aux niveaux inférieurs, réalisées dans le respect strict des contraintes dimensionnelles et d'implantation énoncées ci-dessus, ne nécessitent pas de renforcement complémentaire.

8. CONCLUSION

- **En phase exécution :**
 - **Repérage d'une poutrelle sur deux et vérification de la réserve de sol avant calcul EXE du renforcement. Cela peut être réalisé également avec une mesure non destructive (Georadar par exemple)**
- La MOA a validé en phase APD2 la diminution des charges d'exploitation conformément à notre proposition.

Ci-dessous le tableau des charges d'exploitation à jour :

me.mi.la

SAS au capital sociale de 2.000€

☎ : +33 6 38 02 48 86

@ : f.casciaroli@memila.fr

🌐 : www.memila.fr

SIRET : 911 581 569 00025

Local	Charge exploitation demandé [kg/m ²]
entrée	250
SAS personnel 1	250
SAS Matériel	250
Laboratoire 1	400
Laboratoire 2	450
Laboratoire 3	450
Laboratoire technique (zone 1)	500
Laboratoire technique (zone 2)	500 (avec une zone à 570 et 250)

me.mi.la

SAS au capitale sociale de 2.000€

☎ : +33 6 38 02 48 86

@ : f.casciaroli@memila.fr

🌐 : www.memila.fr

SIRET : 911 581 569 00025

9. ANNEXES

a. Extraits Documents référence avec annotations

- 7.a.1 **Superposition RDC et SS avec indication de :**
- sens des portés des dalles
 - Eléments porteurs
 - Incohérences remarquées
- 7.a.2 **Extrait plan repérage charges admissibles issu du diagnostic 2016**
- 7.a.3 **Coupe Extrait du DOE projet 2017**
Reconnaissance Structurale qui présente une configuration similaire à celle du plancher en étude
- 7.a.4 **Extraits Diagnostic 2017 relatifs au bâtiment 24**

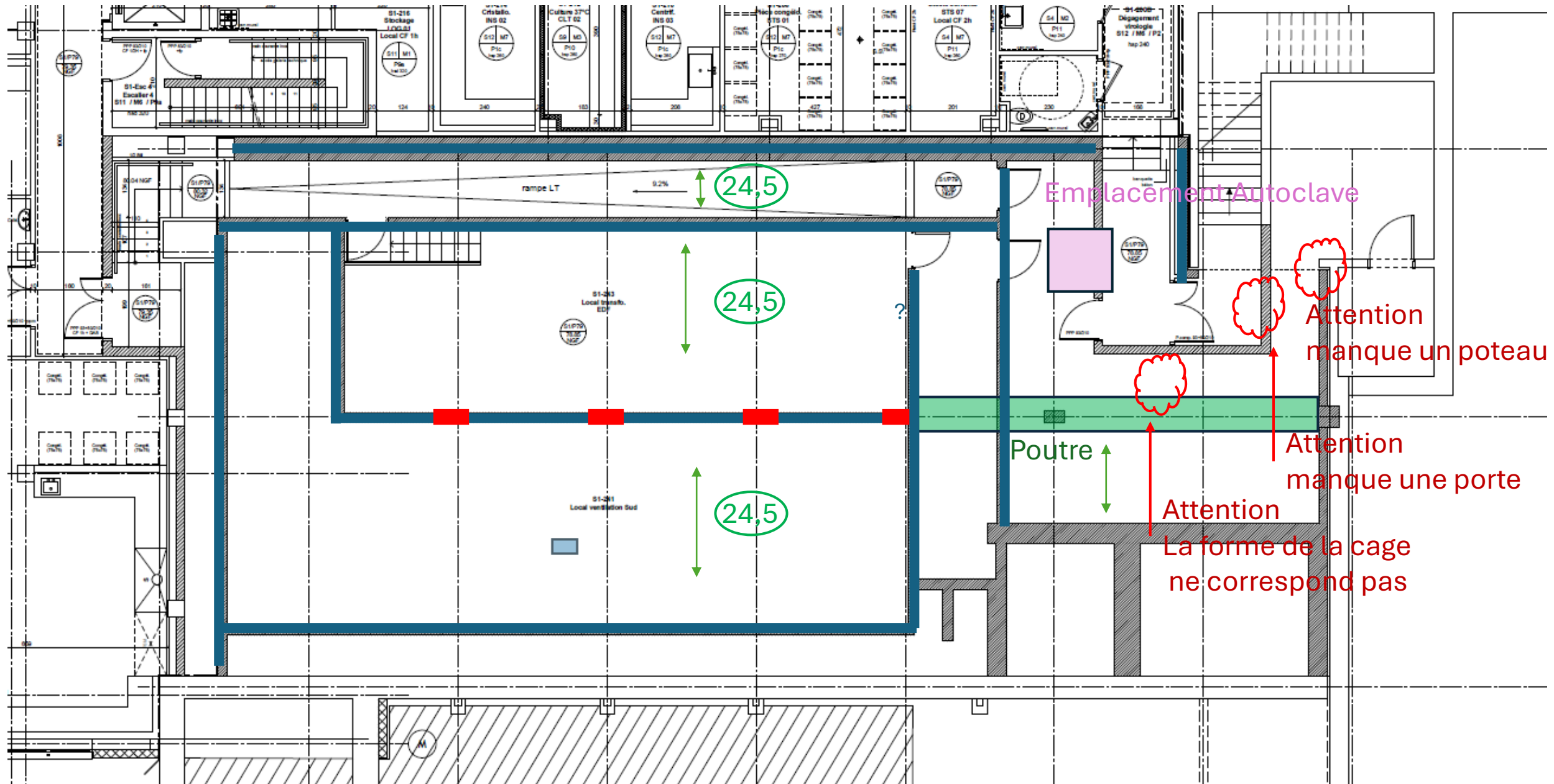
b. Photos réalisées lors du Diagnostic

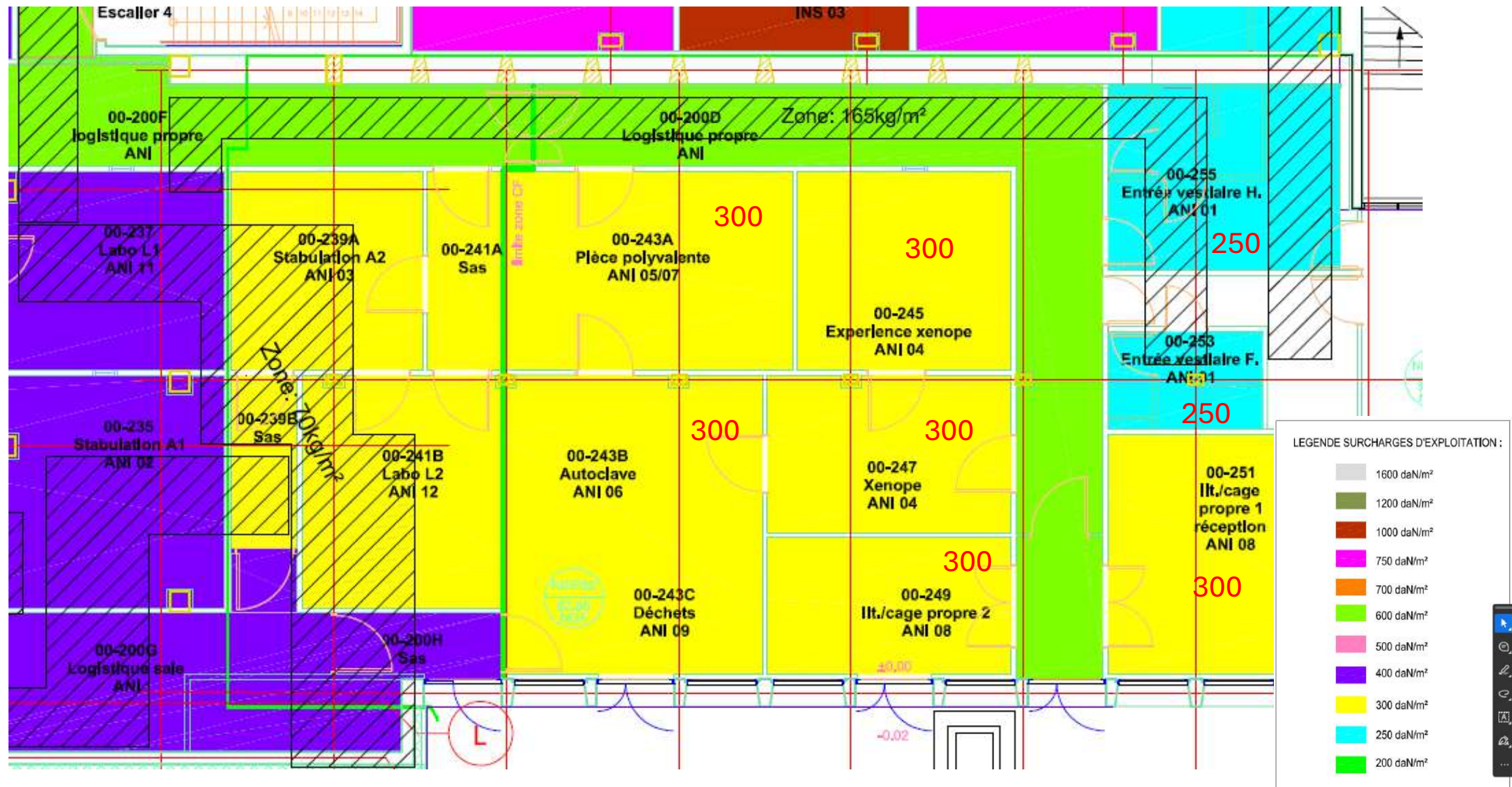
c. Rapport sondages Entreprise IDF

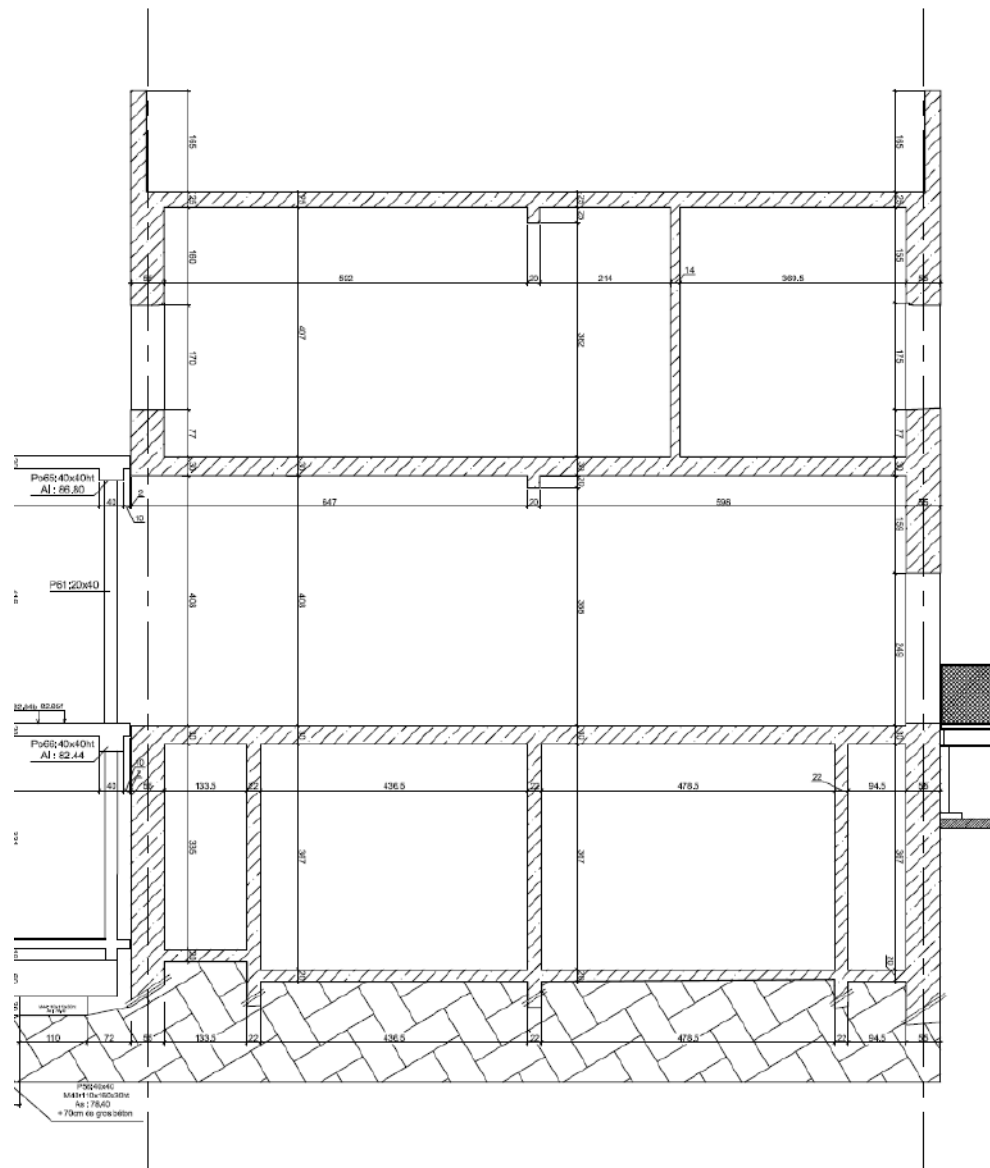
d. Repérage charges d'exploitation projet modifiés

e. Réservations Phase PRO

f. CEBTP BDP2.F.069 V3. Rapport Final d'étude structurelle - CNRS version finale







CNRS - Gif sur yvette

Reconnaissance structurelle



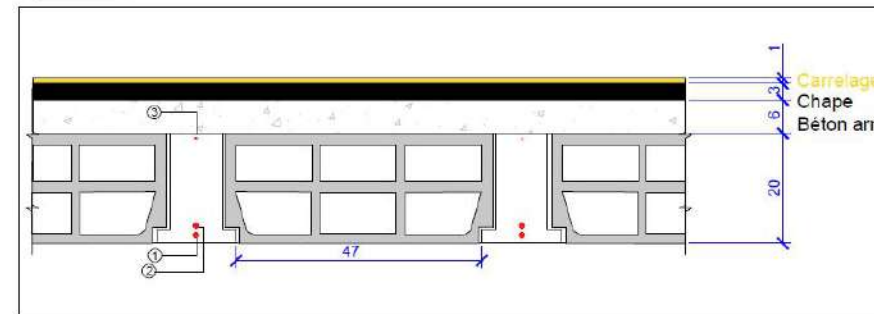
Fiche de reconnaissance n°12

Sondage Dalle 22.8

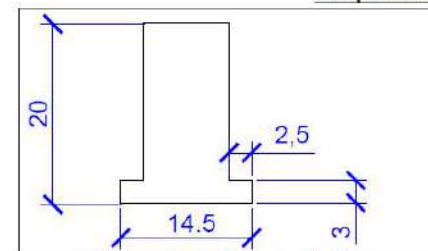
Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutrelle et entrevous

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	HA	20	2.5	5.0
2	HA	20	5.0	5.0
3	RL	8	5.0	5.0

Portée poutrelles = 6.63 m

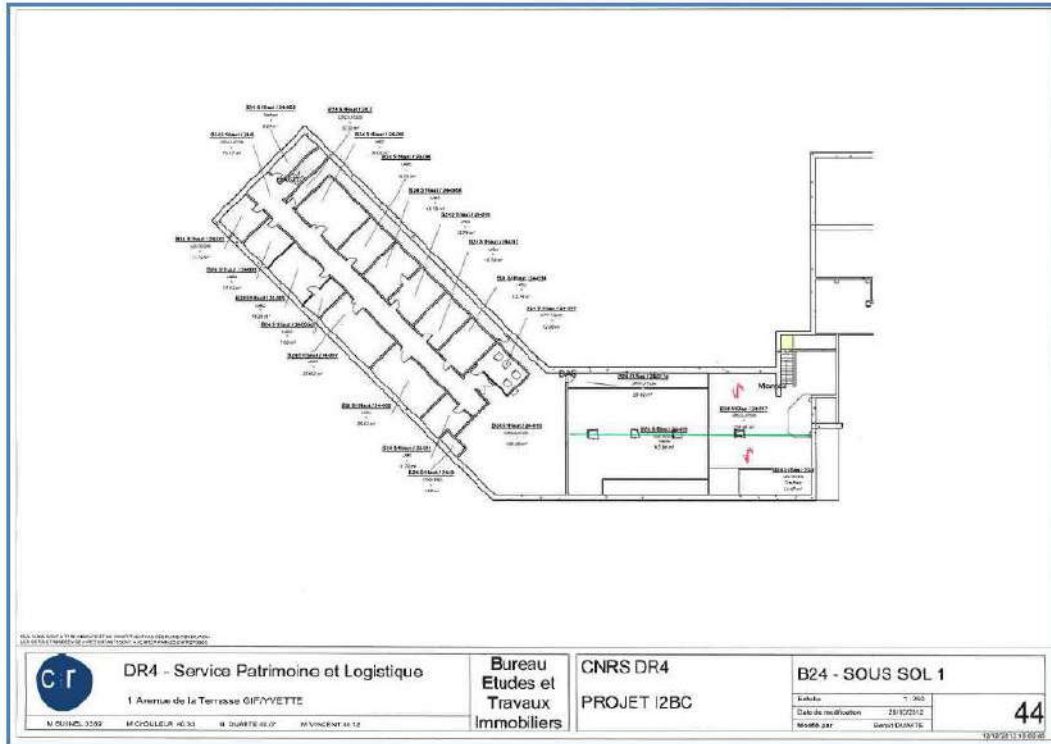
Photos



Ferrailage sur appui

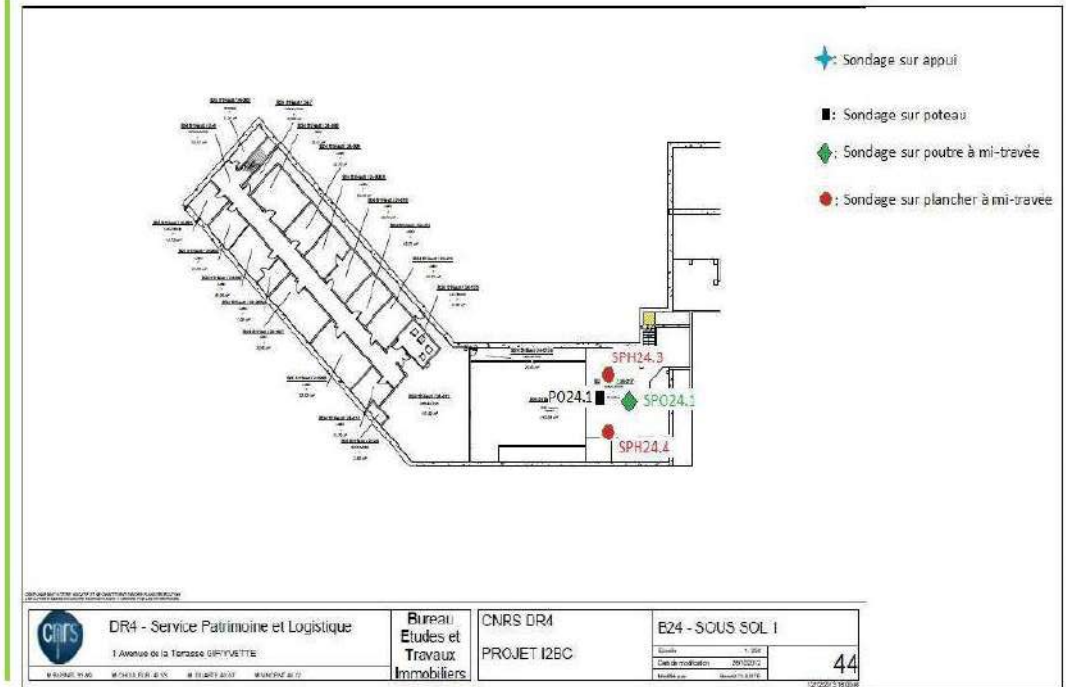


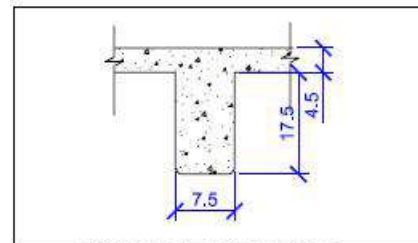
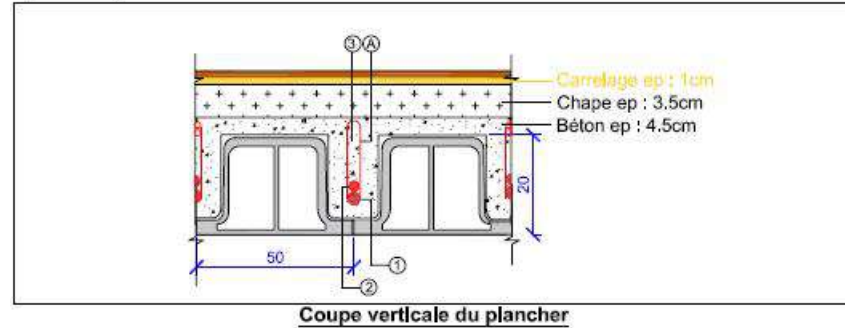
Ferrailage en travée



Etude structurale de 4 bâtiments - CNRS de Gif sur Yvette - mars 16

Annexes



Schéma

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	1,2	s.o
2	TOR	14	4,6	s.o
A	RL	6	3,9	s.o
3	TOR	12	s.o	4,8

Portée poutrelles = 6 m

PhotosFerrailage en travéeFerrailage en travéeSPH 24.3

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles hyperstatiques sur 2 travées simples, en flexion simple.

- Données

Entraxe de poutrelles : 0.5 m

Portée de l'élément : 6 m

Moments sollicitants (ELU)

SPH24.3
A mi-travée, sous face
25.12 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH24.3
A mi-travée, sous face
25.84 kN.m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°58)

Charges permanentes (G) : 2.54 kN/mlCharges d'exploitation (Q) : 300 kg/m²



Vérification de Section en Flexion Simple

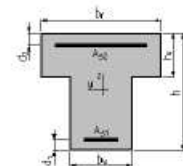
Elément : SPH 24.3

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa) Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b_f = 50.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 22.5$ (cm)

$h_f = 5.5$ (cm)

$d_1 = 1.2$ (cm)

$d_2 = 2.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 3.5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 2.3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s,min} = 0.2$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s,max} = 16.4$ (cm ²)
théorique	$\rho = 3.54$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.12$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	25.84	-14.02
Etat Limite de Service	22.60	-13.11
Etat Limite Ultime (Accidentel)	29.72	-16.14

Analyse par Etat:

Etat ELU	$M_{max} = 25.84$ (kN*m)	$M_{min} = -14.02$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	3.11	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 0.1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 20.5$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.82$ (‰)	



Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 365.6$ (MPa)

Etat ELS $M_{max} = 22.60$ (kN*m) $M_{min} = -13.11$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.23
 Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 20.5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.4$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b,lim} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 37.2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s,lim} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{max} = 29.72$ (kN*m) $M_{min} = -16.14$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.11 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 20.5$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.82$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.4$ (MPa)



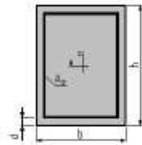
Vérification d'une Section Comprimée Élément : PO 24.1

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa) Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'éclatement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 31.0$ (cm)
 $h = 60.0$ (cm)
 $d = 3.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_s = 9.1$ (cm²)
Section minimum $A_{s\ min} = 3.1$ (cm²)
Section maximum théorique $A_{s\ max} = 62.0$ (cm²)
 $\rho = 0.58$ (%)
minimum $\rho_{min} = 0.20$ (%)
maximum $\rho_{max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1550.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 1392.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_y = 3.7$	(m)	Long flambement	$l_x = 3.7$	(m)
Inertie	$I_y = 322916.7$	(cm ⁴)	Inertie	$I_x = 124129.2$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 14.4$	(cm)	Rayon de giration	$i_x = 8.9$	(cm)
Élancement	$\lambda_y = 25.6$		Élancement	$\lambda_x = 41.3$	
	$\alpha = 0.66$		N_s (béton seul)	$= 1713.01$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 11.9 (MPa)
 $0.6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)



Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1835.91
Etat Limite de Service	2062.55
Etat Limite Ultime (Accidentel)	2117.88



Bâtiment 24

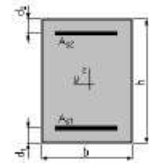
Vérification de Section en Flexion Simple Elément : SPO 24.1

1. hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa) Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 22.5$ (cm)
 $h = 89.5$ (cm)
 $d_s = 5.8$ (cm)
 $d_p = 10.6$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 17.0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 20.6$ (cm²)
 Section minimum $A_{s_{min}} = 2.1$ (cm²)
 théorique $\rho = 2.12$ (%)
 minimum $\rho_{min} = 0.12$ (%)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	459.20	-504.81
Etat Limite de Service	411.84	-395.24
Etat Limite Ultime (Accidentel)	536.31	-592.62

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{max} = 459.20$ (kN*m) $M_{min} = -504.81$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1.32 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 78.9$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.02$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)



Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{max} = 411.84$ (kN*m) $M_{min} = -395.24$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.94
 Position de l'axe neutre: $y = 1.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 78.8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0.8 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 216.8$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s_{lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{max} = 536.31$ (kN*m) $M_{min} = -592.62$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.29 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 78.9$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.02$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.0$ (MPa)

Niveau	N° de sondage	Capacité portante totale (kg/m²)	Charge d'exploitation actuelle (kg/m²)	Capacité portante supplémentaire (kg/m²)	Stabilité au feu (min)
Sous-sol	SPO24.1	500	250	250	60
	SPH24.3	300	250	50	30
	SPH24.4	Idem SPH24.3	Idem SPH24.3	Idem SPH24.3	Idem SPH24.3

Bâtiment 24				
PO24.1	1176	1835	659	120







CNRS

1 AVENUE DE LA TERRASSE – GIF SUR YVETTE



MISSION DE SONDAGES STRUCTURE

BATIMENT B24 – L3

Référence : IDF-A-25054					<u>Dossier suivi par :</u> Nearyrath HAP Tél : 09.81.83.83.92 Mobile : 06.59.28.59.13 n.hap@bet-idf contact@bet-idf.com
Date	Ind	Rédaction	Validation	Observations	
14/04/25	0	HAP	POSTEAU	Première diffusion	



Sommaire

1. Définition de la mission	3
2. Sondages Non-destructifs.....	4
2.1. Plan repérage des sondages Sous-sol-1	4
2.2. Constatations.....	5
3. Sondages destructifs	6
3.1. Plan repérage des sondages sous-sol-1	6
3.2. Constatations.....	8
4. Conclusion de l'étude	16



CNRS

Mission de sondages structure Bâtiment B24 – L3
1 Avenue de la terrasse– GIF SUR YVETTE

Réf : IDF-A-25054

Indice : 0

Date : 14/04/25

1. Définition de la mission

Nous avons été missionnés par le CNRS, en la personne de Monsieur GUEGUEN, chargé d'opérations immobilières, afin de compléter les reconnaissances structurelles déjà réalisées par un autre bureau d'études, par l'exécution de sondages destructifs complémentaires au sein du bâtiment 24 – L3.

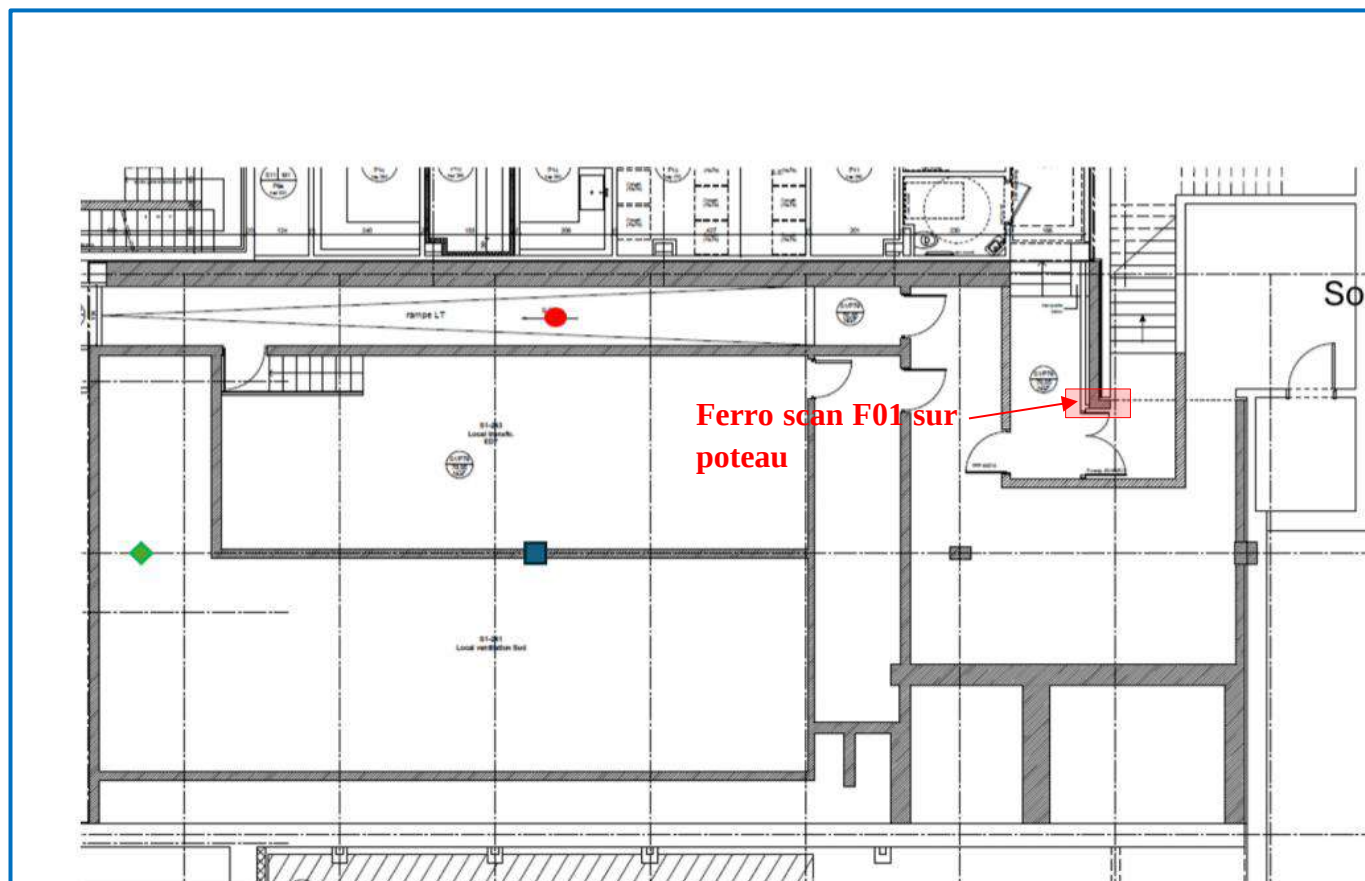
Les investigations complémentaires demandées portent sur le plancher bas du niveau RDC et certains murs en sous sol du local électrique du bâtiment 24 situé au sein du campus CNRS au 1 Avenue de la terrasse GIF-SUR YVETTE.

Les sondages qui ont été demandés ont pour objectif de déterminer les dispositions constructives du plancher bas du RDC mais aussi d'analyser les éventuels porteurs de ce même plancher et tout ceci dans l'objectif d'affiner sa capacité portante.

Ces investigations permettront de compléter le dossier de conception structurelles en vue de la réhabilitation du niveau concerné.

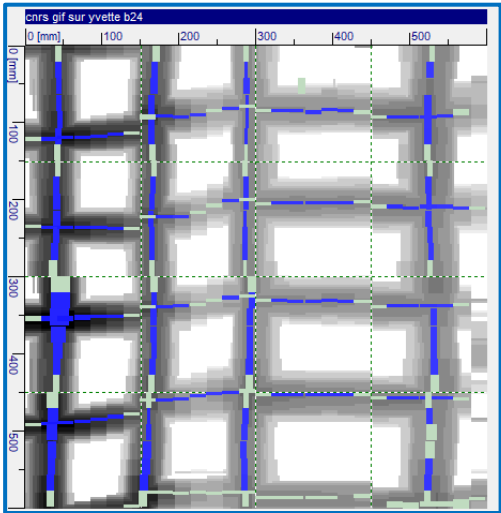
2. Sondages Non-destructifs

2.1. Plan repérage des sondages Sous-sol-1



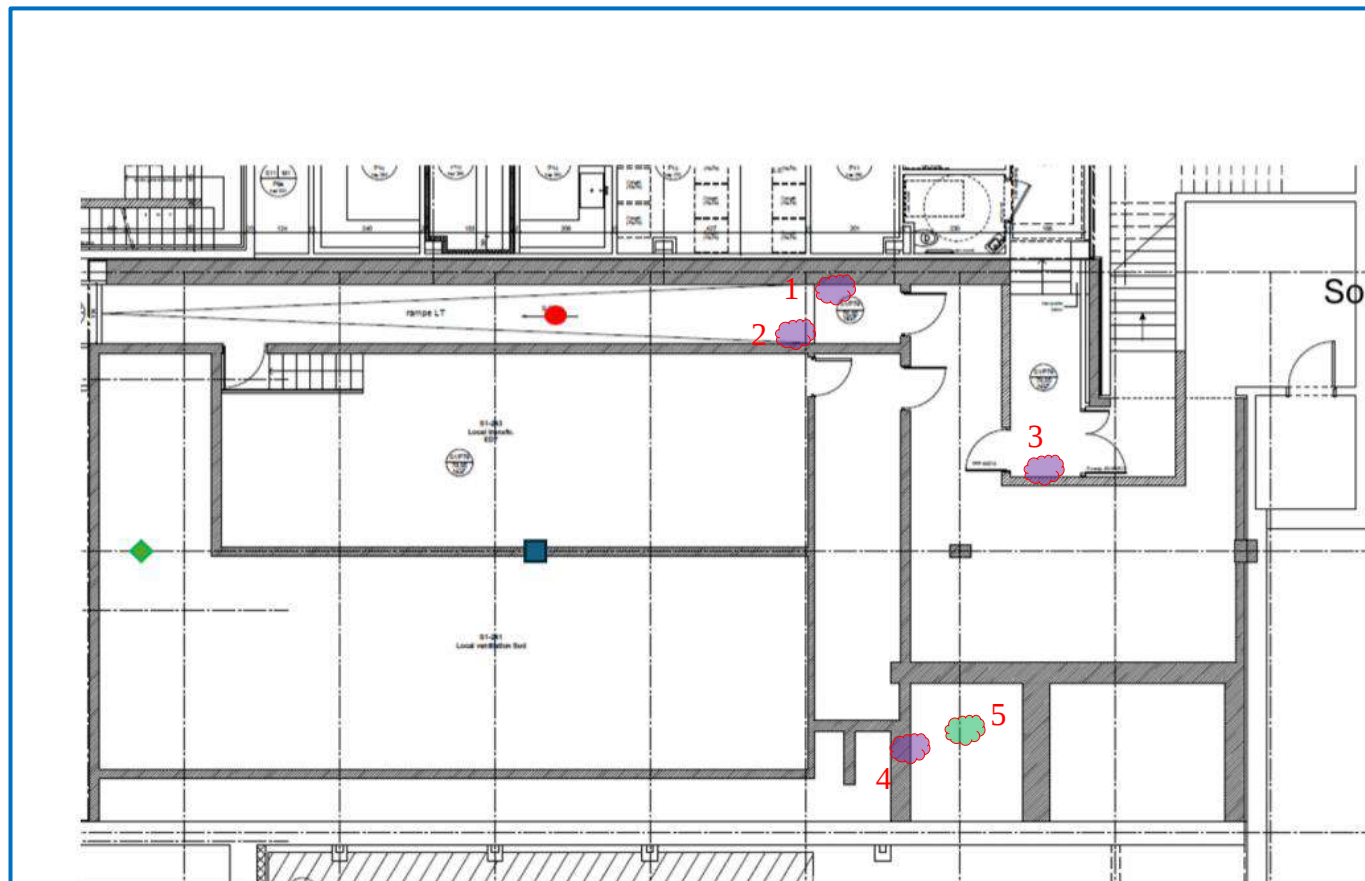
Implantation du sondage non destructif au niveau Sous-sol

2.2. Constatations

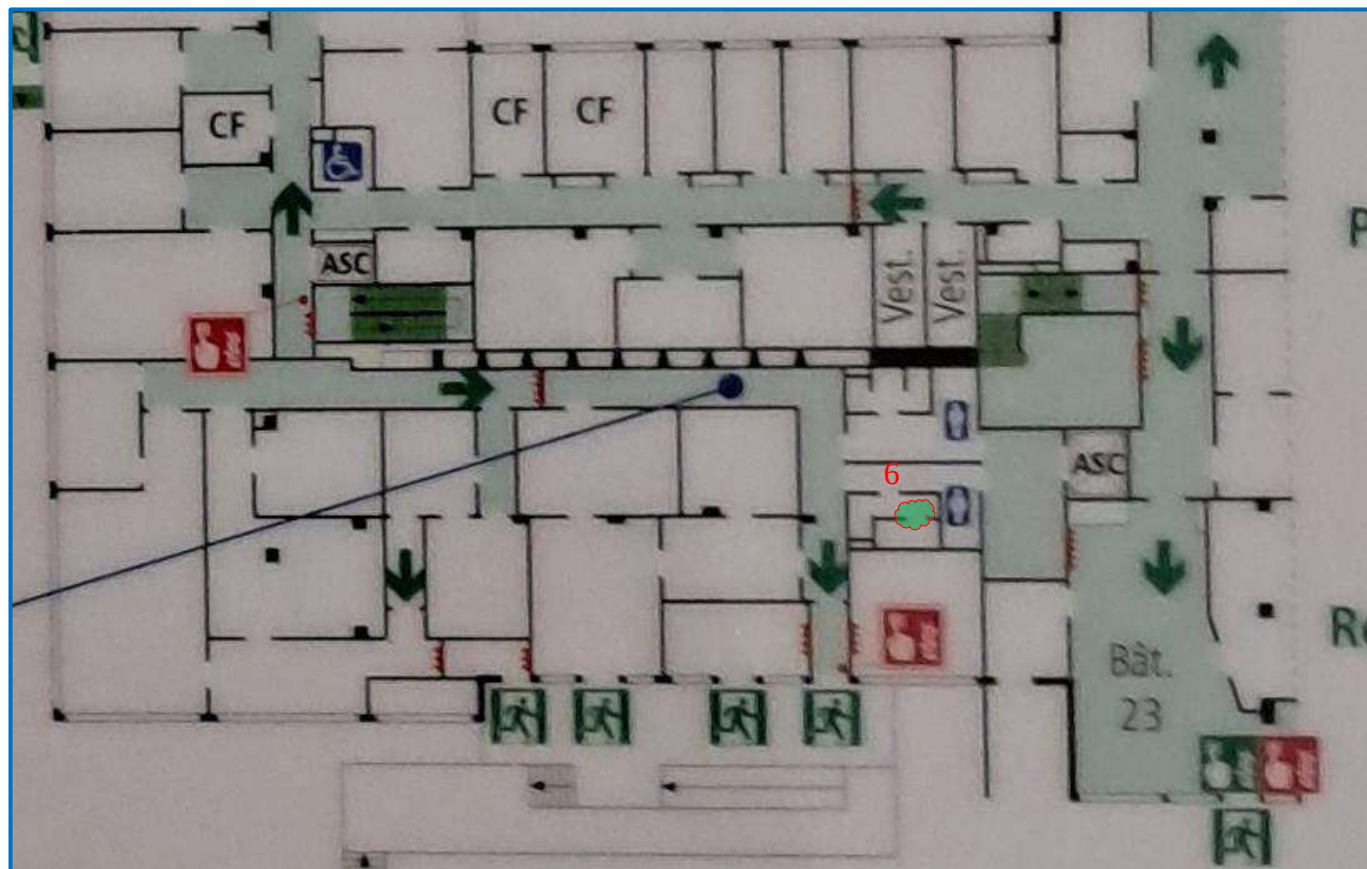
N°	Photo	Constatation
F01	 	- Un sondage destructif type ferroscope a été réalisé au poteau côté au niveau sous-sol côté escalier. - Il s'agit d'un poteau en béton armé. - On aperçoit des mailles de ferrailage typiques d'un poteau en béton armé.

3. Sondages destructifs

3.1. Plan repérage des sondages sous-sol-1



Implantation des sondages sous-sol-1



Implantation des sondages en plancher bas Rez-de-chaussée

-  Sondage reconnaissance d'appuis
-  Sondage reconnaissance plancher

3.2. Constatations

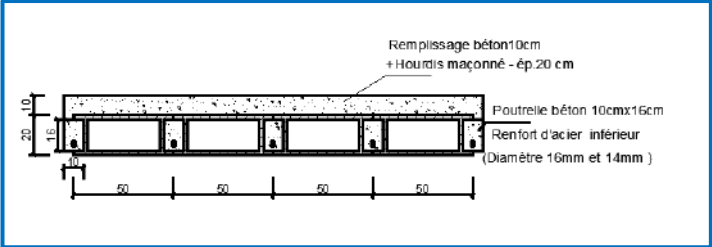
N°	Photo	Constatation
01		- Concernant le mur en moellons, il a été constaté que la surface reprise du plancher en hourdis repose sur ce mur. - Il s'agit donc d'un mur porteur.

N°	Photo	Constatation
01 suite		- Concernant le mur en moellons, il a été constaté que la surface reprise du plancher en hourdis repose sur ce mur. - Il s'agit donc du même mur porteur.

N°	Photo	Constatation
02		- Concernant le mur en briques rouges pleines, il a été constaté que la surface reprise du plancher haut en hourdis est partielle. - Il s'agit d'un mur non porteur, néanmoins il sera nécessaire de vérifier la stabilité du plancher hourdis avant d'envisager la démolition éventuelle de ce voile.

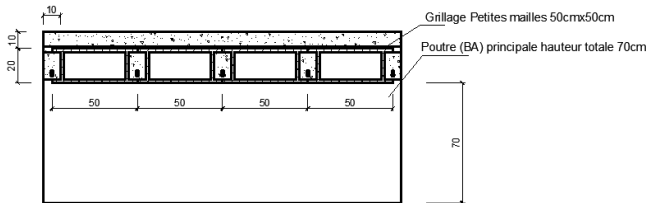
N°	Photo	Constatation
03		- Concernant le mur parpaing (Cloison), il a été constaté que la surface reprise du plancher haut en hourdis est partielle. - Il s'agit d'un mur non porteur, néanmoins il sera nécessaire de vérifier la stabilité du plancher hourdis avant d'envisager la démolition éventuelle de ce voile.

N°	Photo	Constatation
04		- Concernant le mur en briques rouges pleines, il a été constaté que la surface reprise du plancher haut en hourdis est partielle. - Il s'agit d'un mur non porteur, néanmoins il sera nécessaire de vérifier la stabilité du plancher hourdis avant d'envisager la démolition éventuelle de ce voile.

N°	Photo	Constatacion
05		- Le plancher poutrelle-hourdis sondé présente les caractéristiques suivantes : • Épaisseur totale de la dalle : 20 cm • Poutrelle(BA) de dimensions 10 cm x 16 cm • Diamètre des barres de Tor : 16 mm et 14 mm • Espacement entre les poutrelles : 50 cm (axe en axe) 

05
suite



N°	Photo	Constatation
06		- Le plancher bas sondé laisse apparaître une poutre de 70 cm de hauteur sur laquelle s'appuie une dalle y compris hourdis de 30 cm d'épaisseur. - Les hourdis font 20 cm de hauteur, et la dalle (de répartition éventuelle) dont le ferrailage n'a pas pu être déterminé présente une épaisseur de 10 cm complémentaires  - La continuité du plancher n'a pas été constatée, ni validée

4. Conclusion de l'étude

Le plancher haut sous-sol du local électrique est composé d'un plancher hourdis sur une portée d'environ 6 m.

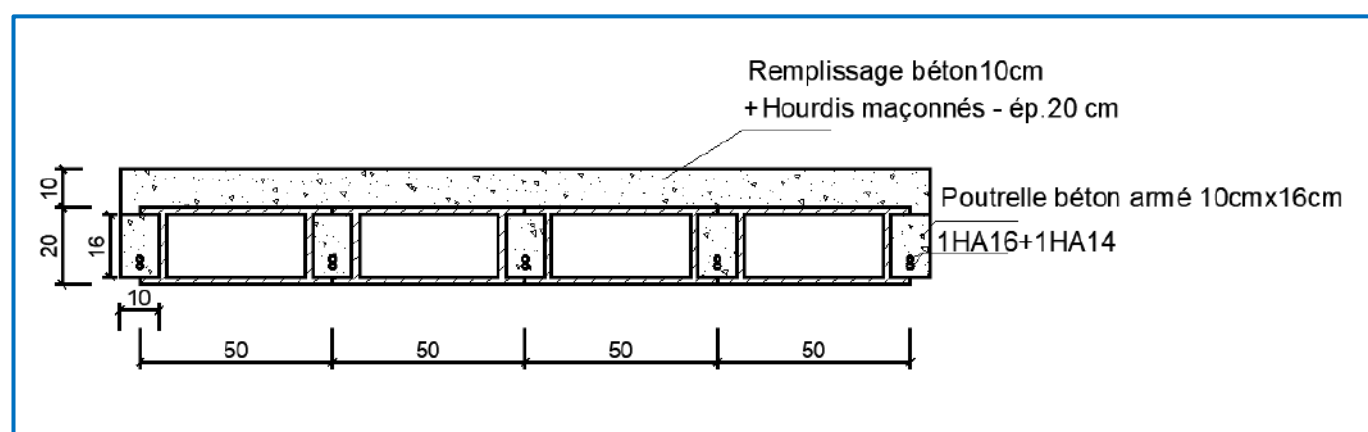
À première vue, il a été observé que les murs en briques rouges ou en parpaings, ne semblent pas être porteurs, du plancher haut.

En revanche, les surfaces d'impact sur ces murs reprennent potentiellement une charge partielle du plancher.

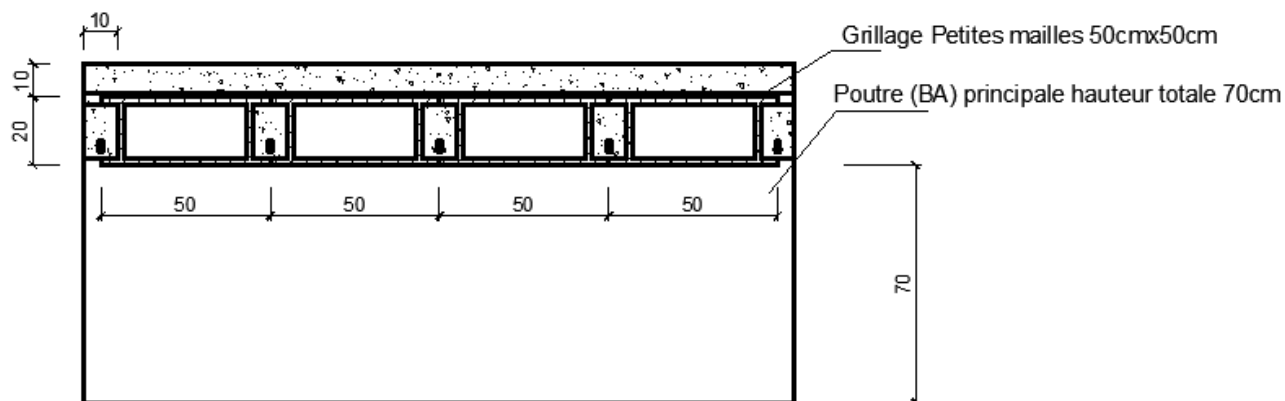
La poutre principale sondée ne présente pas de continuité de ferrailage avec la dalle. Il s'agit donc d'une dalle isostatique simplement appuyée (2 appuis).

Dans le cas où le projet prévoirait une surcharge au niveau du plancher (par rapport à sa capacité portante actuelle), il conviendra de justifier la capacité portante des poutrelles et de la poutre principale. Des renforts devront être envisagés.

D'autre part, si le projet prévoit d'utiliser le mur en briques rouges comme élément porteur, une étude de reconnaissance des fondations devra être envisagée afin de vérifier également sa capacité portante.



Coupe principe du plancher hourdis



Coupe de plancher haut sous-sol (Sondage n°6)

Nous nous tenons à la disposition du maître d'ouvrage pour toute question ou information complémentaires concernant cette étude.

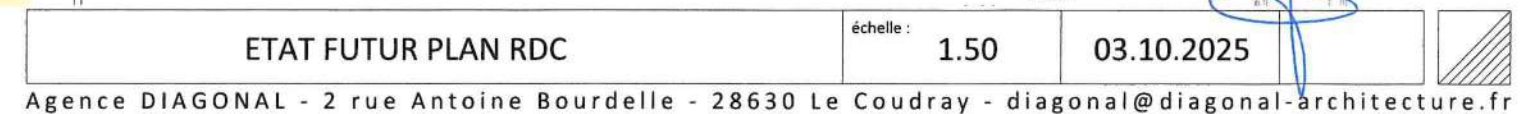
Espérant avoir répondu à votre demande,

Les Ulis, le 14/04/25

Chargé de l'affaire

Nearyrath HAP





Niveau toiture

REÇU 1e

- 5 NOV. 2025

Rép: _____



Déplacement de la pénétration
de la gaine vers droit du
mur du local technique



Percement 750 x 700



Rebouchage.



Bureau d'Etudes Sonde Chimique et Electrique

DELAGE ET COULIOU

Qualification CPQ18 - N° 97.06.1268

Technopolis Bâtiment B - ZAC du Sers d'Archevilliers

Rue Elise Pascal - 28000 CHARTRES

Tel : 02 52 54 09 04



UNE EXPERTISE QUI FAIT LA DIFFÉRENCE

jeudi 24 mars 2016

BDP2.E.0069

A la demande de :

CNRS

Avenue de la Terrasse

91 190 GIF SUR YVETTE

ETUDE STRUCTURELLE DE QUATRE BATIMENTS

CNRS

Avenue de la Terrasse

91 190 GIF SUR YVETTE



Direction Régionale Ile de France

Agence d'Élancourt

Département Diagnostic Pathologie Structure

12 avenue Gay Lussac

78990 Élancourt

Affaire suivie par Antoine BURGOS

M. +33 (0) 6 28 70 58 73

T. +33 (0) 1 30 85 24 17

F. +33 (0) 1 30 85 21 83

a.burgos@groupe-cebtp.com



Sommaire

1. CONTEXTE ET OBJECTIFS DE L'ETUDE	4
2. INVESTIGATIONS REALISEES SUR SITE.....	6
2.1. Méthodologie.....	6
2.1.1. Investigations sur les structures	6
2.1.2. Sondages destructifs.....	7
2.1.3. Sondages non destructifs.....	12
2.1.4. Implantation	12
2.1.5. Fiches de reconnaissance.....	12
3. CALCULS DE CAPACITE PORTANTE.....	13
3.1. Bâtiment 22.....	13
3.2. Bâtiment 23.....	31
3.3. Bâtiment 24.....	63
3.4. Bâtiment 26.....	67
4. STABILITE AU FEU DES STRUCTURES SONDEES ET AUSCULTEES.....	82
4.1. Hypothèses de calcul	82
4.2. Résultats	82
5. RESULTATS DES SONDAGES D'APPUI.....	83
5.1. Bâtiment 23.....	83
6. RESULTATS DE L'INVESTIGATION TYPE JD :	84
6.1. Bâtiment 24.....	84
7. RESULTATS DES ESSAIS DE TRACTION SUR ARMATURES :	85
CONCLUSION GENERALE.....	86
ANNEXE 1 : PLANS D'IMPLANTATIONS DES SONDAGES REALISES.....	90
ANNEXE 2 : SCHEMA STRUCTUREL DES ZONES INVESTIGUEES	104
ANNEXE 3 : FICHES DE RECONNAISSANCE.....	112
ANNEXE 4 : NOTES DE CALCUL.....	113
ANNEXE 5 : RAPPORT D'ESSAI SUR CAROTTES BETON.....	250
ANNEXE 6 : RAPPORT D'ESSAI SUR ECHANTILLONS D'ACIER	254



ETUDE STRUCTURELLE – CNRS DE Gif sur Yvette

Avenue de la terrasse, Gif sur Yvette 91190

Rapport d'Ingénierie

Dossier : BDP2.E.0069

Contrat : D BDP2.E.0159

Indice	Date	Chargé d'affaire	Visa	Vérifié par	Visa	Contenu	Observations
3	24/03/16	A.BURGOS- CESPEDES		N.ATA			

A compter du paiement intégral de la mission, le client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser à condition de respecter et de faire respecter les limites d'utilisation des résultats qui y figurent et notamment les conditions de validité et d'application du rapport.

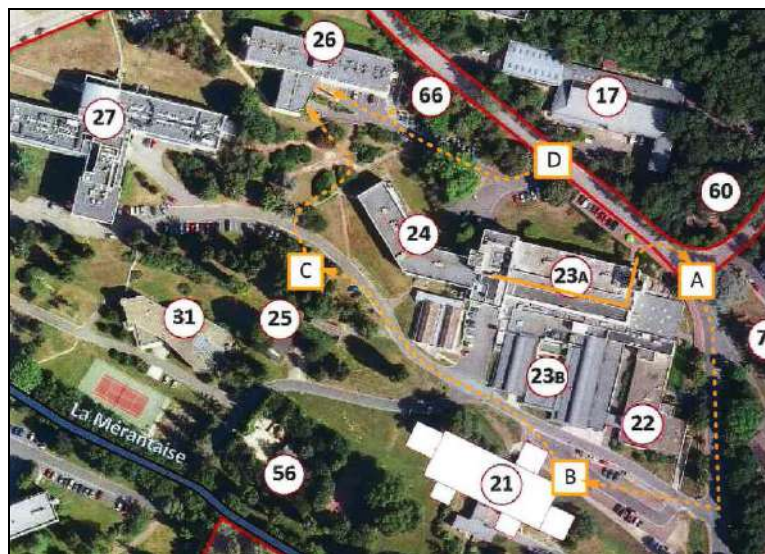
1. Contexte et objectifs de l'étude

1.1. Contexte

Dans le cadre d'une opération de restructuration/extension de bâtiments existants situés dans l'enceinte du CNRS au 2 Avenue de la terrasse à Gif-sur-Yvette, le CNRS souhaite réaliser une campagne d'études structurelles de ces bâtiments.

Le projet prévoit :

- o la réalisation d'un bâtiment (24B) en extension des bâtiments existants,
- o la réhabilitation légère des bâtiments 24 et 26,
- o la restructuration des bâtiments 22 et 23.



Dans le cadre de la réhabilitation prévue, une modification de la descente de charges existante sera effectuée :

- Le bâtiment 22 est de type RDC sur sous-sol (à la côte 76.85 NGF). Il est prévu de le surélever d'un niveau sur l'ensemble de sa surface.
- Le bâtiment 23 est de type RDC/R+1 sur sous-sol. Il est prévu localement de le surélever de 3 niveaux.

1.2. Mission GINGER CEBTP

La présente mission a pour objet la reconnaissance des structures de l'existant et la réalisation de calculs structurels.

Les résultats de cette reconnaissance doivent permettre la détermination, dans chaque zone sondée des bâtiments existants, des points suivants :

- Structures et constitution des planchers, poteaux, poutres et murs.
- Schémas structurels : localisation des porteurs verticaux, implantation des poutres (permettant de confirmer ou d'infirmer les hypothèses d'implantation des poutres figurant sur les plans d'implantation des sondages) et définition des sens de portée des dalles en vue de se prononcer sur la faisabilité des réservations et de pouvoir effectuer les descentes de charges.
- Capacités portantes des structures investiguées,
- La stabilité au feu des éléments sondés.

Les investigations menées in situ sont les suivantes :

- des auscultations non destructives, de type Ferroskan et radar,
- des sondages destructifs ponctuels.

1.3. Description des ouvrages

Les bâtiments existants datent des années 50/60 et sont réalisés en béton armé avec façade porteuse et files de poteaux/poutres à l'intérieur.

4 bâtiments sont concernés par la réhabilitation (B22, B23A, B24 et B26).

Suite aux investigations réalisées, il a été observé des structures porteuses telles que :

- Bâtiments B22 et B24 :
 - o Poteaux béton armé,
 - o Poutres béton armé,
 - o Plancher poutrelle/hourdis en béton ou dalle pleine béton armé.
- Bâtiment B23A :
 - o Poteaux béton armé,
 - o Poutres béton armé,
 - o Dalles pleines en béton armé ou système poutrelle hourdis.

- Bâtiment 26 :
 - o Poteaux béton armé,
 - o Poutres béton armé,
 - o Dalles pleines en béton armé en partie centrale,
 - o Plancher poutrelle/hourdis en béton en rives et plancher constitué de poutres et poutrelles noyées en travée centrale.

2. Investigations réalisées sur site

2.1. Méthodologie

2.1.1. Investigations sur les structures

Le but de ces investigations est de reconnaître les éléments structuraux afin de déterminer leur caractéristique mécanique, et d'en déduire leur capacité portante.

Pour ce faire, des sondages destructifs ponctuels ont été réalisés. Les sondages destructifs permettent de reconnaître l'entraxe des aciers, leurs diamètres, leurs nuances et leurs enrobages.

Chacun de ces sondages a été accompagné d'une reconnaissance au pachomètre. Les mesures pachométriques permettent une acquisition automatique des armatures par simple déplacement de l'appareil en surface de l'élément reconnu. Ces mesures sont limitées à 10cm de profondeur, ainsi seuls la distribution et les enrobages d'aciers peuvent être reconnus. Elles ne permettent pas d'identifier le diamètre, la nuance ou le nombre d'aciers en cas de superposition.

Selon l'élément considéré, les sondages ont été réalisés en partie courante (mi-travée environ) et/ou sur appui.

Les relevés des sondages réalisés sont présentés en Annexe 1.

2.1.2. Sondages destructifs

Les sondages destructifs réalisés sont tels que:

- **Eléments de plancher intermédiaire :**

- sondage de reconnaissance des armatures de flexion à mi-travée en sous face de l'élément structurel (poutre, poutrelle, dalle),
- sondage de reconnaissance des armatures de flexion sur appui en surface des éléments pour les éléments potentiellement hyperstatiques (poutre, poutrelle, dalle),
- percement traversant du plancher afin d'obtenir son épaisseur et sa constitution si elles ne sont pas obtenues par les autres sondages.

Ces investigations ont permis d'obtenir le type des éléments investigués, leur section, leur sens de portée, leur section d'acier en nappe supérieure et inférieure et leurs entraxes. Ces sondages permettent également de reconnaître les revêtements (nature et épaisseur) à ce niveau afin d'établir les charges prises en compte dans les calculs.

- **Poteaux :**

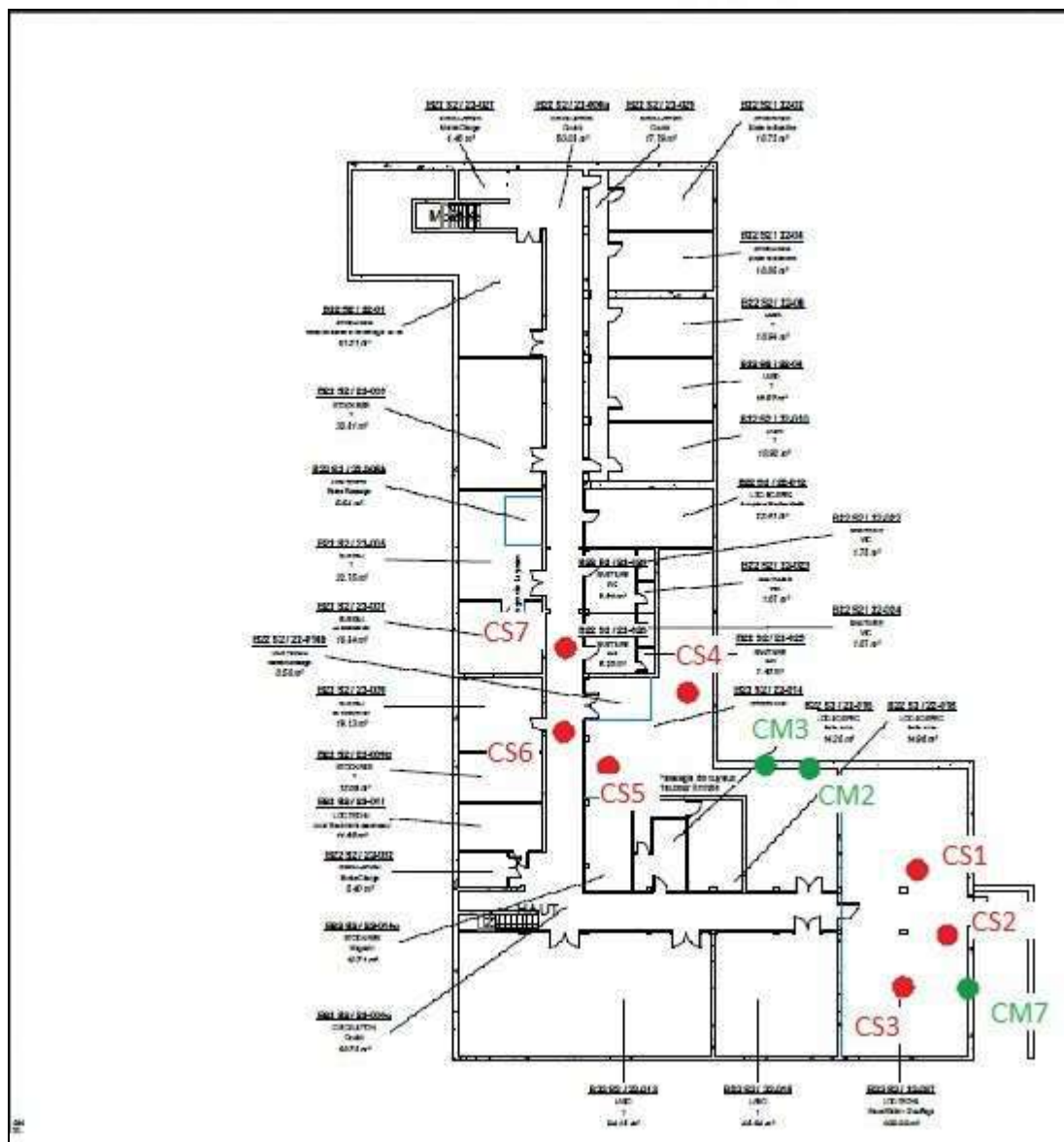
- sondage de reconnaissance à hauteur d'homme.

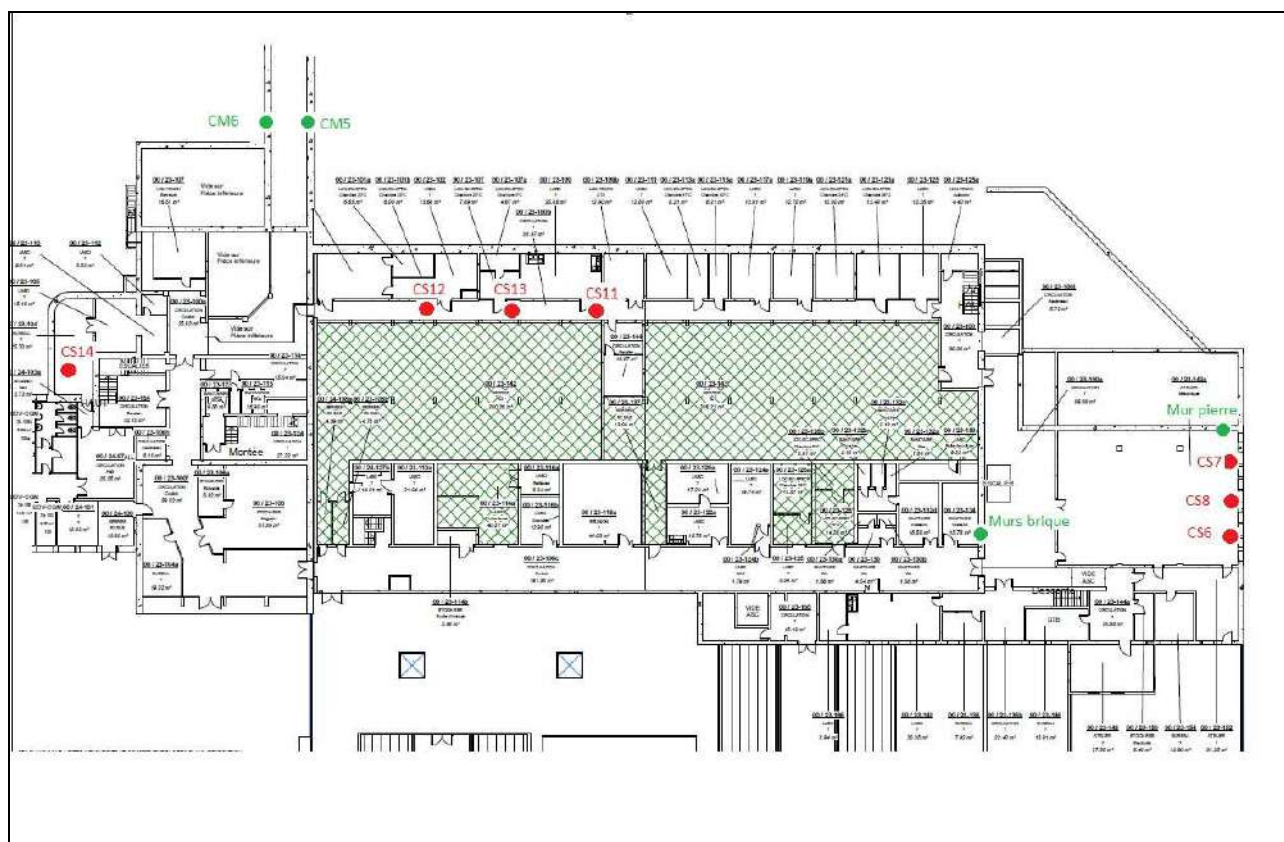
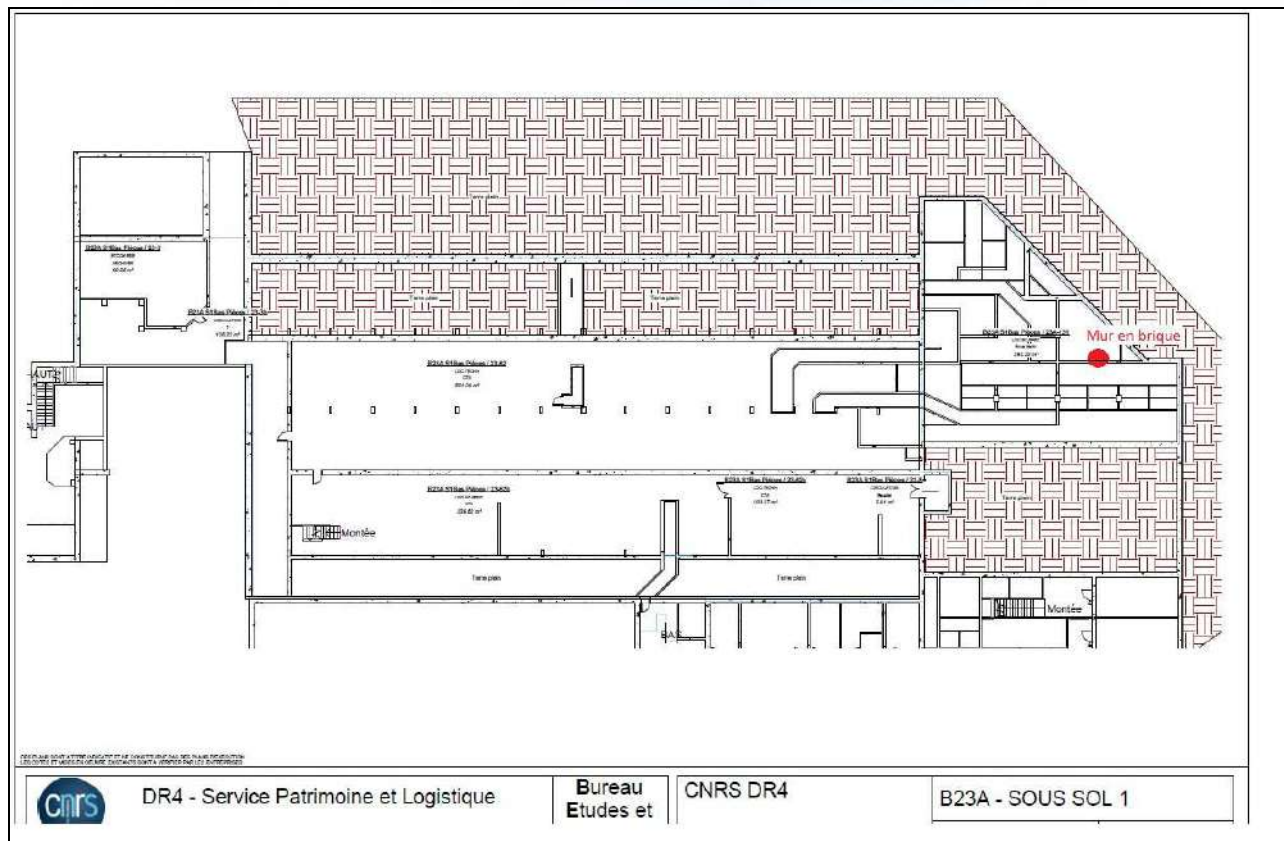
L'objectif des sondages est d'obtenir leurs caractéristiques géométriques ainsi que la section et l'enrobage des aciers. L'objectif est également de reconnaître les revêtements (nature et épaisseur) afin d'établir les charges à prendre en compte dans les calculs.

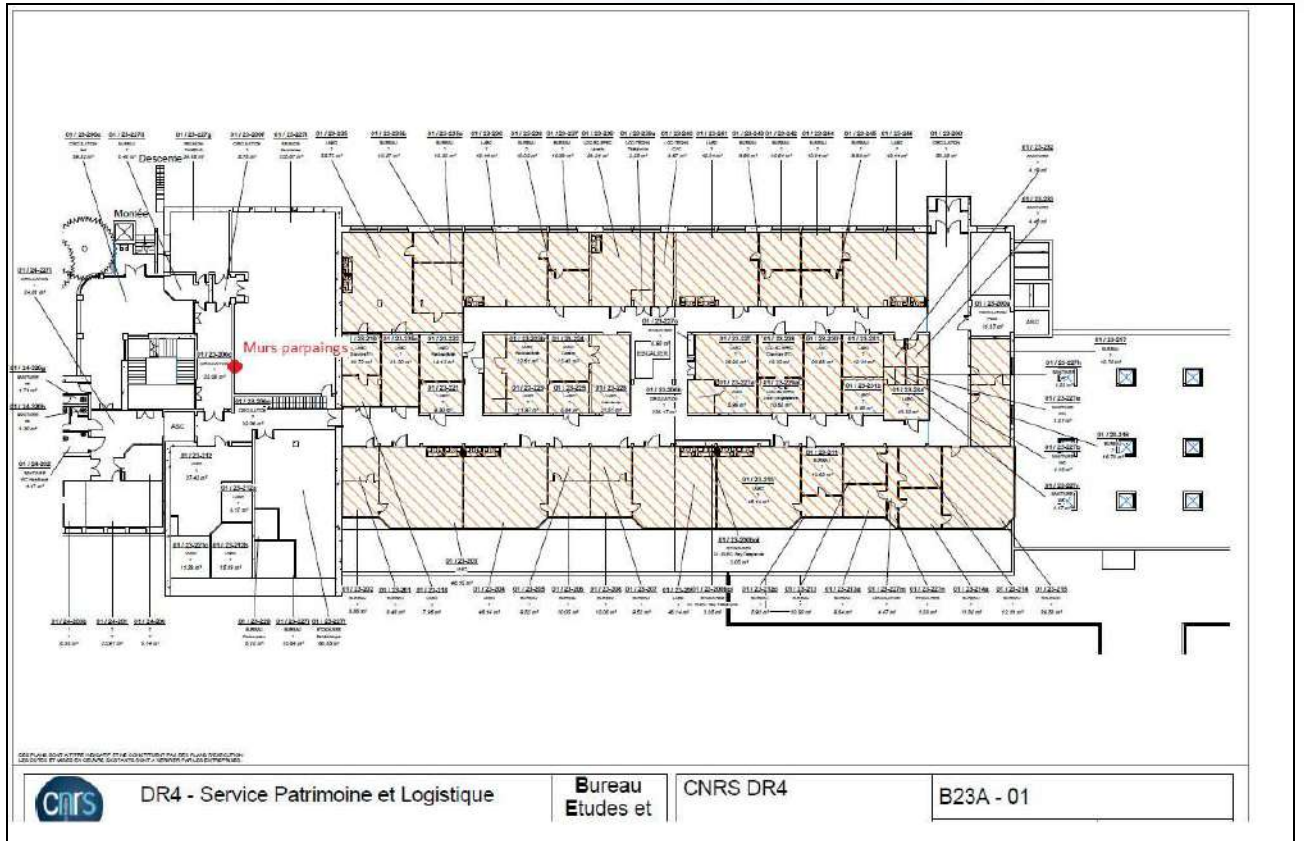
- **Carottages**

Un total de 20 carottages a été réalisé sur les bâtiments 22 et 23 selon une répartition de 10 carottages par bâtiment. Chaque carotte ainsi prélevée a fait l'objet d'un essai de compression afin de pouvoir caractériser la résistance du béton mis en place.

La localisation des carottages réalisés est donnée ci-dessous :

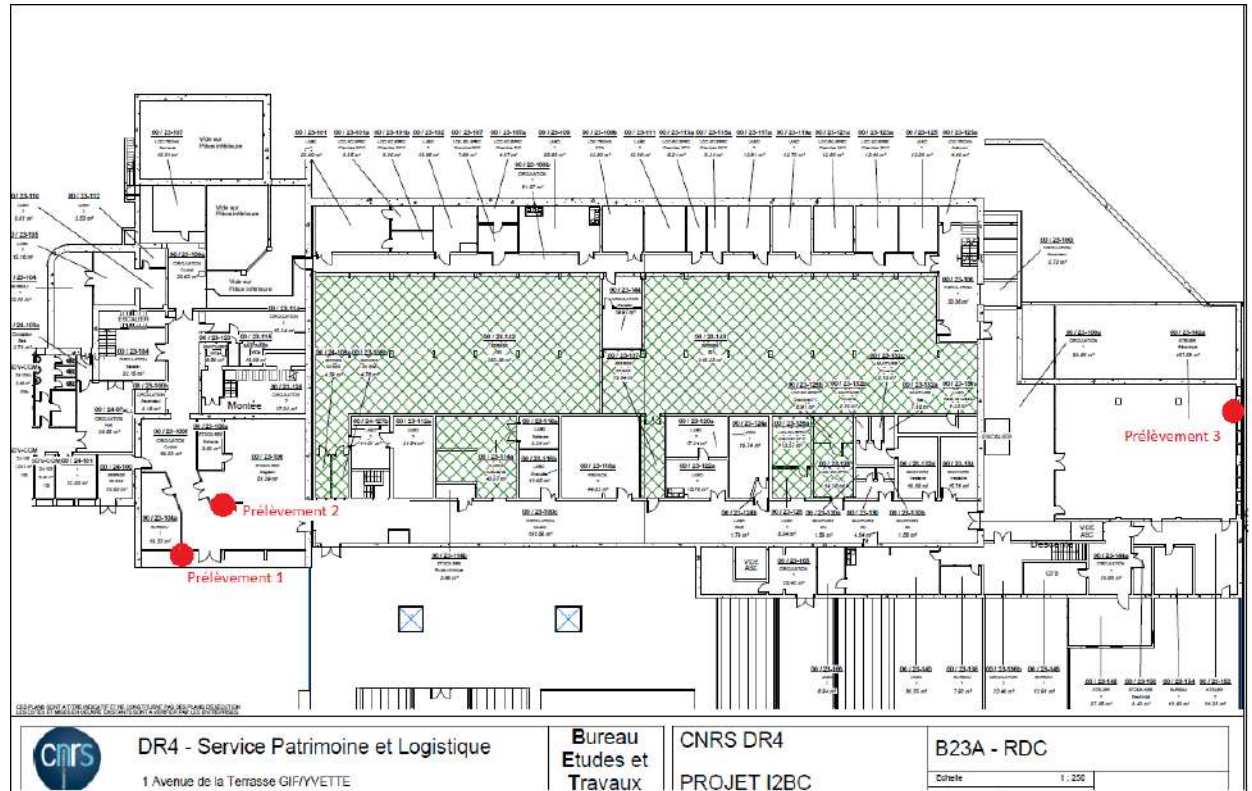






• Prélèvement d'acier

Trois prélèvements ont été effectués afin de caractériser l'acier présent au sein des éléments de structure béton armé. La localisation des prélèvements réalisés est donnée ci-dessous :



• Sondage sur plancher bas

- o Carottages et sondages afin de déterminer la nature exacte du plancher (dallage ou dalle portée),
- o Reconnaissance des armatures de flexion permettant le calcul de capacité portante,
- o percement traversant du plancher afin d'obtenir son épaisseur et sa constitution si elles ne sont pas obtenues par les autres sondages.

• Sondage d'appui

- o Ce type de sondage a permis d'observer la liaison entre porteur vertical et horizontal à l'emplacement indiqué par la maîtrise d'œuvre.

2.1.3. Sondages non destructifs

Il a été constaté une disposition similaire entre plusieurs éléments (même portée, même section, même type de locaux supportés,...). De ce fait, certains éléments ont fait l'objet de sondages non destructifs (sondage au radar ou ferroskan).

Ces sondages ont permis de comparer la répartition d'acier entre plusieurs éléments afin de statuer sur le caractère répétitif de la structure.

2.1.4. Implantation

Voir plans d'implantation en annexe 2.

2.1.5. Fiches de reconnaissance

Les fiches de reconnaissance des éléments sondés sont données en annexe 1.



3. Calculs de capacité portante

3.1. Bâtiment 22

3.1.1. Hypothèses de calcul

- Les calculs sont réalisés suivant les règles de l'Eurocode 2 pour les poutres, poteaux et poutrelles;
- Seules les charges verticales sont prises en compte dans ces calculs ;
- La limite élastique des aciers de type TOR de diamètre inférieur ou égal à 20 mm est prise égale à 420 MPa ;
- On considère un béton de classe C25/30 pour les éléments de structure ;
- Les charges d'exploitation considérées sont prises selon la NFP06.001 :
- Les chargements permanents considérés sont tels que :

Matériaux	Poids	Unités
Carrelage	20	kg/m ² par cm
Chape béton	2000	kg/m ³
Béton armé	2500	kg/m ³
Hourdis parpaings (20cm)	270	kg/m ²
Béton bitumineux	2200	kg/m ³
Enduit plâtre	10	kg/m ² par cm
Moquette/rev plastique souple	8	kg/m ²
Isolant	5	kg/m ²
Bitume	1800	kg/m ³
Asphalte	2500	kg/m ³
Complexe d'étanchéité	12	kg/m ²

3.1.2. Rez-de-chaussée

RPH 22.1

Suite à nos investigations nous avons réalisé une première modélisation de la poutre en supposant qu'elle reprend une partie des charges du local machinerie

Ce local comporte plusieurs dalles dont une de près de 90cm d'épaisseur. Cette dalle, ainsi que les autres éléments situés au-dessus de la poutre RPH22.1 constituent des charges très importantes. La modélisation indique ainsi une sollicitation plus de trois fois supérieure à la résistance de la poutre. De ce fait, et au vue du bon état générale de la poutre, Ginger CEBTP estime que la poutre ne peut constituer l'un des appuis de ce local.

Afin de confirmer ces éléments, des investigations complémentaires sont préconisées. Celles-ci auront pour but :

- De confirmer que ni l'ascenseur ni la machinerie ne prends pas appui sur la poutre, en vérifiant la présence d'un système permettant la reprise de la charge vertical de l'ascenseur,
- De relever avec précision les charges reprises par la poutre,
- De confirmer la présence de la poutre en tête de mur (sondage dans le local référencé sur plan tel que :B22 B1/22-121)

Les informations qui ont pu être relevées sont telles que :

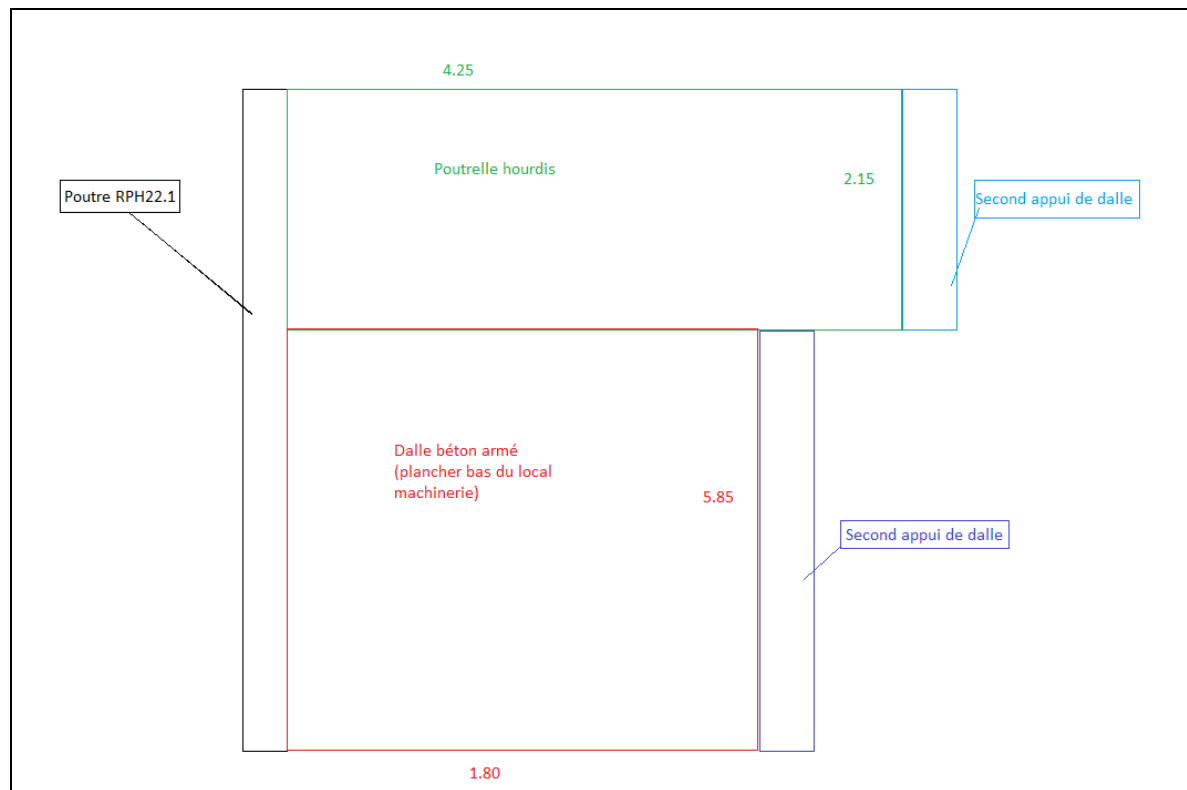
- Données

Distance du porteur à droite : 4.25m sur 2.15 m de poutre puis 1.8m sur le reste.

Distance du porteur à gauche : 0 m

Portée de l'élément : 7 m

Schéma du chargement retenu :



- Moments résistants (ELU)

RPH 22.1
152.7 kN.m



SPO 22.1

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 9 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 6.8 m

Distance du porteur à gauche : 6.8 m

Portée de l'élément : 3.3 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°2)

Charges permanentes (G) : **51.4 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **140 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPO22.1	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
59.38 kN.m	64.52 kN.m

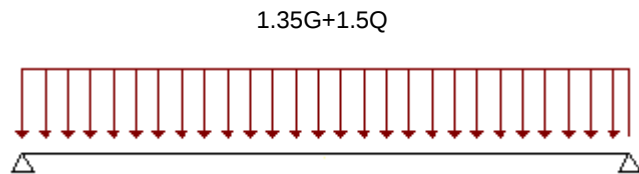
Moments résistants (ELU)

SPO22.1	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
60.42 kN.m	69.31 kN.m

SPO 22.2

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutres isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Distance du porteur à droite : 0 m

Distance du porteur à gauche : 2.8 m

Portée de l'élément : 6.8 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°3)

Charges permanentes (G) : **13.98 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **100 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.4
A mi-travée, sous face
120.52 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH22.4
A mi-travée, sous face
121.24 kN.m

SPO 22.3

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 5 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 6.8 m

Distance du porteur à gauche : 2 m

Portée de l'élément : 3.27 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°4)

Charges permanentes (G) : **28.49 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **300 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPO22.3	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
54.73 kN.m	58.14 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPO22.3	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
62.17 kN.m	59.52 kN.m

SPO 22.4

Idem SPO22.3

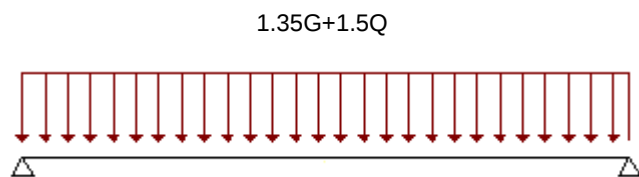
SPH 22.1

Idem SPH22.2.

SPH 22.2

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 6.8 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°7)

Charges permanentes (G) : 4.47 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 200 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.1/SPH22.2
A mi-travée, sous face
45.47 kN.m

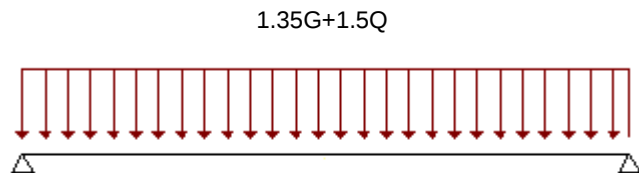
- Moments résistants (ELU)

SPH22.1/SPH22.2
A mi-travée, sous face
45.28 kN.m

SPH 22.3

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 6.63 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°8)

Charges permanentes (G) : 3.7 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 10 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.3
A mi-travée, sous face
29.41 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH22.3
A mi-travée, sous face
29.72 kN.m

Nota : Ces résultats sont non homogènes à ceux obtenus pour les autres poutrelles reconnues de la toiture.

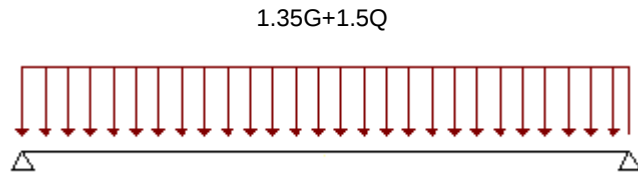
Nous supposons qu'il manque un acier Tor (oubli de l'entreprise de travaux lors de la mise en œuvre ou placement trop haut). En supposant la présence d'un 2^{ème} acier Tor (comme pour les autres poutrelles sondées similaires), nous obtenons une capacité portante de 500 kg/m².

Nous préconisons donc la réalisation d'un sondage complémentaire sur un autre élément de la même zone afin de confirmer les aciers reconnus.

SPH 22.3-2

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 6.63 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°8)

Charges permanentes (G) : 3.7 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 220 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.3
A mi-travée, sous face
40.61 kN.m

Moments résistants (ELU)

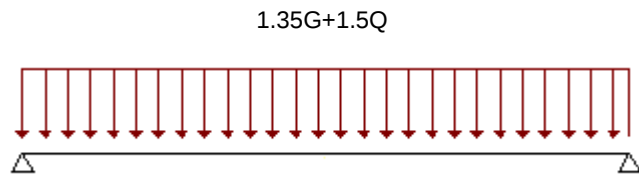
SPH22.3
A mi-travée, sous face
40.63 kN.m

Nota : Suite au nota précédent une seconde intervention a été réalisée afin de vérifier les armatures relevées lors de notre première intervention. La poutrelle investiguées est une poutrelle du même plancher. Ce sondage est nommée SPH22.3/2, les armatures relevées comprennent un acier TOR de 14 en plus, par rapport au relevé SPH22.3.

SPH 22.4

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°9)

Charges permanentes (G) : **2.79 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **425 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.4
A mi-travée, sous face
3.78 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH22.4
A mi-travée, sous face
3.8 kN.m

SPH 22.5

Idem 22.3

PO 22.1 (Cf. fiche de reconnaissance n°14)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO22.1
568 kN

Effort résistant (ELU)

PO22.1
1 744 kN

PO 22.2 (Cf. fiche de reconnaissance n°15)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO22.2
320 kN

Effort résistant (ELU)

PO22.2
1 050 kN

PO 22.3

Idem PO 22.2



PO 22.4 (Cf. fiche de reconnaissance n°16)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO22.4
107 kN

Effort résistant (ELU)

PO22.4
713 kN

3.1.3. Sous-sol

SPO 22.5

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 12 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 6.8 m

Distance du porteur à gauche : 6.8 m

Portée de l'élément : 3.3 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°5)

Charges permanentes (G) : 45.42 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 280 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPO22.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
66.42 kN.m	74.05 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPO22.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
84.33 kN.m	77.05 kN.m

SPO 22.6

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 5 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 6.2 m

Distance du porteur à gauche : 2 m

Portée de l'élément : 3.2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°6)

Charges permanentes (G) : **25.61 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **250 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPO22.6	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
51.21 kN.m	45.28 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPO22.6	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
49.98 kN.m	44.25 kN.m

Dépassement des moments autorisé car inférieur à 5%.

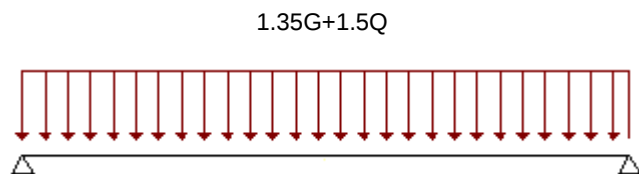
SPO22.7

Idem SPO22.6.

SPH 22.6

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 6.8 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°10)

Charges permanentes (G) : **3.43 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **600 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.6
A mi-travée, sous face
53.40 kN.m

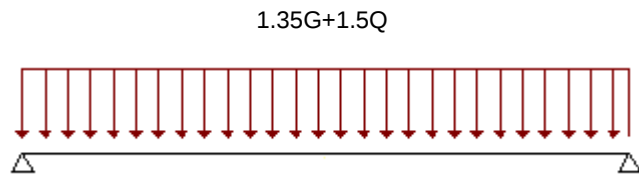
- Moments résistants (ELU)

SPH22.6
A mi-travée, sous face
62.29 kN.m

SPH 22.7

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 7 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°11)

Charges permanentes (G) : **1.11 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **265 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.7
A mi-travée, sous face
12.91 kN.m

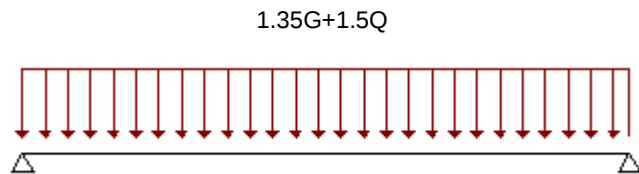
- Moments résistants (ELU)

SPH22.7
A mi-travée, sous face
12.91 kN.m

SPH 22.8

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 6.63 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°12)

Charges permanentes (G) : **3.54 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **430 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.8
A mi-travée, sous face
47.88 kN.m

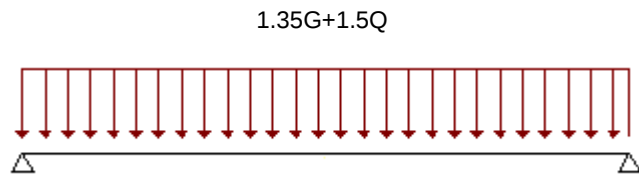
- Moments résistants (ELU)

SPH22.8
A mi-travée, sous face
47.90 kN.m

SPH 22.9

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.61 m

Portée de l'élément : 2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°13)

Charges permanentes (G) : 2.36 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 550 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH22.9
A mi-travée, sous face
4.05 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH22.9
A mi-travée, sous face
4.13 kN.m

SPH 22.10

Idem SPH22.8.



PO 22.5 (Cf. fiche de reconnaissance n°17)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO22.5
530 kN

Effort résistant (ELU)

PO22.5
2 500 kN

PO 22.7 (Cf. fiche de reconnaissance n°18)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO22.7
320 kN

Effort résistant (ELU)

PO22.7
1 290 kN

PO 22.6

Idem PO22.7

3.2. Bâtiment 23

3.2.1. Hypothèses de calcul

- Les calculs sont réalisés suivant les règles de l'Eurocode 2 pour les poutres, poteaux et poutrelles;
- Seules les charges verticales sont prises en compte dans ces calculs ;
- La limite élastique des aciers de type TOR de diamètre inférieur ou égal à 20 mm est prise égale à 420 MPa et 400 Mpa pour les aciers de type TOR de diamètre supérieur à 20;
- La limite élastique des aciers de type ronds lisses (RL) est prise égale à 235 MPa;
- On considère un béton de classe C25/30 pour les éléments de structure ;
- Les charges d'exploitation considérées sont prises selon la NFP06.001 :
- Les chargements permanents considérés sont tels que :

Matériaux	Poids	Unités
Carrelage	20	kg/m ² par cm
Chape béton	2000	kg/m ³
Béton armé	2500	kg/m ³
Hourdis brique (15cm)	130	kg/m ²
Béton bitumineux	2200	kg/m ³
Enduit plâtre	10	kg/m ² par cm
Moquette/rev plastique souple	8	kg/m ²
Isolant	5	kg/m ²
Bitume	1800	kg/m ³
Asphalte	2500	kg/m ³
Complexe d'étanchéité	12	kg/m ²

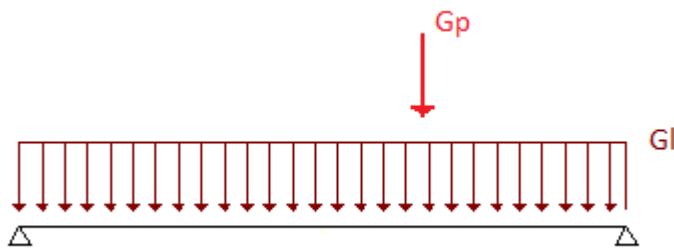
3.2.2. Sous-sol

RPH 23.6

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.

$$1.35G+1.5Q$$



- Données

Distance du porteur à droite : 3 m

Distance du porteur à gauche : 3.6 m (entre porteur secondaire)

Portée de l'élément : 4.8 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°24)

Charges permanentes linéaire (GI) : **10.12 kN/ml**

Charges permanentes ponctuel(Gp) : **9.21 kN**

Charges d'exploitation (Q) : **580 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

RPH 23.6
A mi-travée, sous face
103.29 kN.m

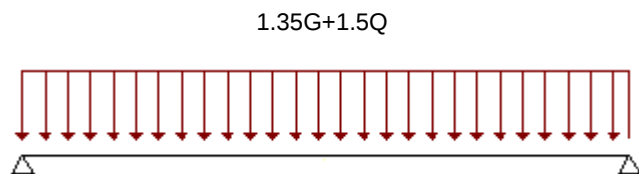
- Moments résistants (ELU)

RPH 23.6
A mi-travée, sous face
124.17 kN.m

SPH 23.14

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une dalle béton armé isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Portée de l'élément : 3 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°44)

Charges permanentes (G) : **4.57 kN/m**

Charges d'exploitation (Q) : **250 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.14
A mi-travée, sous face
11.16 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH23.14
A mi-travée, sous face
11.17 kN.m



PO23.11 (Cf. fiche de reconnaissance n°55)

- Hypothèses :

Charge d'exploitation du plancher de 80 kg/m² pour l'entretien des éléments (canalisations, gaines, ...) situés en face supérieur de la dalle.

- Effort sollicitant (ELU)

PO23.11
1081 kN

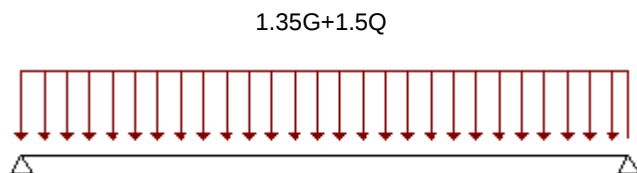
- Effort résistant (ELU)

PO23.11
3354 kN

3.2.3. Rez-de-chaussée **RPH 23.4**

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre béton armé isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Portée de l'élément : 3.22 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°22)

Charges permanentes (G) : 23.74 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

RPH23.4
A mi-travée, sous face
74.2 kN.m

- Moments résistants (ELU)

RPH23.4
A mi-travée, sous face
75.64 kN.m

Nota : Lors de nos investigations nous avons constaté qu'une structure métallique supportant des gaines est directement accrochée aux aciers de la poutre reconnues. Cela réduit l'enrobage des armatures et met en péril la stabilité du plancher dans son ensemble. De ce fait nous préconisons la dépose du système d'accroche ainsi que la réfection de l'enrobage des armatures avec la mise en œuvre d'un rebouchage béton.

Il est à noter que nos calculs ne prennent pas en compte cet élément et sont donc valables uniquement dans la mesure où le dispositif est déposé, et l'enrobage des armatures repris.

RPH 23.5

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 3 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 6.75 m

Distance du porteur à gauche : 6.72 m

Portée de l'élément : 2.8 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°23)

Charges permanentes (G) : **60.51 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **500 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

RPH23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
93.4 kN.m	121.4 kN.m

- Moments résistants (ELU)

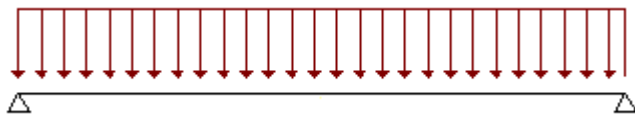
RPH23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
139.52 kN.m	163.97 kN.m

SPO 23.4

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.

$$1.35G+1.5Q$$



- Données

Distance du porteur à droite : 0 m

Distance du porteur à gauche : 0 m (Elément ne reprenant que son poids propre)

Portée de l'élément : 3.2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°27)

Charges permanentes (G) : 4.31 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPO23.4
A mi-travée, sous face
11.87 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPO23.4
A mi-travée, sous face
30.35 kN.m

SPO 23.5

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 3 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 4.5 m

Distance du porteur à gauche : 4.3 m

Portée de l'élément : 9.42 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°28)

Charges permanentes (G) : **30.908 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **200 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

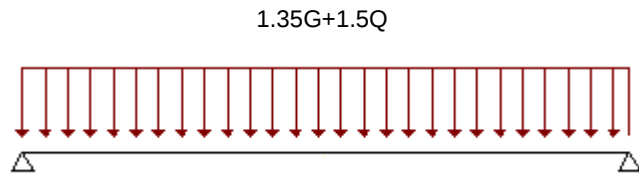
SPO23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
401.3 kN.m	466.75 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPO23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
408.94 kN.m	461.98 kN.m

SPH23.7

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.5 m

Portée de l'élément : 4.83 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°39)

Charges permanentes (G) : 3.22 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 280 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.7
A mi-travée, sous face
18.59 kN.m

Moments résistants (ELU)

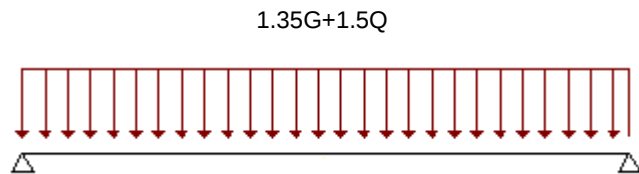
SPH23.7
A mi-travée, sous face
18.66 kN.m



SPH23.8

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une dalle béton armé isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Portée de l'élément : 2.5 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°39)

Charges permanentes (G) : **6.68 kN/m**

Charges d'exploitation (Q) : **500 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

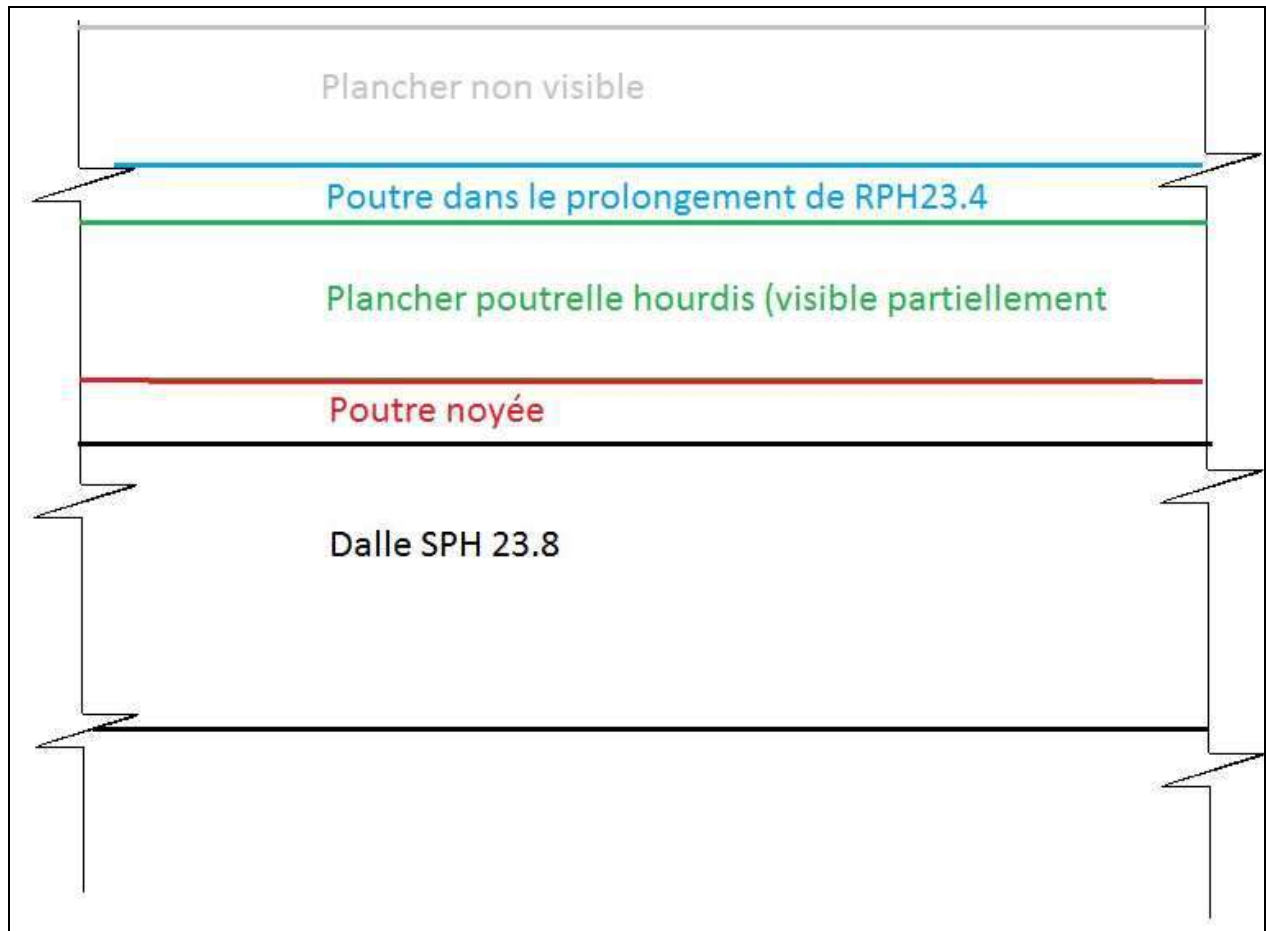
SPH23.8
A mi-travée, sous face
16.52 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH23.8
A mi-travée, sous face
32.17 kN.m

Il est à noter que seule la dalle BA a fait l'objet d'investigations. Cette dalle constitue une zone restreinte non représentative de la totalité du plancher. Si les charges venaient à être augmentées il sera nécessaire de vérifier la capacité portante des autres éléments constituant le plancher (poutres et poutrelles adjacents) et cela afin de pouvoir statuer sur la capacité portante du plancher dans son ensemble.

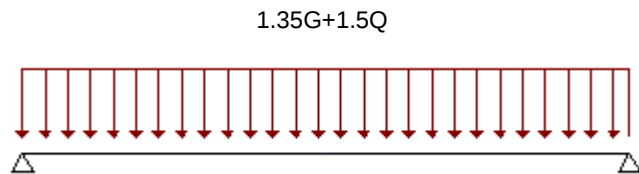
Pour information la composition du plancher qui a pu être observé est telle que :



SPH23.9

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une dalle béton armé isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.23 m

Portée de l'élément : 3.61 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°40)

Charges permanentes (G) : **1.37 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **500 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.9
A mi-travée, sous face
6.07 kN.m

- Moments résistants (ELU)

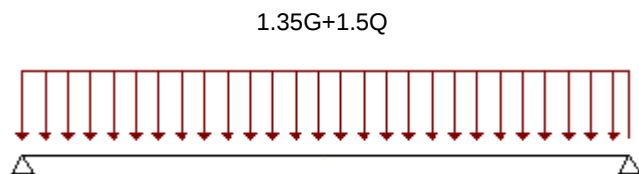
SPH23.9
A mi-travée, sous face
8.24 kN.m



SPH23.10

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une dalle béton armé isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



Les épaisseurs de dalle et de revêtement n'ont pu être relevées lors de notre intervention (demande du client de ne pas intervenir).

Les données relevées sont donc insuffisantes pour calculer la capacité portante de l'élément car elles ne permettent pas de déterminer la sollicitation de l'élément.

Nous avons toutefois déterminé le moment résistant de l'élément.

Les hypothèses prises sont telles que :

- o Epaisseur de dalle 15cm
- o Epaisseur de revêtement :
 - Carrelage 2cm,
 - Chape 5cm.

Il conviendra, si le chargement du plancher est modifié, de vérifier ces hypothèses.

- Données

Portée de l'élément : 6.7 m

Moment résistant

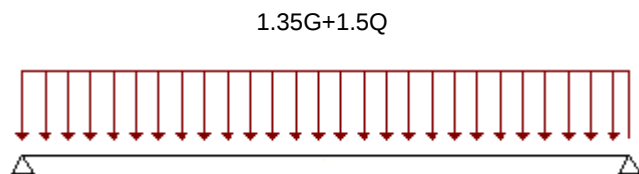
SPH23.10
A mi-travée, sous face
27.7 kN.m



SPH23.11

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une dalle béton armé isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°42)

Charges permanentes (G) : 5.5 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 230 kg/m²

- Données

Portée de l'élément : 5.6 m

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.11
A mi-travée, sous face
42.63 kN.m

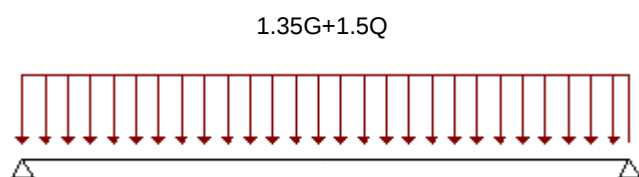
Moment résistant (ELU)

SPH23.11
A mi-travée, sous face
42.83 kN.m

SPH23.12

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une dalle béton armé isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Portée de l'élément : 4.6 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°43)

Charges permanentes (G) : 5.49 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.12
A mi-travée, sous face
39.45 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH23.12
A mi-travée, sous face
42.83 kN.m

SPH23.13

Idem SPH23.12

PO23.4 (Cf. fiche de reconnaissance n°48)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 350 kg/m² pour les locaux de type salles de conférence à nombre de places inférieur à 50.
 - Reprise uniquement du plancher supérieur (pas de poteau en continuité à l'étage supérieur)

- Effort sollicitant (ELU)

PO23.4
107 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.4
713 kN



PO23.5 (Cf. fiche de reconnaissance n°52)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO23.5
772 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.5
886 kN

PO23.6 (Cf. fiche de reconnaissance n°52)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO23.6
243 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.6
2158 kN



PO23.7 (Cf. fiche de reconnaissance n°52)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 210 kg/m² pour les toitures terrasses techniques non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.
 - Composition de plancher bas toiture terrasse similaire à celle observée au sondage RPH23.1, (lors de la phase travaux il conviendra de vérifier que la composition des toitures est bien similaire en terme de charges).
 - Plancher haut du RDC de composition similaire au plancher sondé référencé SPH22.9 (poutrelle hourdis de 12cm d'épaisseur). Lors de la phase travaux il conviendra de vérifier que la composition du plancher est bien similaire en terme de charges.
 - Plancher haut du premier étage de composition similaire au plancher sondé référencé SPH23.5 (poutrelle hourdis briques de 12cm d'épaisseur). Lors de la phase travaux il conviendra de vérifier que la composition du plancher est bien similaire en terme de charges.

• Effort sollicitant (ELU)

PO23.7
736.72 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.7
1661.31 kN

Ces résultats sont donnés sous réserve des hypothèses retenues et de l'homogénéité des structures de l'ouvrage.



PO23.8 (Cf. fiche de reconnaissance n°53)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,

• Effort sollicitant (ELU)

PO23.8
357 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.8
3657 kN

PO23.9 (Cf. fiche de reconnaissance n°54)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,

• Effort sollicitant (ELU)

PO23.9
198.16 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.9
3657.39 kN

PO23.10

Idem PO23.9

SPB 23.1

Lors de nos investigations nous avons réalisé un carottage ainsi qu'un sondage destructif afin d'observer la composition du plancher.

Ces investigations nous ont permis d'observer une composition telle que :

- Un revêtement de sol souple de 1mm d'épaisseur ;
- Un dallage d'une épaisseur de 9.5 cm comportant un ferrailage de type Ronds lisse et de diamètre de 8mm.

Le règlement en vigueur, à savoir le DTU 13.3, stipule au titre 5.5.1, concernant l'épaisseur minimale, que :

« 5.5.1 Épaisseur nominale du dallage

A justifier par le calcul, elle est au minimum de 150 mm. »

Les calculs réglementaires du dallage SPB23.1 ne peuvent pas être réalisés, le dallage ne respectant pas les conditions du règlement de calcul existant.

SPB23.2

Hypothèses :

- Dallage non armé
- Dallage non liaisonné en périphérie
- Type de locaux : Intérieur à usage courant
- Charge d'exploitation maximale de 1000kg /m², répartie uniformément en surface
- Coupe de sol retenue (selon rapport d'étude de sol n°TEA140371, de l'entreprise Technosol)

Horizon	Nature	Profondeur moyenne de la base	Valeurs pressiométriques			Module Es
		m/TN	p _i (MPa)	E _M (MPa)	α	(MPa)
H0	remblais	2.1	0.08	1.1	2/3	1.65
H1	Colluvions	5.2	0.77	5.5	2/3	8.25
H2	Sables de Fontainebleau	17.2	1.55	19.6	0.5	39.2
H3	Marnes à huitres	19.8	1.11	10.5	0.5	21
H4	Marnes grisatres	> 20	1.8	29.3	0.5	58.6

Justifications :

Les justifications du dallage sont effectuées aux états limites de service. Ces états limites sont au nombre de 3 :

- Etat limite de déformation verticale absolue du dallage ;
- Etat limite de déformation verticale différentielle du dallage ;
- Etat limite de traction par flexion du béton des dallages non armés.

Ce dernier état limite est vérifié en partie courante du dallage, au niveau des angles et au bord des dallages.

Vérification de la déformation verticale absolue du dallage

La déformation verticale absolue doit être inférieure ou égale à $(L1 / 2\ 000) + 20\text{ mm}$, $L1$ étant le plus petit côté du rectangle enveloppe de l'ouvrage.

DEFORMATION	VALEURS (mm)
Déformation verticale absolue du dallage	11.03
Déformation verticale absolue autorisée	23

L'état limite de déformation verticale absolue du dallage est donc vérifié.

Vérification de la déformation verticale différentielle du dallage

Cette vérification consiste en la comparaison entre la déformation du point le plus sollicité, avec celle du point le moins sollicité.

Cette différence doit être inférieure ou égale à $(L2 / 2\ 000) + 10\text{ mm}$, $L2$ étant la distance entre les deux points considérés.

DEFORMATION	VALEURS (mm)
Déformation verticale différentielle du dallage	7
Déformation verticale différentielle maximale autorisée	16

L'état limite de déformation verticale différentiel du dallage est donc vérifié.

Vérification de la traction par flexion du béton des dallages non armés

La contrainte de traction par flexion doit être inférieure à la contrainte limite.

CONTRAINTES	VALEURS
Contrainte de traction maximale de traction totale en face supérieure (Mpa)	1.89
Contrainte de traction maximale de traction totale face inférieure (Mpa)	1.89
Contrainte limite (Mpa)	2.09

Conclusions :

L'élément est apte à reprendre la charge maximale d'exploitation pour un dallage en intérieur et à usage courant, à savoir $Q=1000\text{kg/m}^2$.

SPB23.3

Hypothèses :

- Dallage non armé,
- Dallage non liaisonné en périphérie,
- Type de locaux : Intérieur à usage courant,
- Charge d'exploitation maximale de 1000kg/m^2 , répartie uniformément en surface,
- Coupe de sol retenue (selon rapport d'étude de sol n°TEA140371, de l'entreprise Technosol)

Horizon	Nature	Profondeur moyenne de la base	Valeurs pressiométriques			Module Es (MPa)
		m/TN	p_i (MPa)	E_M (MPa)	α	
H0	remblais	0.23	0.08	1.1	2/3	1.65
H1	Colluvions	6.5	0.77	5.5	2/3	8.25
H2	Sables de Fontainebleau	13.5	1.55	19.6	0.5	39.2
H3	Marnes à huitres	> 20	1.11	10.5	0.5	21

Justifications :

Vérification de la déformation verticale absolue du dallage

La déformation verticale absolue doit être inférieure ou égale à $(L1 / 2\ 000) + 20\text{ mm}$, $L1$ étant le plus petit côté du rectangle enveloppe de l'ouvrage.

DEFORMATION	VALEURS (mm)
Déformation verticale absolue du dallage	10.05
Déformation verticale absolue autorisée	27

L'état limite de déformation verticale absolue du dallage est donc vérifié.

Vérification de la déformation verticale différentielle du dallage

Cette vérification consiste en la comparaison entre la déformation du point le plus sollicité, avec celle du point le moins sollicité.

Cette différence doit être inférieure ou égale à $(L_2 / 2\ 000) + 10$ mm, L_2 étant la distance entre les deux points considérés.

DEFORMATION	VALEURS (mm)
Déformation verticale différentielle du dallage	5
Déformation verticale différentielle maximale autorisée	16

L'état limite de déformation verticale différentiel du dallage est donc vérifié.

Vérification de la traction par flexion du béton des dallages non armés

La contrainte de traction par flexion doit être inférieure à la contrainte limite.

CONTRAINTES	VALEURS
Contrainte maximale de traction totale en face supérieure (Mpa)	0.99
Contrainte de maximale de traction totale face inférieure (Mpa)	0.99
Contrainte limite (Mpa)	2.46

Conclusions :

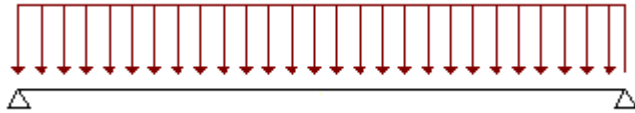
L'élément est apte à reprendre la charge maximale d'exploitation pour un dallage en intérieur et à usage courant, à savoir $Q=1000\text{kg/m}^2$.

3.2.4. Premier étage

RPH 23.1

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple. $1.35G+1.5Q$



- Données

Distance du porteur à droite : 0m

Distance du porteur à gauche : 4.2 m

Portée de l'élément : 3.42 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°19)

Charges permanentes (G) : **20.1 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **500 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

RPH23.1
A mi-travée, sous face
62.66 kN.m

Moments résistants (ELU)

RPH23.1
A mi-travée, sous face
85.7 kN.m



RPH 23.2

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.

- Données

Distance du porteur à droite : 5m

Distance du porteur à gauche : 5 m

Portée de l'élément : 3.2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°19)

Charges permanentes (G) : **31.93 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **700 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

RPH23.2
A mi-travée, sous face
107.76 kN.m

Moments résistants (ELU)

RPH23.2
A mi-travée, sous face
173 kN.m



RPH 23.3

- Hypothèses

La poutre reprend le plancher supérieur ainsi que la toiture du local situé au-dessus. La composition de cette toiture est supposée similaire à celle de la toiture dont la composition a été relevée en sondage RPH23.1.

Le chargement modélisé correspond à un chargement uniforme des surfaces en accord avec le sondage SPH23.3 et 23.4 et le sondage sur appui de la poutre.

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutres hyperstatiques sur 4 travées simples, en flexion simple.

- Données

Distance du porteur à droite : 6.74 m

Distance du porteur à gauche : 3.25 m

Portée de l'élément : 2.78 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°19)

Charges permanentes (G) : 93.42 kN/ml

- Moments sollicitants (ELU)

RPH23.3	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
74.01 kN.m	105.72 kN.m

Moments résistants (ELU)

RPH23.3	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
91.92 kN.m	61.86 kN.m

Nous constatons un dépassement du moment résistant sur appui de près de 70% sous charges permanentes uniquement. Au vue du bon état d'ensemble de l'élément, il apparait peu probable que la sollicitation dépasse à ce point la résistance de l'élément.

De ce fait il est nécessaire de vérifier les hypothèses prises, et plus particulièrement l'hypothèse concernant la composition de la toiture du plancher haut du local situé au-dessus de la poutre. Pour rappel cette toiture est reprise directement par la poutre, via les murs périphériques du local.

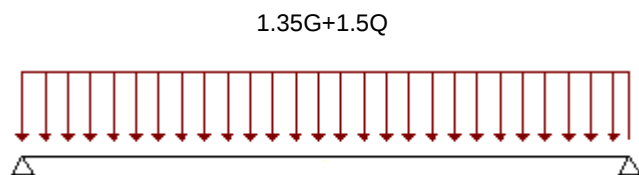
SPO23.1

- Hypothèses

Le mur de façade du deuxième repris par la poutre sur sa longueur est composé de brique sur une épaisseur de 0.4m.

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Distance du porteur à droite : 0 m

Distance du porteur à gauche : 0.75 m

Portée de l'élément : 2.9 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°26)

Charges permanentes (G) : 54.22 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 300 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPO23.1
A mi-travée, sous face
78.73 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPO23.1
A mi-travée, sous face
80.58 kN.m

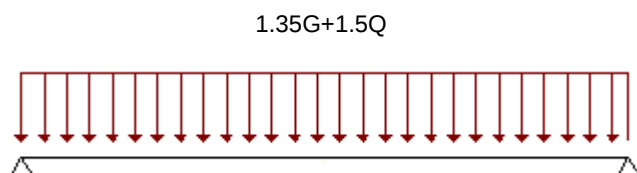
SPO23.2

Les sondages réalisés indiquent l'absence de poutre à l'emplacement prévu (cf schéma structurel des zones investiguées).

SPO 23.3

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Distance du porteur à droite : 0 m

Distance du porteur à gauche : 5 m

Portée de l'élément : 3.5 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°26)

Charges permanentes (G) : 13.89 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

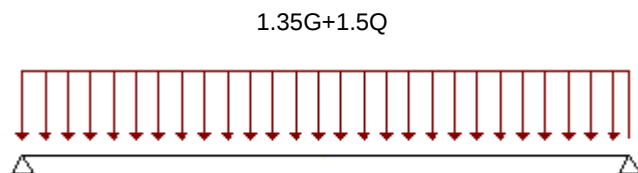
SPO23.3
A mi-travée, sous face
48 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPO23.3
A mi-travée, sous face
127.96 kN.m

SPH23.1

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.23 m

Portée de l'élément : 5 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°32)

Charges permanentes (G) : 4.03 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.2
A mi-travée, sous face
29 kN.m

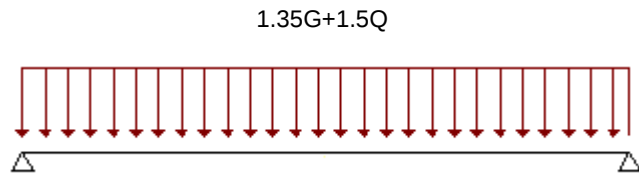
- Moments résistants (ELU)

SPH23.2
A mi-travée, sous face
35 kN.m



SPH23.2

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.23 m

Portée de l'élément : 2.85 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°33)

Charges permanentes (G) : **1.68 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **500 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

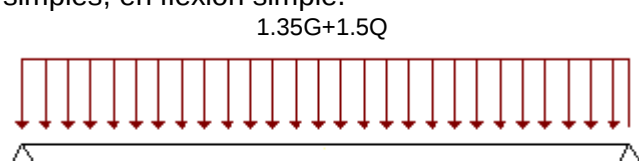
SPH23.2
A mi-travée, sous face
4.06 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH23.2
A mi-travée, sous face
4.47 kN.m

SPH23.3

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.51 m

Portée de l'élément : 6.74 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°34)

Charges permanentes (G) : 4.05 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

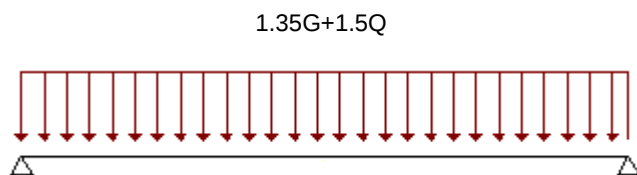
SPH23.3
A mi-travée, sous face
52.76 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH23.3
A mi-travée, sous face
58.25 kN.m

SPH23.4

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.51 m

Portée de l'élément : 3.5 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°35)

Charges permanentes (G) : 4.05 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.2
A mi-travée, sous face
16.04 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH23.2
A mi-travée, sous face
29.8 kN.m

SPH 23.5

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles hyperstatiques sur 7 travées simples, en flexion simple.

- Données

Entraxe de poutrelles : 0.25 m

Portée de l'élément : 3.25 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°36)

Charges permanentes (G) : 1.40 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 300 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
3.41 kN.m	3.48 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
4.08 kN.m	3.51 kN.m

SPH 23.6

Idem SPH23.5.

PO23.1 (Cf. fiche de reconnaissance n°45)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 210 kg/m² pour les toitures terrasses technique,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux,
 - Mur du deuxième étage repris constitué de 40cm de briques,
 - Mur de périphérie de la toiture terrasse repris constitué de 40cm de briques,
 - Composition de la toiture terrasse du troisième étage identique à celle de la toiture référencé par le sondage RPH23.1,
 - Composition de la toiture terrasse du local référencé 02 / 22-302b identique à celle de la toiture référencé par le sondage RPH23.1,

- Effort sollicitant (ELU)

PO23.1
1056 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.1
921 kN

L'effort sollicitant est supérieur à l'effort résistant. Afin de confirmer ces résultats, il conviendra de vérifier les hypothèses prises et plus particulièrement la constitution du mur de périphérie du deuxième étage et celui de la toiture terrasse, ainsi que la constitution de la toiture du local 02 / 22-302b.



PO23.2 (Cf. fiche de reconnaissance n°46)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 210 kg/m² pour les toitures terrasses technique,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux,
 - Composition de plancher bas toiture terrasse similaire à celle observée au sondage RPH23.1, (lors de la phase travaux il conviendra de vérifier que la composition des toitures est bien similaire en terme de charges).

- Effort sollicitant (ELU)

PO23.2
595 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.2
966 kN

PO23.3 (Cf. fiche de reconnaissance n°47)

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 210 kg/m² pour les toitures terrasses technique,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux,
 - Composition de la toiture terrasse du troisième étage identique à celle de la toiture référencé par le sondage RPH23.1,
 - Mur de périphérie de la toiture terrasse repris constitué de 25cm de béton,

- Effort sollicitant (ELU)

PO23.3
368 kN

Effort résistant (ELU)

PO23.3
471 kN



3.3. Bâtiment 24

3.3.1. Hypothèses de calcul

- Les calculs sont réalisés suivant les règles de l'Eurocode 2 pour les poutres, poteaux et poutrelles;
- Seules les charges verticales sont prises en compte dans ces calculs ;
- La limite élastique des aciers de type TOR de diamètre inférieur ou égal à 20 mm est prise égale à 420 MPa ;
- On considère un béton de classe C25/30 pour les éléments de structure ;
- Les charges d'exploitation considérées sont prises selon la NFP06.001 :
- Les chargements permanents considérés sont tels que :

Matériaux	Poids	Unités
Carrelage	20	kg/m ² par cm
Chape béton	2000	kg/m ³
Béton armé	2500	kg/m ³
Hourdis parpaings (20cm)	270	kg/m ²
Béton bitumineux	2200	kg/m ³
Enduit plâtre	10	kg/m ² par cm
Moquette/rev plastique souple	8	kg/m ²
Isolant	5	kg/m ²
Bitume	1800	kg/m ³
Asphalte	2500	kg/m ³
Complexe d'étanchéité	12	kg/m ²

3.3.2. Rez-de-chaussée

RPH24.1

Idem SPO 24.1

SPO 24.1

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 7 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 6 m

Distance du porteur à gauche : 6 m

Portée de l'élément : 6 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°56)

Charges permanentes (G) : 45.39 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPO23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
340.54 kN.m	314.96 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPO23.5	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
459.2 kN.m	504 kN.m

SPH 24.1 – 2

A la demande de la maîtrise d'ouvrage cette zone a fait l'objet d'une seconde reconnaissance et détermination de la capacité portante. Les résultats sont les suivants :

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 travées simples, en flexion simple.

- Données

Entraxe de poutrelles : 0.50 m

Portée de l'élément : 6.1 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°57)

Charges permanentes (G) : **2.92 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **300 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH24.1-2
A mi-travée, sous face
28.80 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH24.1-2
A mi-travée, sous face
29.55 kN.m

SPH 24.2

Idem SPH24.1-2

3.3.3. Sous-sol

SPH 24.3

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles hyperstatiques sur 2 travées simples, en flexion simple.

- Données

Entraxe de poutrelles : 0.5 m

Portée de l'élément : 6 m

Moments sollicitants (ELU)

SPH24.3
A mi-travée, sous face
25.12 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH24.3
A mi-travée, sous face
25.84 kN.m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°58)

Charges permanentes (G) : 2.54 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 300 kg/m²

SPH24.4

Idem SPH 24.3

PO24.1

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

- Effort sollicitant (ELU)

PO24.1
1175.27kN

Effort résistant (ELU)

PO24.1
1835kN



3.4. Bâtiment 26

3.4.1. Hypothèses de calcul

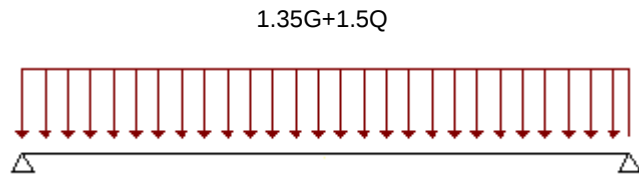
- Les calculs sont réalisés suivant les règles de l'Eurocode 2 pour les poutres, poteaux et poutrelles;
- Seules les charges verticales sont prises en compte dans ces calculs,
- La limite élastique des aciers de type TOR de diamètre inférieur ou égal à 20 mm est prise égale à 420 MPa ;
- On considère un béton de classe C25/30 pour les éléments de structure ;
- Les charges d'exploitation considérées sont prises selon la NFP06.001 :
- Les chargements permanents considérés sont tels que :

Matériaux	Poids	Unités
Carrelage	20	kg/m ² par cm
Chape béton	2000	kg/m ³
Béton armé	2500	kg/m ³
Hourdis brique (20cm)	270	kg/m ²
Béton bitumineux	2200	kg/m ³
Enduit plâtre	10	kg/m ² par cm
Moquette/rev plastique souple	8	kg/m ²
Isolant	5	kg/m ²
Bitume	1800	kg/m ³
Asphalte	2500	kg/m ³
Complexe d'étanchéité	12	kg/m ²

3.4.2. Sous-sol

SPO 26.9

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Distance du porteur à droite : 0 m

Distance du porteur à gauche : 5.6 m

Portée de l'élément : 3.3 m

-

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°61)

Charges permanentes (G) : **12.47 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **580 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPO26.9
A mi-travée, sous face
56.08 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPO26.9
A mi-travée, sous face
56.31kN.m

SPO 26.10

Idem SPO26.9

SPO 26.11

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutres hyperstatiques sur 2 travées simples, en flexion simple.

- Données

Distance du porteur à droite : 3.56 m

Distance du porteur à gauche : 1.5 m

Portée de l'élément : 4.14 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°62)

Charges permanentes (G) : 15.4 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 500 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPO26.11	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
78.67 kN.m	105.16 kN.m

Moments résistants (ELU)

SPO26.11	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
98.45 kN.m	224.72 kN.m

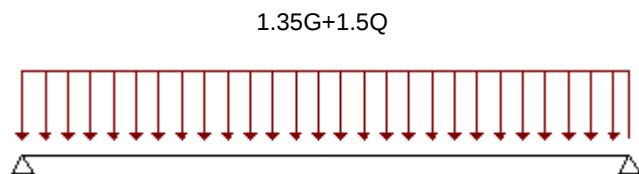
SPH26.10

Idem SPH26.11

SPH26.11

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.6 m

Portée de l'élément : 5.6 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°66)

Charges permanentes (G) : 2.29 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 360 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.11
A mi-travée, sous face
23.57kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH26.11
A mi-travée, sous face
23.7 kN.m

SPH26.12

Le plancher est constitué de 2 sous éléments structurels tels que :

- o Des poutrelles béton armé noyées,
- o Des poutres béton armé noyées permettant l'appui des poutrelles.

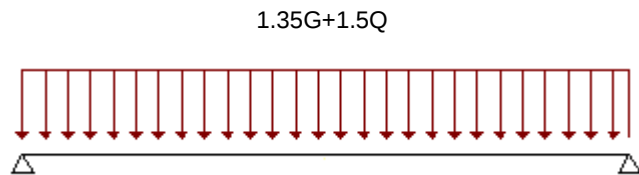
Le schéma structurel est donné dans la fiche de reconnaissance N°67.



Poutre noyée :

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Distance du porteur à droite : 3.25 m

Distance du porteur à gauche : 1.42 m

Portée de l'élément : 2.54 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°67)

Charges permanentes (G) : **20.44 kN/ml**

Charges d'exploitation (Q) : **400 kg/m²**

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.12-1
A mi-travée, sous face
50.83 kN.m

Moments résistants (ELU)

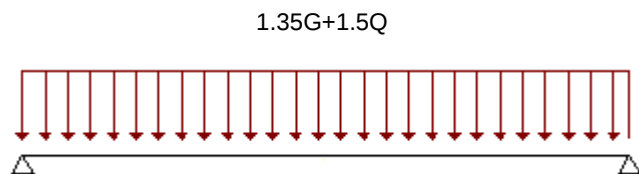
SPH26.12-1
A mi-travée, sous face
50.83 kN.m



Poutrelle noyée :

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.5 m

Portée de l'élément : 1.42 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°66)

Charges permanentes (G) : 3.1 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 350 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.12-2
A mi-travée, sous face
9.28kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH26.12-2
A mi-travée, sous face
9.36 kN.m

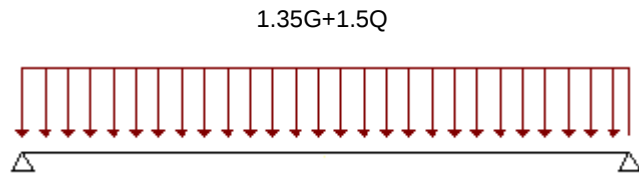
Conclusion : Le plancher 26.12 présente une capacité portante de 350kg/m².

NOTA : Il est à noter que le sondage a été réalisé sur une première travée présentant une longueur de portée inférieure aux autres travées. Or ces travées peuvent dans certains cas être surdimensionnées.

En effet il est fréquent qu'elles comportent le même ferrailage que les autres travées pour une portée moindre. De ce fait, et dans le cas où les charges venaient à être augmentées, nous préconisons la réalisation d'investigations sur une travée intermédiaire afin de comparer les données ainsi relevées.

SPH 26.14

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.6 m

Portée de l'élément : 3.5 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°68)

Charges permanentes (G) : 2.6 kN/m

Charges d'exploitation (Q) : 450 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.14
A mi-travée, sous face
11.52kN.m

Moments résistants (ELU)

SPH26.14
A mi-travée, sous face
11.6 kN.m

SPH 26.15

Idem SPH26.14

PO 26.4 (Cf. fiche de reconnaissance n°71)

- Hypothèses :

- Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
- Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux.

- Effort sollicitant (ELU)

PO26.4
910kN

Effort résistant (ELU)

PO26.4
1835kN

PO 26.5

Idem PO26.4

PO 26.7

- Hypothèses :

- Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m² pour les toitures terrasses non accessibles,
- Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m² pour les bureaux et 350 pour le local de réunion.

- Effort sollicitant (ELU)

PO26.7
511kN

Effort résistant (ELU)

PO26.7
1158kN

3.4.3. Rez de chaussé

SPO 26.5

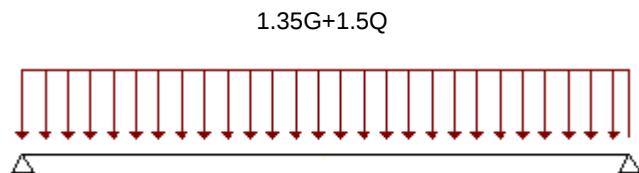
Idem SPO26.9

SPO 26.6

Idem SPO26.9

SPO 26.7

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Distance du porteur à droite : 3.14 m

Distance du porteur à gauche : 3 m

Portée de l'élément : 6.85 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°60)

Charges permanentes (G) : 16.59 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 400 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPO26.7
A mi-travée, sous face
243.98kN.m

Moments résistants (ELU)

SPO26.7
A mi-travée, sous face
243.25kN.m

SPH26.6

Idem SPH26.11

SPH26.7

Idem SPH26.2

SPH26.8

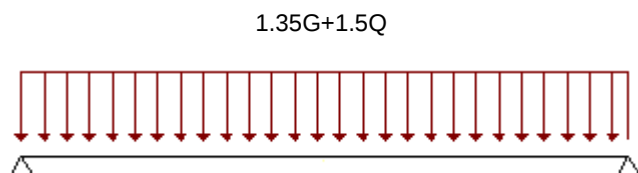
Idem SPH26.11

SPH 26.9

Idem SPH26.10

SPH 26.10

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.6 m

Portée de l'élément : 3.2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°65)

Charges permanentes (G) : 2.46 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 325 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.10
A mi-travée, sous face
7.95kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH26.10
A mi-travée, sous face
8.0 kN.m

3.4.4. Premier étage

SPH26.1

Idem SPH26.11

SPH26.2

Le plancher est constitué de deux sous élément structuraux tels que :

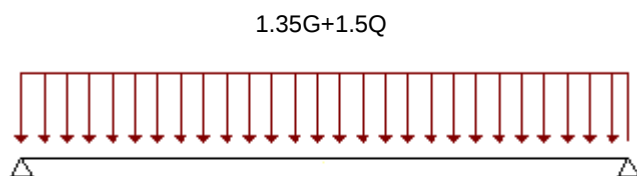
- o Des poutrelles béton armées noyées,
- o Des poutres béton armé noyées permettant l'appui des poutrelles.

Le schéma structurel est donné dans la fiche de reconnaissance N°67.

Poutre noyée :

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une poutre isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Distance du porteur à droite : 3.25 m

Distance du porteur à gauche : 3.25 m

Portée de l'élément : 2.54 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°67)

Charges permanentes (G) : 20.44 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 400 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.12-1
A mi-travée, sous face
50.83 kN.m

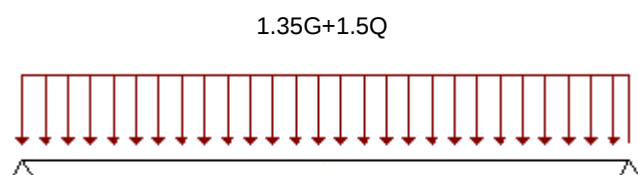
Moments résistants (ELU)

SPH26.12-2
A mi-travée, sous face
50.83 kN.m

Poutrelle noyée :

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon des poutrelles isostatiques sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.6 m

Portée de l'élément : 3.2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°66)

Charges permanentes (G) : 3.1 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 200 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.12-2
A mi-travée, sous face
7.96kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH26.12-2
A mi-travée, sous face
8.01 kN.m

Conclusion : Le plancher 26.12 présente une capacité portante de 200kg/m². Pour information la charge d'exploitation actuelle est, selon la NF P 06.001, de 250kg.m². Le plancher présente un bon état général exempt de déformation ou fissures. Nous préconisons donc, avant tout renforcement, la réalisation de sondages complémentaires au niveau du même plancher afin de confirmer ces résultats.

SPH26.3

Idem SPH26.11

SPO 26.1

Idem SPO26.9

SPO 26.2

Idem SPO26.9

SPO 26.3

- Schéma statique

La modélisation a été menée suivant une continuité des poutres sur 2 travées.

- Données

Distance du porteur à droite : 3.2 m

Distance du porteur à gauche : 3.2 m

Portée de l'élément : 5.4 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°59)

Charges permanentes (G) : 21.15 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 210 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPO26.3	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
83.61 kN.m	196.92 kN.m

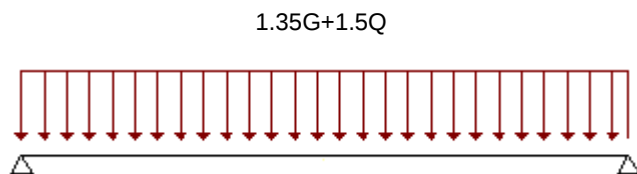
- Moments résistants (ELU)

SPO26.3	
A mi-travée, sous face	Sur appui, surface
86.25 kN.m	193.87 kN.m

SPH 26.4

- Schéma statique

Les vérifications ont été menées selon une dalle isostatique sur 2 appuis simples, en flexion simple.



- Données

Entraxe de poutrelles : 0.6 m

Portée de l'élément : 3.2 m

- Chargement (Cf. fiche de reconnaissance n°64)

Charges permanentes (G) : 2.94 kN/ml

Charges d'exploitation (Q) : 20 kg/m²

- Moments sollicitants (ELU)

SPH26.4
A mi-travée, sous face
5.31 kN.m

- Moments résistants (ELU)

SPH26.4
A mi-travée, sous face
5.35 kN.m

Le plancher type poutrelle hourdis présente donc une capacité portante inférieure au 80 kg.m^2 actuellement nécessaires. De ce fait nous préconisons la réalisation d'investigations complémentaires telles que :

- Dégagement de la sous face du plancher afin de pouvoir observer l'état général des poutrelles
- Réalisation d'un sondage sur une autre poutrelle de la même zone afin de confirmer les données relevées.

SPH 26.5

Idem SPH26.4

PO 26.1

Idem 26.4

PO 26.2

Idem 26.4

PO 26.3

- Hypothèses :
 - Charge d'exploitation réglementaire de 80 kg/m^2 pour les toitures terrasses non accessibles,
 - Charge d'exploitation réglementaire de 250 kg/m^2 pour les bureaux.

• Effort sollicitant (ELU)

PO26.3
225 kN

Effort résistant (ELU)

PO26.3
1148kN



4. Stabilité au feu des structures sondées et auscultées

4.1. Hypothèses de calcul

- La stabilité au feu des structures béton, à l'exception des planchers de type poutrelles BA à entrevous en béton, est déterminée suivant l'EC2 :
 - o La vérification est faite suivant la méthode des valeurs tabulées ;
 - o On considère un niveau de chargement des planchers durant l'incendie de 0,7. Ce niveau de chargement correspond au rapport entre les chargements durant l'incendie et les chargements dans des conditions normales d'exploitation ;
 - o L'âme des poutres est supposée être de classe WA conformément aux recommandations de l'Annexe Nationale ;
 - o Les valeurs de résistance obtenues correspondent à des résistances au feu normalisé.
- La stabilité au feu des planchers de type poutrelles BA à entrevous en béton est déterminée suivant les règles Feu Béton ;
 - o La vérification est effectuée suivant les règles simples.

4.2. Résultats

L'ensemble des résultats est donné page 87 à 90.

5. Résultats des sondages d'appui

5.1. Bâtiment 23

APP 23.1

La paroi concernée par ce sondage est constituée de parpaings. Nous avons pu constater en tête de mur la présence d'une poutre porteuse béton armé similaire à celle concernée par le sondage SPO23.5. La paroi ne constitue donc pas un appui et n'est pas porteuse. Seule la poutre situé en tête de mur est porteuse, et soutient les charges appliquées sur la surface de toiture terrasse. La poutre porteuse ne prend donc pas appui sur la paroi.

APP 23.2

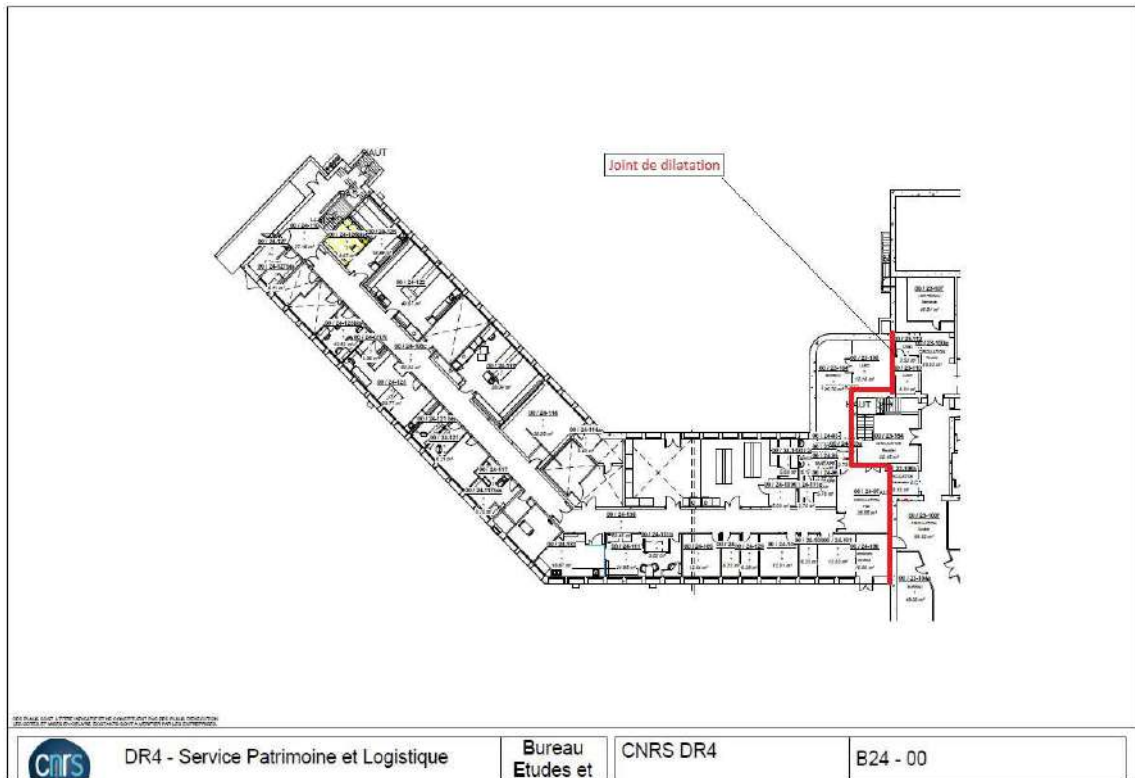
La paroi concernée par ce sondage n'entre pas en contact avec le plancher haut du local atelier, de ce fait elle ne constitue pas un appui pour ce plancher. Toutefois cette paroi constitue un appui pour le plancher haut du local référencé B23A S1bas Pièces/23A-131. Ce plancher est celui concerné par le sondage référencé SPH23.14. De plus le carottage CH23.4 as permis d'identifier que la paroi est en pierre.



6. Résultats de l'investigation type JD :

6.1. Bâtiment 24

Le joint de dilatation de la zone concernée est représenté sur le plan ci-dessous :



7. Résultats des essais de traction sur armatures :

Les trois prélèvements d'armature de type ronds lisses réalisés ont chacun été soumis à un essai de traction. Le but de ces essais est de pouvoir statuer sur la résistance des armatures de ce type présente dans le bâtiment. Deux hypothèses sont possibles, à savoir 235Mpa ou 215Mpa.

Les résultats sont tels que :

RESULTATS											
TRACTION		Machine d'Essais : AMSLER 400 kN									
		Méthode d'Essais : NF EN ISO 6892-1									
Référence	Dimensions (mm)	Section S_0 (mm ²)	F_{eh} (kN)	R_{eh} (Mpa)	$F_{p0,2}$ (kN)	$R_{p0,2}$ (Mpa)	F_m (kN)	R_m (Mpa)	A %	Agt %	Observations
1	Ø 8	50,27	/	/	13,7	272	18,4	366	/	15,2	
2	Ø 6	28,27	/	/	8,1	285	11,5	406	/	20,2	
3	Ø 6	28,27	/	/	9,1	321	11,3	401	/	20,2	

Il est constaté que les valeurs de résistance sont supérieures à 235Mpa, les calculs considéreront donc une résistance à la traction des armatures de type rond lisse égale à 235Mpa.

Conclusion générale

Niveau	N° de sondage	Capacité portante totale (kg/m²)	Charge d'exploitation actuelle (kg/m²)	Capacité portante supplémentaire (kg/m²)	Stabilité au feu (min)
Bâtiment 22					
Sous-sol	SPO22.5	280	250	30	60
	SPO22.6	250	250	0	90
	SPO22.7	Idem SPO22.6	Idem SPO22.6	Idem SPO22.6	Idem SPO22.6
	SPH 22.6	500	250	250	30
	SPH 22.7	265	250	15	30
	SPH 22.8	430	250	180	30
	SPH 22.9	550	250	300	30
	SPH 22.10	Idem SPH 22.8	Idem SPH 22.8	Idem SPH 22.8	Idem SPH 22.8
RDC	SPO22.1	140	80	60	90
	SPO22.2	100	80	20	60
	SPO22.3	300	80	220	90
	SPO22.4	Idem SPO22.3	Idem SPO22.3	Idem SPO22.3	Idem SPO22.3
	SPH22.1	Idem SPH22.2	Idem SPH22.2	Idem SPH22.2	Idem SPH22.2
	SPH22.2	200	80	120	30
	SPH22.3-2	220	80	140	30
	SPH22.4	425	80	345	30
	SPH22.5	Idem SPH22.3	Idem SPH22.3	Idem SPH22.3	Idem SPH22.3
	RPH 22.1	Investigations complémentaires nécessaires	Investigations complémentaires nécessaires	Investigations complémentaires nécessaires	Investigations complémentaires nécessaires
Bâtiment 23					
RDC	RPH23.4	500	350	150	60
	RPH23.5	500	250	250	90
	SPO23.3	500	250	250	60
	SPO23.4	500	80	420	60
	SPO23.5	200	80	120	90
	SPH23.7	280	250	30	30
	SPH23.8	500	250	250	60
	SPH23.9	500	250	250	30
	SPH23.10	Données insuffisantes	Données insuffisantes	Données insuffisantes	Données insuffisantes
	SPH23.11	230	80	150	60
	SPH23.12	500	80	420	90

	SPH23.13	Idem SPH23.12	Idem SPH23.12	Idem SPH23.12	Idem SPH23.12
	SPB23.1	Non réglementaire	Non réglementaire	Non réglementaire	Sans objet
	SPB23.2	1000	250	750	Sans objet
	SPB23.3	1000	250	750	Sans objet
	SPH23.2	500	250	250	60
Sous-sol	RPH23.6	580	80	500	90
	SPH23.14	250	80	170	120
1er	RPH23.1	500	80	420	60
	RPH23.2	700	375	325	60
	RPH23.3	0	250	-250*	*
	SPO23.1	300	250	50	60
	SPO23.3	500	250	250	60
	SPH23.1	500	375	125	30
	SPH23.3	500	80	420	30
	SPH23.4	500	250	250	30
	SPH23.5	300	250	50	30
	SPH23.6	Idem SPH23.5	Idem SPH23.5	Idem SPH23.5	Idem SPH23.5
Bâtiment 24					
Sous-sol	SPO24.1	500	250	250	60
	SPH24.3	300	250	50	30
	SPH24.4	Idem SPH24.3	Idem SPH24.3	Idem SPH24.3	Idem SPH24.3
RDC	SPH24.1-2	300	250	50	30
	SPH24.2	Idem SPH24.1-2	Idem SPH24.1-2	Idem SPH24.1-2	Idem SPH24.1-2
Bâtiment 26					
Sous-sol	SPO26.9	580	250	330	30
	SPO26.10	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO 26.9
	SPO26.11	500	350	150	90
	SPH26.10	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11
	SPH26.11	360	250	110	30
	SPH26.12	350	250	100	30
	SPH26.13	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11
	SPH 26.14	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11
	SPH26.15	Idem SPH26.14	Idem SPH26.14	Idem SPH26.14	Idem SPH26.14
RDC	SPO26.5	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9
	SPO26.6	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9
	SPO26.7	400	250	150	60
	SPH26.6	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11
	SPH26.7	Idem SPH26.2	Idem SPH26.2	Idem SPH26.2	Idem SPH26.2
	SPH26.8	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11
	SPH26.9	Idem SPH26.10	Idem SPH26.10	Idem SPH26.10	Idem SPH26.10

R+1	SPH26.1	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11
	SPH26.2	200	250	-50	30
	SPH26.3	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11	Idem SPH26.11
	SPH26.4	20	80	-60	30
	SPH26.5	Idem SPH26.4	Idem SPH26.4	Idem SPH26.4	Idem SPH26.4
	SPO26.1	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9
	SPO26.2	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9	Idem SPO26.9
	SPO26.3	210	80	130	90

* Les calculs de capacité portante à froid suggèrent que l'élément ne serait pas apte à supporter une charge d'exploitation. Ce résultat est en contradiction avec l'utilisation actuelle de la zone (bureaux = 250 kg/m² réglementaire). Des investigations complémentaires devront donc être réalisées afin de déterminer la descente de charges réelle sur l'élément et son ferrailage. Par ailleurs, en l'absence d'information sur la capacité portante de l'élément à froid, la stabilité au feu de la poutre n'a pas été évaluée.

Poteaux

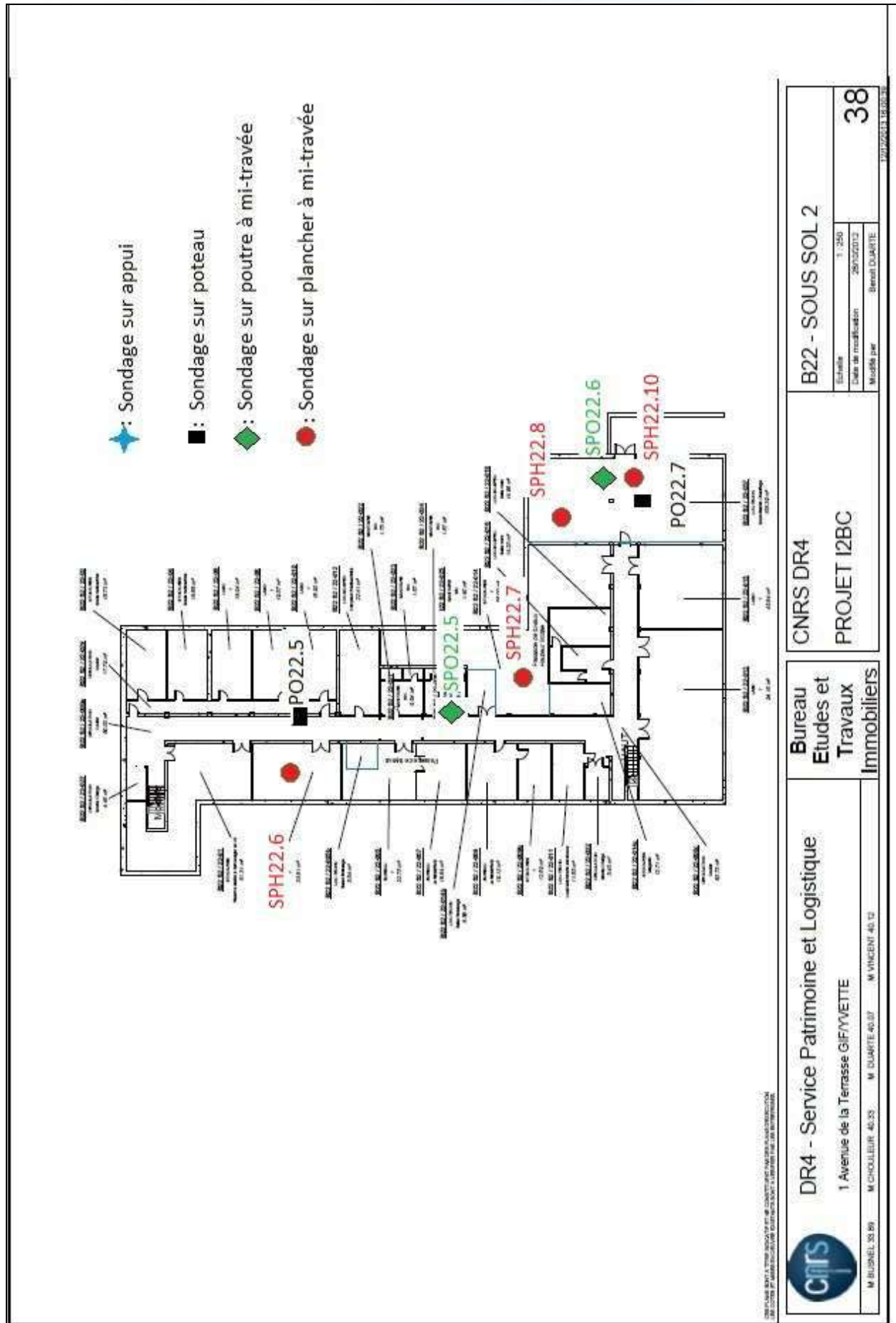
N° de sondage	Charge reprise (kN)	Effort normal résistant (kN)	Effort admissible supplémentaire (kN)	Stabilité au feu (min)
Bâtiment 22				
PO22.1	568	1744	1176	120
PO22.2	320	1050	730	120
PO22.3	Idem PO22.2	Idem PO22.2	Idem PO22.2	120
PO22.4	107	713	606	120
Po22.5	530	2500	1970	120
PO22.6	Idem PO 22.7	Idem PO 22.7	Idem PO 22.7	120
PO22.7	320	1290	970	120
Bâtiment 23				
PO23.1	1018	921	-97	0**
PO23.2	595	966	371	120
PO23.3	368	471	103	120
PO23.4	107	713	606	120
PO23.5	772	886	114	120
PO23.6	243	2158	1915	120
PO23.7	736.72	1661.31	924.59	120
PO23.8	357	3657	3300	120
PO23.9	198	3657	3459	120

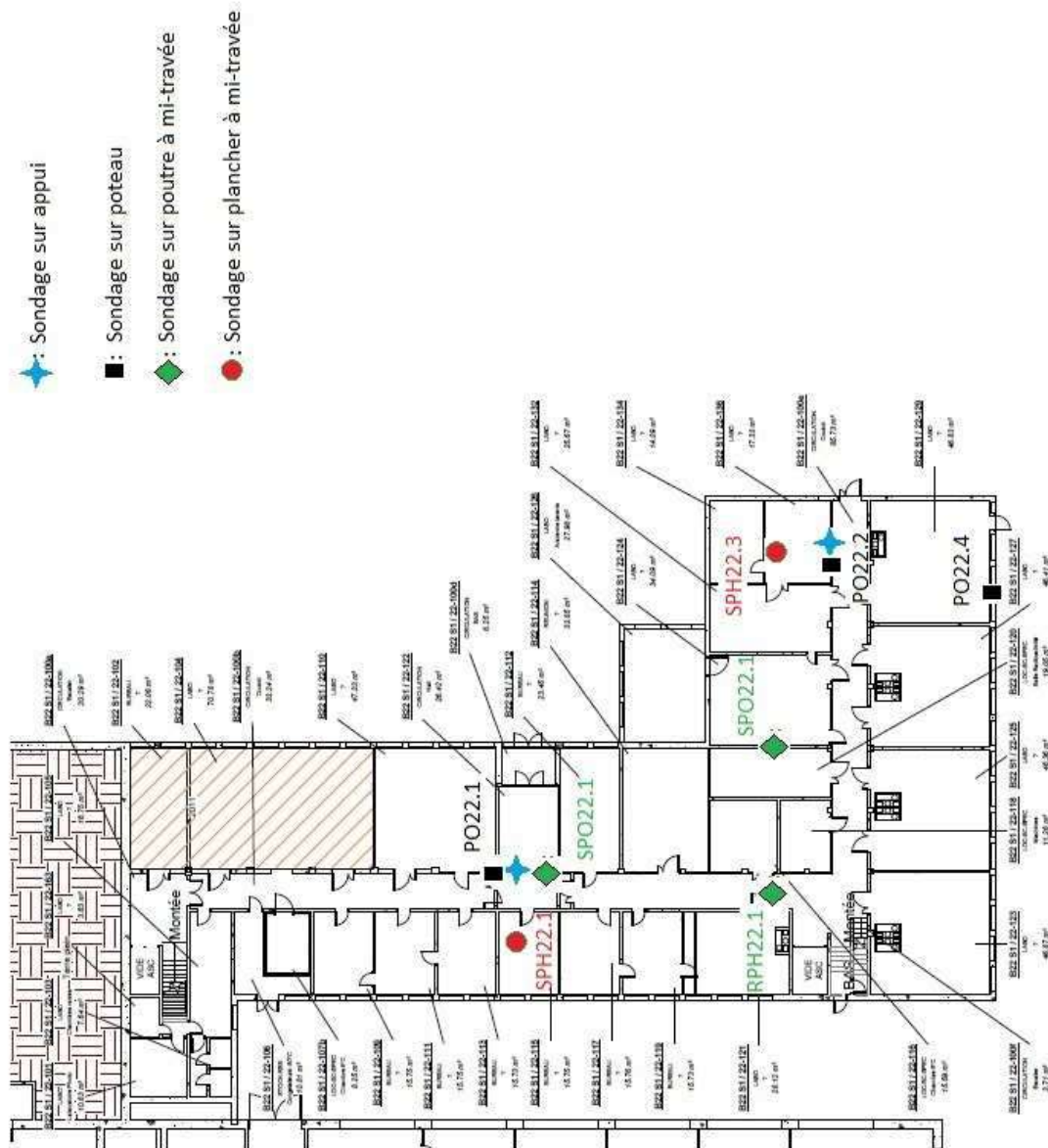
PO23.10	Idem PO 23.9	Idem PO 23.9	Idem PO 23.9	120
PO23.11	1081	3354	2273	120
Bâtiment 24				
PO24.1	1176	1835	659	120
Bâtiment 26				
PO26.1	Idem PO 26.4	Idem PO 26.4	Idem PO 26.4	120
PO26.2	Idem PO 26.4	Idem PO 26.4	Idem PO 26.4	120
PO26.3	224	1148	924	120
PO26.4	910	1830	920	120
PO26.5	Idem PO 26.4	Idem PO 26.4	Idem PO 26.4	120
PO26.7	511	1158	647	120

** Selon les hypothèses considérées, le poteau Po23.1 reçoit des charges permanentes. Ce poteau n'est pas apte à supporter de charge d'exploitation en situation d'incendie avec les hypothèses considérées, il conviendra de vérifier celles-ci.



Annexe 1 : Plans d'implantations des sondages réalisés





CEBTP - Service Patrimoine et Logistique

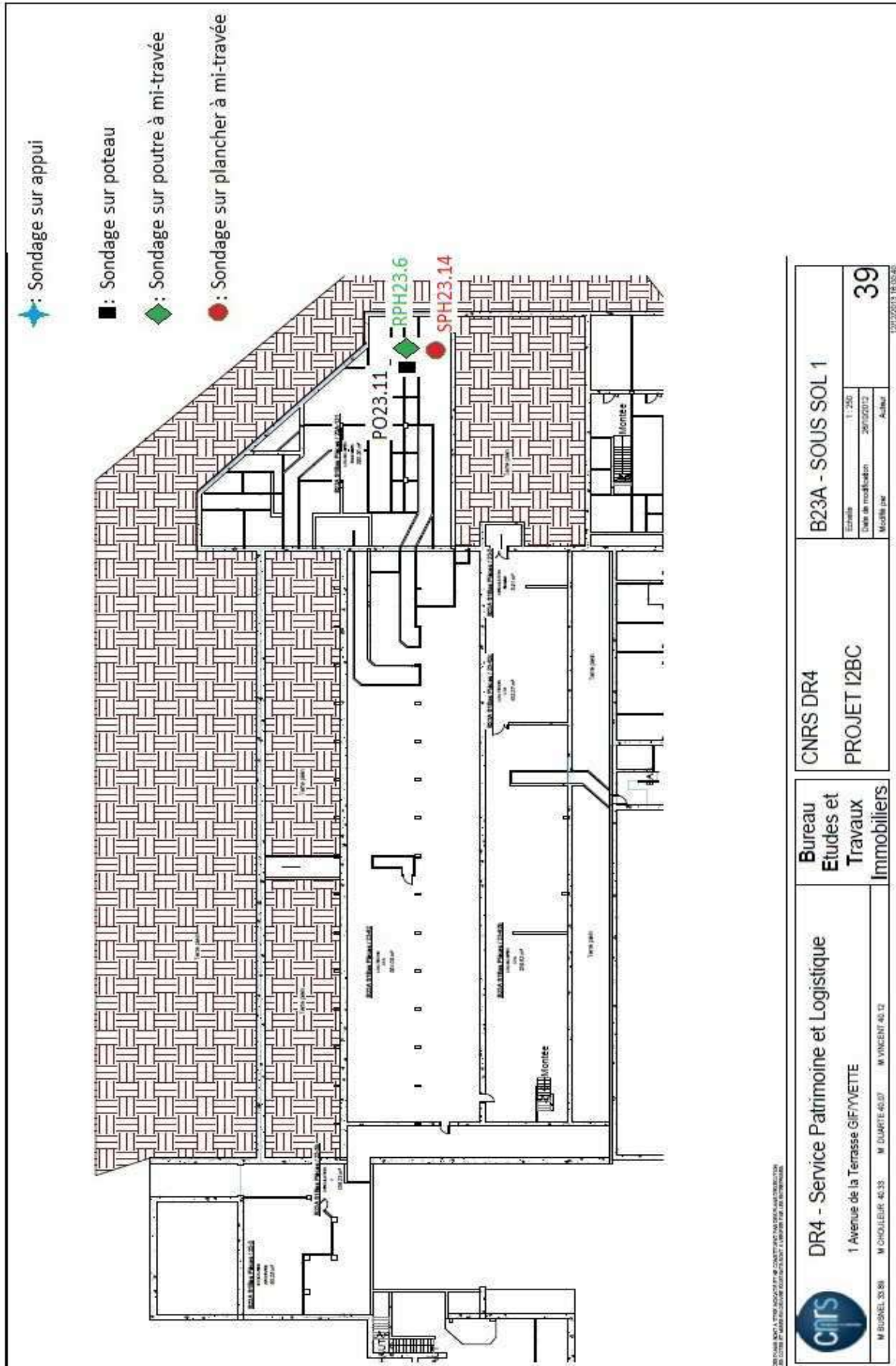


DR4 - Service Patrimoine et Logistique

Bureau
Etudes et

CNRS DR4

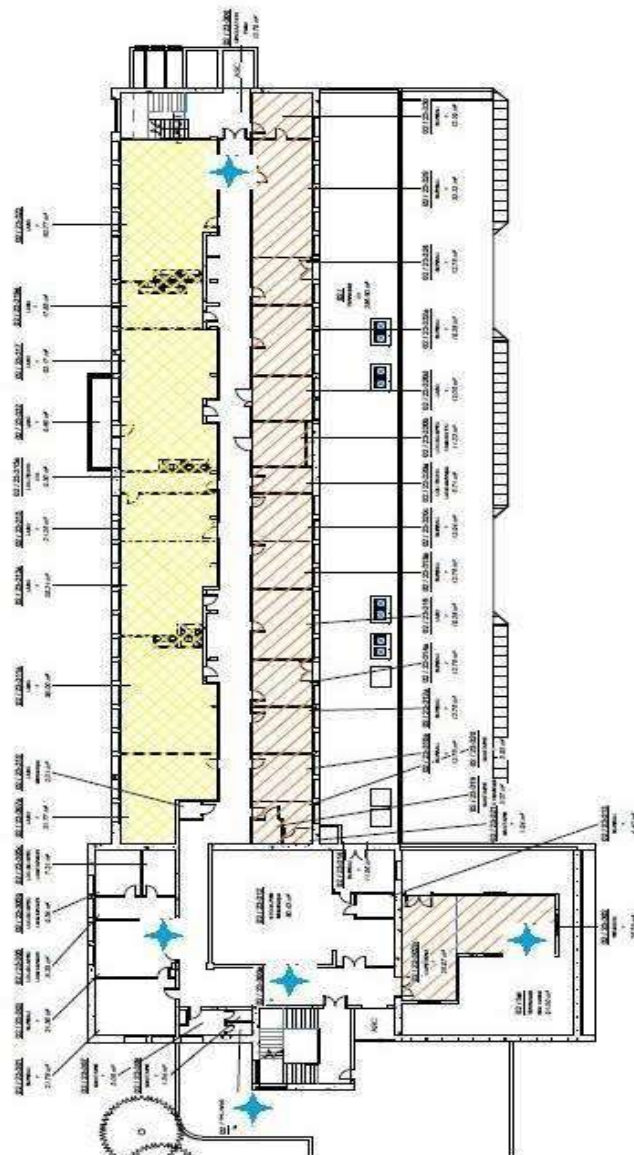
B22 - SOUS SOL 1







- ★ : Sondage sur appui
- : Sondage sur poteau
- ◆ : Sondage sur poutre à mi-travée
- : Sondage sur plancher à mi-travée



LES PLANS SONT A TITRE INDICATIF ET NE DOIVENT PAS ETRE CONSIDERES COMME DES PLANS D'EXECUTION. ILS SONT A DESTINATION D'INFORMATION ET NE DOIVENT PAS ETRE UTILISES POUR DES TRAVAUX.



DR4 - Service Patrimoine et Logistique
1 Avenue de la Terrasse Gif/Yvette

M. GARNIER 33 89 M. CHOLLEUR 40 33 M. QUARTE 40 07 M. VINCENT 40 12

Bureau
Etudes et
Travaux
Immobiliers

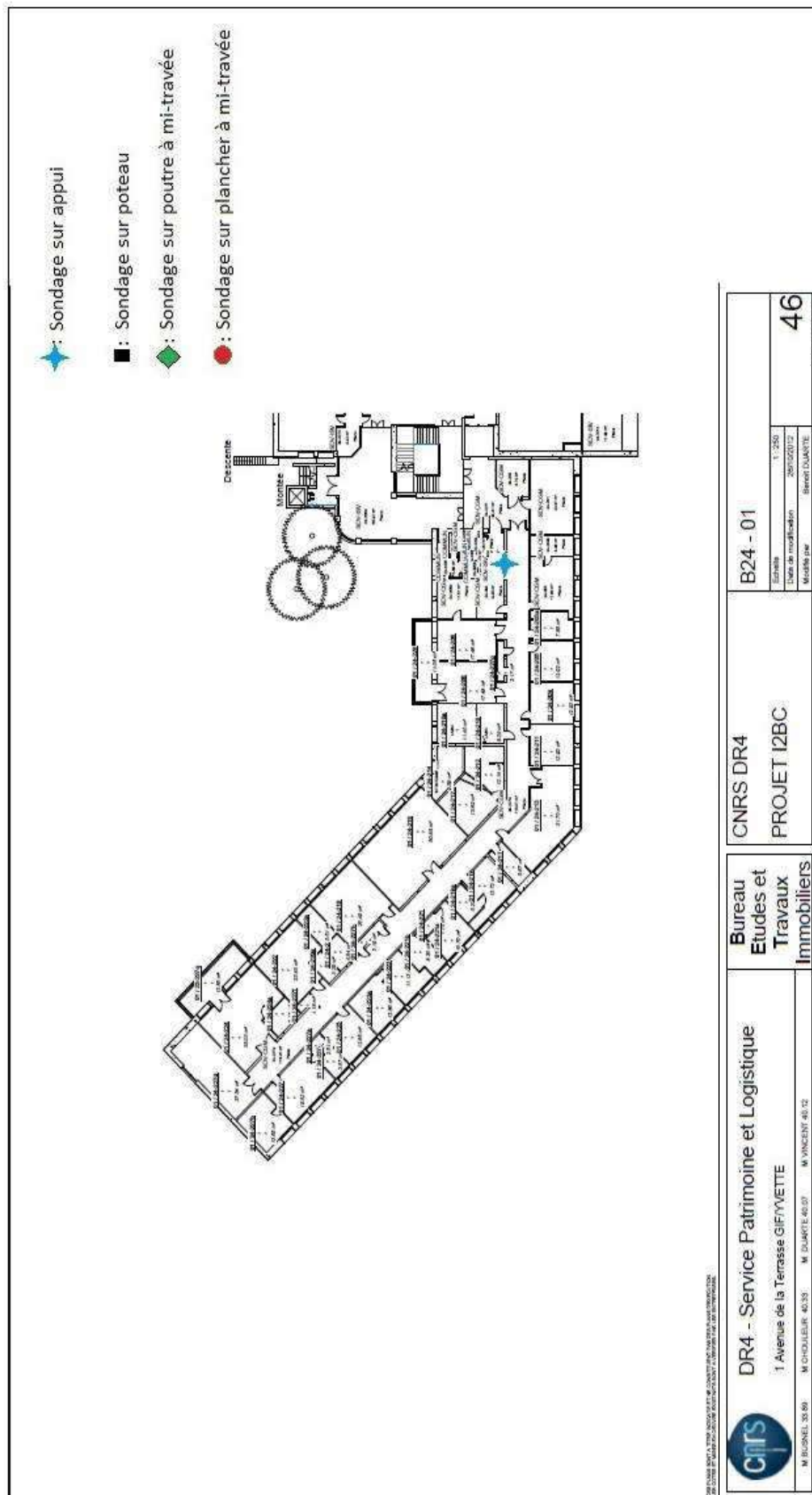
CNRS DR4
PROJET I2BC

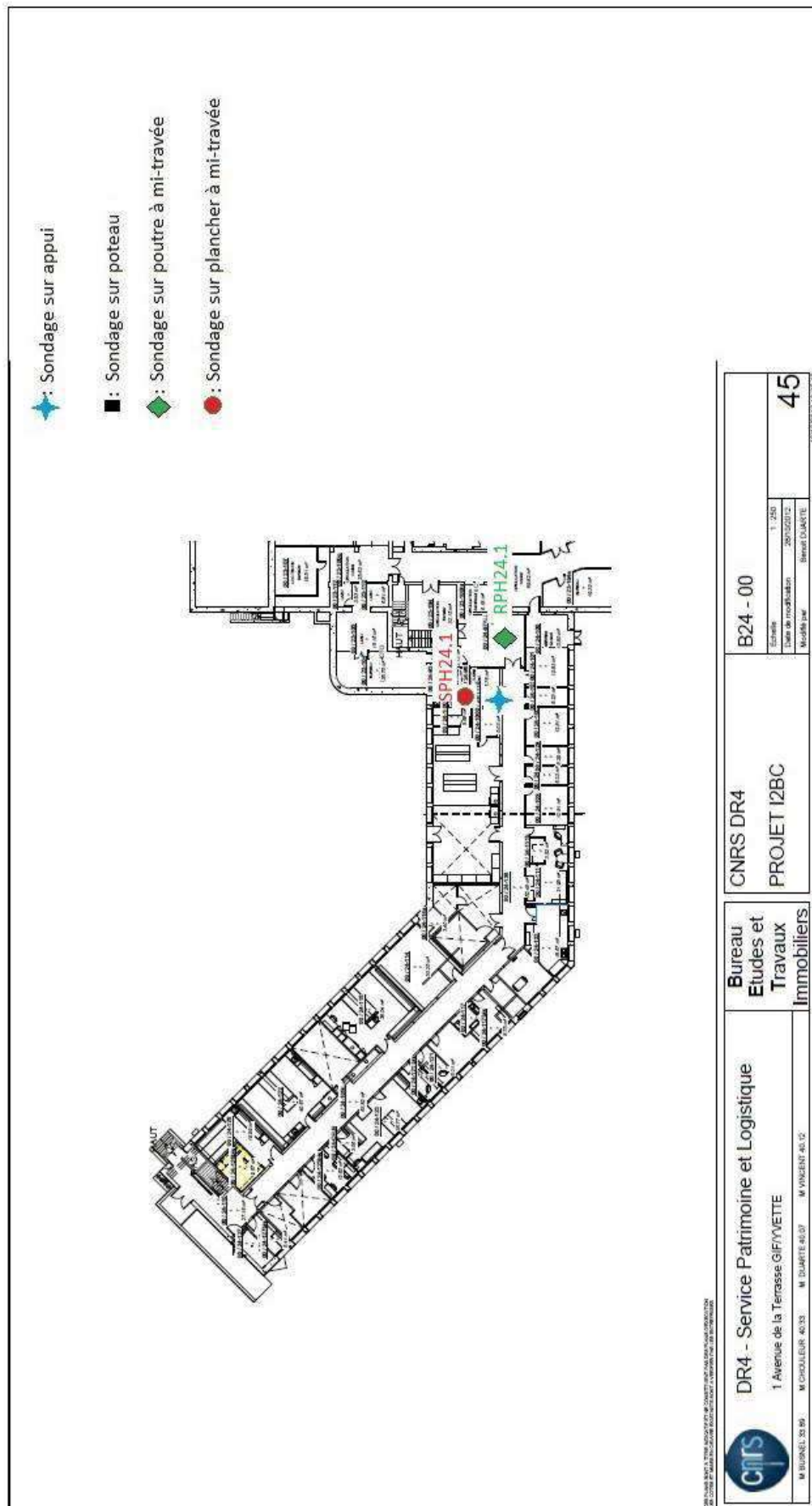
B23A - 02

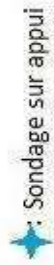
Echelle 1 : 250
Date de modification 26/05/2012
Modifié par BENOIT DUARTE

42

12/05/2013 10:05:44



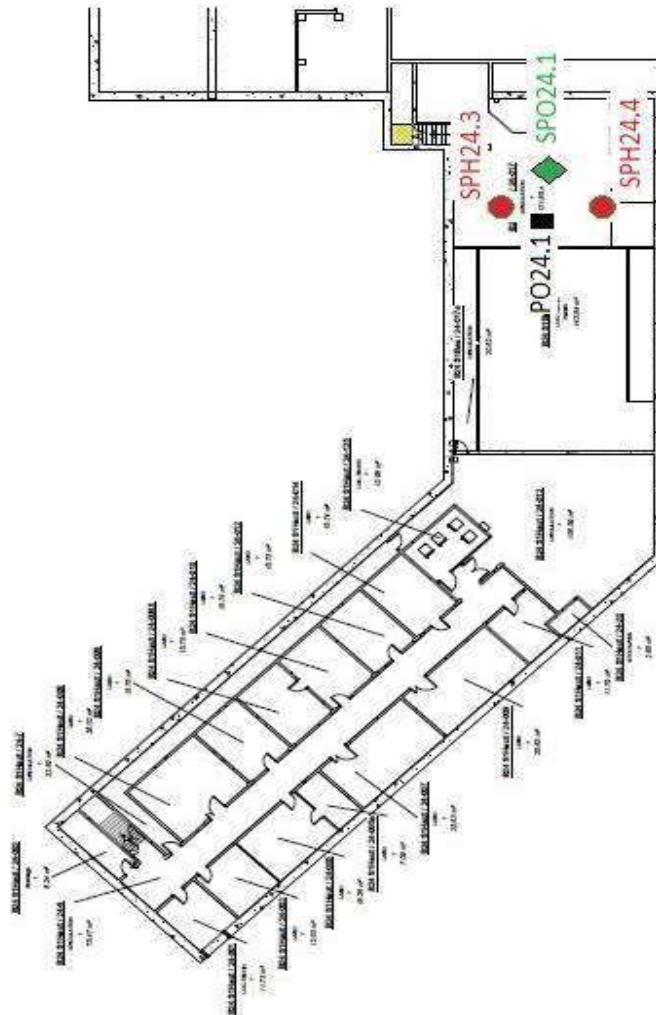




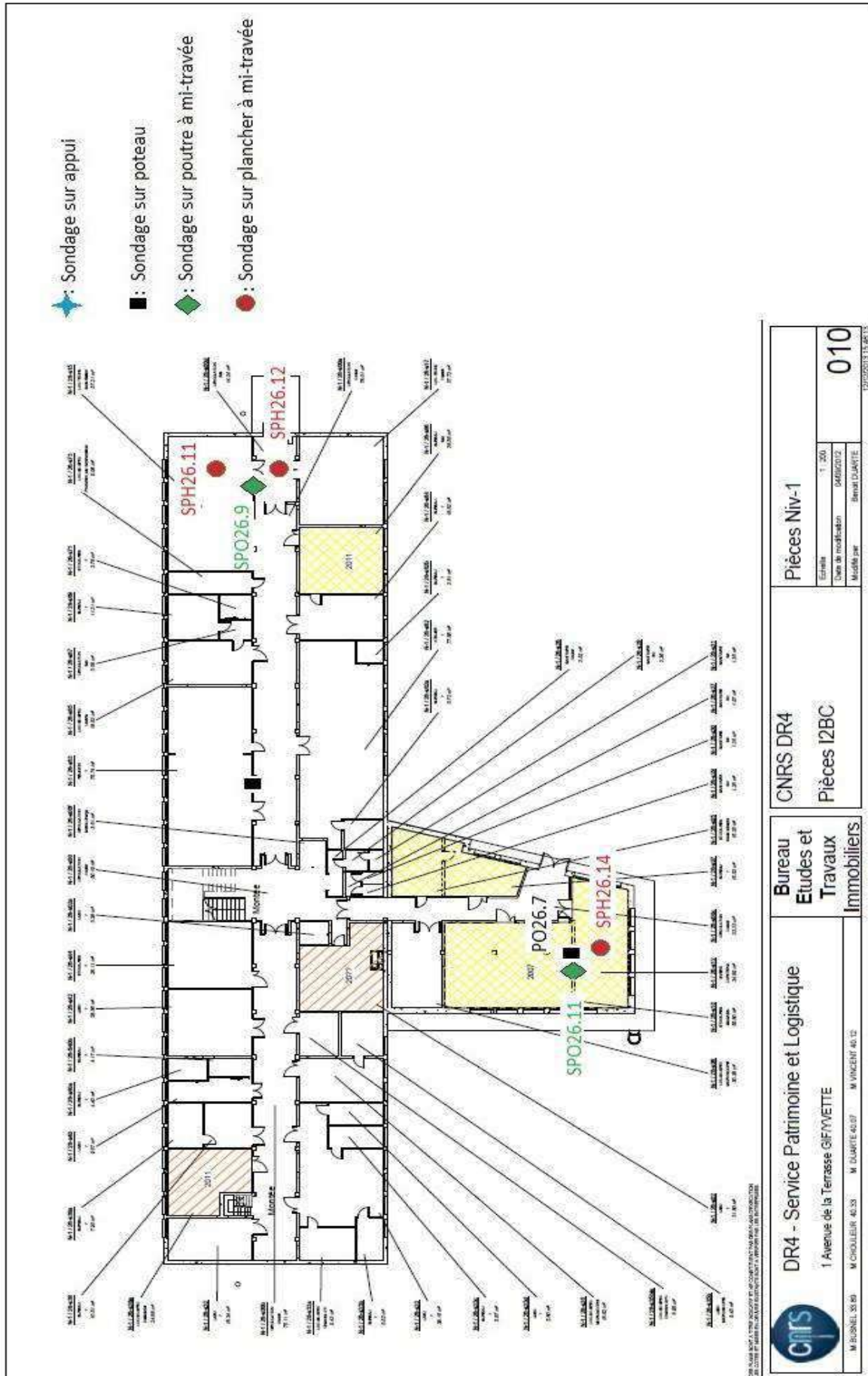
■: Sondage sur poteau

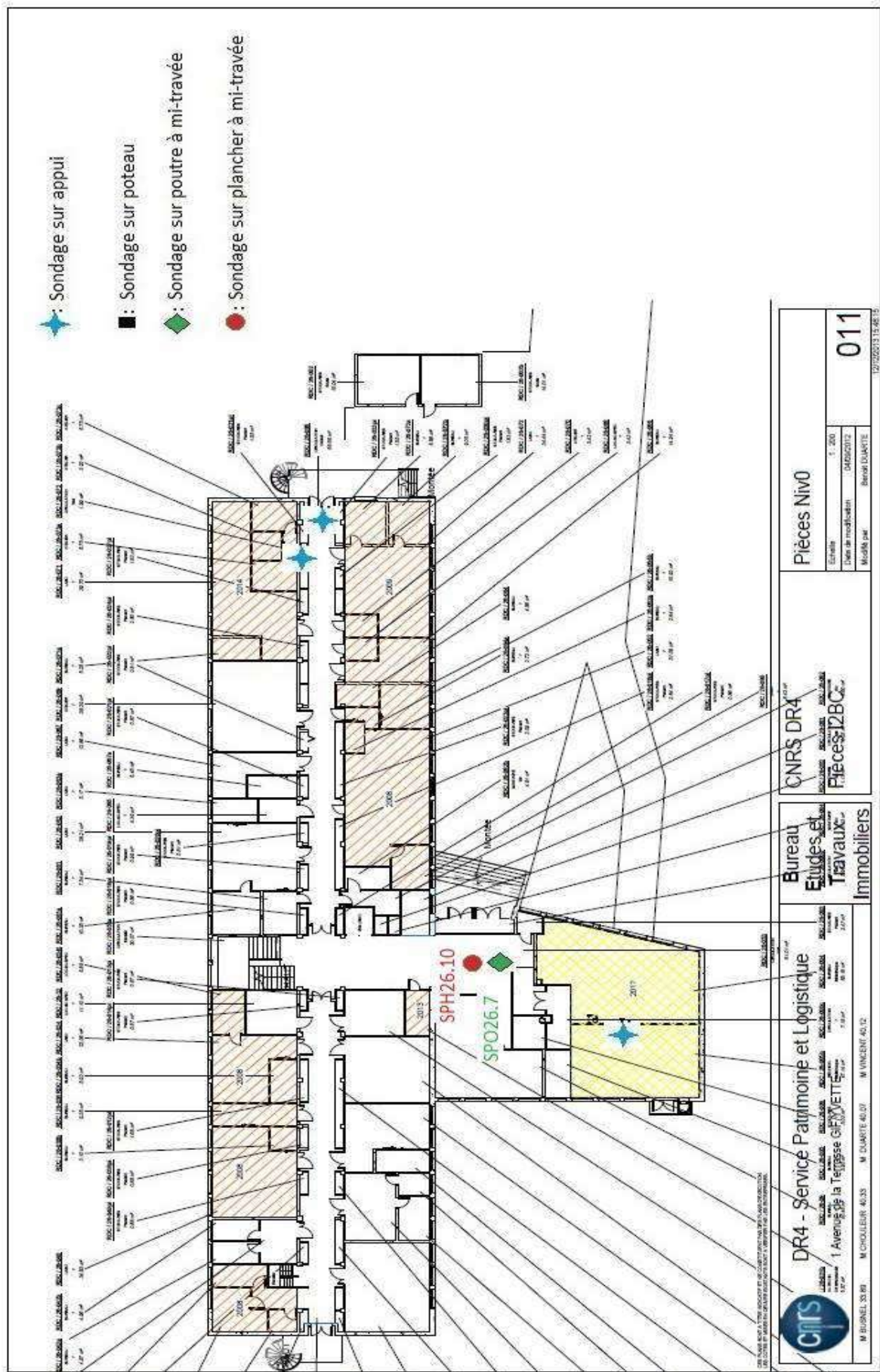
◆: Sondage sur poutre à mi-travée

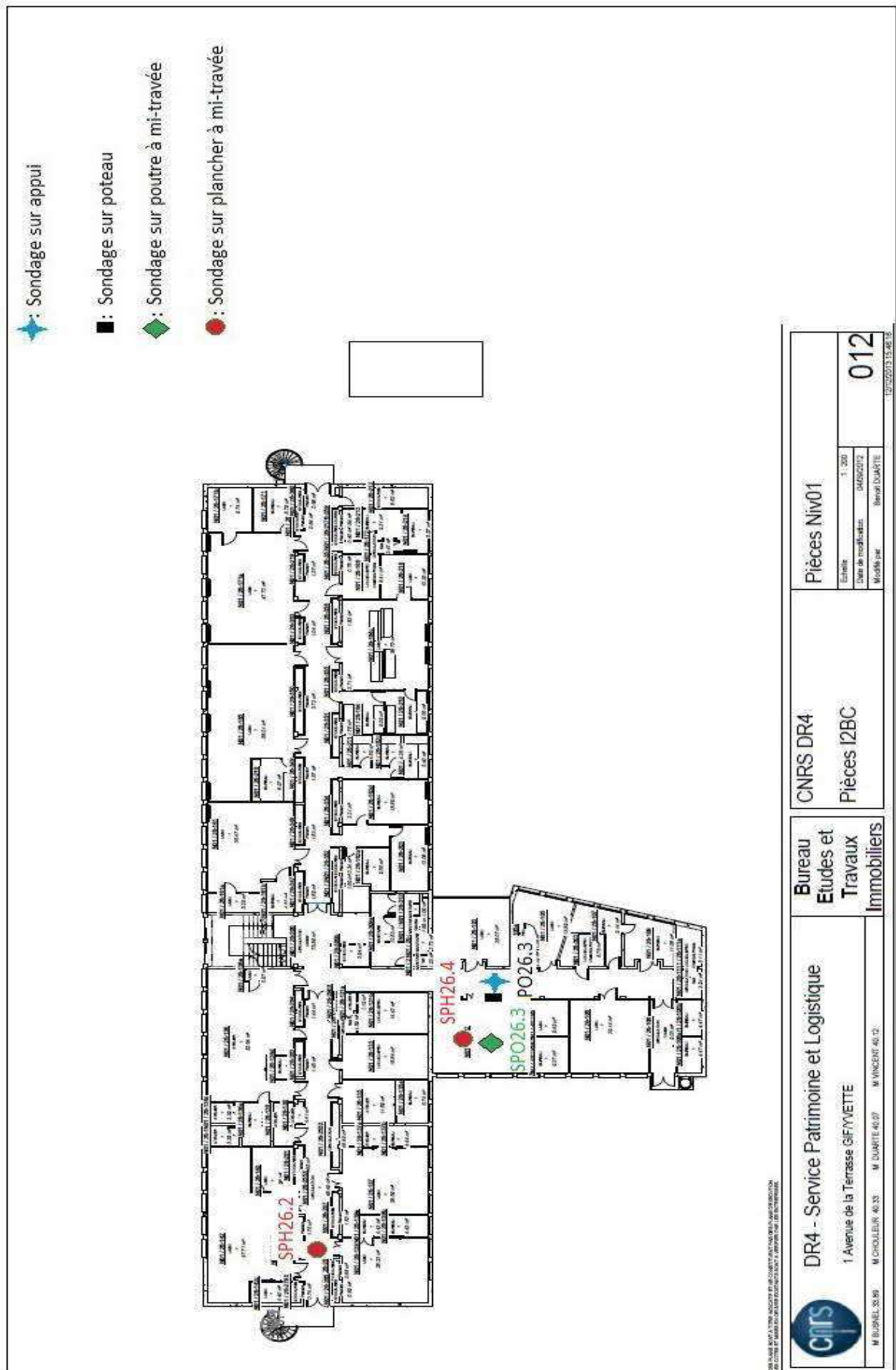
● : Sondage sur plancher à mi-travée

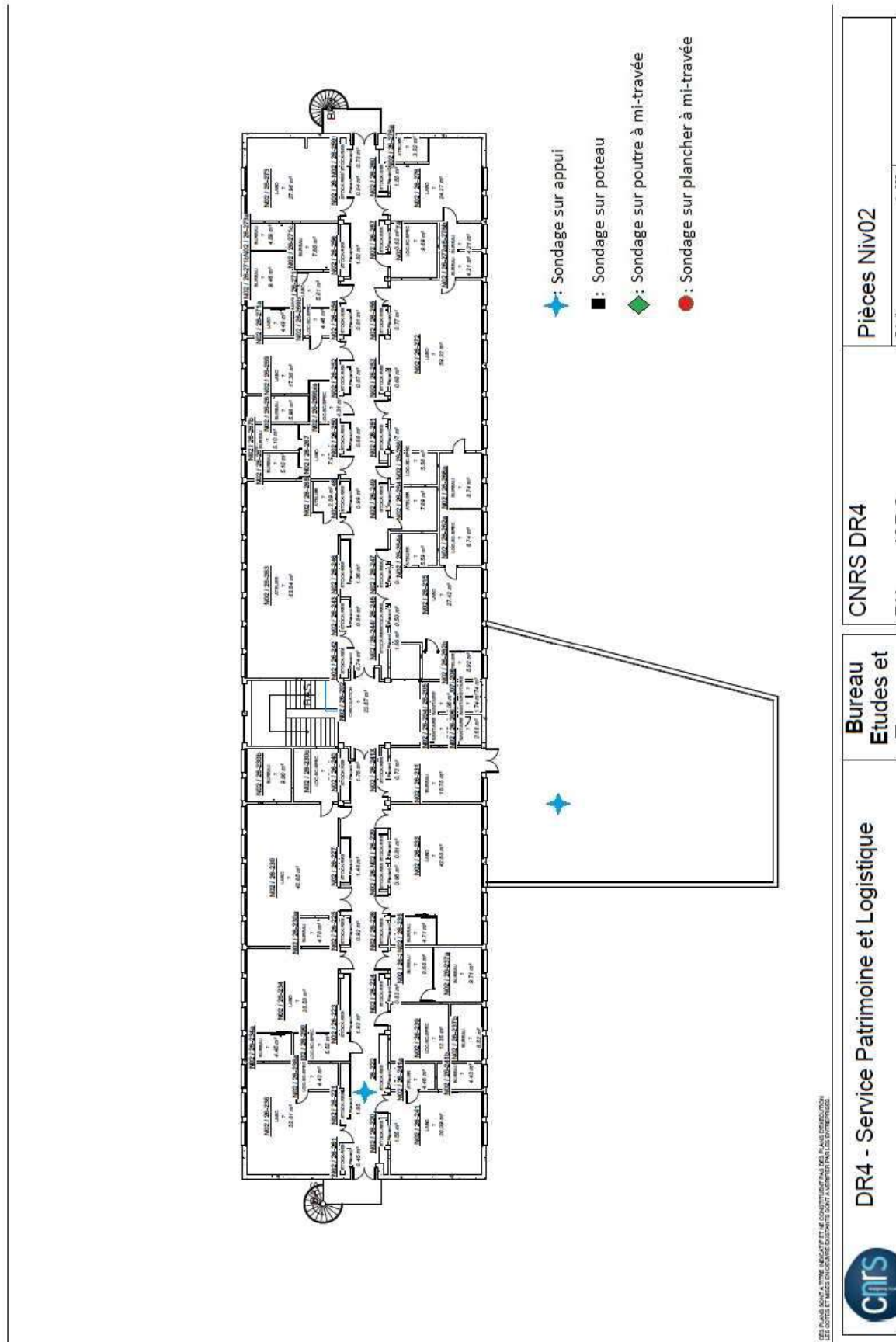


	DR4 - Service Patrimoine et Logistique 1 Avenue de la Terrasse GIFYEYETTE		Bureau Etudes et Travaux Immobiliers		CNRS DR4 PROJET I2BC	B24 - SOUS SOL 1	44
	M DUPUEL 33 69	M CHOLLEUR 46 33	M DUARTE 40 31	M VINCENT 40 32			
Escalier 1 / 250		Date de modification 20/12/2012		Niveau d'origine Niveau d'origine			







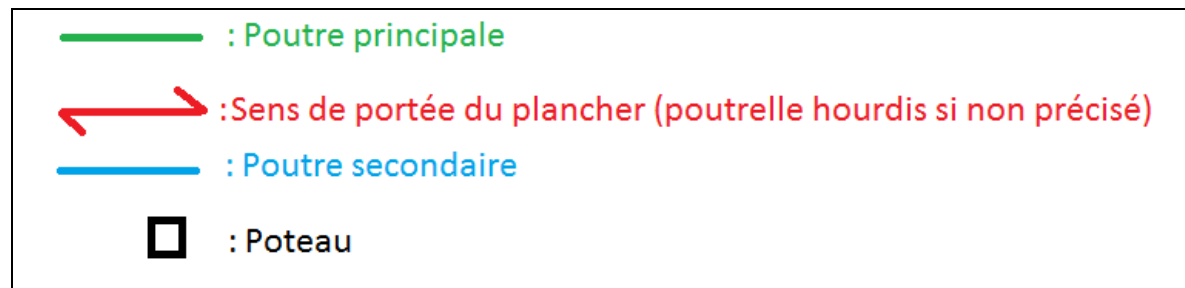




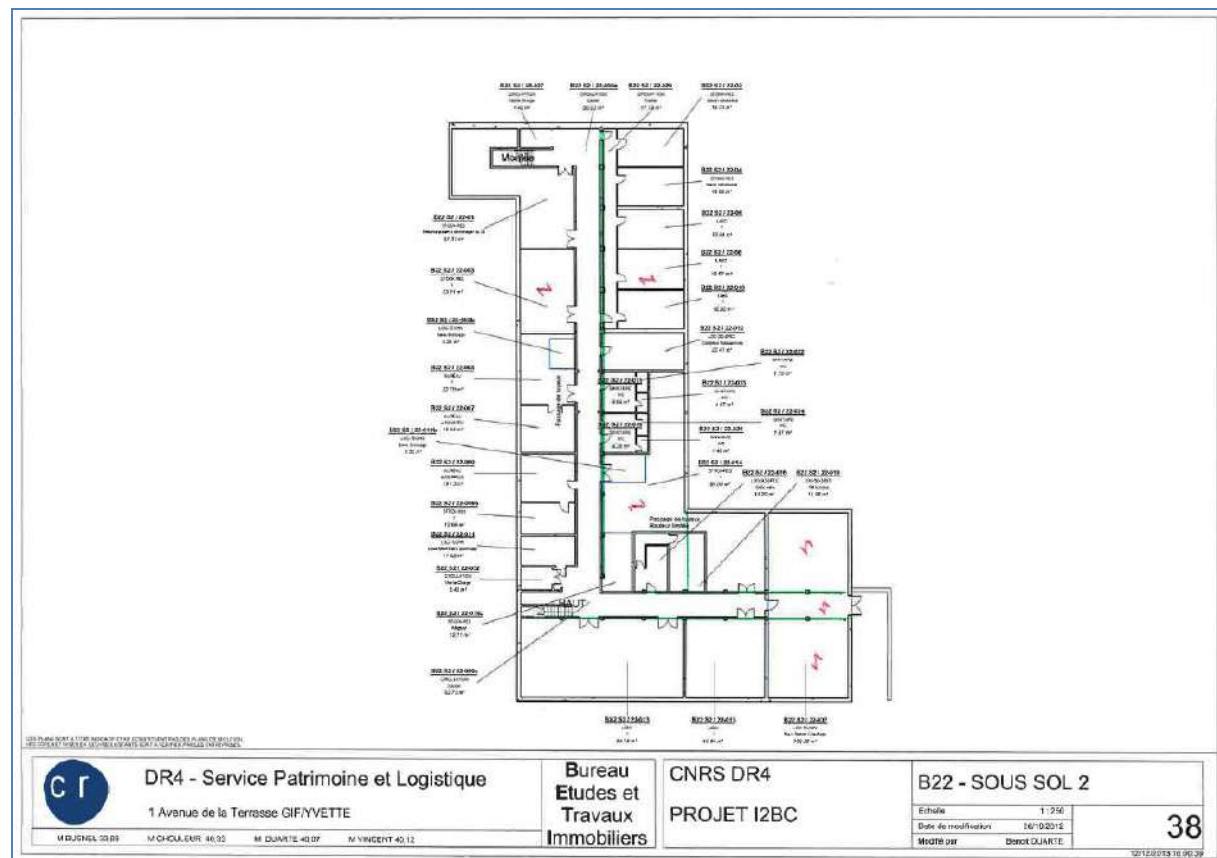
Annexe 2 : Schéma structurel des zones investiguées

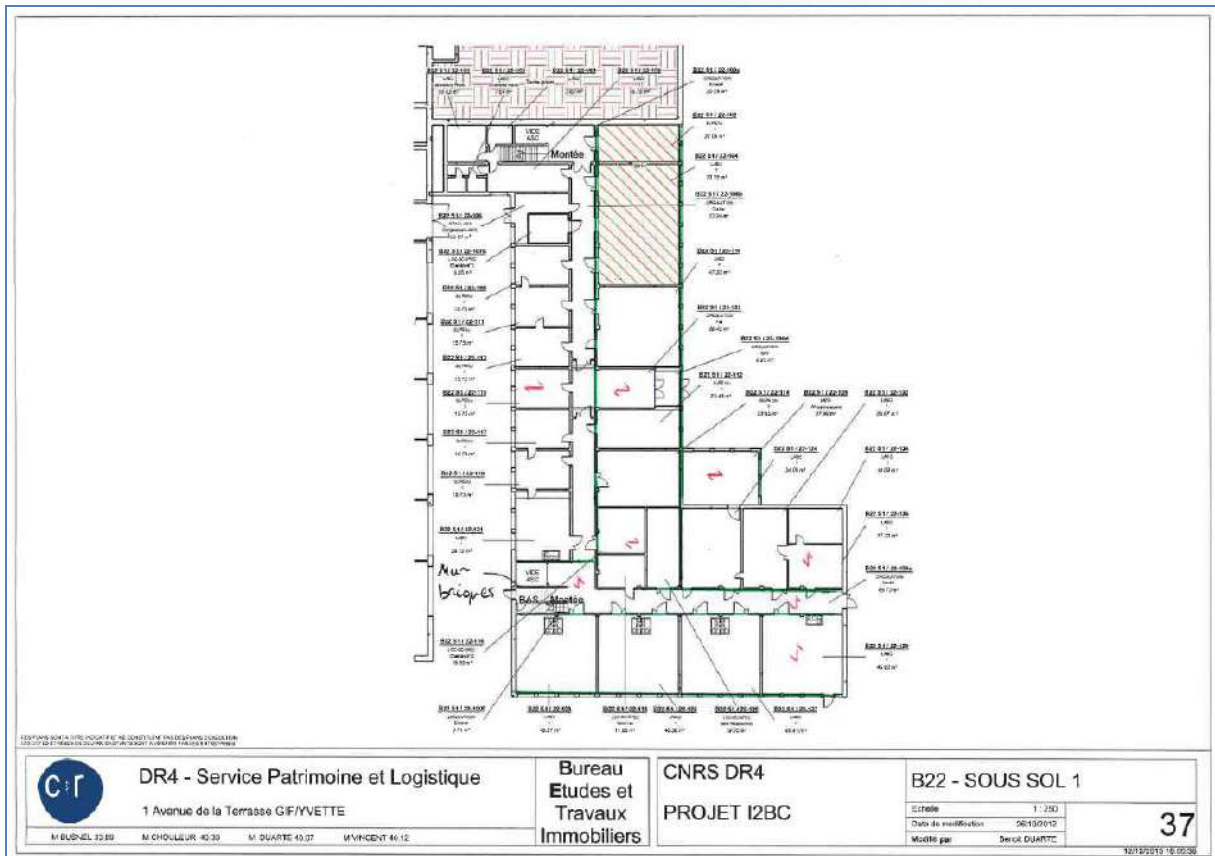


Légende :

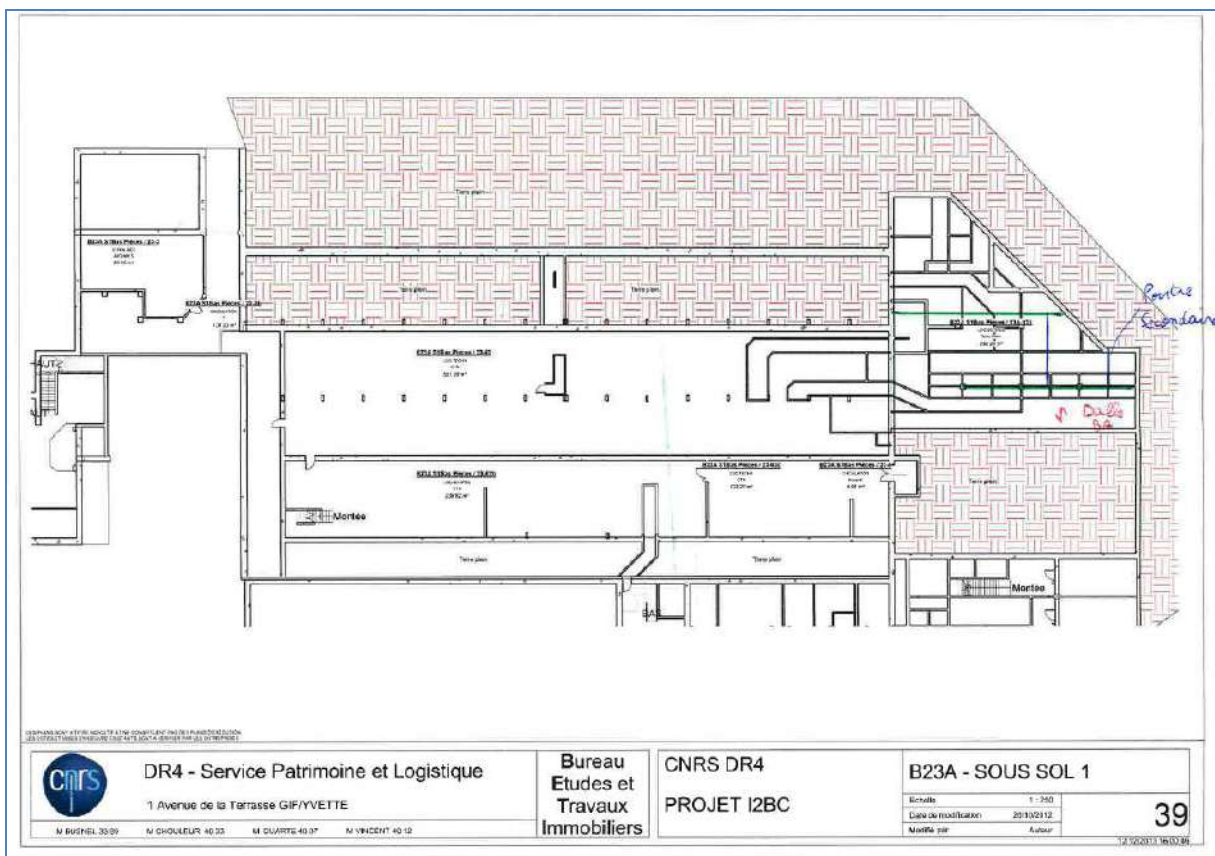


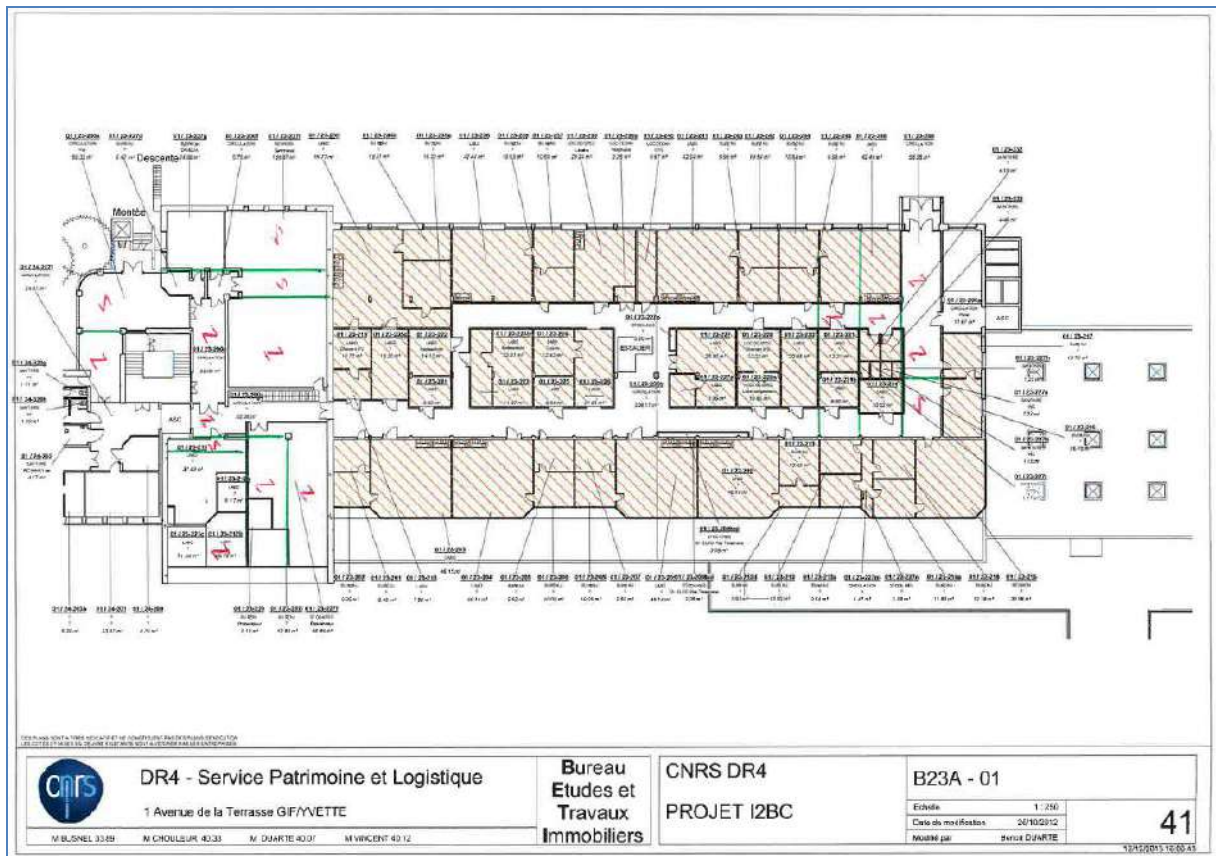
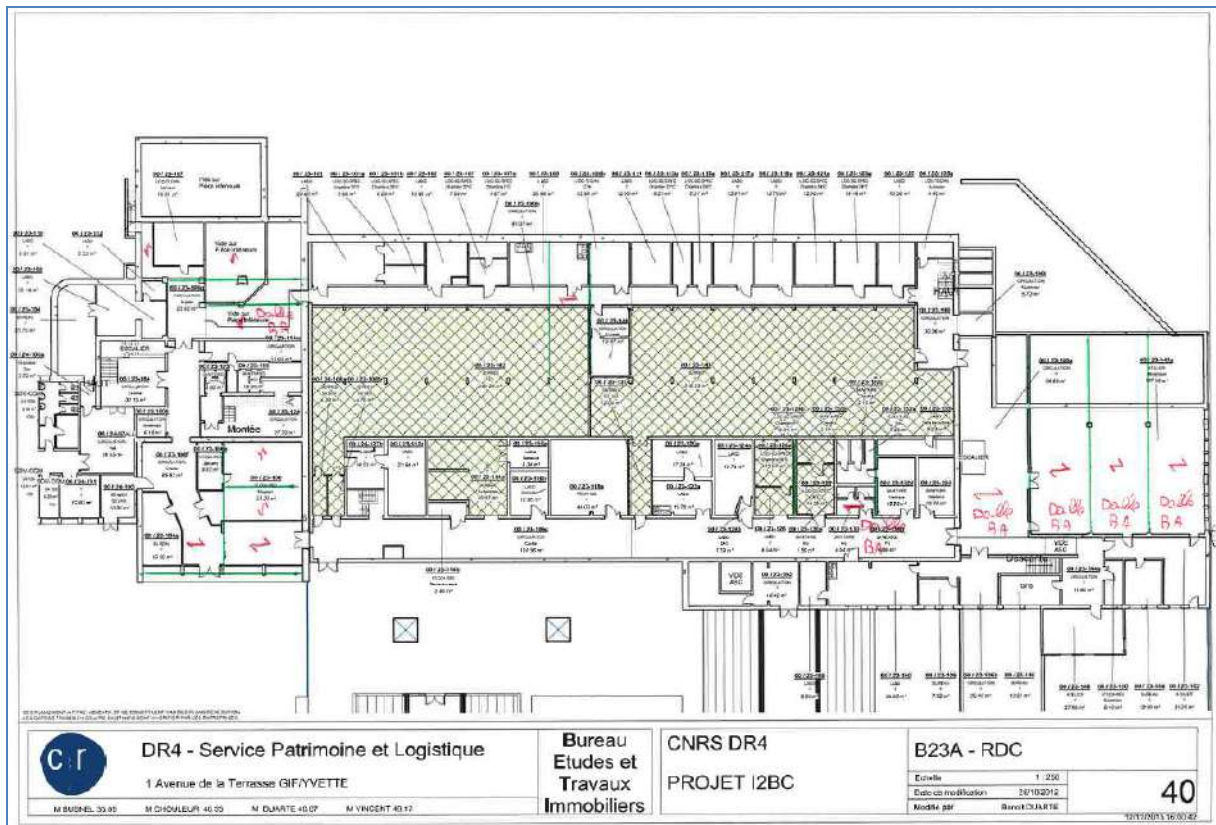
Bâtiment 22 :

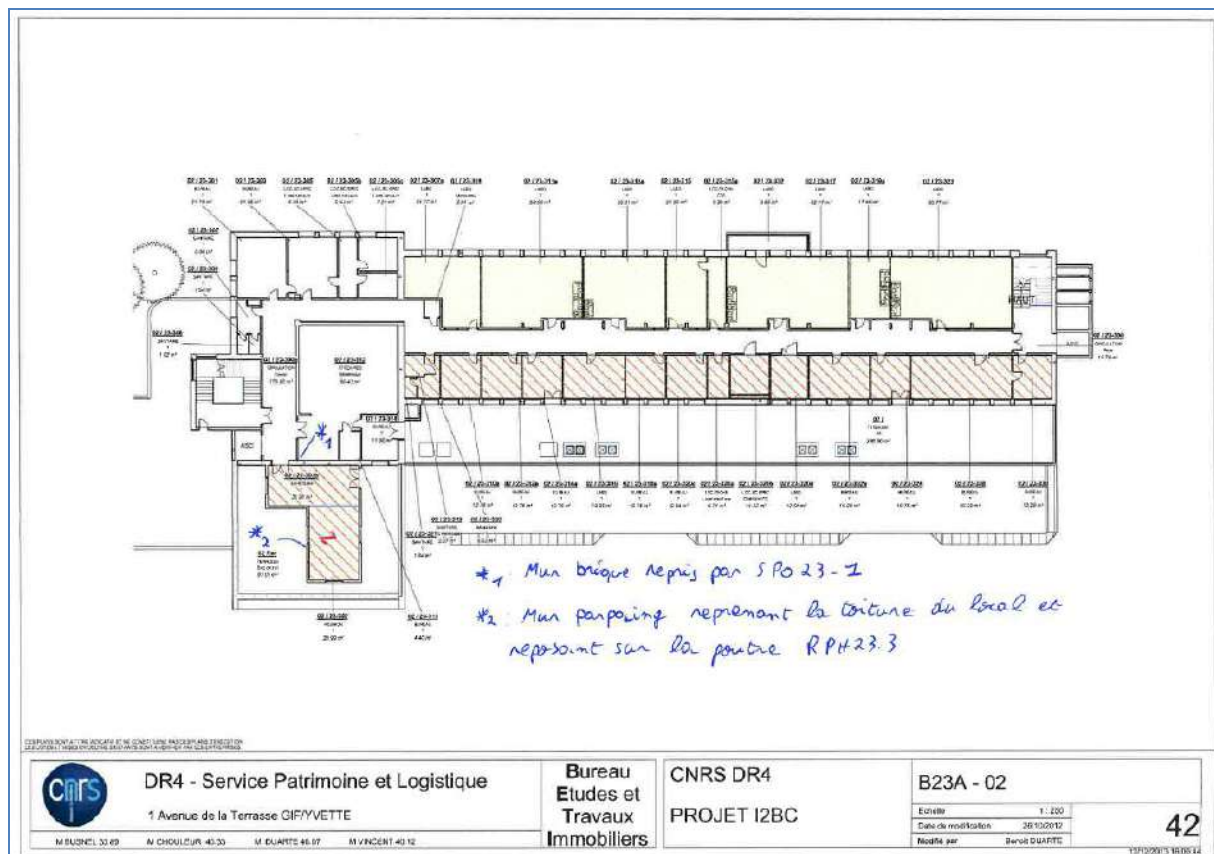




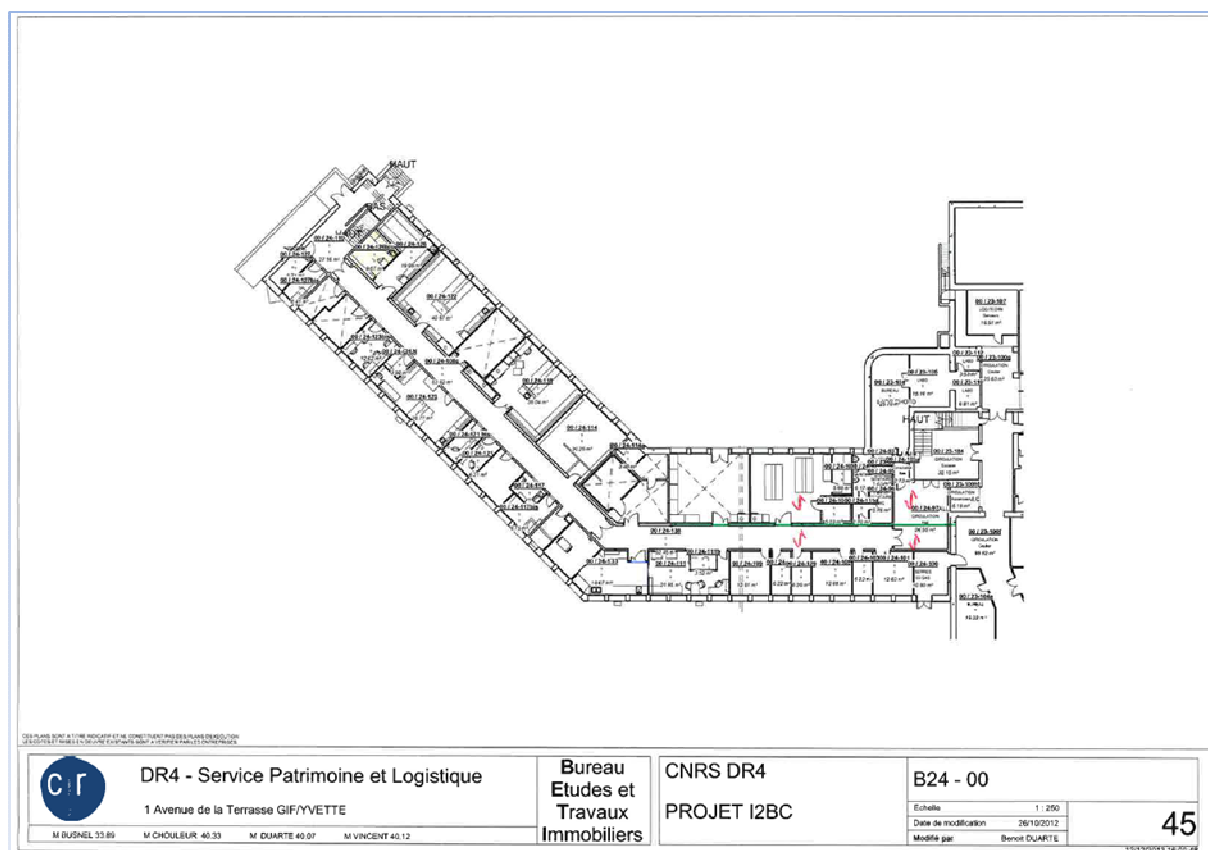
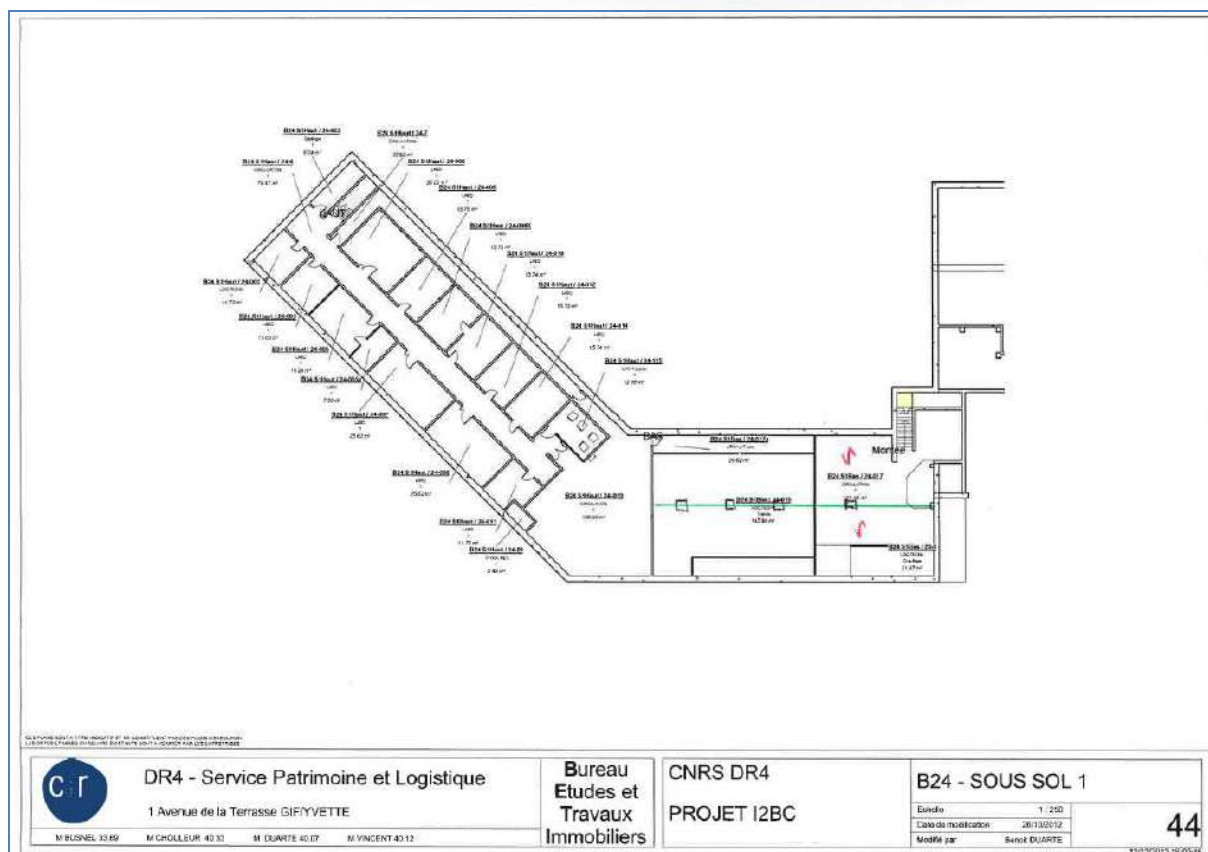
Bâtiment 23 :



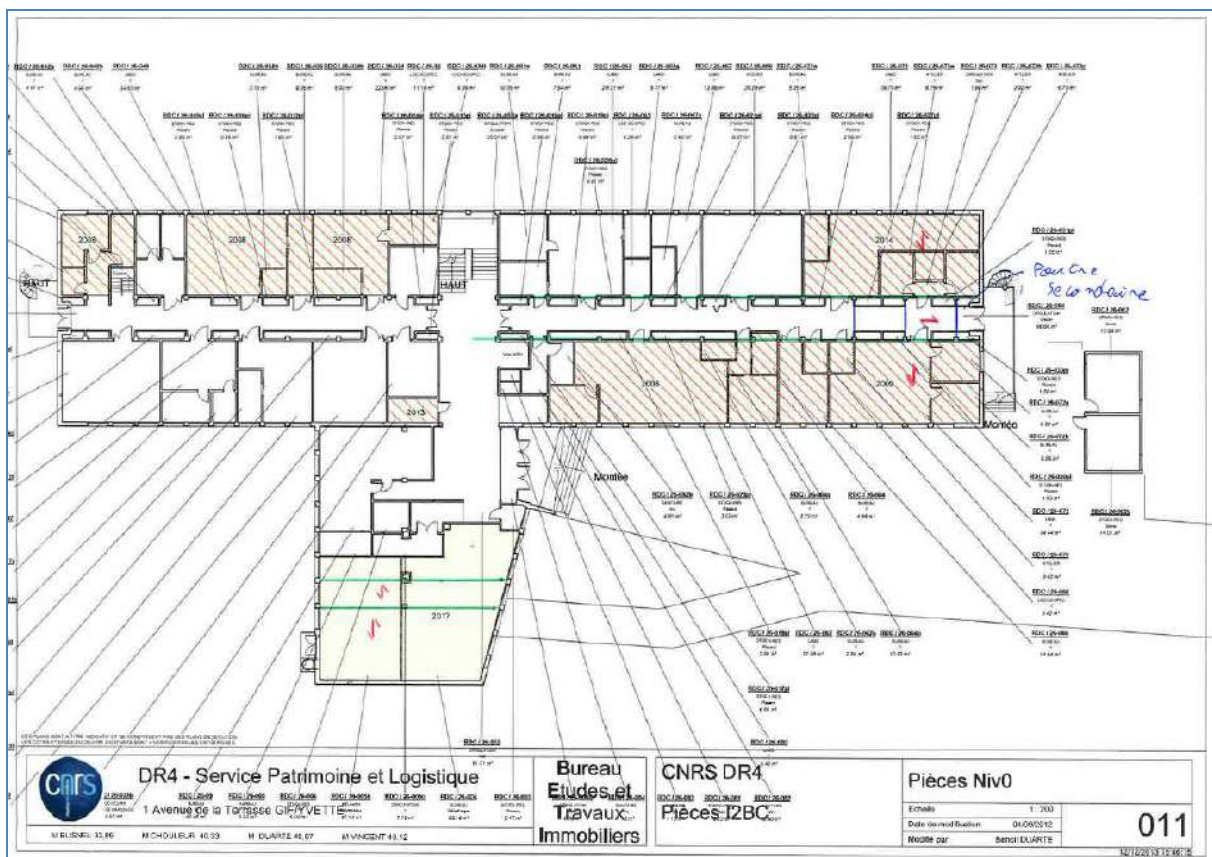
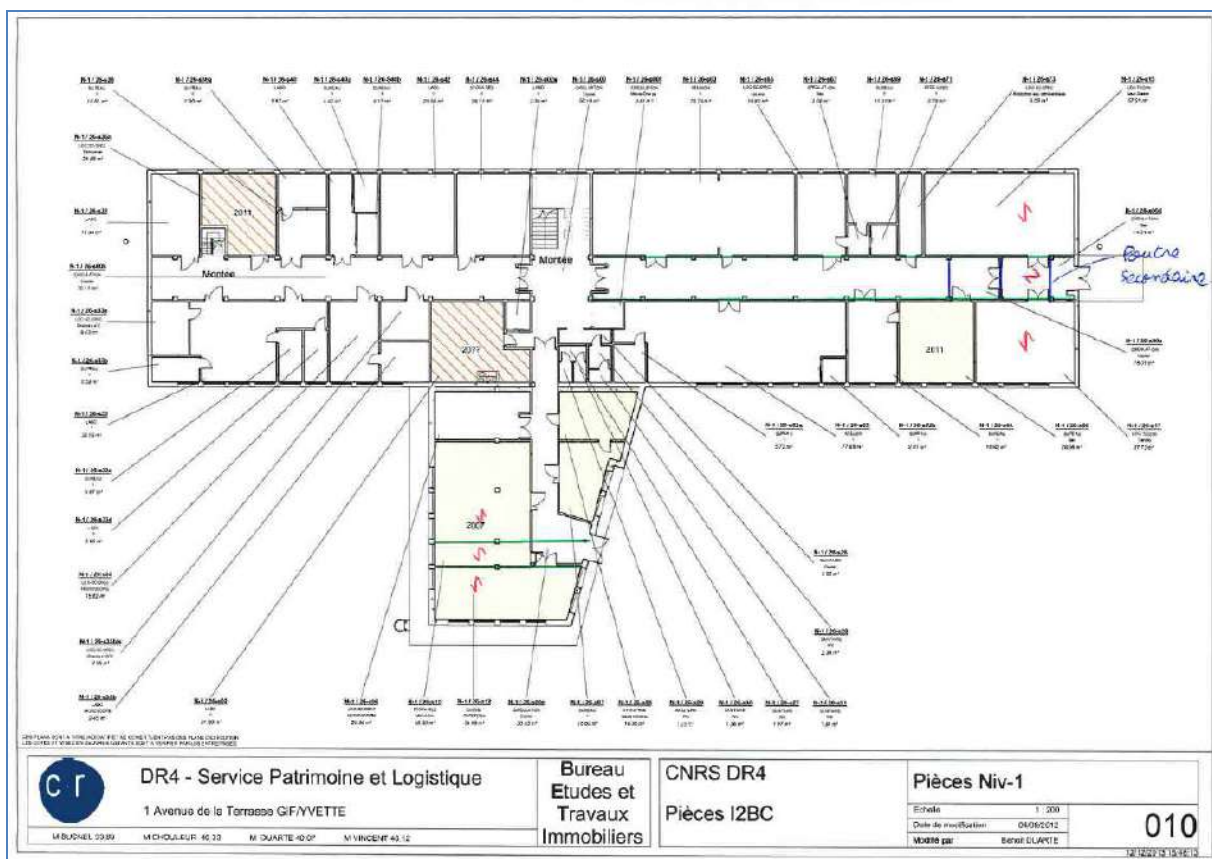


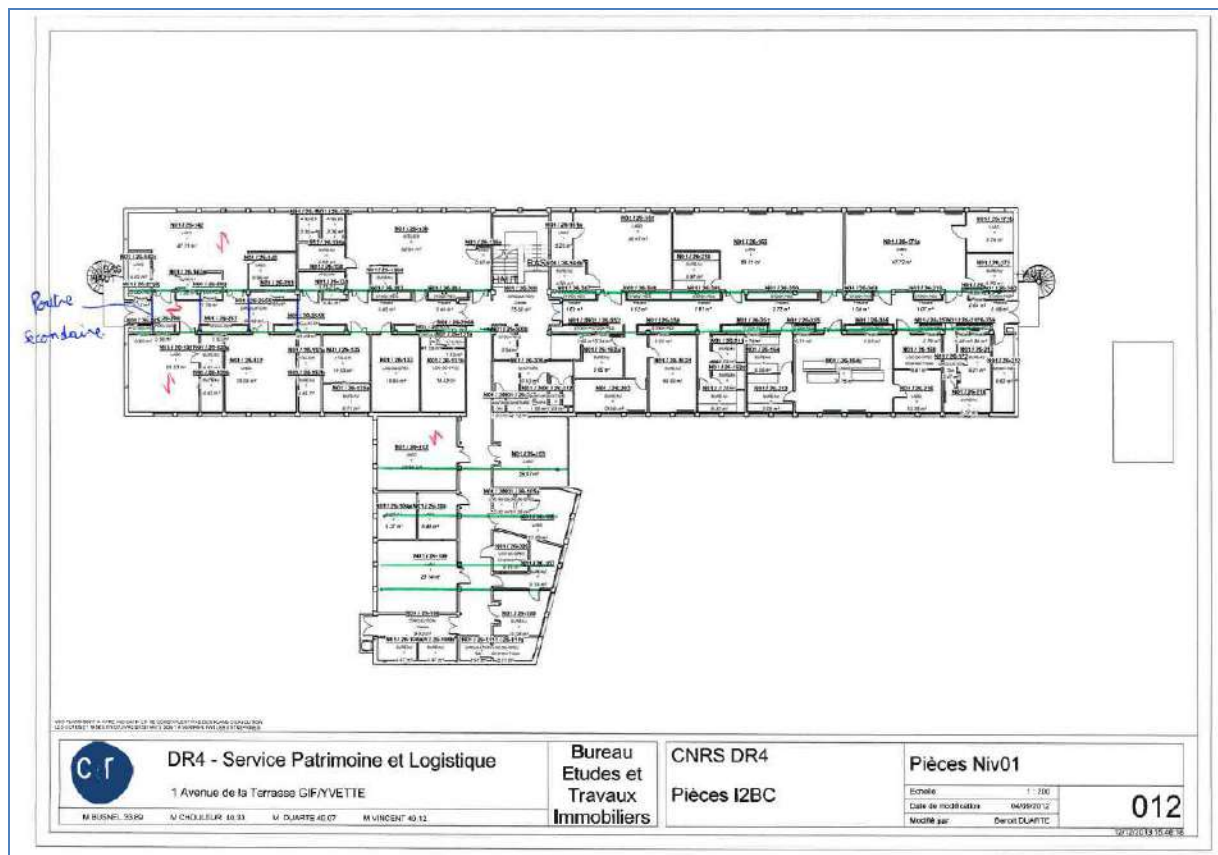


Bâtiment 24 :



Bâtiment 26 :







Annexe 3 : Fiches de reconnaissance

Fiche de reconnaissance n°0

Légende

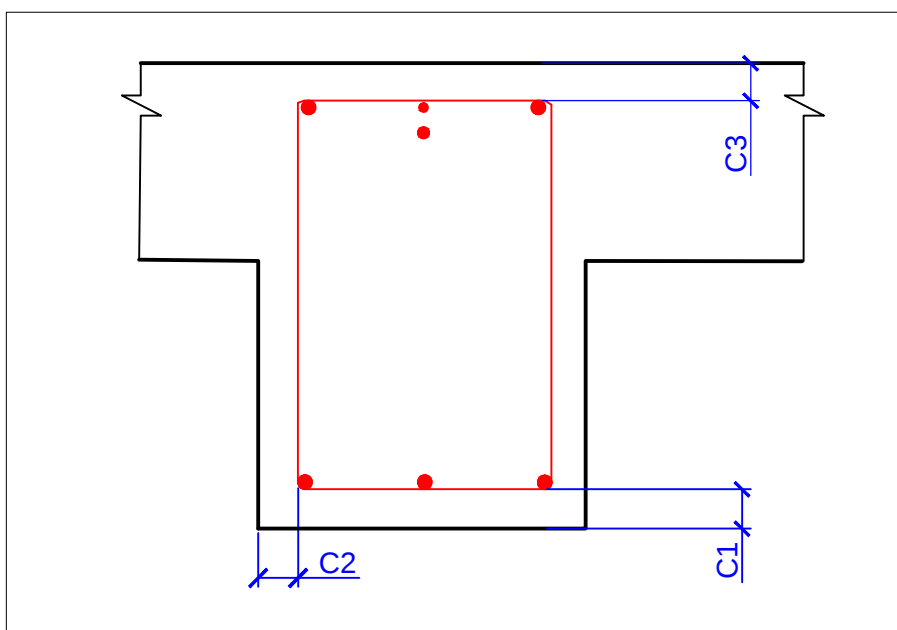
Légende des fiches de reconnaissances

C1: Enrobage depuis la sous face de l'élément

C2: Enrobage depuis la face latérale de l'élément

C3: Enrobage depuis la face supérieure de l'élément

Exemple:



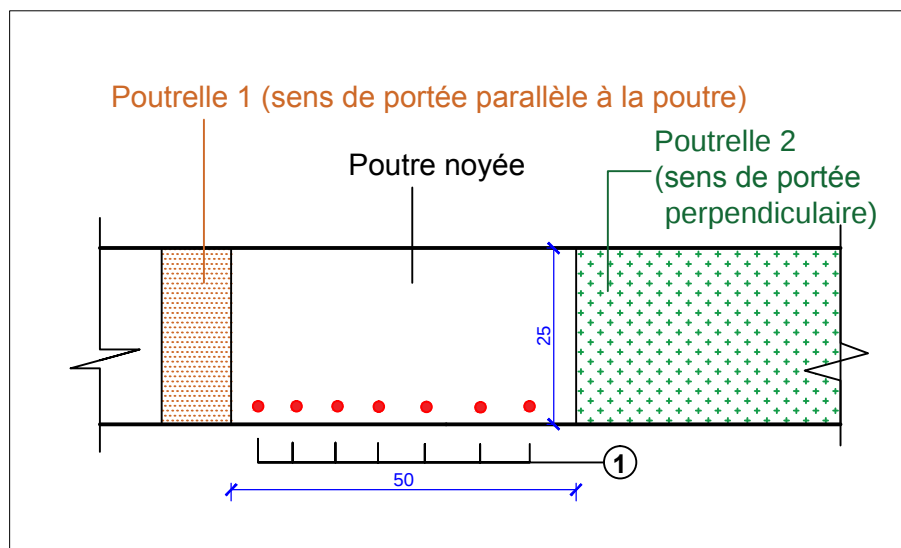
Fiche de reconnaissance n°1

Sondage RPH 22.1

Localisation: Bâtiment 22

Eléments sondés: Poutre noyée

Schéma



Coupe verticale

Portée : 7 m

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	TOR	25	s.o.	2

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



Vue générale

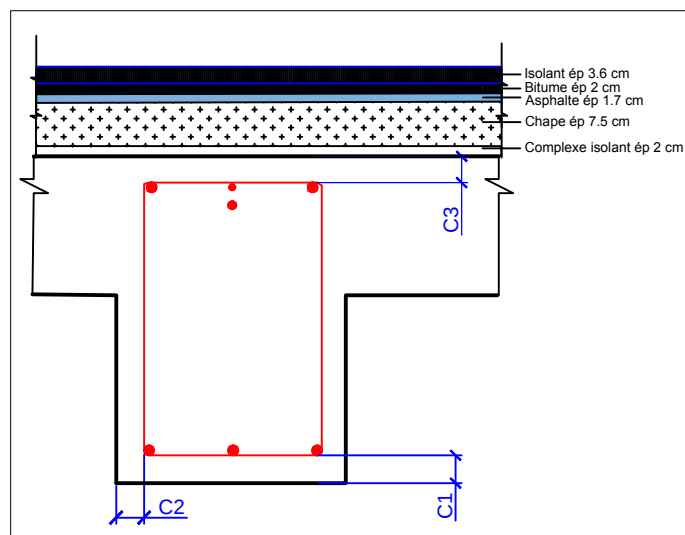
Fiche de reconnaissance n°2

Sondage SPO 22.1

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	s.o.	3	6	s.o.
2	TOR	10	s.o.	3	s.o.	s.o.
3	TOR	16	s.o.	s.o.	s.o.	9
4	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
5	TOR	10	s.o.	s.o.	s.o.	8
A	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
C	TOR	10	s.o.	s.o.	s.o.	7.5

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.3 m entre nus d'appuis

Photos



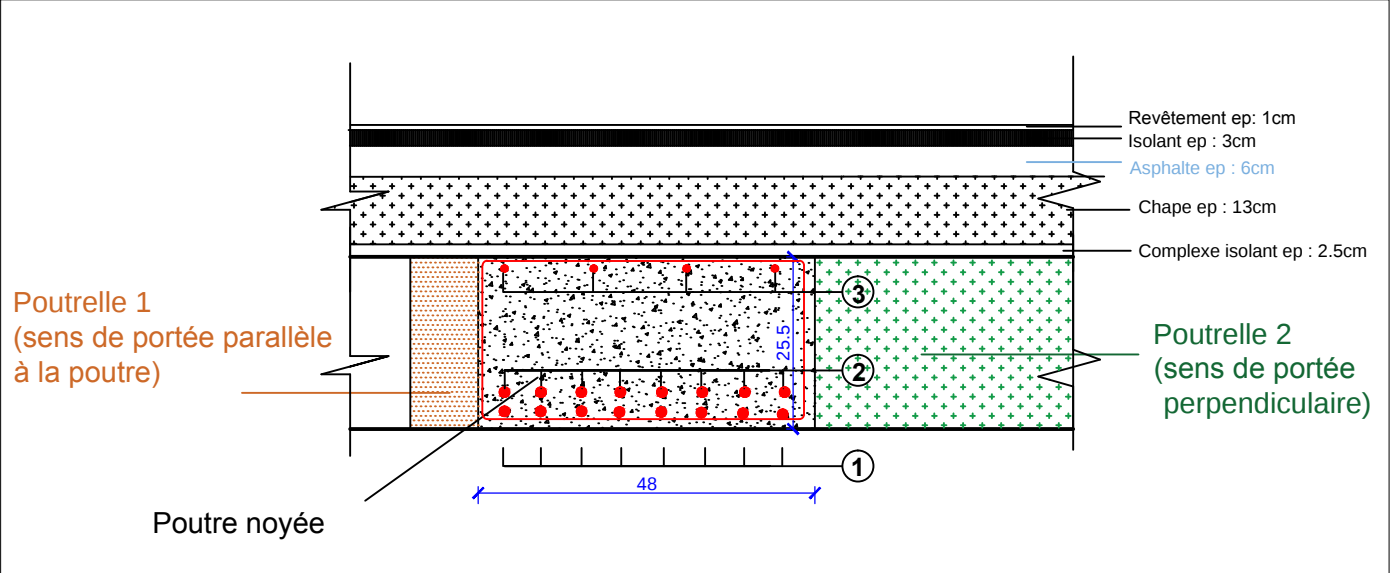
Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

Fiche de reconnaissance n°3	Sondage SPO22.2	Localisation: Bâtiment 22 Eléments sondés: Poutre noyée
-----------------------------	-----------------	--

Schéma



Coupe verticale
Portée : 6.83 m

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	25	3	2.8	3
2	TOR	25	3	6.7	s.o
3	TOR	16	9.5	s.o	5.5

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



Vue générale

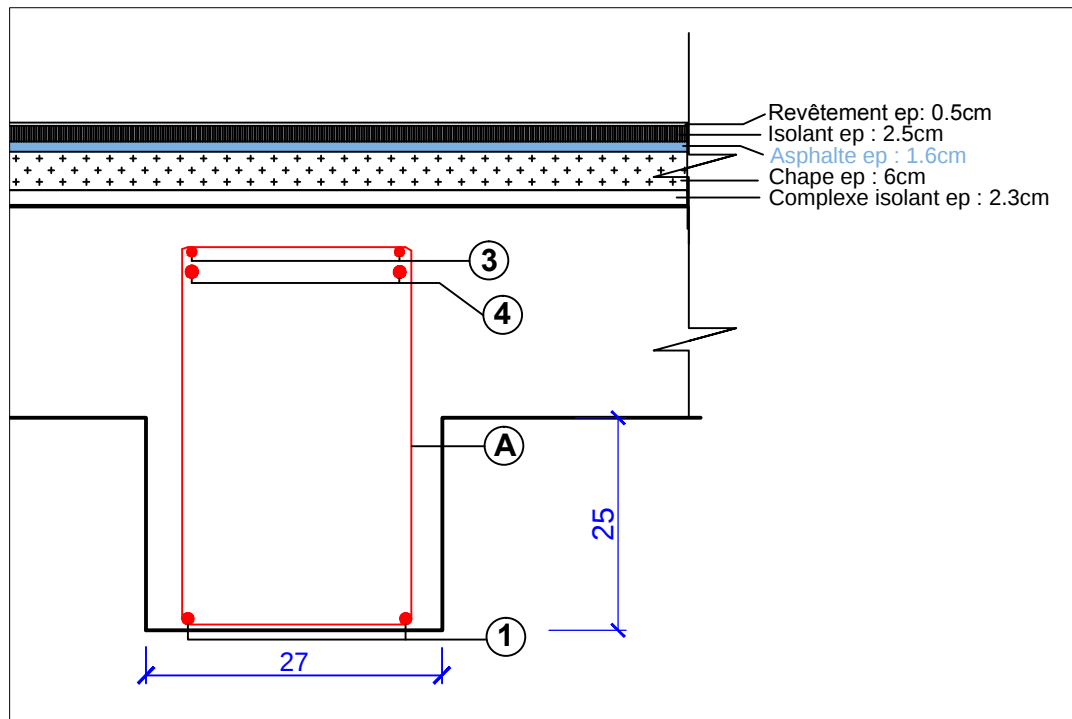
Fiche de reconnaissance n°4

Sondage SPO 22.3

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutre

Schéma



Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.27 m

Nomenclature des aciers

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	s.o.	2.5	2.5	s.o
3	TOR	8	s.o.	s.o	s.o	6
4	TOR	14	s.o.	s.o	s.o	5
A	RL	8	s.o.	2	3	s.o

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

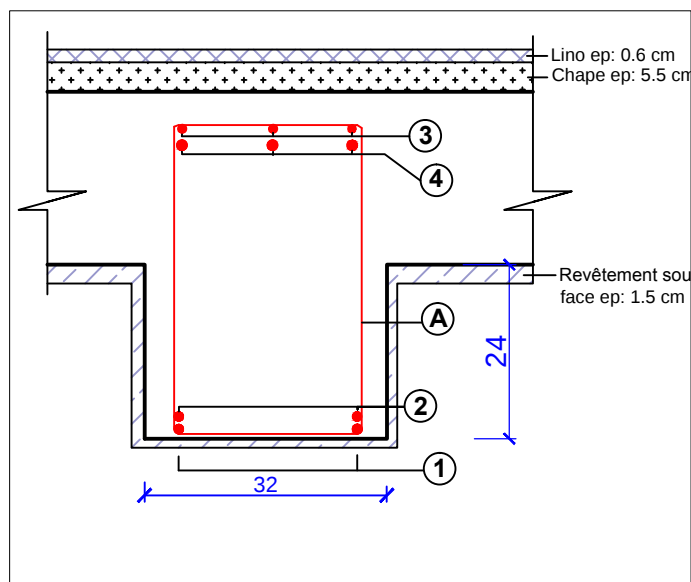
Fiche de reconnaissance n°5

Sondage SPO 22.5

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	24	s.o.	1.5	2.5	s.o.
2	TOR	10	s.o.	1.5	2.5	s.o.
3	TOR	10	s.o.	s.o.	s.o.	6
4	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	7
A	RL	10	s.o.	0.5	s.o.	s.o.

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.3 m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

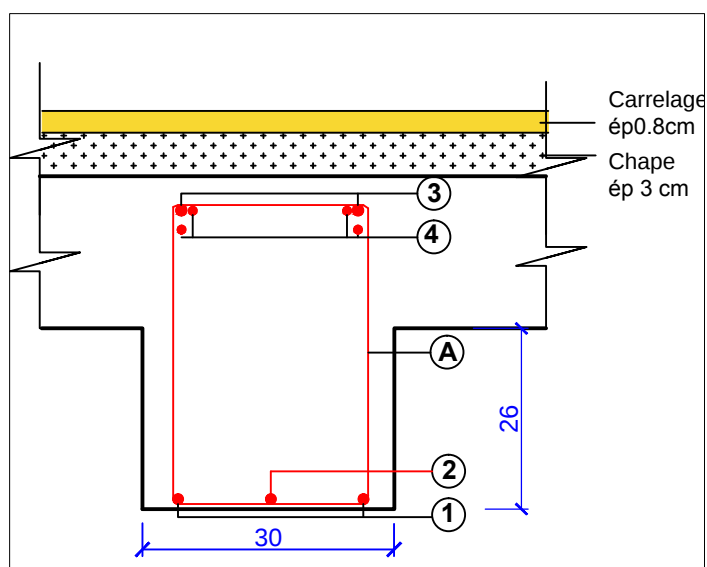
Fiche de reconnaissance n°6

Sondage SPO 22.6

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	s.o.	3	3	s.o.
2	TOR	10	s.o.	8.5	5	s.o.
3	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	8
4	TOR	10	s.o.	s.o.	s.o.	9
A	RL	10	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.2 m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

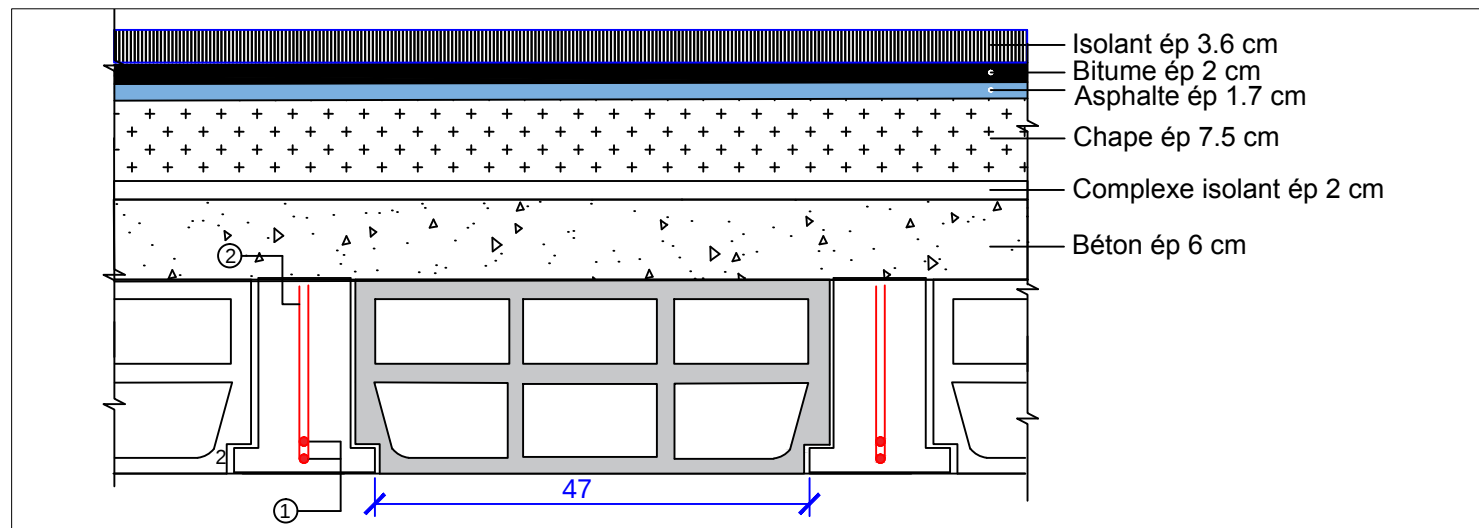
Fiche de reconnaissance n°7

Sondage SPH 22.1/ 22.2

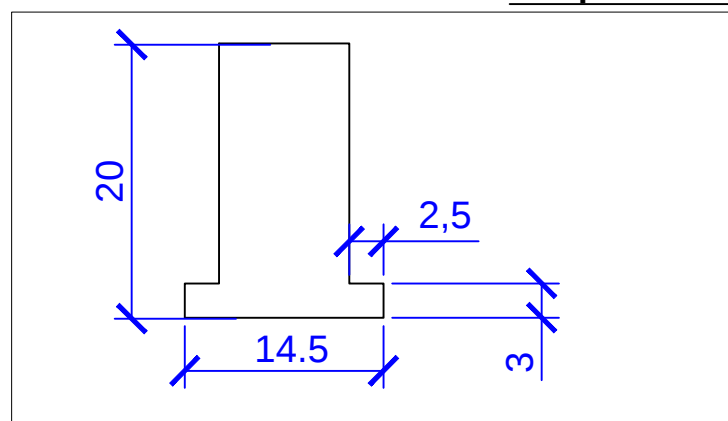
Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutrelle

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	3	s.o
2	RL	5	7	s.o

Portée poutrelles = 7 m

Photos



Vue d'ensemble



Ferrailage a mi-travée

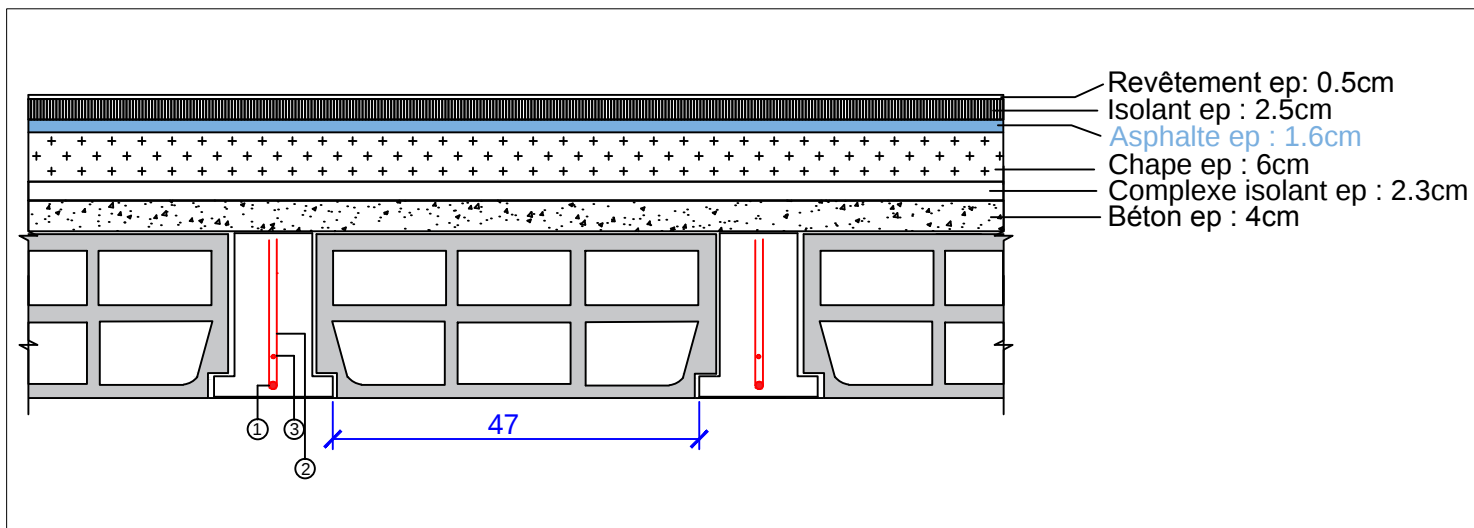
Fiche de reconnaissance n°73

Sondage SPH 22.3/2

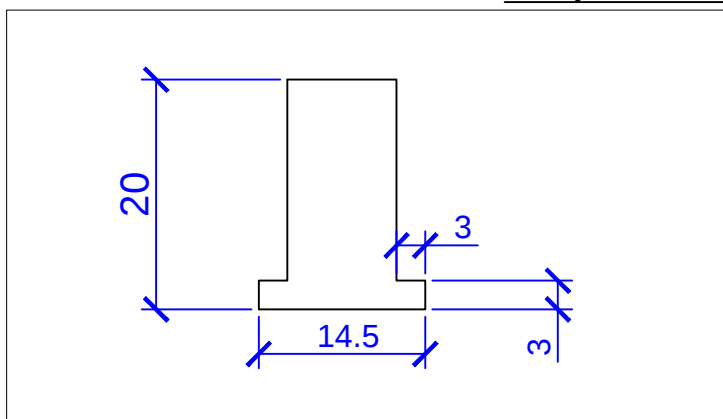
Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutrelle

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	25	2.6	s.o
2	RL	5	1.5	s.o
3	TOR	14	8	s.o

Portée poutrelles = 6.63m

Photos



Ferrailage en travée



Vue générale

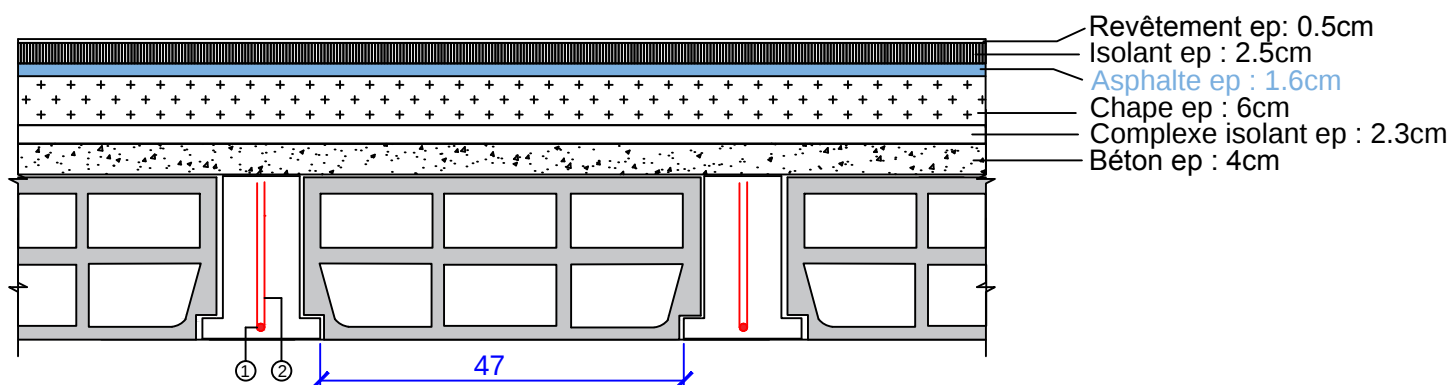
Fiche de reconnaissance n°8

Sondage SPH 22.3

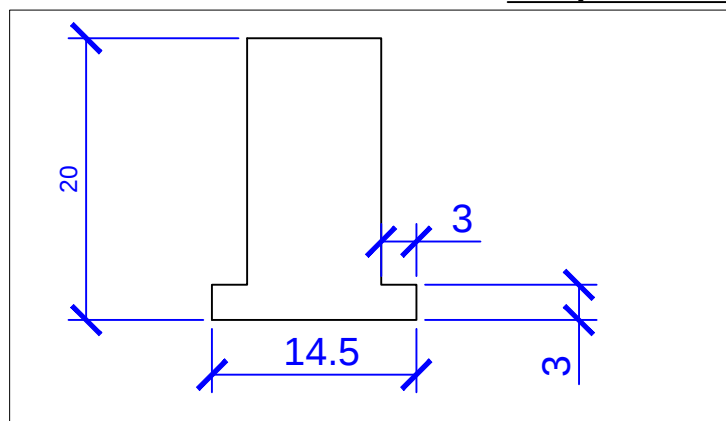
Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutrelle

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	25	5.5	s.o
2	RL	6	1.5	s.o

Portée poutrelles = 6.63m

Photos



Ferrailage en travée



Vue générale

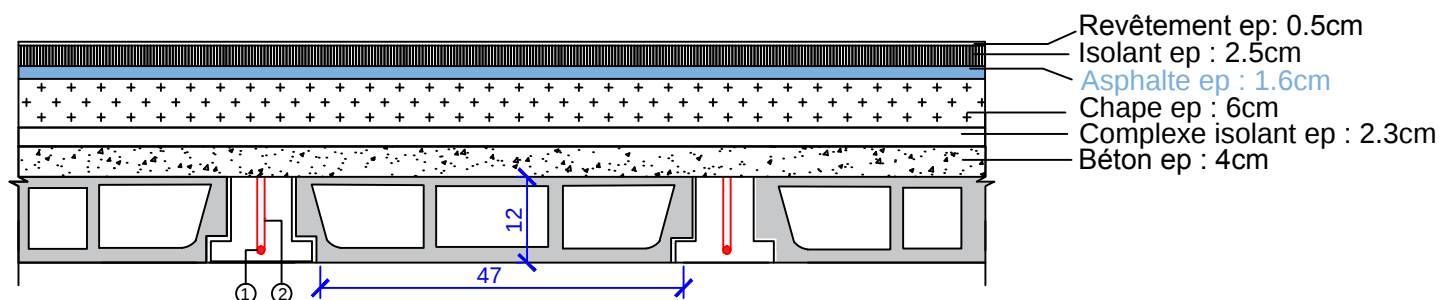
Fiche de reconnaissance n°9

Sondage SPH 22.4

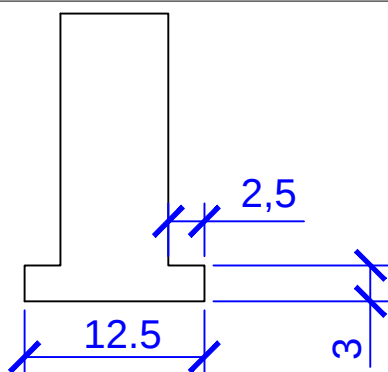
Localisation: RDC

Eléments sondés:

Schéma



Coupe verticale du plancher



N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	10	2.5	s.o

Portée poutrelles = 2 m

Dimensions de la poutrelle

Photos



Vue d'ensemble



Ferrailage à mi-travée

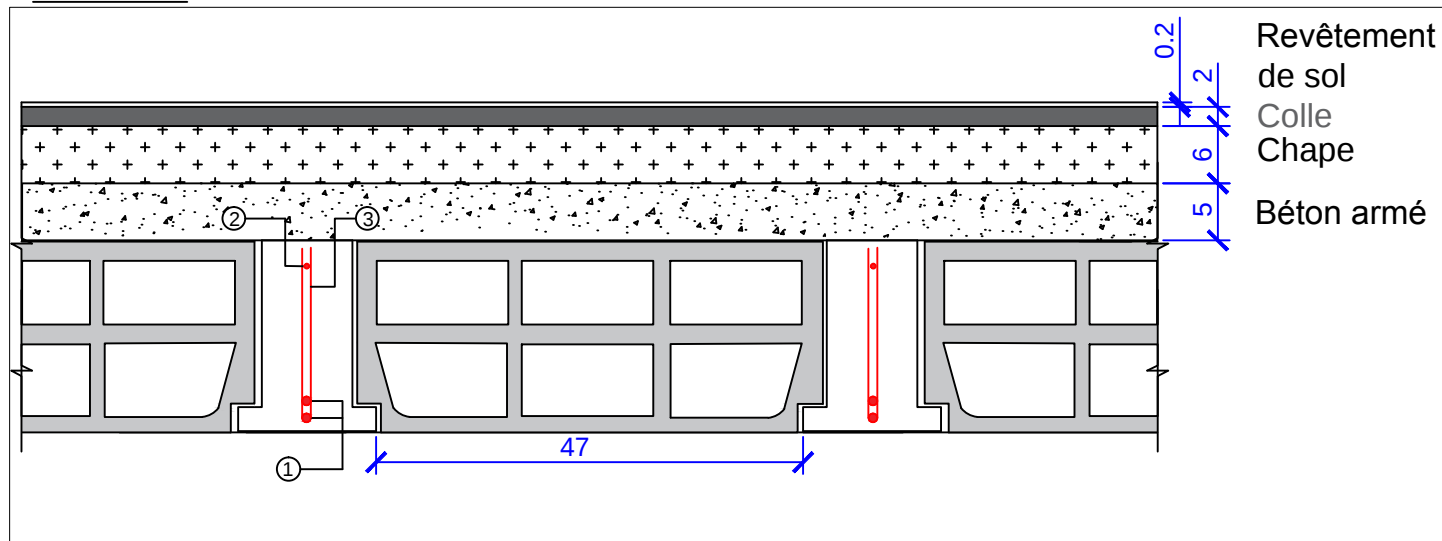
Fiche de reconnaissance n°10

Sondage SPH 22.6

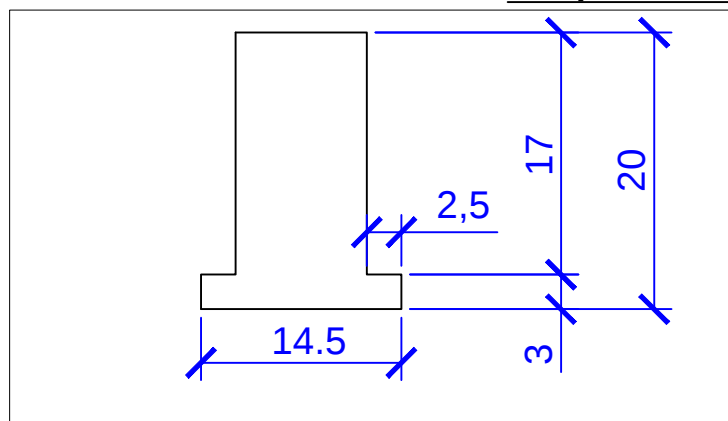
Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutrelle

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	25	3	s.o
2	RL	10		s.o
3	RL	5	1	s.o

Portée poutrelles = 6.8 m

Photos



Vue générale



Ferrailage en travée

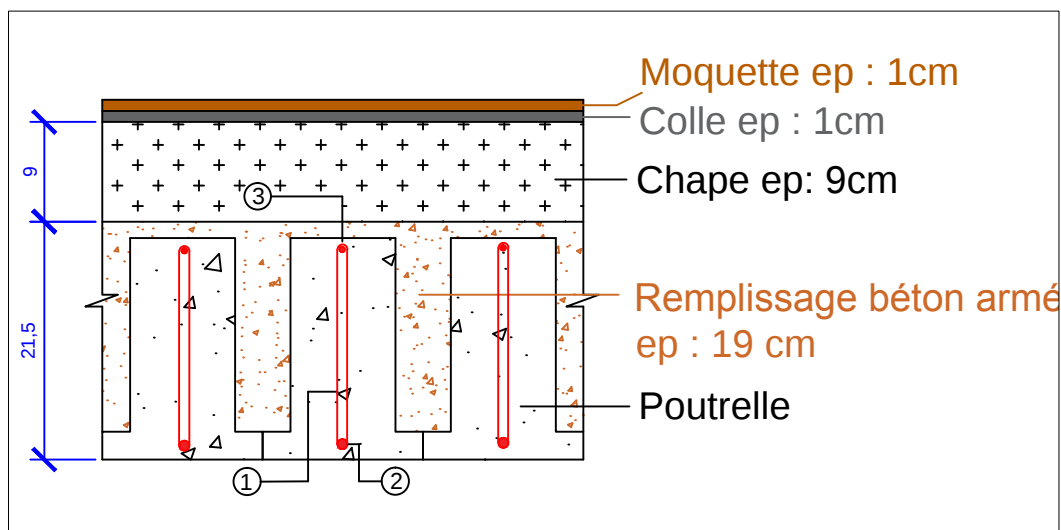
Fiche de reconnaissance n°11

Sondage SPH 22.7

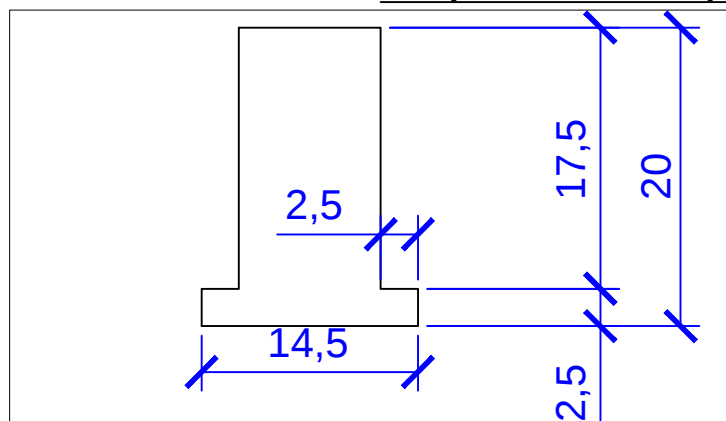
Localisation: Sous-sol

Éléments sondés: Poutrelles noyées

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	HA	6	0.5	s.o
2	HA	16	2	s.o
3	RL	10	s.o	s.o

Portée poutrelles = 7.09 m

Photos



Vue d'ensemble



Ferrailage en travée

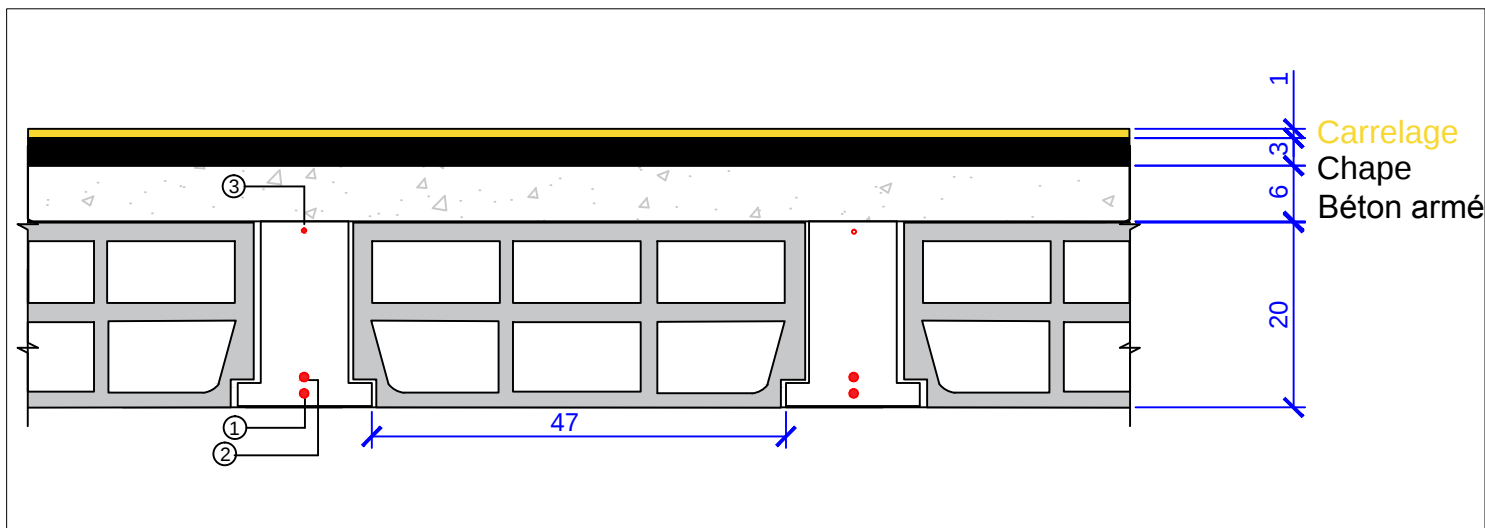
Fiche de reconnaissance n°12

Sondage Dalle 22.8

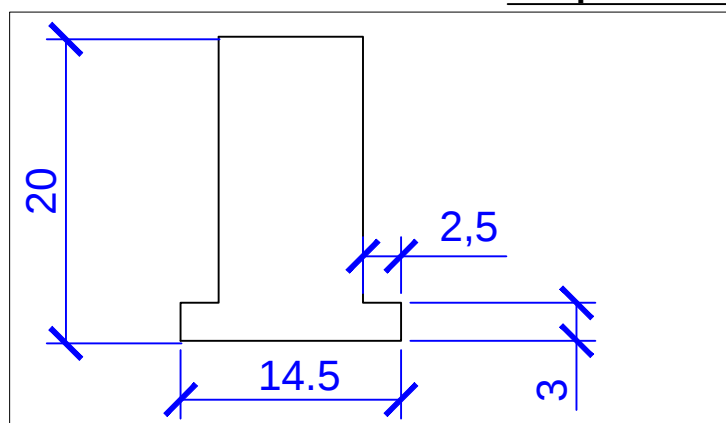
Localisation: Sous-sol

Éléments sondés: Poutrelle et entrevous

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	HA	20	2.5	s.o
2	HA	20	s.o	s.o
3	RL	8	s.o	s.o

Portée poutrelles = 6.63 m

Photos



Ferrailage sur appui



Ferrailage en travée

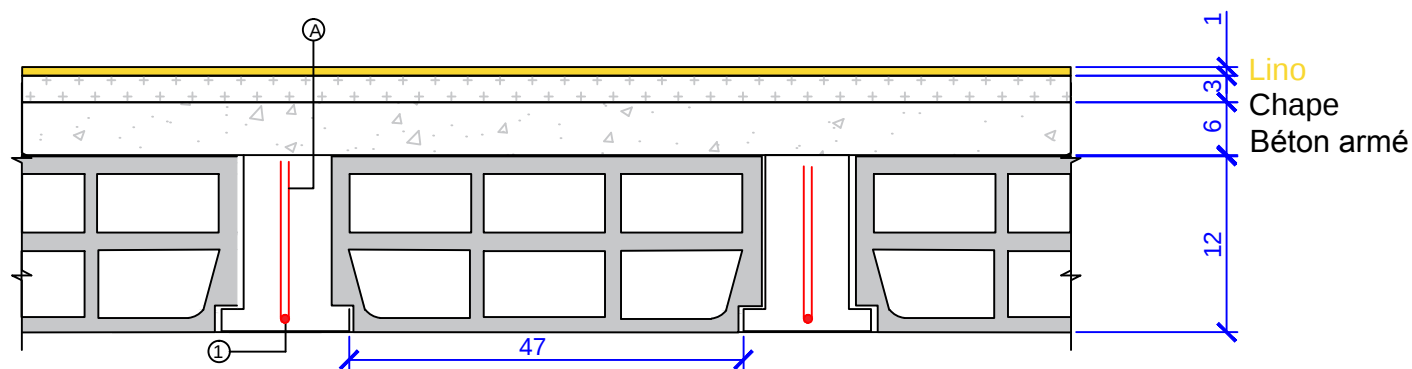
Fiche de reconnaissance n°13

Sondage Dalle 22.9

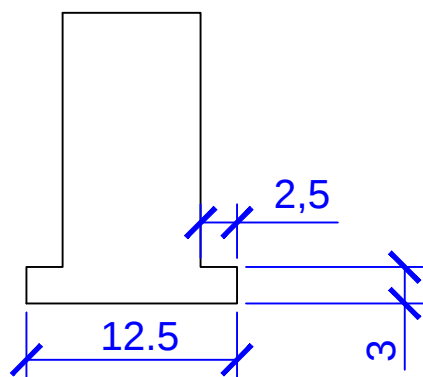
Localisation: Sous-sol

Éléments sondés: Poutrelle et entrevous

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	10	3	s.o
A	RL	6	s.o	s.o

Portée poutrelles = 2 m

Photos



Ferrailage sur appui



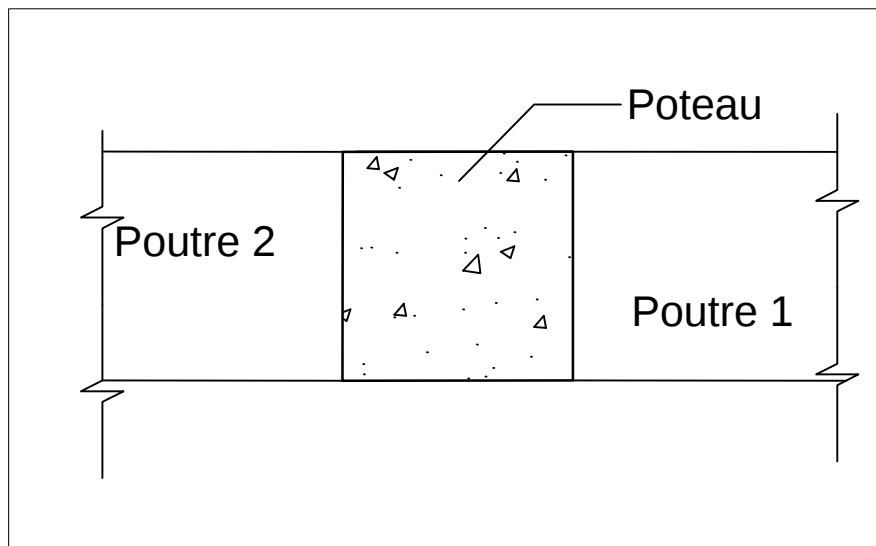
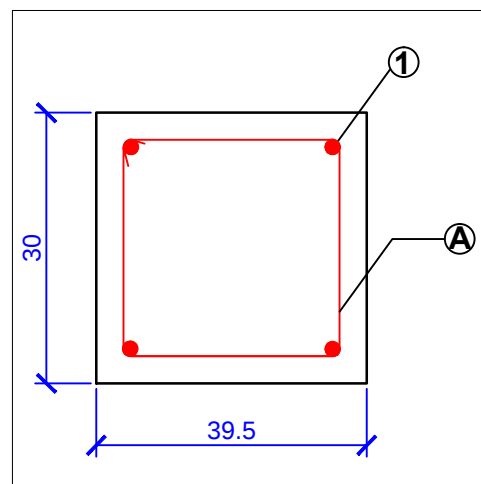
Vue générale

Fiche de reconnaissance n°14

Sondage PO 22.1

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	20	1.5	4.2
A	RL	7	0.8	3.5

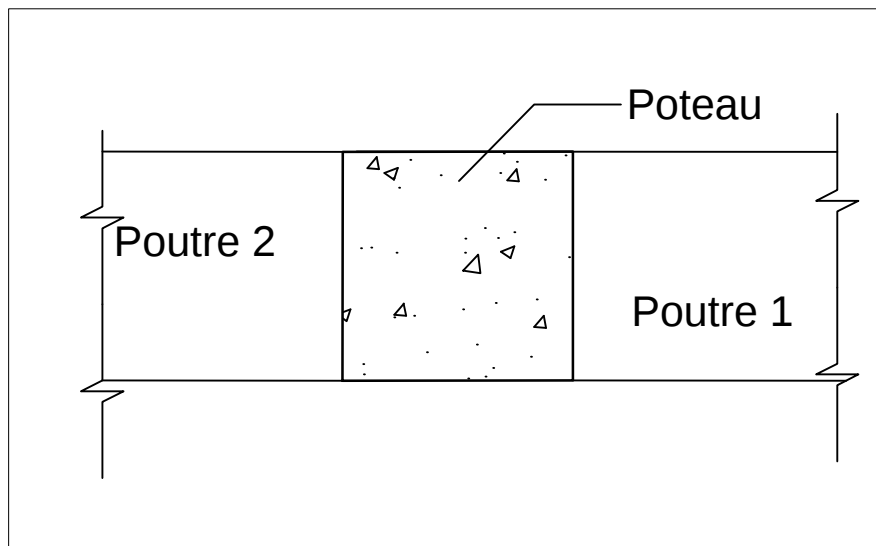
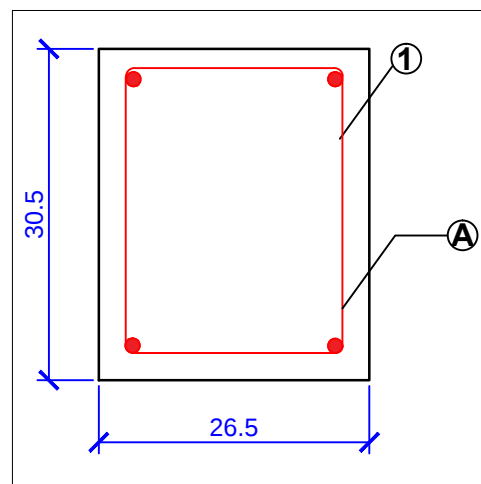
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°15

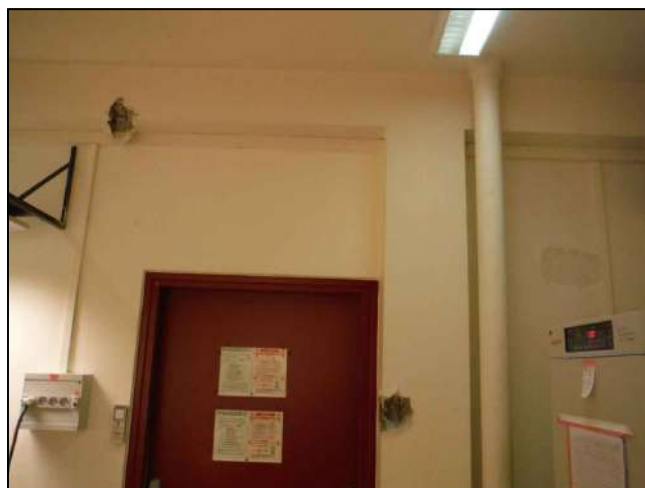
Sondage PO 22.2

Localisation: RDC

Elément sondé: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerraillage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	14	4.5	5
A	RL	8	s.0	s.0

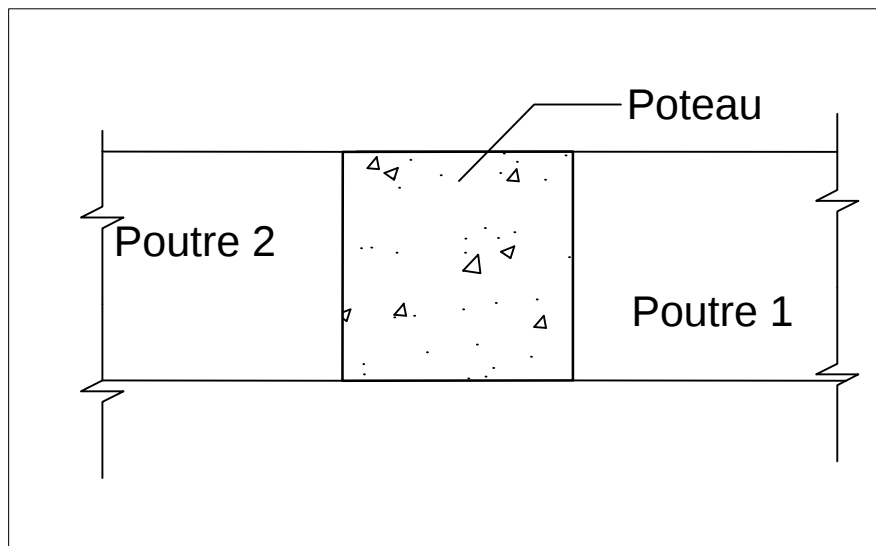
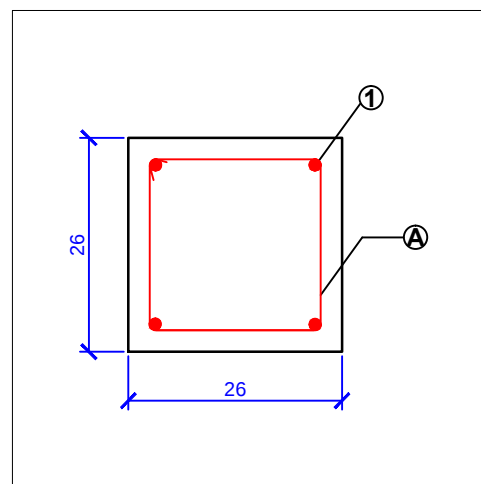
PhotosFerraillage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°16

Sondage PO 22.4

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	12	4.2	s.0
A	RL	5	3.2	s.0

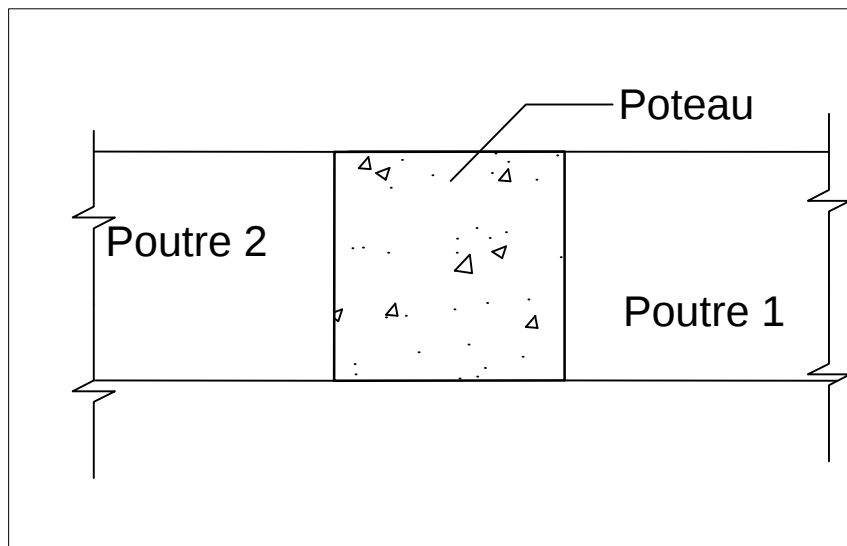
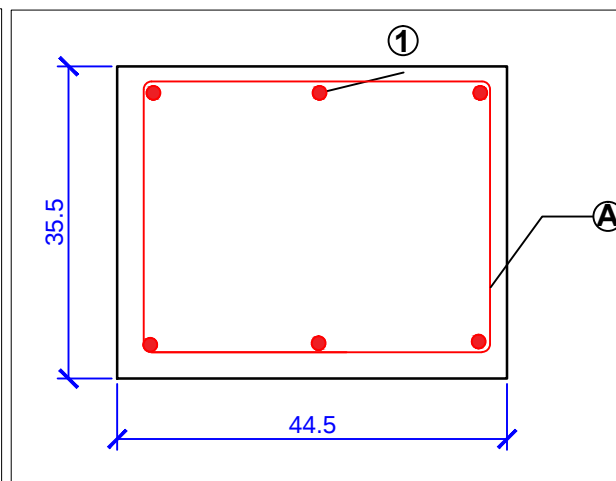
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°17

Sondage PO 22.5

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	20	3.5	8
A	RL	8	2.5	1

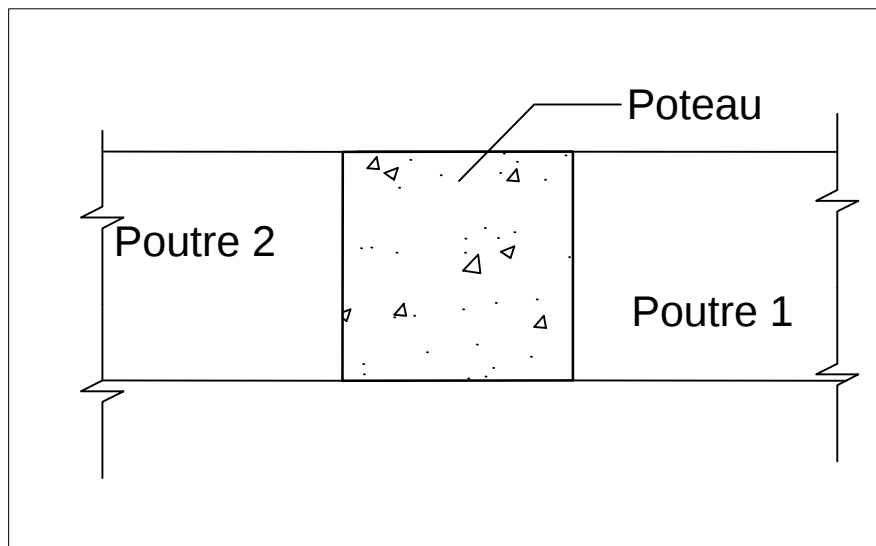
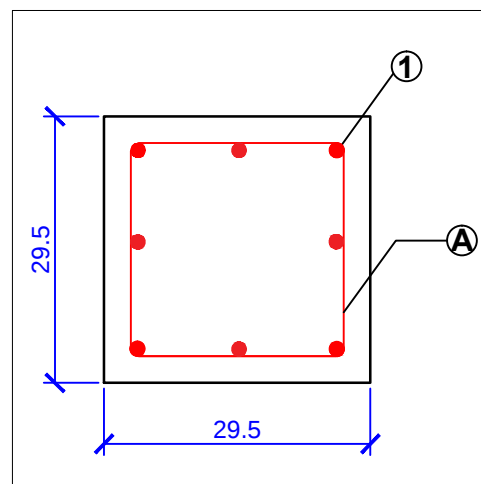
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°18

Sondage PO 22.6/22.7

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	14	2.5	3
A	TOR	8	1	2.5

PhotosFerrailage poteauVue générale

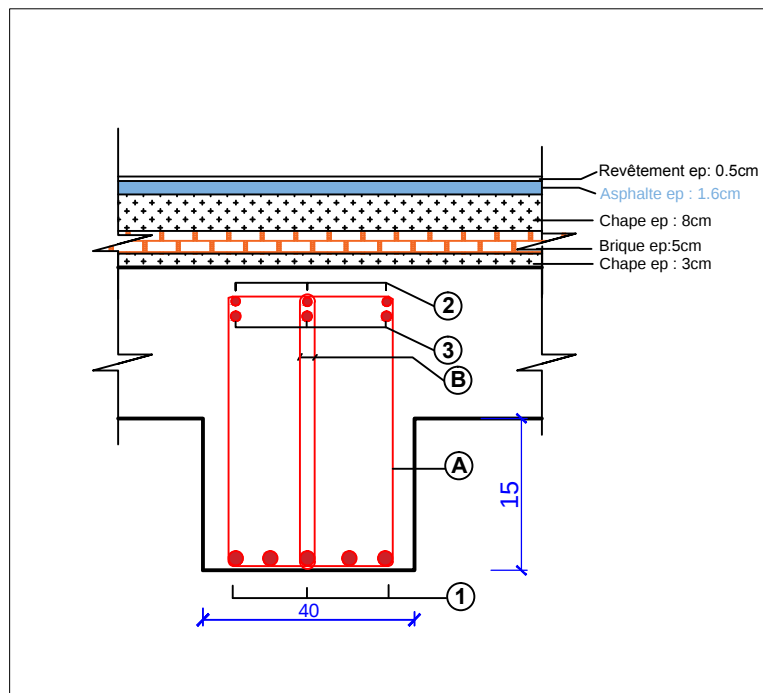
Fiche de reconnaissance n°19

Sondage RPH 23.1

Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	s.o.	2	s.o.	s.o.
2	TOR	12	s.o.	s.o.	s.o.	3.7
3	TOR	14	s.o.	s.o.	s.o.	2.5
A	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	4.5
B	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	4.5

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.42m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

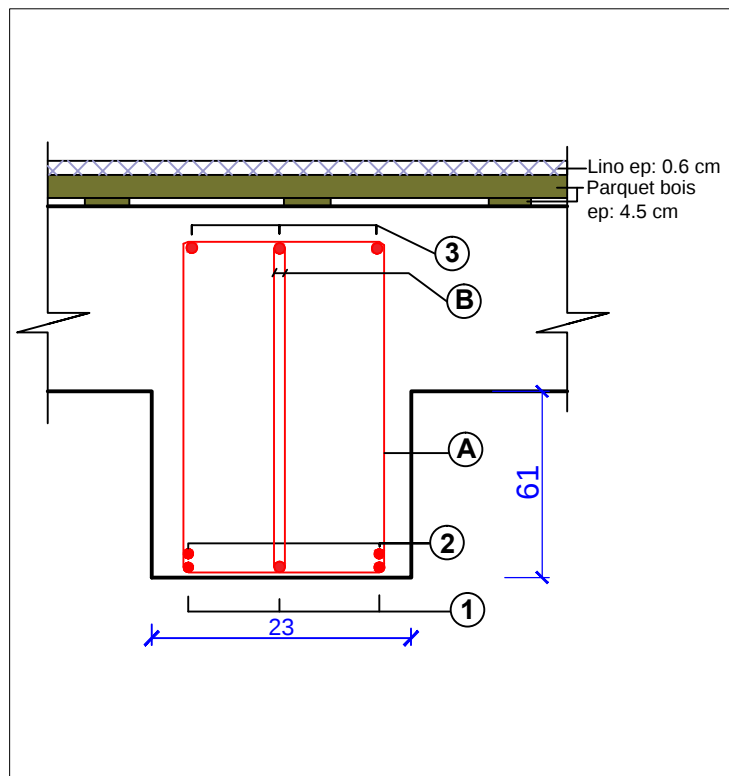
Fiche de reconnaissance n°20

Sondage RPH 23.2

Localisation: 1er étage

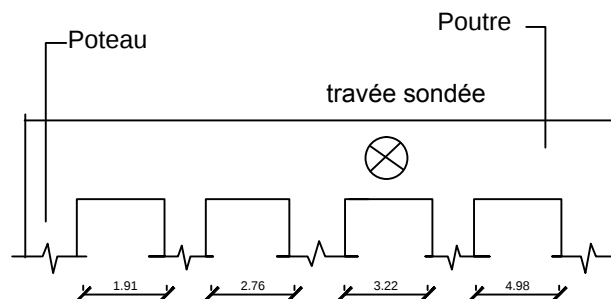
Eléments sondés: Poutre

Schéma



Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.26m entre nus d'appuis



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	14	s.o.	2	4.5	s.o.
2	TOR	14	s.o.	7	4.5	s.o.
3	TOR	16	s.o.	s.o.	s.o.	7.5
A	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
B	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

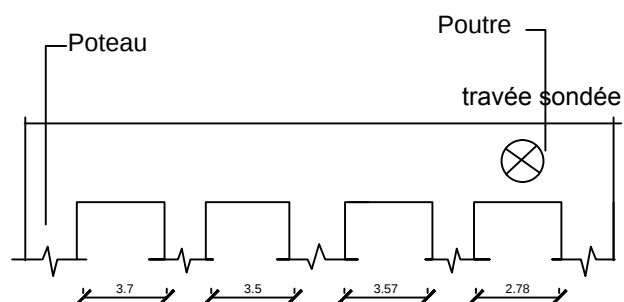
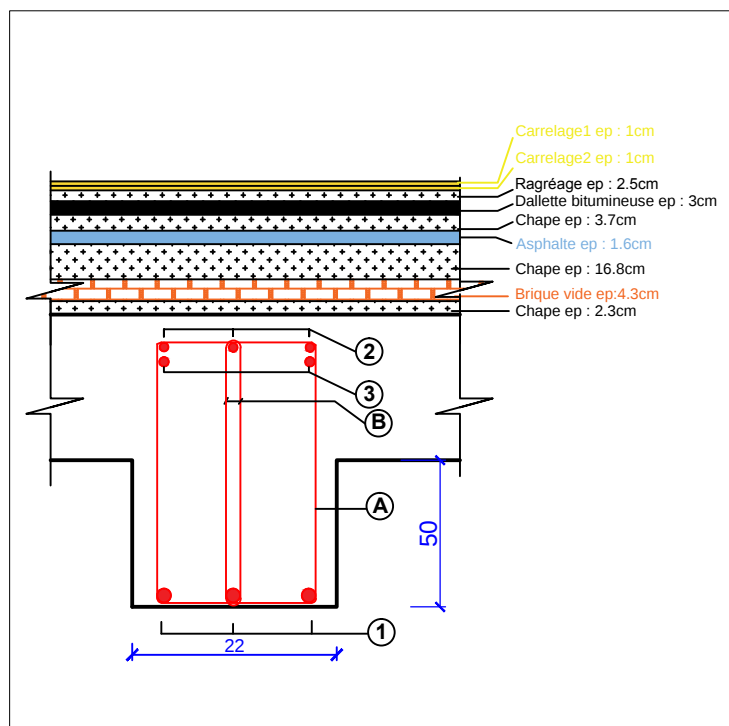
Fiche de reconnaissance n°21

Sondage RPH 23.3

Localisation: Bâtiment 23

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	14	s.o.	4	2	s.o.
2	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	5.5
3	TOR	12	s.o.	s.o.	s.o.	6.2
A	RL	8	s.o.	3	1.2	5.5
B	RL	8	s.o.	2	s.o.	6.2

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 2.78 m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

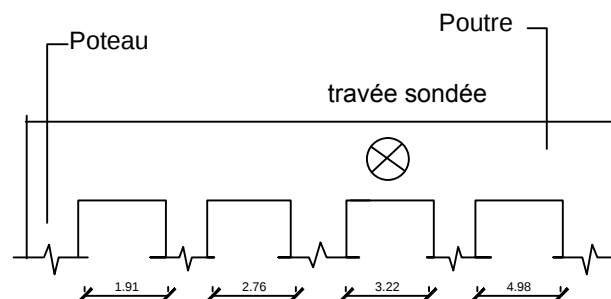
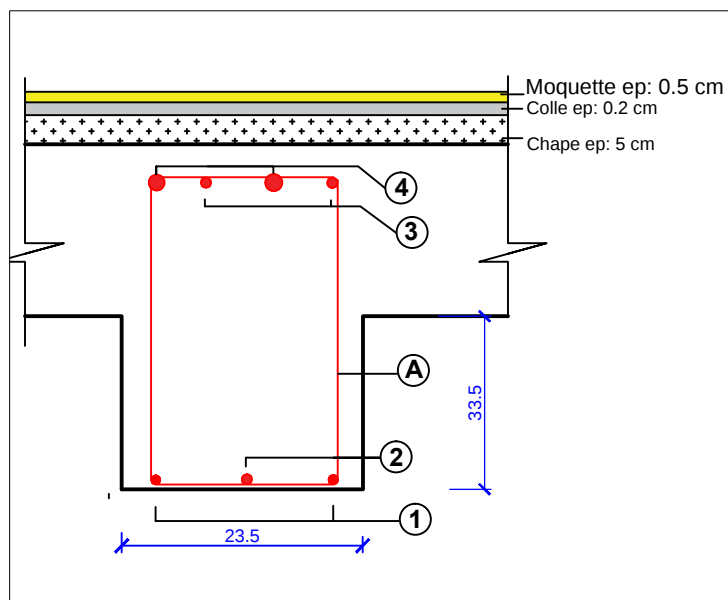
Fiche de reconnaissance n°22

Sondage RPH 23.4

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	s.o.	2.5	4.5	s.o.
2	TOR	14	s.o.	2.5	s.o.	s.o.
3	RL	10	s.o.	s.o.	s.o.	5.6
4	TOR	16	s.o.	s.o.	s.o.	5.6
A	RL	8	s.o.	1.6	3.6	4.8

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.22 m entre nus d'appuis

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

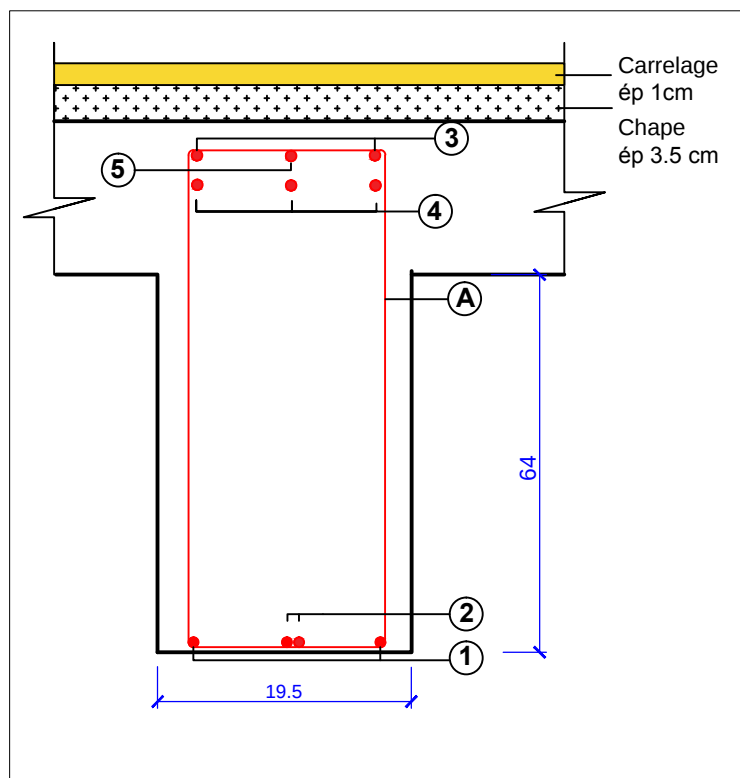
Fiche de reconnaissance n°23

Sondage RPH 23.5

Localisation: RDC

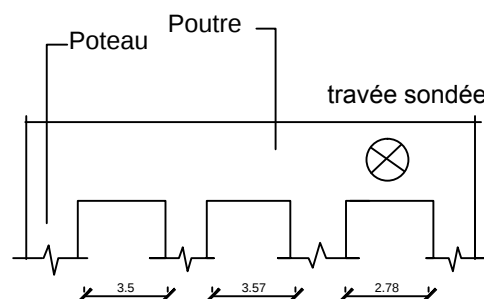
Eléments sondés: Poutre

Schéma



Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 2.8 m entre nus d'appuis



N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	5.5	4	s.o
2	TOR	14	5.5	9	s.o
A	RL	8	s.o	4	s.o
3	TOR	16	s.o	s.o	4
4	RL	10	s.o	s.o	5.6
5	TOR	12	s.o	s.o	4

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

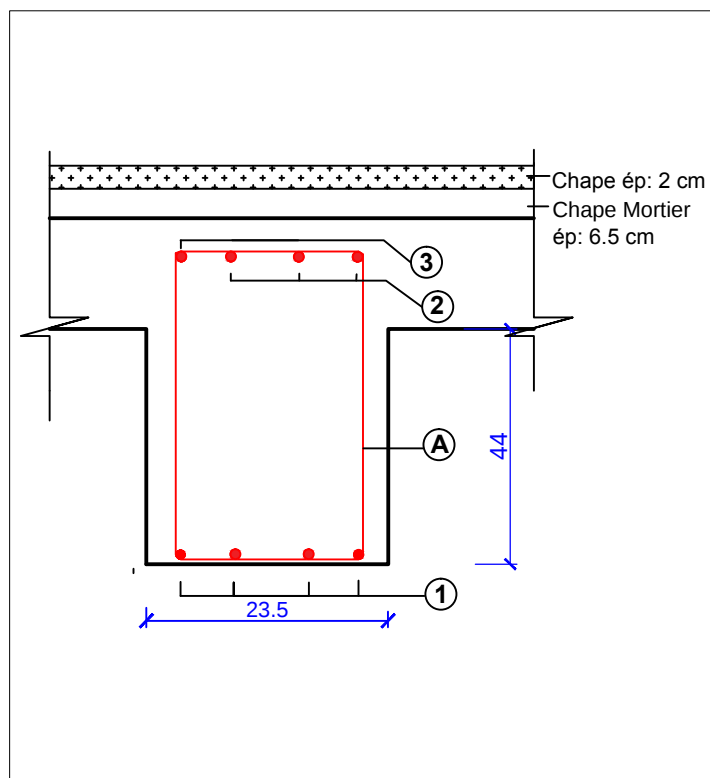
Fiche de reconnaissance n°24

Sondage RPH 23.6

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	RL	20	s.o.	3.2	4.7	s.o.
2	RL	20	s.o.	s.o.	s.o.	6.5
3	RL	12	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
A	RL	8	s.o.	1.7	3.7	s.o.

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 4.8 m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

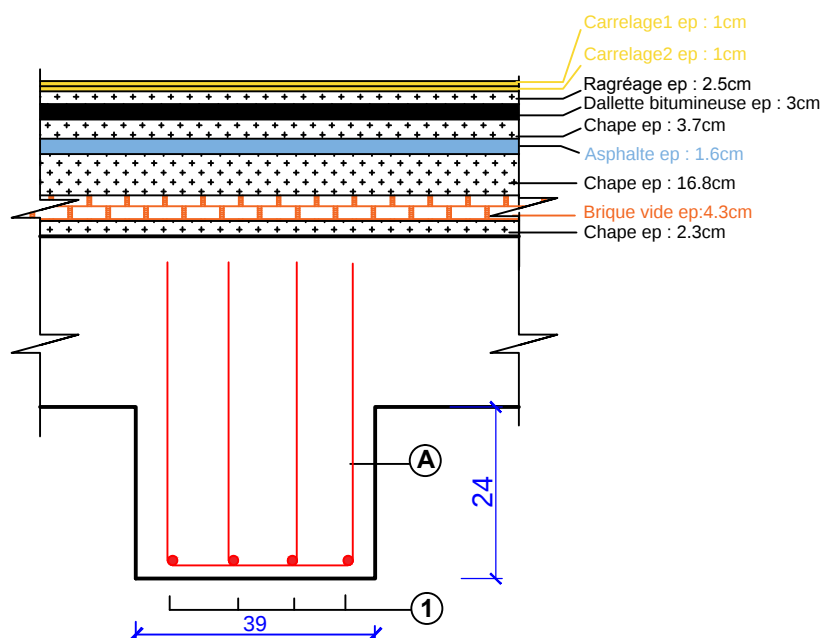
Fiche de reconnaissance n°25

Sondage SPO 23.1

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutre

Schéma



Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 2.9 m entre nus d'appuis

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	16	s.o.	2.2	3
A	RL	6	s.o.	1.7	s.o

Nomenclature des aciers

Photos



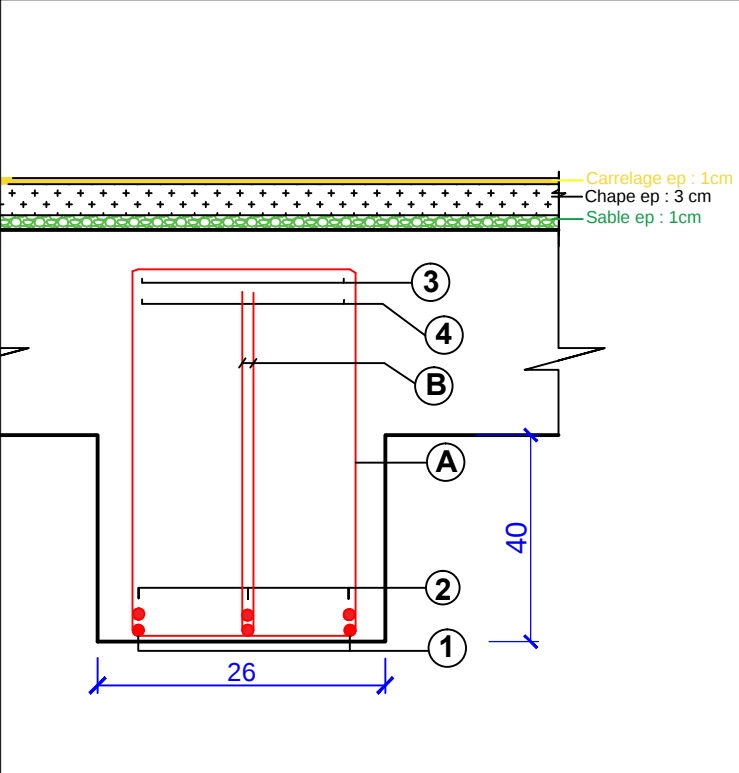
Ferrailage mi-travée



Vue générale

Fiche de reconnaissance n°26	Sondage SPO 23.3	Localisation: 1er étage Eléments sondés: Poutre
------------------------------	------------------	--

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	14	s.o.	2.5	2.5
2	TOR	14	s.o.	4.5	2.5
A	RL	8	s.o.	0.5	1.5
B	RL	8	s.o.	0.5	s.o

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.2 m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Vue générale

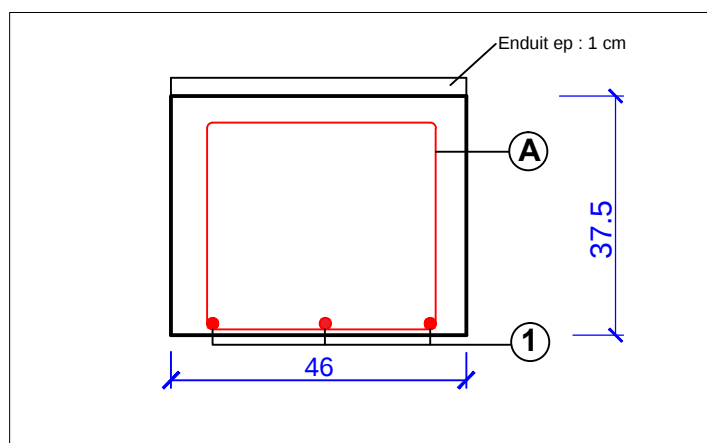
Fiche de reconnaissance n°27

Sondage SPO 23.4

Localisation: Batiment 23

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	16	s.o.	2.2	3
A	RL	6	s.o.	1.7	s.o

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.2 m entre nus d'appuis

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



Vue générale

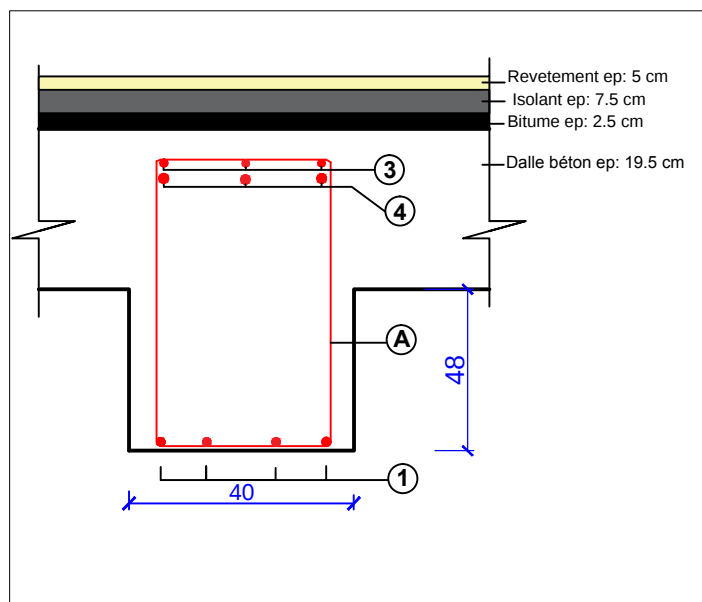
Fiche de reconnaissance n°28

Sondage SPO 23.5

Localisation: RDC - Atelier

Eléments sondés: Poutre

Schéma



Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 4.5 m entre nus d'appuis

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	25	s.o.	1.5	5.5	s.o.
4	TOR	25	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
3	TOR	25	s.o.	s.o.	s.o.	12
A	RL	10	s.o.	1	s.o.	10

Nomenclature des aciers

Photos



Ferrailage mi-travée



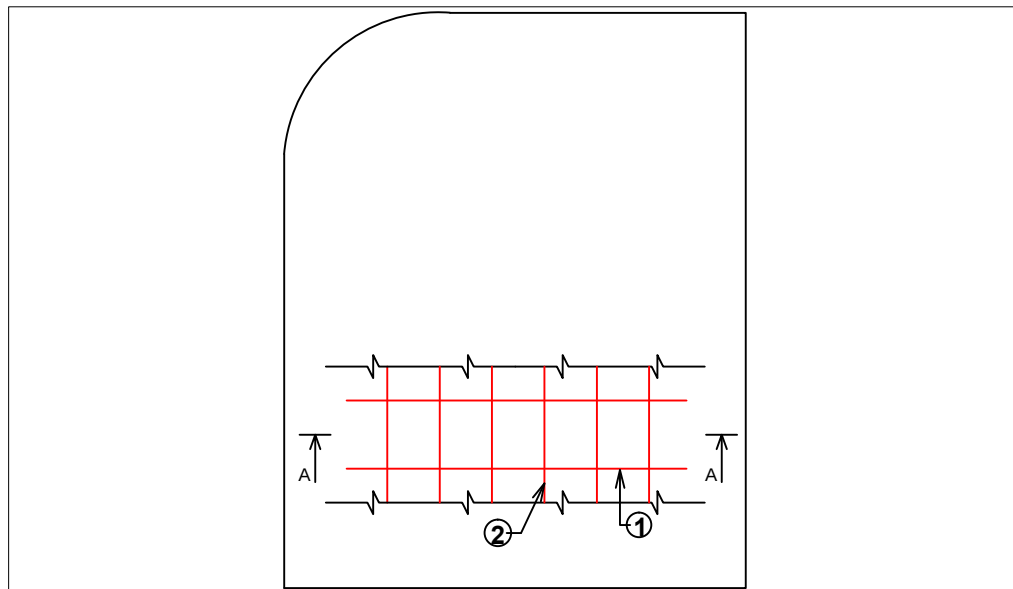
Ferrailage sur appui

Fiche de reconnaissance n°29

Sondage SPB 23.1

Localisation: Batiment 23

Elément sondé: Dalle

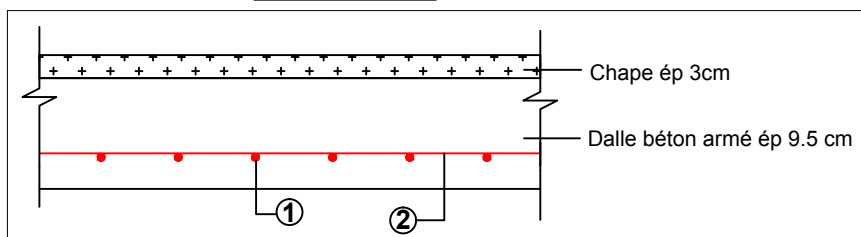
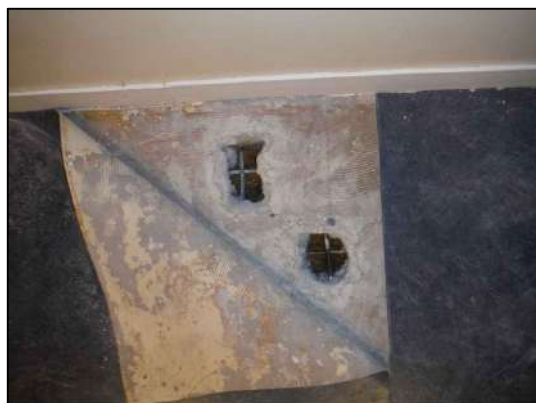
Schéma

Epaisseur dalle = 9.5cm

Dimensions du dallage b x h = 3.35 x 7.96 m

Vue en plan

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	RL	8	18	S.O
2	RL	8	17	S.O

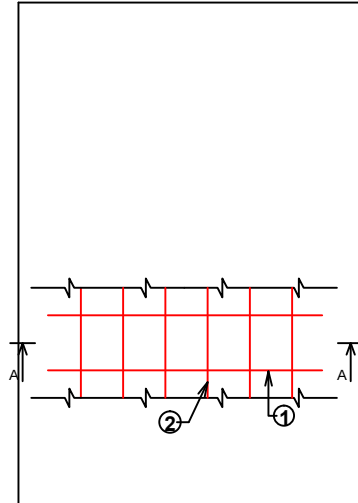
Coupe A-A**Photos****Ferrailage en travée****Coupe du dallage**

Fiche de reconnaissance n°30

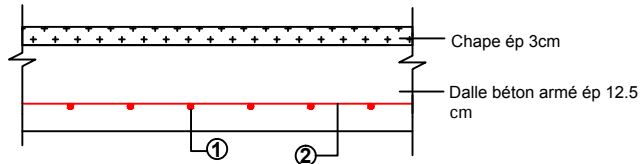
Sondage SPB 23.2

Localisation: Batiment 23

Elément sondé: Dalle

Schéma

Epaisseur dalle = 13cm

Dimensions du dallage b x h =
21.2 x 5.65 m**Vue en plan****Coupe A-A**

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	RL	8	24	s.o
2	RL	8	12	s.o

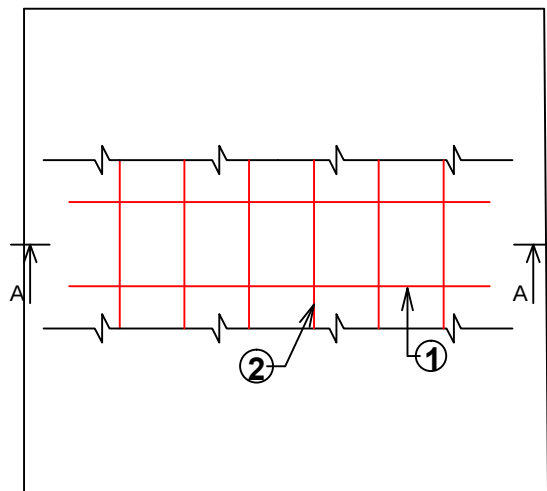
Photos**Ferrailage en travée****Coupe du dallage**

Fiche de reconnaissance n°31

Sondage SPB 23.3

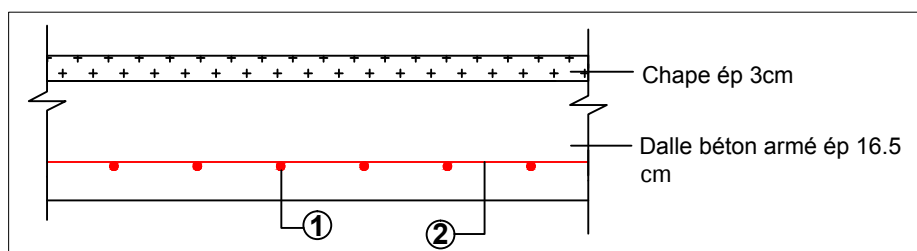
Localisation: Batiment 23

Elément sondé: Dalle

Schéma

Epaisseur dalle = 16.5cm

Dimensions du dallage b x h = 21.2*11.32m

Vue en plan**Coupe A-A**

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)
1	RL	10	20
2	RL	10	15

Photos**Coupe du dallage**

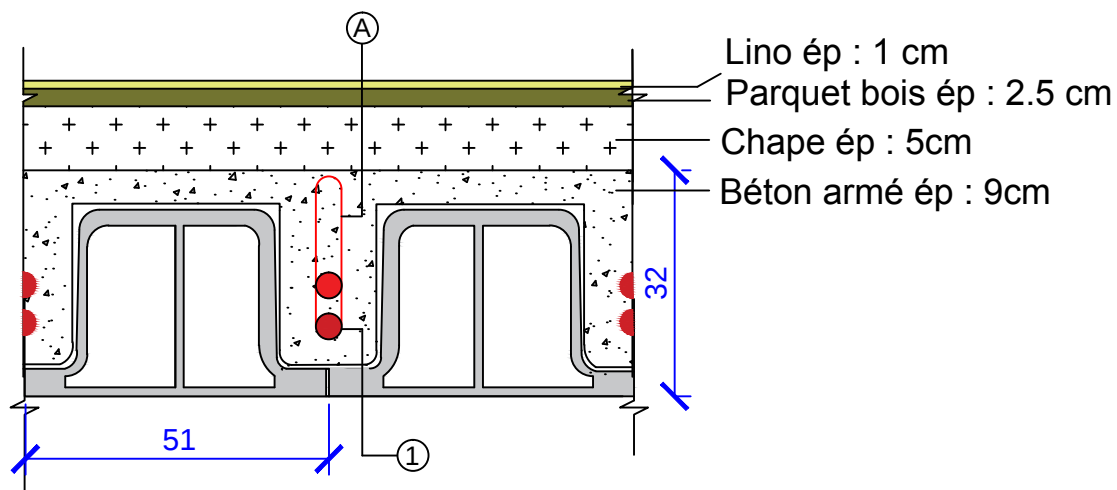
Fiche de reconnaissance n°32

Sondage SPH 23.1

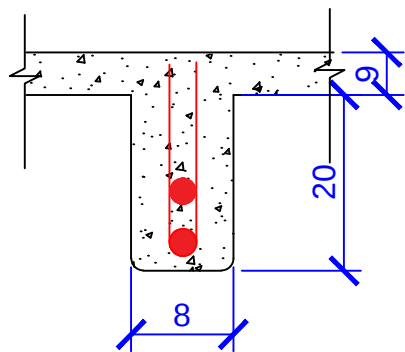
Localisation: 1er étage- Salle de conférence

Eléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	1.5	s.0
A	RL	6	1	s.0

Portée poutrelles = 5 m

Photos



Ferrailage sur appui



Ferrailage en travée

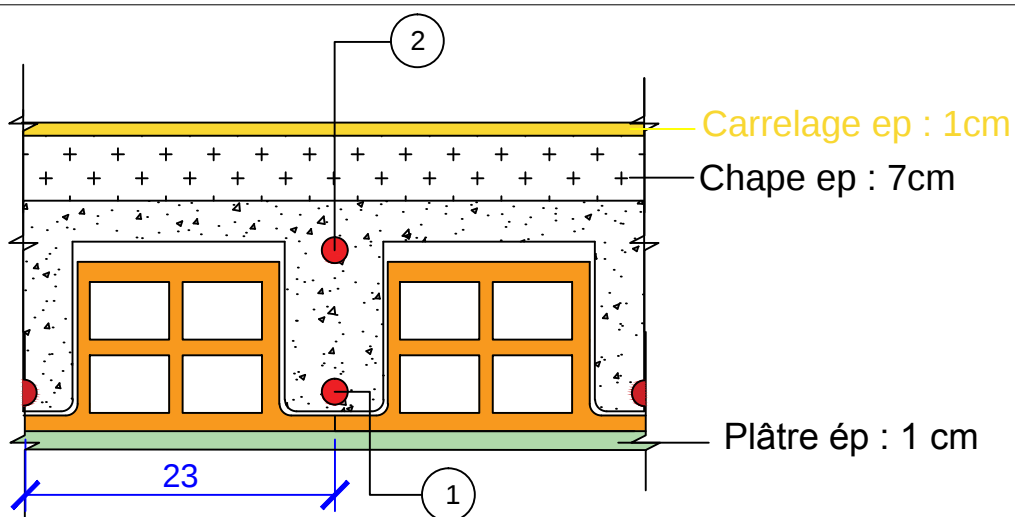
Fiche de reconnaissance n°33

Sondage SPH 23.2

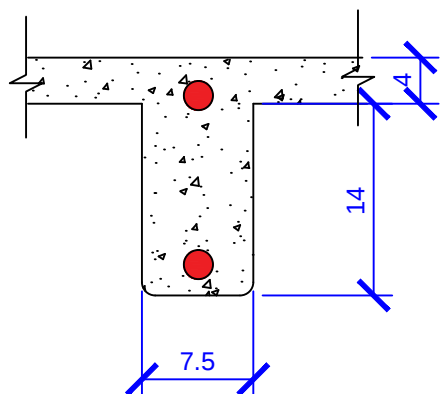
Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	10	0.5	s.0
2	RL	8	s.0	4

Portée poutrelles = 2.85 m

Photos



Ferrailage en travée



Vue générale

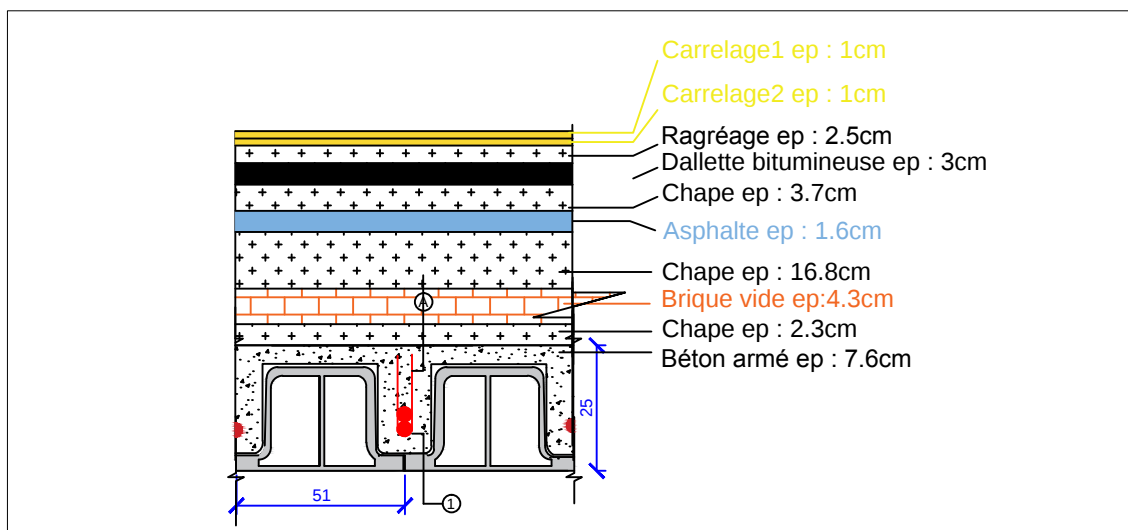
Fiche de reconnaissance n°34

Sondage SPH 23.3

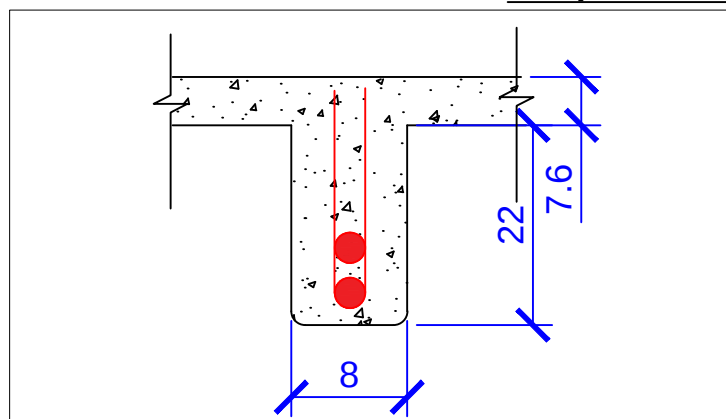
Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	0.7	s.o
2	TOR	20	2.5	s.o
A	RL	6	0.1	s.o

Portée poutrelles = 6.74 m

Photos



Vue générale



Ferrailage en travée

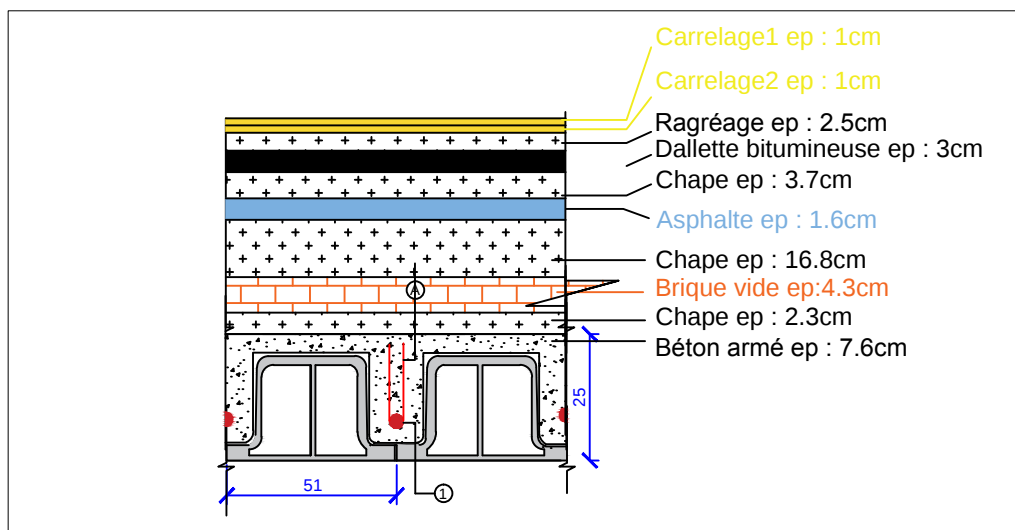
Fiche de reconnaissance n°35

Sondage SPH 23.4

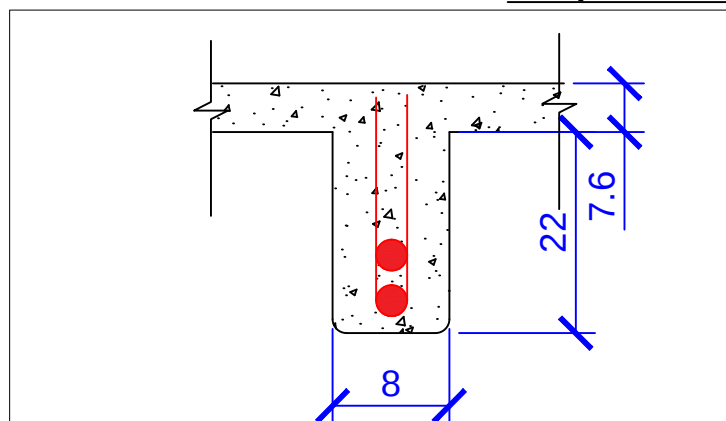
Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	1.5	s.o
A	RL	6	3.9	s.o

Portée poutrelles = 3.5 m

Photos



Vue générale



Ferrailage en travée

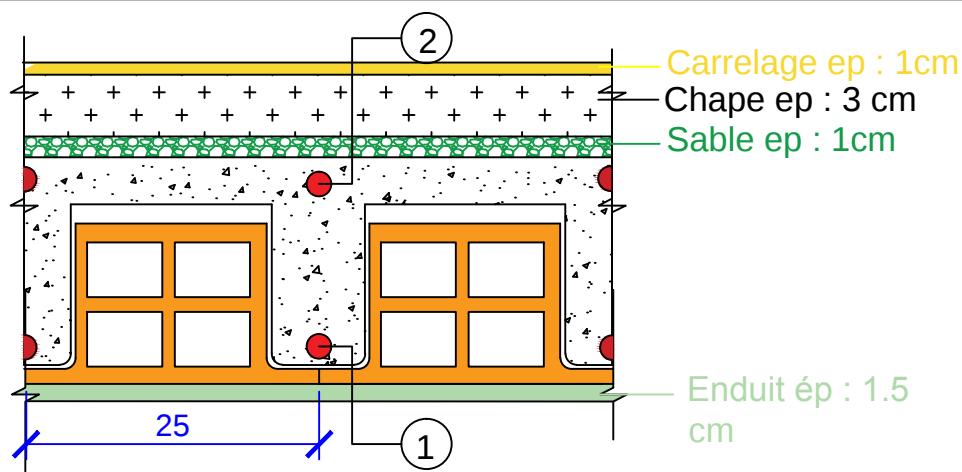
Fiche de reconnaissance n°36

Sondage SPH 23.5

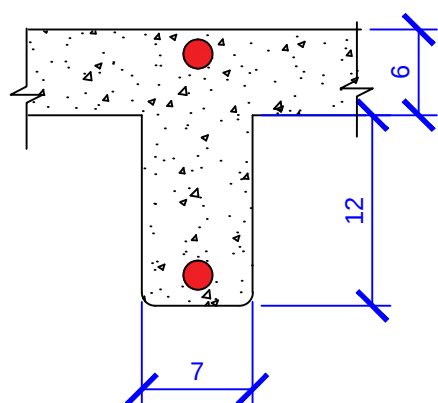
Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	10	3	s.o
2	TOR	10	s.o	4

Portée poutrelles = 3.25 m

Photos



Ferrailage sur appui



Ferrailage en travée

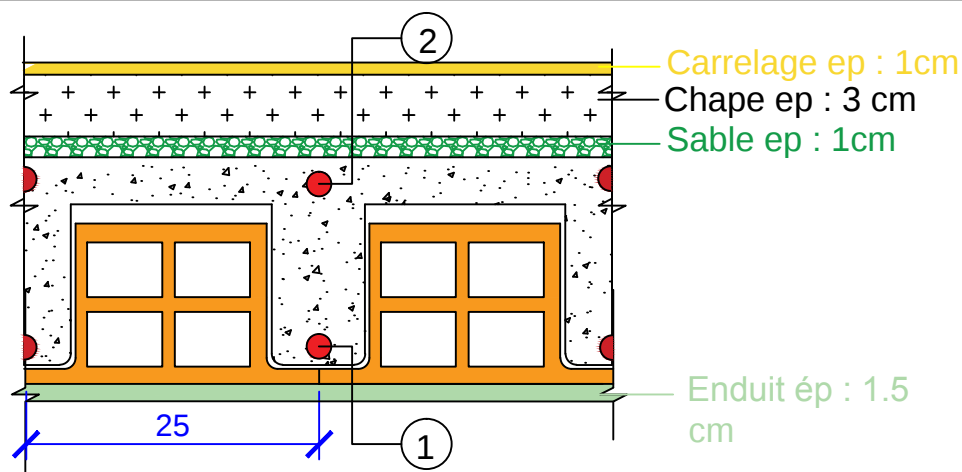
Fiche de reconnaissance n°37

Sondage SPH 23.6

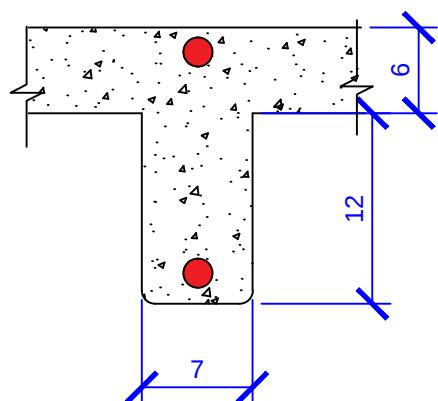
Localisation: 1er étage

Éléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	10	3	s.o
2	TOR	10	s.o	4

Portée poutrelles = 3.25 m

Photos



Ferrailage sur appui



Ferrailage en travée

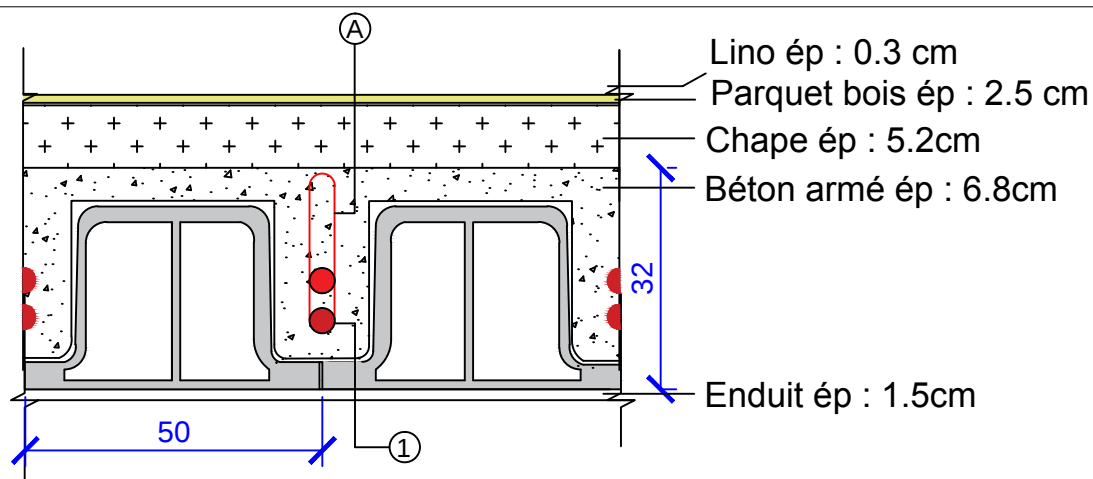
Fiche de reconnaissance n°38

Sondage SPH 23.7

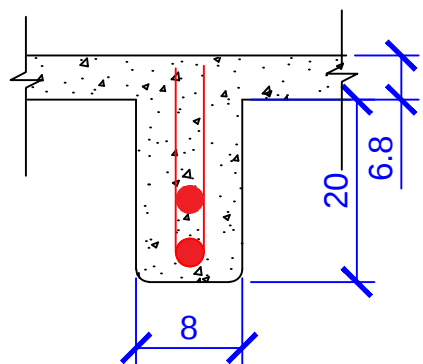
Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher

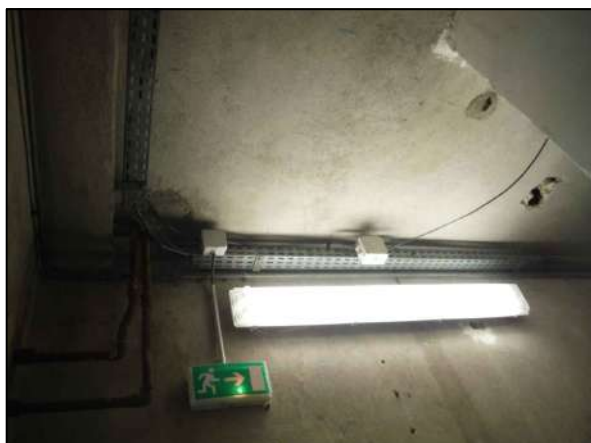


N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	12	4	S.O
A	RL	6	1	S.O

Portée poutrelles = 4.83 m

Dimensions de la poutrelle

Photos



Ferrailage sur appui



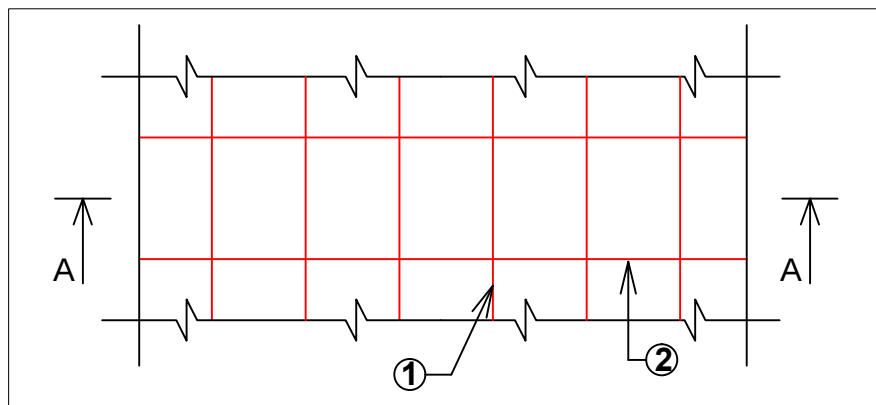
Ferrailage en travée

Fiche de reconnaissance n°39

Sondage SPH 23.8

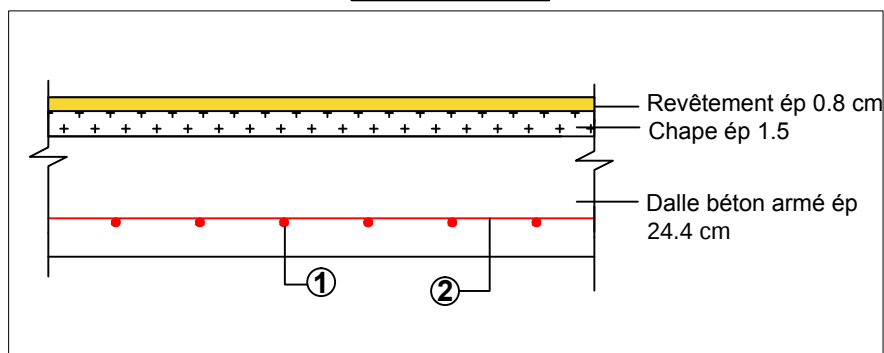
Localisation: RDC

Elément sondé: Dalle

Schéma**Vue en plan**

Epaisseur dalle = 24.4 cm

Portée dalle = 2.60 m

**Coupe A-A**

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	RL	10	10	1.2
2	RL	8	20	2.2

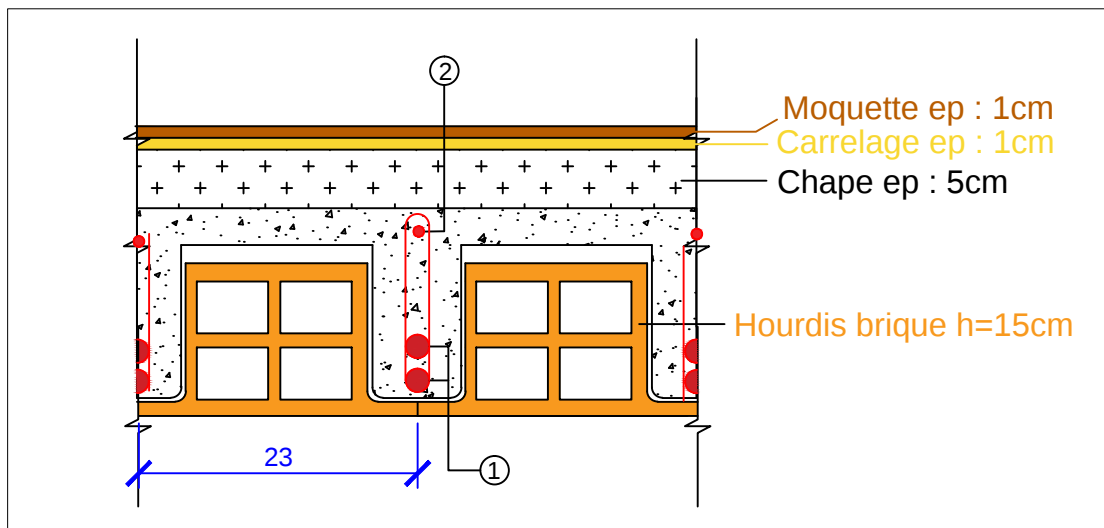
Fiche de reconnaissance n°40

Sondage SPH 23.9

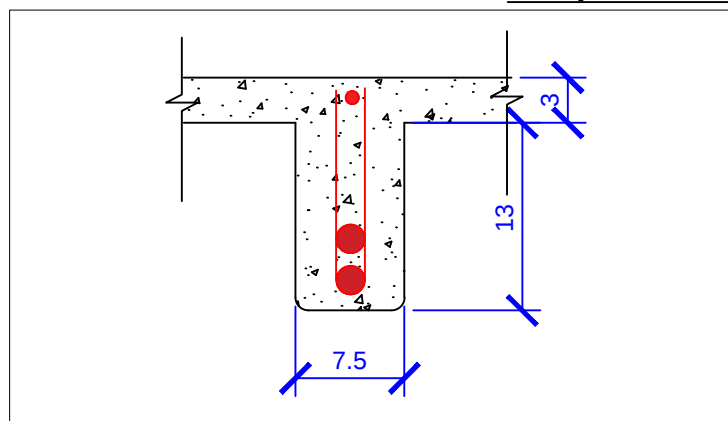
Localisation: RDC - Magasin

Eléments sondés: Poutrelle

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	10	0.5	S.O
2	TOR	8	S.O	S.O.

Portée poutrelles = 3.61 m

Photos



Ferrailage sur appui



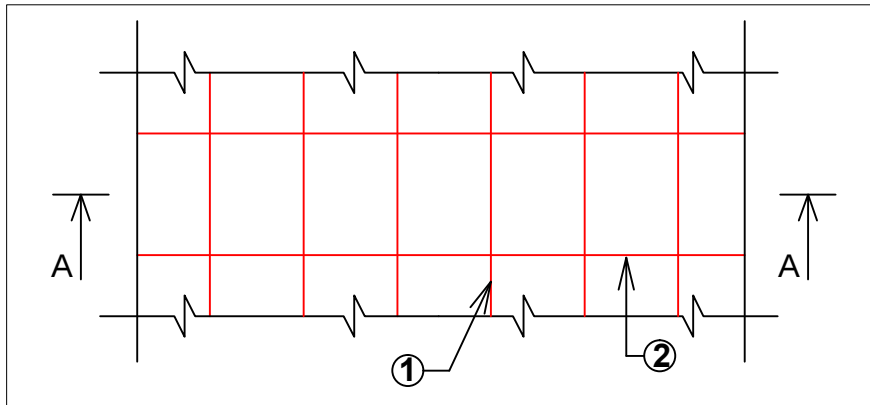
Ferrailage en travée

Fiche de reconnaissance n°41

Sondage SPH 23.10

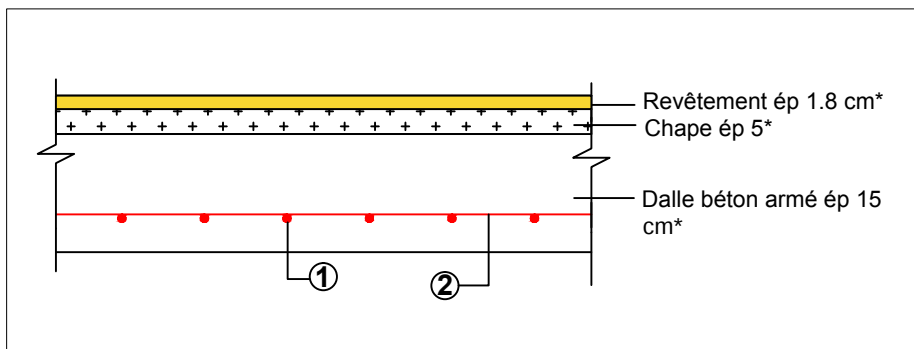
Localisation: RDC

Elément sondé: Dalle

Schéma**Vue en plan**

Epaisseur dalle = 15cm*

Portée dalle = 6.7 m

**Coupe A-A*****Epaisseurs supposées: à vérifier**

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	TOR	10	15	0.5
2	RL	6	16	1.8

Photos**Ferrailage en travée****Ferrailage en travée**

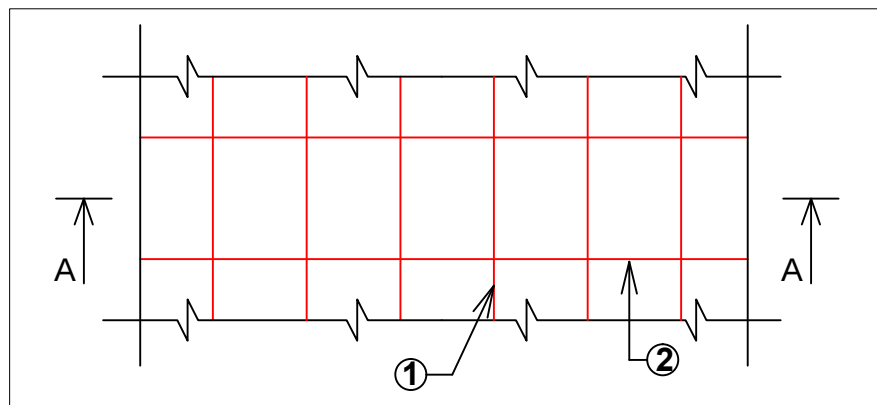
Fiche de reconnaissance n°42

Sondage SPH 23.11

Localisation: RDC

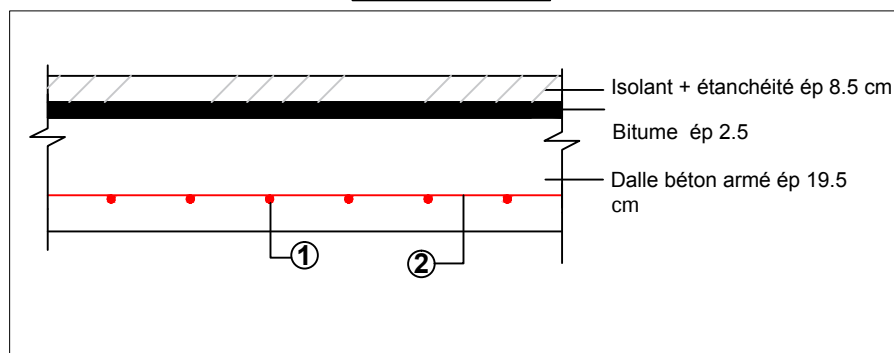
Elément sondé: Dalle

Schéma

**Vue en plan**

Epaisseur dalle = 19.5 cm

Portée dalle = 5.60 m

**Coupe A-A**

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	TOR	10	11	2
2	RL	7	20	4.5

Photos

**Ferrailage en travée****Ferrailage sur appui**

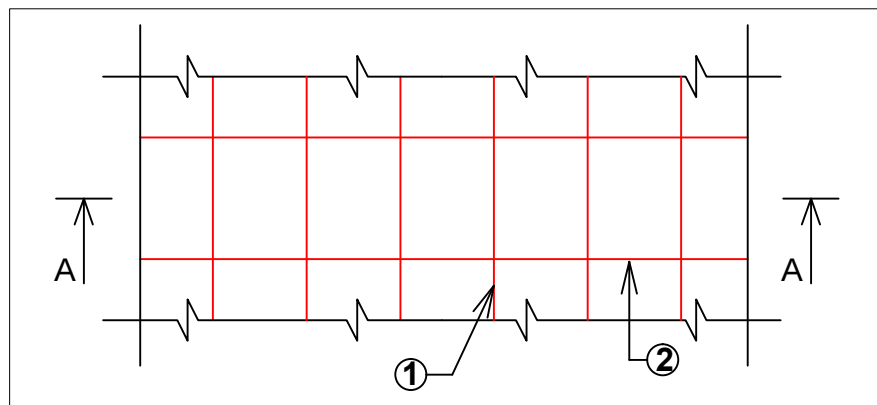
Fiche de reconnaissance n°43

Sondage SPH 23.12

Localisation: RDC

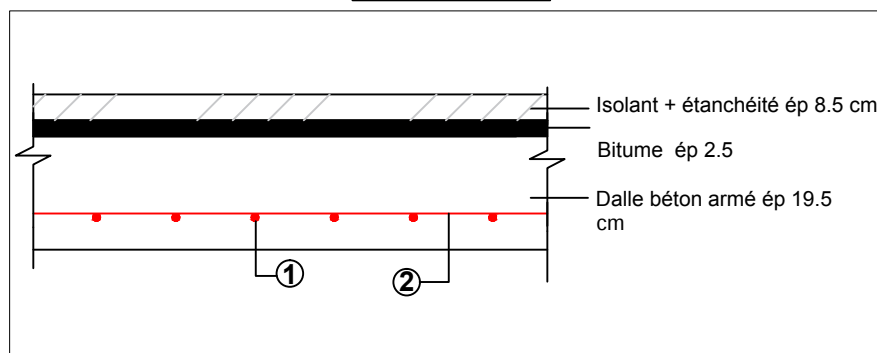
Elément sondé: Dalle

Schéma

**Vue en plan**

Epaisseur dalle = 19.5 cm

Portée dalle = 4.60 m

**Coupe A-A**

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	TOR	10	11	3
2	RL	8	23.5	4

Photos

**Ferrailage en travée****Ferrailage sur appui**

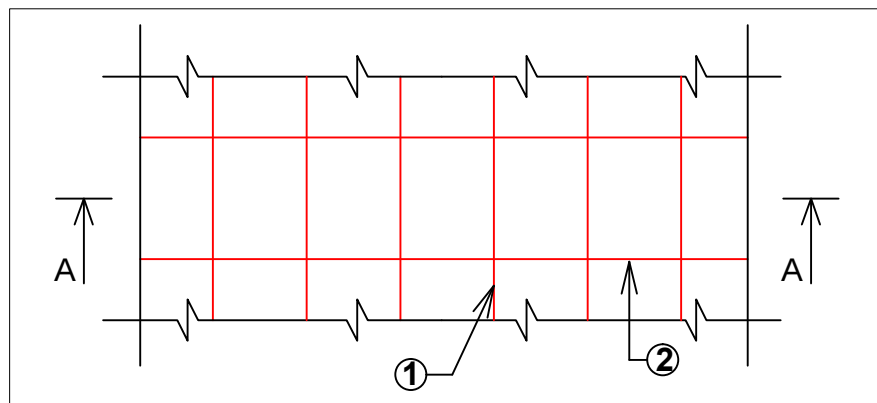
Fiche de reconnaissance n°44

Sondage SPH 23.14

Localisation: Sous-sol

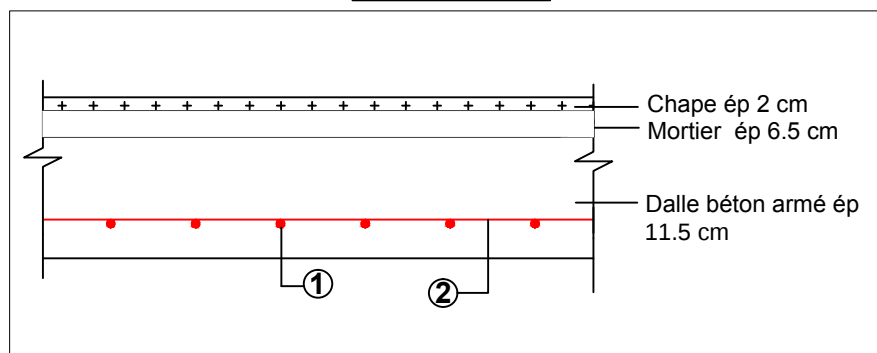
Elément sondé: Dalle

Schéma

Vue en plan

Epaisseur dalle = 11.5 cm

Portée dalle = 3 m

Coupe A-A

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)
1	RL	12	14	4
2	RL	8	14	4.5

Photos

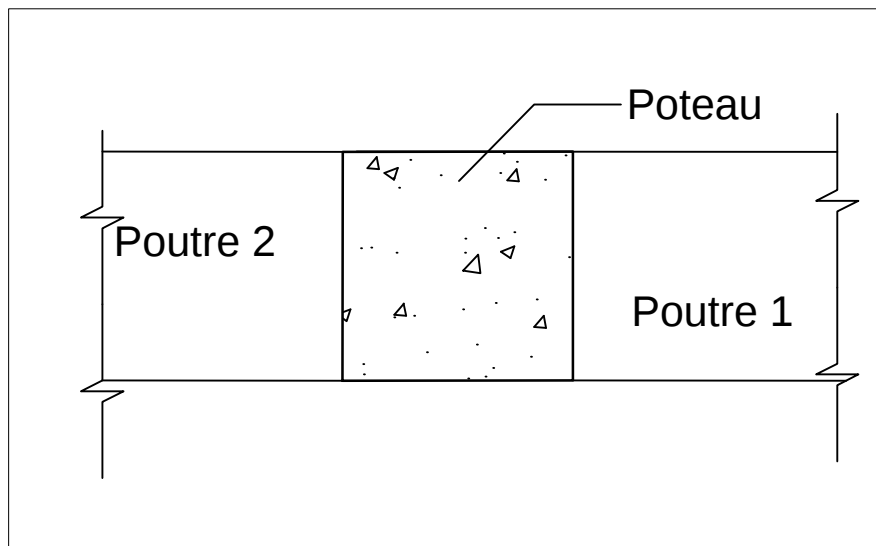
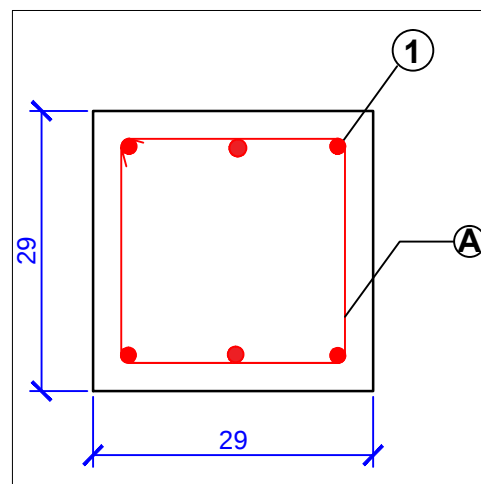
Ferrailage en travéeVue générale

Fiche de reconnaissance n°45

Sondage PO 23.1

Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	12	3.5	3.5
A	RL	6	2.9	2.9

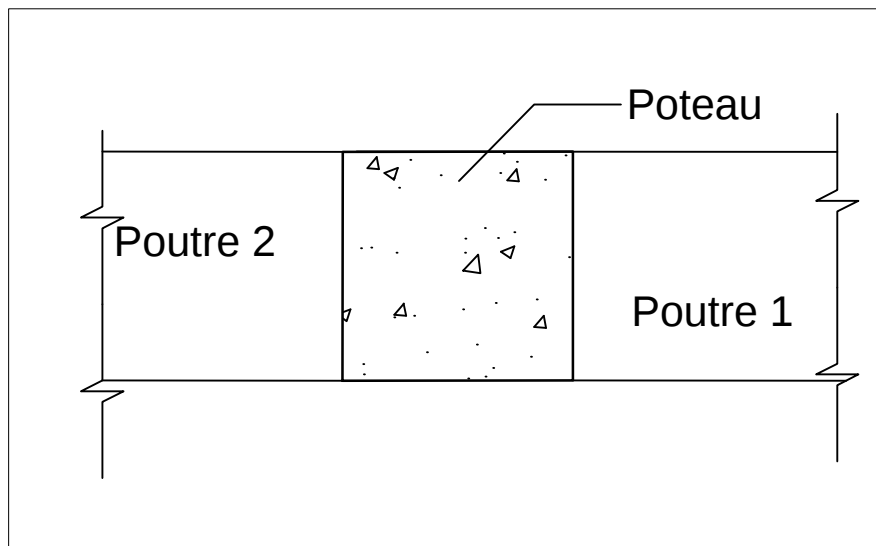
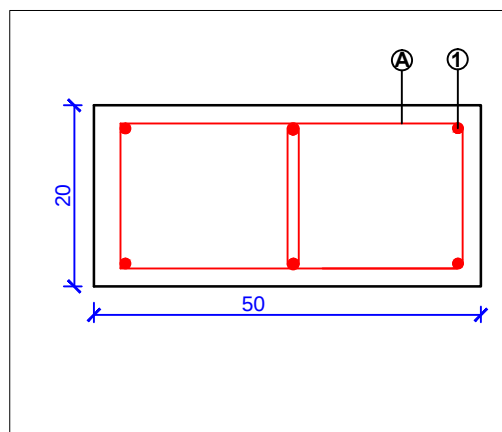
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°46

Sondage PO 23.2

Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	12	2.6	2.6
A	RL	6	0.6	2

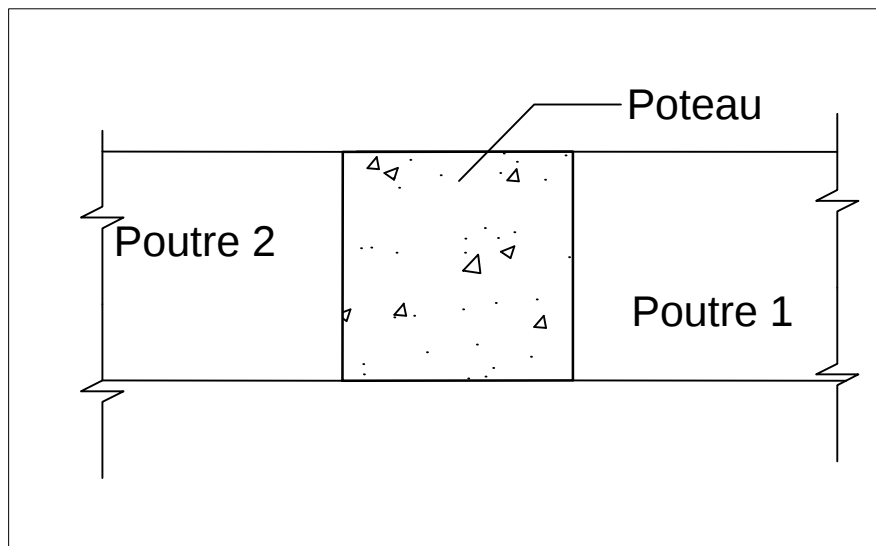
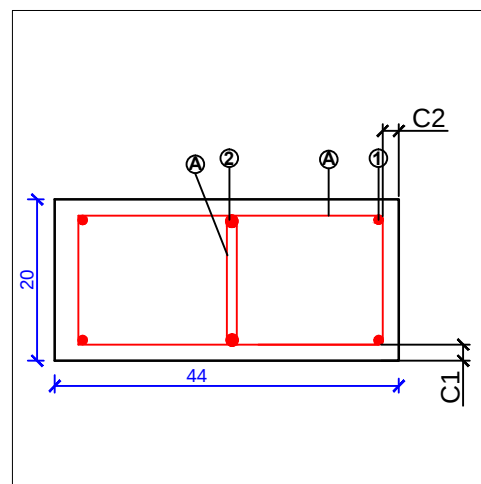
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°47

Sondage PO 23.3

Localisation: Bâtiment 23

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	10	3.6	5.6
2	RL	12	3.6	s.0
A	TOR	6	3	5
B	RL	6	s.0	5

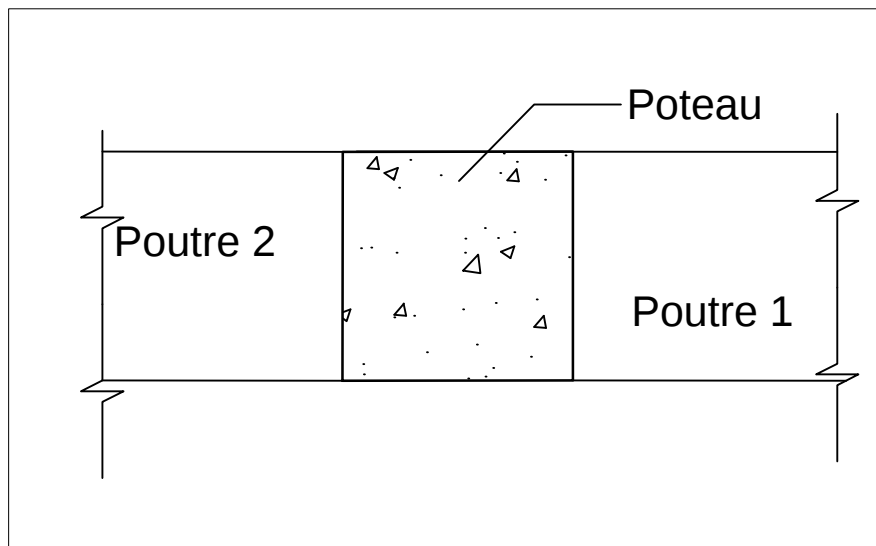
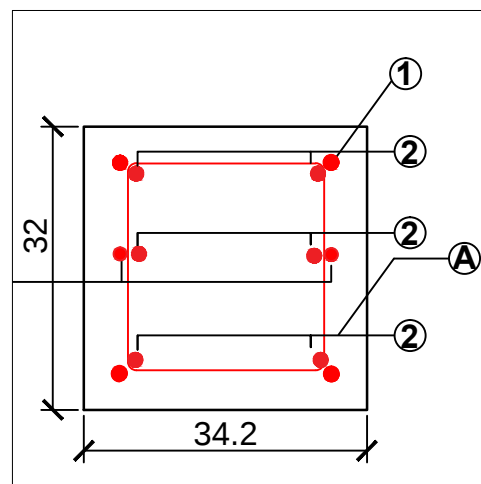
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°48

Sondage PO 23.4

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	12	1.6	5.5
2	TOR	10	4	5.3
3	TOR	8	s.o	2.5
A	RL	8	s.o	s.o

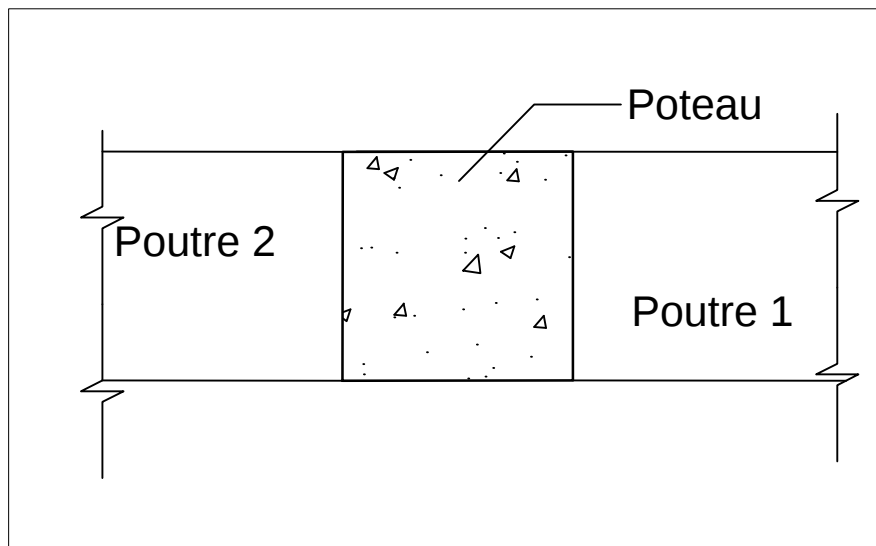
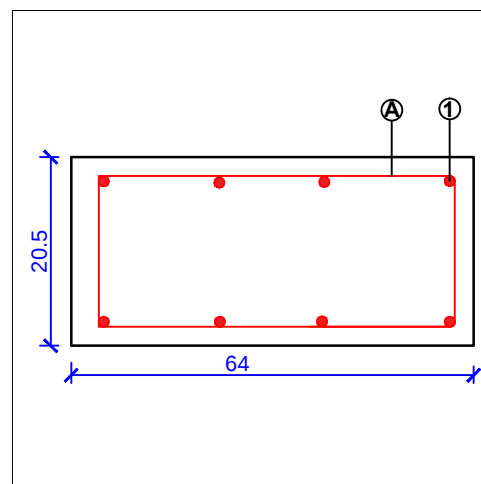
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°49

Sondage PO 23.5

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	12	2.2	2
A	RL	6	0.6	1.5

PhotosFerrailage poteauVue générale

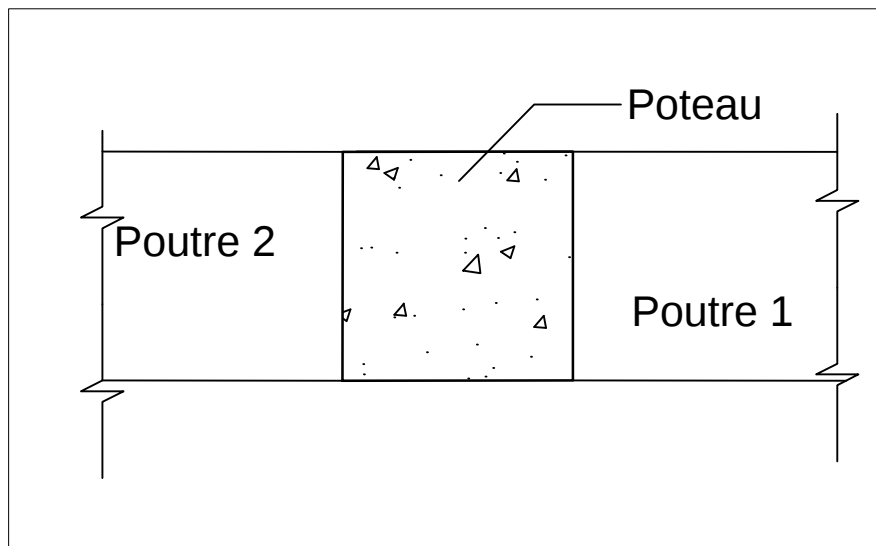
Fiche de reconnaissance n°51

Sondage PO 23.6

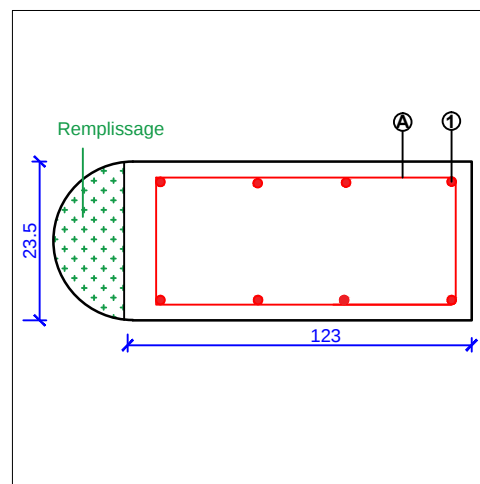
Localisation: RDC

Eléments sondés: Poteau

Schéma



Coupe horizontale



Ferraillage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	12	3	s.0
A	RL	6	s.0	3.5

Photos

Ferraillage poteau



Vue générale

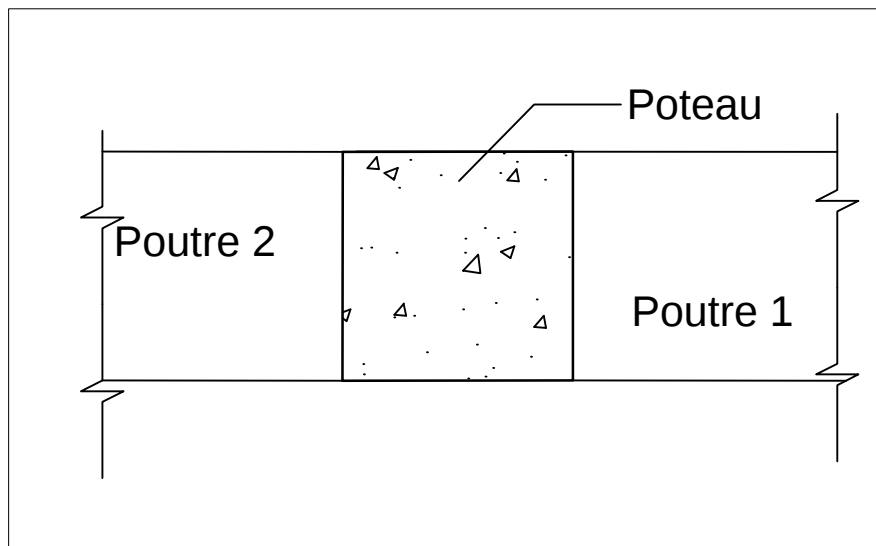
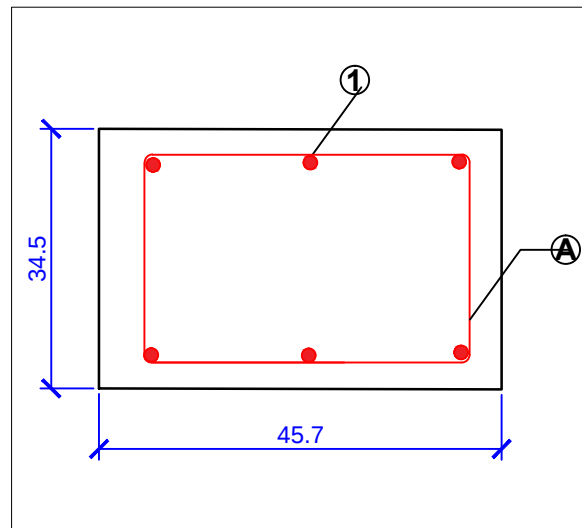


Fiche de reconnaissance n°52

Sondage PO 23.7

Localisation: Bâtiment 23

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	12	4.5	5.5
A	RL	6	3.9	4.9

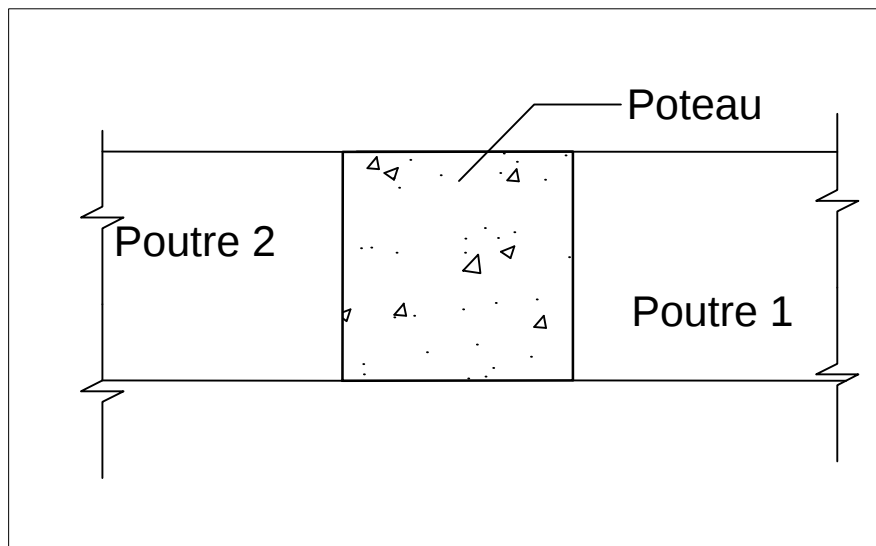
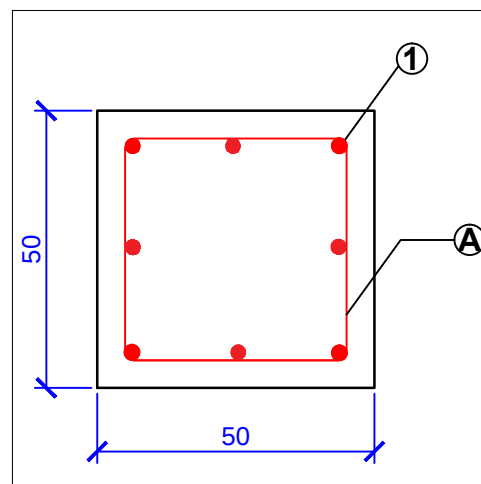
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°53

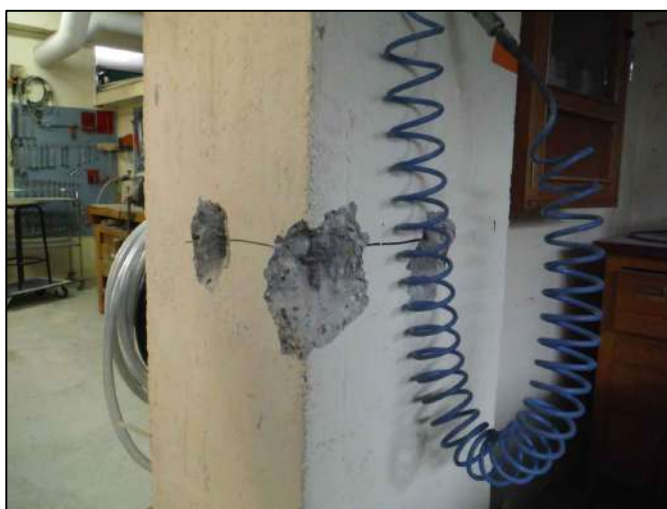
Sondage PO 23.8

Localisation: RDC - Atelier

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	14	5.5	5
A	RL	8	3.5	4.5

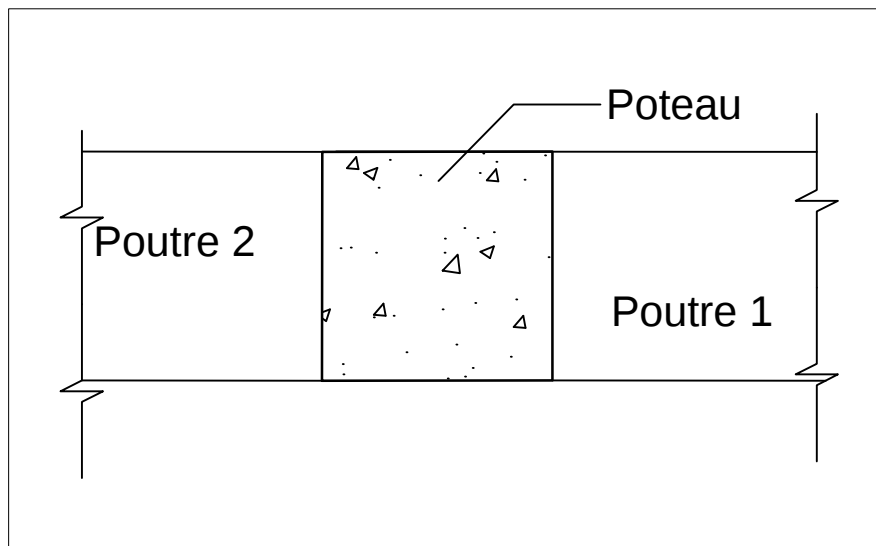
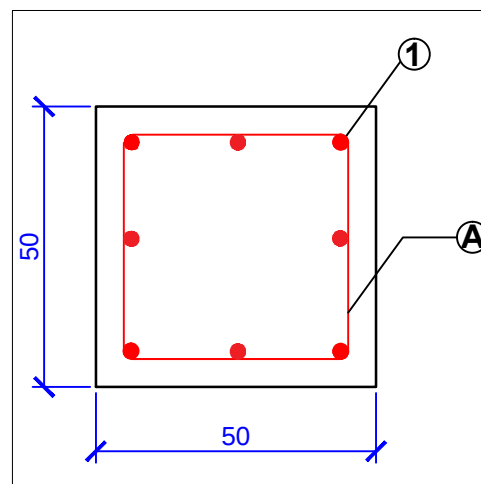
PhotosFerrailage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°54

Sondage PO 23.9/23.10

Localisation: RDC Atelier

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerraillage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	14	8	3
A	RL	8	7.2	2.2

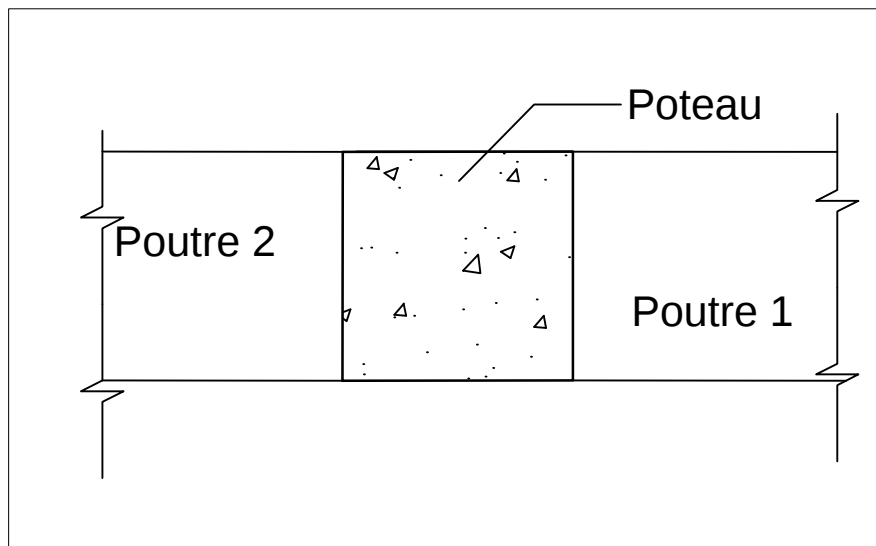
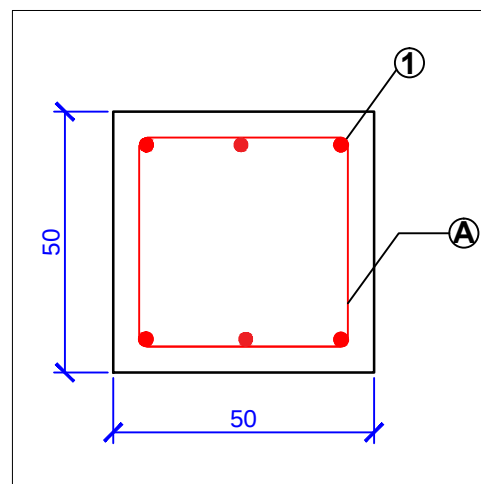
PhotosFerraillage poteauVue générale

Fiche de reconnaissance n°55

Sondage PO 23.11

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	16	5	6.5
A	RL	8	4	5.5

PhotosFerrailage poteauVue générale

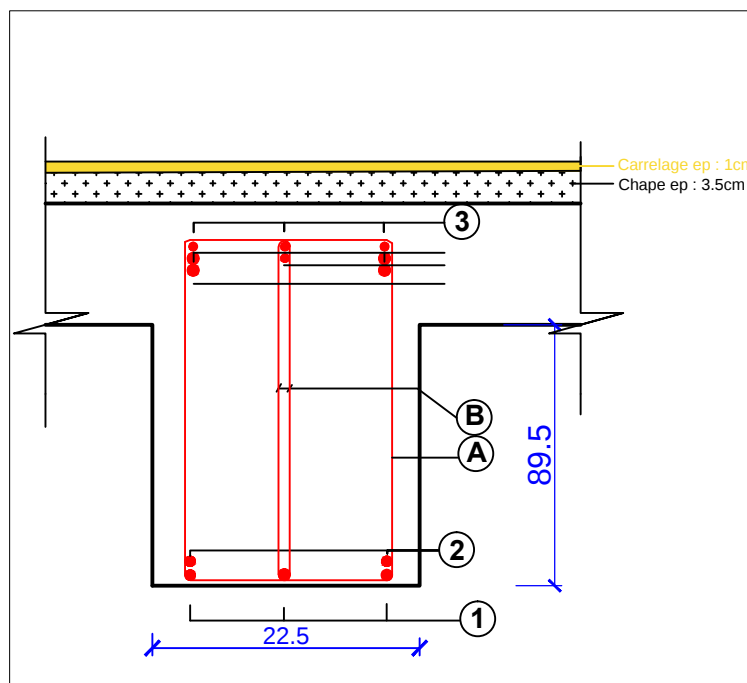
Fiche de reconnaissance n°56

Sondage SPO 24.1

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	s.o.	2.5	4.5	s.o.
2	TOR	22	s.o.	8	4.5	s.o.
3	TOR	16	s.o.	s.o.	s.o.	8.
4	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	10
5	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	12.
6	TOR	16	s.o.	1.5	2	10.5.
A	RL	8	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
B	RL	8	s.o.	1.5	s.o.	s.o.

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 6m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Vue générale

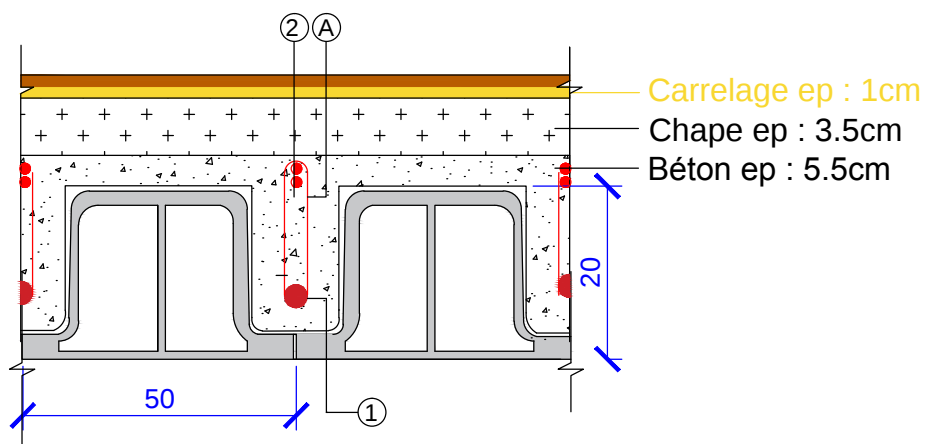
Fiche de reconnaissance n°57

Sondage SPH 24.1

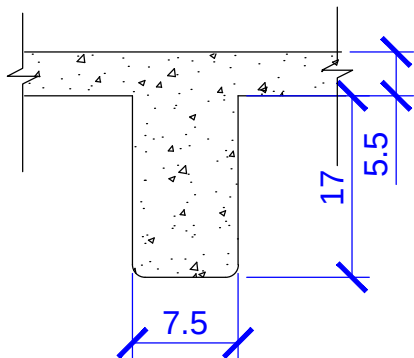
Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	3	s.o
A	RL	6	3.9	s.o
2	TOR	12	s.o	4.8

Portée poutrelles = 6 m

Photos



Ferrailage sur appui



Ferrailage en travée

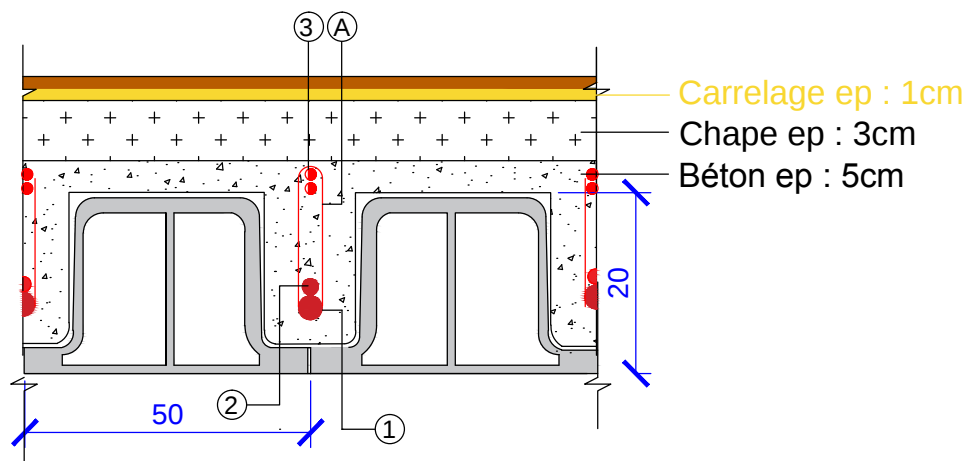
Fiche de reconnaissance n°57 bis

Sondage SPH 24.1-2

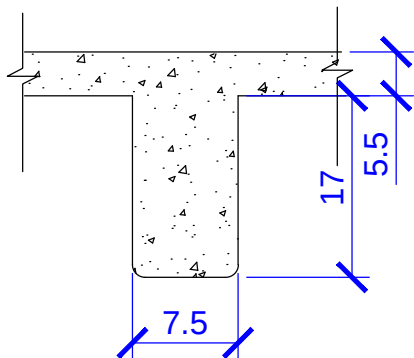
Localisation: 1er étage

Éléments sondés: Poutrelle hourdis

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	1	s.o
2	TOR	16	2.5	s.o
A	RL	6	0.5	s.o
3	TOR	12	s.o	1.5

Portée poutrelles = 6 m

Photos



Ferrailage sur appui

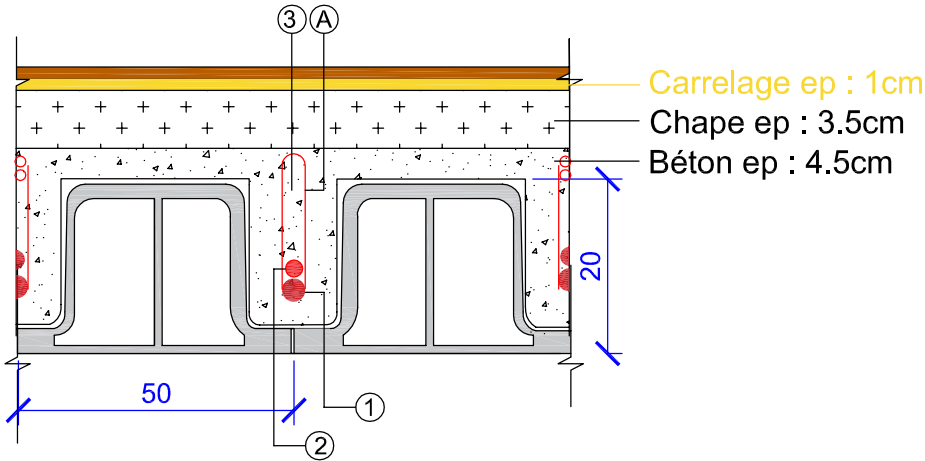


Ferrailage en travée

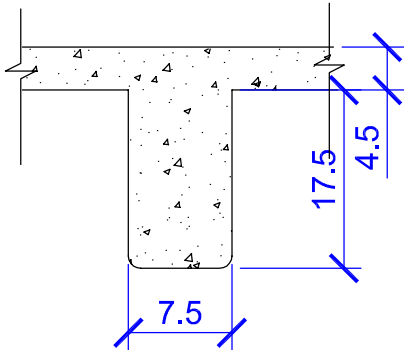


Fiche de reconnaissance n°58	Sondage SPH 24.4	Localisation: Sous-sol Eléments sondés: Poutrelle hourdis
------------------------------	------------------	--

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	1.2	s.o
2	TOR	14	4.6	s.o
A	RL	6	3.9	s.o
3	TOR	12	s.o	4.8

Portée poutrelles = 6 m

Photos



Ferrailage en travée



Ferrailage en travee

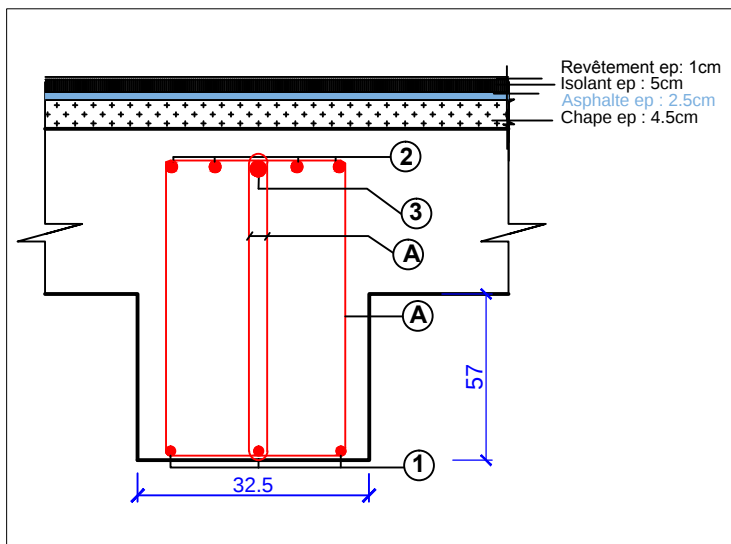
Fiche de reconnaissance n°59

Sondage SPO 26.3

Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	14	s.o.	3.3	4	s.o.
2	TOR	16	s.o.	s.o.	s.o.	4.5
3	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	5
A	RL	8	s.o.	2	3.2	2

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 5.4m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

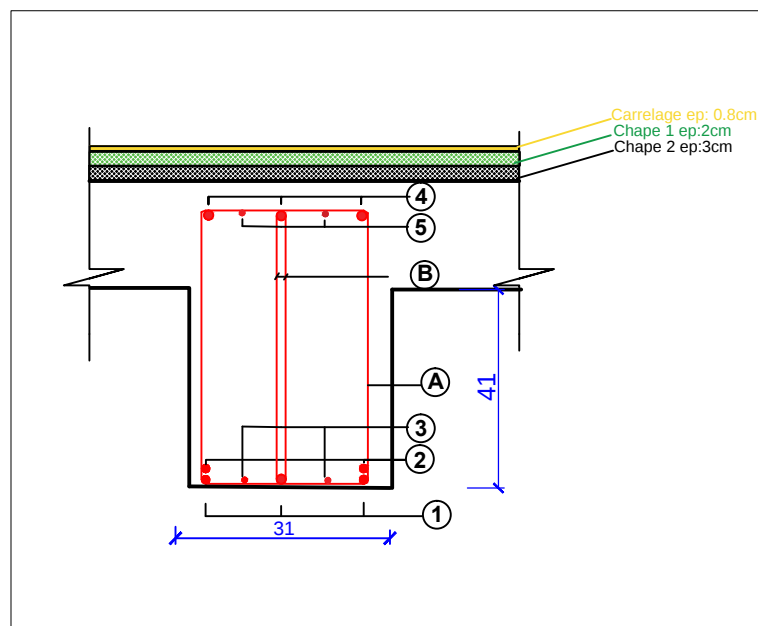
Fiche de reconnaissance n°60

Sondage SPO26.7

Localisation: RDC

Eléments sondés: Poutre

Schéma



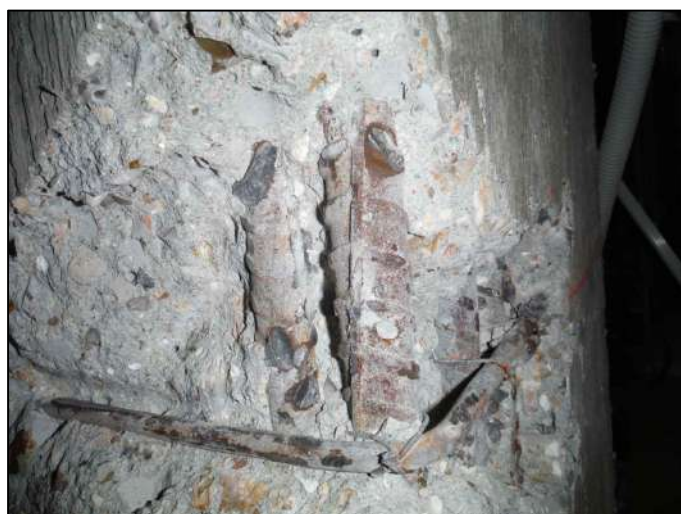
N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage c1	Enrobage c2	Enrobage c3
1	TOR	20	s.o.	1.5	3.5	s.o.
2	TOR	20	s.o.	9	3.5	s.o.
3	TOR	16	s.o.	1.5	s.o.	s.o.
4	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	5.2
5	TOR	14	s.o.	s.o.	s.o.	5.2
A	RL	8	10	2.5	2.5	2.5
B	RL	8	s.o.	2.5	s.o.	3.5

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.2m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

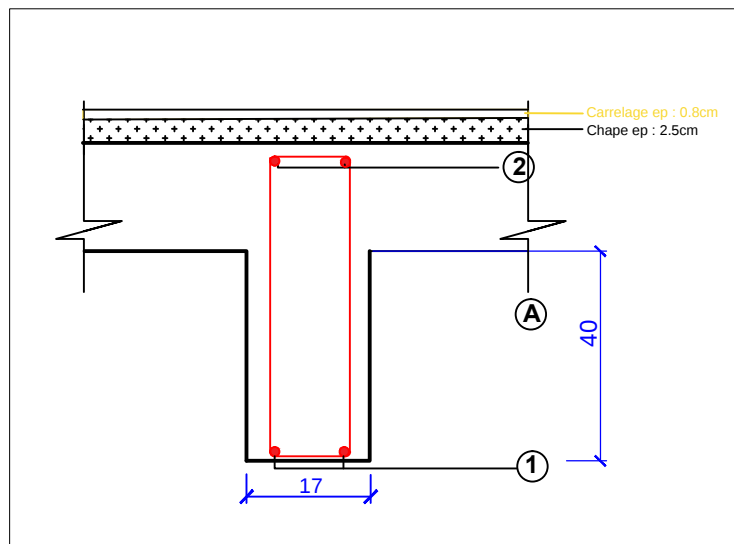
Fiche de reconnaissance n°61

Sondage SPO 26.9

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	s.o.	2.2	6.5	s.o.
2	TOR	14	s.o.	s.o.	s.o.	5
A	RL	8	s.o.	1.5	2.5	4.5

Nomenclature des aciers

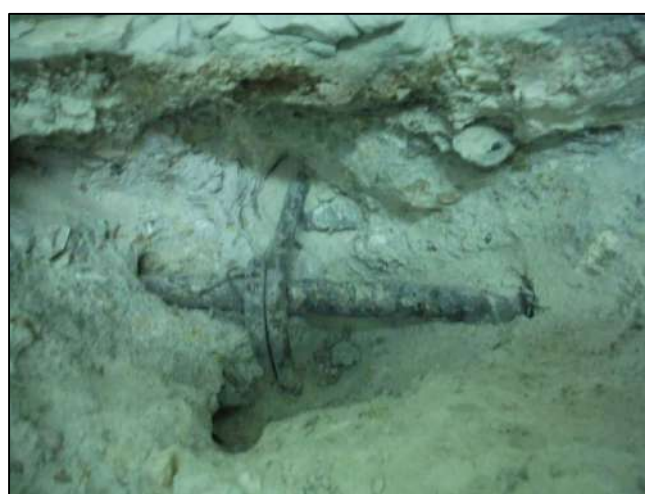
Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 3.26m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

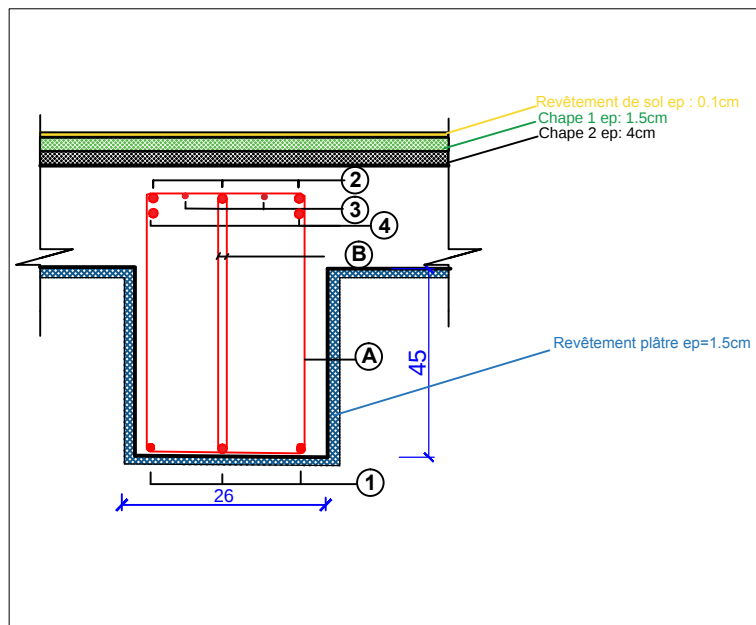
Fiche de reconnaissance n°62

Sondage SPO26.11

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutre

Schéma



N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage c1	Enrobage c2	Enrobage c3
1	TOR	16	s.o.	1.5	1.8	s.o.
2	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	7.8
3	TOR	16	s.o.	s.o.	s.o.	7.8
4	TOR	20	s.o.	s.o.	s.o.	10.5
A	RL	8	s.o.	0.7	1	6
B	RL	8	s.o.	0.7	1	6

Nomenclature des aciers

Coupe verticale

Portée de la travée reconnue = 7.5m entre nus d'appuis

Photos



Ferrailage mi-travée



Ferrailage sur appui

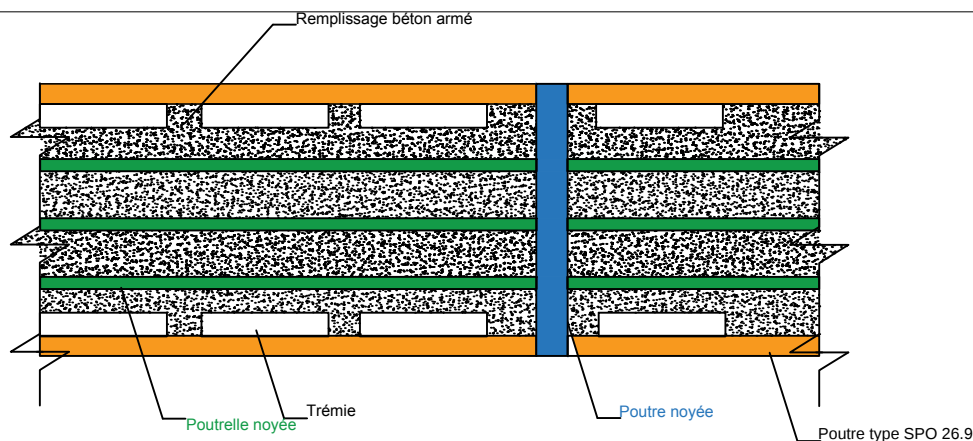
Fiche de reconnaissance n°63

Sondage Dalle 26.2

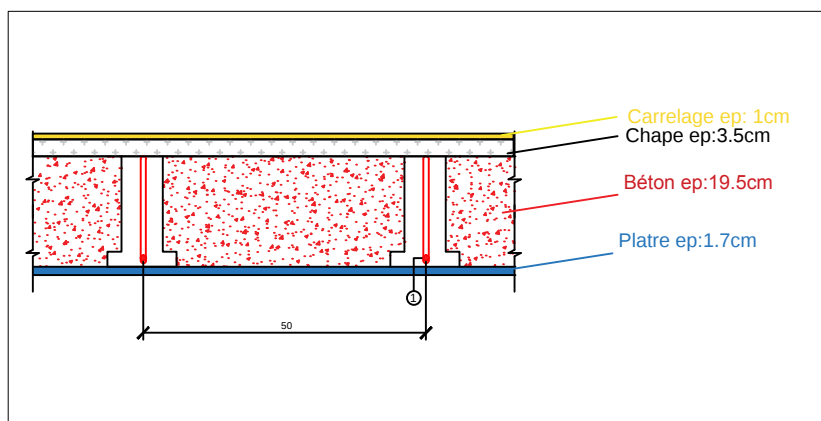
Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle et poutre noyées

Schéma

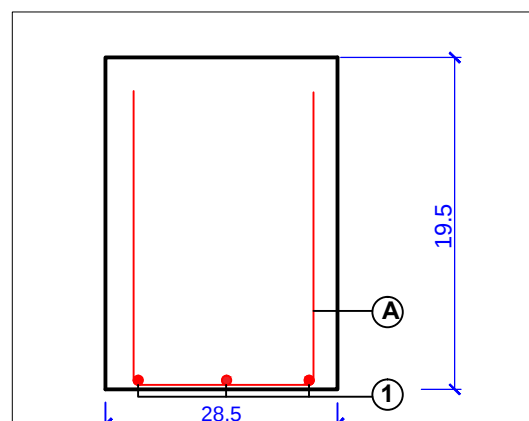


Vue en plan



Vue en coupe des poutrelles noyées

Portée poutrelle noyée= 1.42m



Vue en coupe de la poutre noyée

Portée poutre noyée= 2.54m

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	12	2	S.O

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	16	s.o.	1.5	s.o
A	RL	8	s.o.	0.5	s.o

Nomenclature des aciers de poutrelles

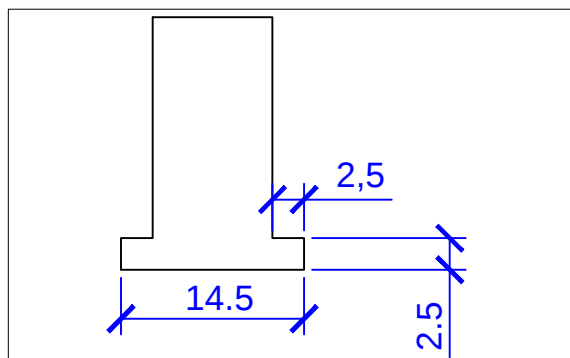
Nomenclature des aciers de poutres

Fiche de reconnaissance n°63

Sondage Dalle 26.2

Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle et poutre noyées

Dimensions de la poutrelle noyéePhotosFerrailage mi-travée de poutrelle noyéeFerrailage mi-travée de poutrelle noyéeFerrailage mi-travée de poutre noyéeAppui de poutrelle

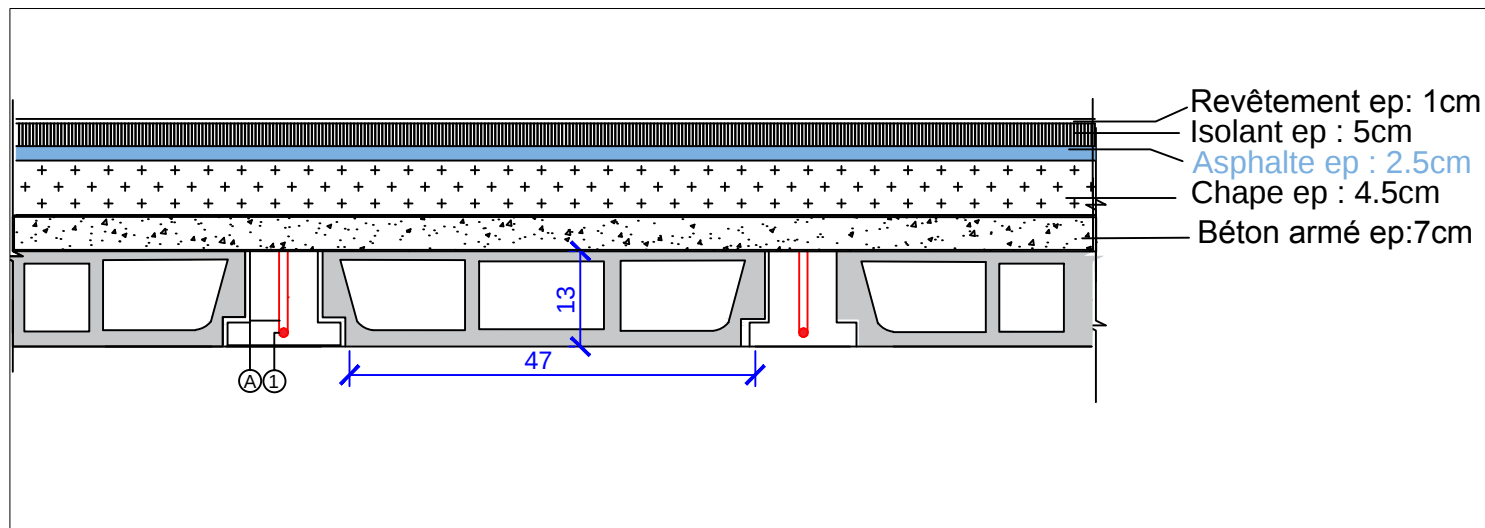
Fiche de reconnaissance n°64

Sondage Dalle 26.4

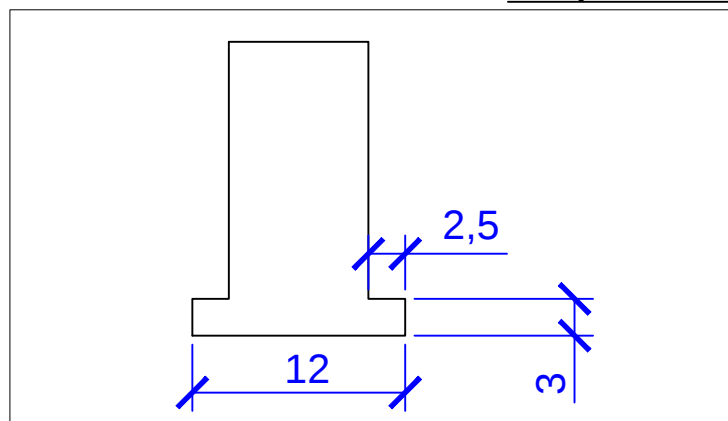
Localisation: 1er étage

Eléments sondés: Poutrelle et entrevous

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	10	1.5	s.0
A	RL	6	0.9	s.0

Portée poutrelles = 3.2 m

Photos



Ferrailage en travée



Ferrailage sur appui

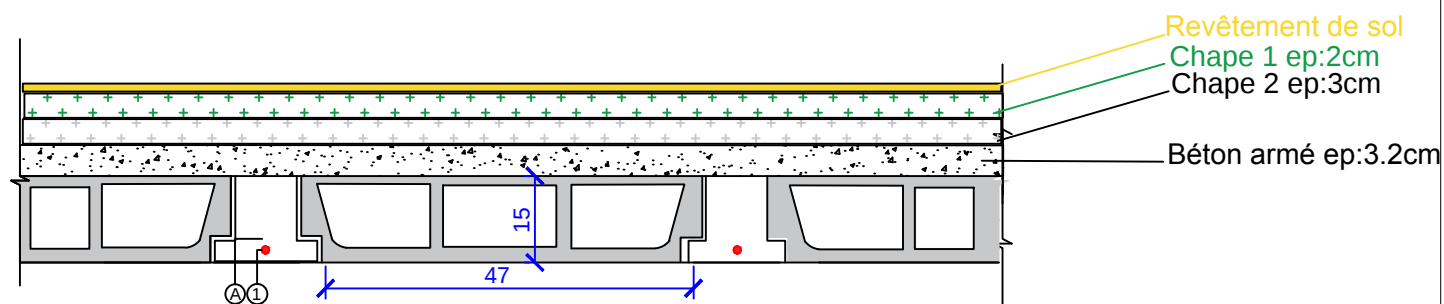
Fiche de reconnaissance n°65

Sondage Dalle 26.10

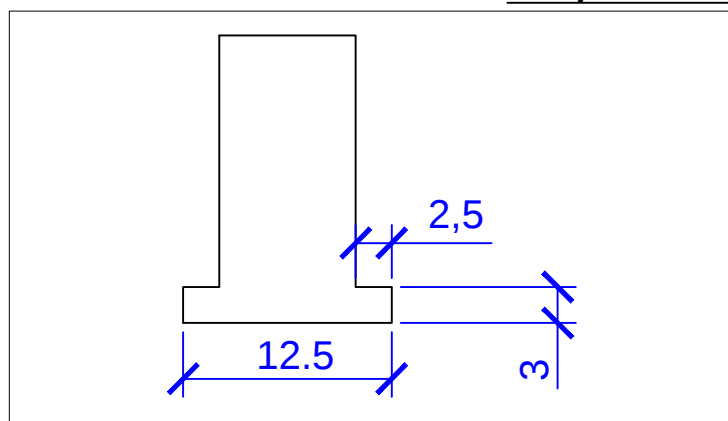
Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutrelle et entrevous

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	14	2.5	S.O

Portée poutrelles = 3.14 m

Photos



Ferrailage en travée



Vue générale

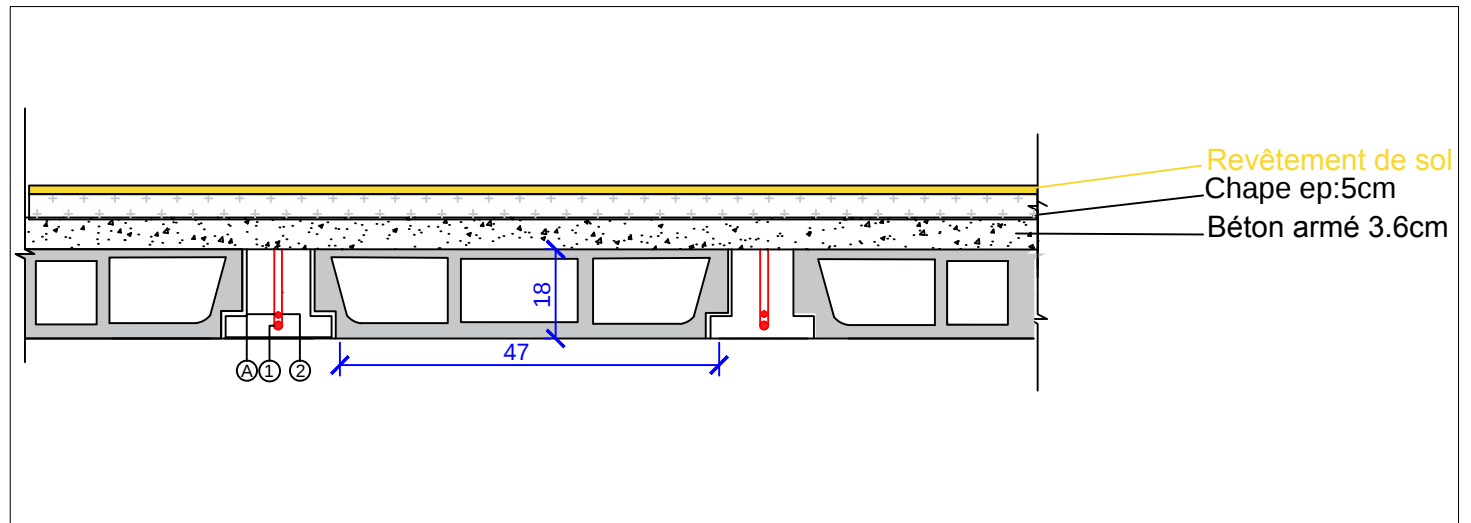
Fiche de reconnaissance n°66

Sondage Dalle 26.11

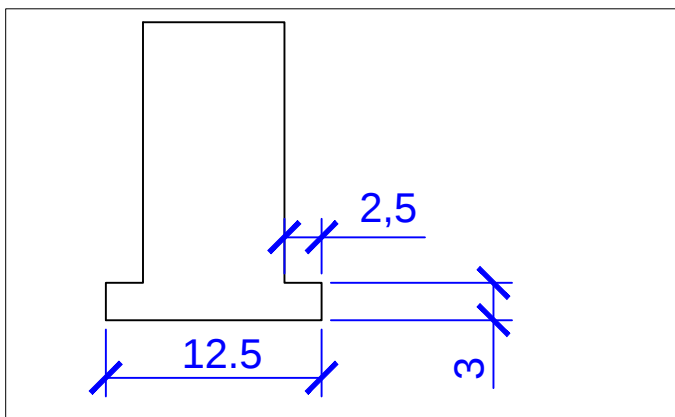
Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutrelle et entrevous

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

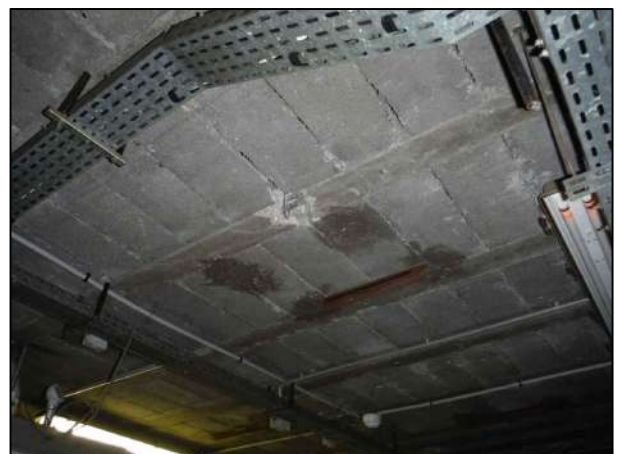
N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	20	3	s.o
2	TOR	14	6	s.o
A	RL	6	0.1	s.o

Portée poutrelles = 5.6 m

Photos



Ferrailage en travée



Vue générale

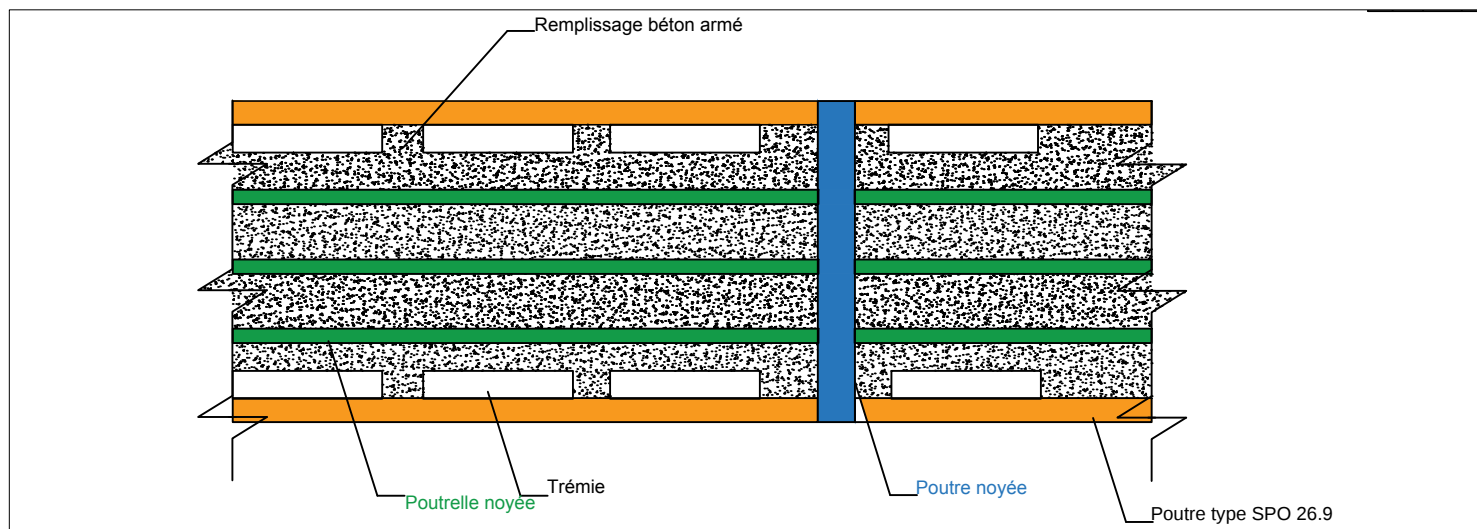
Fiche de reconnaissance n°67

Sondage Dalle 26.12

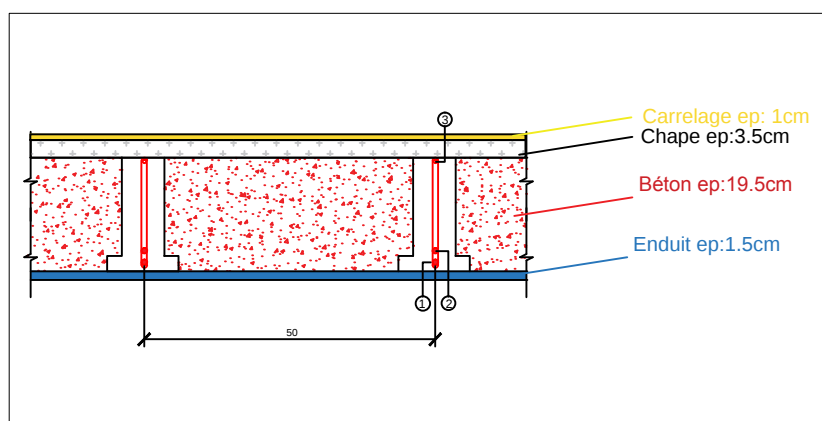
Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutrelle et poutre noyées

Schéma

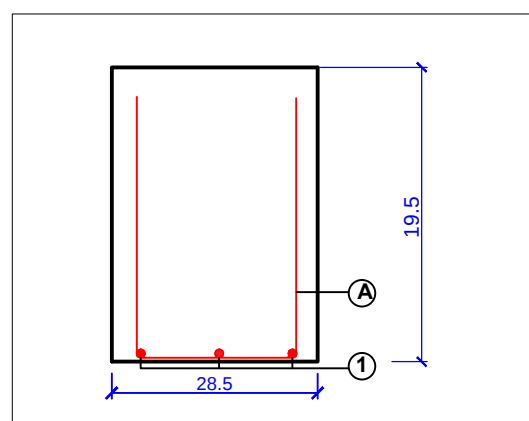


Vue en plan



Vue en coupe des poutrelles noyées

Portée poutrelle noyée= 1.42m



Vue en coupe de la poutre noyée

Portée poutre noyée= 2.54m

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	6	S.O
2	TOR	16	8	S.O
3	TOR	12	S.O	S.O

N°	Nuance	Diamètre	Espacement (cm)	Enrobage C1 (cm)	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	16	s.o.	1	s.o
A	RL	8	s.o.	0.1	s.o

Nomenclature des aciers de poutrelles

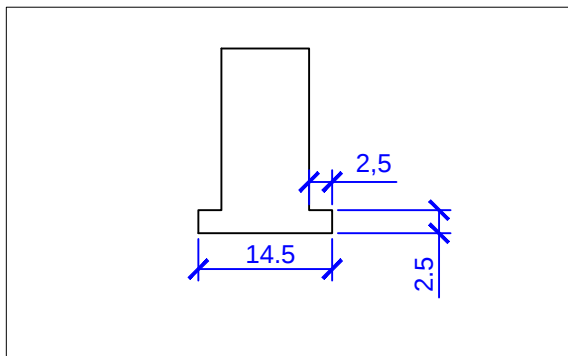
Nomenclature des aciers de poutres

Fiche de reconnaissance n°67

Sondage Dalle 26.12/2

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutrelle et poutre noyées

Dimensions de la poutrelle noyée

Photos

Vue généraleFerrailage mi-travée de poutrelle noyéeFerrailage mi-travée de poutrelle noyéeAppui de poutrelle

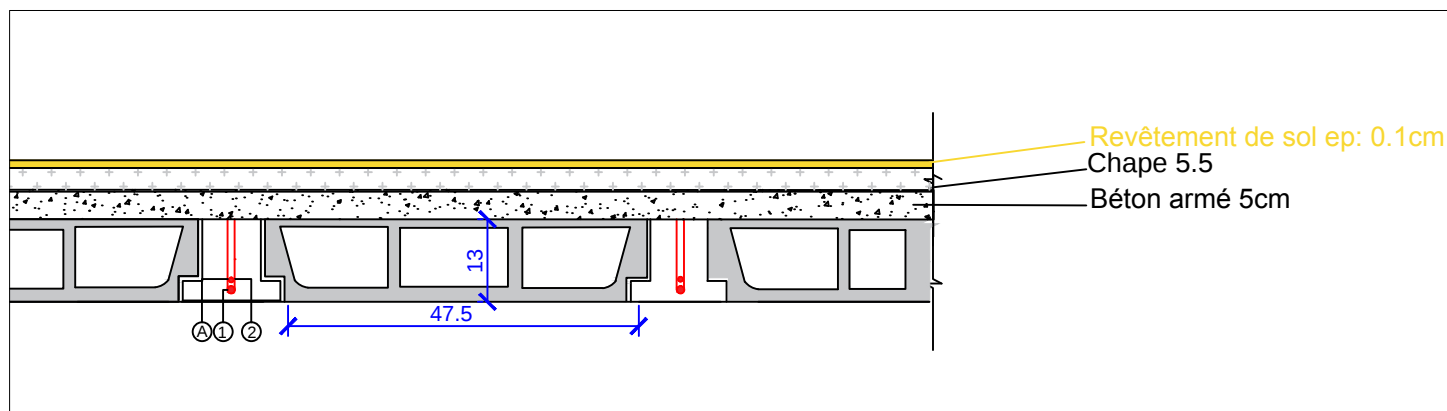
Fiche de reconnaissance n°68

Sondage Dalle 26.14

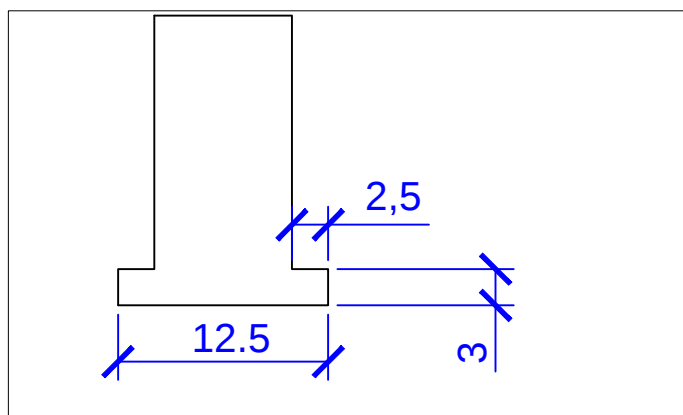
Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poutrelle et entrevous

Schéma



Coupe verticale du plancher



Dimensions de la poutrelle

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C3 (cm)
1	TOR	16	1.5	s.o
A	RL	6	0.5	s.o

Portée poutrelles = 3.5 m

Photos



Ferrailage en travée



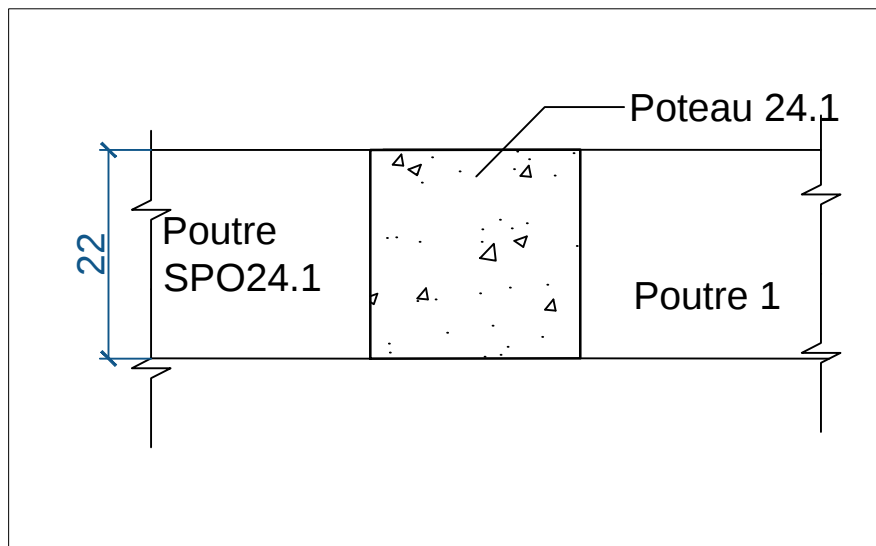
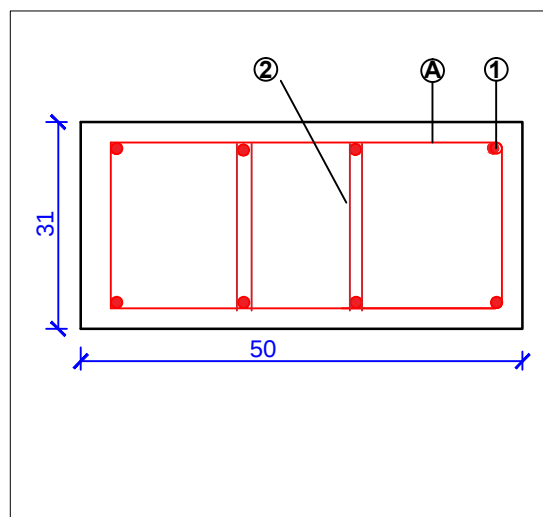
Vue générale

Fiche de reconnaissance n°69

Sondage PO 24.1

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	RL	12	3.6	2.2
A	RL	6	3	1.5
B	RL	6	3	s.o

PhotosFerrailage poteauVue générale

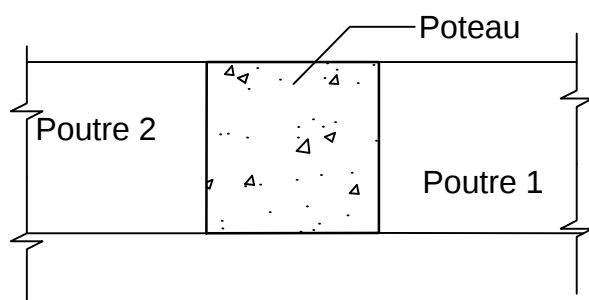
Fiche de reconnaissance n°70

Sondage PO 26.3

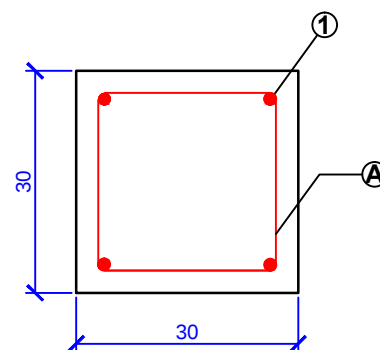
Localisation: Bâtiment 26

Eléments sondés: Poteau

Schéma



Coupe horizontale



Ferrailage

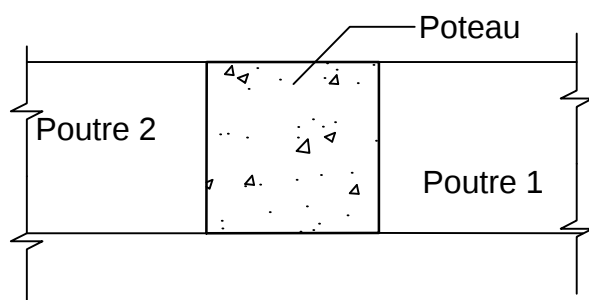
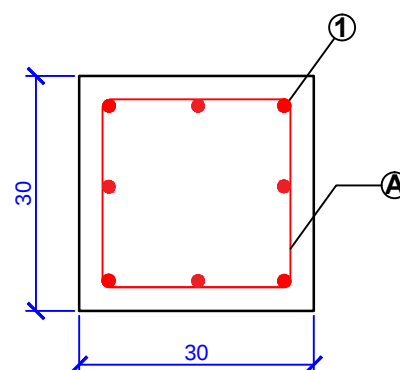
N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	12	3.5	2
A	RL	8	2.5	1.2

Fiche de reconnaissance n°71

Sondage PO 26.4

Localisation: Sous-sol

Eléments sondés: Poteau

SchémaCoupe horizontaleFerrailage

N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	12	3.5	2
A	RL	8	2.5	1.2

PhotosFerrailage poteauVue générale

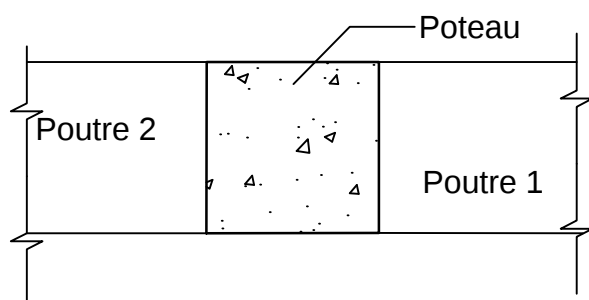
Fiche de reconnaissance n°72

Sondage PO 26.7

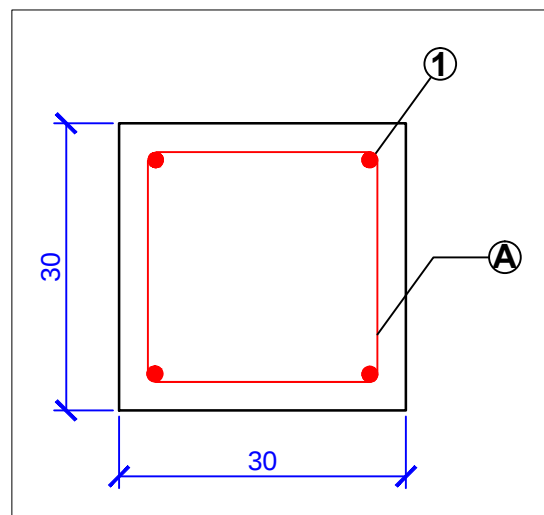
Localisation: Bâtiment 26

Eléments sondés: Poteau

Schéma



Coupe horizontale



Ferrailage

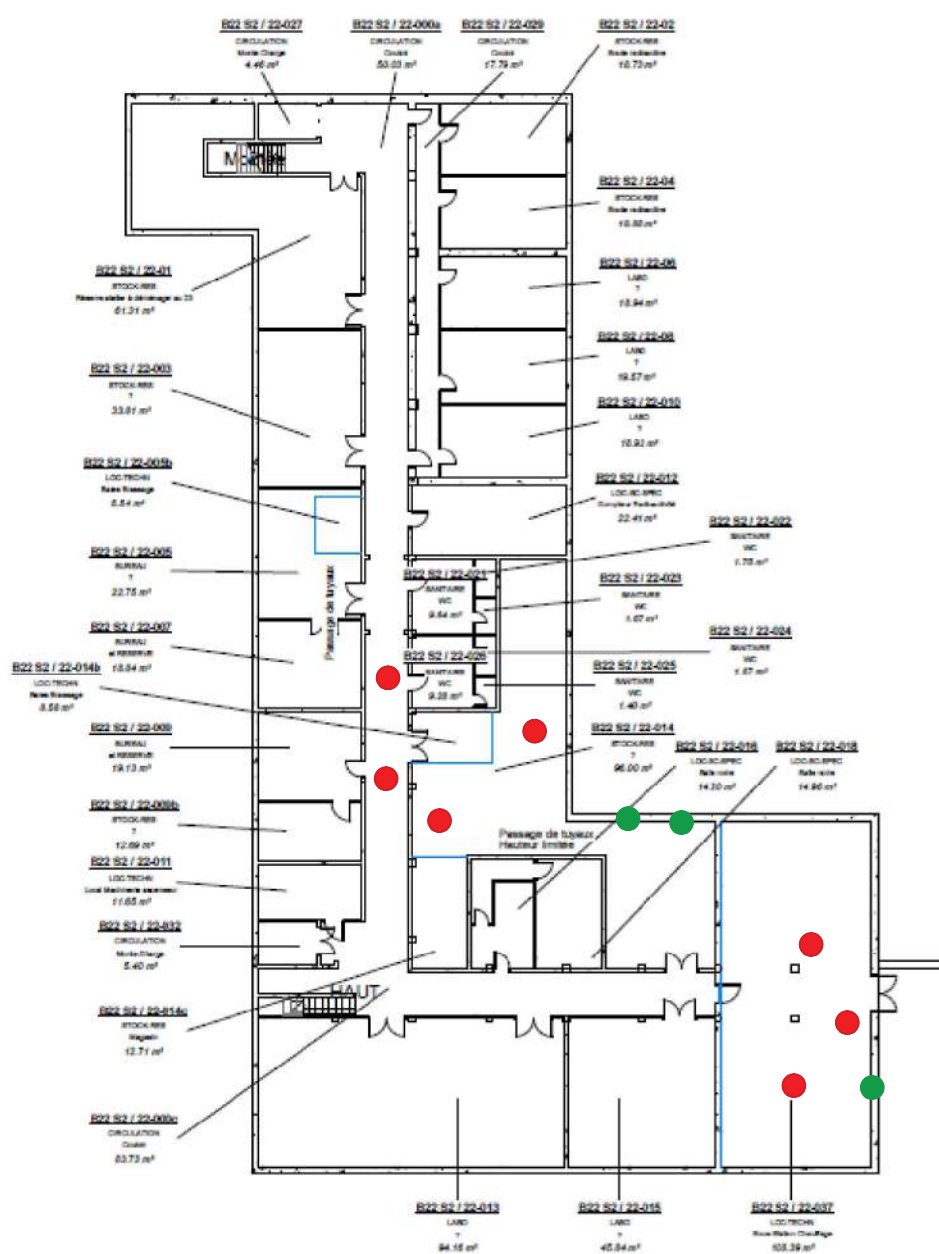
N°	Nuance	Diamètre	Enrobage C1	Enrobage C2 (cm)
1	TOR	12	3.5	2
A	RL	8	2.5	1.2

Reconnaissance structurelle

Fiche d'implantation des carottages

Localisation: Bâtiment 22

Schéma



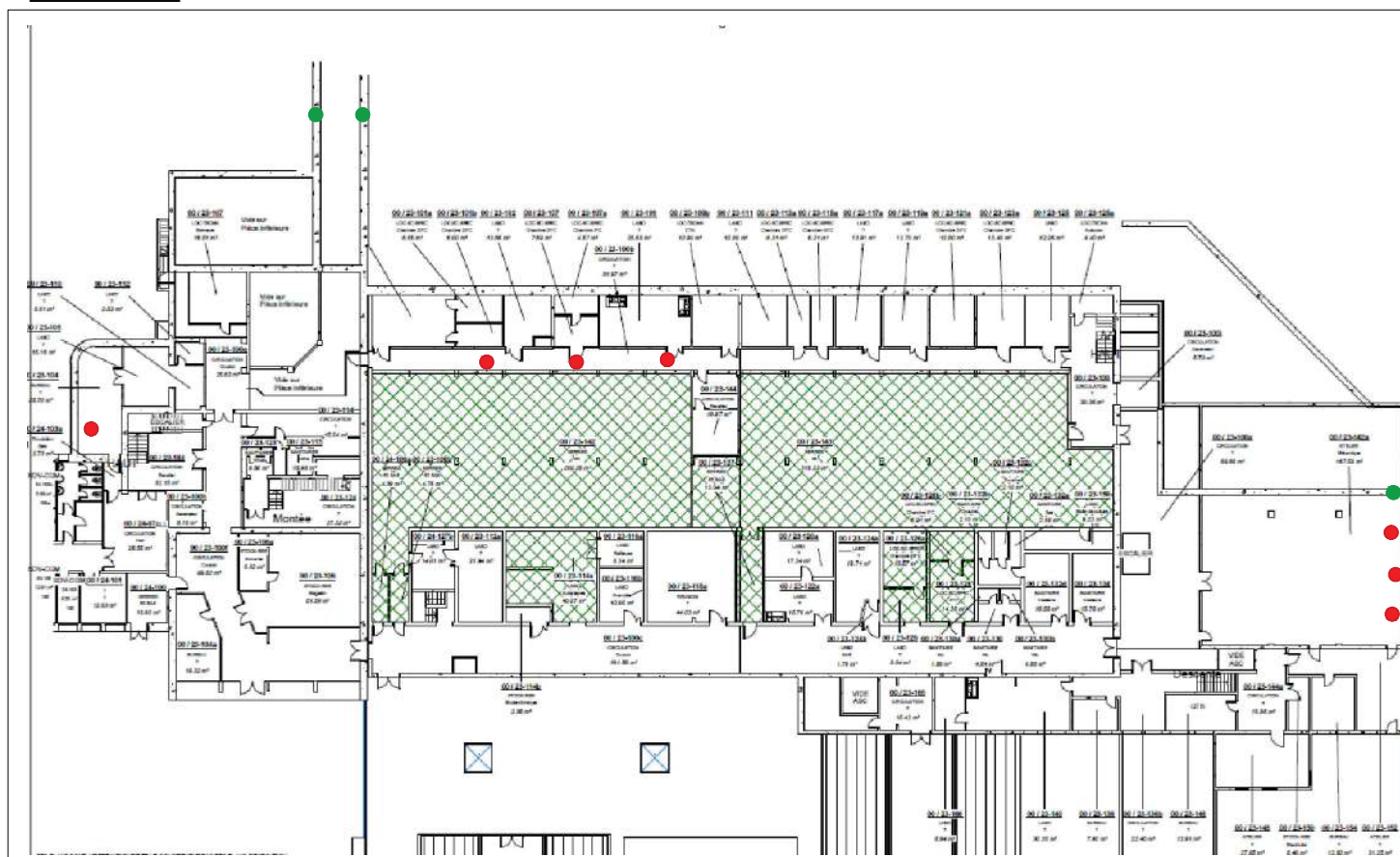
Légende

- Carottage au sol
- Carottage sur paroi verticale

Fiche d'implantation des carottages

Localisation: Bâtiment 23

Schéma



Légende

- Carottage au sol
- Carottage sur paroi verticale

DR4 - Service Patrimoine et Logistique



DR4 - Service Patrimoine et Logistique

Bureau
Etudes et

CNRS DR4

B23A - SOUS SOL 1



Annexe 4 : Notes de calcul





Bâtiment 22 :

Vérification de Section en Flexion Simple Elément : SPO 22.1

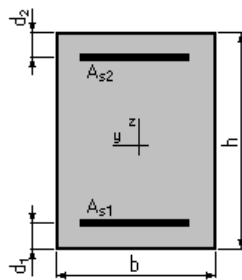
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 44.5$ (cm)

$d_1 = 3.0$ (cm)

$d_2 = 8.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 3.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 1.3$ (cm²)

théorique $\rho = 0.78$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 4.8$ (cm²)

Section maximum $A_{s\max} = 53.4$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	51.88	-59.25
Etat Limite de Service	45.30	-51.58
Etat Limite Ultime (Accidentel)	59.67	-68.14

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 51.88$ (kN*m) $M_{\min} = -59.25$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.25 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 36.0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.33$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 365.6$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 45.30$ (kN*m) $M_{\min} = -51.58$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.37
 Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 35.9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.5$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 141.5$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 59.67$ (kN*m) $M_{\min} = -68.14$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.25 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 36.0$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.32$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.4$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 22.2

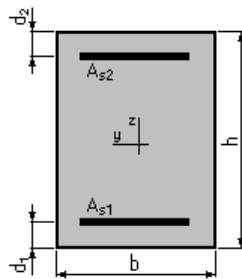
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 48.0$ (cm)

$h = 25.5$ (cm)

$d_1 = 5.5$ (cm)

$d_2 = 9.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 78.5$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 1.3$ (cm²)
 théorique $\rho = 11.27$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.16$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 8.0$ (cm²)
 Section maximum $A_{s \max} = 49.0$ (cm²)
 maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	121.24	-38.86
Etat Limite de Service	140.90	-34.74
Etat Limite Ultime (Accidentel)	138.68	-44.71

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 121.24$ (kN*m) $M_{\min} = -38.86$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.30 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.15$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 348.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 140.90$ (kN*m) $M_{\min} = -34.74$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.82
 Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 15.9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 4.4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 320.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\text{max}} = 138.68$ (kN*m)** **$M_{\text{min}} = -44.71$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2.32 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 16.0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.15$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.4$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 22.3

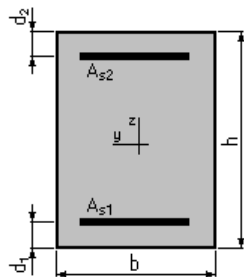
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 27.0$ (cm)

$h = 49.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 5.4$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 1.4$ (cm²)

théorique $\rho = 0.69$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 4.1$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	62.17	-59.52
Etat Limite de Service	67.83	-64.94
Etat Limite Ultime (Accidentel)	71.83	-68.81

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 62.17$ (kN*m) $M_{\min} = -59.52$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.33 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 43.6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.05$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 67.83$ (kN*m) $M_{\min} = -64.94$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.40

Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 43.5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 159.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 71.83$ (kN*m)** **$M_{\min} = -68.81$ (kN*m)**
 Coefficient de sécurité: 2.32 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 43.6$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.04$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 22.5

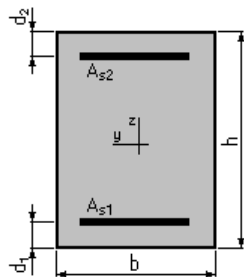
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 32.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 1.5$ (cm)

$d_2 = 6.7$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 9.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 1.2$ (cm²)

théorique $\rho = 2.90$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.16$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 11.8$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	84.33	-77.05
Etat Limite de Service	71.67	-53.54
Etat Limite Ultime (Accidentel)	98.73	-91.14

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 84.33$ (kN*m) $M_{\min} = -77.05$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.46 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23.3$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.06$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 71.67$ (kN*m) $M_{\min} = -53.54$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.58

Position de l'axe neutre: $y = 0.5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 23.3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.3$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 54.2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 98.73$ (kN*m)** **$M_{\min} = -91.14$ (kN*m)**
 Coefficient de sécurité: 4.34 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 23.3$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.06$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 22.6

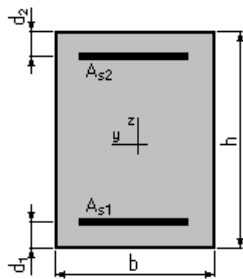
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 26.0$ (cm)

$d_1 = 3.6$ (cm)

$d_2 = 6.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 7.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.8$ (cm²)

théorique $\rho = 2.38$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.13$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 7.2$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 31.2$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	49.98	-44.25
Etat Limite de Service	45.07	-40.47
Etat Limite Ultime (Accidentel)	57.51	-50.92

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 49.98$ (kN*m) $M_{\min} = -44.25$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.25 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 20.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.34$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.6$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 45.07$ (kN*m) $M_{\min} = -40.47$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.35
 Position de l'axe neutre: $y = 0.5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 19.9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.2$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 56.8$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\text{max}} = 57.51$** **(kN*m)** **$M_{\text{min}} = -50.92$** **(kN*m)**
 Coefficient de sécurité: 5.25 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 20.0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.34$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.4$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : RPH 22.1

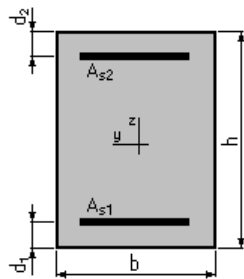
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 50.0$ (cm)

$h = 25.0$ (cm)

$d_1 = 2.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 34.4$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 1.4$ (cm²)
 théorique $\rho = 2.99$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)
 Section maximum $A_{s \max} = 50.0$ (cm²)
 maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	152.70	-0.00
Etat Limite de Service	167.53	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	172.88	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 152.70$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 22.9$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.07$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 167.53$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 0.00
 Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 320.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\text{max}} = 172.88$ (kN*m)** **$M_{\text{min}} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 22.9$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.07$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 22.1

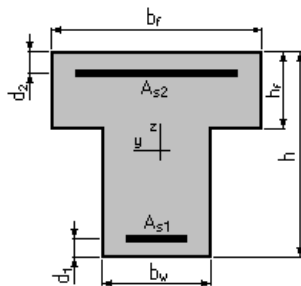
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b_f = 61.5 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 9.5 \text{ (cm)}$$

$$h = 26.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 6.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 1.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 6.3$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.4$ (cm²)

théorique $\rho = \text{N/A}$

minimum $\rho_{\min} = 0.20$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	45.28	-0.00
Etat Limite de Service	49.78	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	52.49	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 45.28$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 49.78$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 20.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 52.49$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 22.3

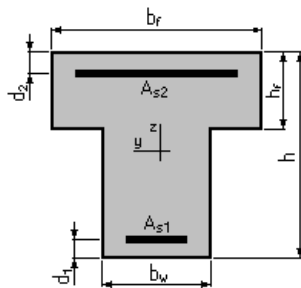
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$$b_f = 61.5 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 9.5 \text{ (cm)}$$

$$h = 24.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 4.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.9$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 2.79$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.13$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 17.4$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	29.72	-0.00
Etat Limite de Service	26.25	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	34.18	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 29.72$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 26.25$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 320.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 34.18$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18.5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 22.4

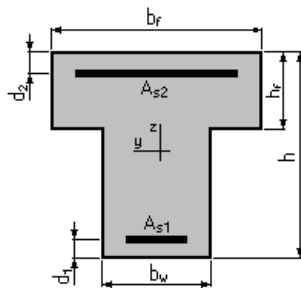
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b_f = 59.5$ (cm)

$b_w = 7.5$ (cm)

$h = 16.0$ (cm)

$h_f = 4.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 1.9$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 0.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.1$ (cm²)

théorique $\rho = 0.78$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 13.1$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3.80	-0.00
Etat Limite de Service	3.37	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	4.37	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 3.80$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.10 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 13.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.08$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 3.37 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.10

Position de l'axe neutre: $y = 0.3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 13.4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELA $M_{\max} = 4.37 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.10 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 13.5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.08 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 22.6

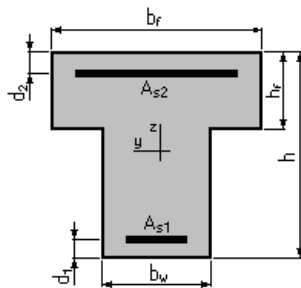
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$$b_f = 61.5 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 9.5 \text{ (cm)}$$

$$h = 25.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 9.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 5.29$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.13$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 19.9$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	62.29	-0.00
Etat Limite de Service	56.56	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	71.67	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 62.29$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 56.56$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 71.67$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19.5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 22.7

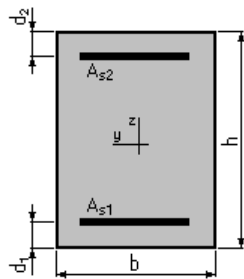
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 14.5$ (cm)

$h = 21.5$ (cm)

$d_1 = 2.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 2.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 0.3$ (cm²)

théorique $\rho = 0.71$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s\ max} = 12.5$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	12.91	-0.00
Etat Limite de Service	11.33	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	14.85	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 12.91$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.03 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19.4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.14$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 11.33$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.03

Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19.3 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELA **$M_{\text{max}} = 14.85 \text{ (kN*m)}$** **$M_{\text{min}} = -0.00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 0.03 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.3 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 19.4 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.14 \text{ (‰)}$
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00 \text{ (‰)}$
Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 22.8

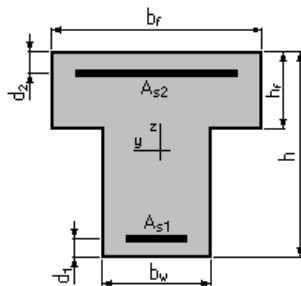
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b_f = 61.5 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 9.5 \text{ (cm)}$$

$$h = 26.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 6.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3.8 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 1.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 6.3$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.4$ (cm²)

théorique $\rho = 2.98$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.18$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	47.90	-0.00
Etat Limite de Service	52.64	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	55.49	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 47.90$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 52.64$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 55.49$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 22.9

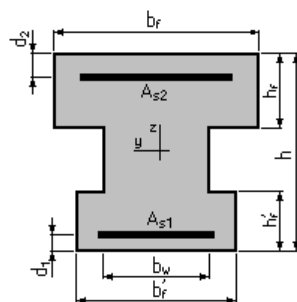
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b_f = 59.5$ (cm)

$b_f' = 12.5$ (cm)

$b_w = 7.5$ (cm)

$h = 18.0$ (cm)

$h_f = 6.0$ (cm)

$h_f' = 3.0$ (cm)

$d_1 = 3.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 0.8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 0.3$ (cm²)

théorique $\rho = 0.71$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.27$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4.13	-0.00
Etat Limite de Service	4.56	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	4.75	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 4.13$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.08 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 15.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 4.56$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.09
Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 14.9$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 4.75$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.08 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 15.0$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.00$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO22.1

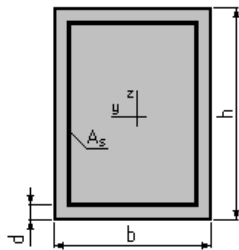
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 39.5$ (cm)

$d = 4.2$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 12.6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 2.4$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s\ max} = 47.4$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1.06$ (%)
minimum	$\rho_{min} = 0.20$ (%)
maximum	$\rho_{max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1185.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 1050.0$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 2.8$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 2.8$	(m)
Inertie	$I_y = 154074.7$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 88875.0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 11.4$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.7$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 24.6$		Elancement	$\lambda_z = 32.3$	
	$\alpha = 0.73$		N_u (béton seul)	$= 1411.83$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 21.3 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	1744.89
Etat Limite de S ervice	3055.14
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	2012.05

Vérification d'une Section Comprimée Elément : PO22.2

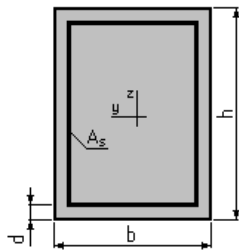
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 26.5$ (cm)

$h = 30.5$ (cm)

$d = 2.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 6.2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 1.6$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 32.3$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.76$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 808.3$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 698.3$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 2.8$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 2.8$	(m)
Inertie	$I_y = 62656.2$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 47299.5$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8.8$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 7.6$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 31.8$		Elancement	$\lambda_z = 36.6$	
	$\alpha = 0.70$		N_u (béton seul)	$= 901.84$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 21.3 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	1058.75
Etat Limite de S ervice	1982.73
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	1221.03

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO22.4

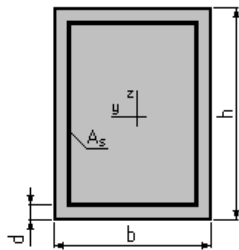
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 26.0$ (cm)

$h = 26.0$ (cm)

$d = 7.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 4.5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 1.4$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 27.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.67$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 676.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 576.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 38081.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 38081.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 7.5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 7.5$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 40.0$		Elancement	$\lambda_z = 40.0$	
	$\alpha = 0.67$		N_u (béton seul)	$= 719.10$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 21.3 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)



Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	830.39
Etat Limite de S ervice	1631.75
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	957.71

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO22.5

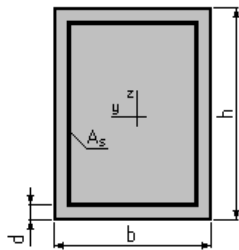
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 33.5$ (cm)

$h = 44.5$ (cm)

$d = 3.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 18.9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3.0$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s\ max} = 59.6$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1.26$ (%)
minimum	$\rho_{min} = 0.20$ (%)
maximum	$\rho_{max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1490.8$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 1338.8$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 2.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 2.0$	(m)
Inertie	$I_y = 246004.8$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 139416.2$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 12.8$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 9.7$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 15.6$		Elancement	$\lambda_z = 20.7$	
	$\alpha = 0.79$		N_u (béton seul)	$= 1969.74$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 21.3 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)



Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	2516.72
Etat Limite de S ervice	3971.49
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	2901.80

Vérification d'une Section Comprimée Elément : PO22.7

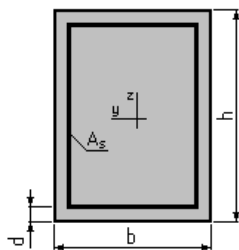
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 29.5$ (cm)

$h = 29.5$ (cm)

$d = 2.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 12.3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 4.7$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 43.5$ (cm ²)
théorique	$\rho = 1.42$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.54$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 870.2$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 756.2$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 63111.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 63111.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8.5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.5$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 35.2$		Elancement	$\lambda_z = 35.2$	
	$\alpha = 0.71$		N_u (béton seul)	$= 989.84$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)



Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	1292.71
Etat Limite de S ervice	1582.57
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	1639.40

Bâtiment 23

Vérification de Section en Flexion Simple Elément : RPH 23.1

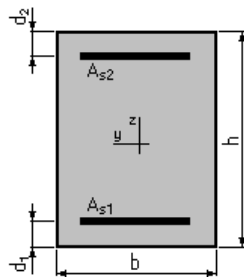
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 40.0$ (cm)

$h = 22.0$ (cm)

$d_1 = 2.0$ (cm)

$d_2 = 3.1$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 15.7$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 0.9$ (cm²)
 théorique $\rho = 3.14$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.13$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 8.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	85.70	-47.74
Etat Limite de Service	52.17	-39.23
Etat Limite Ultime (Accidentel)	102.51	-55.93

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 85.70$ (kN*m) $M_{\min} = -47.74$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 3.42 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 18.9$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.04$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 52.17$ (kN*m) $M_{\min} = -39.23$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.41
Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 18.9$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.1$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 24.9$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\text{max}} = 102.51$ (kN*m)** **$M_{\text{min}} = -55.93$ (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 3.29 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 18.9$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.04$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 420.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : RPH 23.2

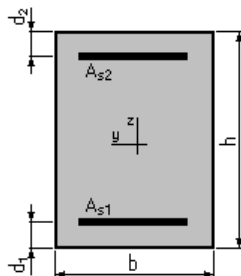
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 23.0$ (cm)

$h = 70.0$ (cm)

$d_1 = 3.9$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 7.7$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 1.6$ (cm²)

théorique $\rho = 0.51$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	173.75	-0.00
Etat Limite de Service	190.88	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	201.46	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 173.75$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 66.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 190.88$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00

Position de l'axe neutre: $y = 0.9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 65.8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 201.46$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 66.1$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.00$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : RPH 23.3

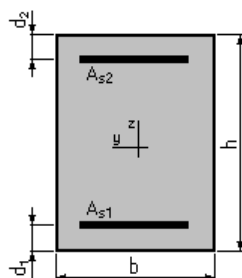
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 22.0$ (cm)

$h = 62.6$ (cm)

$d_1 = 4.0$ (cm)

$d_2 = 5.8$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.6$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 1.4$ (cm²)
 théorique $\rho = 0.61$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 3.1$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	93.92	-61.86
Etat Limite de Service	102.72	-67.66
Etat Limite Ultime (Accidentel)	108.62	-71.42

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 93.92$ (kN*m) $M_{\min} = -61.86$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.23 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 56.8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.04$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 102.72$ (kN*m) $M_{\min} = -67.66$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.25

Position de l'axe neutre: $y = 0.9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 56.7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.6$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 142.2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 108.62$ (kN*m)** **$M_{\min} = -71.42$ (kN*m)**
 Coefficient de sécurité: 1.22 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 56.8$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.03$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : RPH 23.4

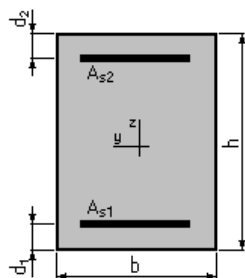
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 22.5$ (cm)

$h = 40.3$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 5.6$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 6.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.0$ (cm²)

théorique $\rho = 1.49$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 5.6$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	75.64	-64.30
Etat Limite de Service	77.65	-65.65
Etat Limite Ultime (Accidentel)	88.02	-74.84

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 75.64$ (kN*m) $M_{\min} = -64.30$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.72 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 34.7$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.06$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 77.65$ (kN*m) $M_{\min} = -65.65$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 34.6 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.5 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 107.4 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELA **$M_{\max} = 88.02 \text{ (kN*m)}$** **$M_{\min} = -74.84 \text{ (kN*m)}$**
 Coefficient de sécurité: 2.69 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 34.7 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.05 \text{ (‰)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.0 \text{ (MPa)}$



Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : RPH 23.5

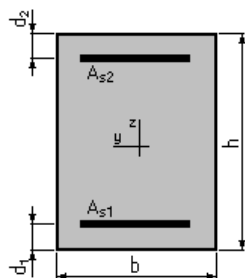
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 19.5$ (cm)

$h = 64.0$ (cm)

$d_1 = 5.5$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 7.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 1.3$ (cm²)

théorique $\rho = 1.36$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 8.4$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	139.52	-163.97
Etat Limite de Service	154.17	-165.57
Etat Limite Ultime (Accidentel)	162.11	-190.88

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 139.52$ (kN*m) $M_{\min} = -163.97$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.63 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 58.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.03$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 154.17$ (kN*m) $M_{\min} = -165.57$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.86

Position de l'axe neutre: $y = 0.9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 58.2$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.8$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 225.7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 162.11$ (kN*m)** **$M_{\min} = -190.88$ (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.61 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 58.5$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.03$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 420.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : RPH 23.6

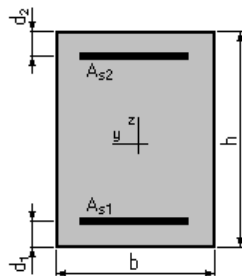
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 23.5$ (cm)

$h = 55.5$ (cm)

$d_1 = 3.2$ (cm)

$d_2 = 6.8$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 12.6$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 2.4$ (cm²)
 théorique $\rho = 1.85$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.21$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 8.6$ (cm²)
 Section maximum $A_{s \max} = 52.2$ (cm²)
 maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	124.17	-79.96
Etat Limite de Service	104.69	-67.45
Etat Limite Ultime (Accidentel)	142.83	-91.97

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 124.17$ (kN*m) $M_{\min} = -79.96$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.43 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 48.7$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.39$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 204.6$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 104.69$ (kN*m) $M_{\min} = -67.45$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.55
 Position de l'axe neutre: $y = 0.9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 48.6$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.2$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 52.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 188.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\text{max}} = 142.83$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -91.97$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.43 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 48.7$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.39$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 235.2$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 23.1

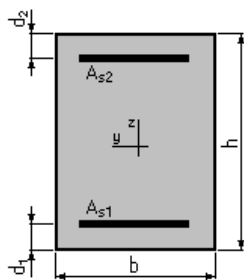
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 39.0$ (cm)

$h = 31.6$ (cm)

$d_1 = 1.5$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 8.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.2$ (cm²)

théorique $\rho = 0.68$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	80.58	-0.00
Etat Limite de Service	84.37	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	93.73	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 80.58$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 84.37$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 29.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA **$M_{\max} = 93.73$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 23.3

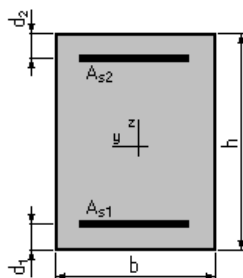
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 26.0$ (cm)

$h = 46.0$ (cm)

$d_1 = 3.5$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 9.2$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 1.2$ (cm²)

théorique $\rho = 0.84$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.11$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	127.96	-0.00
Etat Limite de Service	119.74	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	149.26	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{max} = 127.96$ (kN*m) $M_{min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 42.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{max} = 119.74$ (kN*m) $M_{min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.00

Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 42.3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA **$M_{\max} = 149.26$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 42.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 23.4

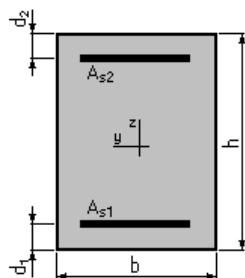
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 46.0$ (cm)

$h = 37.5$ (cm)

$d_1 = 2.2$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 2.4$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.7$ (cm²)

théorique $\rho = 0.15$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	30.35	-0.00
Etat Limite de Service	33.33	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	34.98	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 30.35$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35.3$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 33.33$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35.1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA **$M_{\max} = 34.98$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35.3$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 23.5

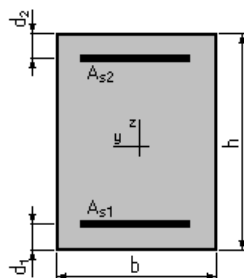
1. hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 40.0$ (cm)

$h = 67.5$ (cm)

$d_1 = 1.5$ (cm)

$d_2 = 13.3$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 19.6$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 3.3$ (cm²)
 théorique $\rho = 2.26$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.15$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 29.4$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	408.94	-461.98
Etat Limite de Service	427.36	-346.93
Etat Limite Ultime (Accidentel)	475.86	-543.84

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 408.94$ (kN*m) $M_{\min} = -461.98$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.55 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 54.2$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.05$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 427.36$ (kN*m) $M_{\min} = -346.93$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.37
 Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 54.2$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.8$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 168.5$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 475.86$ (kN*m)** **$M_{\min} = -543.84$ (kN*m)**
 Coefficient de sécurité: 1.51 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 54.2$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.05$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.1

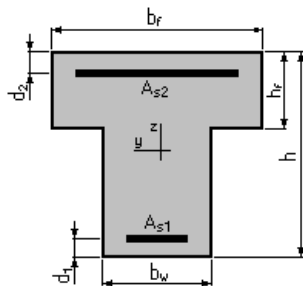
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b_f = 51.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 29.0$ (cm)

$h_f = 9.0$ (cm)

$d_1 = 3.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 0.3$ (cm²)

théorique $\rho = 1.92$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.17$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	36.51	-0.00
Etat Limite de Service	39.91	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	42.18	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 36.51$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 26.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 39.91$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 25.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 42.18$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 26.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.2

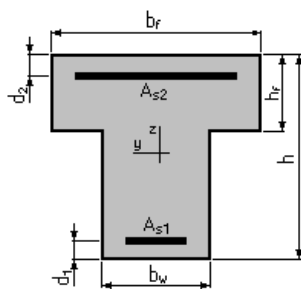
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b_f = 23.0$ (cm)

$b_w = 5.0$ (cm)

$h = 17.0$ (cm)

$h_f = 4.0$ (cm)

$d_1 = 0.5$ (cm)

$d_2 = 4.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 0.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 0.1$ (cm²)

théorique $\rho = 0.97$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.14$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4.47	-0.00
Etat Limite de Service	4.89	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	5.16	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 4.47$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.08 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.01$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 4.89 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.08

Position de l'axe neutre: $y = 0.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 16.3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 5.16 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.08 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 16.5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.01 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.3

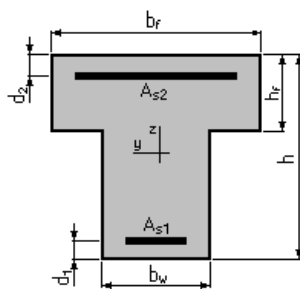
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b_f = 51.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 29.6$ (cm)

$h_f = 7.6$ (cm)

$d_1 = 1.5$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 6.3$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 0.3$ (cm²)

théorique $\rho = 2.80$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.15$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	58.25	-0.00
Etat Limite de Service	63.76	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	67.44	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 58.25$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 63.76$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 67.44$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.4

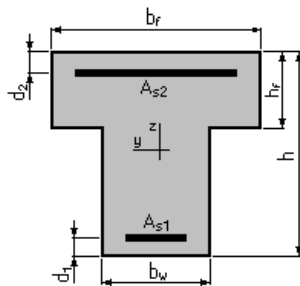
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b_f = 51.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 29.6$ (cm)

$h_f = 7.6$ (cm)

$d_1 = 1.5$ (cm)

$d_2 = 4.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 3.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 0.3$ (cm²)

théorique $\rho = 1.40$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.15$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	29.86	-0.00
Etat Limite de Service	32.64	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	34.46	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 29.86$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 32.64$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 34.46$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.5

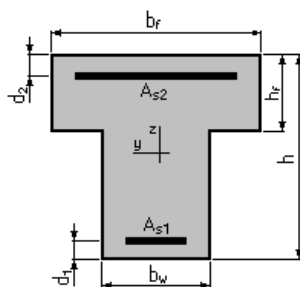
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b_f = 28.0$ (cm)

$b_w = 7.0$ (cm)

$h = 18.0$ (cm)

$h_f = 6.0$ (cm)

$d_1 = 3.0$ (cm)

$d_2 = 4.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 0.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 1.63$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.21$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.8$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4.08	-3.51
Etat Limite de Service	4.46	-3.47
Etat Limite Ultime (Accidentel)	4.70	-4.08

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 4.08$ (kN*m) $M_{\min} = -3.51$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.74 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 14.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.15$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:



tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 4.46$ (kN*m) $M_{\min} = -3.47$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.81

Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 14.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 43.8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 400.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 4.70$ (kN*m) $M_{\min} = -4.08$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.72 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 14.0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.13$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.7

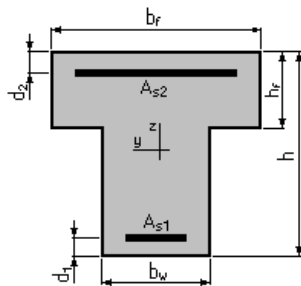
1. hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b_f = 50.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 26.8$ (cm)

$h_f = 7.0$ (cm)

$d_1 = 4.0$ (cm)

$d_2 = 1.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 2.3$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 0.3$ (cm²)

théorique $\rho = 1.26$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.18$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	18.65	-0.00
Etat Limite de Service	20.43	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	21.52	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 18.65$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.02 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 20.43$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.02

Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 21.52$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.02 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.8

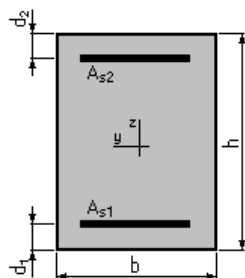
1. hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 24.4$ (cm)

$d_1 = 1.2$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 7.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 2.4$ (cm²)

théorique $\rho = 0.34$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	63.23	-0.00
Etat Limite de Service	69.13	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	73.10	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{max} = 63.23$ (kN*m) $M_{min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23.2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{max} = 69.13$ (kN*m) $M_{min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23.1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA **$M_{\max} = 73.10$** **(kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23.2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.9

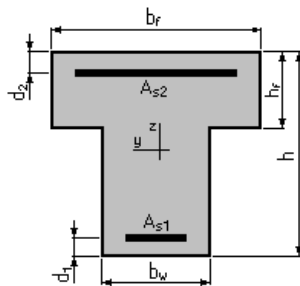
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b_f = 23.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 16.0$ (cm)

$h_f = 3.0$ (cm)

$d_1 = 1.0$ (cm)

$d_2 = 1.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 1.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 1.33$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.13$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	8.24	-0.00
Etat Limite de Service	9.14	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	9.55	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 8.24$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.04 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 15.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.01$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 9.14 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.05

Position de l'axe neutre: $y = 0.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 14.9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 9.55 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.04 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 15.0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.01 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.10

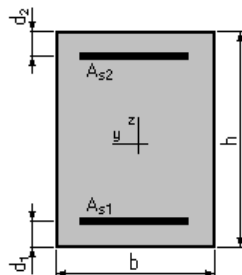
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 15.0$ (cm)

$d_1 = 0.5$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 5.5$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 1.5$ (cm²)

théorique $\rho = 0.38$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	27.70	-0.00
Etat Limite de Service	30.31	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	32.05	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 27.70$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 14.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 30.31$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 14.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA **$M_{\max} = 32.05$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 14.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.11

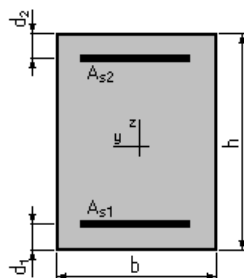
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 19.5$ (cm)

$d_1 = 2.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 7.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 2.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.40$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	42.83	-0.00
Etat Limite de Service	46.89	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	49.58	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 42.83$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 46.89$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA **$M_{\max} = 49.58$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.12

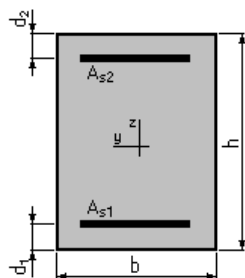
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 19.5$ (cm)

$d_1 = 2.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 7.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 2.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.40$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	42.83	-0.00
Etat Limite de Service	46.89	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	49.58	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 42.83$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 46.89$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA **$M_{\max} = 49.58$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 23.14

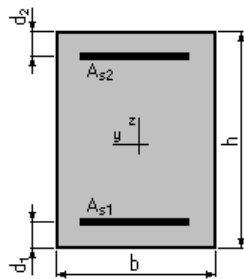
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 11.5$ (cm)

$d_1 = 4.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 7.9$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 2.0$ (cm²)

théorique $\rho = 1.06$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.27$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s\ max} = 46.0$ (cm²)

maximum $\rho_{max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	11.17	-0.00
Etat Limite de Service	9.42	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	12.85	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{max} = 11.17$ (kN*m) $M_{min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.02 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 7.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.06$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{max} = 9.42$ (kN*m) $M_{min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.02

Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 7.4 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 188.0 \text{ (MPa)}$

Etat ELA **$M_{\text{max}} = 12.85 \text{ (kN*m)}$** **$M_{\text{min}} = -0.00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 0.02 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 7.5 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.06 \text{ (‰)}$
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00 \text{ (‰)}$
 Contrainte de l'acier:

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 23.1

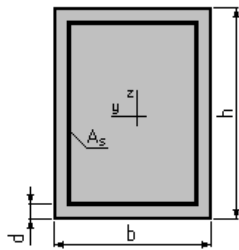
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 29.0$ (cm)

$h = 29.0$ (cm)

$d = 3.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 6.8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 4.6$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 42.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.81$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.55$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 841.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 729.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 4.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 4.0$	(m)
Inertie	$I_y = 58940.1$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 58940.1$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8.4$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.4$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 47.8$		Elancement	$\lambda_z = 47.8$	
	$\alpha = 0.62$		N_u (béton seul)	$= 835.92$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	921.97
Etat Limite de S ervice	1414.50
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	1189.28

Vérification d'une Section Comprimée Elément : PO 23.2

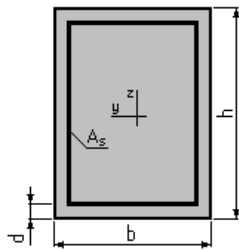
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 20.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d = 2.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 6.8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 5.6$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 50.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.68$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.56$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1000.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 864.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 208333.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 33333.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 14.4$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 5.8$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 20.8$		Elancement	$\lambda_z = 52.0$	
	$\alpha = 0.56$		N_u (béton seul)	$= 888.89$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	966.09
Etat Limite de S ervice	1653.00
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	1248.20

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 23.3

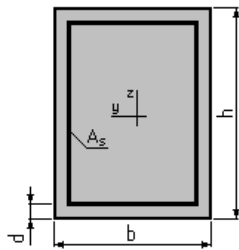
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 20.0$ (cm)

$h = 44.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 5.4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 5.1$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 44.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.61$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.58$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 880.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 756.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 4.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 4.0$	(m)
Inertie	$I_y = 141973.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 29333.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 12.7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 5.8$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 31.5$		Elancement	$\lambda_z = 69.3$	
	$\alpha = 0.31$		N_u (béton seul)	$= 437.50$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)



Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	471.98
Etat Limite de S ervice	1441.50
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	610.31

Vérification d'une Section Comprimée Elément : PO 23.4

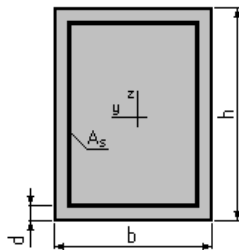
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 31.0$ (cm)

$h = 34.2$ (cm)

$d = 4.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 10.2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 5.2$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s\ max} = 53.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.96$ (%)
minimum	$\rho_{min} = 0.49$ (%)
maximum	$\rho_{max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1060.2$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 933.8$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 6.0$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 6.0$	(m)
Inertie	$I_y = 103337.7$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 84904.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 9.9$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 60.3$		Elancement	$\lambda_z = 66.5$	
	$\alpha = 0.34$		N_u (béton seul)	$= 586.76$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	713.16
Etat Limite de S ervice	1819.80
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	910.70

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 23.5

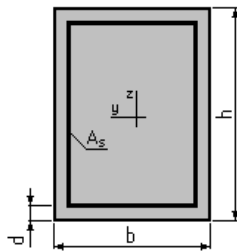
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 20.5$ (cm)

$h = 64.0$ (cm)

$d = 2.2$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 9.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 6.8$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 65.6$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.69$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.52$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1312.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 1147.0$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 3.7$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 3.7$	(m)
Inertie	$I_y = 447829.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 45947.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 18.5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 5.9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 20.0$		Elancement	$\lambda_z = 62.5$	
	$\alpha = 0.38$		N_u (béton seul)	$= 815.05$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)



Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	886.40
Etat Limite de S ervice	2172.75
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	1145.17

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 23.6

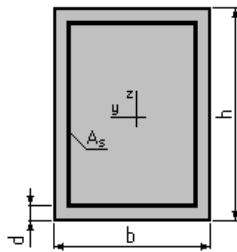
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 23.5$ (cm)

$h = 123.0$ (cm)

$d = 4.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 9.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 11.7$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s\ max} = 144.5$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.31$ (%)
minimum	$\rho_{min} = 0.41$ (%)
maximum	$\rho_{max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 2890.5$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2601.5$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 4.0$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 4.0$	(m)
Inertie	$I_y = 3644197.9$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 133023.2$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 35.5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 6.8$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 11.3$		Elancement	$\lambda_z = 59.0$	
	$\alpha = 0.43$		N_u (béton seul)	$= 2078.53$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)



Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	2158.76
Etat Limite de S ervice	4540.50
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	2803.39

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 23.7

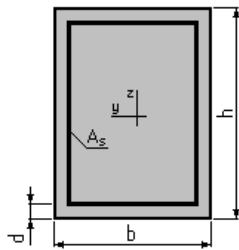
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 34.5$ (cm)

$h = 45.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 6.8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 6.4$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 77.6$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.44$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.41$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1552.5$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 1397.5$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 4.9$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 4.9$	(m)
Inertie	$I_y = 261984.4$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 153988.6$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 13.0$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 10.0$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 37.7$		Elancement	$\lambda_z = 49.2$	
	$\alpha = 0.61$		N_u (béton seul)	$= 1576.66$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	1661.31
Etat Limite de S ervice	2481.75
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	2153.86

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 23.8

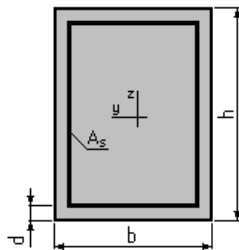
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 50.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 12.3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 8.0$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s\ max} = 125.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.49$ (%)
minimum	$\rho_{min} = 0.32$ (%)
maximum	$\rho_{max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 2500.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2304.0$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 3.5$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 3.5$	(m)
Inertie	$I_y = 520833.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 520833.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 14.4$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 14.4$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 24.2$		Elancement	$\lambda_z = 24.2$	
	$\alpha = 0.78$		N_u (béton seul)	$= 3309.00$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	3657.39
Etat Limite de S ervice	4026.75
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	4716.74

Vérification d'une Section Comprimée

Élément : PO 23.11

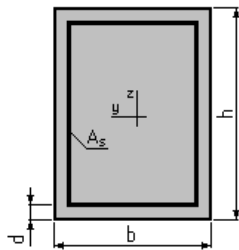
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 215.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 50.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d = 6.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 12.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 5.0$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 100.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.48$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 2500.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2304.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 4.2$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 4.2$	(m)
Inertie	$I_y = 520833.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 520833.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 14.4$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 14.4$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 29.1$		Elancement	$\lambda_z = 29.1$	
	$\alpha = 0.75$		N_u (béton seul)	$= 3186.21$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 10.9 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	3355.14
Etat Limite de S ervice	2989.90
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	3870.66

Bâtiment 24

Vérification de Section en Flexion Simple Elément : SPO 24.1

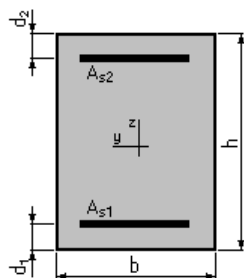
1. hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 22.5$ (cm)

$h = 89.5$ (cm)

$d_1 = 5.8$ (cm)

$d_2 = 10.6$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 17.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 2.1$ (cm²)

théorique $\rho = 2.12$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 20.6$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	459.20	-504.81
Etat Limite de Service	411.84	-395.24
Etat Limite Ultime (Accidentel)	536.31	-592.62

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 459.20$ (kN*m) $M_{\min} = -504.81$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.32 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 78.9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.02$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 411.84$ (kN*m) $M_{\min} = -395.24$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.94

Position de l'axe neutre: $y = 1.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 78.8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 216.8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 536.31$ (kN*m) $M_{\min} = -592.62$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.29 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 78.9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.02$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 420.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 24.1-2

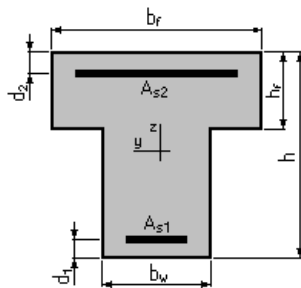
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b_f = 50.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 18.5$ (cm)

$h_f = 5.0$ (cm)

$d_1 = 1.4$ (cm)

$d_2 = 1.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 5.2$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 5.45$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 2.3$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 14.3$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	29.55	-10.94
Etat Limite de Service	26.06	-10.56
Etat Limite Ultime (Accidentel)	33.99	-12.60

Analyse par Etat:

Etat ELU	$M_{\max} = 29.55$	(kN*m)	$M_{\min} = -10.94$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	2.67		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 0.1$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 17.0$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.97$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$	(‰)		

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.6$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 26.06$ (kN*m) $M_{\min} = -10.56$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.73

Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.2$ (MPa)

Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 20.4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 33.99$ (kN*m) $M_{\min} = -12.60$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.67 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.97$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 420.4$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 24.3

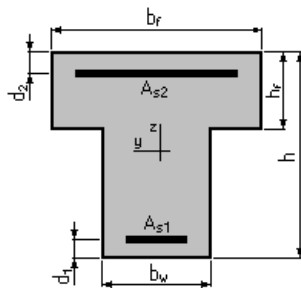
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b_f = 50.0$ (cm)

$b_w = 8.0$ (cm)

$h = 22.5$ (cm)

$h_f = 5.5$ (cm)

$d_1 = 1.2$ (cm)

$d_2 = 2.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 3.5$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 3.54$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 2.3$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 16.4$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	25.84	-14.02
Etat Limite de Service	22.60	-13.11
Etat Limite Ultime (Accidentel)	29.72	-16.14

Analyse par Etat:

Etat ELU	$M_{\max} = 25.84$	(kN*m)	$M_{\min} = -14.02$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	3.11		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 0.1$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 20.5$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.82$	(‰)		

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 365.6$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 22.60$ (kN*m) $M_{\min} = -13.11$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.23
 Position de l'axe neutre: $y = 0.4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 20.5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.4$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 37.2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 29.72$ (kN*m) $M_{\min} = -16.14$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.11 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 20.5$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.82$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.4$ (MPa)

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 24.1

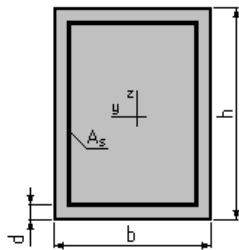
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 235.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 31.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d = 3.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 9.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3.1$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s\ max} = 62.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.58$ (%)
minimum	$\rho_{min} = 0.20$ (%)
maximum	$\rho_{max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 1550.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 1392.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3.7$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3.7$	(m)
Inertie	$I_y = 322916.7$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 124129.2$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 14.4$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 25.6$		Elancement	$\lambda_z = 41.3$	
	$\alpha = 0.66$		N_u (béton seul)	$= 1713.01$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 11.9 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	1835.91
Etat Limite de S ervice	2062.55
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	2117.88

Vérification de Section en Flexion Simple Elément : SPO 26.3

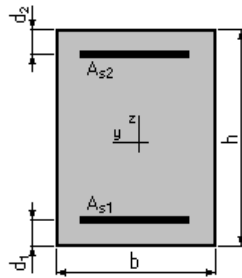
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 32.5$ (cm)

$h = 57.0$ (cm)

$d_1 = 3.3$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.6$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 2.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.93$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 11.2$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 74.1$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	86.25	-193.87
Etat Limite de Service	75.41	-169.81
Etat Limite Ultime (Accidentel)	99.20	-223.02

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 86.25$ (kN*m) $M_{\min} = -193.87$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.89 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 52.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.62$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:



tendue: $\sigma_s = 365.6$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 75.41$ (kN*m) $M_{\min} = -169.81$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.94

Position de l'axe neutre: $y = 0.8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 51.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.1$ (MPa)

Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 336.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 99.20$ (kN*m) $M_{\min} = -223.02$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.89 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 52.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.62$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 420.4$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 26.3

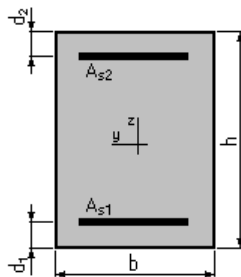
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 32.5$ (cm)
 $h = 57.0$ (cm)
 $d_1 = 3.3$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 4.6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 11.2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 2.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 74.1$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.93$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.12$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	86.25	-193.87
Etat Limite de Service	75.41	-169.81
Etat Limite Ultime (Accidentel)	99.20	-223.02

Analyse par Etat:

Etat ELU	$M_{\max} = 86.25$	(kN*m)	$M_{\min} = -193.87$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	0.89		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 0.3$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 52.0$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.62$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 365.6$	(MPa)		

Etat ELS	$M_{\max} = 75.41$	(kN*m)	$M_{\min} = -169.81$	(kN*m)
----------	--------------------	--------	----------------------	--------

Coefficient de sécurité: 0.94
 Position de l'axe neutre: $y = 0.8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 51.9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.1$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 336.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\text{max}} = 99.20$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -223.02$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.89 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 52.0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.62$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.4$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 26.7

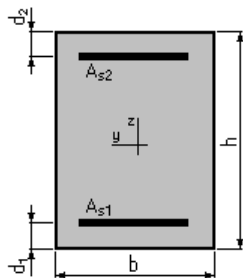
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 31.0$ (cm)

$h = 44.0$ (cm)

$d_1 = 2.0$ (cm)

$d_2 = 5.2$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 19.7$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \min} = 1.4$ (cm²)
 théorique $\rho = 2.68$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 12.5$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	243.25	-153.40
Etat Limite de Service	166.47	-127.39
Etat Limite Ultime (Accidentel)	287.75	-179.64

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 243.25$ (kN*m) $M_{\min} = -153.40$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.90 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 38.8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.05$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 166.47$ (kN*m) $M_{\min} = -127.39$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.17
 Position de l'axe neutre: $y = 0.6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 38.8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.3$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 63.4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 287.75$ (kN*m)** **$M_{\min} = -179.64$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.85 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 38.8$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.05$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 26.9

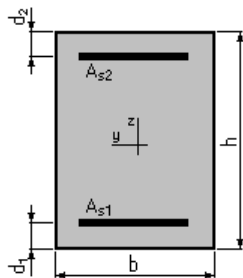
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 17.0$ (cm)

$h = 43.6$ (cm)

$d_1 = 2.2$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.7$ (cm²)

théorique $\rho = 0.57$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	56.31	-0.00
Etat Limite de Service	62.05	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	65.36	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 56.31$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41.4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 62.05$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01

Position de l'axe neutre: $y = 0.8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41.1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 65.36$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 41.4$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.00$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPO 26.11

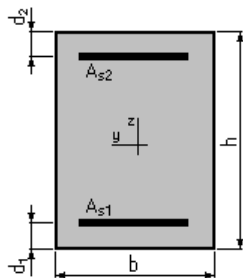
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 26.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 2.1$ (cm)

$d_2 = 9.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 6.0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 19.7$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 1.5$ (cm²)

théorique $\rho = 2.41$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.14$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	98.45	-224.72
Etat Limite de Service	108.05	-140.33
Etat Limite Ultime (Accidentel)	114.10	-267.99

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 98.45$ (kN*m) $M_{\min} = -224.72$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.06$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 365.2$ (MPa)

Etat ELS $M_{\max} = 108.05$ (kN*m) $M_{\min} = -140.33$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.84
 Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 41.0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.2$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 228.4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 114.10$ (kN*m)** **$M_{\min} = -267.99$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.96 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 41.0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.05$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 420.0$ (MPa)

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 26.2

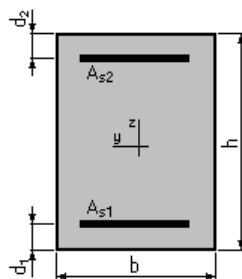
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 14.5 \text{ (cm)}$$

$$h = 19.5 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 1.1 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \min} = 0.3 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 0.45 \text{ (\%)}\text{}$
 minimum $\rho_{\min} = 0.11 \text{ (\%)}\text{}$

Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Moments limites:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	6.81	-0.00
Etat Limite de Service	7.46	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	7.89	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 6.81 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$
 Coefficient de sécurité: 0.05 Pivote: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 17.5 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.01 \text{ (\%)}\text{}$
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00 \text{ (\%)}\text{}$
 Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 7.46 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$
 Coefficient de sécurité: 0.06

Position de l'axe neutre: $y = 0.6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 17.3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\max} = 7.89$ (kN*m)** **$M_{\min} = -0.00$ (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 0.05 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 17.5$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.01$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 26.4

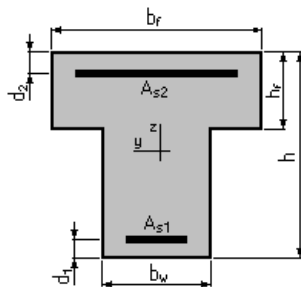
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b_f = 52.0$ (cm)

$b_w = 11.5$ (cm)

$h = 20.0$ (cm)

$h_f = 6.0$ (cm)

$d_1 = 1.5$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 0.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 0.3$ (cm²)

théorique $\rho = 0.38$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.15$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	5.35	-0.00
Etat Limite de Service	5.91	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	6.16	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 5.35$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.07 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 5.91 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.07

Position de l'axe neutre: $y = 0.3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 18.4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 420.0 \text{ (MPa)}$$

Etat ELA $M_{\max} = 6.16 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0.07 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 18.5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.00 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 26.10

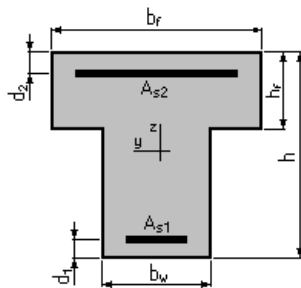
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b_f = 52.0$ (cm)

$b_w = 7.5$ (cm)

$h = 18.0$ (cm)

$h_f = 3.2$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 1.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 1.5$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.1$ (cm²)

théorique $\rho = 1.32$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.13$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 11.1$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	8.01	-0.00
Etat Limite de Service	7.04	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	9.21	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 8.01$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.04 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 15.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.08$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 7.04$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.05
Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 15.4$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 320.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 9.21$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.04 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 15.5$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.08$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 26.11

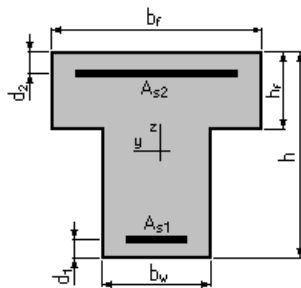
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 360.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b_f = 59.5$ (cm)

$b_w = 7.5$ (cm)

$h = 21.5$ (cm)

$h_f = 3.5$ (cm)

$d_1 = 4.4$ (cm)

$d_2 = 1.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.7$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 3.66$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.14$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 13.7$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	23.70	-0.00
Etat Limite de Service	20.95	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	27.26	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 23.70$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17.1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 20.95$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01
 Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 17.0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 288.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 27.26$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.01 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 17.1$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.07$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 26.12

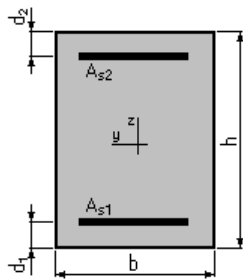
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 9.5$ (cm)

$h = 20.0$ (cm)

$d_1 = 7.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 4.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.2$ (cm²)

théorique $\rho = 3.24$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.15$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 7.6$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	9.36	-0.00
Etat Limite de Service	10.32	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	10.61	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 9.36$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.04 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 12.9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.21$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 10.32$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.03

Position de l'axe neutre: $y = 0.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 12.8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
 Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA **$M_{\text{max}} = 10.61$ (kN*m)** **$M_{\text{min}} = -0.00$ (kN*m)**
 Coefficient de sécurité: 0.04 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 12.9$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.21$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Vérification de Section en Flexion Simple

Elément : SPH 26.14

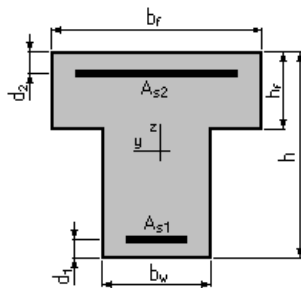
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments $\delta = 1.00$
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$$b_f = 59.5 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 7.5 \text{ (cm)}$$

$$h = 18.0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 1.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 2.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 0.1$ (cm²)

théorique $\rho = 1.62$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 15.8$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 4.00$ (%)

Moments limites:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	11.60	-0.00
Etat Limite de Service	10.18	-0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	13.34	-0.00

Analyse par Etat:

Etat ELU $M_{\max} = 11.60$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.03 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Etat ELS $M_{\max} = 10.18$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.03

Position de l'axe neutre: $y = 0.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.0$ (MPa)

Contrainte limite: $\sigma_{b \text{ lim}} = 25.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 336.0$ (MPa)

Etat ELA $M_{\max} = 13.34$ (kN*m) $M_{\min} = -0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0.03 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16.5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 26.3

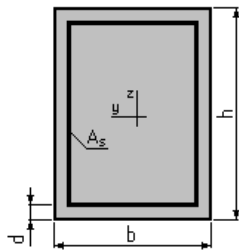
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 4.5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 4.8$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 45.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.50$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.53$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 900.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 784.0$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 67500.0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 67500.0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8.7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.7$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 34.6$		Elancement	$\lambda_z = 34.6$	
	$\alpha = 0.71$		N_u (béton seul)	$= 1031.90$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 15.0 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	1148.72
Etat Limite de S ervice	1451.25
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	1480.29

Vérification d'une Section Comprimée

Elément : PO 26.4

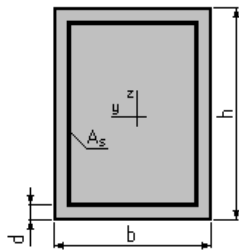
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant EC2 ENV 1992-1-1 / DAN Français

2. Section:



$b = 30.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d = 3.5$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 6.8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 1.8$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 36.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.75$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 4.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 900.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 784.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 67500.0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 67500.0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8.7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.7$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 34.1$		Elancement	$\lambda_z = 34.1$	
	$\alpha = 0.71$		N_u (béton seul)	$= 1037.52$	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 21.3 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 25.0$ (MPa)



Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite U ltime (fondamental)	1214.74
Etat Limite de S ervice	2204.89
Etat Limite Ultime (A ccidentel)	1400.94

Vérification d'une Section Comprimée Elément : PO 26.7

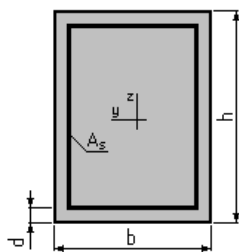
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 420.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$d = 3.0 \text{ (cm)}$$

3. Armatures:

Section théorique	$A_s = 4.5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 4.8$ (cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 45.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.50$ (%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.53$ (%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 900.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 784.0$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 2.9$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 2.9$	(m)
Inertie	$I_y = 67500.0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 67500.0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8.7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 8.7$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 33.8$		Elancement	$\lambda_z = 33.8$	
	$\alpha = 0.72$		N_u (béton seul)	$= 1040.43$	(kN)

Béton:

$$\sigma \text{ (ELS) } = 15.0 \text{ (MPa)}$$

0,6 f_{cj} = 15.0 (MPa)

Effort admissible:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamentale)	1158.73
Etat Limite de Service	1451.70
Etat Limite Ultime (Accidentel)	1493.13



Annexe 5 : Rapport d'essai sur carottes béton



DEPARTEMENT ESSAIS STRUCTURES ET MATERIAUX

ABILITE DES MATERIAUX

DOSSIER N° BMA1-F-4034

Agence d'Elancourt

**Direction Régionale
Ile-de-France**
12 avenue Gay Lussac
ZAC La Clef Saint Pierre
78990 ELANCOURT

RAPPORT D'ESSAIS 1.0 – 11/03/2015

Affaire suivie par **Maxime BOUCHETEAU**

☎ : 01 30 85 21 46 📠 : 01 30 85 23 18

E-mail : m.boucheteau@groupe-cebtp.com

INGENIERIE DES OUVRAGES

DOSSIER : BDP7-E-069

I- ECHANTILLONS

Référence : Carottes de béton

Affaire : CNRS

Réception à GINGER CEBTP à Elancourt (78) : n° 122619 du 26/02/2015

II- PROGRAMME D'ESSAIS

- Détermination de la résistance en compression sur carotte béton suivant la norme NF EN 12390-3.
- Détermination de la résistance en traction par fendage sur carotte béton suivant la norme NF EN 12390-6.

Date des essais : Mars 2015

III- RESULTATS

III-1 Essais de compression

Les carottes ont été sciées afin d'obtenir un élanement de 1 et rectifiées au lapidaire. Les valeurs sont arrondies à 0,1 MPa près. Les résultats sont donnés dans le Tableau 1.

Référence de la carotte	Masse (kg)	Dimensions de		Mva (kg/m³)	Rupture	
		l'échantillon (mm)			charge (kN)	contrainte (MPa)
		diamètre	hauteur			
CS1	1,466	92,5	95,7	2280	398,2	59,3
CS2	1,351	92,5	88,5	2270	314,0	46,7
CM7	1,462	92,5	96,4	2260	292,0	43,5
CS3	1,247	92,5	84,5	2200	305,3	45,4
CM5	1,530	94,2	97,4	2250	248,6	35,7
CS8	1,465	94,2	91,7	2290	472,3	67,8
CS6	1,449	94,2	90,7	2290	524,7	75,3
CS5	1,476	94,2	96,1	2200	370,0	53,1
CS6	1,391	94,2	90,5	2210	332,4	47,7
CM2	1,381	94,2	92,3	2150	175,4	25,2
CS7	1,493	94,2	94,0	2280	297,2	42,6
CM3	1,421	94,2	95,1	2140	143,2	20,5
CS11	1,238	94,2	80,1	2220	289,3	41,5
CM6	1,466	94,2	92,6	2270	411,8	59,1
CM4	0,943	94,2	91,6	1480	26,4	3,8

Tableau 1

III-2 Essais de fendage

Les valeurs sont arrondies à 0,05 MPa près. Les résultats sont donnés dans le Tableau 2.

Référence de l'échantillon	Masse (kg)	Dimensions de l'échantillon (mm)		Mva (kg/m ³)	Force de Rupture (kN)	Contrainte (MPa)
		Diamètre	Hauteur			
CS14	1,454	94,2	107,5	1940	24,8	1,55
CS12	1,737	94,2	113,1	2200	65,6	3,90
CS9	1,811	94,2	121,5	2140	62,9	3,50
CS13	1,866	94,2	125,0	2140	66,2	3,60
CS10	1,723	94,2	109,0	2270	32,0	2,00

Tableau 2

Responsable d'activité

Maxime BOUCHETEAU



Annexe 6 : Rapport d'essai sur échantillons d'acier



RAPPORT D'ESSAIS

BMA6-F-0040
ESSAIS MÉCANIQUES

**DIRECTION REGIONALE
ILE DE FRANCE**
**DEPARTEMENT ESSAIS
STRUCTURES ET MATERIAUX**
LEEMS
Laboratoire d'Etudes et Essais
Des Matériels et Structures

CLIENT : GINGER CEBTP BDP7

DESIGNATION ECHANTILLONS : Armatures en acier

Référence Client : /

Matériau : /

N° Commande : BDP7-F-0024

N° Réception interne : /

RESULTATS

TRACTION

Machine d'Essais : AMSLER 400 kN

Méthode d'Essais : NF EN ISO 6892-1

Référence	Dimensions (mm)	Section S_0 (mm ²)	F_{eh} (kN)	R_{eh} (Mpa)	$F_{p0,2}$ (kN)	$R_{p0,2}$ (Mpa)	F_m (kN)	R_m (Mpa)	A %	Agt %	Observations
1	Ø 8	50,27	/	/	13,7	272	18,4	366	/	15,2	
2	Ø 6	28,27	/	/	8,1	285	11,5	406	/	20,2	
3	Ø 6	28,27	/	/	9,1	321	11,3	401	/	20,2	

COMMENTAIRES

Date des essais : 30/03/2015

Date de rédaction : 31/03/2015

Le Chargé d'Affaire

Validation du Rapport

Le présent rapport d'essais n'est utilisable qu'en reproduction intégrale. Les résultats obtenus ne sont pas généralisables sans justification de la représentativité des échantillons et des essais.

UNE EXPERTISE QUI FAIT LA DIFFERENCE

Ginger CEBTP – S.A.S.U. au capital de 2 597 660 € - 12 avenue Gay Lussac – ZAC La Clef Saint Pierre – 78 990 ELANCOURT

Tél : +33 (0)1 30 85 24 00 – Fax : +33 (0)1 30 85 24 30 – Email : cebtcp.contact@groupe-cebtp.com – www.groupe-cebtp.com

RCS Versailles B 412 442 519 – Code APE 711112B – N° TVA FR 31 412 442 519

Qualité OPQIBI sous le n° 81 05 0433 – Organisme certificateur déclaré auprès du Ministère chargé de l'industrie