

STAGE DE FIN D'ETUDES

Licence Appliquée en Génie Civil

Bâtiment et Environnement

Présenté et soutenu

Par [ABASSI Mohamed Housseem]

Le [20] mai 2013

ETUDE ET CONCEPTION DE LA CONSTRUCTION

D'UN IMMEUBLE R+6

JURY

[Mr SAADA Ridha], ESSTT	Président
[Mr ZDIRI Mustapha], ESSTT	Encadreur
[Mr CHAABEN Rejeb], Bureau	Membre

Sommaire

DEDICACE.....	6
REMERCIEMENT.....	7
INTRODUCTION.....	8
CHAPITRE 1 PRESENTATION GENERALE.....	9
I. PRESENTATION DU PROJET.....	9
II. PRESENTATION DE BUREAU D'ETUDE :.....	9
CHAPITRE 2 CONCEPTION STRUCTURALE.....	10
I. DEFINITION :.....	10
II. TRAÇAGE DES AXES.....	11
III. MISE EN PLACE DES POTEAUX.....	11
IV. CONCEPTION DES POUTRES ET DES RAIDISSEURS.....	12
V. CONCEPTION DES PLANCHERS.....	13
CHAPITRE 3 EVALUATION DES CHARGES.....	14
I. INTRODUCTION:.....	14
II. EVALUATION DES CHARGES :.....	14
1. LES PLANCHERS :.....	14
a. Plancher terrasse :.....	14
b. Plancher intermédiaire :.....	15
2. LES BALCONS :.....	16
3. LES MURS :.....	16
CHAPITRE 4 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION	17
I. LE BETON :.....	17
1. DEFINITION :.....	17
2. COMPOSITION DU BETON :.....	17
3. RESISTANCE DU BETON :.....	18
II. L'ACIER :.....	18
1. DEFINITION :.....	18
2. DIAGRAMME DE DEFORMATION - CONTRAINTE :.....	18
3. TYPES D'ACIER :.....	18
III. HYPOTHESES DE CALCUL :.....	19
1. BETON :.....	19
2. GROS BETON :.....	19
3. ACIER :.....	19
4. ENROBAGE :.....	19

CHAPITRE 5 ETUDE D'UNE POUTRE.....	20
I. DESCENTE DE CHARGE :	20
1. CHARGE PERMANENTE :	20
2. CHARGE D'EXPLOITATION :	20
II. CALCUL DE MOMENT :	20
1. POUTRE ISOSTATIQUE :	20
2. POUTRE HYPERSTATIQUE :	21
a. Méthode forfaitaire :	21
b. Méthode de Caquot :	22
c. Cas de charge concentrée :	22
I. CALCUL DES ARMATURES DE LA POUTRE:	23
1. ETAT LIMITE ULTIME (ELU) :	23
2. ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS) :	24
I. EXEMPLE : POUTRE B10 :	25
1. PRE-DIMENSIONNEMENT :	25
2. CHARGEMENT:	26
3. CALCUL DES SOLLICITATIONS DES COMBINAISONS :	27
4. MOMENT FLECHISSANT :	27
5. EFFORT TRANCHANT :	31
6. CALCUL D'ACIER LONGITUDINAL :	33
a. Etat limite ultime :	33
b. Etat limite de service :	35
7. CALCUL D'ARMATURE TRANSVERSALE :	37
8. CALCUL D'ANCRAGE :	38
9. SCHEMA DE FERRAILLAGE :	38
CHAPITRE 6 ETUDE DE PLANCHER (DALLE NERVUREE)	39
I. DEFINITION :	39
II. EXEMPLE NERVURE N1 :	39
1. HYPOTHESE :	39
2. CALCUL DES SOLLICITATIONS DES COMBINAISONS :	39
3. MOMENT FLECHISSANT :	40
a. Etat limite ultime :	40
b. Etat limite de service :	41
4. CALCUL D'ARMATURE LONGITUDINALE :	43
a. Etat limite ultime :	43
b. Etat limite de service :	44
5. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :	44
6. CALCUL D'ARMATURE TRANSVERSALE :	45
7. SCHEMA DE FERRAILLAGE :	45
CHAPITRE 7 ETUDE D'UN POTEAU :	46
I. DEFINITION :	46

II.	FORMULAIRE :	46
III.	EXEMPLE POTEAU « P24 » :	47
1.	CHARGEMENT :	47
2.	CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE :	48
3.	COMBINAISON DES CHARGES :	48
4.	PRE-DIMENSIONNEMENT :	48
5.	ARMATURE LONGITUDINAL :	48
6.	CONDITION DE NON FRAGILITE :	49
7.	ARMATURE TRANSVERSALE :	49
8.	ESPACEMENT :	49
9.	JONCTION PAR RECOUVREMENT :	49
10.	SCHEMA DE FERRAILLAGE :	49
CHAPITRE 8 CALCUL DE FONDATION		50
I.	DEFINITION :	50
II.	CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DU SOL :	50
1.	ESSAI PRESSIOMETRIQUE « 1 » :	50
2.	ESSAI PRESSIOMETRIQUE « 2 » :	51
III.	ETUDE D'UNE SEMELLE ISOLEE :	53
1.	CHARGEMENT :	53
2.	COMBINAISONS DES CHARGES :	53
4.	CALCUL D'ARMATURE ET ESPACEMENT :	55
5.	SCHEMA DE FERRAILLAGE :	56
6.	PRE DIMENSIONNEMENT DE GROS BETON :	56
CHAPITRE 9 ETUDE D'UNE CAGE D'ASCENSEUR :		57
I.	DESCRIPTION DE L'ASCENSEUR :	57
II.	ETUDE D'UN VOILE D'ASCENSEUR :	57
III.	EXEMPLE DE CALCUL D'UN VOILE :	59
1.	CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE :	59
2.	DOMAINE DE VALIDITE :	59
3.	CHARGEMENT :	59
4.	COMBINAISON DES CHARGES :	60
5.	DETERMINATION DE LA LONGUEUR DE FLAMBEMENT :	60
6.	DETERMINATION DES ARMATURES:	61
7.	SCHEMA DE FERRAILLAGE:	61
CHAPITRE 10 ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE		62
I.	INTRODUCTION :	62
II.	ETUDE DES ESCALIERS	62
1.	INTRODUCTION :	62
2.	DEFINITIONS :	62
3.	PRE- DIMENSIONNEMENT	63

4.	DETERMINATION DES SOLLICITATIONS DE CALCUL	64
5.	CALCUL DE MOMENT :	65
6.	CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :	66
7.	ARMATURE DE REPARTITION :	67
8.	SCHEMA DE FERRAILLAGE :	67
III.	ETUDE D'UN BALCON :	68
1.	COMBINAISON DES CHARGES :	68
a.	Combinaisons de charge à l'E L U	68
b.	Combinaisons de charge à l'ELS	68
2.	CALCUL DE MOMENT :	68
a.	À l'E L U :	68
b.	À l'E L S :	69
3.	CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :	69
4.	CALCUL DES ARMATURES DE REPARTITION :	69
5.	SCHEMA DE FERRAILLAGE :	70
IV.	ETUDE D'UN ACROTERE :	71
1.	EVOLUTION DES CHARGES :	72
2.	EXIGENCE DES REGLES RPA99 :	72
3.	VERIFICATION DE NON FLAMBEMENT :	72
4.	CALCUL DE L'EXCENTRICITE :	73
5.	CALCUL DE COEFFICIENT DE MAJORATION :	73
6.	FERRAILLAGE :	73
7.	SCHEMA DE FERRAILLAGE :	74
CHAPITRE 11 MODELISATION SOUS ROBOT CBS		75
I.	INTRODUCTION :	75
II.	IMPORTATION DU PLAN DE COFFRAGE :	75
1.	LA CONCEPTION :	75
2.	L'EXPORTATION:	76
3.	L'IMPORTATION :	76
III.	MODELISATION SOUS ROBOT CBS :	76
1.	SAISIE DES POTEAUX :	76
2.	SAISIE DES POUTRES :	77
5.	CARACTERISTIQUES DU BATIMENT :	78
6.	CALCUL DE LA DESCENTE DE CHARGE :	78
CHAPITRE 12 DIMENSIONNEMENT AVEC ROBOT STRUCTURALE OFFICE... 79		
I.	INTRODUCTION :	79
II.	EXPORTER SUR ROBOT STRUCTURALE OFFICE:	79
III.	LES PLANS DE FERRAILLAGE DES ELEMENTS :	79
CONCLUSION :		80
BIBLIOGRAPHIE :		81
ANNEXE		82

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 1-détaille de charge permanente d'un plancher terrasse (16+5)*
Tableau 2-charge permanente et exploitation d'un plancher terrasse (16+5)
Tableau 3-détaille de charge permanente d'un plancher intermédiaire (16+5)
Tableau 4-charge permanente et exploitation d'un plancher intermédiaire (16+5)
Tableau 5-détaille de charge permanente d'une dalle pleine d'un balcon
Tableau 6-charge permanente et exploitation d'une dalle pleine d'un balcon
Tableau 7-charges des murs
Tableau 8-sollicitations des combinaisons a l'ELU et a l'ELS
Tableau 9-moment a l'ELU et a l'ELS
Tableau 10-effort tranchant a l'ELU et a l'ELS
Tableau 11-ferraillage longitudinal a l'ELU
Tableau 12 ferraillage transversale et espacement
Tableau 13-ancrage de la poutre
Tableau 14-sollicitations des combinaisons a l'ELU et a l'ELS
Tableau 15-moment à l'ELU / ELS
Tableau 16-ferraillage longitudinal a l'ELU
Tableau 17-vérification à l'ELS
Tableau 18-effort tranchant à l'ELU / ELS
Tableau 19-ferraillage transversale et espacement
Tableau 20-dimensionnement de la semelle
Tableau 21-dimensionnement de gros béton
Tableau 22-longueur de flambement

LISTE DES FIGURES

- Figure 1 coupe plancher terrasse (16+5)*
Figure 2 coupe plancher intermédiaire (16+5)
Figure 3-coupe d'une dalle pleine d'un balcon
Figure 4-coupes des murs
Figure 5-diagramme de déformation-contrainte
Figure 6-vue en 3D d'une semelle
Figure 7-Schéma de l'ascenseur
Figure 8-Vue de l'escalier
Figure 9- Escalier -vue en plan
Figure10- Coupe verticale de l'acrotère



DEDICACES

Je dédie ce travail à :

*Mon père, qui ma fait toujours soutenus et qui continu à faire tout
son possible pour m'aider.*

*Ma mère, sources de tendresse et d'amours pour son soutien tout le
long de mes années d'études.*

Mon frère MARWEN et ma sœur AMAL, que j'aime beaucoup.

Mes chers amis surtout

OUSSAMA, HELMI, ...

Et mes enseignants du département GENI CIVIL du l'E.S.S.T.T.

*Tous ceux qui ont collaboré de près ou de loin à l'élaboration de ce
travail.*

Que dieu leur accorde sante et prospérité.

REMERCIEMENTS

Je ne peux pas entamer la rédaction de ces pages sans tourner à exprimer mes profonds respects et gratitude à la direction de mon école :

Ecole supérieure des sciences et techniques de Tunis

Qui m'a offert la chance d'effectuer ce projet afin d'enrichir mes acquis théoriques par une expérience pratique et de découvrir l'environnement professionnel.

De même, je m'adresse par mes sincères remerciements en particulier à mon encadreur Mr ZDIRI Mustapha qui m'a énormément aidé et m'a consacré beaucoup d'assistance et de temps pour réaliser ce travail.

Aussi, je tiens à exprimer ma gratitude à Mr CHEMLI Khaled ingénieur conseil et chef de bureau d'études privé spécialisé en Béton armé et structure et à mon tuteur de stage Mr CHAABEN Rejeb technicien supérieur qui m'a confié pour passer mon stage et qui m'a aidé en permanence, encouragé et donné les précieux conseils qu'il m'a prodigué durant ce stage afin d'acquérir des nouvelles informations et savoir le déroulement de travaux et ceci me permet de performer mes compétences et m'engager dans la vie professionnelle.

Enfin, je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce projet de fin d'études.

INTRODUCTION

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation de licence. L'ouvrage en question est un bâtiment en (R+6). La conception de ce projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige à tenir compte des données suivantes :

- *L'usage.*
- *La résistance et la stabilité.*
- *Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.*
- *Les conditions économiques.*

Donc, il est nécessaire de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites et leurs coûts.

*Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul (**ROBOT MELLINIUM V19.0**) pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts entrepris dans le bâtiment, sont utilisés pour dimensionner les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par BAEL91.*

CHAPITRE 1 PRESENTATION GENERALE

I. PRESENTATION DU PROJET

Notre étude est basée sur un projet de construction d'un immeuble R+6 en béton armé en cours de réalisation à El Mourouj. Il est conçu pour usage d'habitation seulement.

L'immeuble comporte un joint de dilatation de deux centimètres d'épaisseur, ce joint débute à partir du RDC, jusqu'au 6^{ème} étage. D'autre part il comporte aussi deux ascenseurs qui relient le RDC aux étages supérieurs.

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de bâtiment $H = 23m$.
- Hauteur de RDC..... $h = 2,85m$.
- Hauteur d'étage courant $he = 2,85m$.

Dimensions en plans:

- Longueur totale $L_{long} = 48,7m$.
- Largeur totale..... $L_{trans} = 19,95m$.

II. PRESENTATION DE BUREAU D'ETUDE :

Le bureau d'études auprès duquel j'ai effectué mon stage porte la dénomination de « bureau d'études CHEMLI Khaled ingénieur conseil », et est spécialisé en béton armé, VRD et charpente métallique. Il a démarré son activité en juillet 2002.

Plan de situation : Rue Arabie saoudite - GALAXI- tour « C » -5^{ème} étage –Lafayette.

Les principales sociétés avec lesquelles ce bureau détient de larges actions de travaux d'études sont sociétés immobilière comme :

- La société immobilière : « Sila »
- La société immobilière : « El Wifek »
- La société immobilière : « La paix »
- La société immobilière : « Masharii »
- La société immobilière : « Lac Immobilière »
- La société immobilière : « Walha frère ».

CHAPITRE 2 CONCEPTION STRUCTURALE

I. DEFINITION :

La conception structurale est la phase initiale de l'étude d'une ossature de bâtiment en béton armé, elle est considérée comme étant la phase la plus importante, puisque le dimensionnement des éléments de structure est en relation avec le cout et les délais d'exécution.

Elle doit être conduite en respectant les règles de l'art de la construction et en satisfaisant au mieux les contraintes architecturales et celles du site.

Pour choisir un système porteur, plusieurs facteurs doivent être pris en compte à savoir les charges permanentes, les charges d'exploitations, l'interaction sol-structure (instabilité, tassement...), les actions climatiques et les charges dynamiques (nuisances vibratoires, séismes).

Le choix du système porteur dépend aussi de l'usage du bâtiment ; logement, écoles, bureaux, foyers, salles de réunion, halls industriels...

Une fois la conception est faite, c'est-à-dire la disposition des éléments porteurs verticaux et horizontaux étant choisie on procède au dimensionnement des éléments.

Chaque élément doit être dimensionné, vis-à-vis des conditions de résistance et de la déformation. Le dimensionnement conduit à optimiser les sections afin de réduire les couts

Les différents éléments structuraux de l'ouvrage doivent permettre son utilisation dans des conditions normales et en toute sécurité.

II. TRACAGE DES AXES

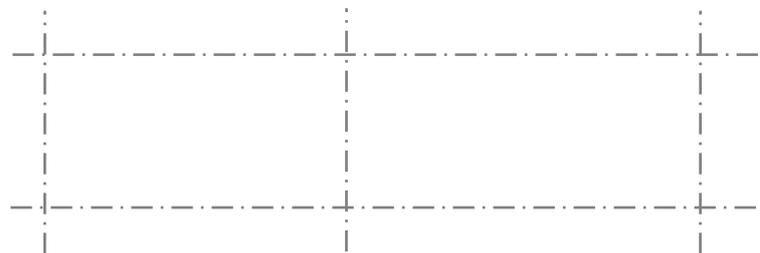
Lors du traçage des axes, on doit suivre le plan architectural imposé.

On doit différencier entre l'axe d'un poteau et celui d'un mur. L'axe du poteau est obtenu en s'éloignant du côté intérieur du mur vers l'extérieur et en laissant 1,5cm pour l'enduit intérieur et la moitié de la largeur de la poutre.

Il y a quelques précautions à prendre en compte surtout pour les murs dont l'épaisseur est inférieure à 27cm puisqu'on aura des poteaux apparents ce qui est nuisible à l'esthétique de l'ouvrage. Pour cela, on calcule généralement à partir du mur qu'on veut laisser intact.

Pour des raisons de mise en œuvre de coffrage, on choisit des dimensions traditionnelles pour tous les poteaux qui sont (22×22) cm².

Dans notre structure, on a les murs extérieurs d'épaisseur 35cm donc, on n'aura pas de problèmes dans l'emplacement des poteaux tandis que les murs intérieurs sont d'épaisseur 10 a 20cm alors on doit bien déterminer leurs emplacements pour avoir une cohérence avec l'aspect esthétique sauf pour le salon qui a un mur d'une épaisseur de 25cm.



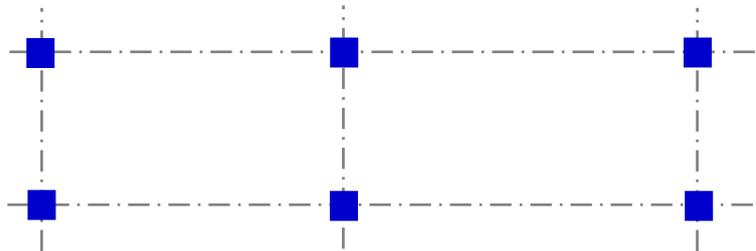
III. MISE EN PLACE DES POTEAUX

L'emplacement correct des poteaux sur les axes est conditionner par quelques consignes tels que :

- *Essayer d'aligner les poteaux le plus possible verticalement et horizontalement et de les placer sous forme de grille pour faciliter la mise en place des poutres.*
- *Éviter les longues distances entre les poteaux pour éviter les retombés et les dalles de grande épaisseur ainsi on peut gagner en poids propre et par suite en coût. Pour savoir cette distance, on multiplie l'épaisseur fois 22,5
→ $L = e \times 22,5$.*

Par exemple, pour les planchers (19+6), la distance entre les poteaux doit être comprise entre 4,725m et 5,625

- *Éviter le rapprochement des poteaux pour ne pas consommer des matériaux en excès.*
- *Commencer par placer des poteaux dans les coins pour éviter l'utilisation des portes à faux.*
- *Dans le cas d'une poutre continue, essayer de placer des poteaux pour avoir des longueurs des travées consécutives rapprochées : $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$.*
- *Placer les poteaux nécessaires pour l'escalier.*
- *Éviter les poteaux naissants dans les étages pour éviter les nouvelles charges supplémentaires.*
- *Le bon placement des poteaux nous permettra d'avoir un calcul de dimensionnement des autres éléments de la structure plus aisé.*



Remarque : *Pour avoir des poteaux en parfaite harmonie entre le rez de chaussée et l'étage, on a commencé par placer les poteaux à l'étage. Ensuite, on les a copiés pour le rez de chaussée en ajoutant les modifications nécessaires comme l'ajout de quelques poteaux.*

IV. CONCEPTION DES POUTRES ET DES RAIDISSEURS

Les poutres sont les éléments de la structure qui vont répartir les charges aux poteaux tandis que les raidisseurs sont des éléments d'ossature placés dans les panneaux de coffrage.

Suivant l'emplacement des poteaux, on place les poutres :

La hauteur d'une poutre est déterminée à partir de la condition de flèche :

✓ Poutre isostatique : $L/12 \leq h \leq L/10$

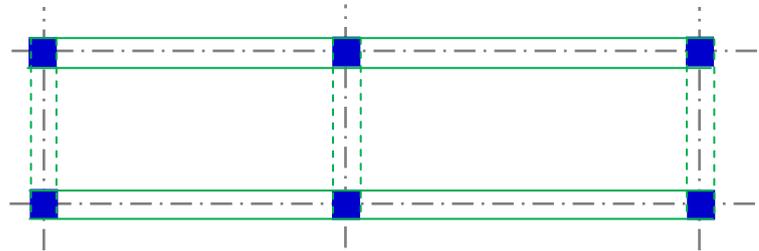
✓ Poutre continue : $L/15 \leq h \leq L/12$

On doit essayer d'utiliser les poutres continues au maximum pour gagner dans la section puisque pour une même portée, la section d'une poutre continue est inférieure à celle d'une poutre isostatique et ainsi on gagne en coût.

En plus, on doit éviter les poutres plates car elles sont couteuses.

En cas de retombées, essayer de les cacher en les noyant par exemple dans les murs.

Pour assurer la rigidité des dalles, on utilise les raidisseurs.

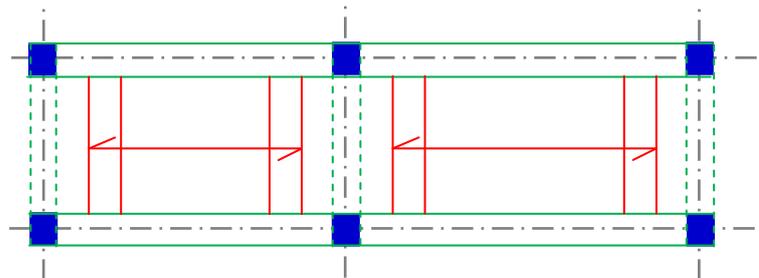


V. CONCEPTION DES PLANCHERS

Il y a deux types de plancher :

- ✓ Les dalles pleines.
- ✓ Les dalles à corps creux.

Pour notre structure, on va utiliser les dalles (16+5) à corps creux pour des raisons techniques, structurales et architecturales parce que les portées sont inférieures à 4,75 mètres. On les poserait sous forme de panneaux de dalles qui transmettront leurs propres charges aux poteaux et les charges supportées par les nervures.



CHAPITRE 3 EVALUATION DES CHARGES

I. INTRODUCTION:

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

✓ **Les charges réglementaires :**

Les charges réglementaires sont en général :

- Des charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Des charges d'exploitation ou surcharges.

✓ **Les charges permanentes « G » :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

✓ **Les charges d'exploitation « Q » :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

II. EVALUATION DES CHARGES :

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

1. LES PLANCHERS :

a. Plancher terrasse :

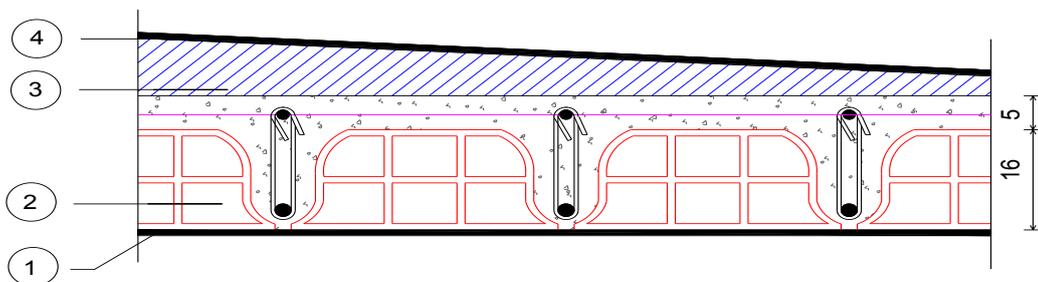


Figure 1 coupe plancher terrasse (16+5)

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m3)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
<i>1-Couche d'enduit</i>	2	20	0,4
<i>2-Dalle à corps creux (16+5)</i>	-	-	2,85
<i>3-Forme de pente</i>	10	20	2
<i>4-Etanchéité</i>	-	-	0,4
<i>5-Protection de l'étanchéité</i>	-	-	0,6

Tableau 1-détail de charge permanente d'un plancher terrasse (16+5)

<i>G =</i>	6,25	<i>(KN/m²)</i>
<i>Q =</i>	1	<i>(KN/m²)</i>

Tableau 2-charge permanente et exploitation d'un plancher terrasse (16+5)

b. Plancher intermédiaire :

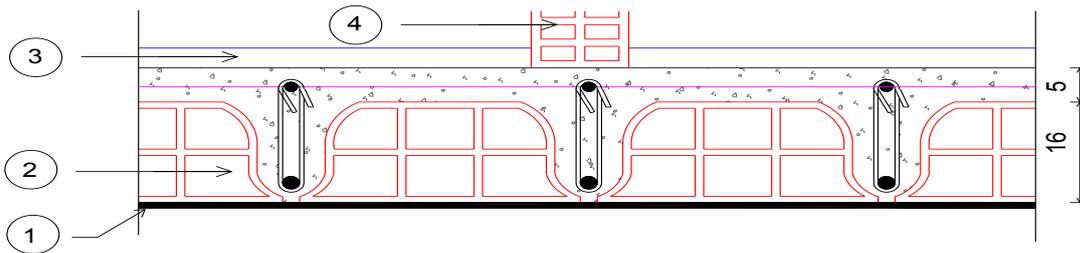


Figure 2 coupe plancher intermédiaire (16+5)

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m3)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
<i>1-Couche d'enduit</i>	2	20	0,4
<i>2-Dalle à corps creux (16+5)</i>	-	-	2,85
<i>3-Revêtement classique</i>	-	-	1,7
<i>4-Cloisonnement</i>	-	-	1

Tableau 3-détail de charge permanente d'un plancher intermédiaire (16+5)

<i>G =</i>	5,95	<i>(KN/m²)</i>
<i>Q =</i>	1,5	<i>(KN/m²)</i>

Tableau 4-charge permanente et exploitation d'un plancher intermédiaire (16+5)

2. LES BALCONS :

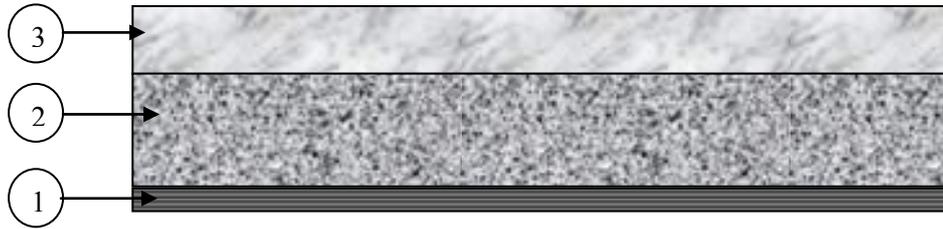


Figure 3-coupe d'une dalle pleine d'un balcon

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
1-Couche d'enduit	2	20	0,4
2-Dalle pleine	21	25	5,25
3-Revêtement classique	-	-	1,7
4-Cloisonnement	-	-	1

Tableau 5-détail de charge permanente d'une dalle pleine d'un balcon

G =	8,35	(KN/m ²)
Q =	4	(KN/m ²)

Tableau 6-charge permanente et exploitation d'une dalle pleine d'un balcon

3. LES MURS :

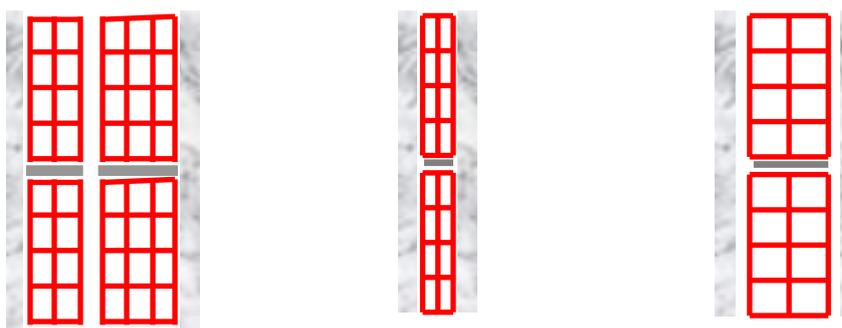


Figure 4-coupes des murs

Cloison	10	15	20	25	30	35
Charge (KN/m)	0,1	0,74	0,811	0,885	0,94	1,18

Tableau 7-charges des murs

CHAPITRE 4 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I. LE BETON :

1. DEFINITION :

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant en proportions convenables et de matière homogène : du ciment, du sable, du gravier et de l'eau (exemple : 400kg de sable + 800kg de gravillons + 400kg de ciment + 200 l d'eau). Le mélange fait prise puis durcit, ce qui se traduit par un accroissement de ses résistances à la compression et à la traction, la seconde reste par contre relativement faible et incertaine.

Pour pouvoir utiliser le béton ; matériau fragile mais économique, dans la réalisation des ouvrages, on est donc conduit à lui associer des armatures métalliques capables d'éviter les inconvénients résultant de cette faible résistance à la traction (2,5 MPa en traction contre 35 MPa en compression). Le matériau ainsi obtenu est le **Béton armé**.

Nous définirons le béton armé ainsi : c'est un matériau complexe constitué par la réunion de deux matériaux que nous admettrons simples le béton et l'acier, disposés de façon à utiliser d'une manière économique et rationnelle les résistances propres de chacun d'eux.

2. COMPOSITION DU BETON :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du **ciment** et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.
- Le béton est constitué de deux types de **granulats** :
 - Sable de dimension inférieure à 5mm.
 - Gravier de dimension inférieure à 25mm.

- L'eau utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton

3. RESISTANCE DU BETON :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants ; un béton est défini par la valeur de la résistance à la compression mesurée en décroisant des éprouvettes cylindriques de 200cm² de section (d=16cm ; h=32cm)

La résistance est mesurée à l'âge de 28 jours

Selon les règles « **BAEL91** » la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi :

$$\rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$\rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

II. L'ACIER :

1. DEFINITION :

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Aciers durs pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

2. DIAGRAMME DE DEFORMATION - CONTRAINTE :

Le diagramme contrainte (σ_s)- déformation (ε_s) est défini sur la figure suivante :

$$\rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \text{pour } 0 \leq \varepsilon_s \leq f_e / (\gamma_s \cdot E_s).$$

$$\rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{pour } \varepsilon_s \geq f_e / (\gamma_s \cdot E_s).$$

3. TYPES D'ACIER :

- Barres lisses (RL) \rightarrow Fe E 235.
- Barre à hautes adhérences (HA) \rightarrow Fe E 400.

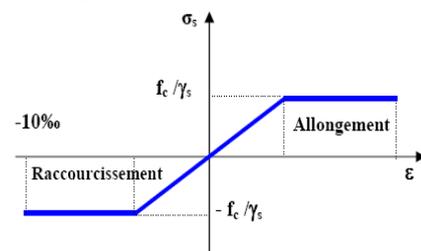


Figure 5-diagramme de déformation-contraainte

III. HYPOTHESE DE CALCUL :

1. BETON :

Béton utilisé pour les éléments armés :

La composition courante pour 1 m³ est comme suit :

- *Dosage de ciment : 350 kg/ m³.*
- *Classe du ciment : CPA 45.*
- *Gravier : 800 litre de 15/25mm.*
- *Sable : 400 litre de 0/5mm.*
- *Eau : 200 litre d'eau.*

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- *La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 23 \text{ MPa}$.*
- *La résistance à la traction du béton ($f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$) : $f_{t28} = 1,98 \text{ MPa}$.*
- *Module d'élasticité longitudinal différé $E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}$: $E_{vj} = 10522,3 \text{ MPa}$.*
- *Module d'élasticité longitudinal instantané $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}$: $E_{ij} = 31282,54 \text{ MPa}$*
- *Contrainte ultime du béton en compression $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5}$: $f_{bc} = 13,03 \text{ MPa}$.*

2. GROS BETON :

- *Dosage du ciment : 250 Kg/ m³.*
- *Capacité portante a l'ELS : $\overline{\sigma}_{GB} = 0,6 \text{ MPa}$.*

3. ACIER :

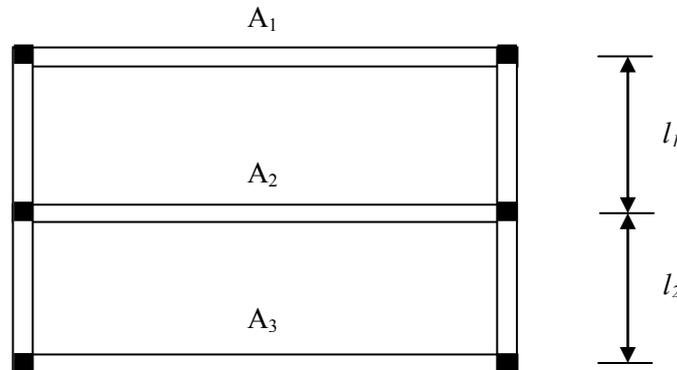
- *Limite élastique de l'acier transversal : $f_{et} = 215 \text{ MPa}$.*
- *Limite élastique de l'acier longitudinal : $f_e = 400 \text{ MPa}$.*
- *Module d'élasticité longitudinal de l'acier : $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.*

4. ENROBAGE :

L'enrobage varier entre 2 à 2,5 cm pour tous les éléments sauf que pour les semelles il est de 5 cm.

CHAPITRE 5 ETUDE D'UNE POUTRE

I. DESCENTE DE CHARGE :



1. CHARGE PERMANENTE :

✓ g_1 : poids propre de la poutre

➔ $g_1 = \rho_{BA} \times \text{section de la poutre [T/ml]}$ avec $\rho_{BA} = 2,5 \text{ t/m}^3$

✓ g_2 : poids d'une poutre du plancher

➔ $g_2 = \frac{l_1 + l_2}{2} \times G_{dalle} \text{ [T/ml]}$

✓ g_3 : poids du mur s'il existe

2. CHARGE D'EXPLOITATION :

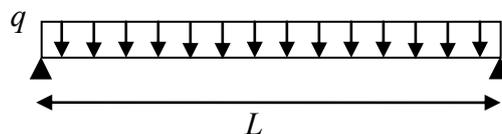
➔ $Q = \frac{l_1 + l_2}{2} \times Q_{dalle} \text{ [T/ml]}$

II. CALCUL DE MOMENT :

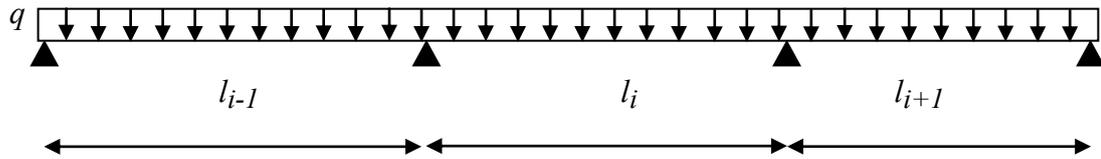
1. POUTRE ISOSTATIQUE :

Moment en travée :

$$M_t = \frac{q_w \cdot l^2}{8}$$



2. POUTRE HYPERSTATIQUE :



Domaines d'application des méthodes propres au béton armé :

↳ Selon les 4 conditions suivantes qu'elles soient vérifiées ou non en appliquera différentes méthodes :

- Méthode appliquée lorsque : $Q \leq 2G$ ou $Q \leq 0,5 \text{ t/m}^2$.
- Inerties constantes dans le long de la poutre.
- Les portées successives ($l_i ; l_{i+1} \dots$) sont dans un rapport compris entre : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$.
- La fissuration ne doit pas compromettre la tenue de la structure
 ⇒ Fissuration peu préjudiciable.

- ✓ Si **a**, **b**, **c** et **d** sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.
- ✓ Si **a** n'est pas vérifiée on appliquera la méthode de Caquot.
- ✓ Si **a** est vérifiée mais une ou plus des trois conditions **b**, **c** et **d** ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée.

Remarque 1 : Si les quatre conditions sont vérifiées, il est toujours possible d'utiliser la méthode de Caquot minorée, qui conduira à un ferrailage mieux dimensionné que celui obtenu avec la méthode forfaitaire. Mais la méthode de Caquot est plus longue que la méthode forfaitaire.

Remarque 2 : Ces méthodes s'appliquent uniquement aux poutres supportant une dalle faisant office de table de compression. Pour le calcul d'une poutre de chemin de roulement par exemple, on utilisera la théorie classique de la résistance des matériaux pour calculer les moments sur appuis.

a. Méthode forfaitaire :

$$\text{Avec } \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

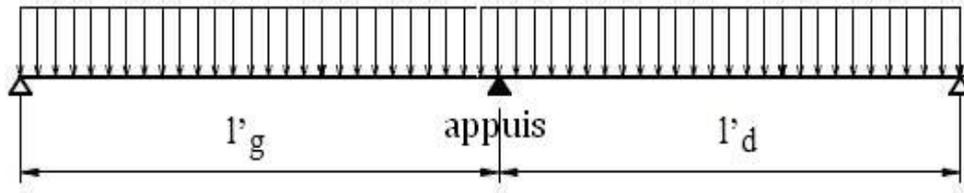
M_0 : c'est la valeur maximale du moment en travée isostatique.

Deux travées		
0	0.6 max(M_{01}, M_{02})	0
△	(0.6+0.15α) M_{01}	(0.6+0.15α) M_{02}
Plus de deux travées		
0	0.5 max(M_{01}, M_{02})	0.4 max(M_{02}, M_{03})
△	(0.6+0.15α) M_{01}	(0.5+0.15α) M_{02}
		(0.5+0.15α) M_{03}
appui de rive	appui voisin de rive	appui intermédiaire

b. Méthode de Caquot :

Hypothèses : Pour le calcul des moments sur appui « M_a », on fait les hypothèses suivantes :

↪ Seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte.



↪ On adopte des longueurs de portées fictives l_0 , telles que :

- $l' = l$ pour les deux travées de rive.
- $l' = 0,8.l$ pour les travées intermédiaires.

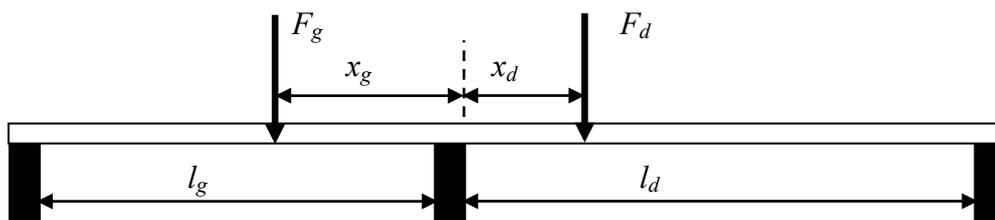
$$\Rightarrow M_a = - \frac{q_g l_g'^3 + q_d l_d'^3}{8,5(l'_g + l'_d)}$$

Cas particulier : Pour « Caquot minorée » on remplace G par $G_0 = \frac{2}{3}G$.

Moment en travée :

$$\Rightarrow M_t = -q \frac{x^2}{2} + q x \frac{l}{2} + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

c. Cas de charge concentrée :



Le moment d'appui est égal en valeur absolue à :

$$\Rightarrow M_{F_g} = \frac{k \cdot F_g \cdot l_g^2}{l_g + l_d} \quad \text{et} \quad M_{F_d} = \frac{k \cdot F_d \cdot l_d^2}{l_g + l_d}$$

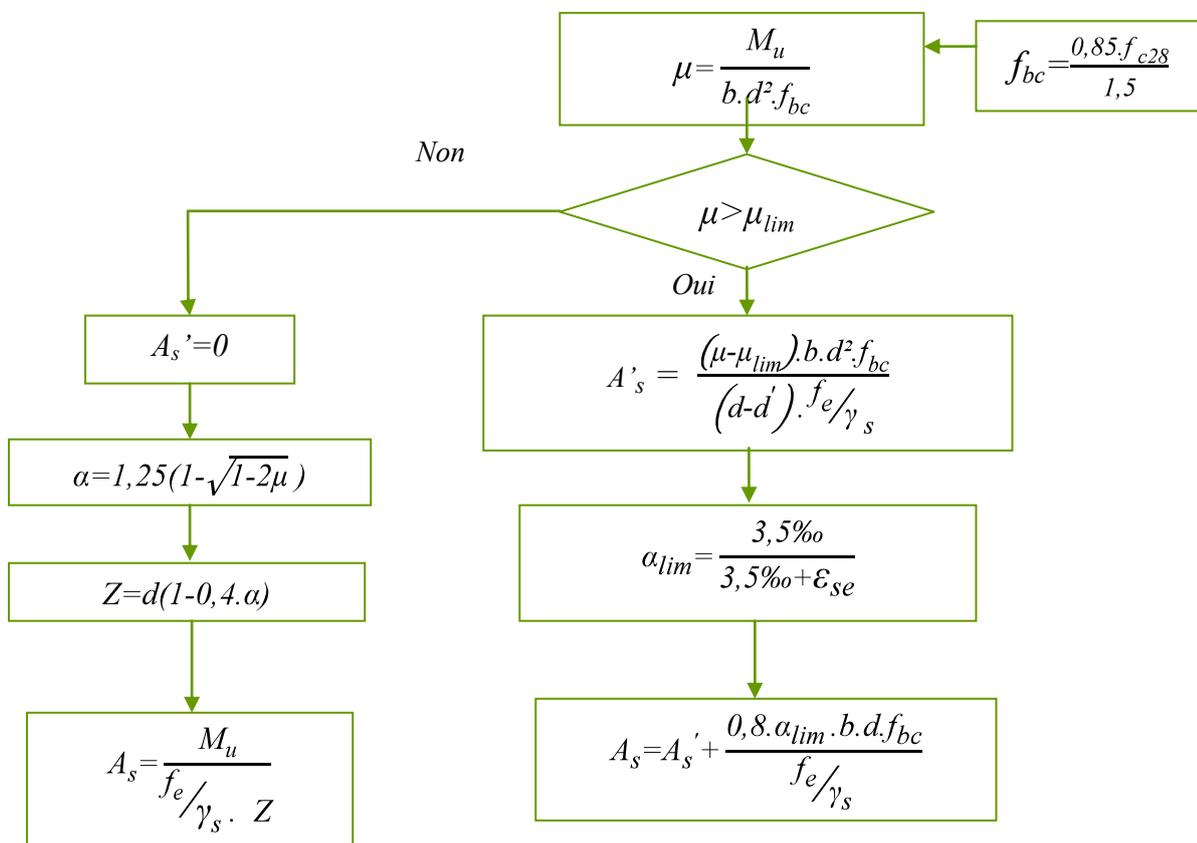
La valeur du coefficient k est donner par :

$$\Rightarrow k = \frac{l}{2,125} \times \frac{x}{l'} \times \left(1 - \frac{x}{l'}\right) \times \left(2 - \frac{x}{l'}\right)$$

- ◆ F_g : charge concentrée sur la travée de gauche.
- ◆ F_d : charge concentrée sur la travée de droite.
- ◆ x_g : distance de F_g au nu de l'appui considéré.
- ◆ x_d : distance de F_d au nu de l'appui considéré.
- ◆ $x=x_g$ et $l'=l_g$: pour la travée à gauche de l'appui.
- ◆ $x=x_d$ et $l'=l_d$: pour la travée à droite de l'appui.

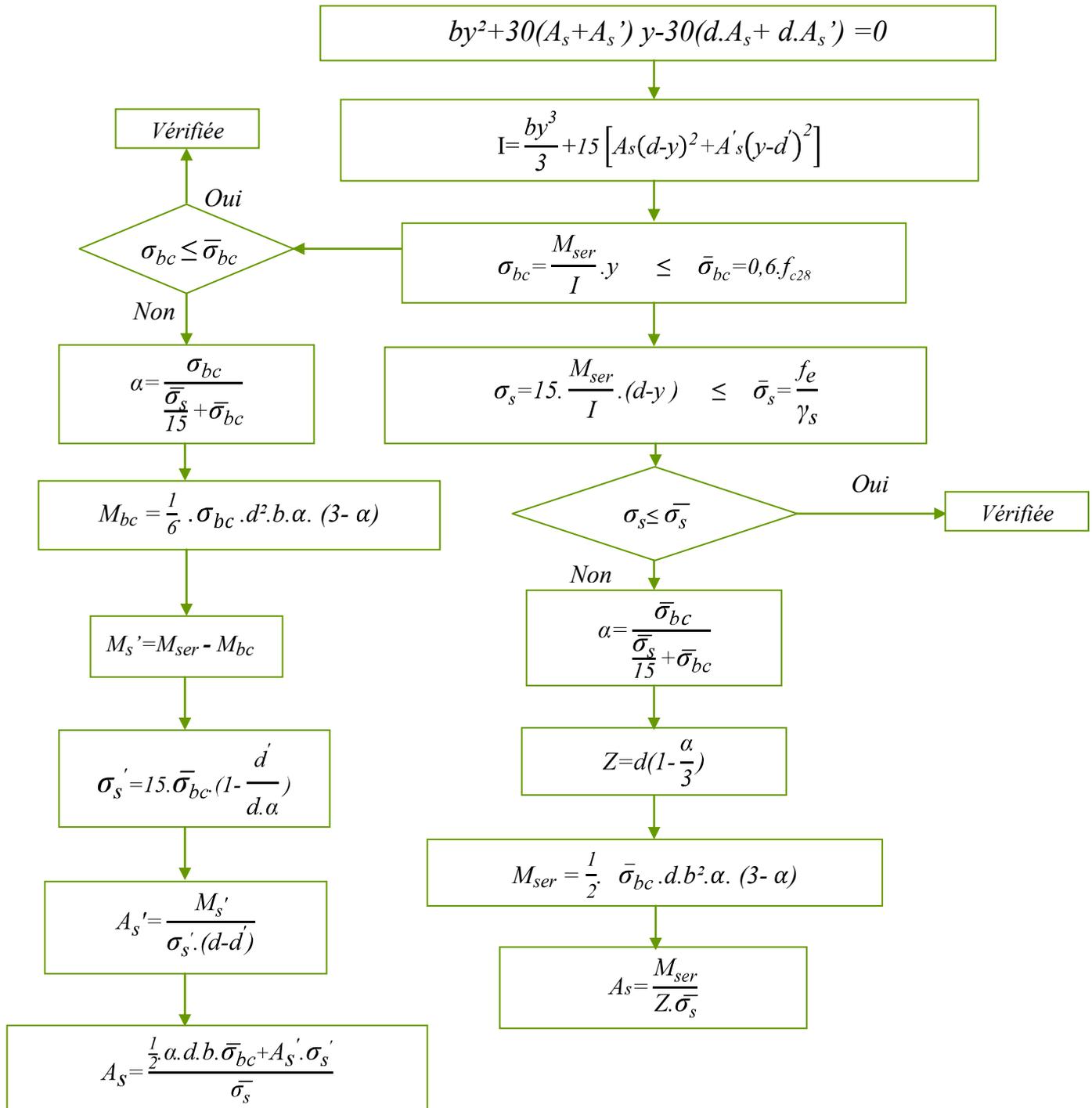
I. CALCUL DES ARMATURES DE LA POUTRE:

1. ETAT LIMITE ULTIME (ELU) :

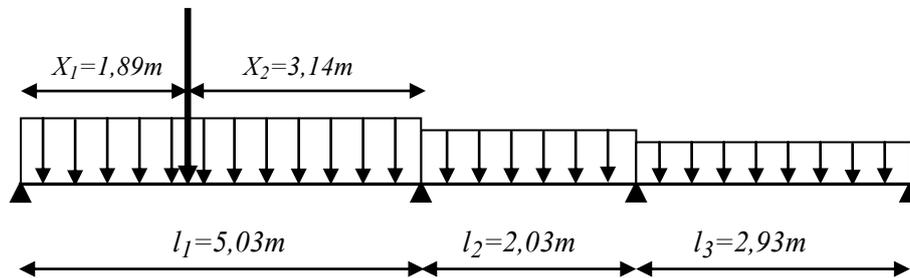


Acier	ϵ_{se}	μ_{lim}
Fe E 400	1,74‰	0,391
Fe E 500	2,17‰	0,371

2. ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS) :



I. EXEMPLE : POUTRE B10 :



1. PRE-DIMENSIONNEMENT :

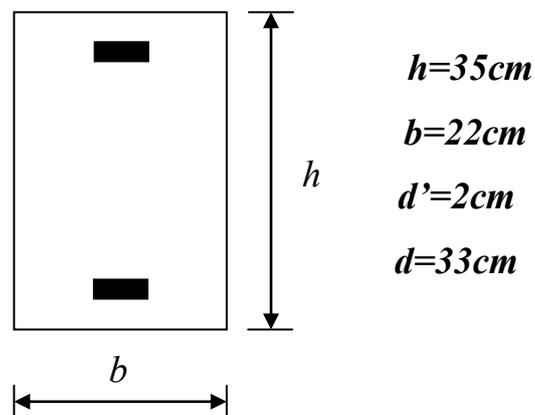
Cette poutre est à 3 travées, soit l_{max} la longueur la plus grande de cette poutre.

La hauteur « h » est choisie en respectant la condition suivante :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{12}$$

Dans notre cas $l_{max} = 5,03m$ ce qui donne $\frac{5,03}{15} \leq h \leq \frac{5,03}{12} \Leftrightarrow 0,33 \leq h \leq 0,42$

Donc on prend $h = 35cm$.



2. CHARGEMENT:

▪ Travée 1:

Charge permanent:

- Poids propre de poutre :..... $g_1 = 0,35 \times 0,22 \times 2,5 \Leftrightarrow g_1 = 0,19 \text{ t/ml}$
- Poids de plancher 16+5:.... $g_2 = [(3,14+3,92)/2] \times 0,595 \Leftrightarrow g_2 = 2,10 \text{ t/ml}$
- Poids de dalle pleine :..... $g_3 = 1,625 \times 8,35 \Leftrightarrow g_3 = 1,36 \text{ t/ml}$
- Poids de mur :..... $\Leftrightarrow g_4 = 1,18 \text{ t/ml}$

$$G = 4,83 \text{ t/ml}$$

Force concentré :

- Charge permanent de la poutre B7 :..... $F_g = 4,82 \text{ T}$
- Charge d'exploitation de la poutre B7 :..... $F_q = 0,46 \text{ T}$

Charge d'exploitation :

- Surcharge :... $Q = [(3,14+3,92)/2] \times 0,15 + 1,625 \times 0,15 \Leftrightarrow Q = 0,77 \text{ t/ml}$

▪ Travée 2:

Charge permanent:

- Poids propre de poutre :..... $g_1 = 0,35 \times 0,22 \times 2,5 \Leftrightarrow g_1 = 0,19 \text{ t/ml}$
- Poids de plancher 16+5:.... $g_2 = [(3,14+3,92)/2] \times 0,595 \Leftrightarrow g_2 = 2,10 \text{ t/ml}$
- Poids de mur :..... $\Leftrightarrow g_3 = 0 \text{ t/ml}$

$$G = 2,29 \text{ t/ml}$$

Charge d'exploitation :

- Surcharge :..... $Q = [(3,14+3,92)/2] \times 0,15 \Leftrightarrow Q = 0,53 \text{ t/ml}$

▪ Travée 3:

Charge permanent:

- Poids propre de poutre :..... $g_1 = 0,35 \times 0,22 \times 2,5 \Leftrightarrow g_1 = 0,19 \text{ t/ml}$
- Poids de plancher 16+5:.... $g_2 = [(3,14+2,92)/2] \times 0,595 \Leftrightarrow g_2 = 1,8 \text{ t/ml}$
- Poids de mur :..... $\Leftrightarrow g_3 = 0 \text{ t/ml}$

$$G = 2 \text{ t/ml}$$

Charge d'exploitation :

- Surcharge :..... $Q = [(3,14+2,92)/2] \times 0,15 \Leftrightarrow Q = 0,45 \text{ t/ml}$

3. CALCUL DES SOLLICITATIONS DES COMBINAISONS :

<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
<p>• Travée 1 : $q_u = 1,35.g + 1,5.q$ $q_u = 1,35 \times 4,83 + 1,5 \times 0,77$ $q_u = 7,676 \text{ t/ml}$ $F = 1,35 \times 4,82 + 1,5 \times 0,46$ $F = 7,197 \text{ T}$</p> <p>• Travée 2 : $q_u = 1,35.g + 1,5.q$ $q_u = 1,35 \times 2,29 + 1,5 \times 0,53$ $q_u = 3,89 \text{ t/ml}$</p> <p>• Travée 3 : $q_u = 1,35.g + 1,5.q$ $q_u = 1,35 \times 1,99 + 1,5 \times 0,45$ $q_u = 3,362 \text{ t/ml}$</p>	<p>• Travée 1 : $q_{ser} = g + q$ $q_{ser} = 4,83 + 0,77$ $q_{ser} = 5,6 \text{ t/ml}$ $F = 4,82 + 0,46$ $F = 5,28 \text{ T}$</p> <p>• Travée 2 : $q_{ser} = g + q$ $q_{ser} = 2,29 + 0,53$ $q_{ser} = 2,82 \text{ t/ml}$</p> <p>• Travée 3 : $q_{ser} = g + q$ $q_{ser} = 1,99 + 0,45$ $q_{ser} = 2,44 \text{ t/ml}$</p>

Tableau 8-sollicitations des combinaisons a l'ELU et a l'ELS

4. MOMENT FLECHISSANT :

▪ **Choix de méthode :**

- 1) $2G \geq Q$
- 2) L'inertie constantes dans le long de la poutre.....
- 3) Le rapport des portées successives l_1, l_2 et l_3 ne sont pas compris entre 0,8 et 1,25 : $\frac{l_1}{l_2} = 2,47$ et $\frac{l_2}{l_3} = 0,69$
- 4) La fissuration est préjudiciable.....

⇒ Donc on applique la méthode de **Caquot minorée**.

▪ **Calcul de moment :**

- On adopte des longueurs fictives tel que :

- ✓ $l'_1 = l_1 = 5,03 \text{ m}$
- ✓ $l'_2 = 0,8 \times 2,03 \Leftrightarrow l'_2 = 1,58 \text{ m}$
- ✓ $l'_3 = l_3 = 2,92 \text{ m}$
- ⇒ $G_1 = 4,83 \text{ t/ml} \quad \Leftrightarrow \quad G^0_1 = 3,22 \text{ t/ml} \quad \Leftrightarrow \quad q^0_1 = 5,502 \text{ t/ml}$
- ⇒ $G_2 = 2,29 \text{ t/ml} \quad \Leftrightarrow \quad G^0_2 = 1,53 \text{ t/ml} \quad \Leftrightarrow \quad q^0_2 = 2,857 \text{ t/ml}$
- ⇒ $G_3 = 1,99 \text{ t/ml} \quad \Leftrightarrow \quad G^0_3 = 1,33 \text{ t/ml} \quad \Leftrightarrow \quad q^0_3 = 2,467 \text{ t/ml}$

▪ Moment sur appuis :

✓ Appui 1 :

$$\Rightarrow k = \frac{1}{2,125} \times \frac{3,03}{5,03} \times \left(1 - \frac{3,03}{5,03}\right) \times \left(2 - \frac{3,03}{5,03}\right) \Leftrightarrow k = 0,157$$

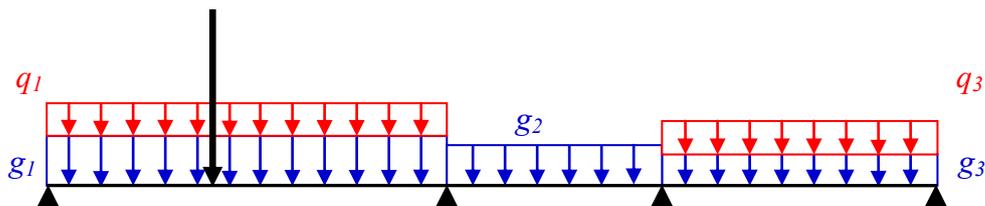
$$\Rightarrow M_{a1} = - \frac{(5,502 \times 5,03^3) + (2,857 \times 1,58^3)}{8,5(5,03 + 1,58)} - \frac{0,157 \times 7,197 \times 5,03}{5,03 + 1,58}$$

$$\Leftrightarrow M_{a1} = -16,99 \text{ t.m}$$

✓ Appui 2 :

$$\Rightarrow M_{a2} = - \frac{(2,857 \times 1,58^3) + (2,467 \times 2,93^3)}{8,5(1,58 + 2,93)} \Leftrightarrow M_{a2} = -1,913 \text{ t.m}$$

▪ Moment en travées :



$$\Rightarrow q_{1ch}^0 = 1,35 \times 3,22 + 1,5 \times 0,77 \quad \Leftrightarrow q_{1ch}^0 = 5,502 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow q_{2d}^0 = 1,35 \times 1,527 \quad \Leftrightarrow q_{2d}^0 = 2,060 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow q_{3ch}^0 = 1,35 \times 1,327 + 1,5 \times 0,45 \quad \Leftrightarrow q_{3ch}^0 = 2,467 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow F = 1,35 \times 4,82 + 1,5 \times 0,46 \quad \Leftrightarrow F = 7,197 \text{ T}$$

✓ Travée 1 :

$$\Rightarrow M_g = 0 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_d = - \frac{(5,502 \times 5,03^3) + (2,06 \times 1,58^3)}{8,5(5,03 + 1,58)} - \frac{0,157 \times 7,197 \times 5,03}{5,03 + 1,58} \Leftrightarrow M_d = -16,93 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_{tl} = -q \frac{x^2}{2} + q x \frac{l}{2} + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l} - \frac{F \cdot b \cdot x}{l}$$

$$\Rightarrow \frac{dM_{tl}}{dx} = -qx + \frac{ql}{2} + \frac{M_d}{l} - \frac{F \cdot b}{l} = 0 \Leftrightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_d}{l \cdot q} - \frac{F \cdot b}{l \cdot q}$$

$$\Rightarrow x = \frac{5,03}{2} + \frac{-16,93}{(7,676 \times 5,03)} - \frac{7,197 \times 3,14}{(1,13 \times 4,26)} \Leftrightarrow x = 1,49 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{t1} = -\frac{7,676 \times 1,49^2}{2} + \frac{7,676 \times 1,49 \times 5,03}{2} - \frac{7,197 \times 3,13 \times 1,49}{5,03} - \frac{16,93 \times 1,49}{5,03}$$

$$\Rightarrow M_{t1} = 8,53 \text{ t.m}$$

✓ Travée 3 :

$$\Rightarrow M_g = -\frac{(2,06 \times 1,58^3) + (2,467 \times 2,93^3)}{8,5(1,58 + 2,93)} \Leftrightarrow M_g = -1,83 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_d = 0 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_{t3} = -q \frac{x^2}{2} + q x \frac{l}{2} + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l} - \frac{F \cdot b \cdot x}{l}$$

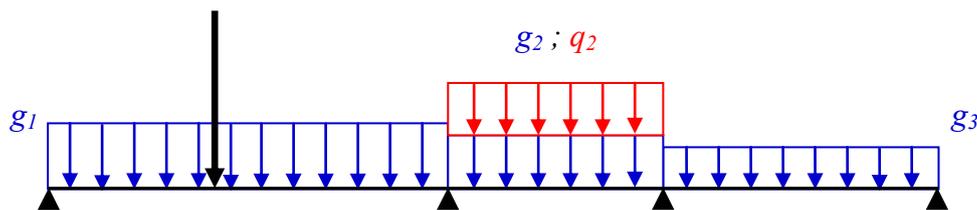
$$\Rightarrow \frac{dM_{t3}}{dx} = -qx + \frac{ql}{2} - \frac{M_g}{l} = 0 \Leftrightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l \cdot q}$$

$$\Rightarrow x = \frac{2,93}{2} + \frac{1,83}{(3,362 \times 2,93)} \Leftrightarrow x = 1,65 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{t3} = -\frac{3,362 \times 1,65^2}{2} + \frac{3,362 \times 1,65 \times 2,93}{2} - 1,83 \left(1 - \frac{1,65}{2,93}\right)$$

$$\Rightarrow M_{t3} = 2,75 \text{ t.m}$$

✓ Travée 3 :



$$\Rightarrow q_d^0 = 1,35 \times 3,22 \quad \Leftrightarrow q_{1d}^0 = 4,347 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow q_{2ch}^0 = 1,35 \times 1,527 + 1,5 \times 0,45 \quad \Leftrightarrow q_{2ch}^0 = 2,857 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow q_{3d}^0 = 1,35 \times 1,327 \quad \Leftrightarrow q_{3d}^0 = 1,80 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow F = 1,35 \times 4,82 + 1,5 \times 0,46 \quad \Leftrightarrow F = 7,197 \text{ T}$$

$$\Rightarrow M_g = -\frac{(4,347 \times 5,03^3) + (2,857 \times 1,58^3)}{8,5(5,03 + 1,58)} \Leftrightarrow M_g = -5,72 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_d = -\frac{(2,857 \times 1,58^3) + (1,80 \times 2,93^3)}{8,5(1,58 + 2,93)} \Leftrightarrow M_d = -1,475 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_{t2} = -q \frac{x^2}{2} + q x \frac{l}{2} + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l} - \frac{F.b.x}{l}$$

$$\Rightarrow \frac{dM_{t2}}{dx} = -qx + \frac{ql}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0 \Leftrightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l.q} + \frac{M_d}{l.q}$$

$$\Rightarrow x = \frac{1,58}{2} + \frac{5,72}{(3,89 \times 1,58)} - \frac{1,475}{(3,89 \times 1,58)} \Leftrightarrow x = 1,48 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{t2} = -\frac{3,89 \times 1,48^2}{2} + \frac{3,89 \times 1,58 \times 1,48}{2} - 5,72 \times \left(1 - \frac{1,48}{1,58}\right) + \frac{1,475 \times 1,48}{1,58}$$

$$\Rightarrow M_{t2} = -1,456 \text{ t.m}$$

Résultat des moments :

Moment (daN.m)	Appui 0	Travée 1	Appui 1	Travée 2	Appui 2	Travée 3	Appui 3
M_u	0	8530	-16990	-1456	-1913	2750	0
M_{ser}	0	6818	-12360	-1075	-1380	1998	0

Tableau 9-moment a l'ELU et a l'ELS

Diagramme des moments à l'ELU

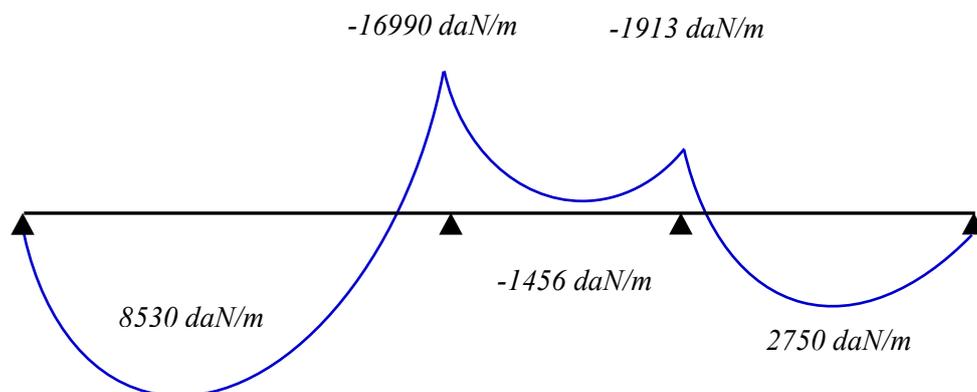
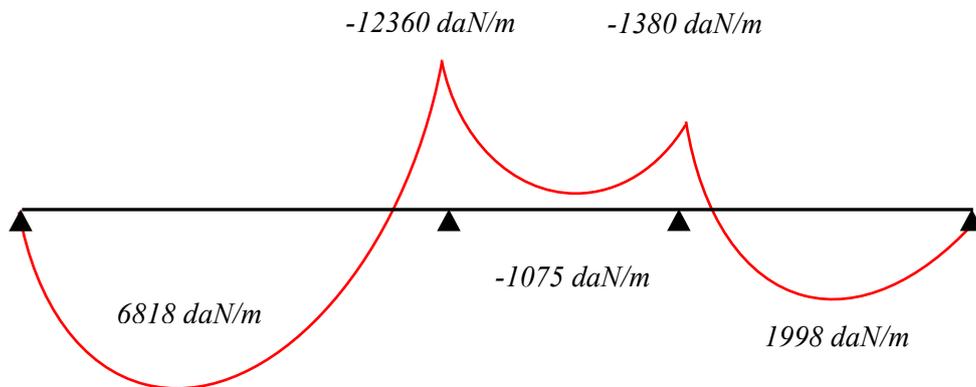


Diagramme des moments à l'ELS

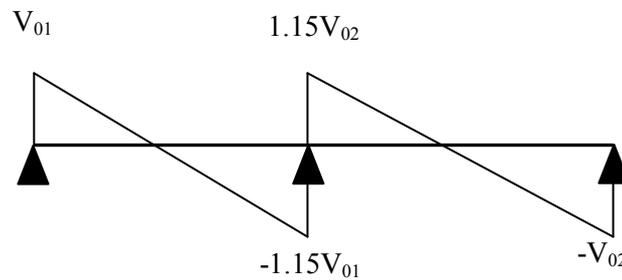


5. EFFORT TRANCHANT :

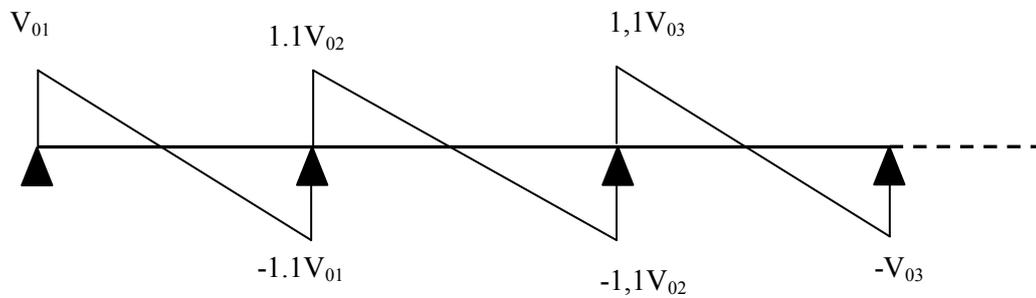
- **Méthode de calcul :**

$\Rightarrow V_0 = \frac{ql}{2}$

Cas d'une poutre à deux travées :



Cas d'une poutre à plusieurs travées :



▪ Calcul de l'effort tranchant :

Travée		0-1		1-2		2-3	
ELU	$V_u (T)$	V_0	V_{1g}	V_{1d}	V_{2g}	V_{2d}	V_3
		-19,30	21,23	-4,35	4,35	-5,39	4,90
ELS	$V_{ser} (T)$	V_0	V_{1g}	V_{1d}	V_{2g}	V_{2d}	V_3
		-14,08	15,49	-3,15	3,15	-3,93	3,57

Tableau 10-effort tranchant a l'ELU et a l'ELS

Diagramme des efforts tranchant a l'ELU

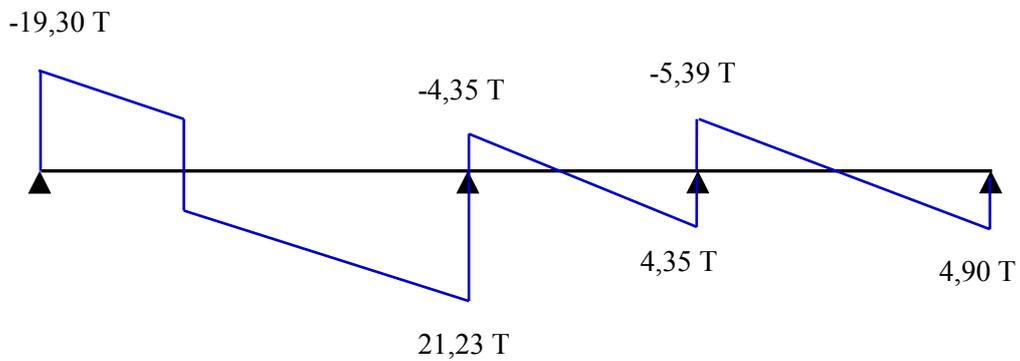
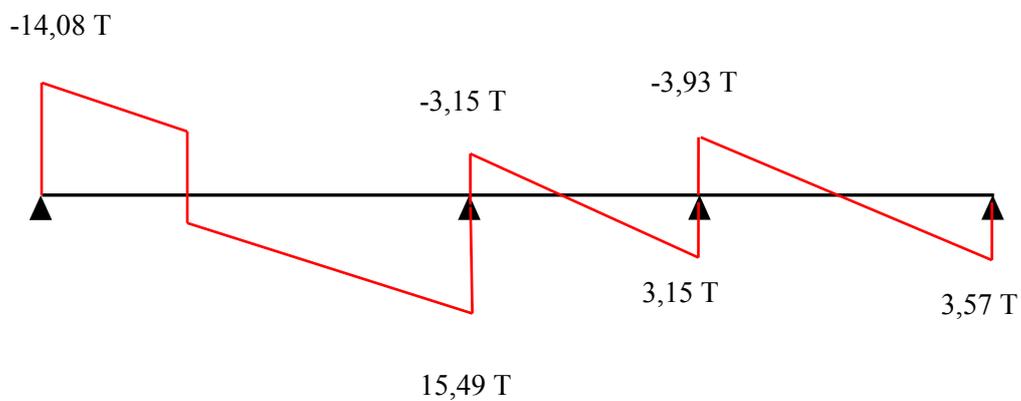


Diagramme des efforts tranchant a l'ELS



6. CALCUL D'ACIER LONGITUDINAL :

a. Etat limite ultime :

✓ Travée1 :

$$\Rightarrow \mu = \frac{8530.10^{-5}}{0,22 \times 0,33^2 \times 13,03} \Leftrightarrow \mu = 0,273$$

$$\Rightarrow \mu_{lim} = 0,391$$

$\mu < \mu_{lim} \Leftrightarrow$ donc pas d'aciers comprimés donc $A_s' = 0$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,273}) \Leftrightarrow \alpha = 0,408$$

$$\Rightarrow Z = 0,33 \times (1 - 0,4 \times 0,408) \Leftrightarrow Z = 0,276m$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{8530.10^{-5}}{400 / (1,15 \times 0,276)} \Leftrightarrow A_s = 8,88cm^2$$

On adopte :

$$A_s \text{ choisi} = 3HA14 + 3HA14 = 9,24cm^2$$

✓ Travée2 :

$$\Rightarrow \mu = \frac{1456.10^{-5}}{0,22 \times 0,33^2 \times 13,03} \Leftrightarrow \mu = 0,047$$

$$\Rightarrow \mu_{lim} = 0,391$$

$\mu < \mu_{lim} \Leftrightarrow$ donc pas d'aciers comprimés donc $A_s' = 0$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,047}) \Leftrightarrow \alpha = 0,06$$

$$\Rightarrow Z = 0,33 \times (1 - 0,4 \times 0,06) \Leftrightarrow Z = 0,33m$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{1456.10^{-5}}{400 / (1,15 \times 0,33)} \Leftrightarrow A_s = 1,3cm^2$$

On adopte :

$$A_s \text{ choisi} = 3HA8 = 1,51cm^2$$

✓ Travée 3 :

$$\Rightarrow \mu = \frac{2750.10^{-5}}{0,22 \times 0,33^2 \times 13,03} \Leftrightarrow \mu = 0,088$$

$$\Rightarrow \mu_{lim} = 0,391$$

$\mu < \mu_{lim} \Leftrightarrow$ donc pas d'aciers comprimés donc $A_s' = 0$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,088}) \Leftrightarrow \alpha = 0,115$$

$$\Rightarrow Z = 0,33 \times (1 - 0,4 \times 0,115) \Leftrightarrow Z = 0,315m$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{2750 \cdot 10^{-5}}{400 / (1,15 \times 0,315)} \Leftrightarrow A_s = 2,512cm^2$$

On adopte :

$$A_s \text{ choisi} = 3HA12 = 3,39 cm^2$$

✓ Appui 1 :

$$\Rightarrow \mu = \frac{16990 \cdot 10^{-5}}{0,22 \times 0,33^2 \times 13,03} \Leftrightarrow \mu = 0,544$$

$$\Rightarrow \mu_{lim} = 0,391$$

$\mu > \mu_{lim} \Leftrightarrow$ donc il y a d'aciers comprimés $A_s' \neq 0$

$$\Rightarrow A_s' = \frac{(0,544 - 0,391) \times 0,22 \times 0,33^2 \times 13,03}{(0,33 - 0,02) \times 400 / 1,15} \Leftrightarrow A_s' = 4,43cm^2$$

On adopte :

$$A_s' \text{ choisi} = 3HA14 = 4,62cm^2$$

$$\Rightarrow \alpha_{lim} = \frac{3,5\%}{3,5\% + 1,74} \Leftrightarrow \alpha_{lim} = 0,668$$

$$\Rightarrow A_s = 4,62 \cdot 10^{-4} + \frac{0,8 \times 0,668 \times 0,22 \times 0,33 \times 13,03}{400 / 1,15} \Leftrightarrow A_s = 19,156cm^2$$

On adopte :

$$A_s \text{ choisi} = 3HA20 + 3HA16 + 3HA14 = 20,07cm^2$$

✓ Appui 2 :

$$\Rightarrow \mu = \frac{1913 \cdot 10^{-5}}{0,22 \times 0,33^2 \times 13,03} \Leftrightarrow \mu = 0,061$$

$$\Rightarrow \mu_{lim} = 0,391$$

$\mu < \mu_{lim} \Leftrightarrow$ donc pas d'aciers comprimés donc $A_s' = 0$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061}) \Leftrightarrow \alpha = 0,08$$

$$\Rightarrow Z = 0,33 \times (1 - 0,4 \times 0,08) \Leftrightarrow Z = 0,32m$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{1913 \cdot 10^{-5}}{400 / (1,15 \times 0,32)} \Leftrightarrow A_s = 1,718cm^2$$

On adopte :

$$A_s \text{ choisi} = 3HA10 = 2,36cm^2$$

Résultat final :

Section d'acier (cm ²)	Appui 0	Travée 1	Appui 1	Travée 2	Appui 2	Travée 3	Appui 3
A_s'	0	0	4,62	0	0	0	0
A_s	0	9,24	20,07	1,51	2,26	2,58	0

Tableau 11-ferraillage longitudinal a l'ELU

b. Etat limite de service :

✓ **Travée 1:**

$$\Leftrightarrow 0,22y^2 + 30(9,24 \cdot 10^{-4})y - 30(0,33 \times 9,24 \cdot 10^{-4}) = 0$$

$$\Leftrightarrow \Delta = 8,8 \cdot 10^{-3} \text{ et } y = 0,15 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow I = 6,96 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{6818 \cdot 10^{-5}}{6,96 \cdot 10^{-4}} \times 0,15 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 23 \Leftrightarrow \sigma_{bc} = 14,69 \geq \bar{\sigma}_{bc} = 13,8$$

$$\Leftrightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{6818 \cdot 10^{-5}}{6,96 \cdot 10^{-4}} \times (0,33 - 0,15) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15} \Leftrightarrow \sigma_s = 264,5 \leq \bar{\sigma}_s = 347,8$$

on a : $\begin{cases} \sigma_{bc} \geq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$ Alors A_s n' est pas vérifiée a L'ELS

$$\Leftrightarrow \alpha = \frac{13,8}{\frac{348}{15} + 13,8} \Leftrightarrow \alpha = 0,37$$

$$\Leftrightarrow M_{bc} = 1/6 \times 13,8 \times 0,22 \times 0,33^2 \times 0,37 \times (3 - 0,37) \Leftrightarrow M_{bc} = 0,054 \text{ MN.m}$$

$$\Leftrightarrow M_s' = M_{ser} - M_{bc} = 6,818 \cdot 10^{-2} - 0,054 \Leftrightarrow M_s' = 14,18 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_s' = 15 \times 13,8 \times \left(1 - \frac{0,02}{0,37 \times 0,33}\right) \Leftrightarrow \sigma_s' = 173,09 \text{ MPa}$$

$$\Leftrightarrow A_s' = \frac{14,18 \cdot 10^{-3}}{173,09 \times (0,33 - 0,02)} \Leftrightarrow A_s' = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$\Leftrightarrow A_s = \frac{0,5 \times 0,37 \times 0,22 \times 0,33 \times 13,8 + 2,64 \cdot 10^{-4} \times 173,09}{348} \Leftrightarrow A_s = 6,64 \text{ cm}^2$$

On adopte:

$$A_s \text{ choisi} = 3HA16 + 3HA14 = 10,65 \text{ cm}^2$$

✓ Travée 2:

$$\Leftrightarrow 0,22y^2 + 30(1,51 \cdot 10^{-4})y - 30(0,33 \times 1,5 \cdot 10^{-4}) = 0$$

$$\Leftrightarrow \Delta = 1,336 \cdot 10^{-3} \text{ et } y = 0,073 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow I = 1,78 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{1075 \cdot 10^{-5}}{1,78 \cdot 10^{-4}} \times 0,073 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 23 \Leftrightarrow \sigma_{bc} = 4,39 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,8$$

$$\Leftrightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{1075 \cdot 10^{-5}}{1,78 \cdot 10^{-4}} \times (0,33 - 0,073) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15} \Leftrightarrow \sigma_s = 232,81 \leq \bar{\sigma}_s = 347,8$$

$$\text{on a : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases} \quad \text{Alors } A_s \text{ et vérifier a } \mathbf{L'ELS}$$

✓ Travée 3:

$$\Leftrightarrow 0,22y^2 + 30(3,39 \cdot 10^{-4})y - 30(0,33 \times 3,39 \cdot 10^{-4}) = 0$$

$$\Leftrightarrow \Delta = 3,568 \cdot 10^{-3} \text{ et } y = 0,111 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow I = 3,441 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{1998 \cdot 10^{-5}}{3,441 \cdot 10^{-4}} \times 0,111 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 23 \Leftrightarrow \sigma_{bc} = 6,445 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,8$$

$$\Leftrightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{1998 \cdot 10^{-5}}{3,441 \cdot 10^{-4}} \times (0,33 - 0,111) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15} \Leftrightarrow \sigma_s = 196,45 \leq \bar{\sigma}_s = 347,8$$

$$\text{on a : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases} \quad \text{Alors } A_s \text{ et vérifier a } \mathbf{L'ELS}$$

✓ Appui 1:

$$\Leftrightarrow 0,22y^2 + 30(20,07 \cdot 10^{-4})y - 30(0,33 \times 20,07 \cdot 10^{-4}) = 0$$

$$\Leftrightarrow \Delta = 2,11 \cdot 10^{-2} \text{ et } y = 0,193 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow I = 10,9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{12360 \cdot 10^{-5}}{10,9 \cdot 10^{-4}} \times 0,193 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 23 \Leftrightarrow \sigma_{bc} = 21,88 \geq \bar{\sigma}_{bc} = 13,8$$

$$\Leftrightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{12360 \cdot 10^{-5}}{10,9 \cdot 10^{-4}} \times (0,33 - 0,193) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15} \Leftrightarrow \sigma_s = 231,92 \leq \bar{\sigma}_s = 347,8$$

$$\text{on a : } \begin{cases} \sigma_{bc} \geq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases} \quad \text{Alors } A_s \text{ n' est pas vérifiée a L'ELS}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{13,8}{\frac{348}{15} + 13,8} \Leftrightarrow \alpha = 0,37$$

$$\Rightarrow M_{bc} = 1/6 \times 13,8 \times 0,22 \times 0,33^2 \times 0,37 \times (3 - 0,37) \Leftrightarrow M_{bc} = 0,054 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow M_s' = M_{ser} - M_{bc} = 12,36 \cdot 10^{-2} - 0,054 \Leftrightarrow M_s' = 69,6 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow \sigma_s' = 15 \times 13,8 \times \left(1 - \frac{0,02}{0,37 \times 0,33}\right) \Leftrightarrow \sigma_s' = 173,09 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{s'} = \frac{69,6 \cdot 10^{-3}}{173,09 \times (0,33 - 0,02)} \Leftrightarrow A_{s'} = 12,97 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{0,5 \times 0,37 \times 0,22 \times 0,33 \times 13,8 + 12,97 \cdot 10^{-4} \times 173,09}{348} \Leftrightarrow A_s = 11,78 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_s \text{ choisi} = 3HA20 + 3HA20 + 3HA16 = 10,65 \text{ cm}^2$$

✓ Appui 2:

$$\Rightarrow 0,22y^2 + 30(2,36 \cdot 10^{-4})y - 30(0,33 \times 2,36 \cdot 10^{-4}) = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 2,106 \cdot 10^{-3} \text{ et } y = 0,088 \text{ m et } I = 2,485 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1380 \cdot 10^{-5}}{2,485 \cdot 10^{-4}} \times 0,088 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 23 \Leftrightarrow \sigma_{bc} = 4,88 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,8$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{1380 \cdot 10^{-5}}{2,485 \cdot 10^{-4}} \times (0,33 - 0,088) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15} \Leftrightarrow \sigma_s = 201,58 \leq \bar{\sigma}_s = 347,8$$

$$\text{on a : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases} \quad \text{Alors } A_s \text{ et vérifier a L'ELS}$$

7. CALCUL D'ARMATURE TRANSVERSALE :

◆ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\bar{\tau}_u > \tau_u$ donc on a besoin d'armatures transversales pour reprendre l'effort tranchant.

◆ Pourcentage des armatures transversales :

$$\Rightarrow \rho_t = \frac{\tau_u}{f_{et} / \gamma_s \times 0,9} \quad // \quad \rho_{t \min} \geq \frac{1}{f_{et}} \cdot \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \right\}$$

◆ **Diamètre d'acier minimal :**

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\phi_t, \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \text{ et } A_t = 2.A(\phi_t)$$

◆ **Espacement :**

$$\Rightarrow S_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot \rho_t} \quad // \quad S_{t \min} = \frac{A_t}{b_0 \cdot \rho_{t \min}} \quad // \quad S_{t \max} \leq \min \begin{cases} 0,9.d \\ 40cm \end{cases}$$

Appuis	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	ρ_t (%)	ϕ_t (mm)	A_t (cm ²)	S_t (cm)	$\rho_{t \min}$ (%)	$S_{t \min}$ (cm)	$S_{t \max}$ (cm)	S_t choisit (cm)
0	2,66	3,06	1,58	8	2,01	5,78	0,62	14,74	29,7	6
1	gauche	2,92	3,06	1,73	8	2,01	0,68	13,43	29,7	6
	droite	0,60	3,06	0,36	6	1,12	0,21	24,25	29,7	15
2	gauche	0,60	3,06	0,36	6	1,12	0,21	24,25	29,7	15
	droite	0,74	3,06	0,44	6	0,57	0,21	12,34	29,7	6
3	0,67	3,06	0,40	6	0,57	6,47	0,21	12,34	29,7	7

Tableau 12 ferrailage transversale et espacement

8. **CALCUL D'ANCRAGE :**

$$\Rightarrow l_s = \frac{f_e \cdot \phi}{4 \cdot \tau_{su}} \text{ et } \tau_{su} = 0,6 \cdot f_{t28} \cdot \Psi^2$$



EOUERRE



RETOUR A 45°



CROCHET

Appuis	f_{t28} (MPa)	τ_{su} (MPa)	l_s (cm)	l_s choisit (cm)
0	1,98	2,67	52,40	53
1	gauche	1,98	52,40	53
	droite	1,98	29,96	30
2	gauche	1,98	29,96	30
	droite	1,98	37,45	38
3	1,98	2,67	37,45	38

Tableau 13-ancrage de la poutre

9. **SCHEMA DE FERRAILAGE :**

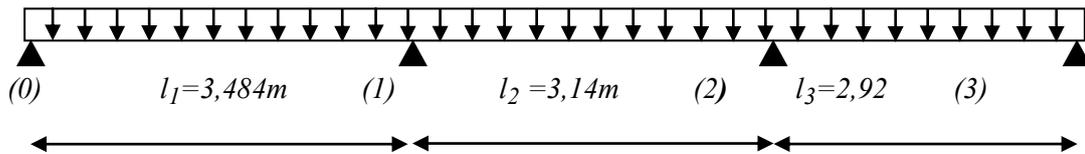
Voir annexe

CHAPITRE 6 ETUDE DE PLANCHER (DALLE NERVUREE)

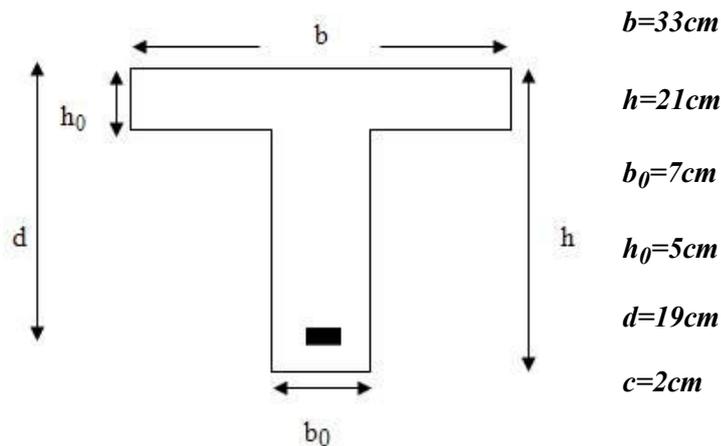
I. DEFINITION :

Une nervure est une poutre de section en « Té » qui travaille à la flexion simple, elle supporte les charges permanentes et les charges d'exploitation ainsi que son poids propre et les transmette aux poutres.

II. EXEMPLE NERVURE N1 :



1. HYPOTHESE :



$$\Rightarrow g=G/3=595/3=198,34 \text{ daN/m}$$

$$\Rightarrow q=Q/3=150/3=50 \text{ daN/m}$$

2. CALCUL DES SOLLICITATIONS DES COMBINAISONS :

<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
$q_u=1,35.g+1,5.q$ $q_u=1,35 \times 198,34+1,5 \times 50$ $q_u=342,76 \text{ daN/ml}$	$q_{ser}=g+q$ $q_{ser}=198,34+50$ $q_{ser}=248,34 \text{ daN/ml}$

Tableau 14-sollicitations des combinaison a l'ELU et a l'ELS

3. MOMENT FLECHISSANT :

▪ Choix de méthode :

- 1) $2G \geq Q$
- 2) L'inertie constantes dans le long de la poutre.....
- 3) Le rapport des portées successives l_1 , l_2 et l_3 ne sont pas compris entre 0,8 et 1,25 : $\frac{l_1}{l_2} = 1,12$ et $\frac{l_2}{l_3} = 1,07$
- 4) La fissuration est peu préjudiciable.....

⇒ Donc on applique la méthode « **forfaitaire** ».

a. Etat limite ultime :

$$\Rightarrow \alpha = \frac{50}{50+198,34} \Leftrightarrow \alpha=0,201$$

$$\Rightarrow M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{342,76 \times 3,484^2}{8} \Leftrightarrow M_{01}=520,06 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{342,76 \times 3,14^2}{8} \Leftrightarrow M_{02}=422,43 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{342,76 \times 2,92^2}{8} \Leftrightarrow M_{03}=365,31 \text{ daN.m}$$

✓ **Appui 1 :**

$$\Rightarrow M_{a1} = 0,5 \times \text{Max} (520,06 ; 422,43) \Leftrightarrow M_{a1}=260,03 \text{ daN.m}$$

✓ **Appui 2 :**

$$\Rightarrow M_{a2} = 0,5 \times \text{Max} (422,43 ; 365,31) \Leftrightarrow M_{a2}=211,21 \text{ daN.m}$$

✓ **Travée 1 :**

$$\Rightarrow M_{t1} = [0,6 + (0,15 \times 0,201)] \times 520,06 \Leftrightarrow M_{t1}=327,72 \text{ daN.m}$$

Moment maximal :

$$\Rightarrow M_{t \text{ max}} \geq \max \left\{ \frac{(1+0,3 \times 0,201) \times 520,06}{1,05 \times 520,06} - \frac{260,03}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1max} = 421,40 \text{ daN.m}$$

$$\text{Donc } M_{t1} = \max(327,72 ; 421,40) \Leftrightarrow M_{t1} = 421,40 \text{ daN.m}$$

✓ **Travée 2 :**

$$\Rightarrow M_{t2} = [0,5 + (0,15 \times 0,201)] \times 422,43 \Leftrightarrow M_{t2} = 223,95 \text{ daN.m}$$

Moment maximal :

$$\Rightarrow M_{t2max} \geq \max \left\{ \frac{(1+0,3 \times 0,201) \times 422,43}{1,05 \times 422,43} - \frac{260,03 + 211,21}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t2max} = 212,29 \text{ daN.m}$$

$$\text{Donc } M_{t2} = \max(223,95 ; 212,29) \Leftrightarrow M_{t2} = 223,95 \text{ daN.m}$$

✓ **Travée 3 :**

$$\Rightarrow M_{t3} = [0,6 + (0,15 \times 0,201)] \times 365,31 \Leftrightarrow M_{t3} = 230,20 \text{ daN.m}$$

Moment maximal :

$$\Rightarrow M_{t3max} \geq \max \left\{ \frac{(1+0,3 \times 0,201) \times 365,31}{1,05 \times 365,31} - \frac{211,21}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t3max} = 281,74 \text{ daN.m}$$

$$\text{Donc } M_{t3} = \max(230,20 ; 281,74) \Leftrightarrow M_{t3} = 281,74 \text{ daN.m}$$

b. Etat limite de service :

$$\Rightarrow \alpha = \frac{50}{50 + 198,34} \Leftrightarrow \alpha = 0,201$$

$$\Rightarrow M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{248,34 \times 3,484^2}{8} \Leftrightarrow M_{01} = 376,80 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{248,34 \times 3,14^2}{8} \Leftrightarrow M_{02} = 306,07 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{248,34 \times 2,92^2}{8} \Leftrightarrow M_{03} = 264,68 \text{ daN.m}$$

✓ **Appui 1 :**

$$\Rightarrow M_{a1} = 0,5 \times \max(376,80 ; 306,07) \Leftrightarrow M_{a1} = 188,40 \text{ daN.m}$$

✓ *Appui 2 :*

$$\Rightarrow M_{a2} = 0,5 \times \text{Max} (306,07 ; 264,68) \Leftrightarrow M_{a2} = 153,04 \text{ daN.m}$$

✓ *Travée 1 :*

$$\Rightarrow M_{t1} = [0,6 + (0,15 \times 0,201)] \times 376,07 \Leftrightarrow M_{t1} = 236,98 \text{ daN.m}$$

Moment maximal :

$$\Rightarrow M_{t1max} \geq \max \left\{ \frac{(1+0,3 \times 0,201) \times 376,07}{1,05 \times 376,07} - \frac{153,04}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1max} = 322,23 \text{ daN.m}$$

$$\text{Donc } M_{t1} = \max (236,98 ; 322,23) \Leftrightarrow M_{t1} = 322,23 \text{ daN.m}$$

✓ *Travée 2 :*

$$\Rightarrow M_{t2} = [0,5 + (0,15 \times 0,201)] \times 306,07 \Leftrightarrow M_{t2} = 162,26 \text{ daN.m}$$

Moment maximal :

$$\Rightarrow M_{t2max} \geq \max \left\{ \frac{(1+0,3 \times 0,201) \times 306,07}{1,05 \times 306,07} - \frac{188,4 + 153,04}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t2max} = 153,80 \text{ daN.m}$$

$$\text{Donc } M_{t2} = \max (162,26 ; 153,80) \Leftrightarrow M_{t2} = 162,26 \text{ daN.m}$$

✓ *Travée 3 :*

$$\Rightarrow M_{t3} = [0,6 + (0,15 \times 0,201)] \times 264,68 \Leftrightarrow M_{t3} = 166,79 \text{ daN.m}$$

Moment maximal :

$$\Rightarrow M_{t3max} \geq \max \left\{ \frac{(1+0,3 \times 0,201) \times 264,68}{1,05 \times 264,68} - \frac{153,04}{2} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t3max} = 204,12 \text{ daN.m}$$

$$\text{Donc } M_{t3} = \max (166,79 ; 204,12) \Leftrightarrow M_{t3} = 204,12 \text{ daN.m}$$

Résultat final des moments :

Moment (daN.m)	Appui 0	Travée 1	Appui 1	Travée 2	Appui 2	Travée 3	Appui 3
M_u	0	421,40	-260,03	223,95	-211,21	281,74	0
M_{ser}	0	322,23	-188,40	162,26	-153,04	204,12	0

Tableau 15-moment à l'ELU / ELS

Les courbes enveloppées des moments fléchissant maximum agissant sur cette nervure pour les deux combinaisons sont représentées ci-dessous :

Diagramme des moments à l'ELU

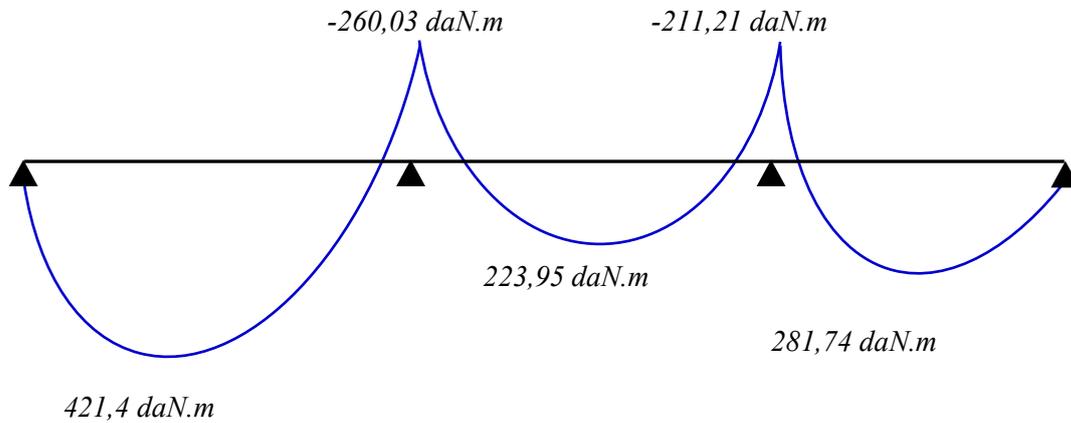
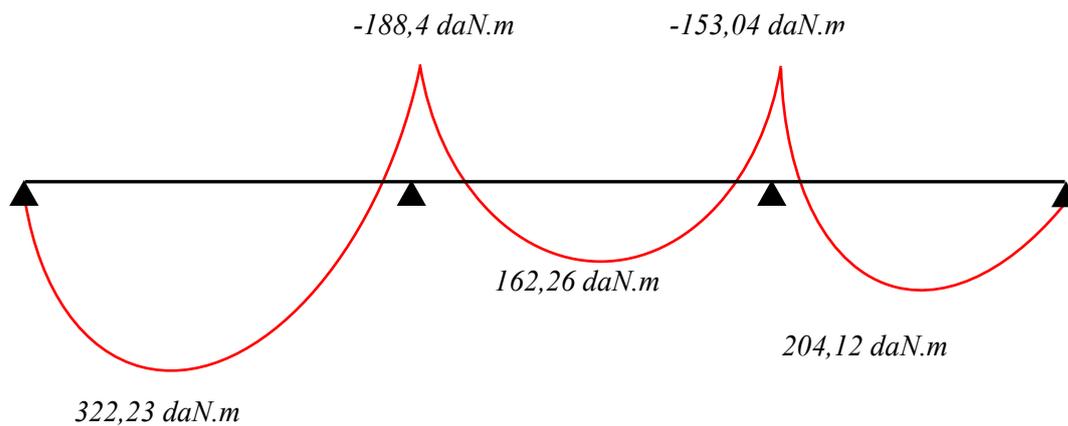


Diagramme des moments à l'ELS



4. CALCUL D'ARMATURE LONGITUDINALE :

a. Etat limite ultime :

	$M_t \cdot 10^{-3}$ (MN.m)	$M_u \cdot 10^{-3}$ (MN.m)	μ	μ_{lim}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_s choisi	
Travée 01	35,5	4,2	0,027	0,391	0,034	0,187	0,65	0,79	1HA10
Appui 1	35,5	2,6	0,079	0,391	0,103	0,182	0,41	0,5	1HA8
Travée 12	35,5	2,3	0,014	0,391	0,018	0,188	0,35	0,5	1HA8
Appui 2	35,5	2,11	0,064	0,391	0,083	0,184	0,33	0,5	1HA8
Travée 23	35,5	2,8	0,018	0,391	0,023	0,188	0,43	0,5	1HA8

Tableau 16-ferraillage longitudinal a l'ELU

b. Etat limite de service :

	$\Delta \cdot 10^{-4}$	y (m)	$I \cdot 10^{-5}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	vérification
Travée 01	6	0,034	3,32	3,26	13,8	228,09	348	vérifiée
Appui 1	8,2	0,054	1,75	5,78	13,8	218,64	348	vérifiée
Travée 12	3,78	0,027	2,21	2	13,8	179,33	348	vérifiée
Appui 2	8,2	0,054	1,75	4,71	13,8	177,95	348	vérifiée
Travée 23	3,78	0,027	2,21	2,51	13,8	225,63	348	vérifiée

Tableau 17-vérification à l'ELS

5. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

Diagramme des efforts tranchant a l'ELU

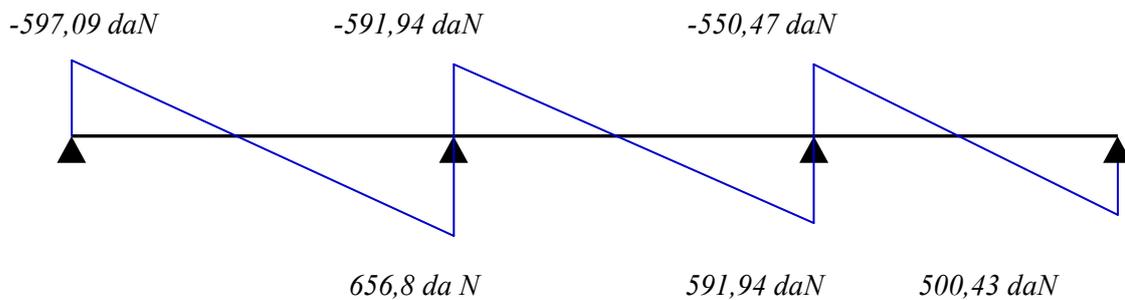
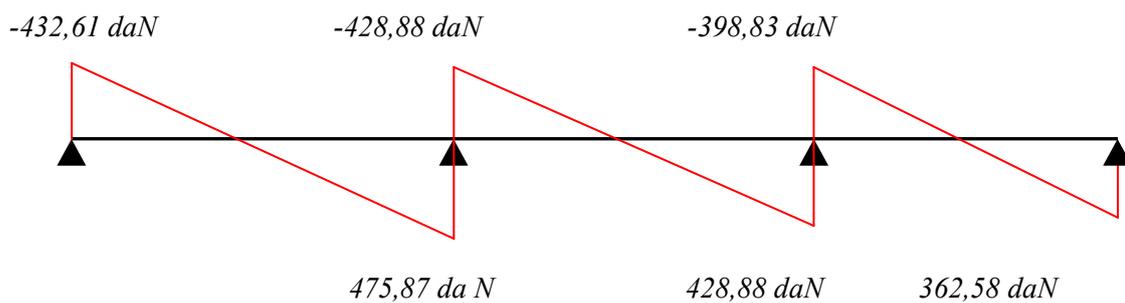


Diagramme des efforts tranchant a l'ELS



Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :(contrainte de cisaillement dans le béton) :

Appui	0	1	2	3		
V (daN)	V_0	V_{1g}	V_{1d}	V_{2g}	V_{2d}	V_3
ELU	-597,09	656,8	-591,94	591,94	-550,47	500,43
ELS	-432,61	475,87	-428,88	428,88	-398,83	362,58

Tableau 18-effort tranchant à l'ELU / ELS

6. CALCUL D'ARMATURE TRANSVERSALE :

◆ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\bar{\tau}_u > \tau_u$ donc on a besoin d'armatures transversales pour reprendre l'effort tranchant.

◆ Pourcentage des armatures transversales :

$$\Rightarrow \rho_t = \frac{\tau_u}{f_{et} / \gamma_s \times 0,9} \quad // \quad \rho_{t \min} \geq \frac{1}{f_{et}} \cdot \max \left\{ \begin{array}{l} \tau_u / 2 \\ 0,4 \end{array} \right.$$

◆ Diamètre d'acier minimal :

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \quad \text{et} \quad A_t = 2 \cdot A(\phi_t)$$

◆ Espacement :

$$\Rightarrow S_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot \rho_t} \quad // \quad S_{t \min} = \frac{A_t}{b_0 \cdot \rho_{t \min}} \quad // \quad S_{t \max} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \cdot d \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

◆ Résultat de calcul :

Appuis	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	ρ_t (%)	ϕ_t (mm)	A_t (cm ²)	S_t (cm)	$\rho_{t \min}$ (%)	$S_{t \min}$ (cm)	$S_{t \max}$ (cm)	S_t choisit (cm)
0	0,45	3,07	0,27	6	0,57	29,98	0,19	43	17,1	17
1	gauche	0,50	0,29	6	0,57	27,26	0,19	43	17,1	17
	droite	0,45	0,27	6	0,57	30,25	0,19	43	17,1	17
2	gauche	0,45	0,27	6	0,57	30,25	0,19	43	17,1	17
	droite	0,42	0,25	6	0,57	32,52	0,19	43	17,1	17
3	0,38	3,07	0,22	6	0,57	35,77	0,19	43	17,1	17

Tableau 19-ferraillage transversale et espacement

7. SCHEMA DE FERRAILLAGE :

Voir annexe

CHAPITRE 7 ETUDE D'UN POTEAU :

I. DEFINITION :

C'est un élément porteur ponctuel chargé de reprendre les charges et les surcharge issues des différents niveaux pour le transmettre à la fondation.

Aussi le rôle des poteaux, ne se limite pas à assurer les reprises des charges verticales, mais contribue largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou portiques à reprendre les actions horizontales due au vent mai surtout du aux séismes.



II. FORMULAIRE :

➤ L'élancement d'un poteau « λ » :

$$\Rightarrow i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}}$$

- B : aire de la section droite de béton.
- I_{min} : moment d'inertie de la section de béton.

Forme de la section	Carré	Rectangulaire	circulaire
I	$a^4/12$	$a^3b/12$	$\pi.D^4/64$

L'élancement λ est égale à : $\lambda = \frac{l_f}{i_{min}}$

➤ Justification des poteaux :

- Evaluation forfaitaire de l'effort normal résistant :

Forme de la section	Carré	rectangulaire	circulaire
B _r	$(a-2cm)^2$	$(a-2cm)^2 \times (b-2cm)^2$	$\pi(D-2cm) / 4$

- Si $\lambda \leq 50$: $\alpha = \frac{0,85}{\beta}$ avec $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$
- Si $50 < \lambda \leq 70$: $\alpha = 0,6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$ avec $\beta = \frac{0,85 \cdot \lambda^2}{1500}$

➤ **Détermination des armatures longitudinales :**

$$\Rightarrow A_{sc} \geq \frac{\beta \cdot N_u - B_r \cdot \frac{f_{bc}}{0,9}}{0,85 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\Rightarrow A_{min} = \sup \left\{ 4u \text{ cm}^2 ; \frac{0,2}{100} B \right\}$$

➤ **Détermination des armatures transversales:**

$$\Rightarrow \phi_t = \phi_l / 3 \quad ; \quad 5 \leq \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

➤ **Espacement :**

$$\Rightarrow S_t \leq \min \begin{cases} 15 \phi_l \\ 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Jonction par recouvrement :**

$$\Rightarrow l_r \geq 24 \phi$$

III. EXEMPLE POTEAU « P24 » :

1. CHARGEMENT :

Charge permanente :

- Au niveau RDC : $N_{G1} = 14,403 \text{ T}$
- Au niveau Etage courant : $N_{G2} = 6 \times 14,963 = 89,778 \text{ T}$
- Poids propres des poteaux : $N_{G3} = 6 \times 0,6 \times 0,22 \times 2,5 \times 2,95 = 5,841 \text{ T}$

$$N_{GT} = 110,02 \text{ T}$$

Charge d'exploitation :

- Au niveau RDC : $N_{Q1} = 1,842 \text{ T}$
- Au niveau Etage courant : $N_{Q2} = 6 \times 2,234 = 13,404 \text{ T}$

$$N_{QT} = 15,25 \text{ T}$$

	A12.2	
R1	P24	A4.1
	A12.1	

	B12.2	
R1	P24	B5
	B12.1	

2. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE :

- Hauteur sous plafond : $l_0=2,95m$.
- Largueur du poteau : $a=0,6 m$

3. COMBINAISON DES CHARGES :

$$\checkmark \text{ E L U : } \quad N_u = 1,35.N_{GT} + 1,5.N_{QT}$$

$$\Rightarrow N_u = 1,35 \times 110,02 + 1,5 \times 15,25 \Leftrightarrow N_u = 171,40 \text{ T}$$

$$\checkmark \text{ E L S : } \quad N_{ser} = N_{GT} + N_{QT}$$

$$\Rightarrow N_{ser} = 110,02 + 15,25 \Leftrightarrow N_{ser} = 125,27 \text{ T}$$

4. PRE-DIMENSIONNEMENT :

$$\Rightarrow i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot b \cdot a}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} \Leftrightarrow i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$\Rightarrow l_f = 0,7 \cdot l_0 \Leftrightarrow l_f = 0,7 \times 2,95 \Leftrightarrow l_f = 2,065 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i} \Leftrightarrow \lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a} \Leftrightarrow \lambda = \frac{2,065 \times \sqrt{12}}{0,22} \Leftrightarrow \lambda = 32,51 < 50$$

$$\Rightarrow \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \Leftrightarrow \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{32,51}{35} \right)^2 \Leftrightarrow \beta = 1,17$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \Leftrightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{32,51}{35} \right)^2} \Leftrightarrow \alpha = 0,73$$

$$\Rightarrow A_{sc} \geq \frac{\beta \cdot N_u - B_r \cdot \frac{f_{bc}}{0,9}}{0,85 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \Leftrightarrow B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \cdot f_e}{100 \cdot \gamma_s}} \Leftrightarrow B_r \geq \frac{1,17 \times 171,4 \cdot 10^{-2}}{\frac{13,03}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}}$$

$$\Leftrightarrow B_r = 11,50 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow b_r = \frac{B_r}{a_r} \Leftrightarrow b_r = \frac{11,5 \cdot 10^{-2}}{0,2} \Leftrightarrow b_r = 57,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a_r = a - 2 \text{ cm} \Leftrightarrow a_r = 22 - 2 \Leftrightarrow a_r = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = b_r + 2 \text{ cm} \Leftrightarrow b = 57,5 + 2 \Leftrightarrow b = 59,5 \text{ cm}$$

Alors on prend $a=22\text{cm}$ et $b=60\text{cm}$

5. ARMATURE LONGITUDINAL :

$$\Rightarrow B_r = (22-2) \times (60-2) \Leftrightarrow B_r = 1160 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow B = 22 \times 60 \Leftrightarrow B = 1320 \text{ cm}^2$$

$$\Leftrightarrow A_{sc} \geq \frac{\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{1,35}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Leftrightarrow A_{sc} \geq \frac{\frac{171,4 \cdot 10^{-2}}{0,73} - \frac{0,116 \times 23}{1,35}}{\frac{400}{1,15}} \Leftrightarrow A_{sc} = 10,68 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_{s \text{ choisi}} = 10HA12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

6. CONDITION DE NON FRAGILITE :

$$\Leftrightarrow A_{min} = \sup \left\{ 4u \text{ cm}^2 ; \frac{0,2}{100} B \right\} \Leftrightarrow A_{min} = \sup \left\{ 4 \times 1,64 \text{ cm}^2 ; \frac{0,2}{100} \times 1320 \right\}$$

$$\Leftrightarrow A_{min} = 6,56 \text{ cm}^2 < A_{sc} = 11,31 \text{ cm}^2 \text{ donc la condition est vérifiée}$$

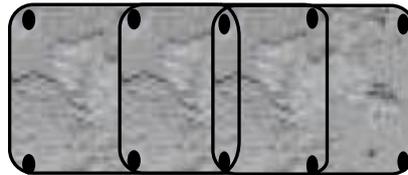
7. ARMATURE TRANSVERSALE :

$$\Leftrightarrow \varnothing_t = \varnothing_l / 3 \Leftrightarrow \varnothing_t = 12 / 3 = 4 \text{ mm donc on prend } \varnothing_t = 6 \text{ mm}$$

8. ESPACEMENT :

$$\Leftrightarrow S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 15 \varnothing_l \\ 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} \end{array} \right. \Leftrightarrow S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 15 \times 1,2 \\ 40 \text{ cm} \\ 22 + 10 \text{ cm} \end{array} \right. \Leftrightarrow S_t = 18 \text{ cm}$$

Soit 1 cadre + 1 étrier

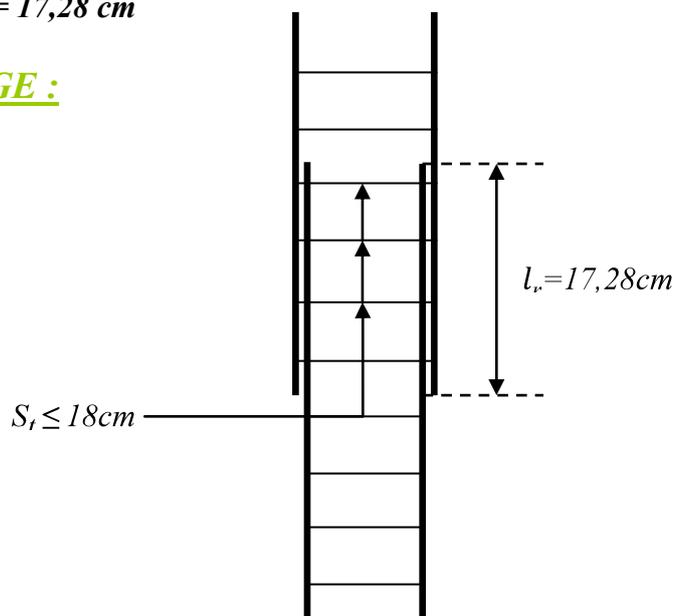
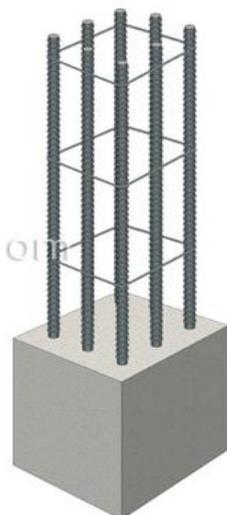


9. JONCTION PAR RECOUVREMENT :

$$\Leftrightarrow l_s \geq 24 \cdot \varnothing_l \Leftrightarrow l_s \geq 24 \times 1,2 \Leftrightarrow l_s = 28,8 \text{ cm}$$

$$\Leftrightarrow l_r = 0,6 \cdot l_s \Leftrightarrow l_r = 0,6 \times 28,8 \Leftrightarrow l_r = 17,28 \text{ cm}$$

10. SCHEMA DE FERRAILLAGE :



CHAPITRE 8 CALCUL DE FONDATION

I. DEFINITION :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques . Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autre organes « cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- ☞ Les caractéristiques du sol support.
- ☞ Type d'ouvrage à construire.
- ☞ La nature et l'homogénéité du sol.
- ☞ La capacité portante du terrain de fondation.
- ☞ La charge totale transmise au sol.
- ☞ L'aspect économique.
- ☞ La facilité de réalisation.

II. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DU SOL :

1. ESSAI PRESSIOMETRIQUE « 1 » :

Détermination de la pression limite du sol :

$$\Rightarrow p_{11}^* = (6,2+5,1)/2 \quad \Leftrightarrow p_{11}^* = 5,65 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow p_{12}^* = (5,1+7,5)/2 \quad \Leftrightarrow p_{12}^* = 6,30 \text{ bars}$$

$$\triangleright p_{le}^* = p_i^* \cdot (B+2.B/3) \quad \text{on pose } B = 1m$$

$$\Rightarrow p_{le1}^* = (5,65 \times 5)/3 \quad \Leftrightarrow p_{le1}^* = 9,42 \text{ bars}$$

$$\Leftrightarrow p_{le2}^* = (6,30 \times 5) / 3 \Leftrightarrow p_{le2}^* = 10,5 \text{ bars}$$

$$\text{➤ } p_{le}^* = \sqrt[n]{(p_{le1}^* \cdot p_{le2}^* \dots p_{len}^*)}$$

$$\Leftrightarrow p_{le}^* = \sqrt[2]{(9,42 \times 10,5)} \Leftrightarrow p_{le}^* = 9,95 \text{ bars} \Leftrightarrow p_{le}^* = 0,995 \text{ Mpa}$$

Détermination du coefficient de portance :

On a $p_{l1}^* = 5,65 \text{ bars} > 2,5 \text{ bars}$

et $p_{l2}^* = 6,30 \text{ bars} > 2,5 \text{ bars}$

✓ donc l'argile de type « c » (argiles très ferme à dures) alors :

$$\text{➤ } K_p = 0,8 \left[1 + 0,5 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

La profondeur d'encastrement :

$$\text{➤ } D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_i^* z \, dz$$

$$\Leftrightarrow D_e = \frac{(0,565 \times 1) + (0,63 \times 0,5)}{0,995} \Leftrightarrow D_e = 0,884 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow K_p = 0,8 \left[1 + 0,5 \times \left(0,6 + 0,4 \times \frac{1}{1} \right) \times \frac{0,884}{1} \right] \Leftrightarrow K_p = 1,15$$

Détermination de la capacité portante :

$$\text{➤ } q_a = (p_{le}^* \cdot K_p) / F_s + (\gamma \cdot H) \text{ or } \gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

- A l'ELU:

$$\Leftrightarrow q_a = (0,995 \times 1,15) / 2 + (18 \times 2) \cdot 10^{-3} \Leftrightarrow q_a = 0,61 \text{ MPa}$$

- A l'ELS:

$$\Leftrightarrow q_a = (0,995 \times 1,15) / 3 + (18 \times 2) \cdot 10^{-3} \Leftrightarrow q_a = 0,417 \text{ MPa}$$

2. ESSAI PRESSIOMETRIQUE « 2 » :

Détermination de la pression limite du sol :

$$\Leftrightarrow p_{l1}^* = (7,3 + 6,2) / 2 \Leftrightarrow p_{l1}^* = 6,75 \text{ bars}$$

$$\Leftrightarrow p_{l2}^* = (6,2 + 8) / 2 \Leftrightarrow p_{l2}^* = 7,10 \text{ bars}$$

$$\text{➤ } p_{le}^* = p_i^* \cdot (B + 2 \cdot B / 3) \text{ on pose } B = 1 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow p_{le1}^* = (6,75 \times 5)/3 \Leftrightarrow p_{le1}^* = 11,25 \text{ bars}$$

$$\Leftrightarrow p_{le2}^* = (7,10 \times 5)/3 \Leftrightarrow p_{le2}^* = 11,83 \text{ bars}$$

$$\text{➤ } p_{le}^* = \sqrt[n]{(p_{le1}^* \cdot p_{le2}^* \dots p_{len}^*)}$$

$$\Leftrightarrow p_{le}^* = \sqrt[2]{(11,25 \times 11,83)} \Leftrightarrow p_{le}^* = 11,54 \text{ bars} \Leftrightarrow p_{le}^* = 1,154 \text{ MPa}$$

Détermination du coefficient de portance :

On a $p_{l1}^* = 6,75 \text{ bars} > 2,5 \text{ bars}$

et $p_{l2}^* = 7,10 \text{ bars} > 2,5 \text{ bars}$

✓ donc l'argile de type « c » (argiles très ferme à dures) alors :

$$\text{➤ } K_p = 0,8 \left[1 + 0,5 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

La profondeur d'encastrement :

$$\text{➤ } D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_{li}^* z dz$$

$$\Leftrightarrow D_e = \frac{(0,675 \times 1) + (0,710 \times 0,5)}{1,154} \Leftrightarrow D_e = 0,893 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow K_p = 0,8 \left[1 + 0,5 \times \left(0,6 + 0,4 \times \frac{1}{1} \right) \times \frac{0,893}{1} \right] \Leftrightarrow K_p = 1,16$$

Détermination de la capacité portante :

$$\text{➤ } q_a = (p_{le}^* \cdot K_p) / F_s + (\gamma \cdot H) \text{ or } \gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

- A l'ELU:

$$\Leftrightarrow q_a = (1,154 \times 1,16) / 2 + (18 \times 2) \cdot 10^{-3} \Leftrightarrow q_a = 0,705 \text{ MPa}$$

- A l'ELS:

$$\Leftrightarrow q_a = (1,154 \times 1,16) / 3 + (18 \times 2) \cdot 10^{-3} \Leftrightarrow q_a = 0,482 \text{ MPa}$$

Conclusion :

D'après le calcul manuel la capacité portante du sol : $q_{a \text{ équi}} = q_{a1} + q_{a2} / 2$

$$\Leftrightarrow q_{a \text{ équi}} = 0,417 + 0,482 / 2 \Leftrightarrow q_{a \text{ équi}} = 0,45 \text{ MPa}, \text{ donc la contrainte du sol : } \sigma_{sol} = \frac{q_{a \text{ équi}}}{2}$$

$\Leftrightarrow \sigma_{sol} = 0,225 \text{ MPa}$, par contre d'après le rapport géotechnique on a $\sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$ donc les deux résultats sont presque conformes et significatifs.

III. ETUDE D'UNE SEMELLE ISOLEE :

Notations utilisées

- A : longueur de gros béton
- B : largeur de gros béton
- a' : longueur de la semelle
- b' : largeur de la semelle
- $a = 22 \text{ cm}$: longueur de la section de poteau
- $b = 60 \text{ cm}$: largeur de la section de poteau

- $\sigma_{GB} = 6 \text{ bars}$
- $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

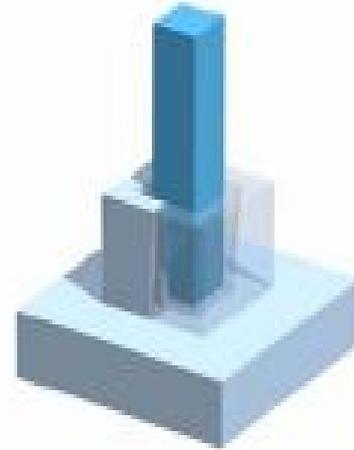


Figure 6-vue en 3D d'une semelle

1. CHARGEMENT :

D'après ROBOT CBS la semelle sous poteau « P24 » a pour charge :

- ✓ Charge permanente : $N_G = 1490 \text{ KN}$
- ✓ Charge d'exploitation : $N_Q = 210 \text{ KN}$

2. COMBINAISONS DES CHARGES :

- ✓ ELU : $N_u = 1,35.N_{GT} + 1,5.N_{QT}$
 $\Rightarrow N_u = 1,35 \times 1490 + 1,5 \times 210 \Leftrightarrow N_u = 2326,5 \text{ KN}$
- ✓ ELS : $N_{ser} = N_{GT} + N_{QT}$
 $\Rightarrow N_{ser} = 1490 + 210 \Leftrightarrow N_{ser} = 1700 \text{ KN}$

3. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE :

Calcul de la largeur et la longueur de la semelle :

$$\Rightarrow \frac{a}{a'} = \frac{b}{b'} \Leftrightarrow \frac{22}{a'} = \frac{60}{b'} \Leftrightarrow a' = \frac{22}{60} \cdot b' \Leftrightarrow a' = 0,37 \cdot b'$$

$$\Rightarrow \frac{N_{ser}}{a' \cdot b'} \leq \sigma_{GB} \Leftrightarrow b' = \sqrt{\frac{N_{ser}}{0,37 \cdot \sigma_{GB}}} \Leftrightarrow b' = \sqrt{\frac{1700 \cdot 10^{-3}}{0,37 \times 0,6}} \Leftrightarrow b' = 2,77 \text{ m}$$

Donc on prend : $b' = 2,8 \text{ m}$ donc $a' = 0,37 \times 2,8 = 1,04 \text{ m}$ on adopte $a' = 1,1 \text{ m}$

Vérification :

$$\Rightarrow \frac{N_u}{a'.b'} \leq \sigma_{GB} \Leftrightarrow \frac{1700.10^{-3}}{2,8 \times 1,1} \leq \sigma_{GB} \Leftrightarrow 0,552 \leq 0,6 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Calcul de la hauteur de la semelle :

$$\Rightarrow d_{01} = \frac{b' - b}{2} = \frac{2,8 - 0,6}{2} \Leftrightarrow d_{01} = 1,1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d_{02} = \frac{a' - a}{2} = \frac{1,1 - 0,22}{2} \Leftrightarrow d_{02} = 0,44 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d_{01}/2 \leq d \leq 2.d_{01} \Leftrightarrow 0,55 \leq d \leq 2,20$$

$$\Rightarrow d_{02}/2 \leq d \leq 2.d_{02} \Leftrightarrow 0,22 \leq d \leq 0,88$$

Alors $0,22 \leq d \leq 2,2 \text{ m}$ donc on prend $d = 45 \text{ cm}$ et $h = d + c = 45 + 5 \Leftrightarrow h = 50 \text{ cm}$

Résultat final :

$a' \text{ [m]}$	$b' \text{ [m]}$	$d \text{ [m]}$	$h \text{ [m]}$
1,10	2,80	0,45	0,50

Tableau 20-dimensionnement de la semelle

Poids propre de la semelle :

$$\Rightarrow G_0 = a'.b'.h. \rho_{BA} \Leftrightarrow G_0 = 1,1 \times 2,8 \times 0,5 \times 25 \Leftrightarrow G_0 = 38,5 \text{ KN}$$

Chargement sur gros béton :

$$\Rightarrow P_u = N_u + 1,35.G_0 \Leftrightarrow P_u = 1700 + 1,35 \times 38,5 \Leftrightarrow P_u = 1751,98 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\Rightarrow \frac{P_u}{a'.b'} \leq \sigma_{GB} \Leftrightarrow \frac{1751,98.10^{-3}}{2,8 \times 1,1} \leq \sigma_{GB} \Leftrightarrow 0,57 \leq 0,6 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Condition de poinçonnement :

Charge poinçonnant :

$$\Rightarrow a_2 = a + 2.h \Leftrightarrow a_2 = 0,22 + (2 \times 0,50) \Leftrightarrow a_2 = 1,22 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_2 = b + 2.h \Leftrightarrow b_2 = 0,60 + (2 \times 0,50) \Leftrightarrow b_2 = 1,60 \text{ m}$$

$$\Rightarrow P_u' = P_u \cdot \left[1 - \frac{a_2 b_2}{a' b'} \right] - 1,35.G_0 \cdot \frac{a_2 b_2}{a' b'}$$

$$\Leftrightarrow P_u' = 1751,98.10^{-3} \cdot \left[1 - \frac{1,22 \times 1,6}{1,1 \times 2,8} \right] - 1,35 \times 38,5.10^{-3} \times \frac{1,22 \times 1,6}{1,1 \times 2,8}$$

$$\Leftrightarrow P_u' = 608,69 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\Rightarrow a_1 = a + h \Leftrightarrow a_1 = 0,22 + 0,50 \Leftrightarrow a_1 = 0,72 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b_1 = b + h \Leftrightarrow b_1 = 0,60 + 0,50 \Leftrightarrow b_1 = 1,10 \text{ m}$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \cdot (a_1 + b_1) \Leftrightarrow U_c = 2 \times (0,72 + 1,10) \Leftrightarrow U_c = 3,64 \text{ m}$$

$$\Rightarrow P_u' \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h' \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow P_u' \leq 0,045 \times 3,64 \times 0,5 \times \frac{23}{1,5}$$

$$\Leftrightarrow P_u' \leq 1255,8 \text{ KN}$$

On a $1255,8 \text{ KN} > 608,69 \text{ KN}$ donc la condition est vérifiée

4. CALCUL D'ARMATURE ET ESPACEMENT :✓ **Sens « a' » :**

$$\Rightarrow F_0 = \frac{P_u \cdot d_{02}}{4 \cdot d} \Leftrightarrow F_0 = \frac{1751,98 \cdot 10^{-3} \times 0,44}{4 \times 0,45} \Leftrightarrow F_0 = 0,43 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{F_0}{f_{ed}} \Leftrightarrow A_s = \frac{0,43 \times 1,15}{400} \Leftrightarrow A_s = 12,31 \text{ cm}^2$$

On adopte:

$$A_s \text{ choisi} = 9\text{HA}14 = 13,85 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$\Rightarrow S_t = \frac{a' - 2 \cdot c - \frac{2 \cdot \emptyset}{2}}{n-1} \Leftrightarrow S_t = \frac{1,1 - (2 \times 0,05) - \frac{2 \times 0,014}{2}}{9-1} \Leftrightarrow S_t = 12,33 \text{ cm}$$

✓ **Sens « b' » :**

$$\Rightarrow F_0 = \frac{P_u \cdot d_{01}}{4 \cdot d} \Leftrightarrow F_0 = \frac{1751,98 \cdot 10^{-3} \times 1,1}{4 \times 0,45} \Leftrightarrow F_0 = 1,07 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{F_0}{f_{ed}} \Leftrightarrow A_s = \frac{1,07 \times 1,15}{400} \Leftrightarrow A_s = 30,76 \text{ cm}^2$$

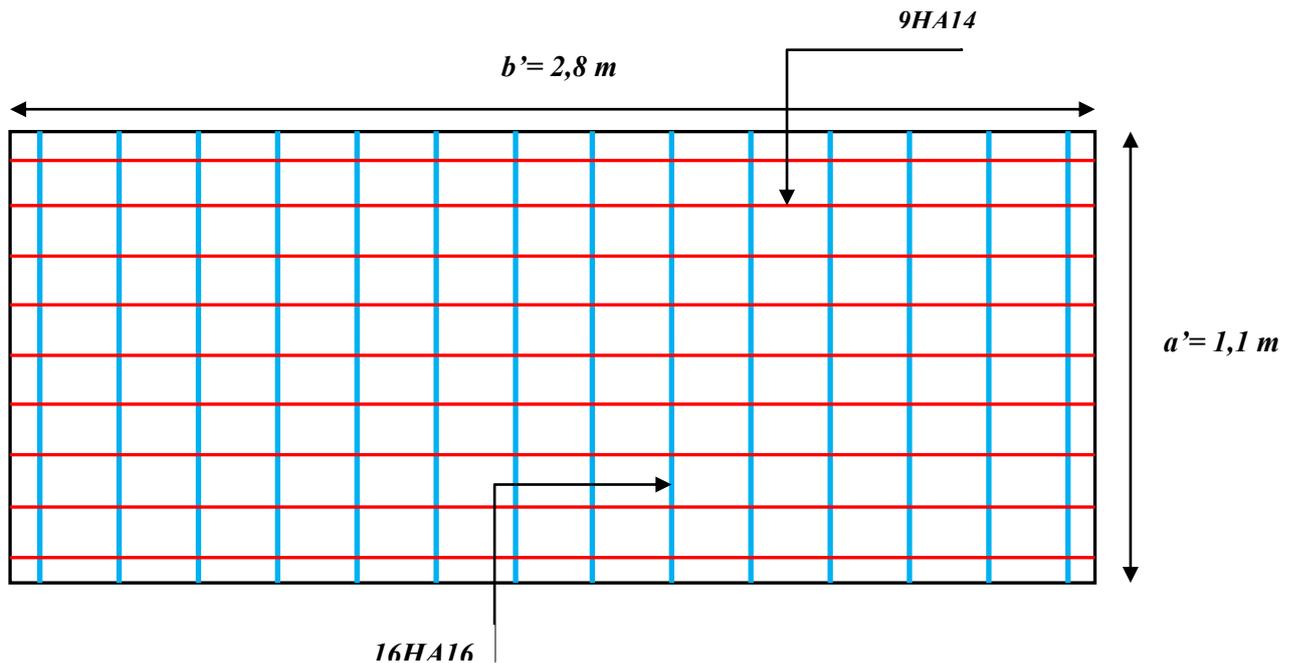
On adopte:

$$A_s \text{ choisi} = 16\text{HA}16 = 32,17 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$\Rightarrow S_t = \frac{b' - 2 \cdot c - \frac{2 \cdot \emptyset}{2}}{n-1} \Leftrightarrow S_t = \frac{2,8 - (2 \times 0,05) - \frac{2 \times 0,016}{2}}{16-1} \Leftrightarrow S_t = 17,89 \text{ cm}$$

5. SCHEMA DE FERRAILLAGE :



6. PRE DIMENSIONNEMENT DE GROS BETON :

Calcul de la largeur et la longueur de gros béton:

$$\Leftrightarrow \frac{a'}{A} = \frac{b'}{B} \Leftrightarrow \frac{1,1}{A} = \frac{2,8}{B} \Leftrightarrow A = \frac{1,1}{2,8} \cdot B \Leftrightarrow A = 0,39 \cdot B$$

$$\Leftrightarrow \frac{P_u}{A \cdot B} \leq \sigma_{sol} \Leftrightarrow B = \sqrt{\frac{P_u}{0,39 \cdot \sigma_{sol}}} \Leftrightarrow B = \sqrt{\frac{1751,98 \cdot 10^{-3}}{0,39 \cdot 0,2}} \Leftrightarrow B = 4,72 \text{ m}$$

Donc on prend : **B = 4,80 m** donc $A = 0,39 \times 4,8 = 1,88 \text{ m}$ on adopte **A = 1,9 m**

Vérification :

$$\Leftrightarrow \frac{P_u}{A \cdot B} \leq \sigma_{sol} \Leftrightarrow \frac{1751,98 \cdot 10^{-3}}{4,8 \times 1,9} \leq \sigma_{sol} \Leftrightarrow 0,192 \leq 0,2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Calcul de la hauteur de la semelle :

$$\Leftrightarrow D_{01} = \frac{B - b'}{2} = \frac{4,8 - 2,8}{2} \Leftrightarrow D_{01} = 1 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow D_{02} = \frac{A - a'}{2} = \frac{1,9 - 1,1}{2} \Leftrightarrow D_{02} = 0,4 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow D_{01}/2 \leq D \leq 2 \cdot D_{01} \Leftrightarrow 0,5 \leq D \leq 2$$

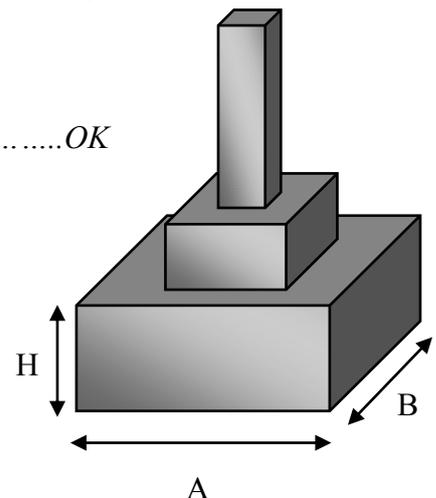
$$\Leftrightarrow D_{02}/2 \leq D \leq 2 \cdot D_{02} \Leftrightarrow 0,2 \leq D \leq 0,8$$

Alor $0,2 \leq D \leq 2 \text{ m}$ donc on prend **D = 0,95 m** et $H = D + c = 1 + 0,05 \Leftrightarrow H = 1 \text{ m}$

Résultat final :

A [m]	B [m]	H [m]
1,9	4,8	1

Tableau 21-dimensionnement de gros béton



CHAPITRE 9 ETUDE D'UNE CAGE D'ASCENSEUR

I. DESCRIPTION DE L'ASCENSEUR :

L'ascenseur est un appareil servant de déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositifs de sécurité.

Il est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur (ou gaine d'ascenseur).

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général, se trouvent au dessus de la gaine. Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine le contrepoids, les câbles et les divers accessoires.

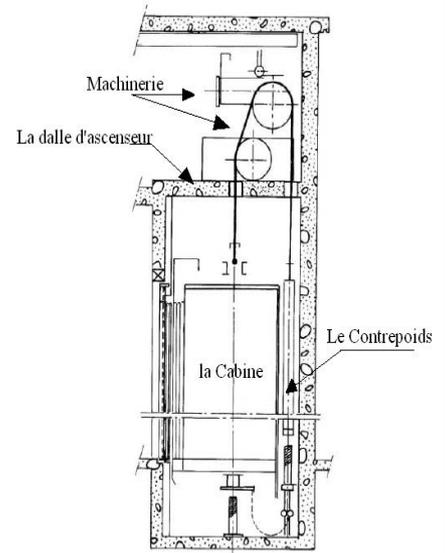


Figure 7-Schéma de l'ascenseur

II. ETUDE D'UN VOILE D'ASCENSEUR :

- Condition d'application :

- La longueur de voile est au moins égale à 5 fois son épaisseur.
- L'épaisseur d'un voile est moins égale à 10 cm.
- L'élançement mécanique est au plus égale à 80.
- La résistance caractéristique du béton est au plus égale à 40 MPa.

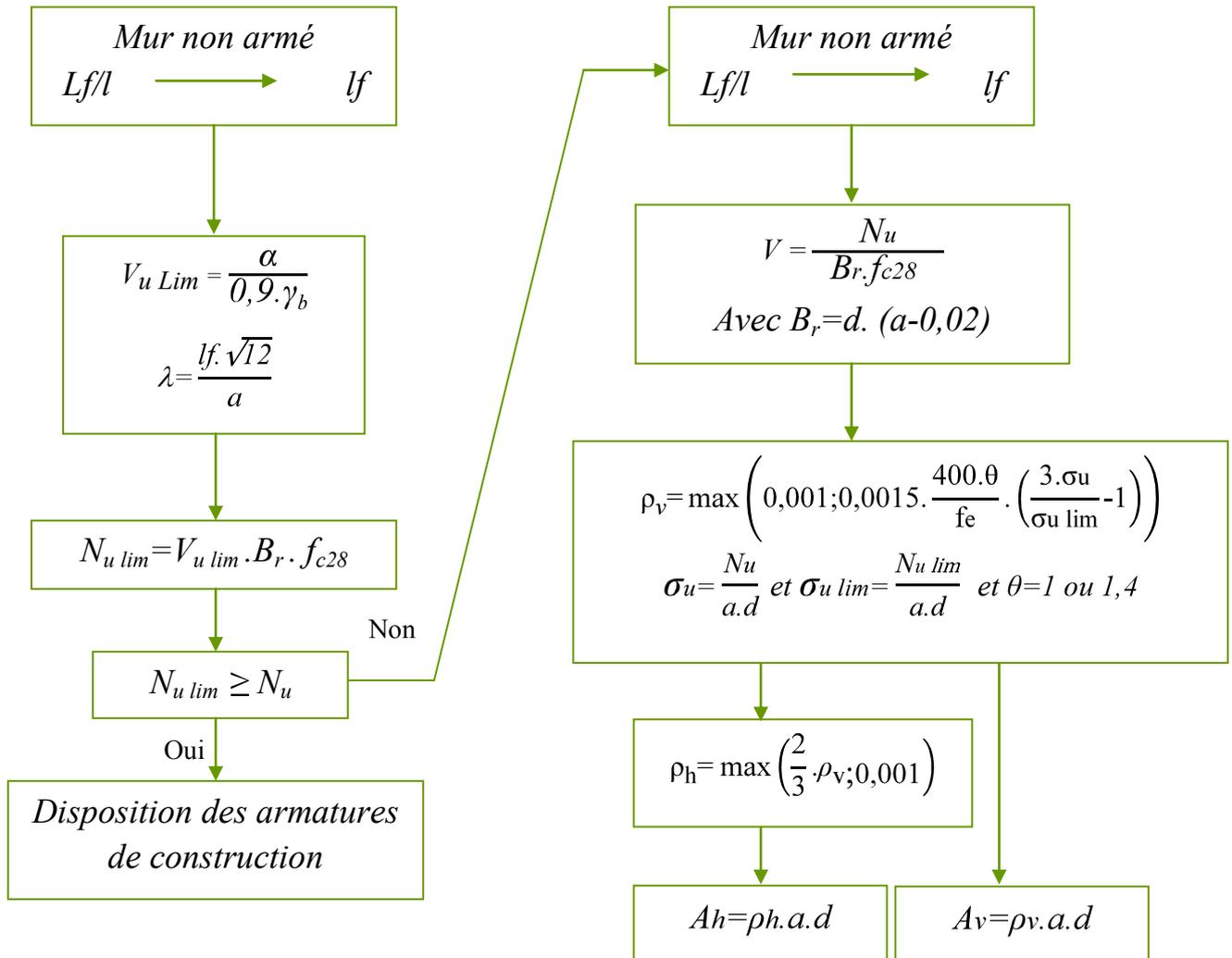
- Longueur de flambement :

Elle dépend de la liaison voile-plancher, de l'existence des raidisseurs ainsi que type (armé ou non).comme la montre les tableaux suivant :

l_f		<i>mur armé verticalement</i>	<i>mur non armé verticalement</i>
<i>Mur encastré en tête et en pied</i>	<i>avec un plancher de part et d'autre</i>	0,8	0,85
	<i>avec un plancher d'un seul côté</i>	0,85	0,9
<i>mur articulé en tête et en pied</i>		1	1

Tableau 22-longueur de flambement

• Diagramme de calcul :



Avec :

	Mur non armé horizontalement	Mur armé horizontalement
$l'f \leq b$	$l_f = \frac{l'f}{1 + 0,5 \left(\frac{l'f}{b}\right)^2}$	$l_f = \frac{l'f}{1 + \left(\frac{l'f}{b}\right)^2}$
$l'f > b$	$l_f = \frac{b}{1,5}$	$l_f = \frac{b}{2}$

III. EXEMPLE DE CALCUL D'UN VOILE :

1. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE :

- Hauteur sous plafond : $l_0=2,95m$
- Epaisseur de voile : $a=20cm$
- Longueur du voile : $b=2,3m$

2. DOMAINE DE VALIDITE :

- ⇒ $b=2,3m < 5 \times 0,2=1m$
- ⇒ $a=20cm < 10cm$
- ⇒ $f_{c28}=23MPa < 40 MPa$

3. CHARGEMENT :

Le voile supporte les chargements suivants :

➤ Plancher terrasse :

✓ Charge permanente :

- ⇒ Poids propre du voile : $N_{G1}=0,2 \times 2,95 \times 2,3 \times 2500 \Leftrightarrow N_{G1}=3392,5 daN$
- ⇒ Poids du plancher terrasse : $N_{G2}=(5,43/2) \times 625 \times 2,3 \Leftrightarrow N_{G2}=3902,8 daN$
- ✓ Charge d'exploitation: $N_{Q1}=(5,43/2) \times 100 \times 2,3 \Leftrightarrow N_{Q1}=624,45 daN$

➤ Plancher intermédiaire :

✓ Charge permanente :

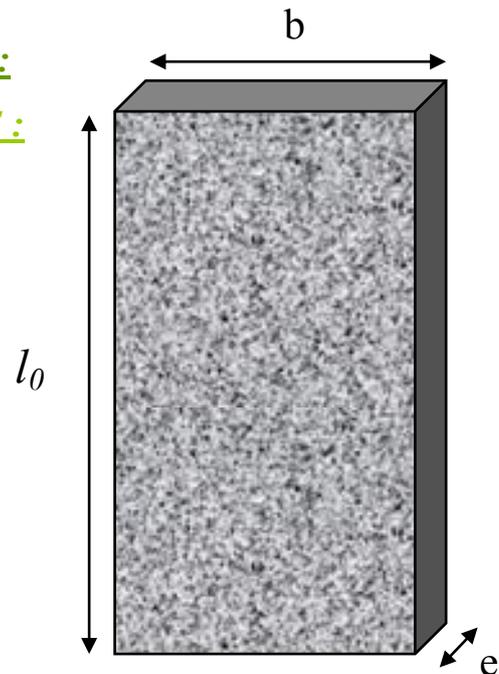
- ⇒ Poids propre du voile : $N_{G1}=0,2 \times 2,95 \times 2,3 \times 2500 \times 6 \Leftrightarrow N_{G1}=20355 daN$
- ⇒ Poids du plancher terrasse: $N_{G2}=(5,43/2) \times 710 \times 2,3 \times 6 \Leftrightarrow N_{G2}=26602 daN$
- ✓ Charge d'exploitation: $N_{Q1}=(5,43/2) \times 250 \times 2,3 \times 6 \Leftrightarrow N_{Q1}=9366,75 daN$

➤ Charge de l'ascenseur :

- ✓ Charge permanente : $N_{G3}=630 daN$
- ✓ Charge d'exploitation : $N_{Q2}=400 daN$

➤ Chargement total :

- ✓ Charge permanente : $N_{GT}= 54882,3 daN$
- ✓ Charge d'exploitation : $N_{QT}= 10391,2 daN$



4. COMBINAISON DES CHARGES :

$$\checkmark \text{ E L U : } \quad N_u = 1,35.N_{GT} + 1,5.N_{QT}$$

$$\Leftrightarrow N_u = 1,35 \times 54882,3 + 1,5 \times 10391,2 \Leftrightarrow N_u = \mathbf{89677,9 \text{ daN}}$$

$$\checkmark \text{ E L S : } \quad N_{ser} = N_{GT} + N_{QT}$$

$$\Leftrightarrow N_{ser} = 54882,3 + 10391,2 \Leftrightarrow N_{ser} = \mathbf{65273,5 \text{ daN}}$$

5. DETERMINATION DE LA LONGUEUR DE FLAMBEMENT :

Le voile est intérieur raidi latéralement et encastré en tête et en pied avec un plancher d'un seul côté.

On suppose que tout d'abord que le mur n'est pas armé.

- **Mur verticale :**

$$\Leftrightarrow l_f' = 0,85.l_0 \Leftrightarrow l_f' = 0,85 \times 2,95 \Leftrightarrow l_f' = \mathbf{2,51m} > b = \mathbf{2,3m}$$

- **Mur horizontal :**

$$\Leftrightarrow l_f = \frac{l_f'}{1 + 0,5 \left(\frac{l_f'}{b}\right)^2} \Leftrightarrow l_f = \frac{2,51}{1 + 0,5 \times \left(\frac{2,51}{2,3}\right)^2} \Leftrightarrow l_f = \mathbf{1,57m}$$

- **Elancement mécanique :**

$$\Leftrightarrow \lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a} \Leftrightarrow \lambda = \frac{1,57 \times \sqrt{12}}{0,2} \Leftrightarrow \lambda = \mathbf{27,2} < \mathbf{50}$$

$$\Leftrightarrow \alpha = \frac{0,9}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Leftrightarrow \alpha = \frac{0,9}{1 + 0,2 \left(\frac{27,2}{35}\right)^2} \Leftrightarrow \alpha = \mathbf{0,8}$$

- **Effort normal ultime :**

$$\Leftrightarrow B_r = b(a - 0,02) \Leftrightarrow B_r = 2,3 \times (0,2 - 0,02) \Leftrightarrow B_r = \mathbf{0,414 \text{ m}^2}$$

$$\Leftrightarrow V_{u \text{ Lim}} = \frac{\alpha}{0,9 \cdot \gamma_b} \Leftrightarrow V_{u \text{ Lim}} = \frac{0,8}{0,9 \times 1,5} \Leftrightarrow V_{u \text{ Lim}} = \mathbf{0,6}$$

$$\Leftrightarrow N_{u \text{ lim}} = V_{u \text{ lim}} \cdot B_r \cdot f_{c28} \Leftrightarrow N_{u \text{ lim}} = 0,6 \times 0,414 \times 23 \Leftrightarrow N_{u \text{ lim}} = \mathbf{5,71 \text{ MN}}$$

On constate que $N_{u \text{ lim}} = \mathbf{5,71 \text{ MN}} > N_u = \mathbf{0,89 \text{ MN}}$ donc le mur n'a pas besoin d'être armé alors la quantité d'acier minimal est suffisante.

6. DETERMINATION DES ARMATURES:

✓ Armatures verticales :

$$\Rightarrow \sigma_u = \frac{N_u}{a.d} \Leftrightarrow \sigma_u = \frac{0,89}{0,2 \times 1} \Leftrightarrow \sigma_u = 4,45 \text{ MN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a.d} \Leftrightarrow \sigma_{u \text{ lim}} = \frac{5,71}{0,2 \times 1} \Leftrightarrow \sigma_{u \text{ lim}} = 28,55 \text{ MN/m}^2$$

$$\Rightarrow \rho_v = \max \left(0,001; 0,0015 \cdot \frac{400 \cdot \theta}{f_e} \cdot \left(\frac{3 \cdot \sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right) \Leftrightarrow \rho_v = 0,001$$

$$\Rightarrow A_v = \rho_v \cdot a \cdot d \Leftrightarrow A_v = 0,001 \times 20 \times 100 \Leftrightarrow A_v = 2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte :

$$A_v \text{ choisi} = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avec espacement $S_t = \min(2.a ; 33\text{cm}) \Leftrightarrow S_t = 33 \text{ cm}$

✓ Armatures horizontal :

$$\Rightarrow \rho_h = \max \left(\frac{2}{3} \cdot \rho_v ; 0,001 \right) \Leftrightarrow \rho_h = 0,001$$

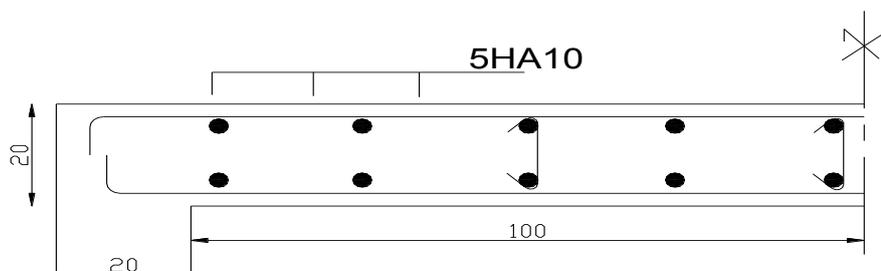
$$\Rightarrow A_h = \rho_h \cdot a \cdot d \Leftrightarrow A_h = 0,001 \times 20 \times 100 \Leftrightarrow A_h = 2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte :

$$A_h \text{ choisi} = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avec espacement $S_t = \min(2.a ; 33\text{cm}) \Leftrightarrow S_t = 33 \text{ cm}^2$

7. SCHEMA DE FERRAILLAGE:



CHAPITRE 10 ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

I. INTRODUCTION :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

II. ETUDE DES ESCALIERS

1. INTRODUCTION :

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre, La longueur des marches s'appelle l'embranchement(L), la largeur s'appelle giron(g) et la hauteur c'est la contre marche (h).

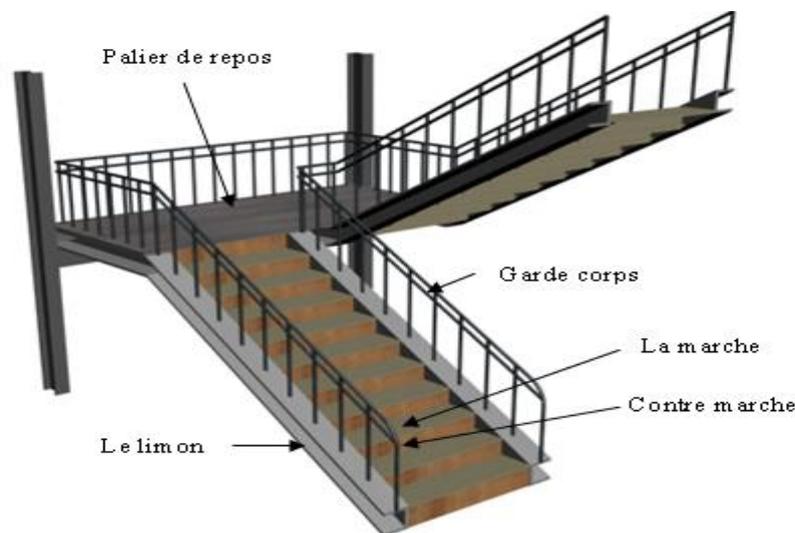


Figure 8-Vue de l'escalier

2. DEFINITIONS :

- **Un palier** dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.
- **Une volée** est une partie droite ou courbe d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

- **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- **Limon** : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

3. PRE- DIMENSIONNEMENT

Hauteur sous plafond = 2,95m

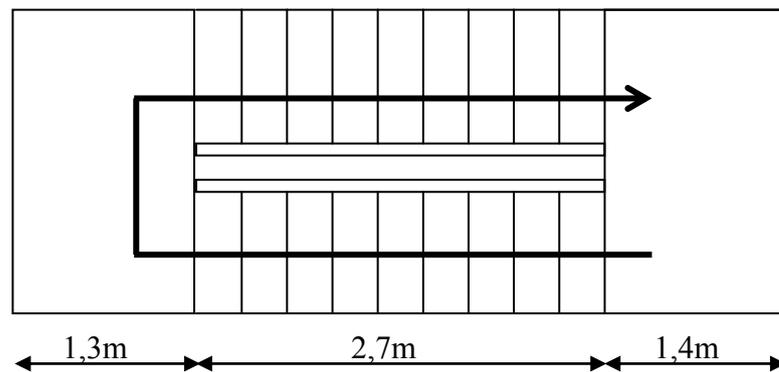


Figure 9- Escalier -vue en plan

Notations utilisées:

- g : giron,
- h : hauteur de la contre marche,
- e_p : épaisseur de la paillasse,
- H : hauteur de la volée,
- L : longueur de la volée projetée,

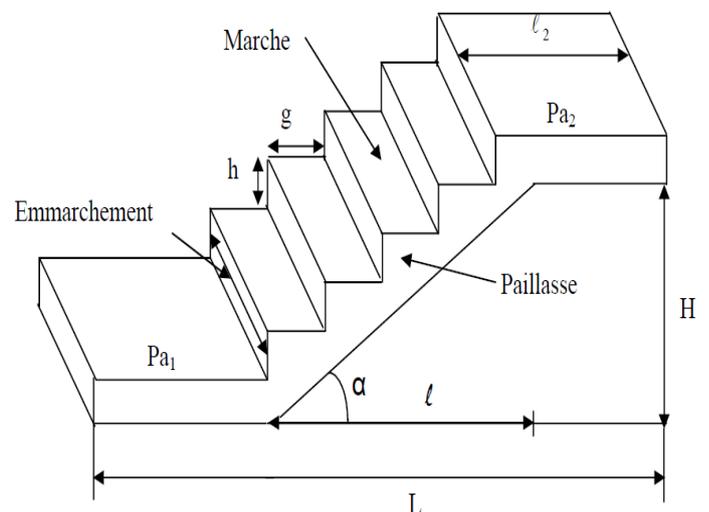
✓ calcul de contre marche :

On pose $h=17\text{cm}$

Nombre de contre marche

$$\Leftrightarrow n = \frac{1/2 \times H}{h} \Leftrightarrow n = \frac{1/2 \times 2,95}{0,17} \Leftrightarrow n = 8,67 \Leftrightarrow n \approx 9$$

$$\text{Par suite } h = \frac{1/2 \times H}{n} \Leftrightarrow h = \frac{1/2 \times 2,95}{9} \Leftrightarrow h = 16,5\text{cm}$$



✓ **calcul de giron :**

On a $g+2.h=60$ à 64 cm

On pose $g + 2.h = 62\text{cm} \Leftrightarrow g = 62-2 \times 16,5 \Leftrightarrow g = 29\text{cm} \Leftrightarrow g \approx 30\text{cm}$

-Vérification de la relation de **BLONDEL**

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$60\text{cm} \leq 30+2 \times 16,5 \leq 64 \text{ cm}$$

$$60\text{cm} \leq 63 \leq 64 \text{ cm}$$

\Rightarrow La relation est vérifiée.

✓ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier**

L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par :

$$\frac{l_0}{30} \leq e_p \leq \frac{l_0}{20}$$

L_0 : Longueur d palier et de la paillasse

$$\Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{16,5}{30} \Leftrightarrow \text{tg}(\alpha) = 0,55 \Leftrightarrow \alpha = \text{arctg}(0,55) \Leftrightarrow \alpha = 28,81^\circ$$

$$\Rightarrow \cos(\alpha) = \frac{l}{L_1} \Leftrightarrow L_1 = \frac{l}{\cos(\alpha)} \Leftrightarrow L_1 = \frac{0,3 \times 9}{\cos(\alpha)} \Leftrightarrow L_1 = 3,08\text{m}$$

$$\Rightarrow l_0 = 1,3 + 3,08 \Leftrightarrow l_0 = 4,38\text{m}$$

$$\Rightarrow \frac{4,38}{30} \leq e_p \leq \frac{4,38}{20} \Leftrightarrow 14,6 \leq e_p \leq 21,9 \Leftrightarrow \text{on prend } e_p = 16\text{cm}$$

Conclusion

Nous prenons une épaisseur de 16 cm pour tous les escaliers de notre bâtiment.

4. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS DE CALCUL

Le calcul s'effectuera, pour une bonde de (1m) d'emmarchement et une bonde de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

▪ **Charges et surcharges**

<u>La volée</u> : Poids des marches.....	$22 \times 0,165/2 = 1,815 \text{ KN/m}^2$
Poids de la volée.....	$25 \times 0,16 / \cos(28,81) = 4,56 \text{ KN/m}^2$
Poids des revêtements.....	$= 1,24 \text{ KN/m}^2$
Poids des gardes corps.....	$= 0,20 \text{ KN/m}^2$
	$G = 7,81 \text{ KN/m}^2$

Le palier : Poids de la dalle..... $0,16 \times 25 = 4\text{KN/m}^2$

Poids des revêtements..... $= 1,24\text{KN/m}^2$

$$G = 6,24\text{KN/m}^2$$

Surcharges d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

▪ **Combinaisons des charges**

◆ **ELU** : $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times l$

- La volée : $q_u = (1,35 \times 7,81 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 14,30 \text{ KN/ml}$

- Le palier : $q_u = (1,35 \times 5,24 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,824\text{KN/ml}$

◆ **ELS** : $q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$

- La volée : $q_s = (7,81 + 2,5) \times 1 = 10,31 \text{ KN/ml}$

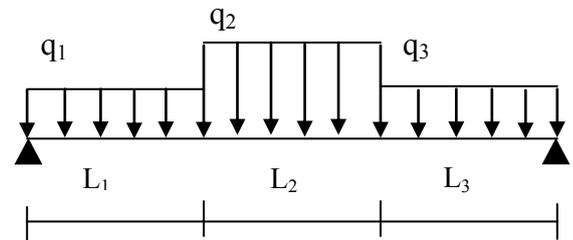
- Le palier : $q_s = (5,24 + 2,5) \times 1 = 7,74 \text{ KN/m}$

$$\Rightarrow q_{\text{équi}} = \frac{q_1 \cdot l_1 + q_2 \cdot l_2 + q_3 \cdot l_3}{l_1 + l_2 + l_3}$$

$$\Leftrightarrow q_{\text{équi}} = \frac{(10,824 \times 1,4) + (14,4 \times 2,7) + (10,824 \times 1,3)}{1,4 + 2,7 + 1,3}$$

$$\Leftrightarrow q_u \text{ équi} = 12,56 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow q_s \text{ équi} = 9,025 \text{ KN/ml}$$



5. CALCUL DE MOMENT :

$$\Rightarrow L = l_1 + l_2 + l_3 \Leftrightarrow L = 1,4 + 2,7 + 1,3 \Leftrightarrow L = 5,4\text{m}$$

a) **ELU** :

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u L^2}{8} \Leftrightarrow M_0 = \frac{12,56 \times 5,4^2}{8} \Leftrightarrow M_0 = 45,79 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_0 \Leftrightarrow M_t = 0,85 \times 45,79 \Leftrightarrow M_t = 38,92 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0,3 \cdot M_0 \Leftrightarrow M_t = 0,3 \times 45,79 \Leftrightarrow M_t = 13,74 \text{ KN.m}$

b) **ELS** :

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s L^2}{8} \Leftrightarrow M_0 = \frac{9,025 \times 5,4^2}{8} \Leftrightarrow M_0 = 32,90 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_0 \Leftrightarrow M_t = 0,85 \times 32,9 \Leftrightarrow M_t = 27,96 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0,3 \cdot M_0 \Leftrightarrow M_t = 0,3 \times 32,9 \Leftrightarrow M_t = 9,87 \text{ KN.m}$

6. CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :

✓ En travée :

$$\Rightarrow \mu = \frac{38,92 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 13,03} \Leftrightarrow \mu = 0,164$$

$$\Rightarrow \mu_{lim} = 0,391 > \mu \text{ donc pas d'aciers comprimés donc } A_s' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,164}) \Leftrightarrow \alpha = 0,225$$

$$\Rightarrow Z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,225) \Leftrightarrow Z = 0,123 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{38,92 \cdot 10^{-3}}{400 / (1,15 \times 0,123)} \Leftrightarrow A_s = 9,1 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_s \text{ choisi} = 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

✓ Sur appui :

$$\Rightarrow \mu = \frac{13,74 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 13,03} \Leftrightarrow \mu = 0,058$$

$$\Rightarrow \mu_{lim} = 0,391$$

$$\mu < \mu_{lim} \Leftrightarrow \text{donc pas d'aciers comprimés donc } A_s' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,058}) \Leftrightarrow \alpha = 0,07$$

$$\Rightarrow Z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,07) \Leftrightarrow Z = 0,131 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{13,74 \cdot 10^{-3}}{400 / (1,15 \times 0,131)} \Leftrightarrow A_s = 3,015 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_s \text{ choisi} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16,5; 33) \Leftrightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

En travée:

$$\Rightarrow S_t = 100/6 = 16,67 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

Sur appui :

$$\Rightarrow S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

7. ARMATURE DE REPARTITION :

✓ En travée :

$$\Rightarrow A_{rep} = A_{adop}/4 = 9,24/4 = 2,31 \text{ cm}^2; \text{ on adopte: } 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

✓ Sur appui :

$$\Rightarrow A_{rep} = A_{adop}/4 = 3,14/4 = 0,785 \text{ cm}^2; \text{ on adopte: } 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$\Rightarrow A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 1,98 / 400 = 1,54 \text{ cm}^2$$

➤ Contrainte tangentielle du béton :

• Fissuration non préjudiciable :

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_{max} = \frac{q_{equi} \cdot L}{2} \Leftrightarrow V_{max} = \frac{12,562 \times 5,4}{2} \Leftrightarrow V_{max} = 33,9 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{33,9 \cdot 10^3}{1 \times 0,135} < \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \times 23 / 1,5 \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \Leftrightarrow \tau_u = 0,25 < \bar{\tau}_u = 3,06 \text{ MPa}$$

• Fissuration très préjudiciable:

$$\Rightarrow \tau_{ulim} = \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow \tau_{ulim} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow \tau_{ulim} = 1,07 \text{ MPa}$$

➤ Vérification a l'ELS :

$$\Rightarrow by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A_s') = 0$$

$$\Leftrightarrow 1y^2 + 30(9,24 \cdot 10^{-4})y - 30(0,135 \times 9,24 \cdot 10^{-4}) = 0 \Leftrightarrow \Delta = 0,0157$$

$$\Leftrightarrow y = 0,05$$

$$\Rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \left[A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2 \right] \Leftrightarrow I = 1,417 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{27,96 \cdot 10^{-3}}{1,417 \cdot 10^{-4}} \times 0,05 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 23$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = 9,64 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{27,96 \cdot 10^{-3}}{1,417 \cdot 10^{-4}} \times (0,135 - 0,05) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_s = 254,9 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

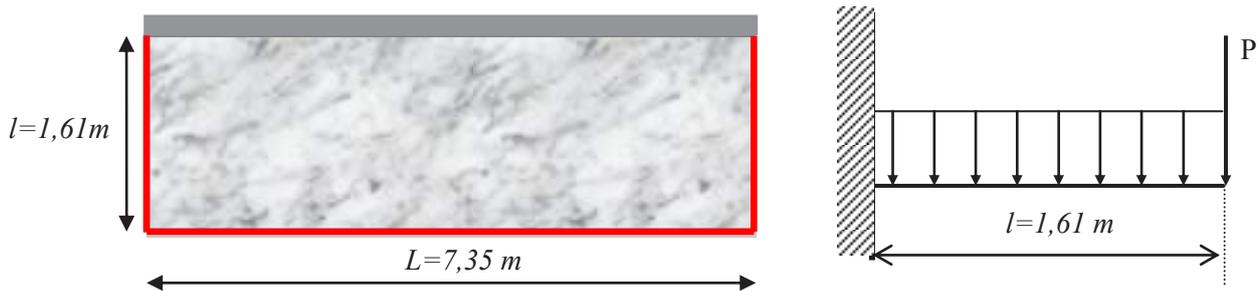
8. SCHEMA DE FERRAILLAGE : voir annexe

III. ETUDE D'UN BALCON :

- Ce balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.
- Le balcon travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

L : La largeur de la console

✓ Schéma statique :



- Charges et surcharges revenant à la dalle : $G_{dalle} = 8,35 \text{ KN/m}^2$

$$Q_{dalle} = 4 \text{ KN/m}^2$$

- Charge de concentration due au poids du mur : $G_{mur} = 4 \text{ KN/m}^2$.

1. COMBINAISON DES CHARGES :

a. Combinaisons de charge à l'ELU

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1m$$

Pour la dalle : $q_{u \text{ dalle}} = [(1,35 \times 8,35) + (1,5 \times 4)] \times 1 = 17,27 \text{ KN/m}$

Pour mur : $P_{u \text{ mur}} = 1,35 \times 4 \times 2,95 = 15,93 \text{ KN}$

b. Combinaisons de charge à l'ELS

$$q_s = (Q + G) \cdot 1m$$

Pour la dalle : $q_{s \text{ dalle}} = 8,35 + 4 = 12,35 \text{ KN/m}$

Pour mur : $P_{s \text{ mur}} = 4 \times 2,95 = 11,8 \text{ KN}$

2. CALCUL DE MOMENT :

a. À l'ELU :

$$\Leftrightarrow M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + P_u \cdot l \Leftrightarrow M_u = \frac{17,27 \times 1,61^2}{2} + 15,93 \times 1,61 \Leftrightarrow M_u = 48 \text{ KN.m}$$

b. À l'ELS :

$$\Rightarrow M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l^2}{2} + P_{ser} \cdot l \Leftrightarrow M_{ser} = \frac{12,35 \times 1,61^2}{2} + 11,8 \times 1,61 \Leftrightarrow M_{ser} = 35 \text{ KN.m}$$

3. CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :

$$\Rightarrow \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Leftrightarrow \mu = \frac{48 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 13,03} \Leftrightarrow \mu = 0,114$$

$$\Rightarrow \mu_{lim} = 0,391$$

$\mu < \mu_{lim} \Leftrightarrow$ donc pas d'aciers comprimés

$$\Rightarrow A_s' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Leftrightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,114}) \Leftrightarrow \alpha = 0,152$$

$$\Rightarrow Z = d(1 - 0,4\alpha) \Leftrightarrow Z = 0,19 \times (1 - 0,4 \times 0,152) \Leftrightarrow Z = 0,169 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{f_e / \gamma_s \cdot Z} = \frac{48 \cdot 10^{-3}}{400 / 1,15 \times 0,169} \Leftrightarrow A_s = 8,17 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$\Rightarrow A_{s \min} = 0,23 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,18^2 \times 1,98 / 400 \Leftrightarrow A_{s \min} = 0,37 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_s = 8 \text{ HA12} = 9,05 \text{ cm}^2$$

Avec espacement :

$$\Rightarrow S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \Leftrightarrow S_t \leq \min(3 \times 21; 33 \text{ cm}) \Leftrightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

4. CALCUL DES ARMATURES DE REPARTITION :

$$\Rightarrow A_{s \text{ rép}} = A_s \text{ adopter} / 4 = 9,05 / 4 \Leftrightarrow A_{s \text{ rép}} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$\Rightarrow A_{s \min} = 0,23 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,18^2 \times 1,98 / 400 \Leftrightarrow A_{s \min} = 0,37 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_s = 3 \text{ HA10} = 2,36 \text{ cm}^2$$

Avec espacement :

$$\Leftrightarrow S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) \Leftrightarrow S_t \leq \min(4 \times 21; 45\text{cm}) \Leftrightarrow S_t = 45\text{cm}$$

➤ **Vérification a l'ELS :**

$$\Leftrightarrow by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(d \cdot A_s + d \cdot A_s') = 0$$

$$\Leftrightarrow 1y^2 + 30(9,05 \cdot 10^{-4})y - 30(0,18 \times 9,05 \cdot 10^{-4}) = 0 \Leftrightarrow \Delta = 0,02$$

$$\Leftrightarrow y = 0,058$$

$$\Leftrightarrow I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A_s'(y-d')^2] \Leftrightarrow I = 2,671 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

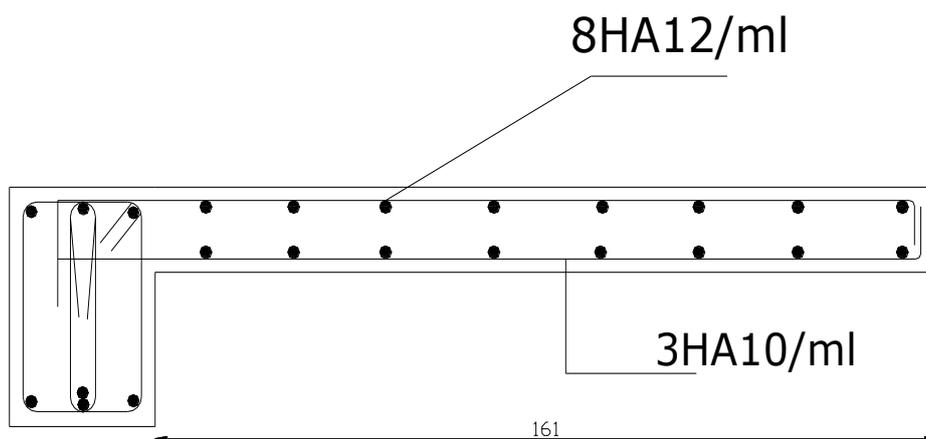
$$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{35 \cdot 10^{-3}}{2,671 \cdot 10^{-4}} \times 0,05 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 23$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{bc} = 7,55 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{35 \cdot 10^{-3}}{2,671 \cdot 10^{-4}} \times (0,18 - 0,058) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_s = 240,53 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

5. SCHEMA DE FERRAILLAGE :

IV. ETUDE D'UN ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- *Un effort normal dû à son poids propre (G).*
- *Un moment dû à la surcharge (Q)*

IL a pour rôle de :

- *Protection d'étanchéité.*
- *Servant comme garde corps.*
- *Entretien des façades.*

Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

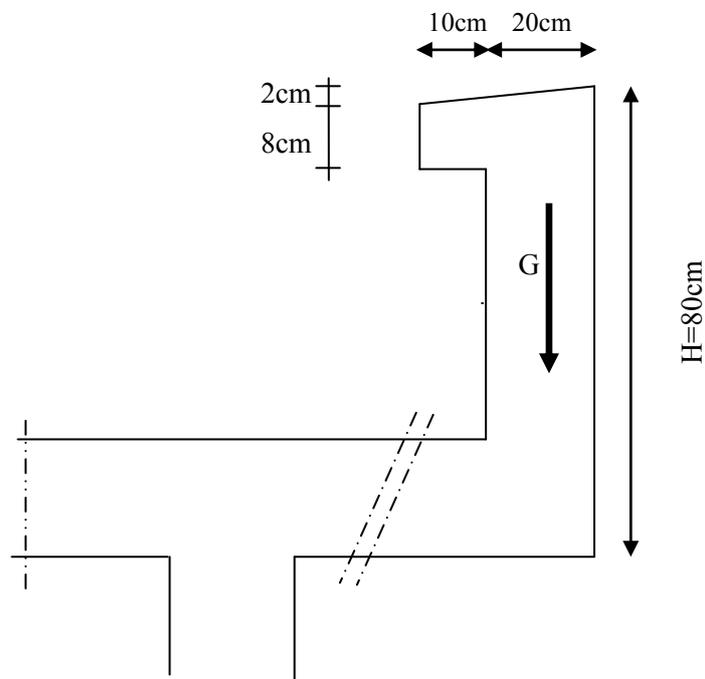


Figure10- Coupe verticale de l'acrotère

1. EVOLUTION DES CHARGES :

- Charge permanente :

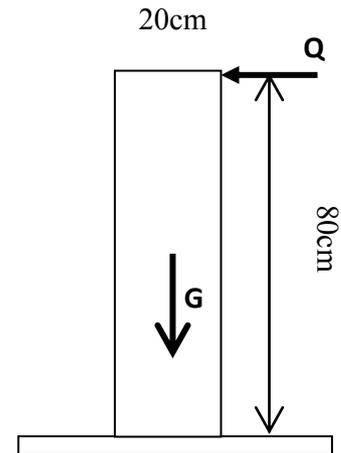
Surface de l'acrotère : $S = 0,167m^2$

Poids de l'acrotère :

$$\Leftrightarrow G = S \cdot \rho_{BA} \Leftrightarrow G = 0,167 \times 25 \Leftrightarrow G = 4,175 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

$$\Leftrightarrow Q = 1 \text{ KN/ml (de la main courante de personne)}$$



2. EXIGENCE DES REGLES RPA99 :

Le RPA exige est impose l'application de la force horizontale « F_p » pour calcul des éléments de la structure secondaire : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

- A : Coefficient d'accélération de la zone,
- C_p : Facteur de la force horizontale,
- W_p : Poids de l'élément secondaire.

Alors le calcul se fait en flexion composée :

Calcul de la force horizontale :

- $A = 0,1$
 - $C_p = 0,80$
 - $W_p = G = 4,175 \text{ KN/ml}$
- $$\Leftrightarrow F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 4,175 \Leftrightarrow F_p = 1,34 \text{ KN/ml}$$

A'ELU :

$$\Leftrightarrow N_u = 1,35 \cdot W_p \Leftrightarrow N_u = 1,35 \times 4,175 \Leftrightarrow N_u = 5,64 \text{ KN}$$

$$\Leftrightarrow M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot h \Leftrightarrow M_u = 1,5 \times 1,34 \times 0,8 \Leftrightarrow M_u = 1,61 \text{ KN.m}$$

3. VERIFICATION DE NON FLAMBEMENT :

$$\Leftrightarrow L_f = 2 \cdot l_0 \Leftrightarrow L_f = 2 \times 0,8 \Leftrightarrow L_f = 1,6 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow \lambda = \frac{L_f \cdot \sqrt{12}}{a} \Leftrightarrow \lambda = \frac{1,6 \times \sqrt{12}}{0,2} \Leftrightarrow \lambda = 27,71 \text{ avec } a : \text{ épaisseur de l'acrotère}$$

4. CALCUL DE L'EXCENTRICITE :

$\Leftrightarrow e_0 = a/6 \Leftrightarrow e_0 = 20/6 \Leftrightarrow e_0 = 3,34 \text{ cm}$

$\Leftrightarrow e_1 = M_u / N_u \Leftrightarrow e_1 = 1,61/5,64 \Leftrightarrow e_1 = 28,55 \text{ cm}$

$e_1 > e_0$ donc la section est partiellement comprimée

$\Leftrightarrow \lambda_{\max} = \max [50 ; \min (100 ; e_1/a)] \Leftrightarrow \lambda_{\max} = 50 > \lambda = 27,71$

Donc pas de risque de flambement

$\Leftrightarrow e_a = \max (2 \text{ cm} ; l/250) \Leftrightarrow e_a = \max (2 \text{ cm} ; 80/250) \Leftrightarrow e_a = 2 \text{ cm}$

$\Leftrightarrow e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha \emptyset) \Leftrightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,6^2}{10000 \times 0,2} \times 2 \Leftrightarrow e_2 = 0,77 \text{ cm}$

$\alpha = 0$ car N_G ne crée aucune moment

$\Leftrightarrow e = e_a + e_1 + e_2 \Leftrightarrow e = 2 + 28,55 + 0,77 \Leftrightarrow e = 31,32 \text{ cm}$

5. CALCUL DE COEFFICIENT DE MAJORATION :

$\Leftrightarrow \delta f = \begin{cases} \min [1 + 0,15(\lambda/35)^2 \cdot (a/e_1); 1,4] \dots \dots \dots \text{si } e_1/a > 0,75 \\ 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \dots \dots \dots \text{si } e_1/a \leq 0,75 \end{cases}$

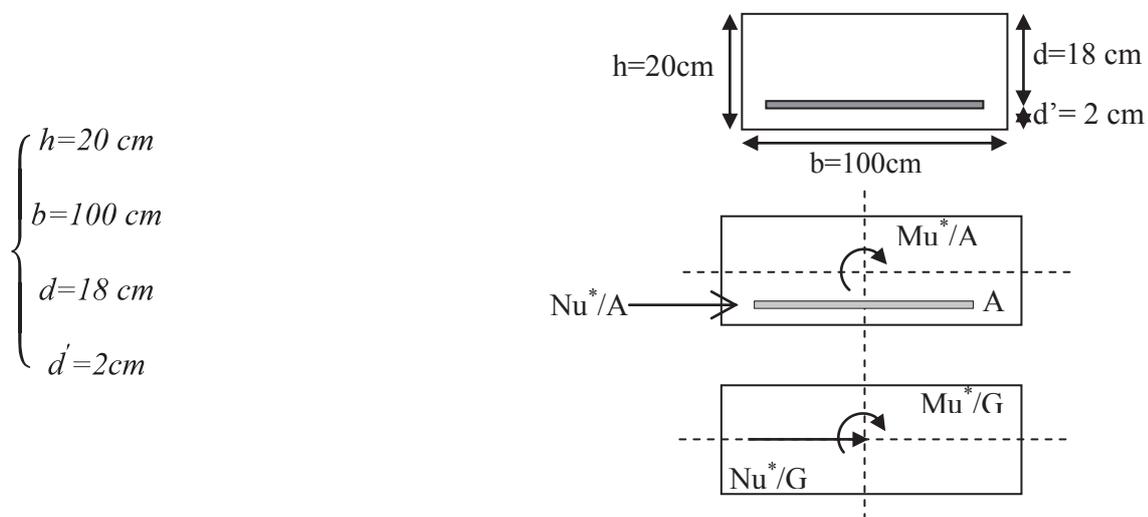
$\Leftrightarrow e_1/a = 28,55/20 = 1,43 > 0,75$ donc $\delta f = \min [1 + 0,15(\lambda/35)^2 \cdot (a/e_1); 1,4]$

$\Leftrightarrow \delta f = \min [1 + 0,15(27,71/35)^2 \times (0,2/0,2855); 1,4] \Leftrightarrow \delta f = 0,77$

6. FERRAILLAGE :

• Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :



« Schémas des Coupes transversales de l'acrotère »

- **La sollicitation majorée:**

$$\Leftrightarrow N_u^* = N_u \cdot \delta f \Leftrightarrow N_u^* = 5,64 \times 0,77 \Leftrightarrow N_u^* = 4,34 \text{ KN}$$

$$\Leftrightarrow M_{uG}^* = N_u^* \cdot (e_0 + e_a) \Leftrightarrow M_{uG}^* = 4,34 \times (0,2855 + 0,02) \Leftrightarrow M_{uG}^* = 1,33 \text{ KN.m}$$

- **Evolution des moments au niveau des armatures tendus:**

$$\Leftrightarrow M_{uA}^* = M_{uG}^* + N_u^* \cdot (d - h/2) \Leftrightarrow M_{uA}^* = 1,33 + 4,34(0,18 - 0,2/2)$$

$$\Leftrightarrow M_{uA}^* = 1,68 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de section d'acier:**

On peut maintenant terminer le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$\Leftrightarrow \mu = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Leftrightarrow \mu = \frac{1,68 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 13,03} \Leftrightarrow \mu = 0,004$$

$$\Leftrightarrow \mu_{lim} = 0,391$$

$\mu < \mu_{lim} \Leftrightarrow$ donc pas d'aciers comprimés

$$\Leftrightarrow A_s' = 0$$

$$\Leftrightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Leftrightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,004}) \Leftrightarrow \alpha = 0,005$$

$$\Leftrightarrow Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) \Leftrightarrow Z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,005) \Leftrightarrow Z = 0,179 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow A_s = \frac{M_u}{f_e / \gamma_s \cdot Z} = \frac{1,68 \cdot 10^{-3}}{400 / 1,15 \times 0,179} \Leftrightarrow A_s = 0,27 \text{ cm}^2$$

- **Section minimal:**

$$\Leftrightarrow A_{s \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e \Leftrightarrow A_{s \min} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_s = \text{Max} [A_s ; A_{s \min}] \Leftrightarrow \text{Max} [0,27 ; 2,05] \Leftrightarrow A_s = 2,05 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_s = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

- **Armature de répartition :**

$$\Leftrightarrow A_r = A_s / 4 \Leftrightarrow A_r = 2,51 / 4 \Leftrightarrow A_r = 0,63 \text{ cm}^2$$

On adopte:

$$A_s = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

7. SCHEMA DE FERRAILLAGE :

Voir annexe

CHAPITRE 11 MODELISATION SOUS ROBOT CBS

I. INTRODUCTION :

Dans cette partie, on s'intéresse au dimensionnement de tous les éléments structuraux du bâtiment en utilisant le logiciel de calcul de structure « **ROBOT CBS V 16** ».



Cette étape de dimensionnement suit celle de la conception. En effet, après avoir déterminé l'emplacement des poteaux, des poutres et des dalles, il nous reste à déterminer leurs sections ainsi que leurs ferrailages.

Le calcul de dimensionnement sur « **ROBOT CBS V16** » passe par plusieurs étapes qui seront détaillées dans les paragraphes suivants.

II. IMPORTATION DU PLAN DE COFFRAGE :

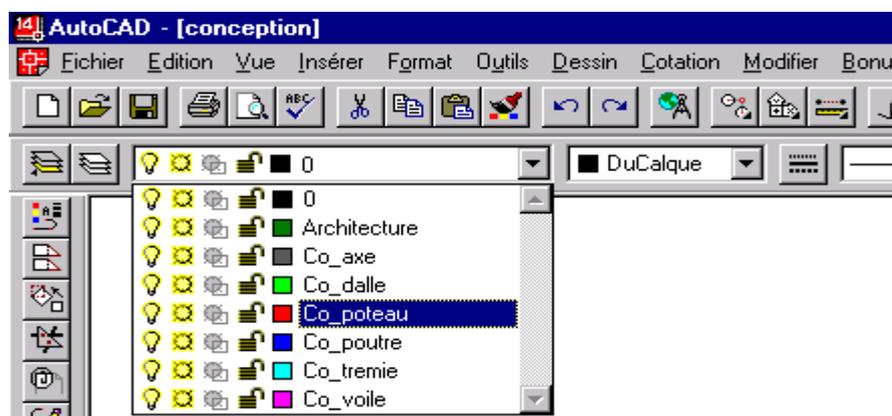
A partir du logiciel « **Auto CAD** », le plan de coffrage élaboré sera exporté vers le module « **ROBOT CBS V 16** ».

Le passage se fait sur trois grandes étapes : (La conception, l'Exportation, l'Importation)

1. LA CONCEPTION :

Pour saisir la conception il faut créer des Calques :

- **Co_axe** : Pour les axes (représentés par des LIGNES)
- **Co_poteau** : Pour les poteaux (représentés par des POINTS)
- **Co_poutre** : Pour les poutres (représentés par des LIGNES d'entraxes)
- **Co_voile** : Pour les voiles (représentés par des LIGNES d'entraxes)
- **Co_dalle** : Pour les dalles (représentés par des POLYLINES fermés)
- **Co_tremie** : Pour les réservations (représentés par des POLYLINES fermés)
- **Co_grille** : Pour exporter seulement la grille (représentés par des LIGNES)



2. L'EXPORTATION:

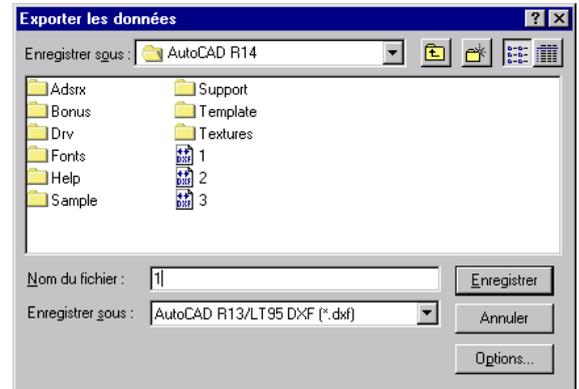
Une fois la saisie de la conception terminée on enregistre sur la Conception passe à la 2^{ème} Etape.

➤ Exporter (enregistrer sous) ;

Nom du fichier «1.dxf»(comme 1^{er} niveau) ;

format DXF R12/LT2

NB : La seule appellation possible et sous la forme de chiffres (de 1 à 99)



3. L'IMPORTATION :

- Passer sur DDC (ROBOT CBS V 16)

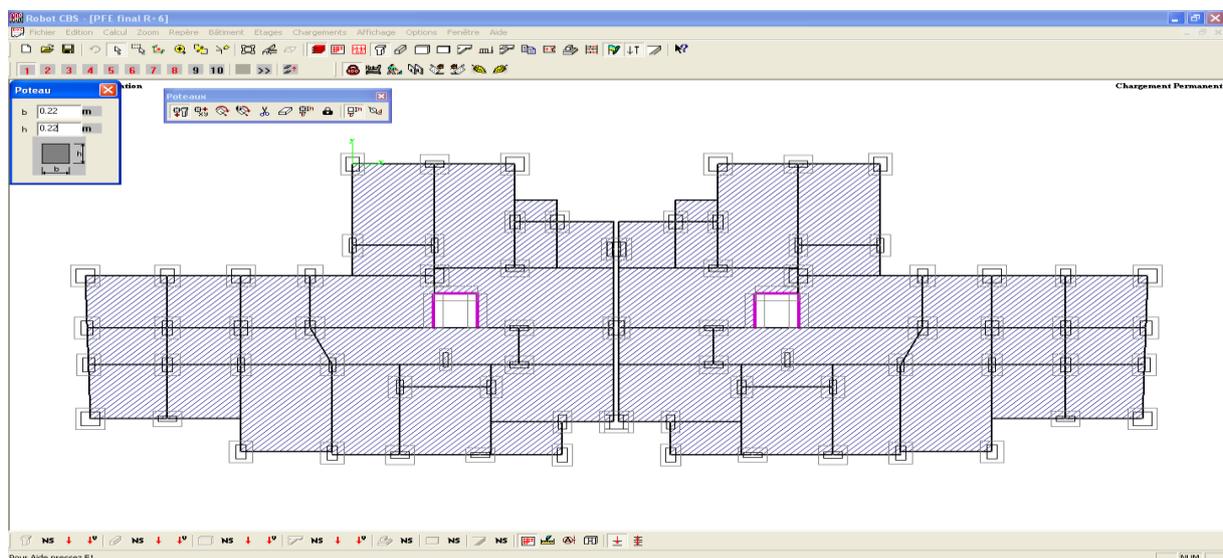
- Importer du DXF



III. MODELISATION SOUS ROBOT CBS :

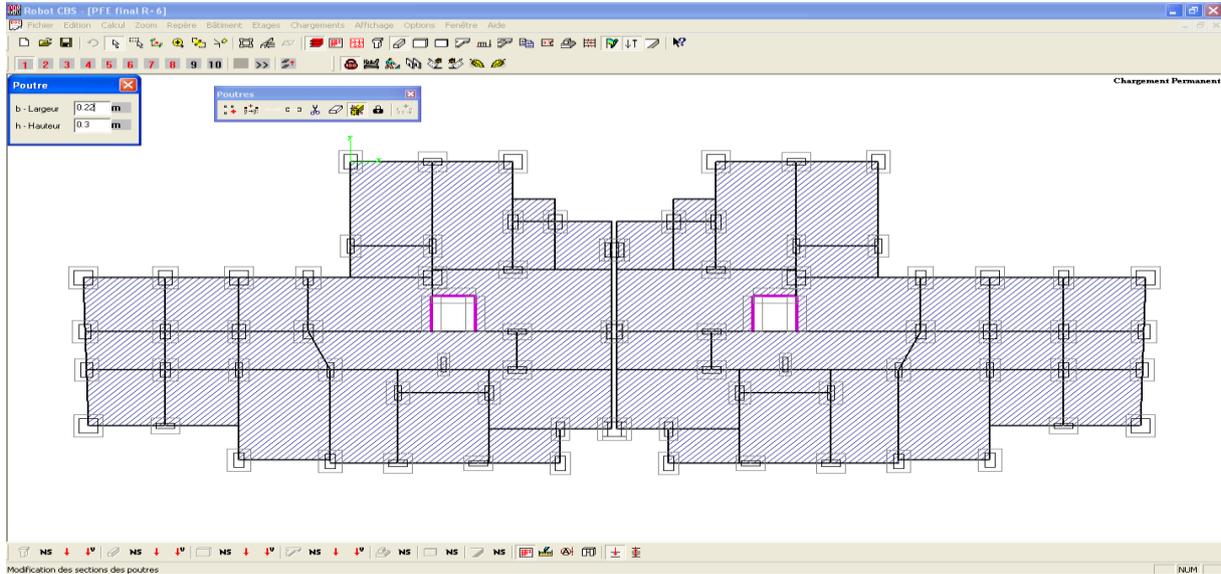
1. SAISIE DES POTEAUX :

Hypothèse : $b=22cm$ et $h=22cm$



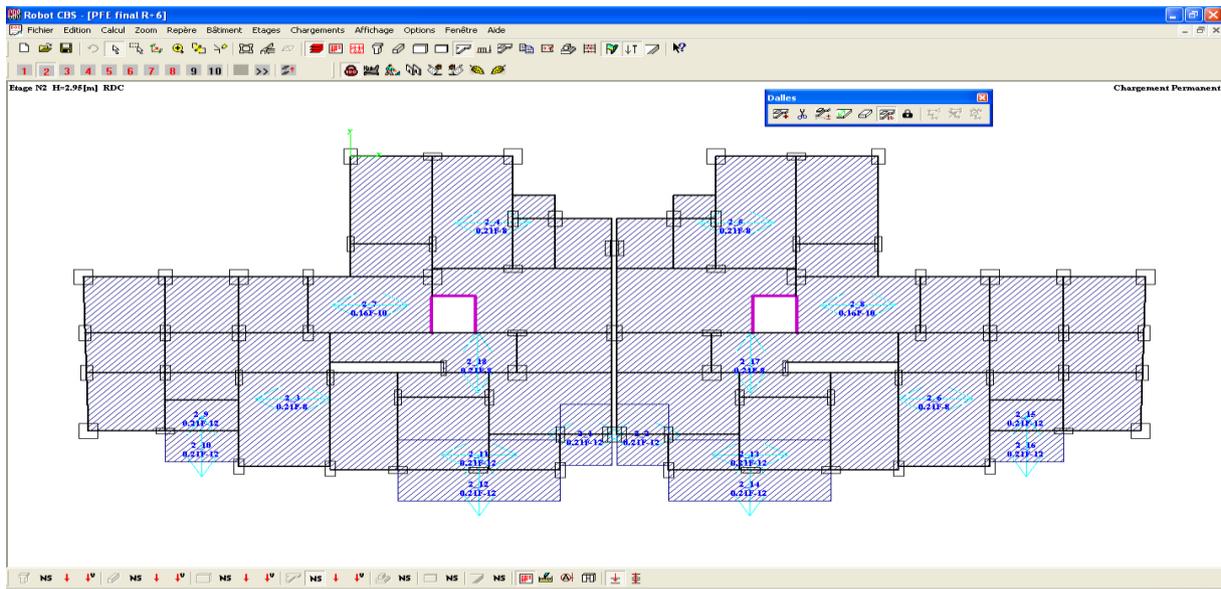
2. SAISIE DES POUTRES :

Hypothèse : $b=22\text{cm}$ et $h=$ sera calculer automatique



3. SAISIE DES DALLES :

Hypothèse : $b=16+5\text{ cm}$ (épaisseur de dalle)



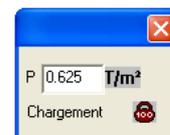
4. CHARGE SUR DALLE :

Hypothèse :

Charge permanente :

$P= 0,595\text{ t/m}^2$ (Pour plancher intermédiaire)

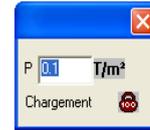
$P= 0,625\text{ t/m}^2$ (Pour plancher terrasse)



Charge d'exploitation :

$P = 0,15 \text{ t/m}^2$ (Pour plancher intermédiaire)

$P = 0,10 \text{ t/m}^2$ (Pour plancher terrasse)



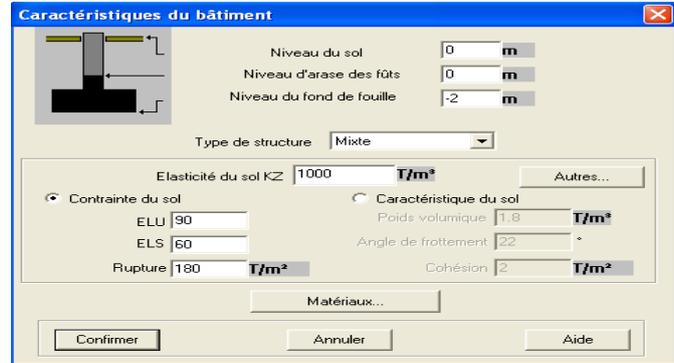
5. CARACTERISTIQUES DU BATIMENT :

Hypothèse :

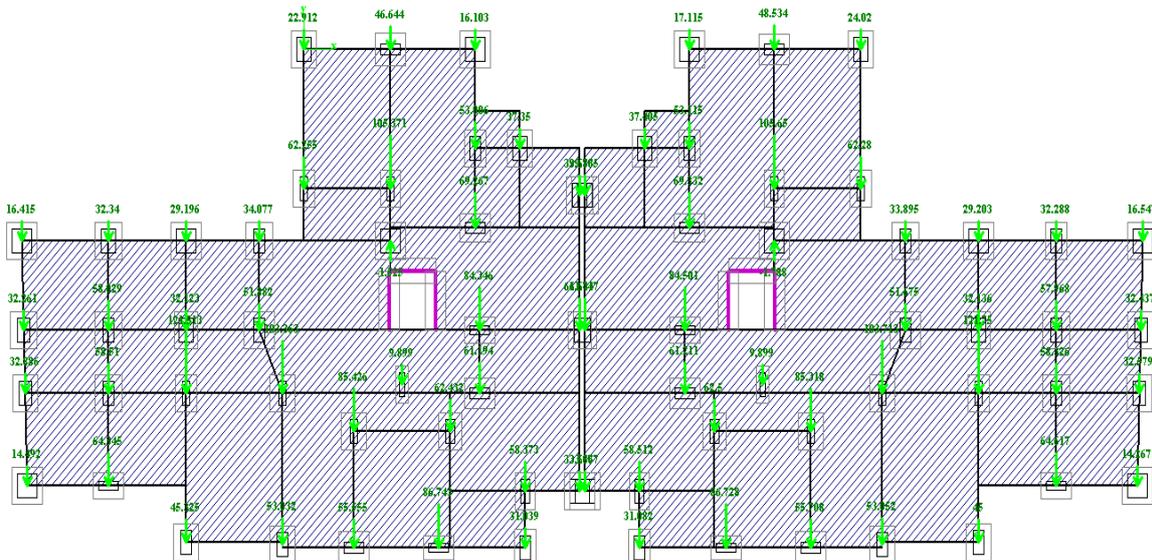
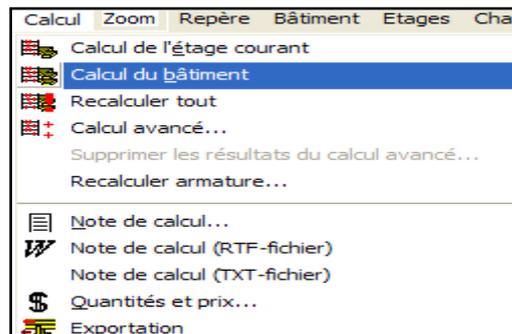
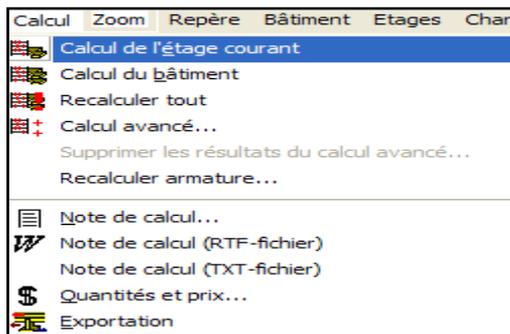
Niveau du fond de fouille = -2m

$\sigma_{GB} \text{ à ELS} = 60 \text{ t/m}^2$

$\sigma_{Sol} \text{ à ELS} = 20 \text{ t/m}^2$



6. CALCUL DE LA DESCENTE DE CHARGE :



CHAPITRE 12 DIMENSIONNEMENT AVEC ROBOT STRUCTURALE OFFICE

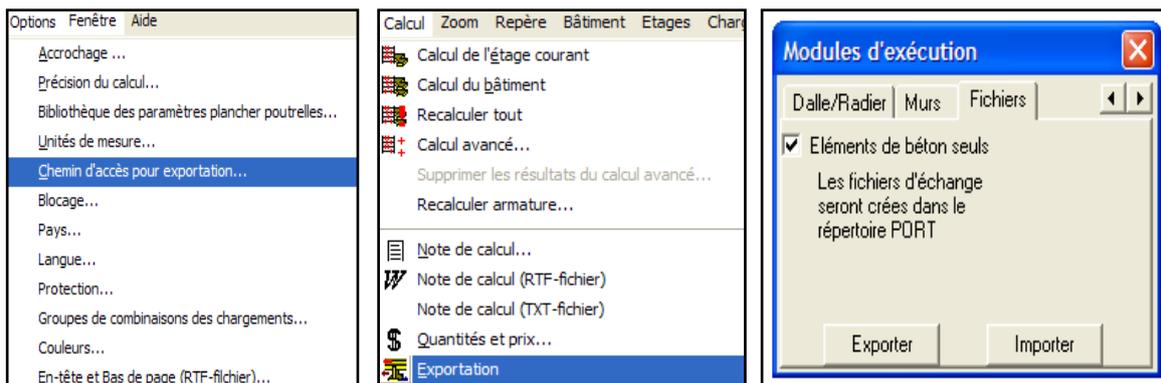
I. INTRODUCTION :

Robot structurale office est un logiciel de calcul. Il produit pour chaque élément du projet les notes de calcul et les plans de ferrailage.



II. EXPORTER SUR ROBOT STRUCTURALE OFFICE:

Si le calcul est réalisé donc on passe à exporter notre bâtiment sur Robot structurale office



III. LES PLANS DE FERRAILAGE DES ELEMENTS :

Voir annexe

CONCLUSION :

Le présent travail m'a été d'une très grande utilité, en effet il m'a permis :

- *De maîtriser les connaissances théoriques acquises durant les années d'études et de visualiser les techniques et les hypothèses en même temps que d'acquérir une expérience de « bonne » habitude dans le domaine de béton armé et la familiarisation avec l'usage des formules théoriques acquises.*
- *De comprendre le phénomène en le soumettant à une analyse technique et aux raisonnements logiques pour permettre le jugement et le choix.*
- *De développer la curiosité toujours en éveil pour tout ce qui enrichit l'esprit, et suscite la prise de responsabilité.*
- *De favoriser le développement de l'esprit d'imagination, de la créativité et la recherche des solutions adéquates aux divers problèmes rencontrés pendant l'élaboration de ce projet qui a été diversifié et englobant des détails importants à savoir le calcul des poutres, des poteaux, des nervures...*

De même ce projet m'a fourni la possibilité d'utiliser plusieurs outils informatisés a savoir logiciel ROBOT STRUCTURALE OFFICE et CBS avec toutes leurs options.

J'ai exploité aussi le logiciel d'une grande utilité dans le domaine de génie civil, lors de schématisation des détails, j'ai eu l'occasion de comprendre les véritables positions des composantes de notre structure.

Enfin, j'espère avoir atteint mes objectifs et me permettre d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique et professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE :

REGLEMENT

- 📖 *Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93*
- 📖 *Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91*

LIVRES

- 📖 *PRATIQUE.DU.BAEL.91.*
- 📖 *Béton armé guide de calcul (H.Renaud & J.Laminault)*
- 📖 *Conception et calcul des structures de bâtiment*

COURS

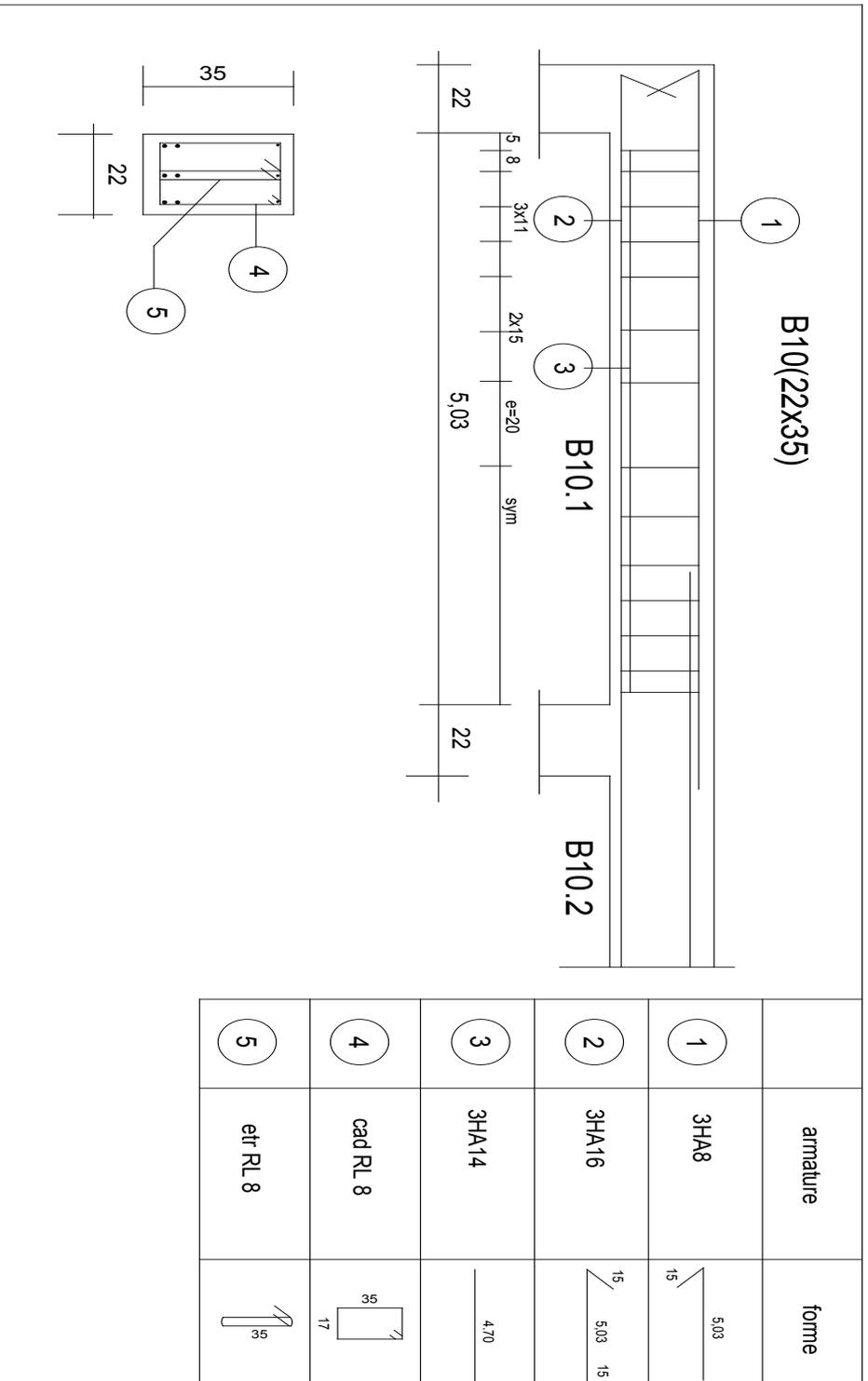
- 📖 *Béton armé (Jean-Pierre MOUGIN)*
- 📖 *Cour et TD des années de spécialité.*
- 📖 *projet des promotions précédentes.*

LOGICIELS

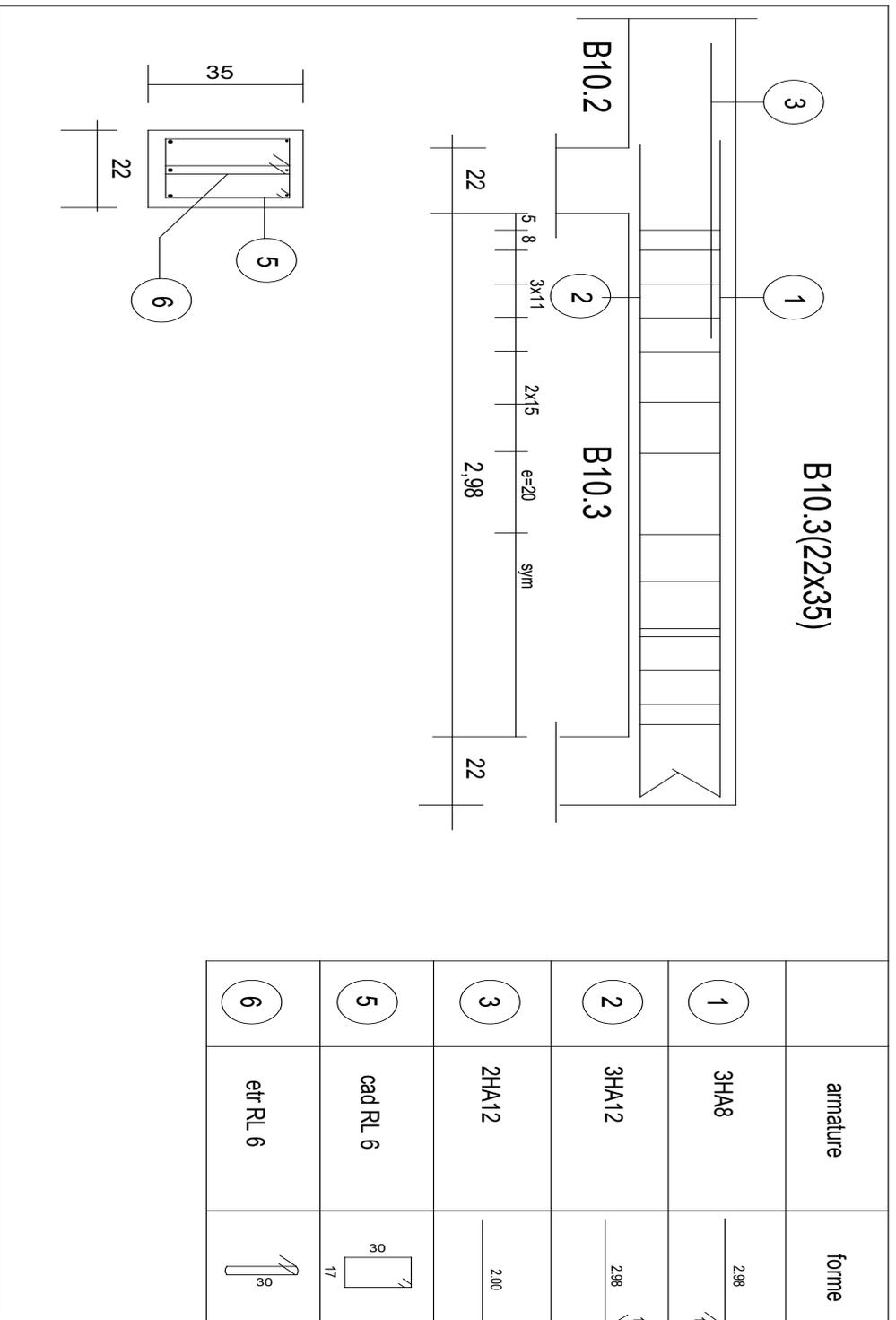
- 📖 *Robot CBS*
- 📖 *ROBOT Millenium v.20.0*
- 📖 *EXCEL 2007*
- 📖 *WORD 2007*
- 📖 *AUTO CAD 2010*

ANNEXE

Ferrailage de poutre B10 : travée B10.1

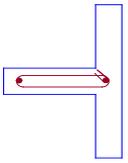
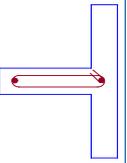
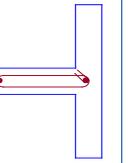
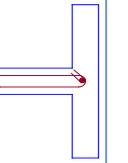


Ferrailage de poutre B10 : travée B10.3



Ferrailage de la nervure N1 :

TABLEAU DES NERVURES DU PLANCHER

TABLEAU DES NERVURES DU PLANCHER						
N°	FERRAILLAGE			Trans - Esp	COUPE SUR NERVURE	CHAPEAU
	INF	SUP				
N1.1 (16+5)	IHA10	IHA8	Etriers Dx6	9,13 nx15		
N1.2 (16+5)	IHA8	IHA8	Etriers Dx6	9,13 nx15		IHA8
N1.2 (16+5)	IHA8	IHA8	Etriers Dx6	9,13 nx15		
N1.3 (16+5)	IHA8	IHA8	Etriers Dx6	9,13 nx15		

Ferrailage de la semelle sous poteau P24 :

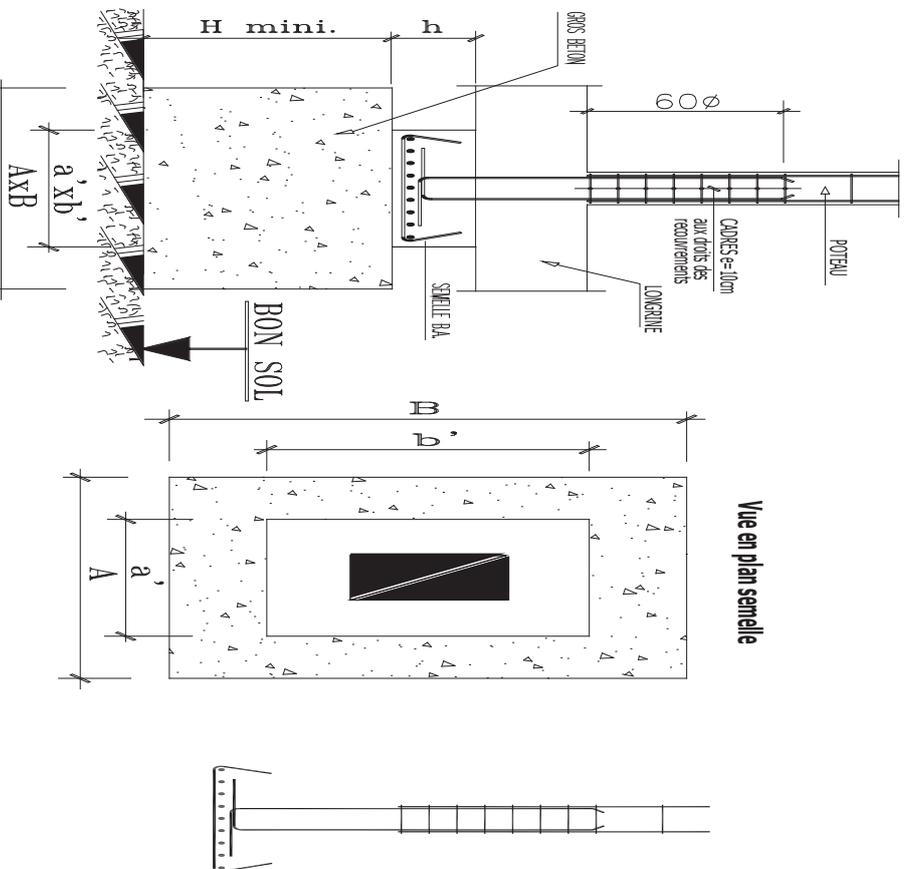
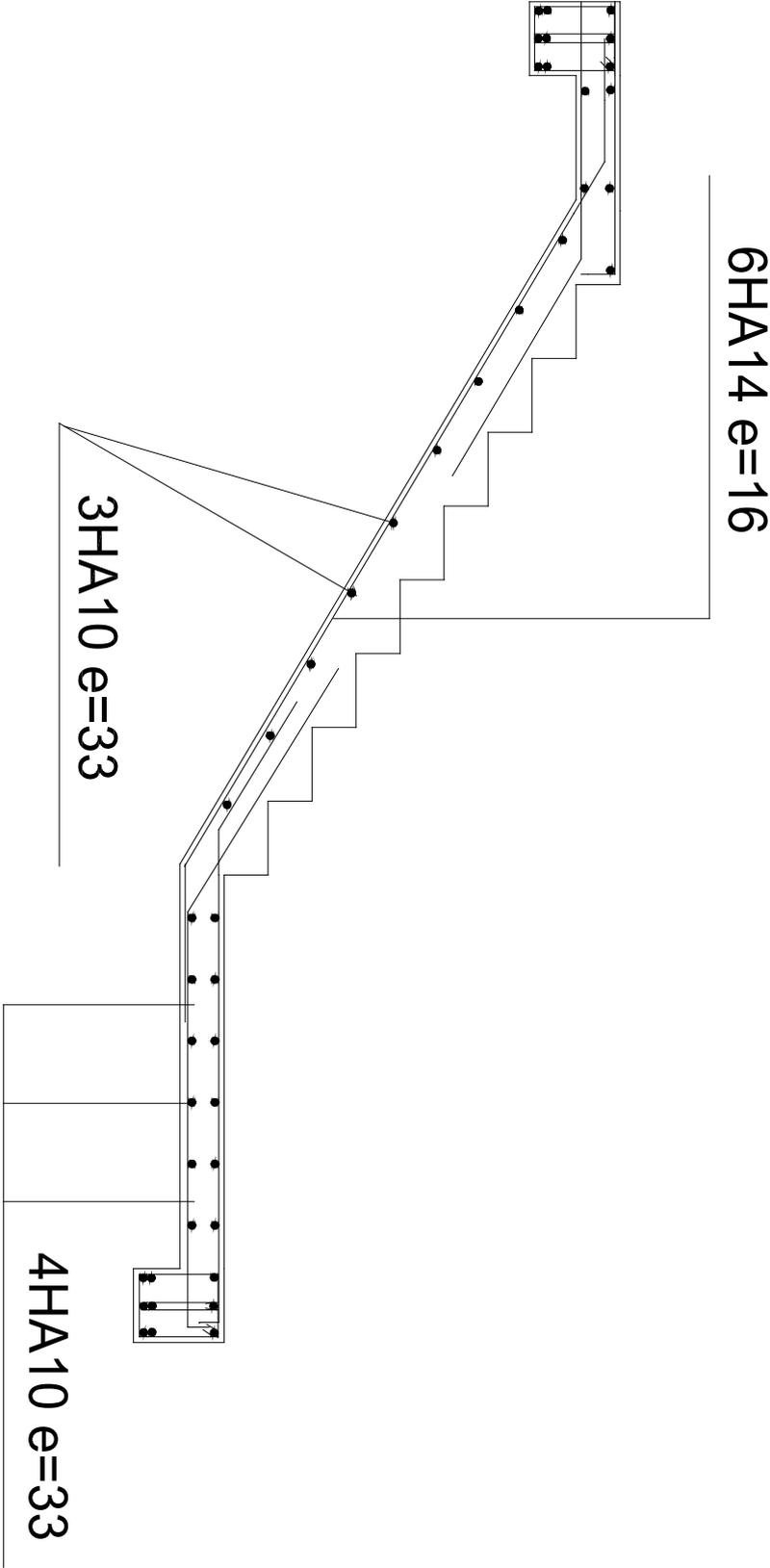


TABLEAU DES SEMELLES

N	Semelle			Gros beton			Ferrailage	
	a'	b'	hmin	A	B	H	Sans b	Sans a
S1	100	110	70	170	200	25	7HA12	9HA10
S2	100	130	80	170	220	30	9HA12	9HA10
S3	100	160	90	170	270	35	12HA12	7HA12
S4	100	190	100	170	320	35	11HA14	8HA12
S5	100	230	100	170	360	40	14HA14	8HA12
S6	100	260	110	170	430	45	12HA16	10HA12
S7	100	290	110	170	490	40	16HA16	13HA12

N° semelle	N _G (T)	N _O (T)	N _{ser} (T)	a (cm)	b (cm)	a' (m)	b' (m)	d (m)	h (m)	G ₀ (T)	P _{ser} (T)	condition de poissonnement		Sens b' (cm²)		Sens a' (cm²)		Gros béton				
												A _s théo	A _s réel	A _s théo	A _s réel	A (m)	B (m)	H (m)				
S1	49	4	53	22	30	1	1,1	0,2	0,25	0,69	53,69	7,71	7,92	6,55	7,07	1,7	2	0,6				
S2	81	9	90	22	50	1	1,9	0,25	0,3	0,57	90,57	22,91	24,13	11,13	11,31	1,6	3,2	0,8				
S3	40	3	43	22	22	1	1	0,2	0,25	0,25	43,25	5,32	5,65	5,32	5,65	1,5	1,5	0,5				
S4	46	7	53	22	30	1	1,1	0,2	0,25	0,69	53,69	7,71	7,92	6,55	7,07	1,7	2	0,6				
S5	68	11	79	22	45	1	1,7	0,25	0,3	0,51	79,51	14,4	15,39	7,83	7,92	1,5	2,8	0,8				
S6	103	22	125	22	70	1	2,6	0,4	0,45	1,17	126,17	21,79	22,12	7,8	7,92	1,5	4,3	1				
S7	108	11	119	22	70	1	2,6	0,4	0,45	1,17	120,17	20,76	21,55	7,43	7,92	1,5	4,2	1				
S8	41	7	48	22	30	1	1,1	0,2	0,25	0,28	48,28	6,99	7,92	5,94	6,28	1,5	1,8	0,5				
S9	69	14	83	22	50	1	1,8	0,25	0,3	0,54	83,54	15,74	16,93	8,23	9,05	1,5	3	0,8				
S10	20	2	22	22	22	1	1	0,2	0,25	0,25	22,25	2,75	3,14	2,75	3,14	1,1	1,1	0,3				
S11	70	6	76	22	45	1	1,6	0,25	0,3	0,48	76,48	13,3	13,57	7,53	7,92	1,7	2,7	0,7				
S12	38	5	43	22	22	1	1	0,2	0,25	0,25	43,25	5,32	5,5	5,32	5,5	1,5	1,5	0,5				
S13	51	6	57	22	30	1	1,2	0,2	0,25	0,30	57,30	9,33	10,18	7,05	7,07	1,6	2	0,6				
S14	41	3	44	22	22	1	1	0,2	0,25	0,25	44,25	5,44	5,5	5,44	5,5	1,5	1,5	0,5				
S15	55	6	61	22	35	1	1,3	0,25	0,3	0,39	61,39	8,54	9,05	6,05	6,28	1,6	2,2	0,6				
S16	58	12	70	22	40	1	1,5	0,25	0,3	0,45	70,45	11,23	12,44	6,94	6,79	1,5	2,5	0,7				
S17	41	7	48	22	22	1	1,1	0,2	0,25	0,28	48,28	6,99	7,92	5,94	6,28	1,5	1,8	0,5				
S18	68	8	76	22	45	1	1,6	0,25	0,3	0,48	76,48	13,3	13,57	7,53	7,92	1,7	2,7	0,7				
S19	102	15	117	22	70	1	2,5	0,4	0,45	1,13	118,13	19,33	20,01	7,3	7,92	1,5	4,1	1				
S20	61	11	72	22	40	1	1,5	0,25	0,3	0,45	72,45	11,55	12,44	7,14	7,92	1,5	2,5	0,7				
S21																						
S22	79	11	90	22	50	1	1,9	0,3	0,35	0,67	90,67	15,34	15,39	7,45	7,92	1,6	3,2	0,8				
S23	10	0	10	22	82	1	1	0,2	0,25	0,25	10,25	0,1	2,01	0,87	2,01	1,1	1,1	0,3				
S24	149	21	170	22	70	1	2,8	0,45	0,5	1,40	171,40	32,17	32,17	13,85	14,7	1,9	4,8	1				
S25	135	22	157	22	70	1	2,9	0,45	0,5	1,45	158,45	28,22	30,16	10,01	10,18	1,4	4,9	1				
S26	58	11	69	22	40	1	1,5	0,25	0,3	0,45	69,45	11,09	11,31	7,86	7,92	1,6	2,3	0,7				
S27	56	6	62	22	35	1	1,3	0,25	0,3	0,39	62,39	8,6	9,05	7,06	7,07	1,7	2,1	0,6				
S28	102	16	118	22	70	1	2,6	0,4	0,45	1,17	119,17	20,64	21,55	8,47	9,05	1,6	4	1				
S29	61	13	74	22	40	1	1,7	0,25	0,3	0,51	74,51	12,98	13,57	8,44	9,05	1,6	2,6	0,7				
S30	35	6	41	22	22	1	1	0,2	0,25	0,25	41,25	5,83	6,28	5,83	6,28	1,5	1,5	0,5				
S31	65	12	77	22	50	1	1,8	0,25	0,3	0,54	77,54	14,64	15,39	8,78	9,05	1,5	2,7	0,7				
S32	98	10	108	22	60	1	2,3	0,4	0,45	1,04	109,04	16,89	16,93	7,75	7,92	1,6	3,6	0,8				
S33	37	2	39	22	22	1	1	0,2	0,25	0,25	39,25	5,55	6,28	5,55	6,28	1,5	1,5	0,5				
S34	73	7	80	22	45	1	1,7	0,25	0,3	0,51	80,51	14,6	15,39	9,11	10,18	1,6	2,7	0,7				
S35	79	9	88	22	50	1	1,8	0,25	0,3	0,54	88,54	17,34	18,47	10,02	10,18	1,7	2,9	0,7				
S36	78	10	88	22	50	1	1,8	0,25	0,3	0,54	88,54	17,34	18,47	10,02	10,18	1,7	2,9	0,7				
S37	131	15	146	22	70	1	2,8	0,4	0,45	1,26	147,26	28,14	28,15	10,45	11,31	1,7	4,6	1				
S38	72	4	76	22	45	1	1,6	0,25	0,3	0,48	76,48	13,3	13,85	7,53	7,92	1,7	2,7	0,7				

Ferrailage de l'escalier :



Ferrailage d'un acrotère :

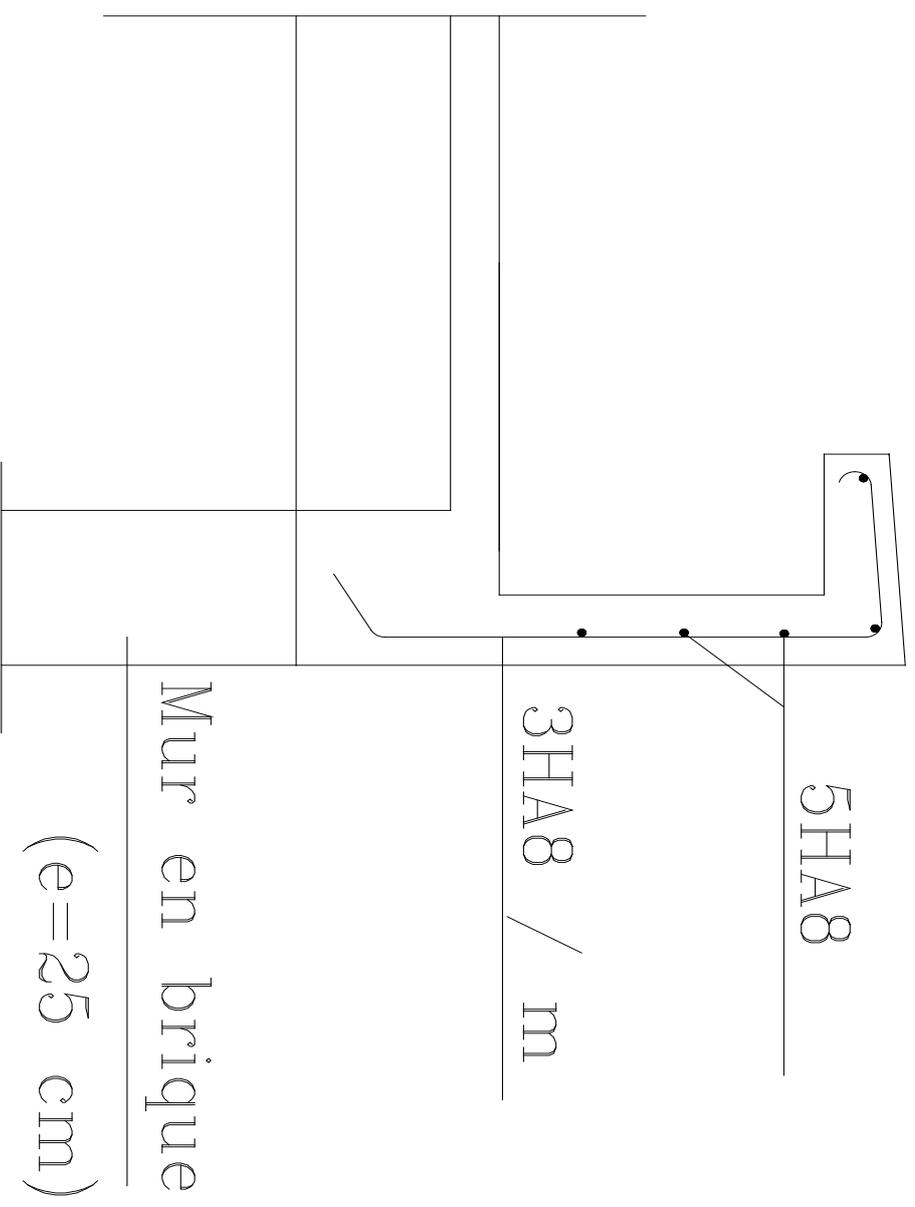
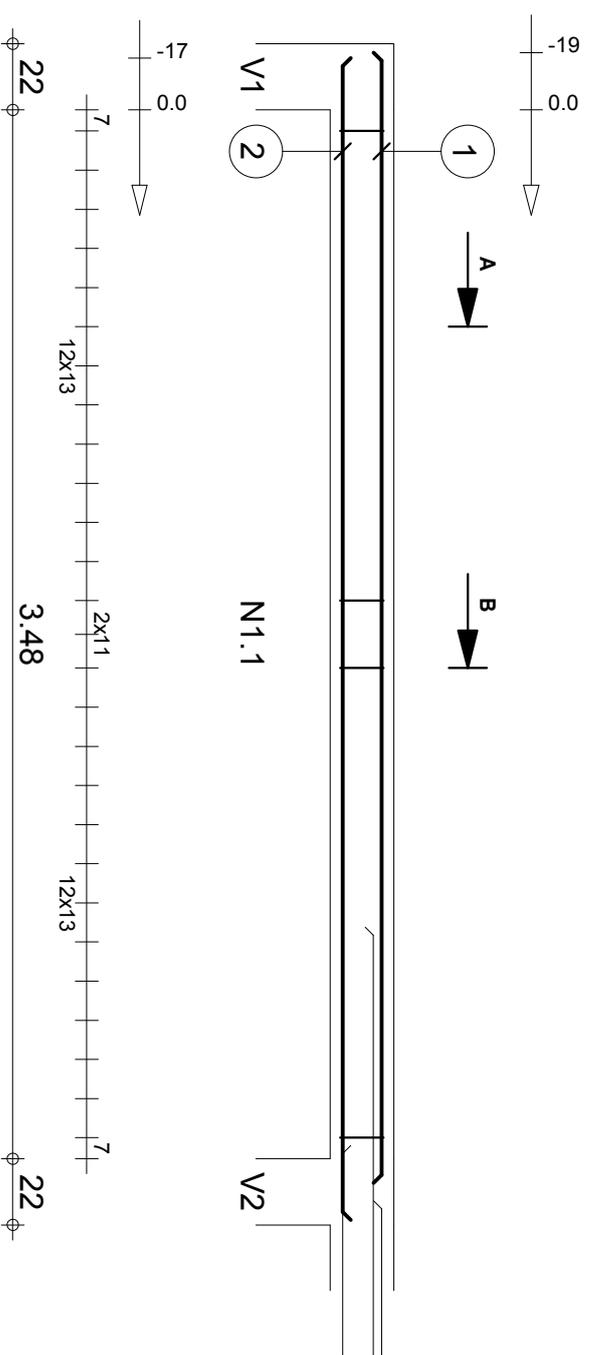


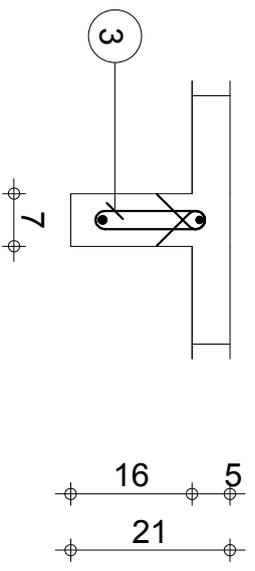
Tableau d'acier : section en cm² de I à 20cm armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,7	10,05	15,71	24,55	40,21	62,83
6	1,18	1,7	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,4
7	1,37	1,98	3,52	5,5	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,3	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,1	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,7	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,54	10,21	14,7	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,1	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,2	59,69	93,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

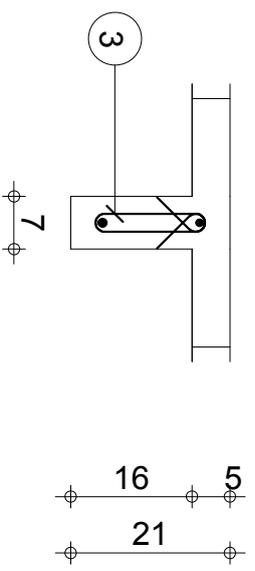
Pos.	Armature	Code	Forme
1	1HA8	I=3.75 0.00	3.75
2	1HA12	I=3.86 0.00	3.86
3	27RL6	I=49 3.00	15



A-A



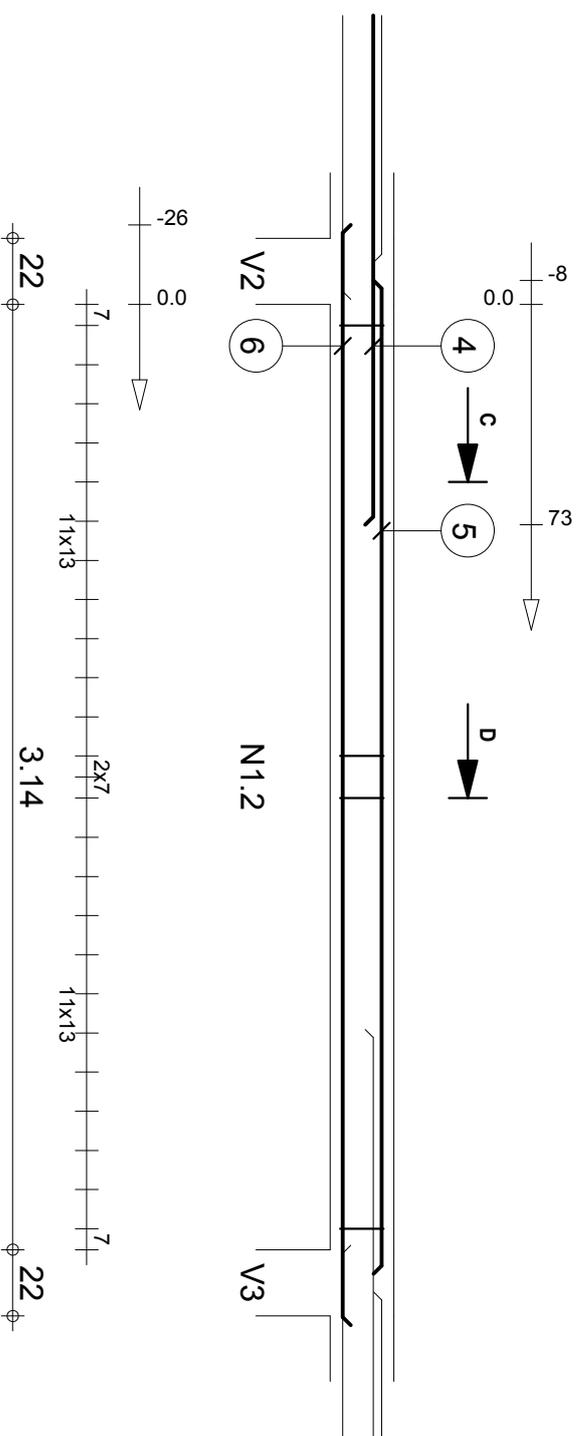
B-B



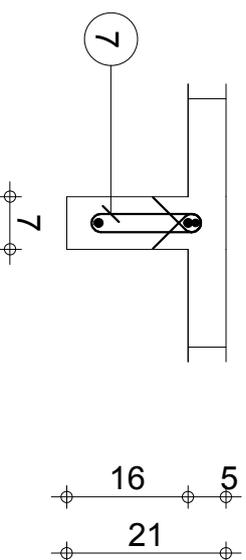
Tenne au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Tél.		Fax	
Niveau standard		Poutre1 : N1.1		Reprise de bétonnage : Oui		Nombre 1	
Nervure N1		Section 7x21		Béton = 0.103 m ³ FC28 = 25MPa		Acier HA = 4.91 kg Acier RL = 2.95 kg	
		Surface du coffrage = 1.48 m ²		Enrobage inférieur 3 cm Enrobage latéral 2 cm		Enrobage supérieur 3 cm Enrobage latéral 2 cm	
		Densité = 76.31 kg/ m ³ Diamètre moyen = 7.47mm		Echelle pour la vue 1/25 Echelle pour la section 1/10		HA400 RL215	
						Page 1/3	



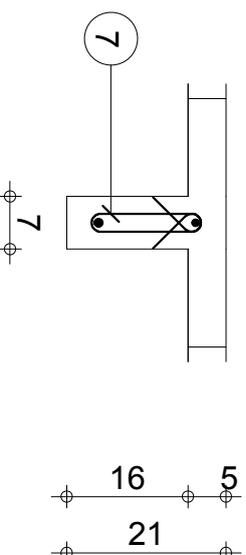
Pos.	Armature	Code	Forme
4	1HA12	I=1.72 0.00	1.72
5	1HA8	I=3.30 0.00	3.30
6	1HA12	I=3.66 0.00	3.66
7	25RL6	I=49 3.00	15



C-C



D-D



Tenue au feu 0h

Fissuration peu préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Niveau standard

Poutre1 : N1.2

Nombre 1

Nervure N1

Section 7x21

Béton = 0.0931 m³

FC28 = 25MPa

Acier HA = 6.07 kg

Acier RL = 2.73 kg

HA400

RL215

Surface du coffrage = 1.29 m²

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Enrobage latéral 2 cm

Densité = 94.52 kg/ m³

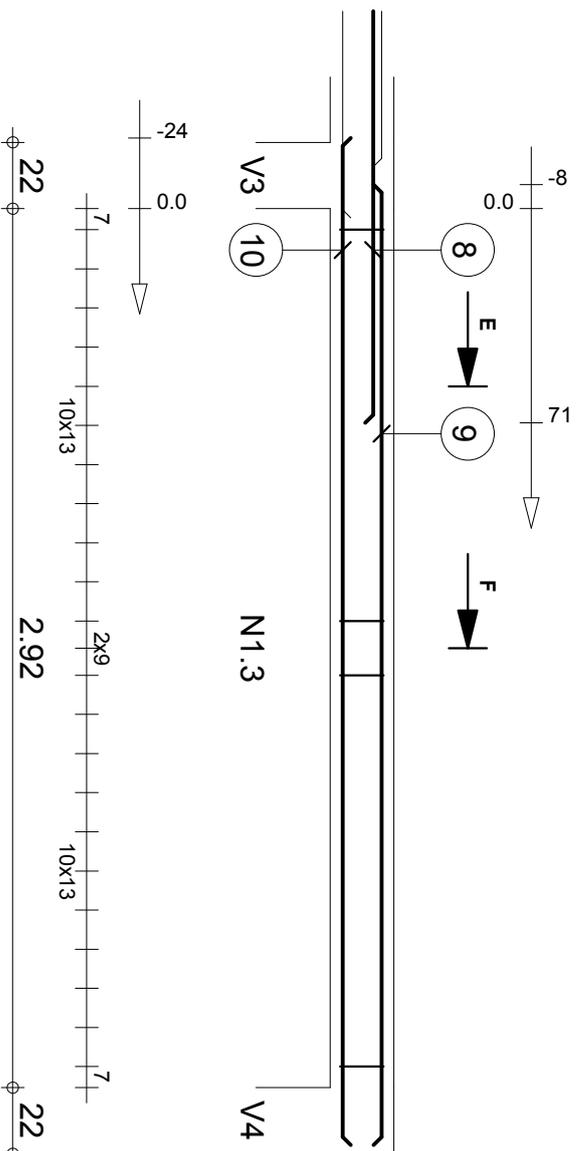
Diamètre moyen = 7.85mm

Echelle pour la vue 1/25

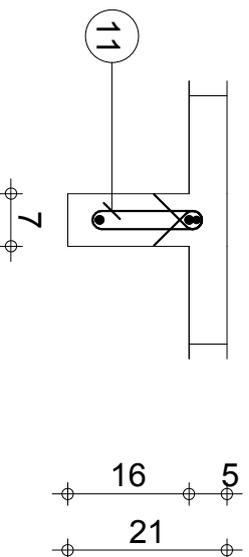
Echelle pour la section 1/10

Page 2/3

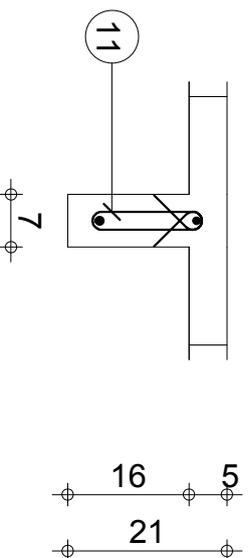
Pos.	Armature	Code	Forme
8	1HA12	I=1.66 0.00	1.66
9	1HA8	I=3.19 0.00	3.19
10	1HA12	I=3.35 0.00	3.35
11	23RL6	I=49 3.00	15



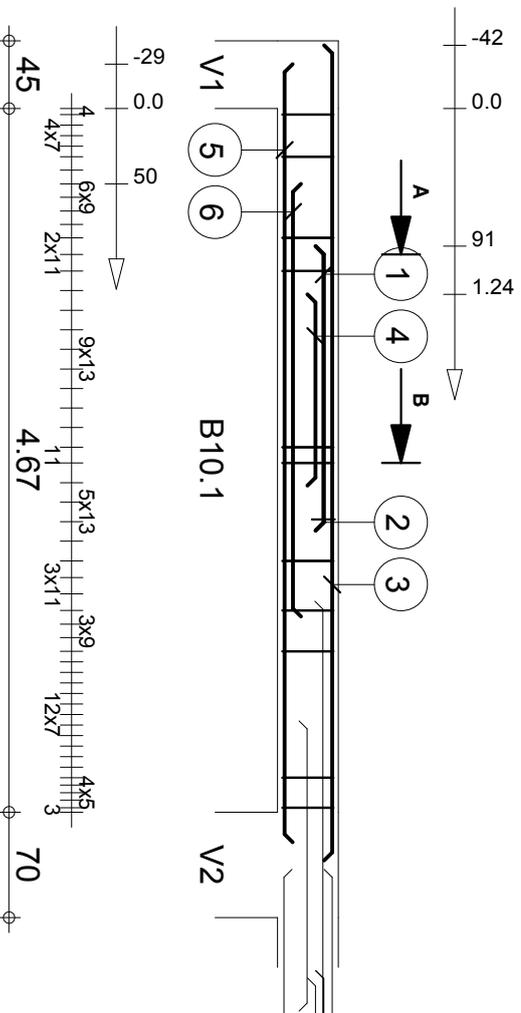
E-E



F-F



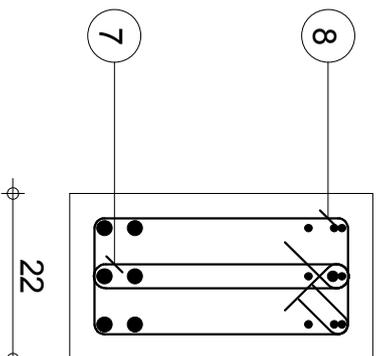
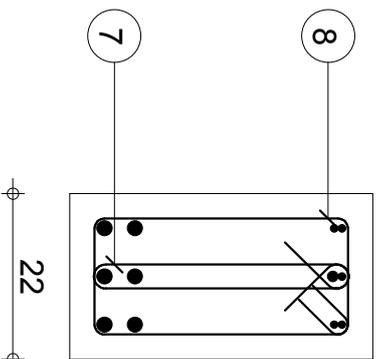
Ténue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Tél.		Fax	
Niveau standard		Reprise de bétonnage : Oui		Béton = 0.0872 m ³		Acier HA = 5.7 kg	
Nervure N1		Poutre1 : N1.3		FC28 = 25MPa		Acier RL = 2.51 kg	
Section 7x21		Nombre 1		Surface du coffrage = 1.26 m ²		Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
				Densité = 94.27 kg/ m ³		Enrobage latéral 2 cm	
				Diamètre moyen = 7.87mm		Echelle pour la vue 1/25	
						Echelle pour la section 1/10	
						Page 3/3	



Pos.	Armature	Code	Forme
1	2HA10	I=1.89	1.89
2	1HA14	I=1.89	1.89
3	3HA10	I=5.42	5.42
4	3HA10	I=1.27	1.27
5	3HA20	I=5.17	5.17
6	3HA20	I=2.88	2.88
7	50HA8	I=94	34
8	50HA6	I=1.12	5.20

A-A

B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.482 m3

Acier HA = 107 kg

FC28 = 23MPa

Surface du coffrage = 5.5 m2

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Densité = 222 kg/ m3

Diamètre moyen = 9.55mm

3_10 : B10.1

Nombre 1

3

batiment R+6

Section 22x40

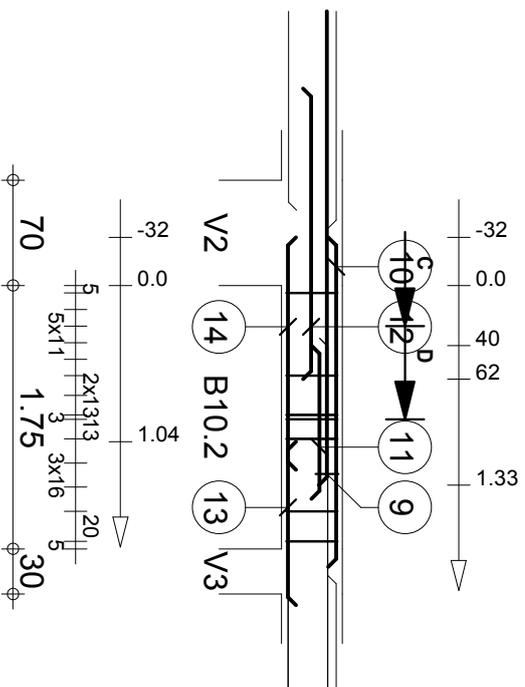
Enrobage latéral 3 cm

Echelle pour la vue 1/50

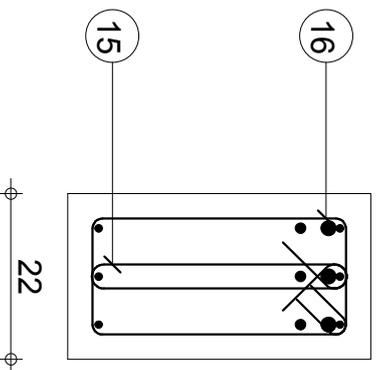
Echelle pour la section 1/10

Page 1/3

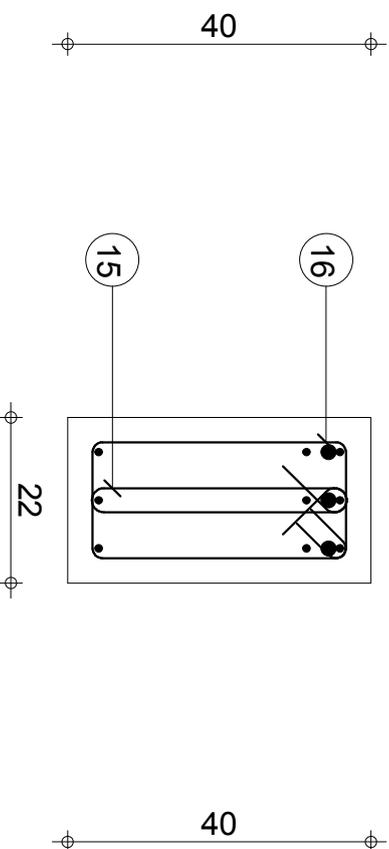
Pos.	Armature	Code	Forme
9	3HA20	I=3.43	3.43
10	3HA10	I=2.19	2.19
11	3HA10	I=1.02	1.02
12	3HA14	I=1.93	1.93
13	3HA10	I=1.09	1.09
14	3HA10	I=1.54	1.54
15	14HA8	I=94	34
16	14HA6	I=1.12	5.20
17	4HA8	I=1.74	2.21a



C-C



D-D



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Robobat

3

batiment R+6

3_10 : B10.2

Section 22x40

Nombre 1

Béton = 0.198 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 54.6 kg

Surface du coffrage = 2.19 m²

Densité = 275.8 kg/ m³

Diamètre moyen = 10.3mm

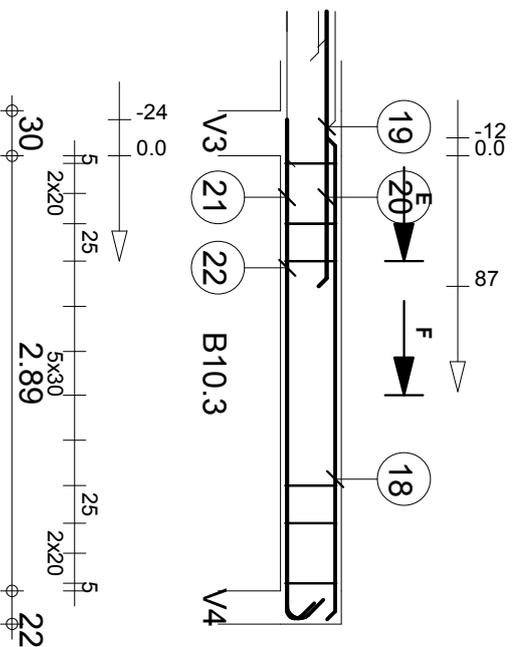
Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Enrobage latéral 3 cm

Echelle pour la vue 1/50

Echelle pour la section 1/10

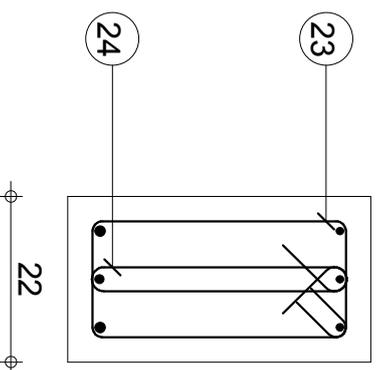
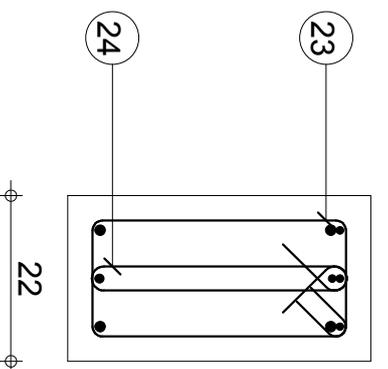
Page 2/3

Pos.	Armature	Code	Forme
18	3HA10	I=3.20	3.20
19	1HA10	I=2.57	2.57
20	2HA14	I=2.57	2.57
21	1HA12	I=3.51	3.32
22	2HA14	I=3.56	3.32
23	12HA6	I=1.12	34
24	12HA8	I=94	34



E-E

F-F



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui



3

batiment R+6

3_10 : B10.3

Section 22x40

Nombre 1

Béton = 0.287 m³

FC28 = 23MPa

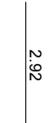
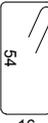
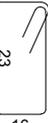
Acier HA = 32.9 kg

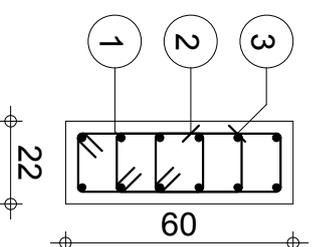
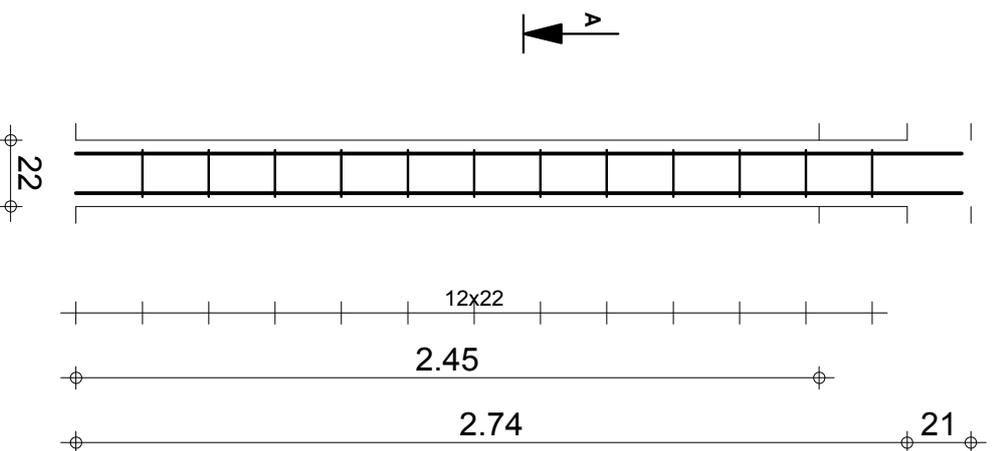
Surface du coffrage = 3.33 m²

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 114.6 kg/ m³
Diamètre moyen = 9.62mm
Echelle pour la vue 1/50
Echelle pour la section 1/10

Pos.	Armature	Code	Forme
1	12HA16	I=2.92 0.00	
2	12RL6	I=1.51 5.20	
3	24RL6	I=90 5.20	



A-A

2
bâtiment R+6 (poteau)

2_24
Section 22x60

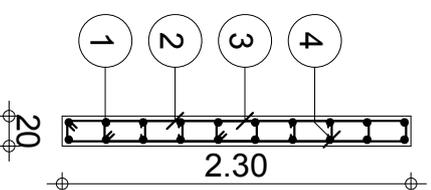
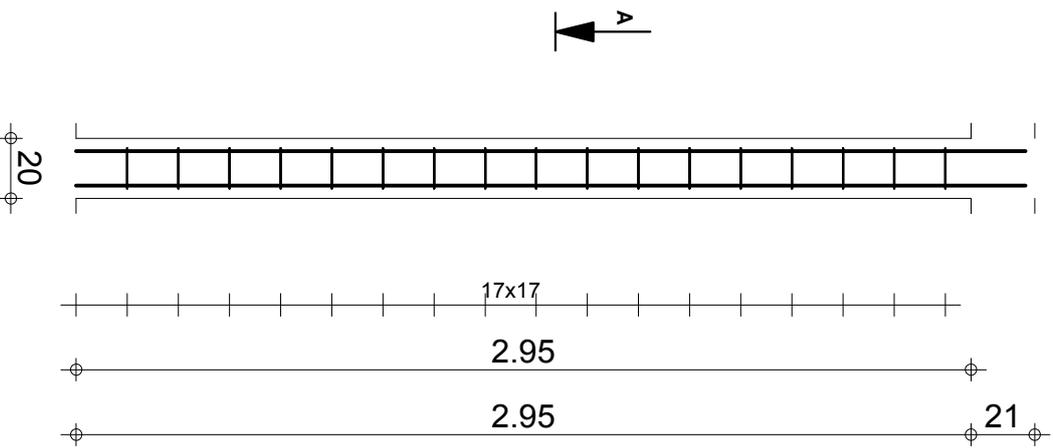
Tél.

Fax

Acier HA = 55.3 kg Béton = 0.323 m³
Acier RL = 8.82 kg Surface du coffrage = 4.02 m²
Enrobage 3 cm

Echelle pour la vue 1/25
Echelle pour la section 1/20

Pos.	Armature	Code	Forme
1	20HA12	I=3.13 0.00	3.13
2	17RL6	I=4.87 5.20	2.24 14
3	34RL6	I=2.41 5.20	1.01 14
4	68RL6	I=25 2.01	14



A-A

Tél.

Fax



Niveau standard

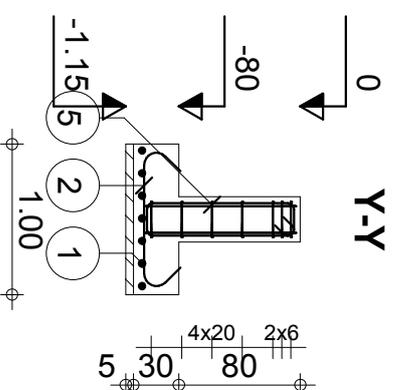
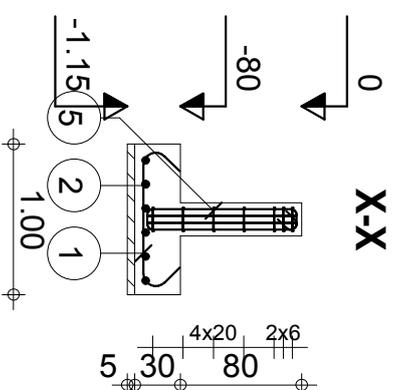
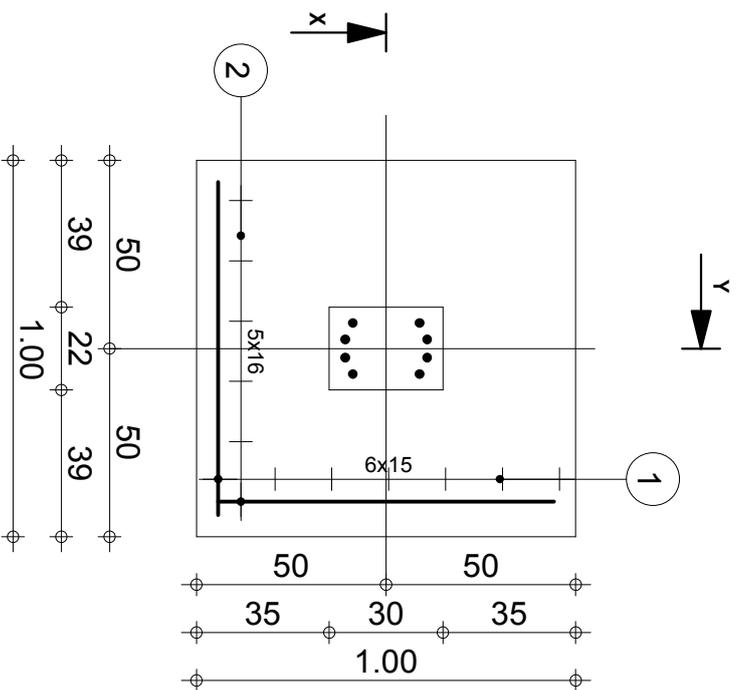
batiment R+6 (voile d'ascenseur)

voile ascenseur

Section 20X230

Acier HA = 55.6 kg Béton = 1.36 m3
 Acier RL = 40.3 kg Surface du coffrage = 14.8 m2
 Enrobage 3 cm

Echelle pour la vue 1/25
 Echelle pour la section 1/50



Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
1	7HA14	I=1.39	2.02	4	2HA8	I=2.46	5.20
2	6HA14	I=1.39	2.02	5	7HA8	I=96	5.20
3	2HA8	I=2.58	5.20				

Tél.

Fax

Fissuration préjudiciable

Béton = 0.353 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 28.4 kg

HA400

Niveau standard

sel_1_13

Nombre 1

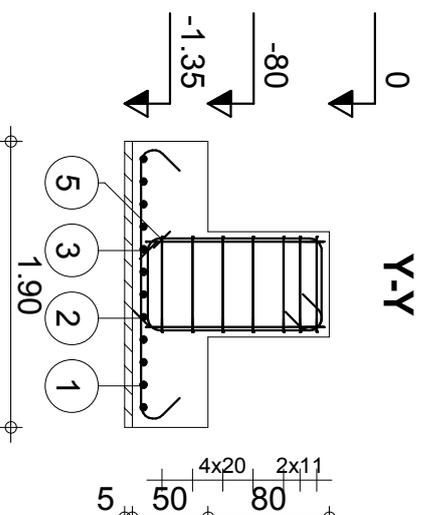
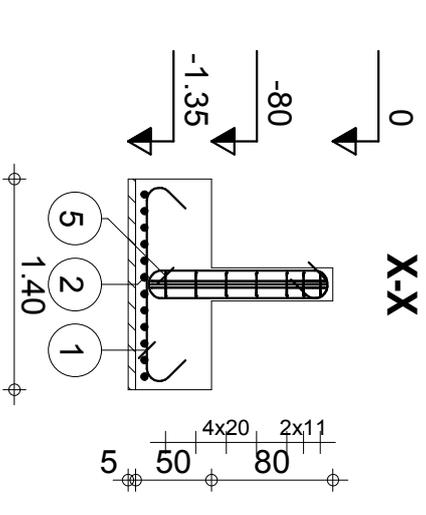
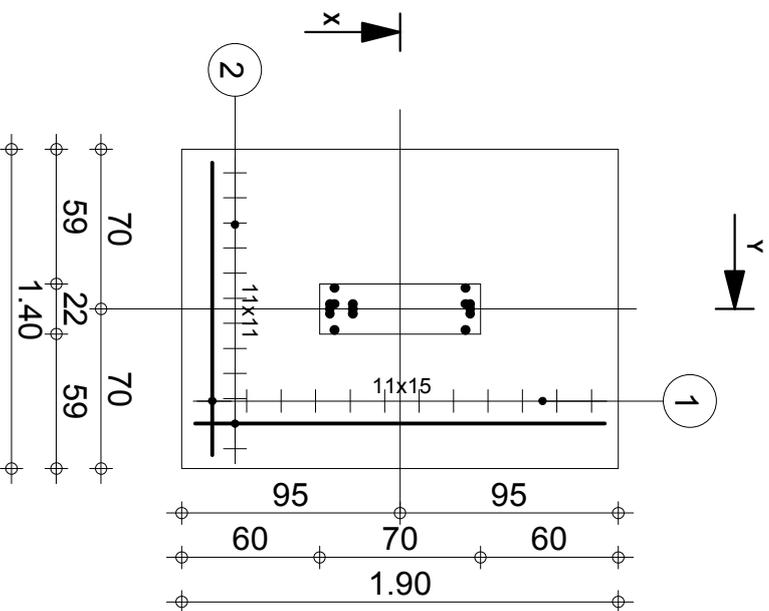
Surface du coffrage = 2.03 m² Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm
Densité = 80.45 kg/ m³

Echelle pour la vue 1/20

Echelle pour la section 1/50

Page 1/1

batiment R+6



Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
①	12HA16	2.02	1.30	④	2HA14	5.20	1.19
②	12HA16	2.02	1.80	⑤	7HA8	5.20	64
③	3HA14	5.20	1.16				

Tél.

Fax

Fissuration préjudiciable

Béton = 1.45 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 105 kg

HA400

Niveau standard

sel_1_24

Nombre 1

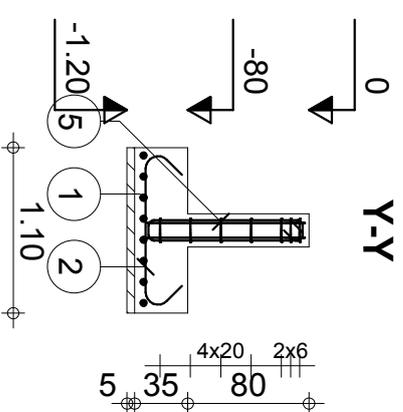
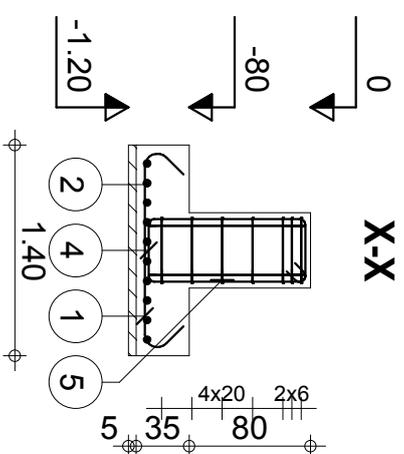
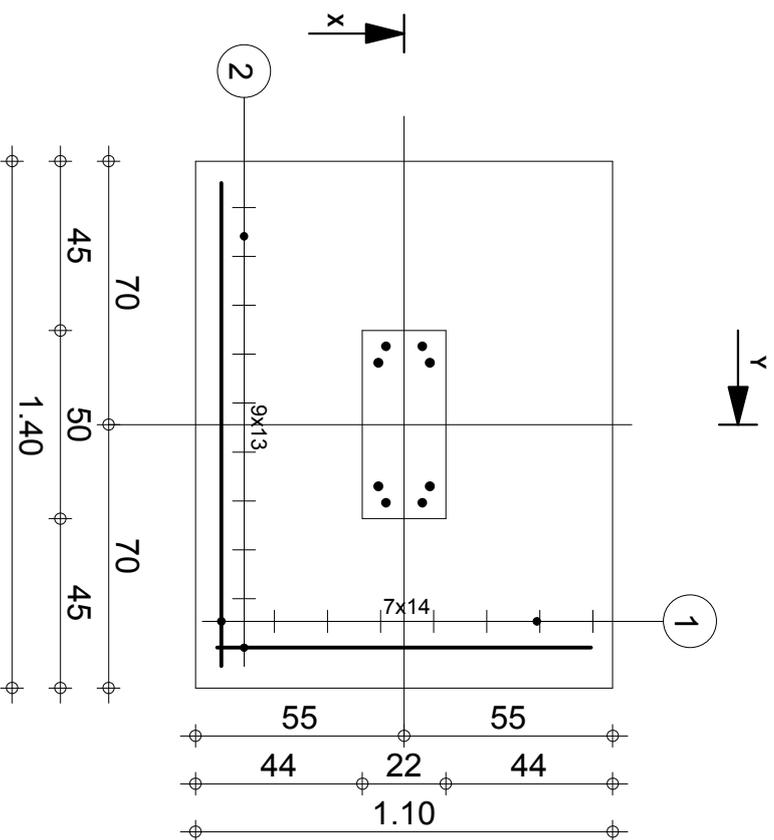
Surface du coffrage = 4.77 m² Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm
Densité = 72.41 kg/ m³

Echelle pour la vue 1/33

Echelle pour la section 1/50

Page 1/1

batiment R+6



Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
1	8HA16	2.02	1.30	4	2HA8	5.20	1.04
2	10HA14	2.02	1.00	5	7HA8	5.20	1.04
3	2HA8	I=2.52	1.02				44

Tél.

Fax

Fissuration préjudiciable

Béton = 0.627 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 49.3 kg

HA400

Niveau standard

sel_1_35

Nombre 1

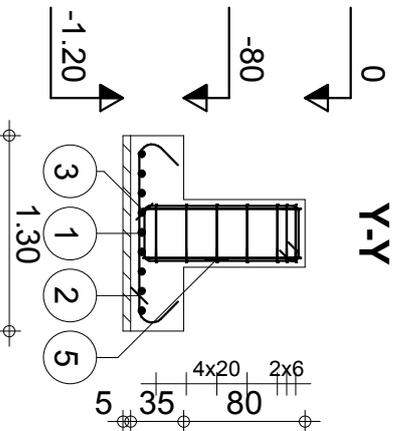
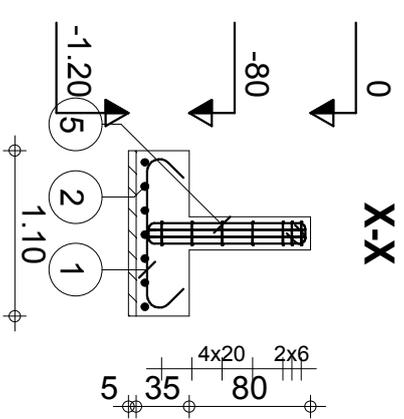
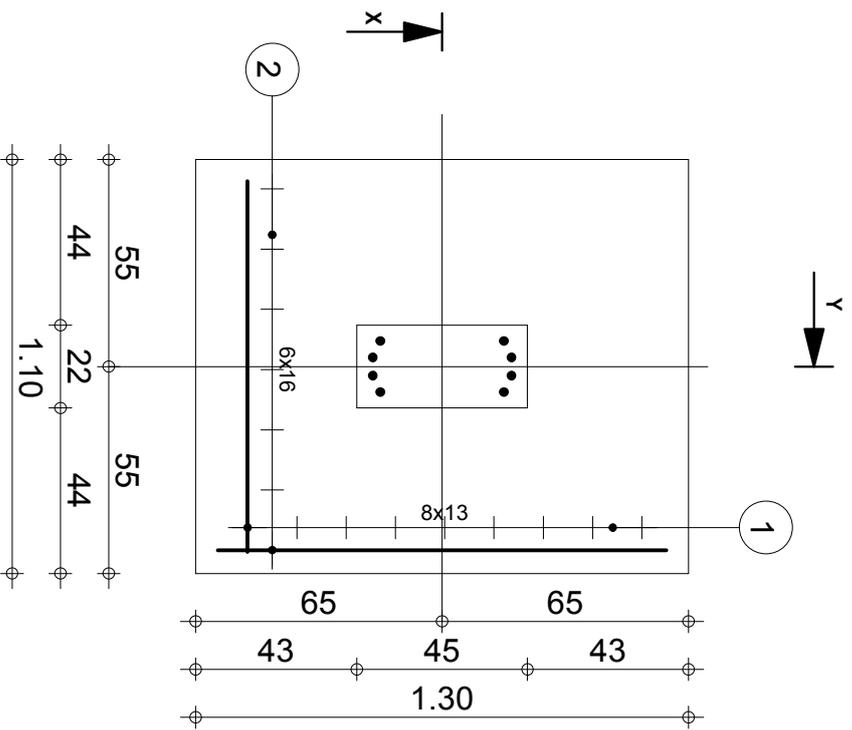
Surface du coffrage = 2.9 m²
Densité = 78.63 kg/ m³

Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm

batiment R+6

Echelle pour la vue 1/20
Echelle pour la section 1/50

Page 1/1



Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
①	9HA14	I=1.49	2.02	④	2HA8	I=2.55	5.20
②	7HA16	I=1.73	2.02	⑤	7HA8	I=1.26	5.20
③	2HA8	I=2.98	5.20				

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Béton = 0.58 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 43.1 kg

HA400

Nombre 1

Surface du coffrage = 2.75 m² Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm
Densité = 74.31 kg/ m³

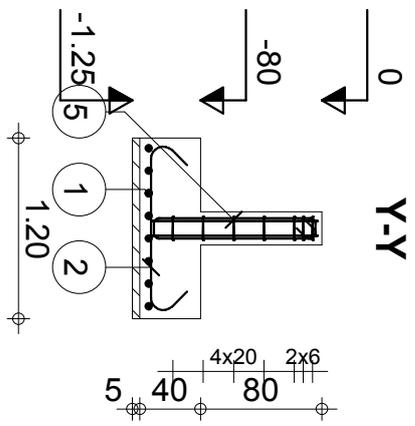
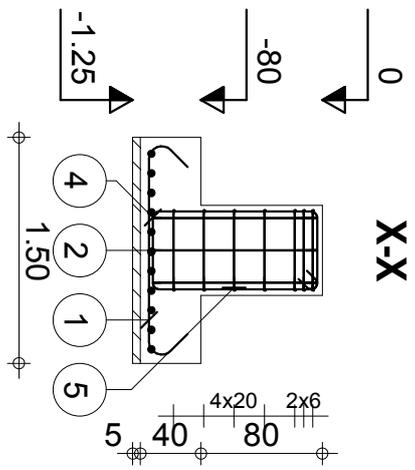
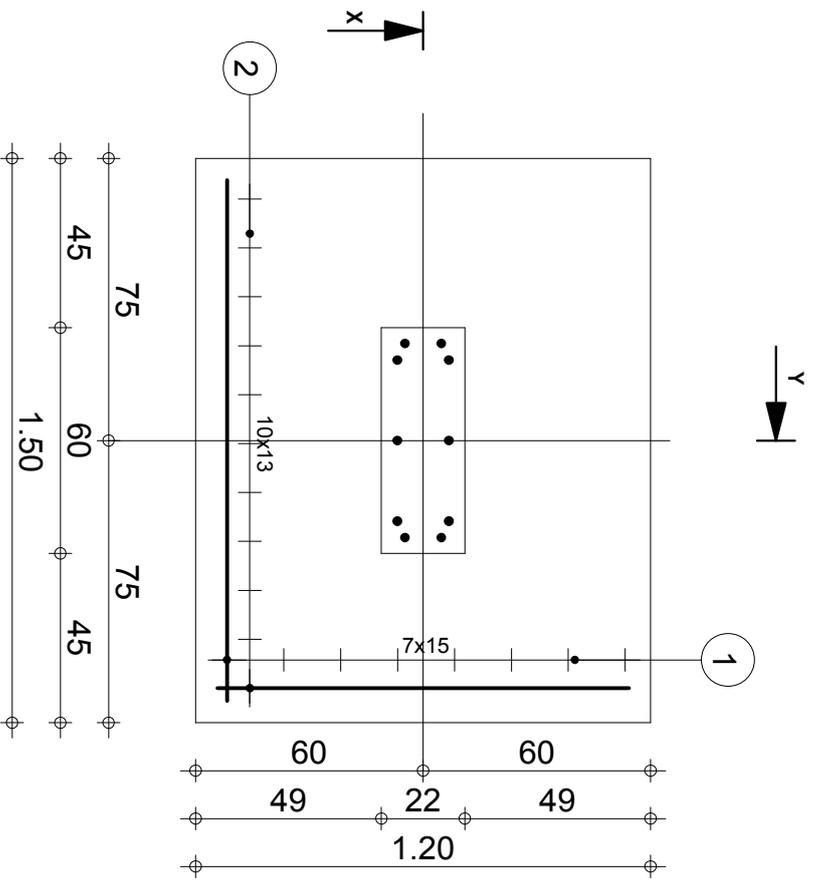
Echelle pour la vue 1/20

Echelle pour la section 1/50



Niveau standard
batiment R+6

sel_1_33



Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
①	8HA16	I=1.93	2.02	④	2HA8	I=3.41	5.20
②	11HA14	I=1.59	2.02	⑤	7HA8	I=1.55	5.20
③	3HA8	I=2.62	5.20				

Fissuration préjudiciable

Tél. Fax

Béton = 0.826 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 55.6 kg

HA400

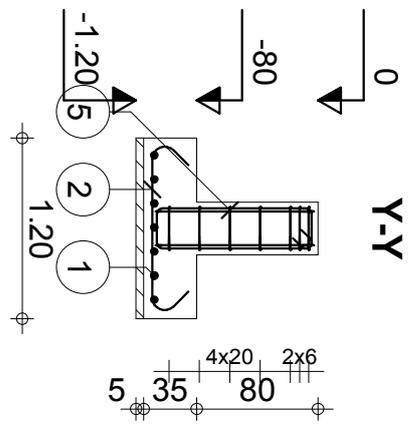
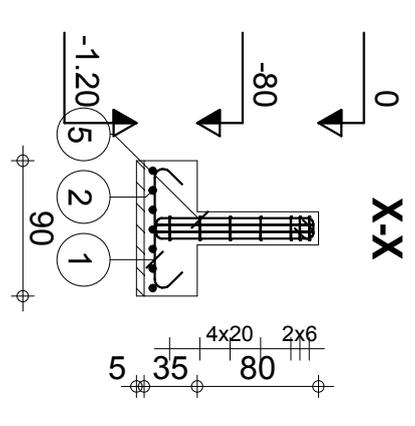
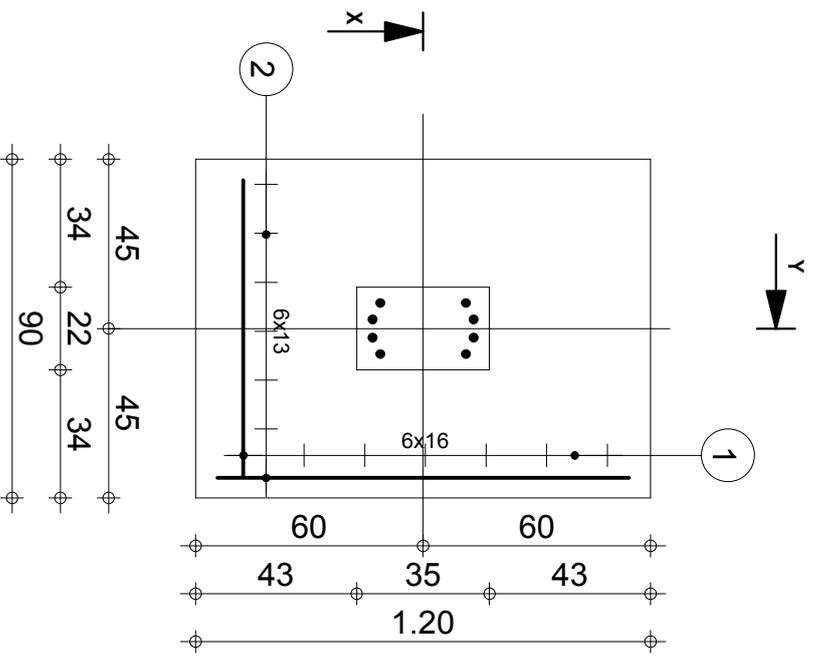
Surface du coffrage = 3.47 m²
Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm
Densité = 67.31 kg/ m³

Robobat
Niveau standard
batiment R+6

sel_1_31

Nombre 1

Echelle pour la vue 1/20
Echelle pour la section 1/50



Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
①	7HA12	2.02	80	④	2HA8	5.20	1.04
②	7HA14	2.02	1.10	⑤	7HA8	5.20	1.04
③	2HA8	5.20	1.03				29

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Béton = 0.44 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 27.9 kg

HA400

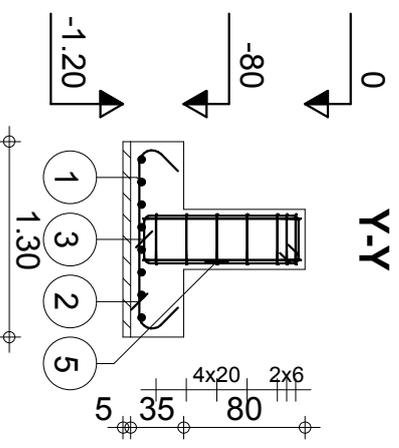
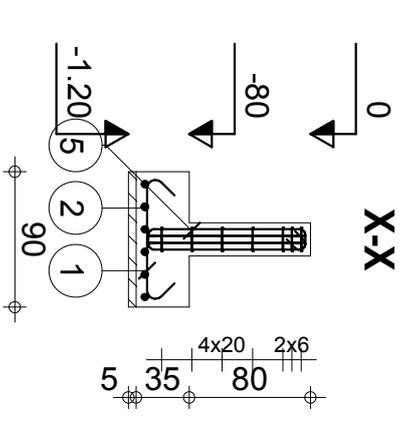
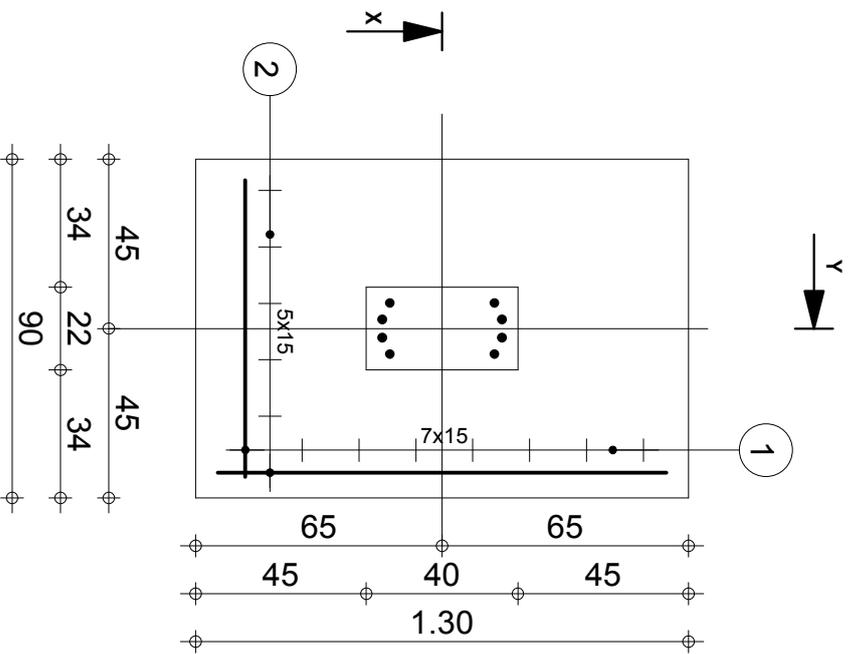
Surface du coffrage = 2.38 m² Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm
 Densité = 63.41 kg/ m³

Echelle pour la vue 1/20
 Echelle pour la section 1/50

Robobat
 batiment R+6

sel_1_26

Nombre 1



Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
1	8HA12	2.02	80	4	2HA8	5.20	1.04
2	6HA16	2.02	1.20	5	7HA8	5.20	34
3	2HA8	5.20	1.03				

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Béton = 0.48 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 32.2 kg

HA400

Niveau standard

sel_1_25

Nombre 1

Surface du coffrage = 2.53 m² Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm
Densité = 67.08 kg/ m³

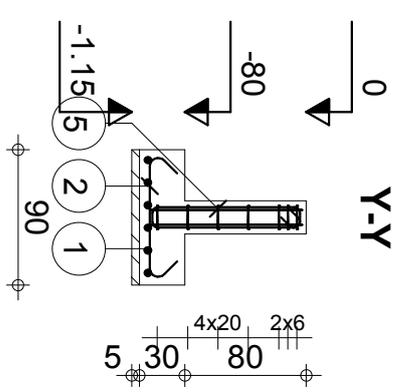
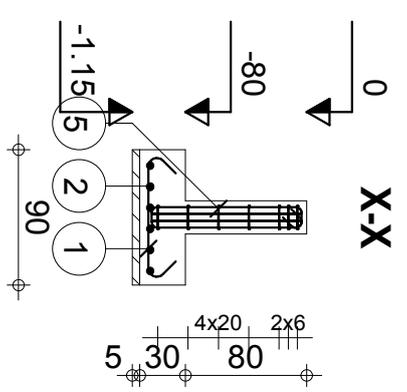
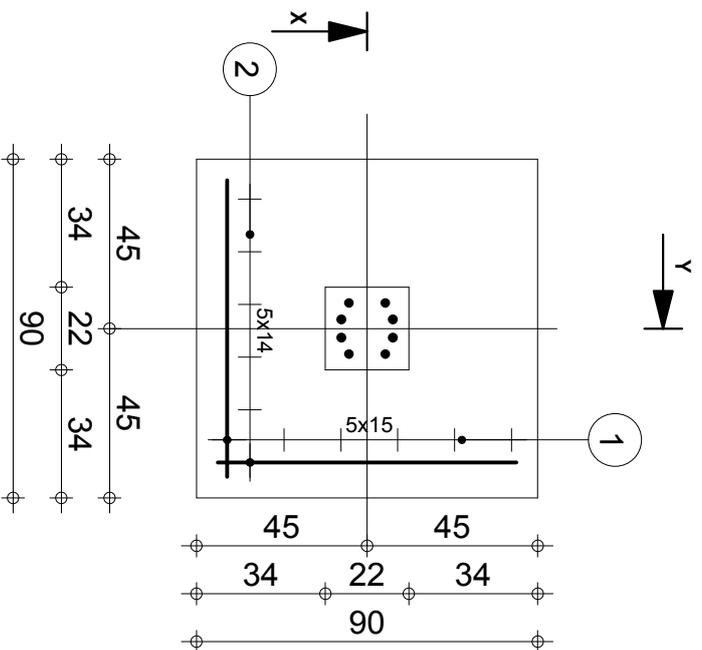
Echelle pour la vue 1/20

Echelle pour la section 1/50

Page 1/1

batiment R+6





Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
①	6HA12	2.02	80	④	2HA8	I=2.46	100
②	6HA12	2.02	80	⑤	7HA8	I=80	99
③	2HA8	I=2.43	5.20				14

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Béton = 0.282 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 18.6 kg

HA400

Nombre 1

Surface du coffrage = 1.78 m² Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm
Densité = 65.96 kg/ m³

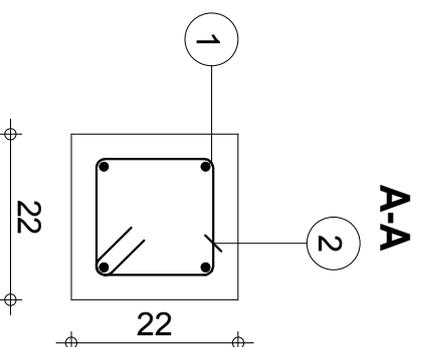
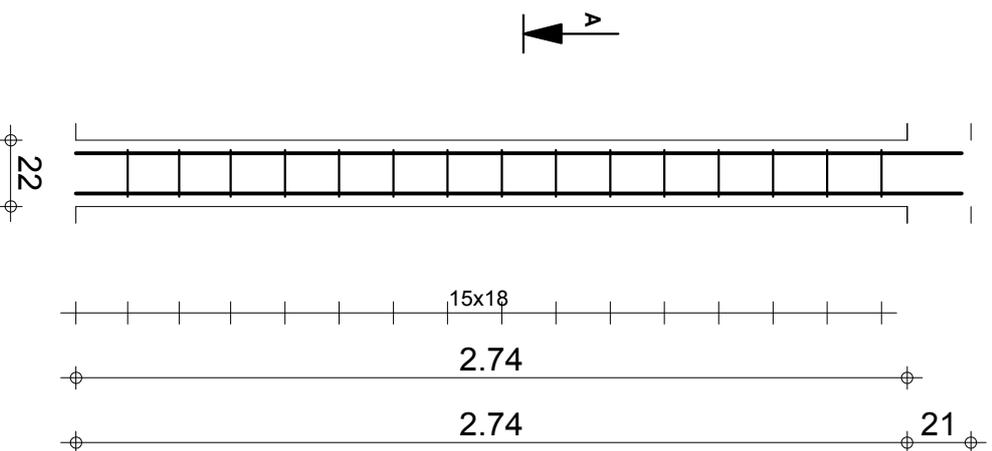
Echelle pour la vue 1/20
Echelle pour la section 1/50



Niveau standard
batiment R+6

sel_1_14

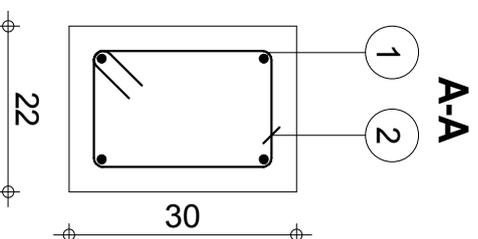
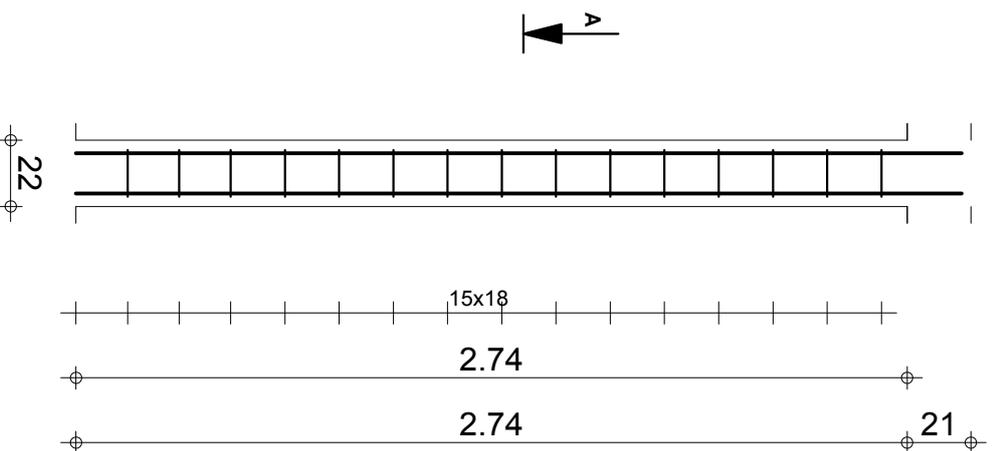
Pos.	Armature	Code	Forme
1	4HA12	I=2.92 0.00	2.92
2	15RL6	I=75 5.20	16 16



Tél.

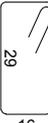
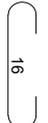
Fax

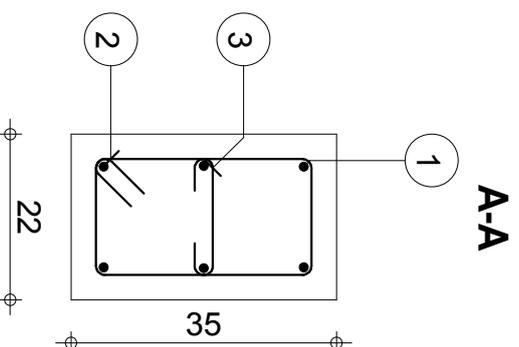
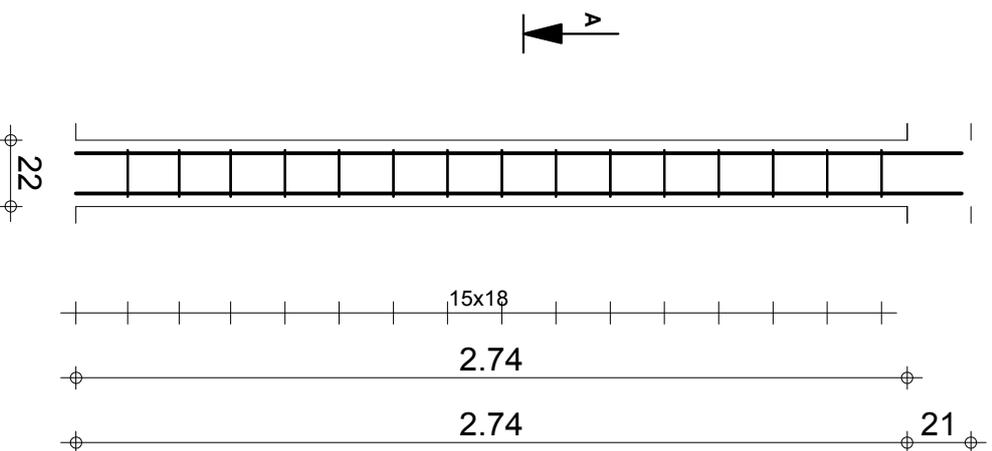
Pos.	Armature	Code	Forme
①	4HA12	I=2.92 0.00	2.92
②	15RL6	I=91 5.20	24 16



Tél.

Fax

Pos.	Armature	Code	Forme
①	6HA12	I=2.92 0.00	
②	15RL6	I=1.01 5.20	
③	15RL6	I=27 2.01	



Tél.

Fax

2
bâtiment R+6

2_25
Section 22x35

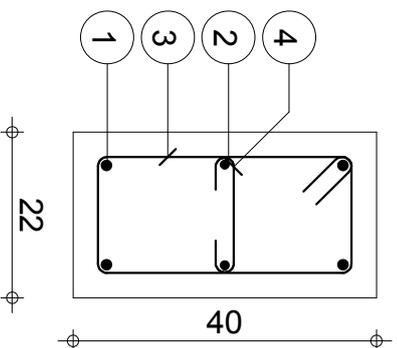
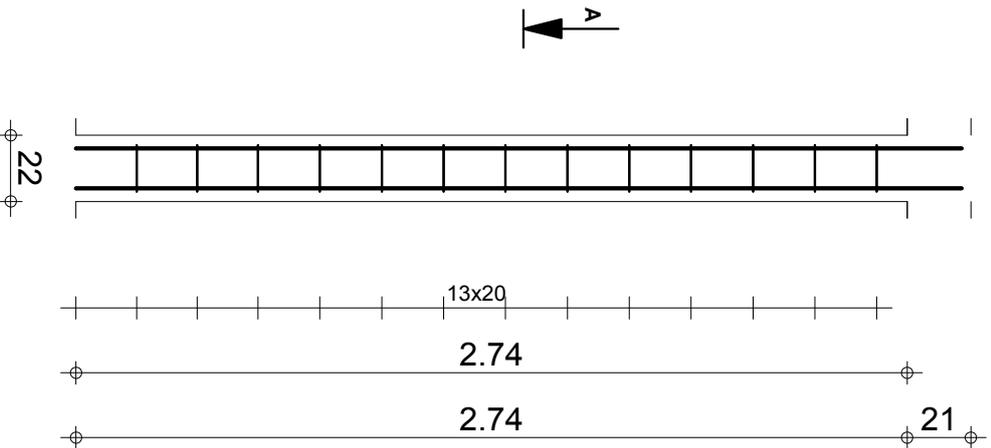
Acier HA = 15.6 kg
Acier RL = 4.26 kg
Enrobage 3 cm

Béton = 0.211 m3
Surface du coffrage = 3.12 m2

Echelle pour la vue 1/25
Echelle pour la section 1/10

Page 1/1

Pos.	Armature	Code	Forme
①	4HA14	I=2.92	2.92
②	2HA12	I=2.92	2.92
③	13RL6	I=1.11	5.20 34 16
④	13RL6	I=26	2.01 16



A-A

Tél.

Fax

Robobat
S.A. - 13000 MARSEILLE

2
bâtiment R+6

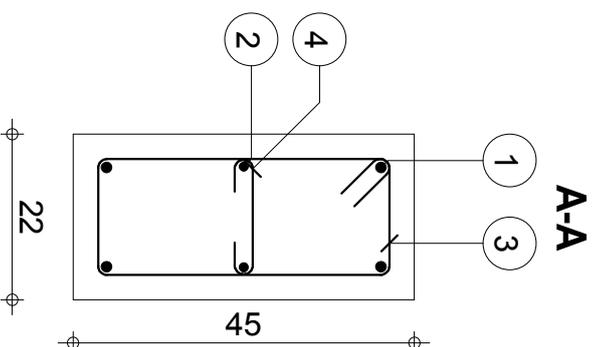
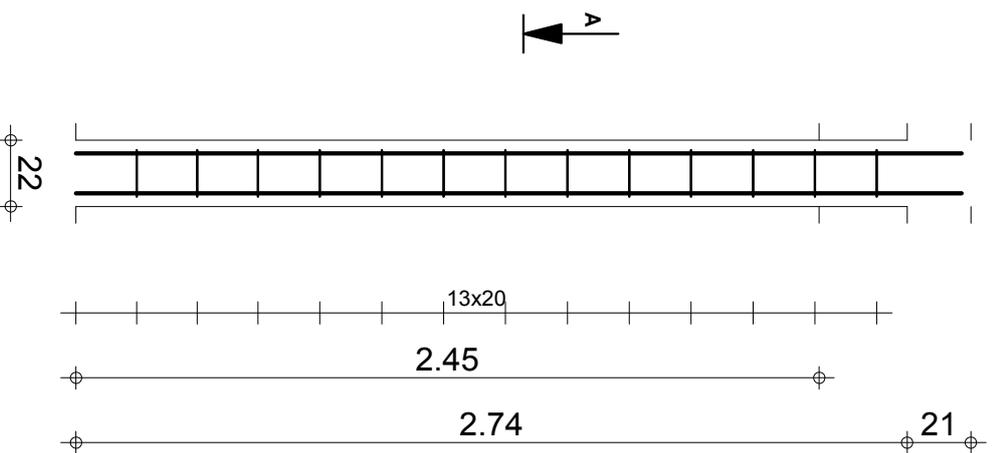
2_24
Section 22x40

Acier HA = 19.3 kg Béton = 0.241 m³
 Acier RL = 3.97 kg Surface du coffrage = 3.4 m²
 Enrobage 3 cm

Echelle pour la vue 1/25
 Echelle pour la section 1/10

Page 1/1

Pos.	Armature	Code	Forme
1	4HA14	I=2.92 0.00	2.92
2	2HA12	I=2.92 0.00	2.92
3	13RL6	I=1.21 5.20	39 16
4	13RL6	I=26 2.01	16



Tél.

Fax

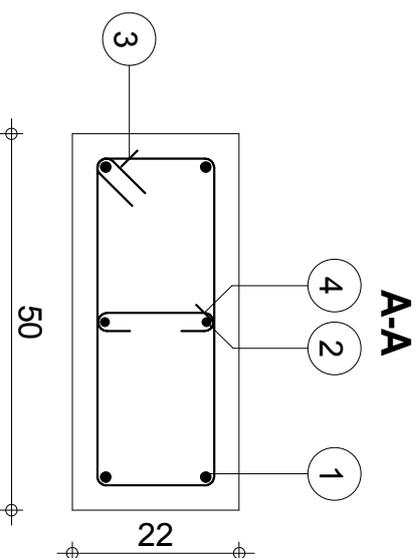
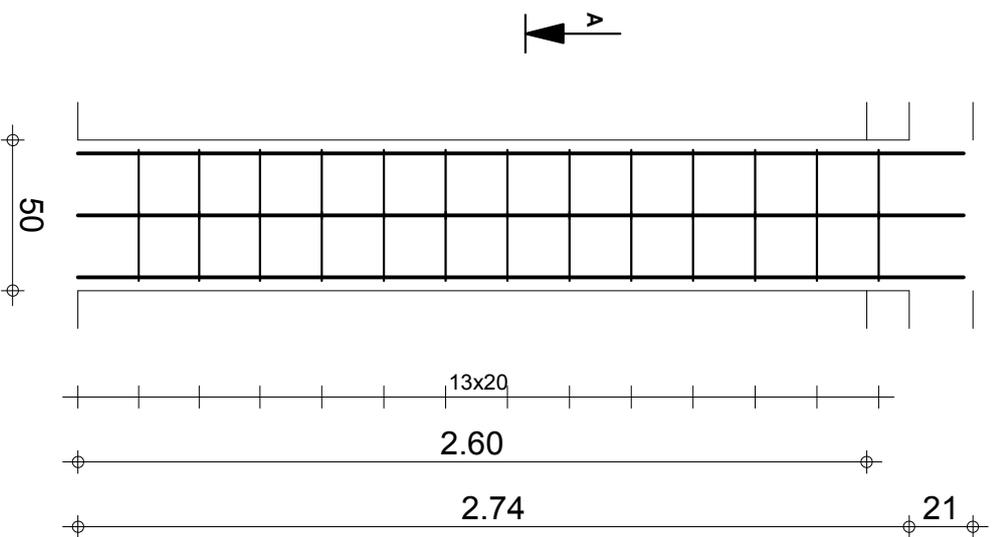
2
batiment R+6

2_32
Section 22x45

Acier HA = 19.3 kg Béton = 0.243 m³
 Acier RL = 4.26 kg Surface du coffrage = 3.28 m²
 Enrobage 3 cm

Echelle pour la vue 1/25
 Echelle pour la section 1/10

Pos.	Armature	Code	Forme
1	4HA14	I=2.92 0.00	2.92
2	2HA12	I=2.92 0.00	2.92
3	13RL6	I=1.31 5.20	44 9
4	13RL6	I=26 2.01	16



Tél.

Fax

Robobat
S.A. - 11000 - BRUXELLES

2
batiment R+6

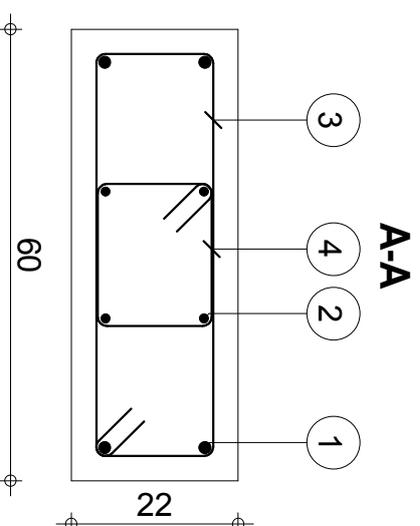
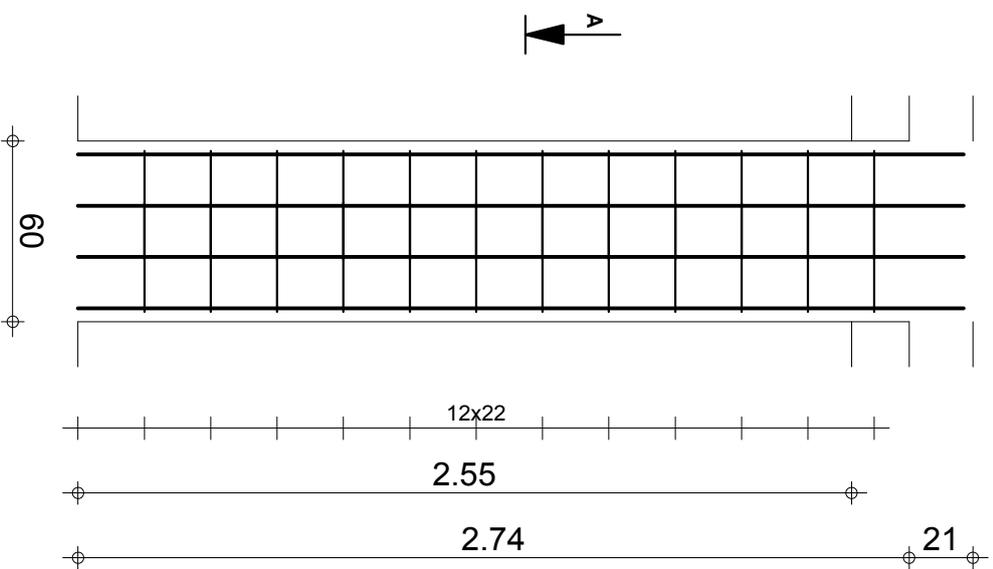
2_34
Section 50x22

Acier HA = 19.3 kg Béton = 0.286 m³
 Acier RL = 4.55 kg Surface du coffrage = 3.74 m²
 Enrobage 3 cm

Echelle pour la vue 1/25
 Echelle pour la section 1/10

Page 1/1

Pos.	Armature	Code	Forme
1	4HA16	I=2.92	2.92
2	4HA12	I=2.92	2.92
3	12RL6	I=1.51	5.4 16
4	12RL6	I=81	5.20 20 16



Tél.

Fax

2
bâtiment R+6

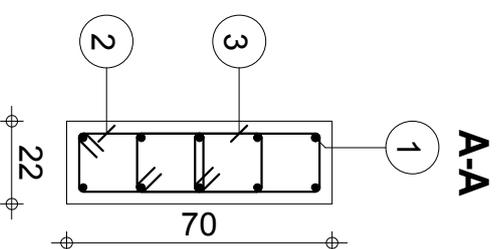
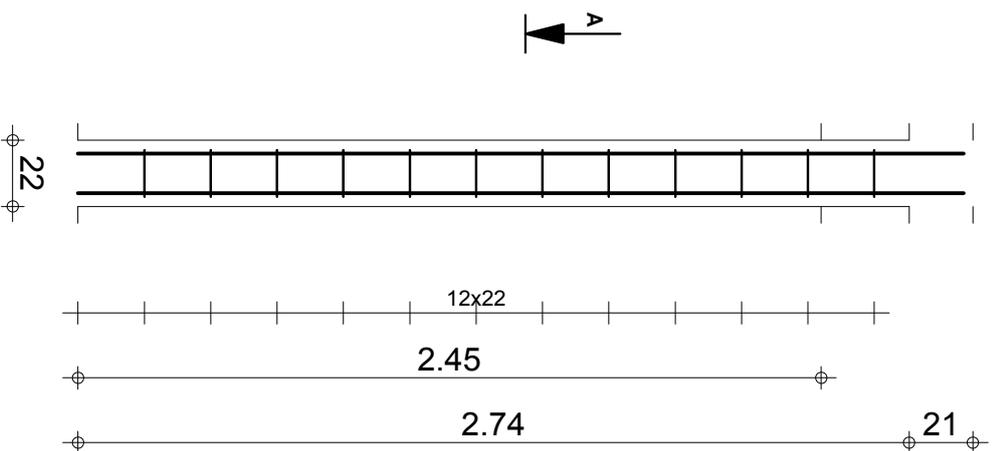
2_30
Section 60x22

Acier HA = 28.8 kg Béton = 0.337 m³
 Acier RL = 6.2 kg Surface du coffrage = 4.18 m²
 Enrobage 3 cm

Echelle pour la vue 1/25
 Echelle pour la section 1/10

Page 1/1

Pos.	Armature	Code	Forme
①	10HA16	I=2.92 0.00	2.92 16
②	12RL6	I=1.71 5.20	64 16
③	24RL6	I=80 5.20	18 16



Tél.

Fax

2
bâtiment R+6

2_75
Section 22x70

Acier HA = 46.1 kg

Béton = 0.377 m³

Acier RL = 8.8 kg

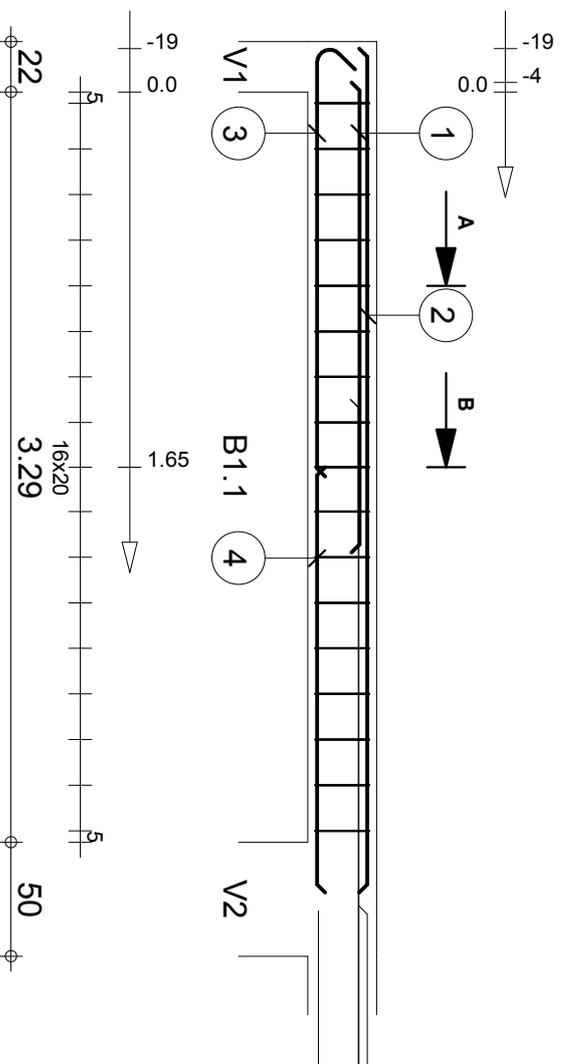
Surface du coffrage = 4.51 m²

Enrobage 3 cm

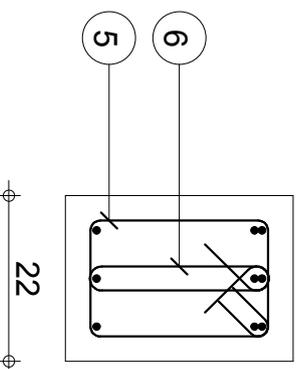
Echelle pour la vue 1/25
Echelle pour la section 1/20

Page 1/1

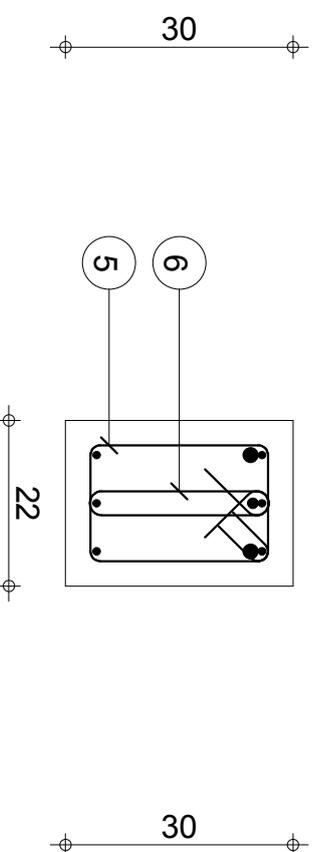
Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA10	I=2.06	2.06
2	3HA10	I=3.70	3.70
3	3HA10	I=2.05	1.88
4	3HA10	I=1.87	1.87
5	17HA6	I=92	24
6	17HA8	I=74	24
7	2HA8	I=1.54	2.21a



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.248 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 27.5 kg

Surface du coffrage = 3.05 m²

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 110.9 kg/ m³

Diamètre moyen = 8.45mm

Echelle pour la vue 1/33

Echelle pour la section 1/10

Robobat
SERRERIE ET PLOMBERIE

3

batiment R+6

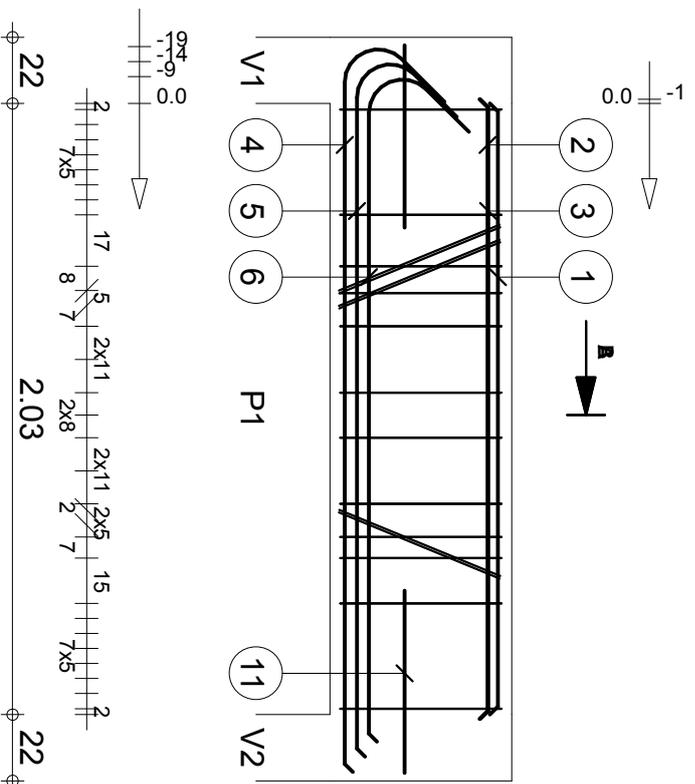
3_1 : B1.1

Section 22x30

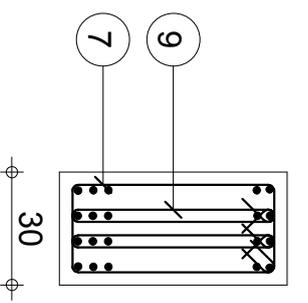
Nombre 1

Page 1/2

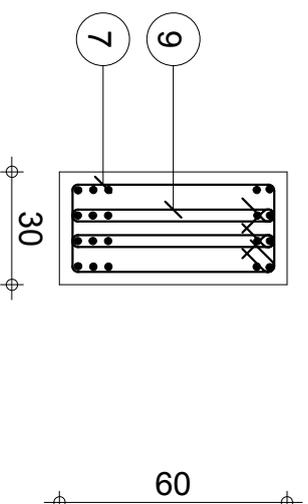
Pos.	Armature	Code	Forme
1	4HA14	I=2.03	2.03
2	2HA14	I=2.06	2.06
3	2HA12	I=2.06	2.06
4	4HA20	I=2.75	2.41
5	4HA20	I=2.65	2.31
6	4HA20	I=2.55	2.21
7	27HA8	I=1.71	5.20
8	4HA8	I=1.79	5.20
9	54HA8	I=1.34	3.00
10	8HA8	I=1.42	3.00
11	2*4HA8	I=1.29	2.21a



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.445 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 155 kg

2

2_17 : P1

Nombre 1

Surface du coffrage = 3.93 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Enrobage latéral 3 cm

Densité = 348.3 kg/ m³

Echelle pour la vue 1/25

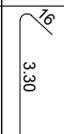
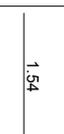
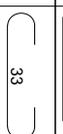
Structure

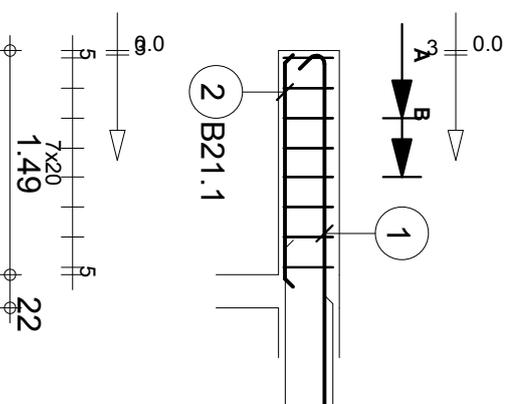
Section 30x60

Diamètre moyen = 10.4mm

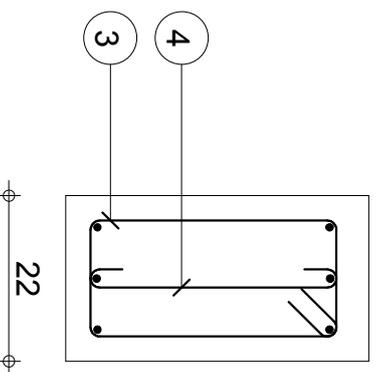
Echelle pour la section 1/20

Page 1/1

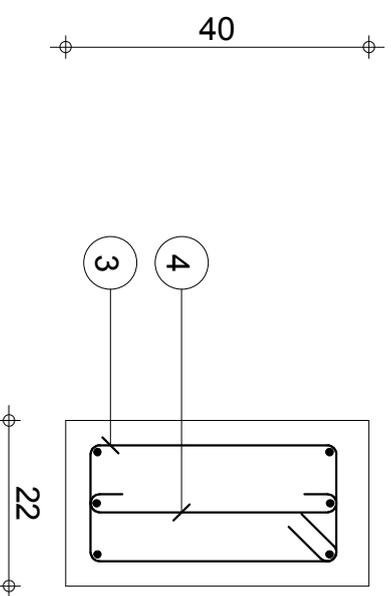
Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA10	I=3.47 1.05	
2	3HA10	I=1.54 0.00	
3	8HA6	I=1.09 5.20	
4	8HA6	I=44 2.01	



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Robobat

3

batiment R+6

3_21 : B21.1

Section 22x40

Nombre 1

Béton = 0.141 m3

FC28 = 23MPa

Acier HA = 12 kg

Surface du coffrage = 1.7 m2

Densité = 85.11 kg/ m3

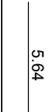
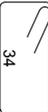
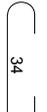
Diamètre moyen = 8.2mm

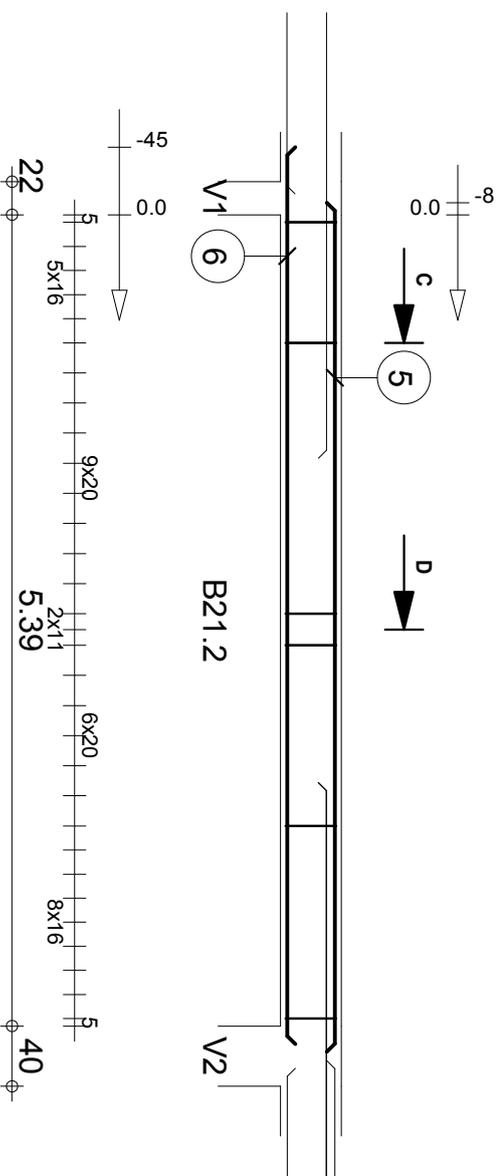
Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Enrobage latéral 3 cm

Echelle pour la vue 1/50

Echelle pour la section 1/10

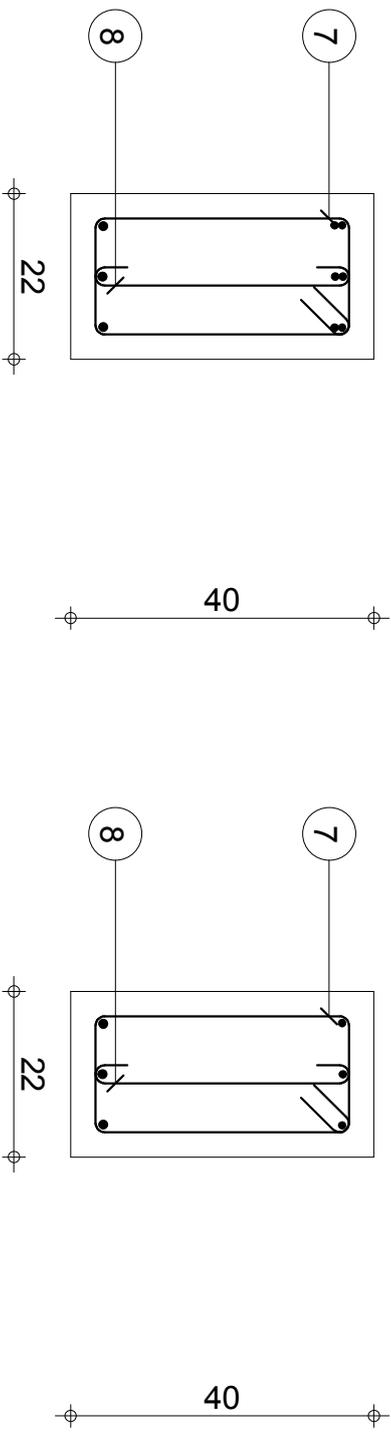
Page 1/4

Pos.	Armature	Code	Forme
5	3HA10	I=5.64	
6	3HA12	I=5.96	
7	31HA6	I=1.11	
8	31HA6	I=45	



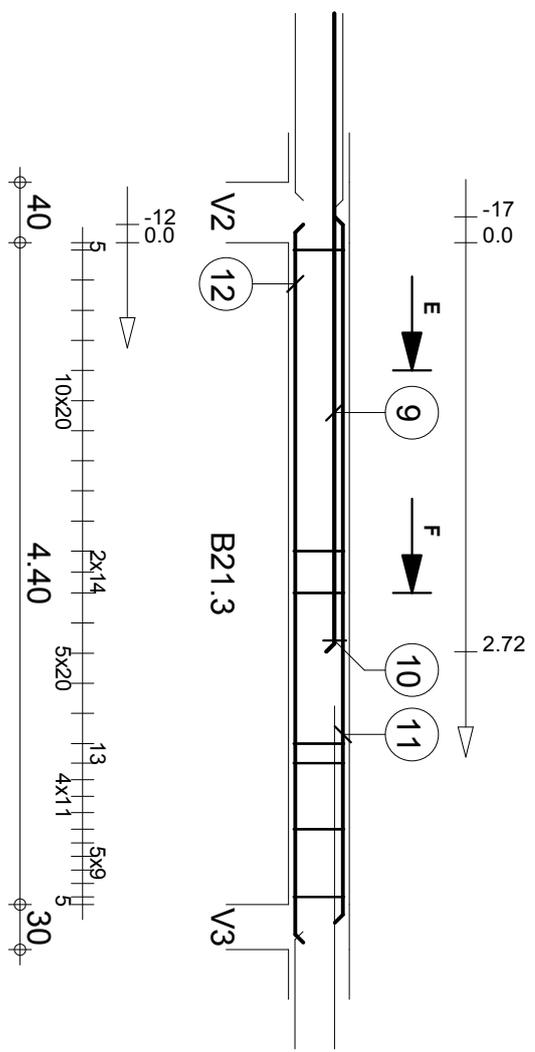
C-C

D-D



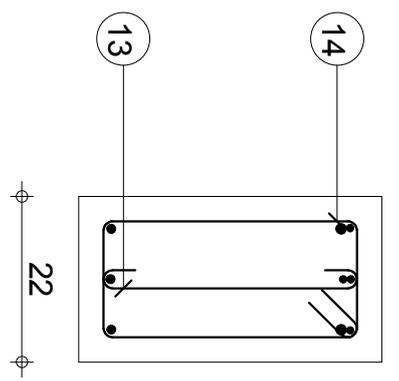
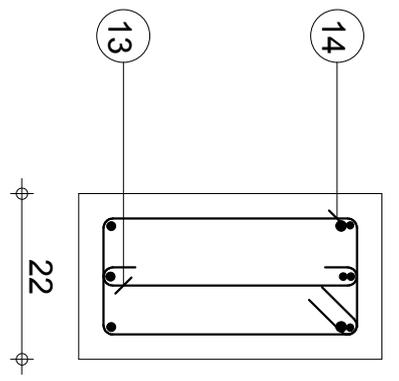
Tenue au feu 0h		Fissuration préjudiciable		Tél.		Fax	
3		3_21 : B21.2		Reprise de bétonnage : Oui		Nombre 1	
batiment R+6		Section 22x40		Béton = 0.502 m3		Acier HA = 37 kg	
				FC28 = 23MPa			
				Surface du coffrage = 5.75 m2		Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
				Densité = 73.71 kg/ m3		Enrobage latéral 3 cm	
				Diamètre moyen = 8.1mm		Echelle pour la vue 1/50	
						Echelle pour la section 1/10	
						Page 2/4	

Pos.	Armature	Code	Forme
9	2HA14	I=4.74 0.00	4.74
10	1HA10	I=4.74 0.00	4.74
11	3HA10	I=4.69 0.00	4.69
12	3HA12	I=4.77 0.00	4.77
13	28HA6	I=45 2.01	34
14	28HA6	I=1.11 5.20	34



E-E

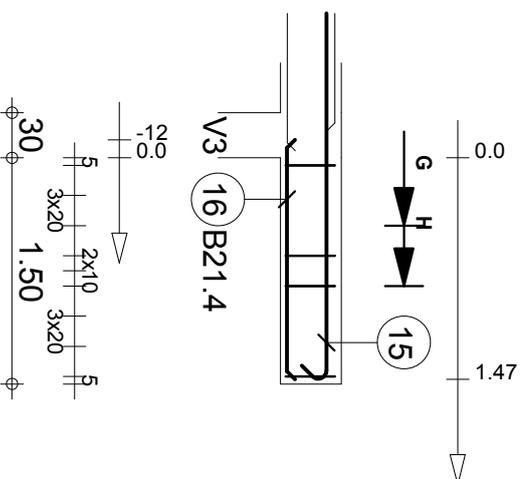
F-F



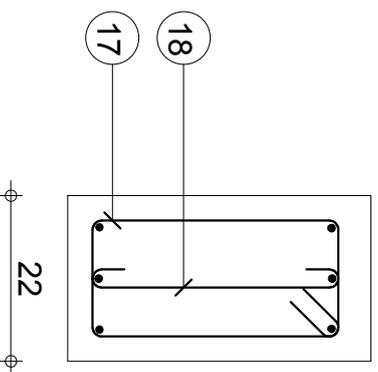
Tenue au feu 0h		Fissuration préjudiciable		Tél.		Fax	
3		3_21 : B21.3		Reprise de bétonnage : Oui		Nombre 1	
batiment R+6		Section 22x40		Béton = 0.418 m3 FC28 = 23MPa		Acier HA = 45.4 kg	
		Surface du coffrage = 4.77 m2		Enrobage inférieur 3 cm		Enrobage supérieur 3 cm	
		Densité = 108.6 kg/ m3		Enrobage latéral 3 cm		Echelle pour la vue 1/50	
		Diamètre moyen = 8.75mm		Echelle pour la section 1/10		Page 3/4	



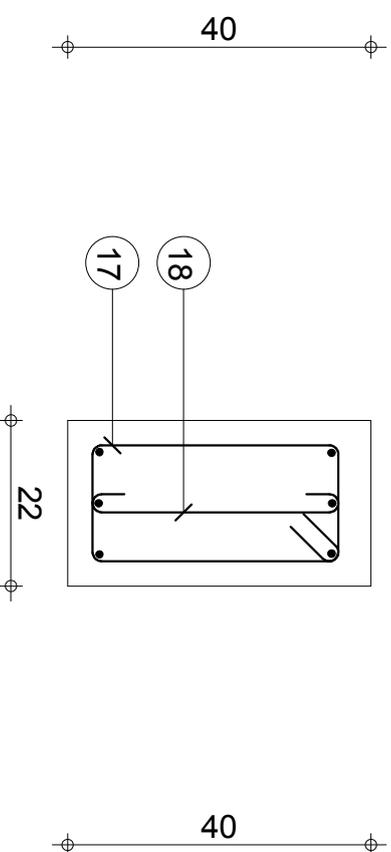
Pos.	Armature	Code	Forme
15	3HA10	I=3.26 1.05	3.09
16	3HA10	I=1.59 0.00	1.59
17	9HA6	I=1.09 5.20	33
18	9HA6	I=44 2.01	33
19	4HA8	I=77 1.05	67



G-G



H-H



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Robobat
SERRIERES PERI

3

batiment R+6

3_21 : B21.4

Section 22x40

Nombre 1

Béton = 0.145 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 13.2 kg

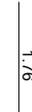
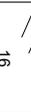
Surface du coffrage = 1.74 m²

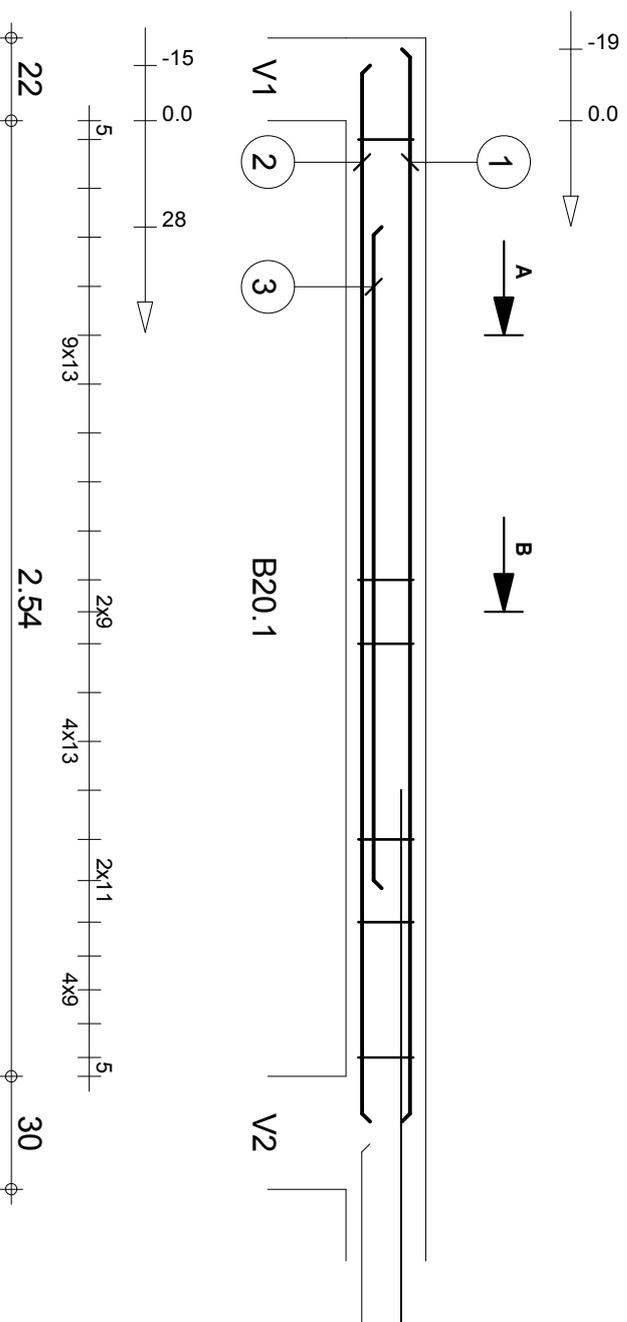
Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

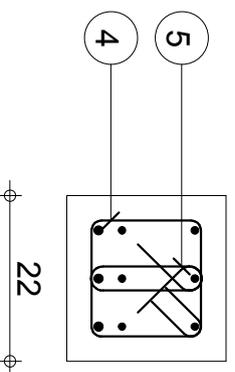
Densité = 91.03 kg/ m³
Diamètre moyen = 8.05mm
Echelle pour la vue 1/50
Echelle pour la section 1/10

Page 4/4

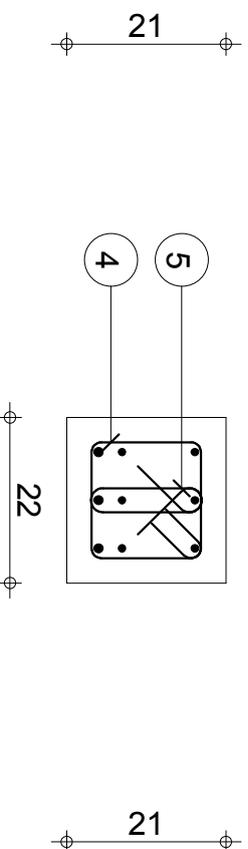
Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA10	I=2.85 0.00	 2.85
2	3HA12	I=2.81 0.00	 2.81
3	3HA10	I=1.76 0.00	 1.76
4	22HA6	I=74 5.20	 16 15
5	22HA8	I=56 3.00	 15



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.134 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 24.5 kg

3

3_20 : B20.1

Nombre 1

Surface du coffrage = 1.83 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 182.8 kg/ m³

Echelle pour la vue 1/20

batiment R+6

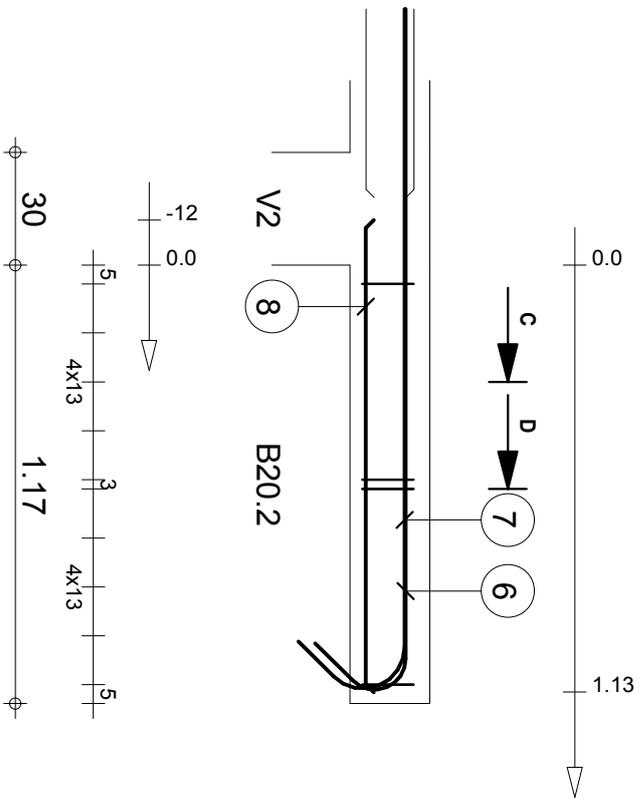
Section 22x21

Diamètre moyen = 8.57mm

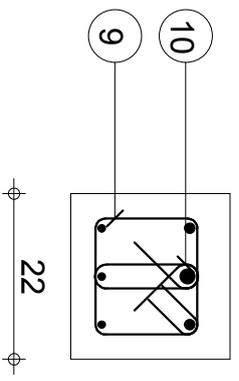
Echelle pour la section 1/10

Page 1/2

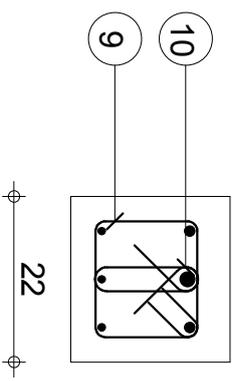
Pos.	Armature	Code	Forme
6	2HA14	I=2.44 1.05	
7	1HA20	I=2.54 1.05	
8	3HA10	I=1.26 0.00	
9	10HA6	I=72 5.20	
10	10HA8	I=54 3.00	
11	2HA8	I=1.36 2.21a	



C-C



D-D



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Robobat
SERRIERES ET FIL

3
batiment R+6

3_20 : B20.2
Section 22x21

Nombre 1

Béton = 0.0608 m3

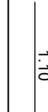
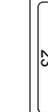
FC28 = 23MPa

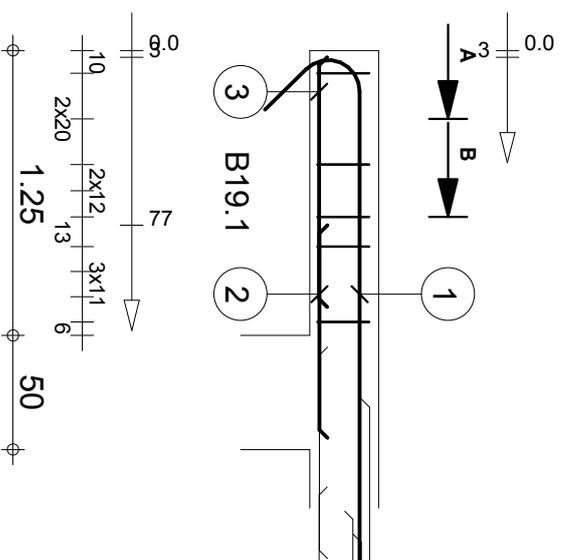
Acier HA = 19.3 kg

Surface du coffrage = 0.855 m2
Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Enrobage latéral 3 cm

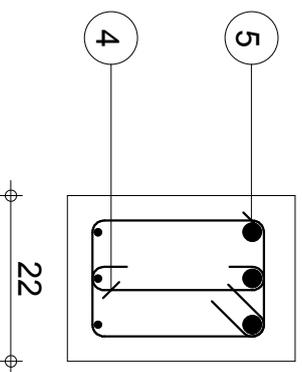
Densité = 317.4 kg/ m3
Diamètre moyen = 10mm

Echelle pour la vue 1/20
Echelle pour la section 1/10

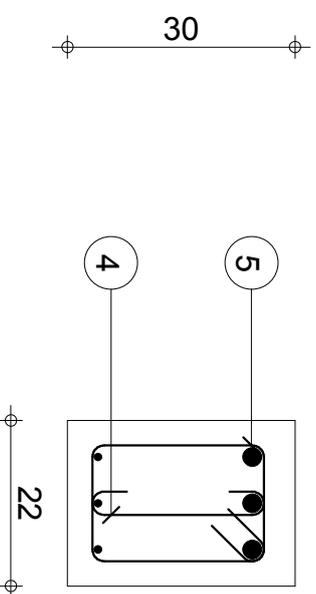
Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA25	I=3.41 1.02	
2	3HA12	I=93 0.00	
3	3HA8	I=1.10 0.00	
4	9HA6	I=35 2.01	
5	9HA6	I=90 5.20	



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Non

Béton = 0.099 m³

Acier HA = 45.7 kg

FC28 = 23MPa

Surface du coffrage = 1.24 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 461.6 kg/ m³

Diamètre moyen = 13.9mm

Echelle pour la vue 1/33

Echelle pour la section 1/10

3

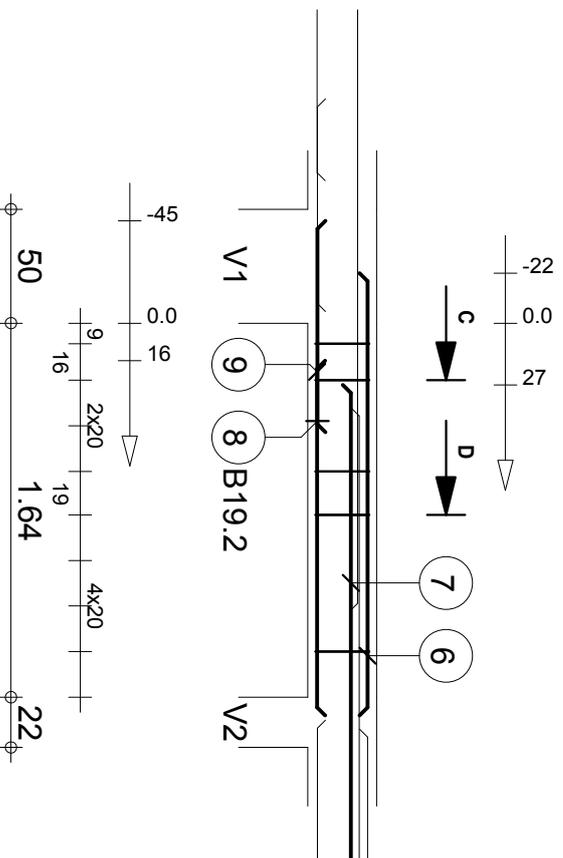
batiment R+6

3_19 : B19.1

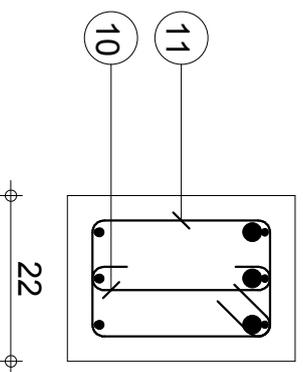
Section 22x30

Nombre 1

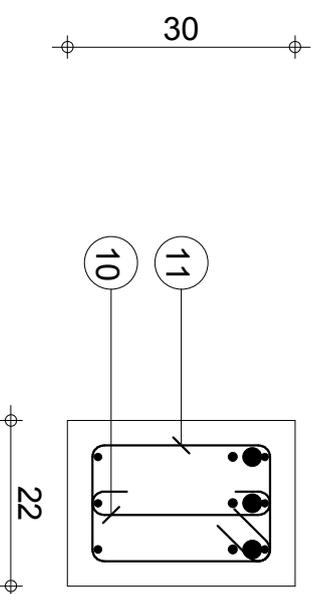
Pos.	Armature	Code	Forme
6	3HA8	I=1.94	1.94
7	3HA12	I=2.13	2.13
8	3HA12	I=93	93
9	3HA8	I=1.56	1.56
10	8HA6	I=36	24
11	8HA6	I=92	24
12	2HA6	I=1.08	2.21a



C-C



D-D



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Non



3

batiment R+6

3_19 : B19.2

Section 22x30

Nombre 1

Béton = 0.132 m3

FC28 = 23MPa

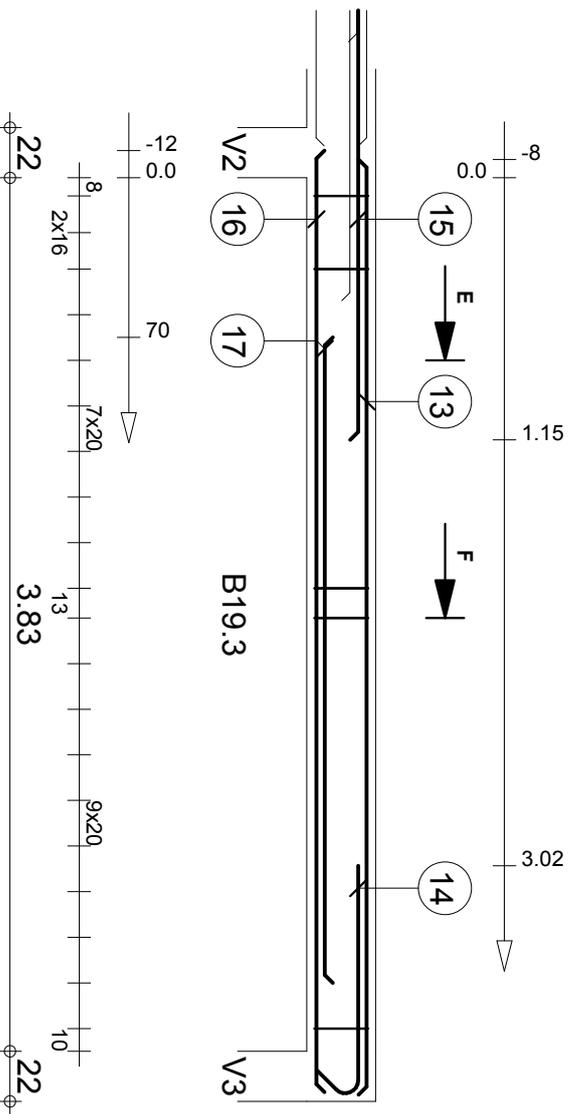
Acier HA = 15 kg

Surface du coffrage = 1.56 m2

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

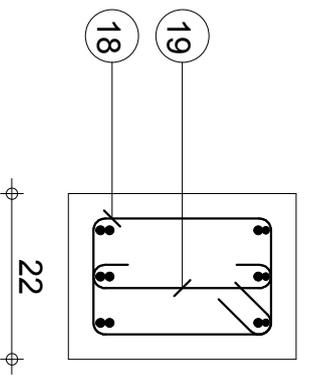
Enrobage latéral 3 cm

Densité = 113.6 kg/ m3
Diamètre moyen = 8.37mm
Echelle pour la vue 1/33
Echelle pour la section 1/10

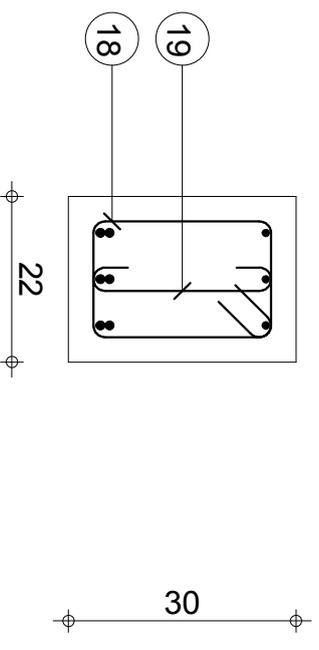


Pos.	Armature	Code	Forme
13	3HA8	I=4.10	4.10
14	3HA12	I=1.19	1.02
15	3HA12	I=2.64	2.64
16	3HA12	I=4.13	4.13
17	3HA12	I=2.83	2.83
18	20HA6	I=92	5.20
19	20HA6	I=36	2.01

E-E



F-F



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Reprise de bétonnage : Non

Robobat

Tél.

Fax

Béton = 0.275 m3

Acier HA = 39.3 kg

FC28 = 23MPa

Surface du coffrage = 3.4 m2

Densité = 142.9 kg/ m3

Diamètre moyen = 9.12mm

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Enrobage latéral 3 cm

Echelle pour la vue 1/33

Echelle pour la section 1/10

3

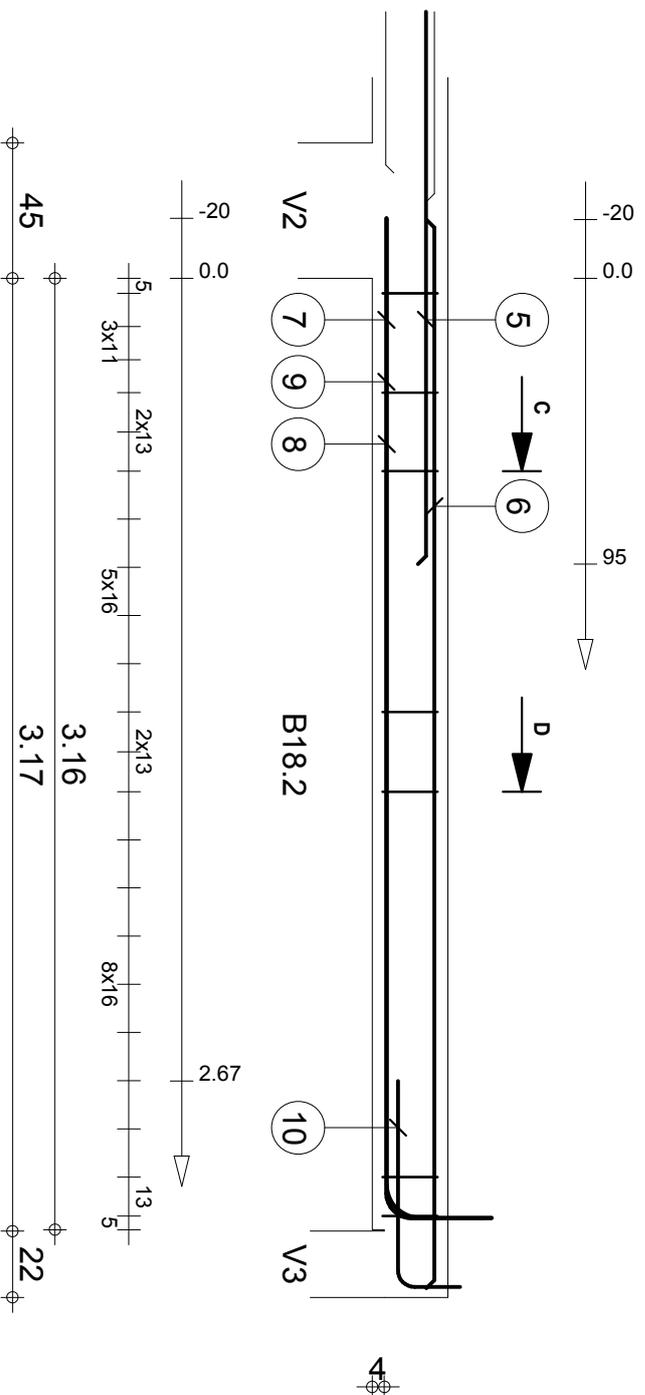
3_19 : B19.3

Nombre 1

batiment R+6

Section 22x30

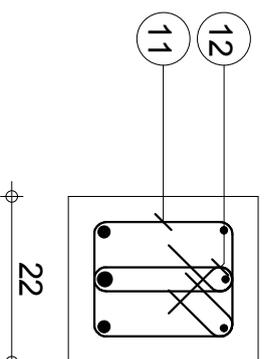
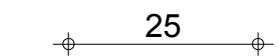
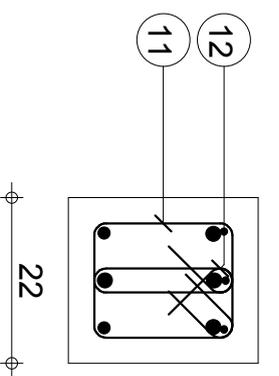
Page 3/3



Pos.	Armature	Code	Forme
5	3HA20	I=2.63	2.63
6	3HA10	I=3.55	3.55
7	1HA16	I=3.61	3.33
8	1HA20	I=3.68	3.33
9	1HA16	I=3.67	3.33
10	3HA10	I=87	69
11	23HA8	I=85	19
12	23HA8	I=64	19

C-C

D-D



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.197 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 61.7 kg

Surface du coffrage = 2.53 m²

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Densité = 313.2 kg/ m³

Diamètre moyen = 11.4mm

Echelle pour la vue 1/25

Echelle pour la section 1/10

Robobat

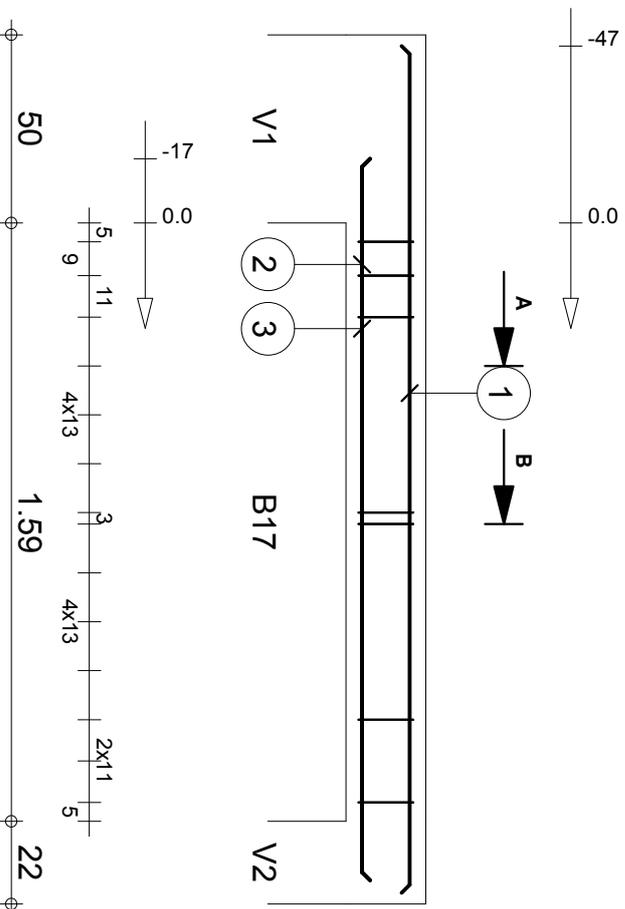
3
batiment R+6

3_18 : B18.2
Section 22x25

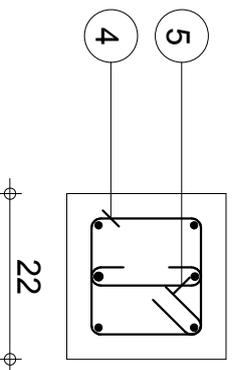
Nombre 1

Page 2/2

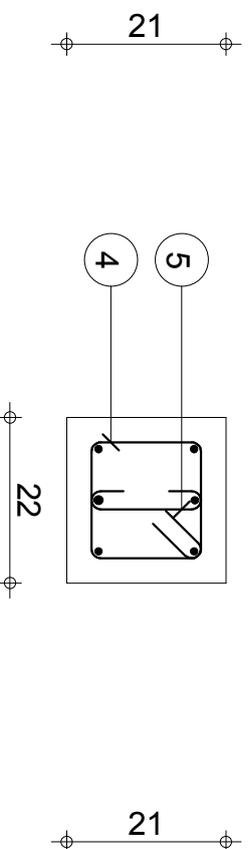
Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA10	I=2.25 0.00	2.25
2	2HA10	I=1.92 0.00	1.92
3	1HA12	I=1.92 0.00	1.92
4	14HA6	I=73 5.20	16
5	14HA6	I=26 2.01	15



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.107 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 11.3 kg

3

3_17 : B17

Nombre 1

Surface du coffrage = 1.41 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Enrobage latéral 3 cm

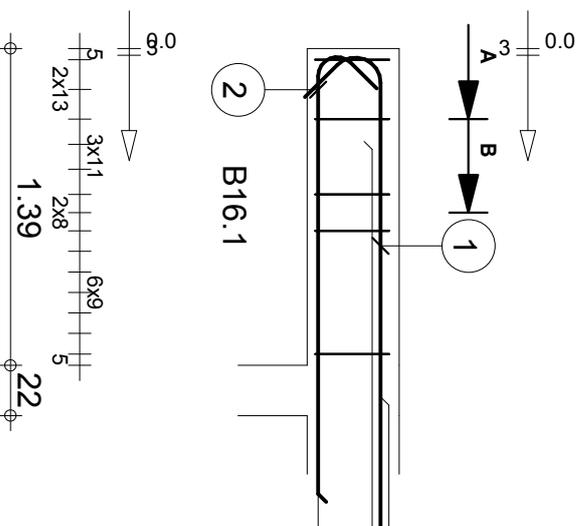
Densité = 105.6 kg/ m³

Diamètre moyen = 8.04mm

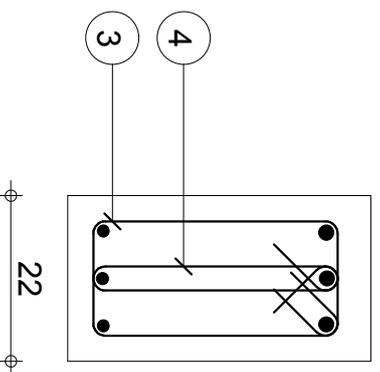
Echelle pour la vue 1/20
Echelle pour la section 1/10

Page 1/1

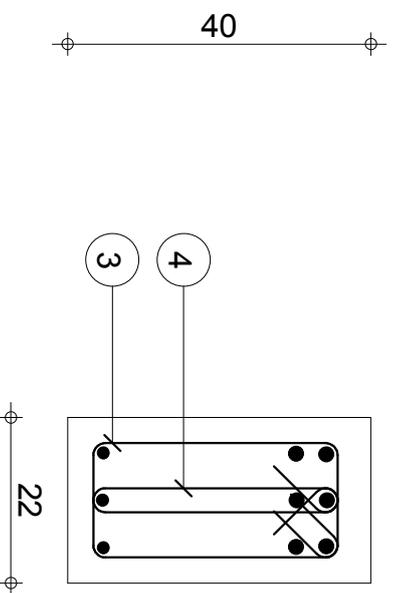
Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA20	I=5.02 1.05	4.68
2	3HA16	I=2.22 1.05	1.96
3	14HA8	I=1.13 5.20	3.3
4	14HA8	I=92 3.00	3.3



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Robobat
SERRIERES S.P.A.

3

batiment R+6

3_16 : B16.1

Section 22x40

Nombre 1

Béton = 0.132 m3

FC28 = 23MPa

Acier HA = 59 kg

Surface du coffrage = 1.59 m2

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Densité = 447 kg/ m3

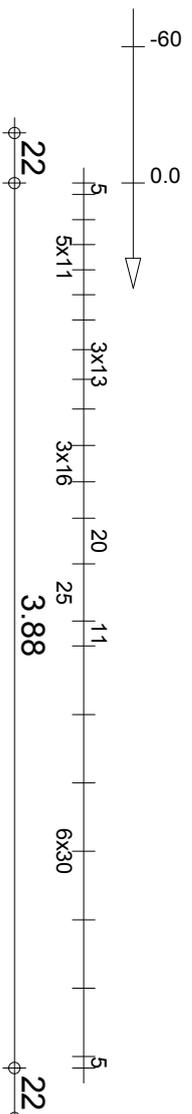
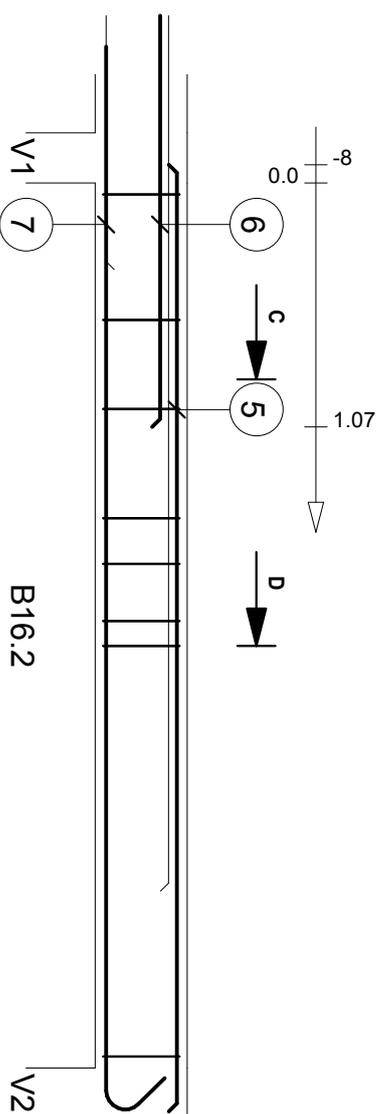
Diamètre moyen = 12.6mm

Enrobage latéral 3 cm

Echelle pour la vue 1/33

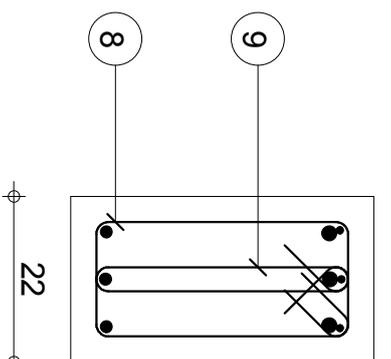
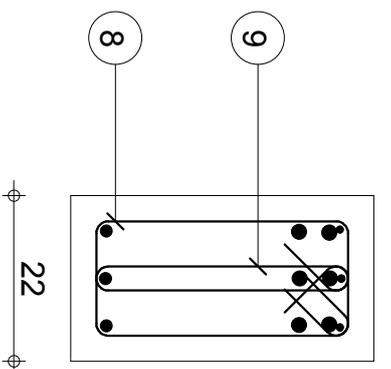
Echelle pour la section 1/10

Page 1/2



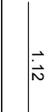
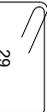
C-C

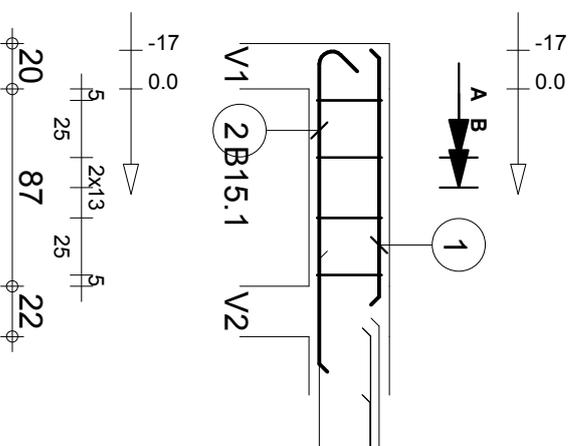
D-D



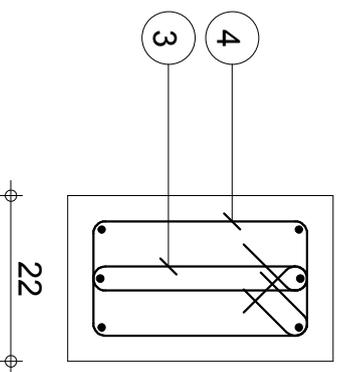
Pos.	Armature	Code	Forme
5	3HA10	I=4.15 0.00	4.15
6	3HA20	I=2.27 0.00	2.27
7	3HA16	I=4.93 1.05	4.67
8	21HA8	I=1.15 5.20	34
9	21HA8	I=94 3.00	34

Tenue au feu 0h		Fissuration préjudiciable		Tél.		Fax	
3		3_16 : B16.2		Reprise de bétonnage : Oui		Nombre 1	
batiment R+6		Section 22x40		Béton = 0.37 m3 FC28 = 23MPa		Acier HA = 65.1 kg	
		Surface du coffrage = 4.31 m2		Enrobage inférieur 3 cm		Enrobage supérieur 3 cm	
		Densité = 175.9 kg/ m3		Enrobage latéral 3 cm		Echelle pour la vue 1/33	
		Diamètre moyen = 10.9mm		Echelle pour la section 1/10		Page 2/2	

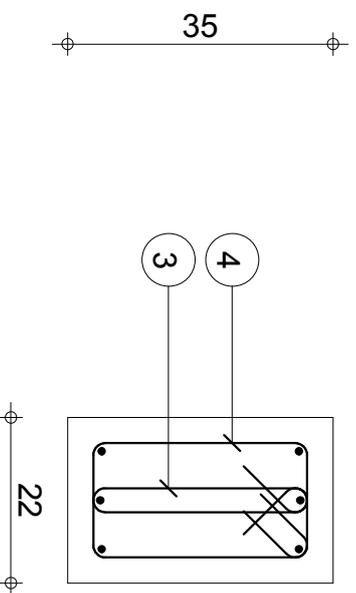
Pos.	Armature	Code	Forme
①	3HA10	I=1.12 0.00	
②	3HA10	I=1.58 1.05	
③	5HA8	I=84 3.00	
④	5HA8	I=1.05 5.20	



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.0905 m³

Acier HA = 8.7 kg

FC28 = 23MPa

Surface du coffrage = 1.09 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 96.13 kg/ m³

Diamètre moyen = 8.92mm

Echelle pour la vue 1/33

Echelle pour la section 1/10

3

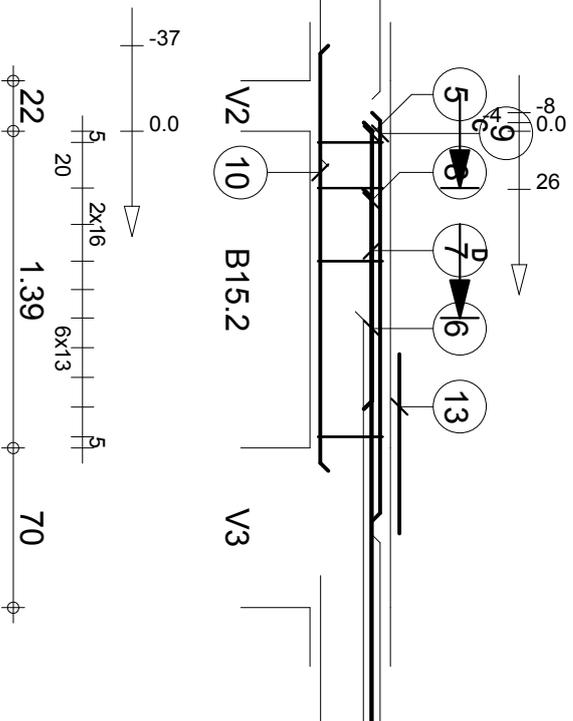
batiment R+6

3_15 : B15.1

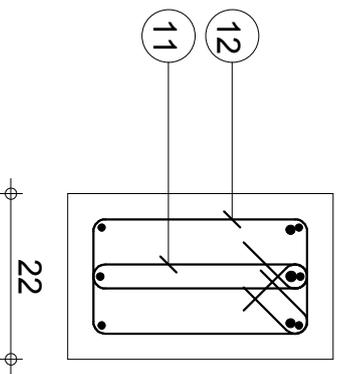
Section 22x35

Nombre 1

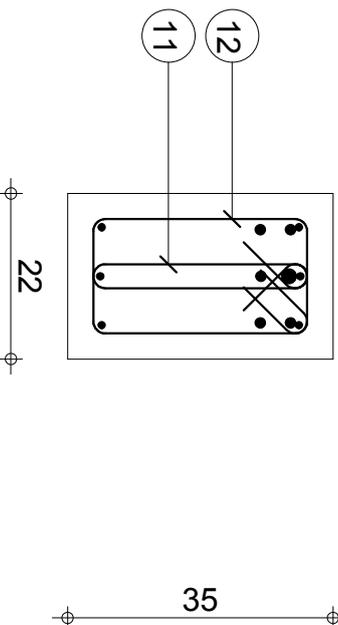
Pos.	Armature	Code	Forme
5	2HA12	I=1.26 0.00	1.26
6	1HA14	I=1.26 0.00	1.26
7	2HA14	I=3.17 0.00	3.17
8	1HA20	I=3.17 0.00	3.17
9	3HA10	I=1.79 0.00	1.79
10	3HA10	I=1.86 0.00	1.86
11	10HA8	I=84 3.00	29
12	10HA8	I=1.05 5.20	29
13	2HA8	I=1.64 2.21a	9



C-C



D-D



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.142 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 34.7 kg

3

3_15 : B15.2

Nombre 1

Surface du coffrage = 1.6 m²
Enrobage latéral 3 cm

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Enrobage latéral 3 cm

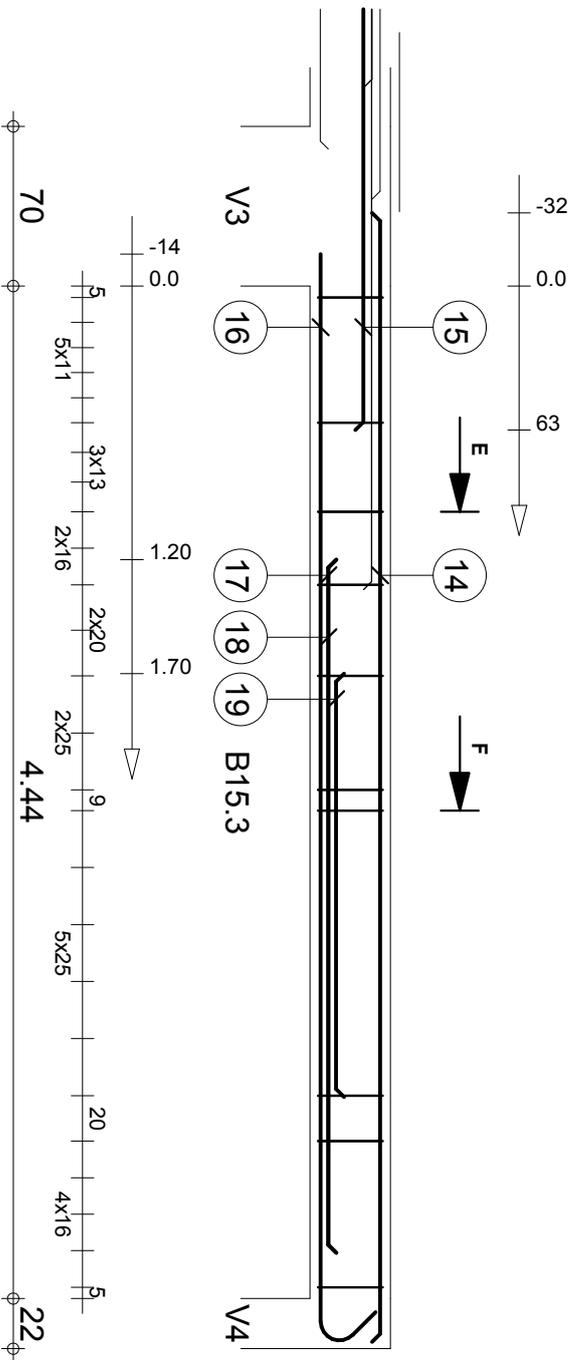
batiment R+6

Section 22x35

Densité = 244.4 kg/ m³
Diamètre moyen = 10.5mm

Echelle pour la vue 1/33
Echelle pour la section 1/10

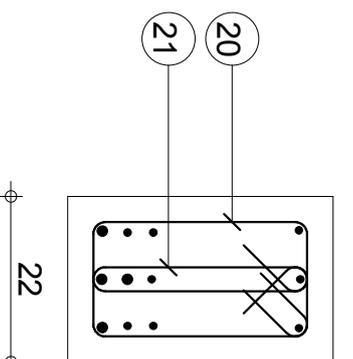
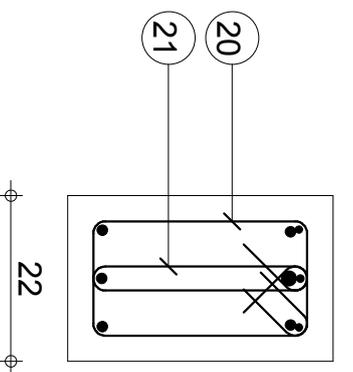
Page 2/3



Pos.	Armature	Code	Forme
14	3HA10	I=4.95 0.00	4.95
15	3HA14	I=1.93 0.00	1.93
16	3HA14	I=5.01 1.05	4.77
17	1HA14	I=3.04 0.00	3.04
18	2HA10	I=3.04 0.00	3.04
19	3HA10	I=1.86 0.00	1.86
20	26HA8	I=1.05 5.20	29
21	26HA8	I=84 3.00	29

E-E

F-F



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.386 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 64.5 kg

3

3_15 : B15.3

Nombre 1

Surface du coffrage = 4.56 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 167.1 kg/ m³

Echelle pour la vue 1/33

batiment R+6

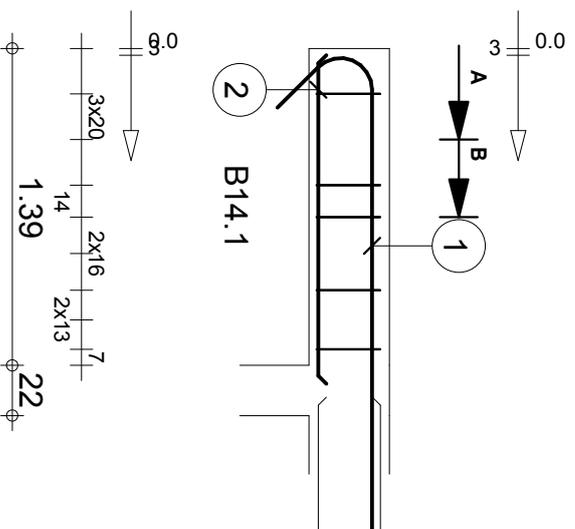
Section 22x35

Diamètre moyen = 9.97mm

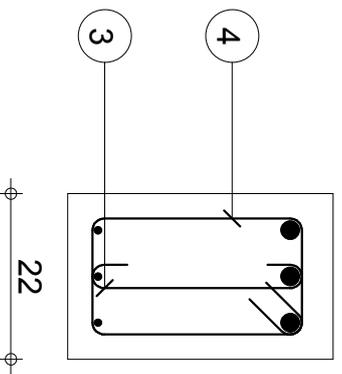
Echelle pour la section 1/10

Page 3/3

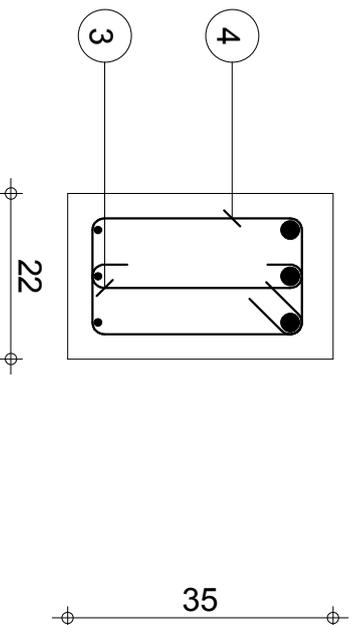
Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA25	I=5.49 1.02	
2	3HA8	I=1.44 0.00	
3	8HA6	I=40 2.01	
4	8HA6	I=1.00 5.20	
5	4HA8	I=1.28 2.21a	



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Non

Robobat
SERRIERES PERI

3

batiment R+6

3_14 : B14.1

Section 22x35

Nombre 1

Béton = 0.115 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 69.7 kg

Surface du coffrage = 1.43 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

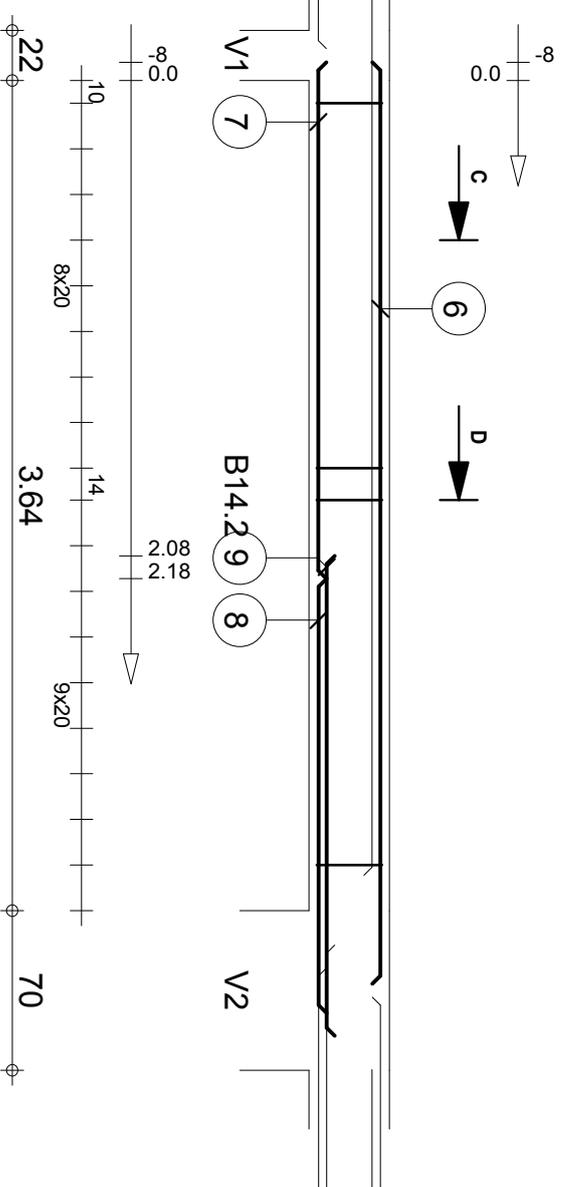
Densité = 606.1 kg/ m³

Diamètre moyen = 14.9mm

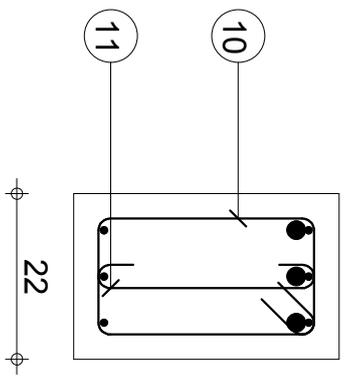
Echelle pour la vue 1/33

Echelle pour la section 1/10

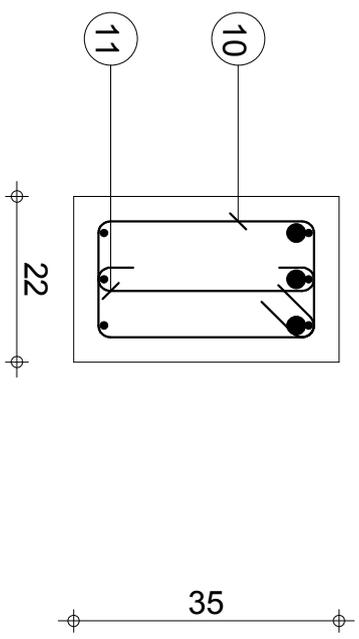
Pos.	Armature	Code	Forme
⑥	3HA8	I=4.04	4.04
⑦	3HA8	I=2.26	2.26
⑧	3HA12	I=1.91	1.91
⑨	3HA12	I=2.11	2.11
⑩	18HA6	I=1.02	5.20
⑪	18HA6	I=41	2.01
⑫	2HA8	I=1.28	2.21a



C-C



D-D



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Non



3

batiment R+6

3_14 : B14.2

Section 22x35

Nombre 1

Béton = 0.316 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 24.9 kg

Surface du coffrage = 3.67 m²

Enrobage inférieur 3 cm

Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

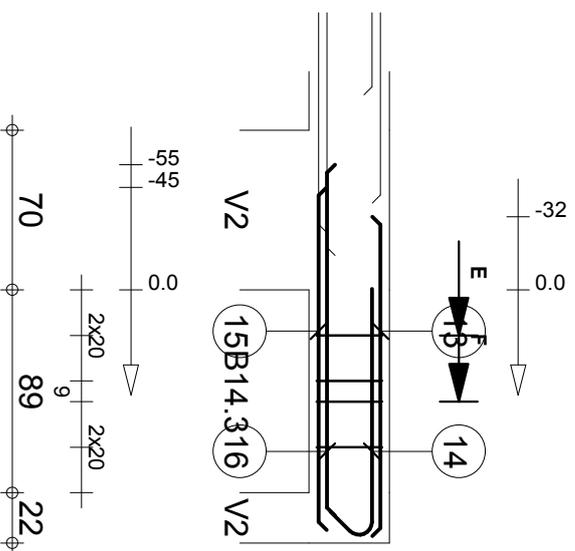
Densité = 78.8 kg/ m³

Diamètre moyen = 7.94mm

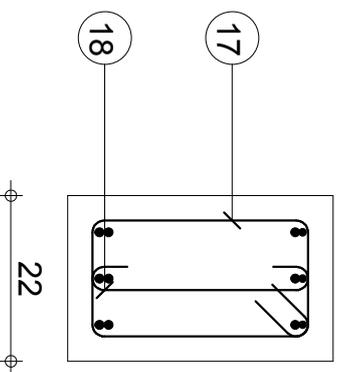
Echelle pour la vue 1/33

Echelle pour la section 1/10

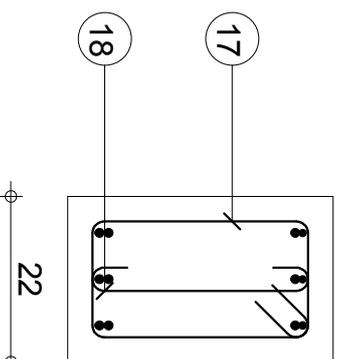
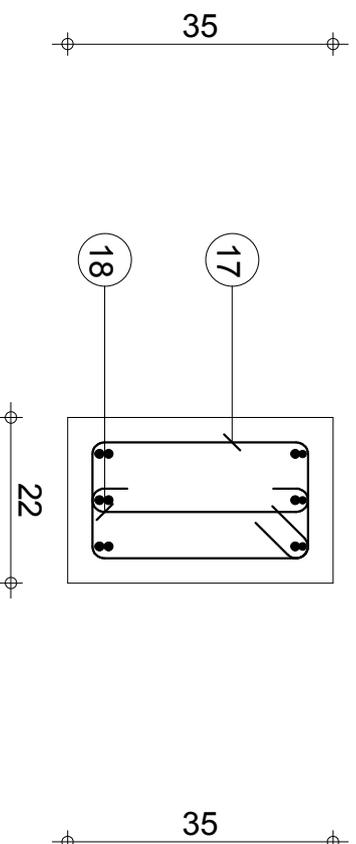
Pos.	Armature	Code	Forme
13	3HA8	I=1.40	1.40
14	3HA12	I=1.27	1.08
15	3HA12	I=1.50	1.50
16	3HA12	I=1.54	1.54
17	4HA6	I=1.02	2.20
18	4HA6	I=41	2.01



E-E



F-F



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Non

Béton = 0.112 m3

Acier HA = 14.4 kg

FC28 = 23MPa

Surface du coffrage = 1.29 m2

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 128.6 kg/ m3

Diamètre moyen = 9.76mm

Echelle pour la vue 1/33

Echelle pour la section 1/10

Robobat

3

batiment R+6

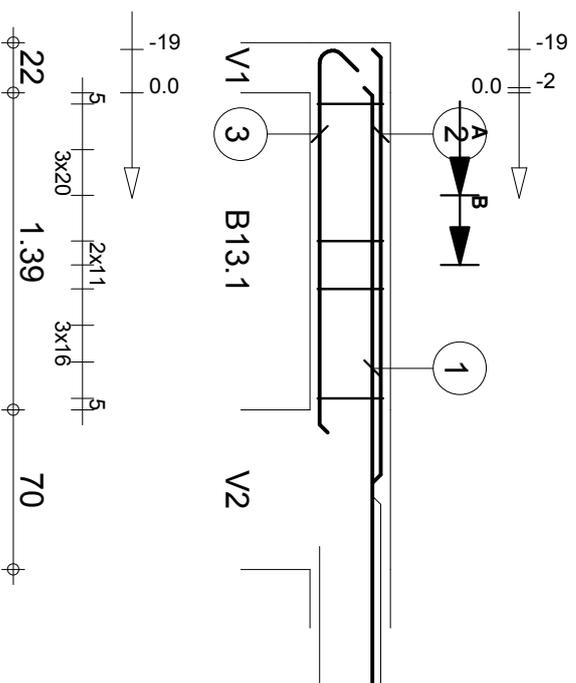
3_14 : B14.3

Section 22x35

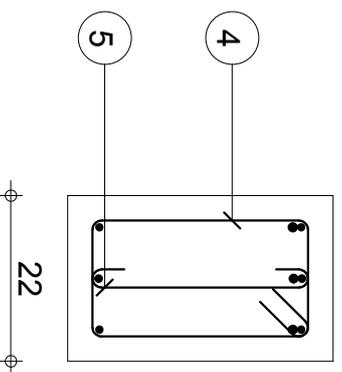
Nombre 1

Page 3/3

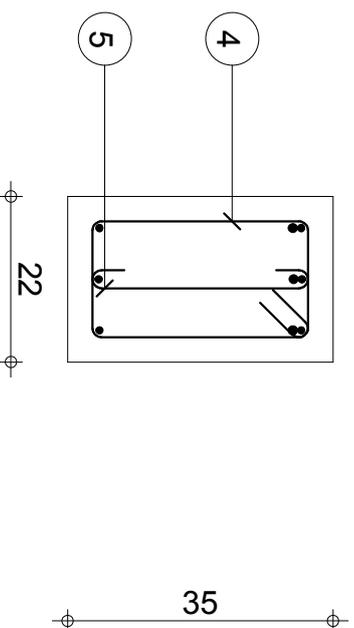
Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA12	I=3.43	3.43
2	3HA10	I=1.90	1.90
3	3HA10	I=1.85	1.68
4	9HA6	I=1.01	29
5	9HA6	I=40	29



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.151 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 18.9 kg

Surface du coffrage = 1.75 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 125.2 kg/ m³

Diamètre moyen = 9.12mm

Echelle pour la vue 1/33

Echelle pour la section 1/10

3

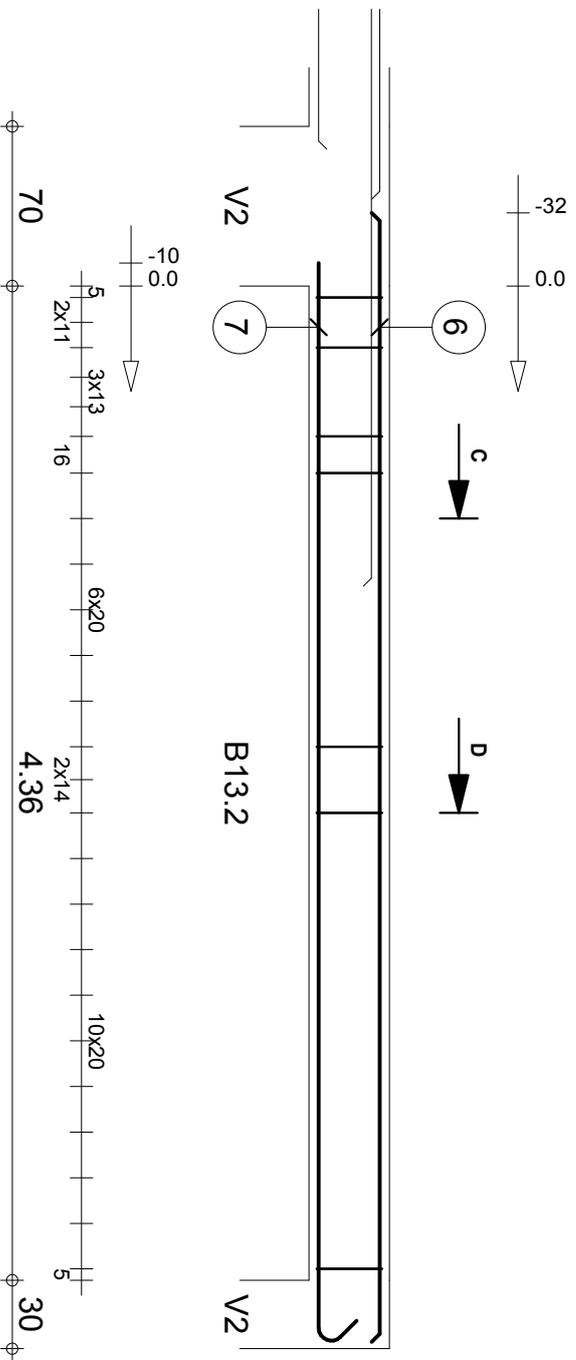
batiment R+6

3_13 : B13.1

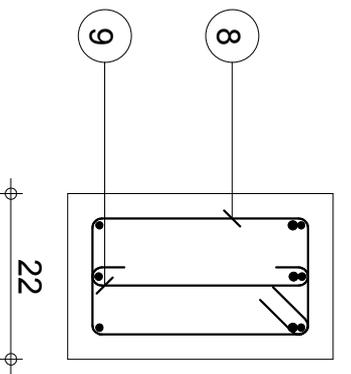
Section 22x35

Nombre 1

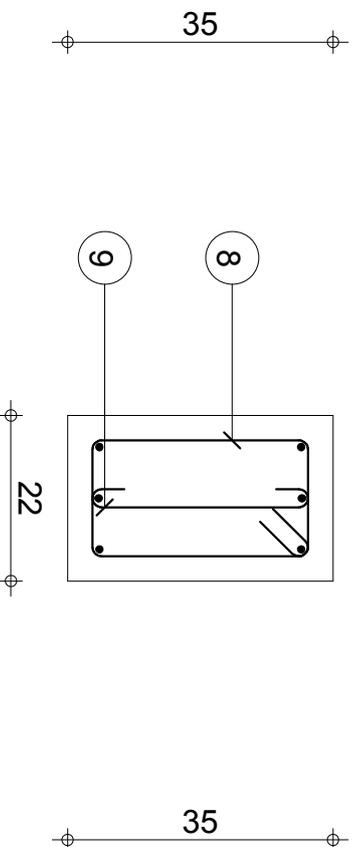
Pos.	Armature	Code	Forme
6	3HA10	I=4.95 0.00	4.95
7	3HA10	I=4.90 1.05	4.73
8	25HA6	I=1.01 5.20	29
9	25HA6	I=40 2.01	29



C-C



D-D



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.386 m³

Acier HA = 26 kg

FC28 = 23MPa

Surface du coffrage = 4.54 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 67.36 kg/ m³

Diamètre moyen = 7.83mm

Echelle pour la vue 1/33

Echelle pour la section 1/10

3

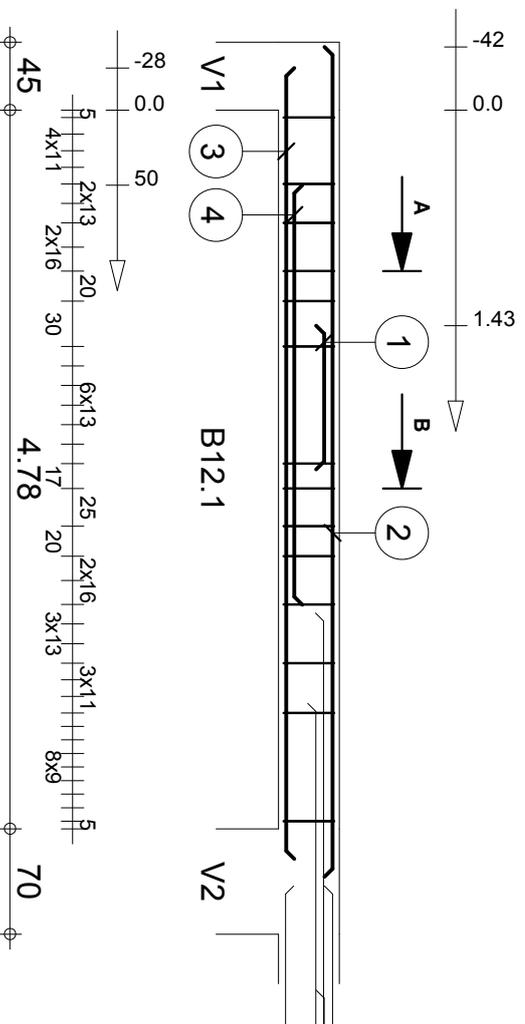
batiment R+6

3_13 : B13.2

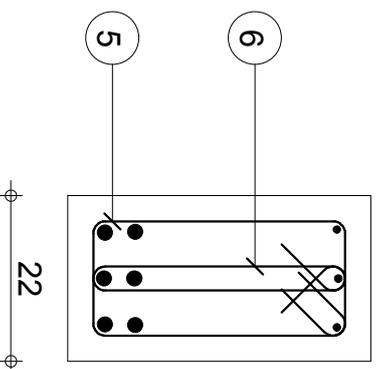
Section 22x35

Nombre 1

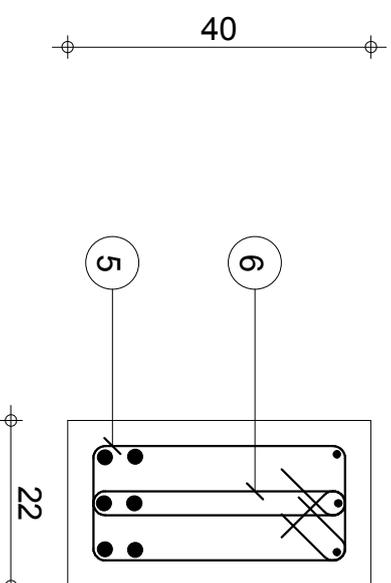
Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA10 l=96	0.00	96
2	3HA10 l=5.51	0.00	5.51
3	3HA20 l=5.25	0.00	5.25
4	3HA20 l=2.79	0.00	2.79
5	36HA8 l=1.15	5.20	34
6	36HA8 l=94	3.00	34



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Robobat
SERRERIE FERRETE

3

batiment R+6

3_12 : B12.1

Section 22x40

Nombre 1

Béton = 0.491 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 101 kg

Surface du coffrage = 5.6 m²

Densité = 205.7 kg/ m³

Diamètre moyen = 10.8mm

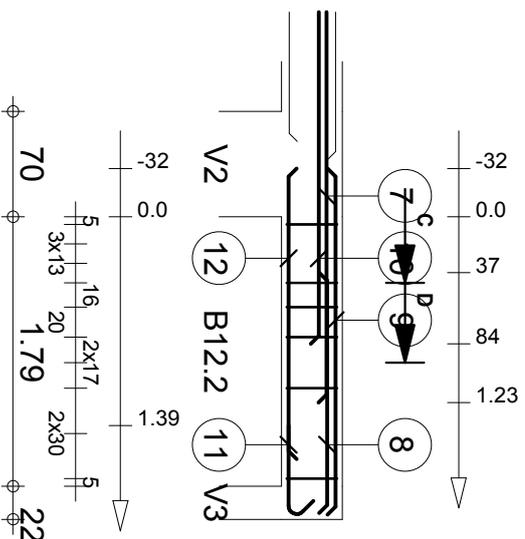
Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Enrobage latéral 3 cm

Echelle pour la vue 1/50

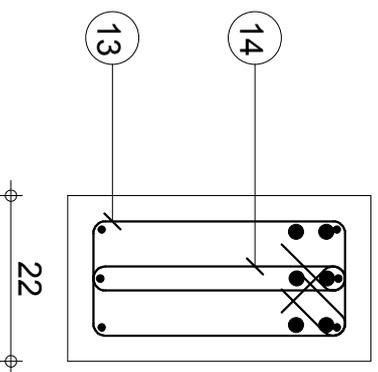
Echelle pour la section 1/10

Page 1/2

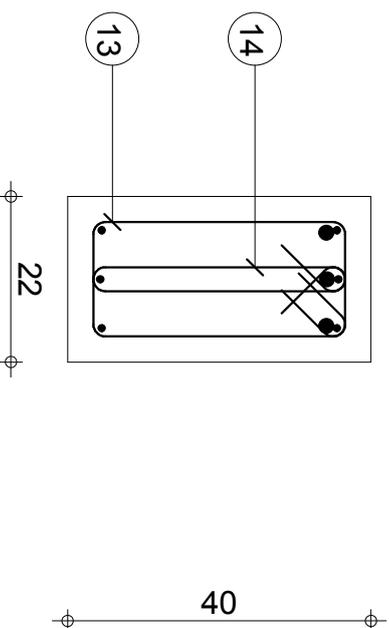
Pos.	Armature	Code	Forme
7	3HA20	I=3.37 0.00	3.37
8	3HA14	I=1.60 0.00	1.60
9	3HA10	I=2.30 0.00	2.30
10	3HA20	I=2.38 0.00	2.38
11	3HA10	I=76 1.05	59
12	3HA10	I=1.93 0.00	1.93
13	10HA8	I=1.15 5.20	34
14	10HA8	I=94 3.00	34
15	4HA8	I=1.74 2.21a	8 9 84



C-C



D-D



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Robobat

3

batiment R+6

3_12 : B12.2

Section 22x40

Nombre 1

Béton = 0.208 m3

FC28 = 23MPa

Acier HA = 68.5 kg

Surface du coffrage = 2.37 m2

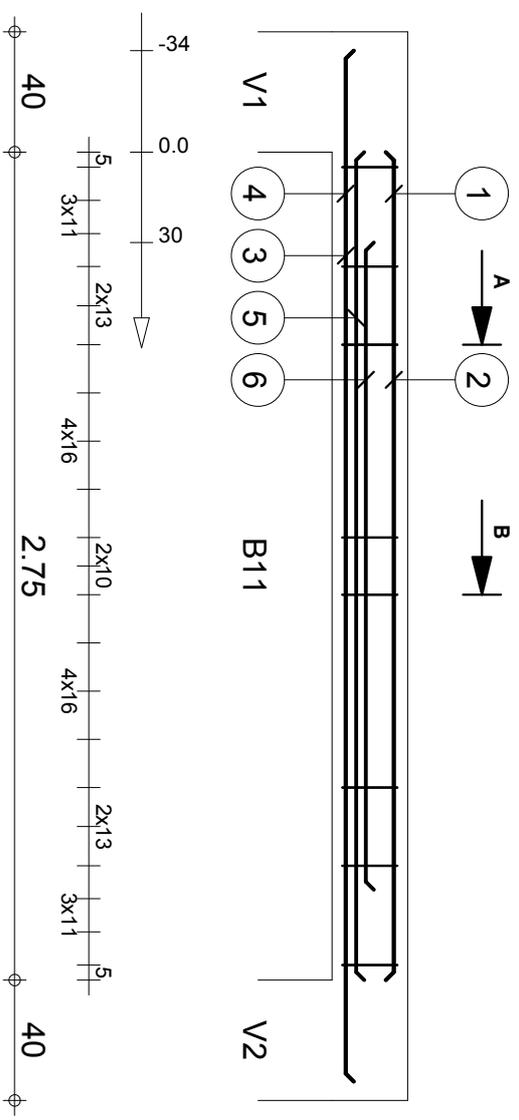
Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

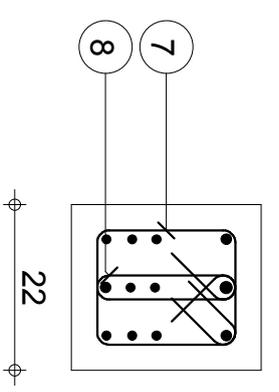
Densité = 329.3 kg/ m3
Diamètre moyen = 12.1mm
Echelle pour la vue 1/50
Echelle pour la section 1/10

Page 2/2

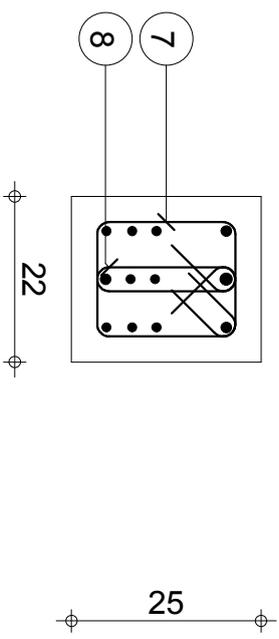
Pos.	Armature	Code	Forme
1	2HA14	I=2.75	2.75
2	1HA16	I=2.75	2.75
3	2HA12	I=3.43	3.43
4	1HA14	I=3.43	3.43
5	3HA12	I=2.75	2.75
6	3HA12	I=2.15	2.15
7	21HA8	I=85	19
8	21HA8	I=64	19



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.195 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 46.6 kg



3

3_11 : B11

Nombre 1

batiment R+6

Section 22x25

Surface du coffrage = 2.49 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

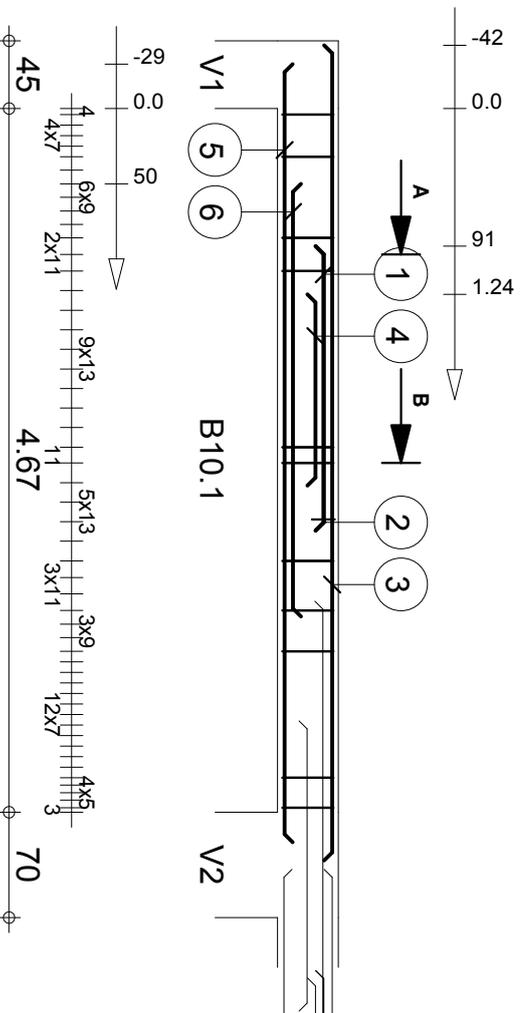
Enrobage latéral 3 cm

Densité = 239 kg/ m³

Diamètre moyen = 10.5mm

Echelle pour la vue 1/25

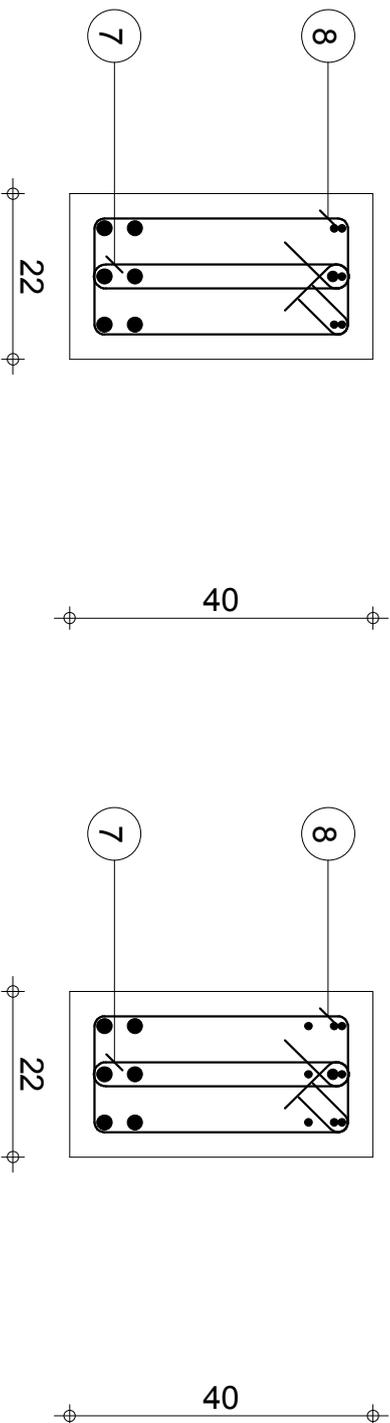
Echelle pour la section 1/10



Pos.	Armature	Code	Forme
1	2HA10	I=1.89 0.00	1.89
2	1HA14	I=1.89 0.00	1.89
3	3HA10	I=5.42 0.00	5.42
4	3HA10	I=1.27 0.00	1.27
5	3HA20	I=5.17 0.00	5.17
6	3HA20	I=2.88 0.00	2.88
7	50HA8	I=94 3.00	34
8	50HA6	I=1.12 5.20	34

A-A

B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.482 m3

Acier HA = 107 kg

FC28 = 23MPa

Surface du coffrage = 5.5 m2

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Densité = 222 kg/ m3

Diamètre moyen = 9.55mm

Enrobage latéral 3 cm

Echelle pour la vue 1/50

Echelle pour la section 1/10

3

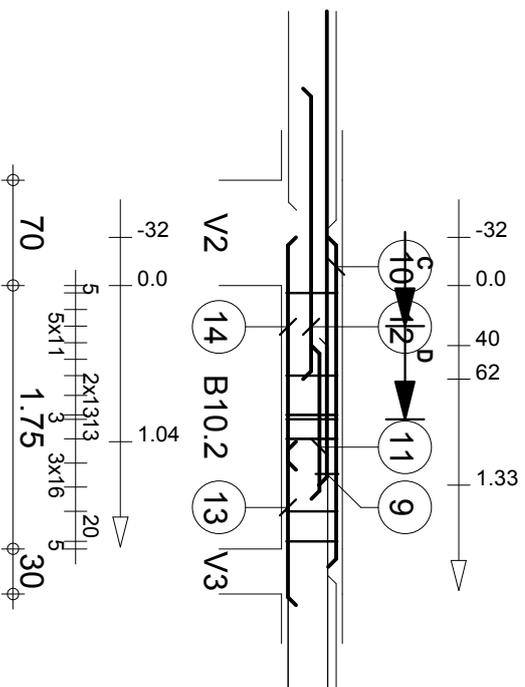
batiment R+6

3_10 : B10.1

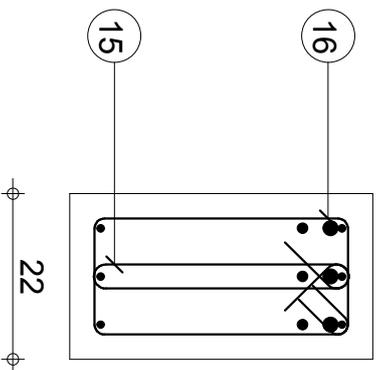
Section 22x40

Nombre 1

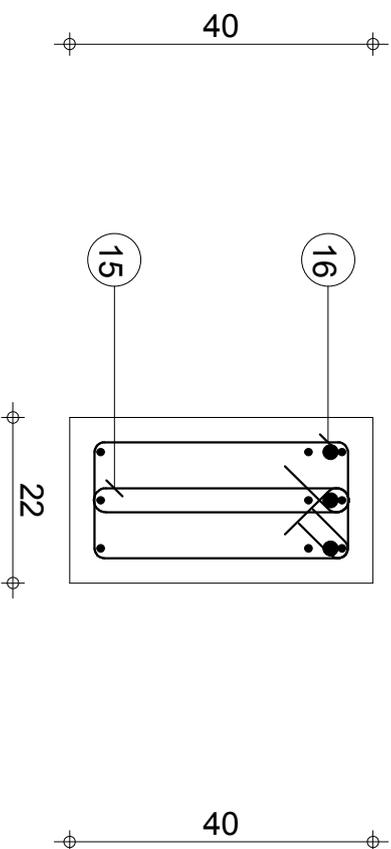
Pos.	Armature	Code	Forme
9	3HA20	I=3.43	3.43
10	3HA10	I=2.19	2.19
11	3HA10	I=1.02	1.02
12	3HA14	I=1.93	1.93
13	3HA10	I=1.09	1.09
14	3HA10	I=1.54	1.54
15	14HA8	I=94	34
16	14HA6	I=1.12	5.20
17	4HA8	I=1.74	2.21a



C-C



D-D



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Robobat

3

batiment R+6

3_10 : B10.2

Section 22x40

Nombre 1

Béton = 0.198 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 54.6 kg

Surface du coffrage = 2.19 m²

Enrobage inférieur 3 cm

Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 275.8 kg/ m³

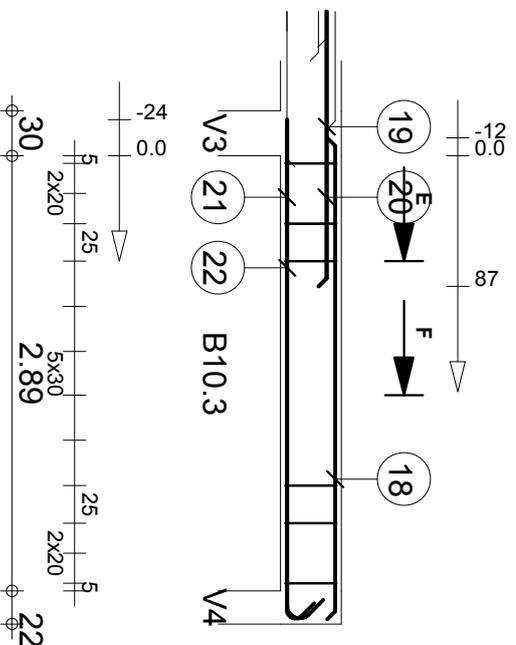
Diamètre moyen = 10.3mm

Echelle pour la vue 1/50

Echelle pour la section 1/10

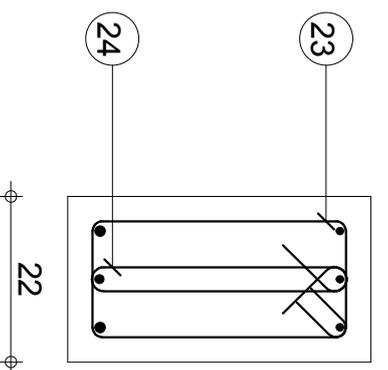
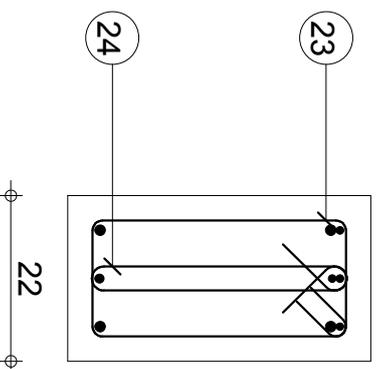
Page 2/3

Pos.	Armature	Code	Forme
18	3HA10	I=3.20	3.20
19	1HA10	I=2.57	2.57
20	2HA14	I=2.57	2.57
21	1HA12	I=3.51	3.32
22	2HA14	I=3.56	3.32
23	12HA6	I=1.12	5.20
24	12HA8	I=94	3.00



E-E

F-F



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.287 m³

Acier HA = 32.9 kg

FC28 = 23MPa

Surface du coffrage = 3.33 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 114.6 kg/ m³ Echelle pour la vue 1/50

Diamètre moyen = 9.62mm Echelle pour la section 1/10

3

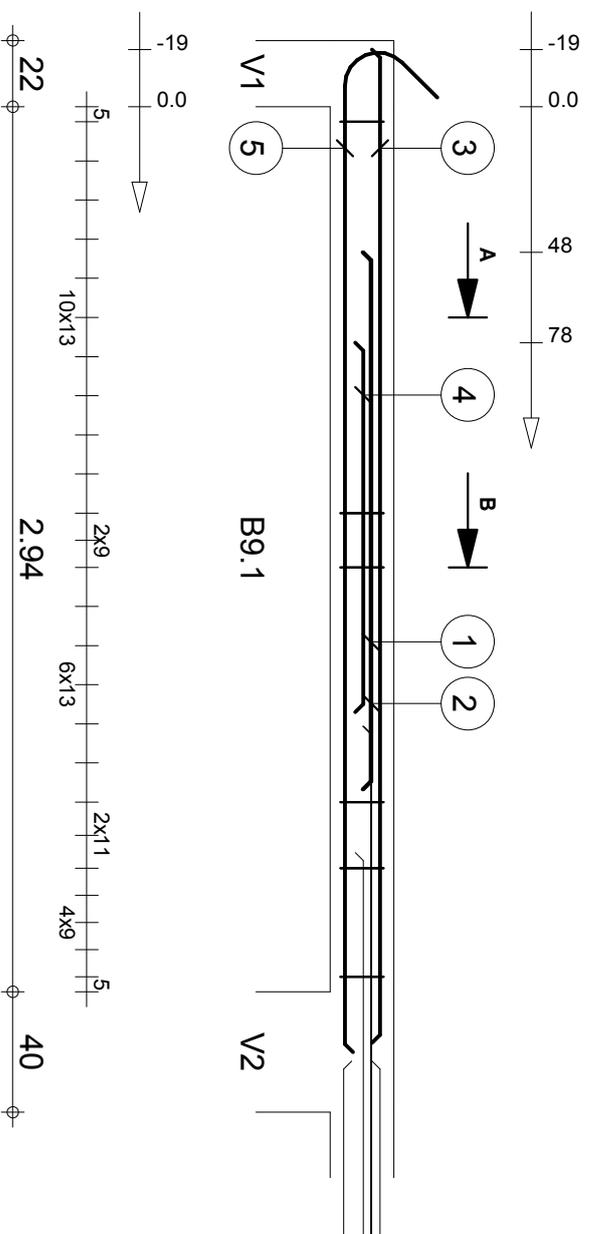
batiment R+6

3_10 : B10.3

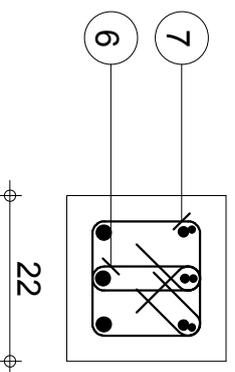
Section 22x40

Nombre 1

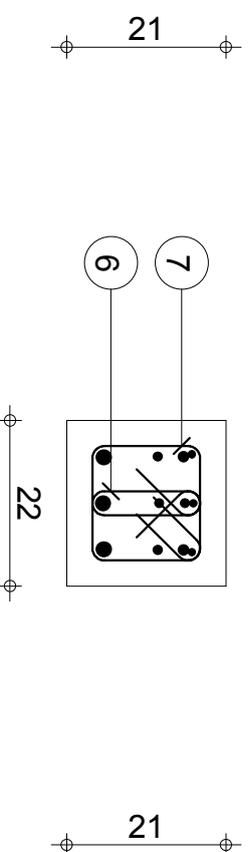
Pos.	Armature	Code	Forme
1	2HA14	I=1.78 0.00	1.78
2	1HA12	I=1.78 0.00	1.78
3	3HA10	I=3.30 0.00	3.30
4	3HA12	I=1.23 0.00	1.23
5	3HA20	I=3.67 1.05	3.33
6	25HA8	I=56 3.00	15
7	25HA8	I=77 5.20	16



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.155 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 55.5 kg

3

batiment R+6

3_9 : B9.1

Section 22x21

Nombre 1

Surface du coffrage = 2.1 m²

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Enrobage latéral 3 cm

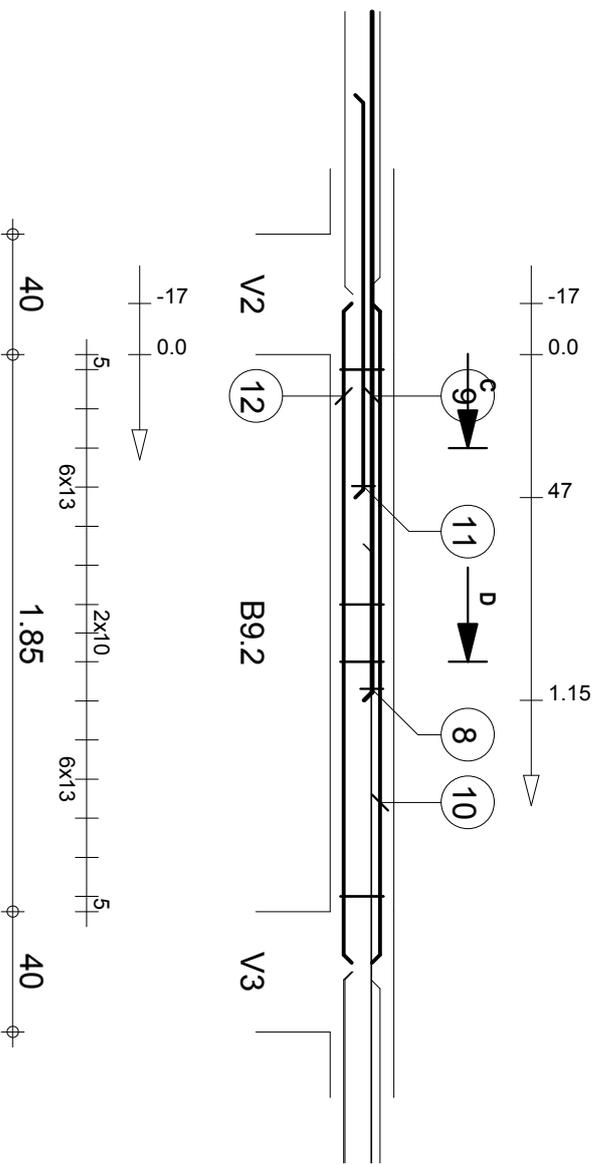
Densité = 358.1 kg/ m³

Diamètre moyen = 11.1mm

Echelle pour la vue 1/25

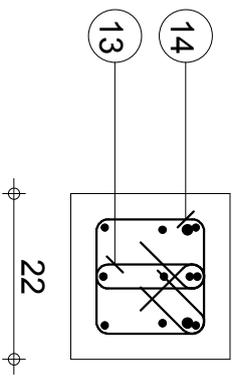
Echelle pour la section 1/10

Page 1/3

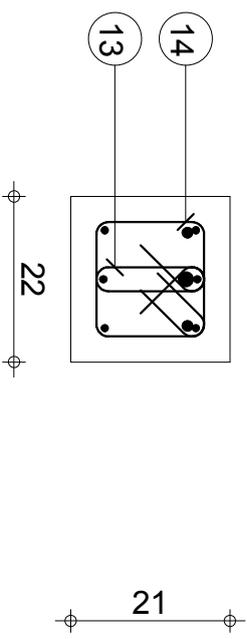


Pos.	Armature	Code	Forme
8	2HA14	I=2.43	2.43
9	1HA10	I=2.43	2.43
10	3HA10	I=2.19	2.19
11	3HA10	I=1.34	1.34
12	3HA10	I=2.19	2.19
13	15HA8	I=56	3.00
14	15HA8	I=77	5.20
15	2*2HA8	I=1.36	2.21a

C-C



D-D

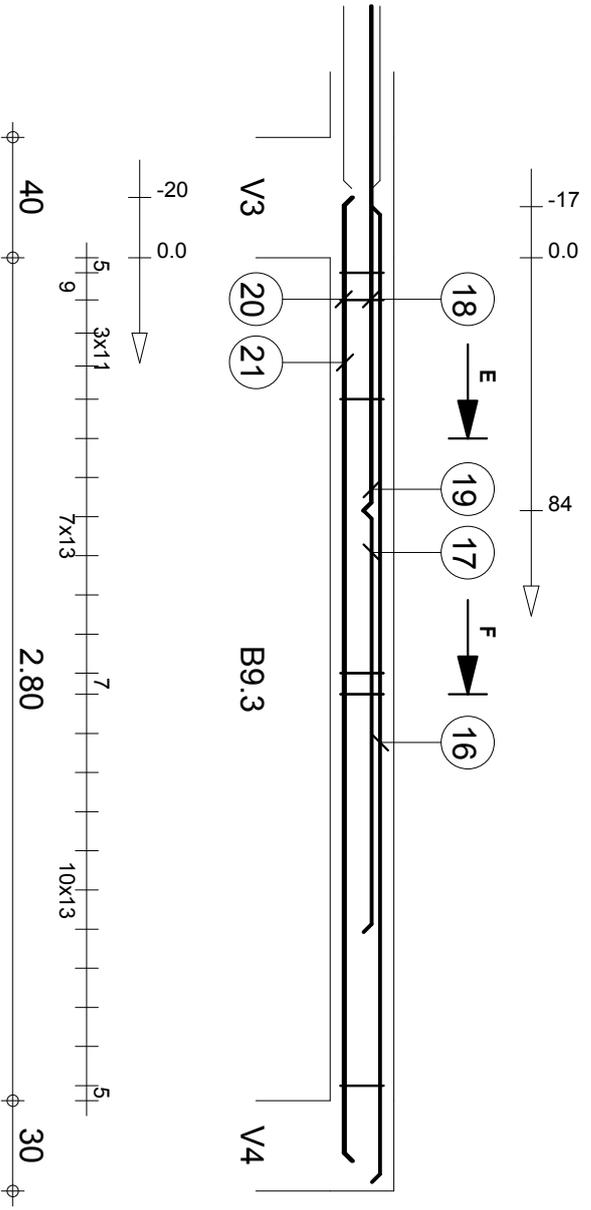


Tenue au feu 0h Fissuration préjudiciable Tél. Fax

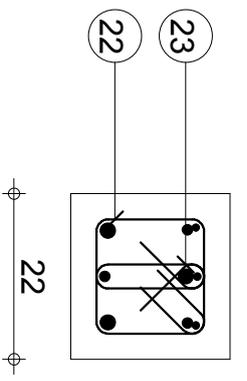
3	3_9 : B9.2	Reprise de bétonnage : Oui
batiment R+6	Section 22x21	Nombre 1
Béton = 0.104 m ³ FC28 = 23MPa		Acier HA = 27.9 kg
Surface du coffrage = 1.35 m ² Densité = 268.3 kg/ m ³ Diamètre moyen = 9.37mm		Enrobage inférieur 3 cm Enrobage latéral 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Echelle pour la vue 1/25 Echelle pour la section 1/10		



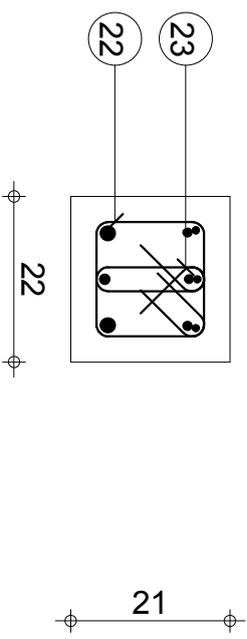
Pos.	Armature	Code	Forme
16	3HA10	I=3.24	3.24
17	3HA12	I=1.40	1.40
18	1HA20	I=2.46	2.46
19	2HA14	I=2.46	2.46
20	1HA14	I=3.20	3.20
21	2HA20	I=3.20	3.20
22	23HA8	I=77	15
23	23HA8	I=56	15



E-E

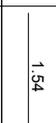
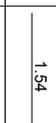
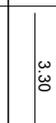
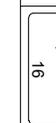


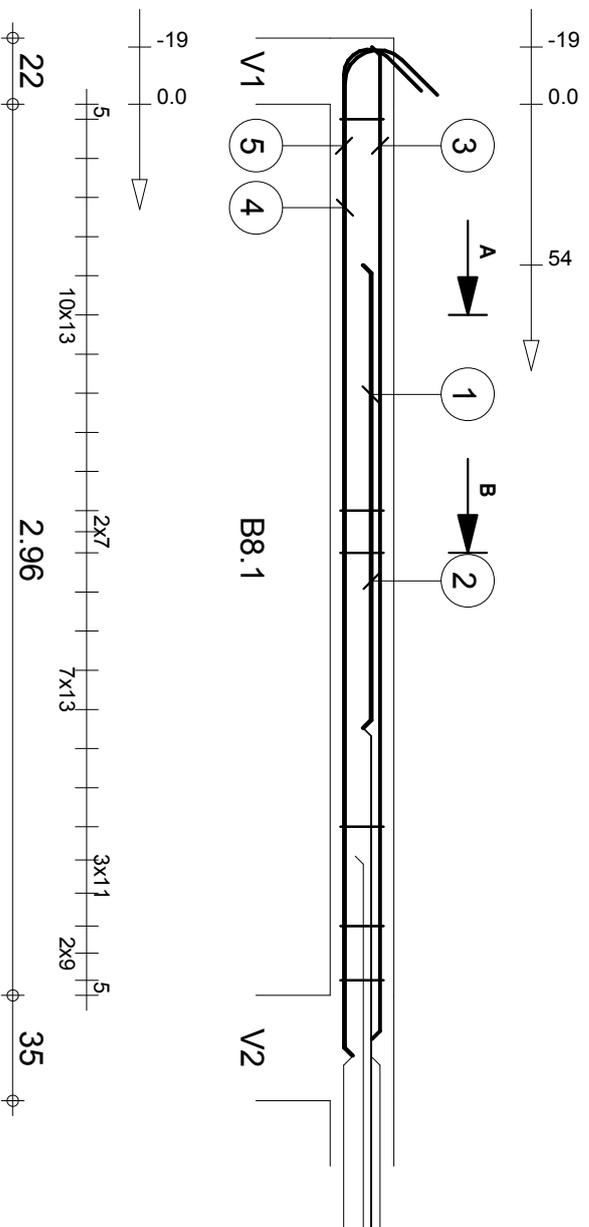
F-F



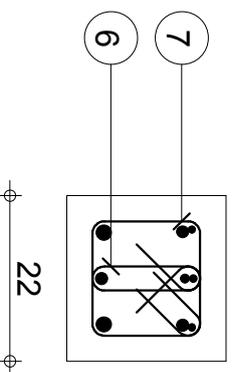
Tenue au feu 0h		Fissuration préjudiciable		Tél.		Fax	
3		3_9 : B9.3		Reprise de bétonnage : Oui		Nombre 1	
batiment R+6		Section 22x21		Béton = 0.152 m3		Acier HA = 53.4 kg	
				FC28 = 23MPa			
				Surface du coffrage = 2.05 m2		Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
				Densité = 351.3 kg/ m3		Enrobage latéral 3 cm	
				Diamètre moyen = 11.1mm		Echelle pour la vue 1/25	
						Echelle pour la section 1/10	
						Page 3/3	



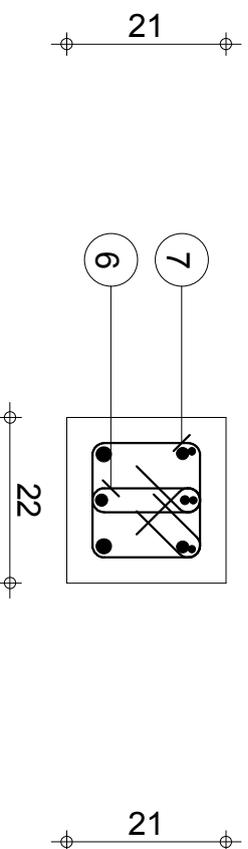
Pos.	Armature	Code	Forme
1	2HA16	I=1.54 0.00	
2	1HA12	I=1.54 0.00	
3	3HA10	I=3.30 0.00	
4	2HA20	I=3.69 1.05	
5	1HA16	I=3.62 1.05	
6	25HA8	I=56 3.00	
7	25HA8	I=77 5.20	



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.155 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 49.3 kg

3

3_8 : B8.1

Nombre 2

Surface du coffrage = 2.11 m²

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Enrobage latéral 3 cm

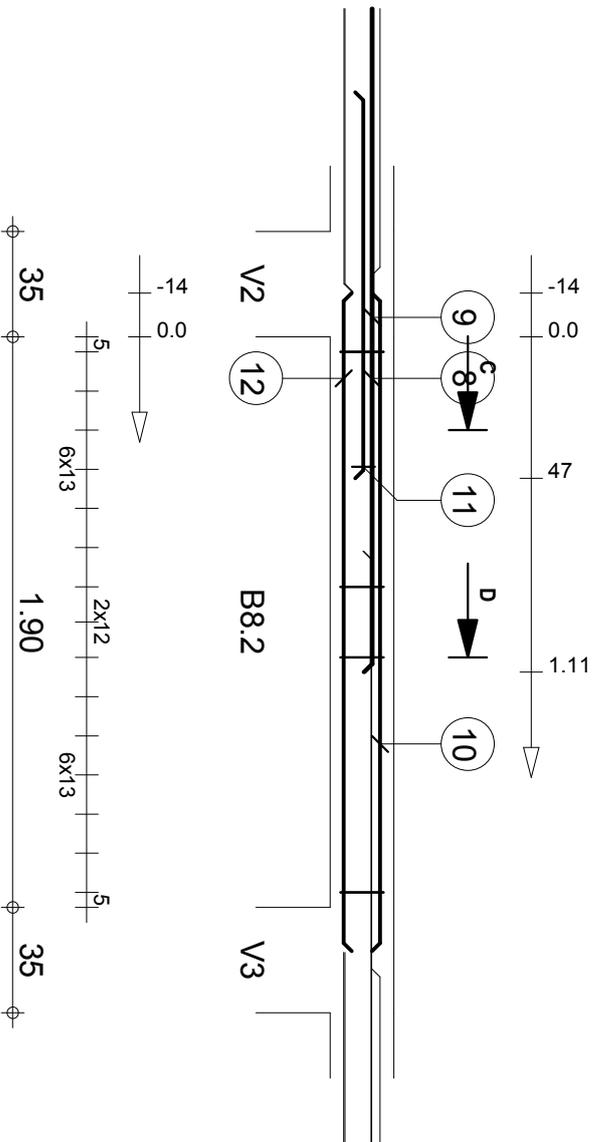
Densité = 318.1 kg/ m³

Diamètre moyen = 10.9mm

Echelle pour la vue 1/25

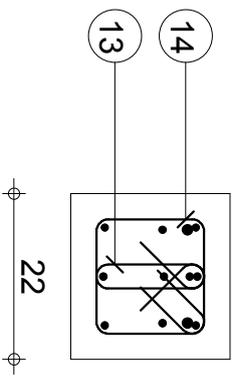
Echelle pour la section 1/10

Page 1/3

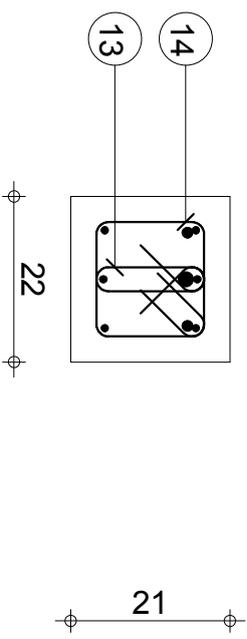


Pos.	Armature	Code	Forme
8	2HA14	I=2.35 0.00	2.35
9	1HA10	I=2.35 0.00	2.35
10	3HA10	I=2.19 0.00	2.19
11	3HA10	I=1.28 0.00	1.28
12	3HA10	I=2.19 0.00	2.19
13	15HA8	I=56 3.00	15
14	15HA8	I=77 5.20	15
15	2*2HA8	I=1.36 2.21a	9

C-C



D-D



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.104 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 27.6 kg

Robobat
SERRERIE FERRETE

3

3_8 : B8.2

Nombre 2

Surface du coffrage = 1.36 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Enrobage latéral 3 cm

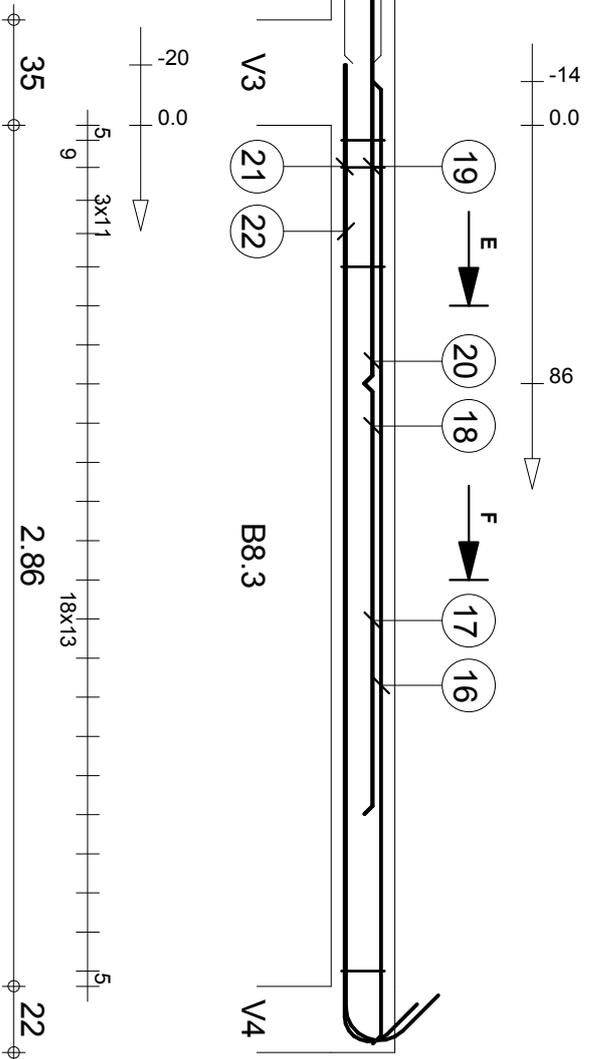
batiment R+6

Section 22x21

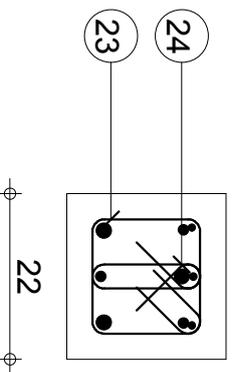
Densité = 265.4 kg/ m³
Diamètre moyen = 9.35mm

Echelle pour la vue 1/25
Echelle pour la section 1/10

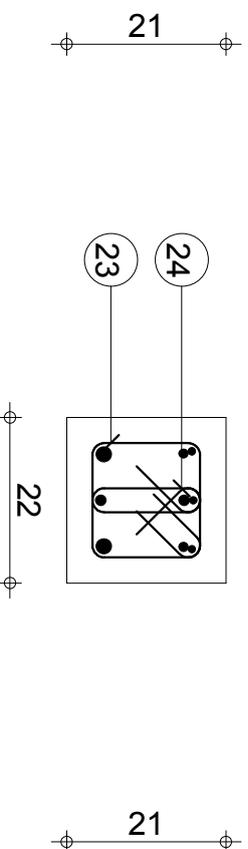
Pos.	Armature	Code	Forme
16	3HA10	I=3.20	3.20
17	1HA14	I=1.43	1.43
18	2HA12	I=1.43	1.43
19	1HA20	I=2.39	2.39
20	2HA14	I=2.39	2.39
21	1HA14	I=3.50	3.25
22	2HA20	I=3.59	3.25
23	23HA8	I=77	16
24	23HA8	I=56	15



E-E



F-F



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.15 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 55.8 kg

3

3_8 : B8.3

Nombre 2

Surface du coffrage = 2.04 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 372 kg/ m³

Echelle pour la vue 1/25

batiment R+6

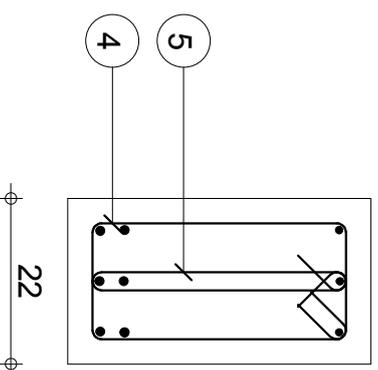
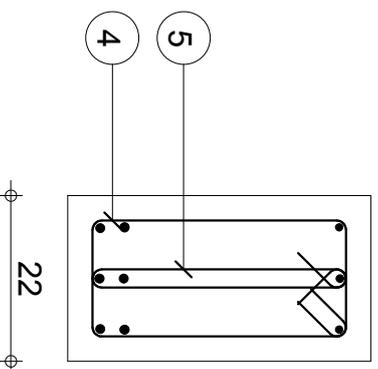
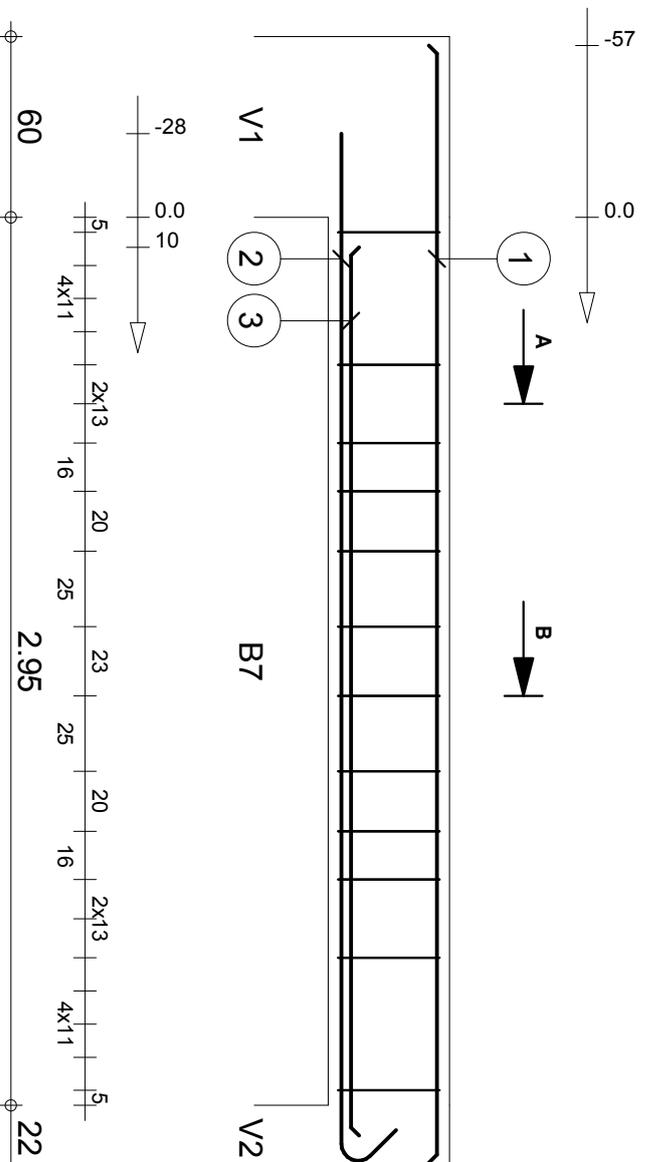
Section 22x21

Diamètre moyen = 11.3mm

Echelle pour la section 1/10

Page 3/3

Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA10	I=3.71 0.00	3.71
2	3HA12	I=3.61 1.05	3.42
3	3HA12	I=2.95 0.00	2.95
4	20HA6	I=1.11 5.20	3.4
5	20HA6	I=87 3.00	3.4



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.332 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 33.1 kg

3

3_7 : B7

Nombre 1

Surface du coffrage = 3.84 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 99.7 kg/ m³

Echelle pour la vue 1/25

Robobat
SERRERIE FERRE

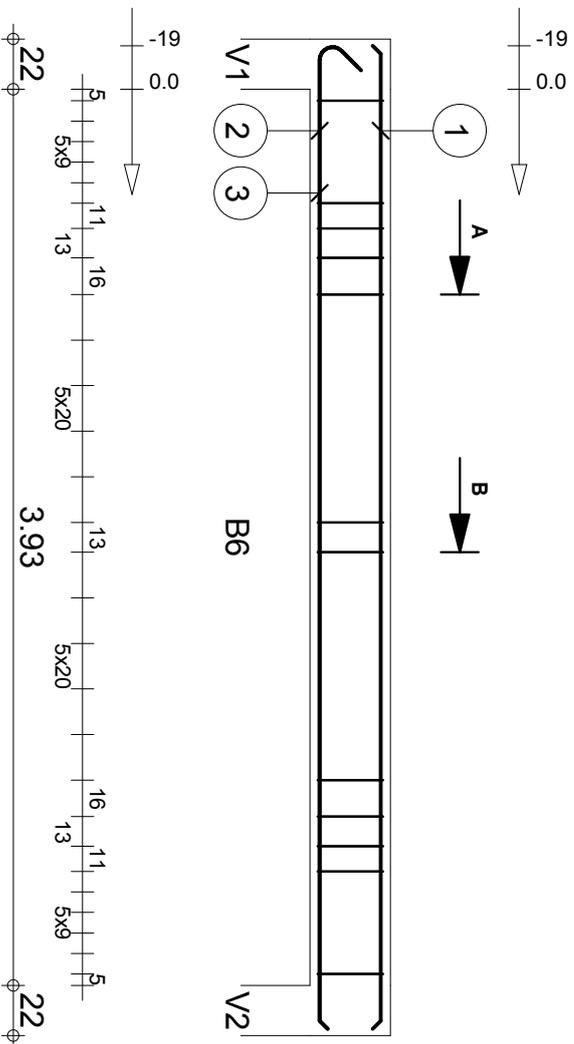
batiment R+6

Diamètre moyen = 8.31 mm

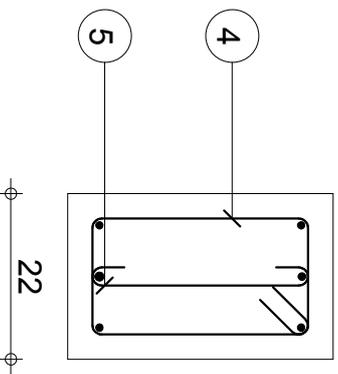
Echelle pour la section 1/10

Page 1/1

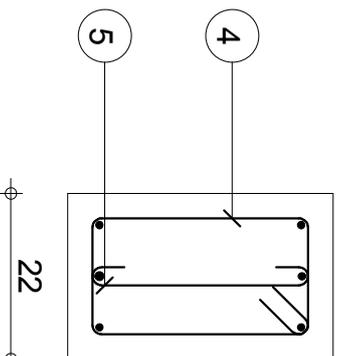
Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA10	I=4.31 0.00	
2	2HA10	I=4.48 1.05	
3	1HA12	I=4.50 1.05	
4	28HA6	I=1.01 5.20	
5	28HA6	I=40 2.01	



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Robobat
SERRIERES

3

batiment R+6

3_6 : B6

Section 22x35

Nombre 1

Béton = 0.336 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 26.2 kg

Surface du coffrage = 4.08 m²

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Densité = 77.98 kg/ m³

Diamètre moyen = 7.74mm

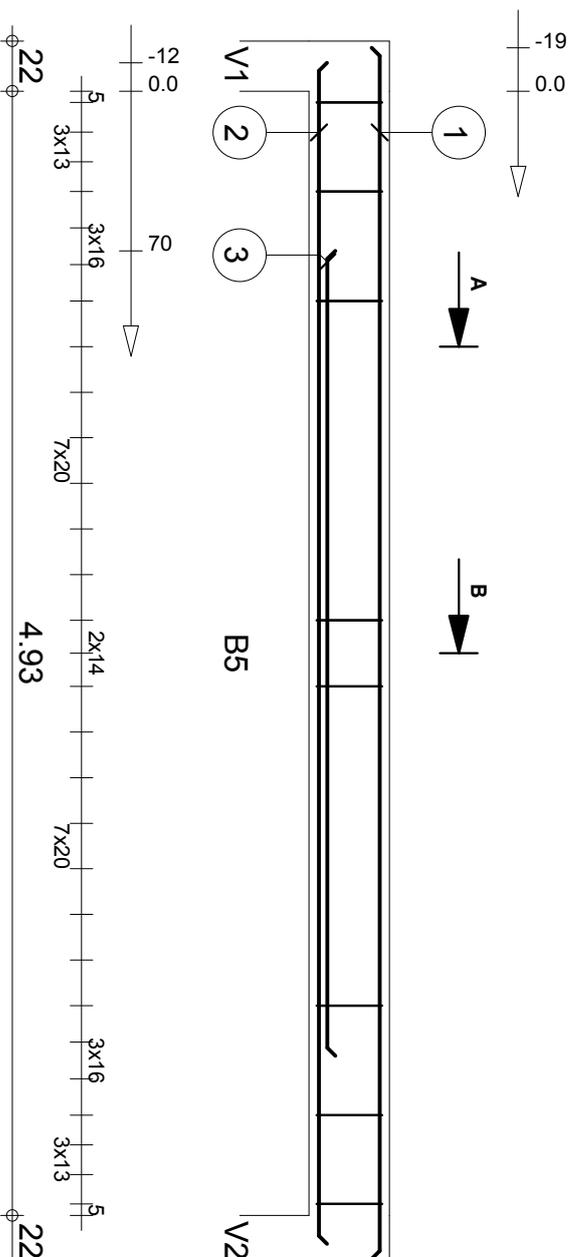
Enrobage latéral 3 cm

Echelle pour la vue 1/33

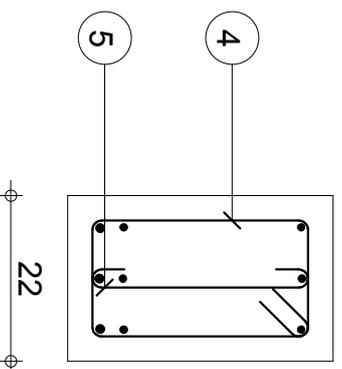
Echelle pour la section 1/10

Page 1/1

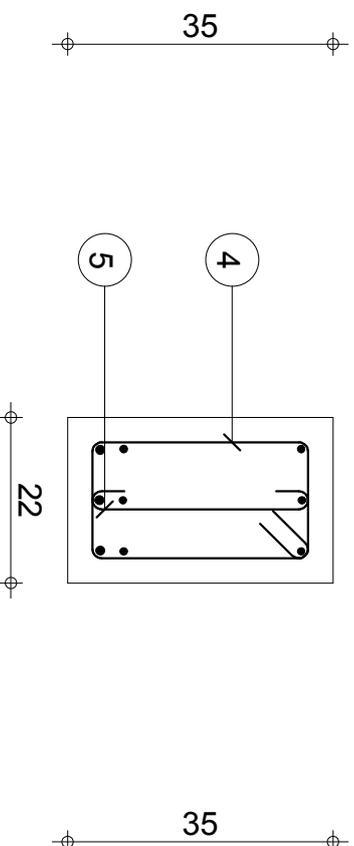
Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA10	I=5.31 0.00	5.31
2	3HA12	I=5.18 0.00	5.18
3	3HA10	I=3.53 0.00	3.53
4	29HA6	I=1.01 5.20	29
5	29HA6	I=40 2.01	29



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.413 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 39.2 kg

Surface du coffrage = 5 m²

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 94.92 kg/ m³
Diamètre moyen = 8.4mm

Echelle pour la vue 1/33
Echelle pour la section 1/10

3

batiment R+6

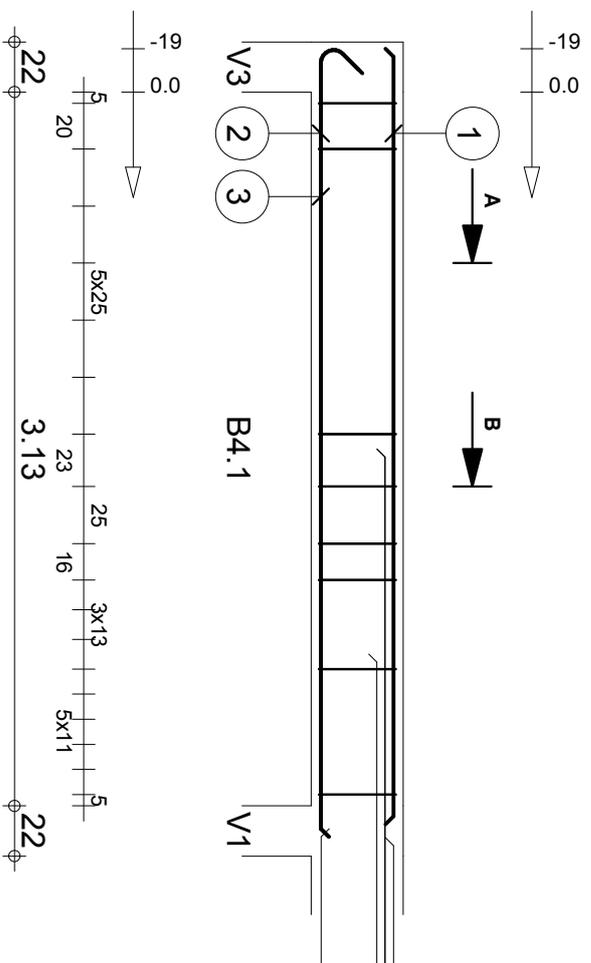
3_5 : B5

Section 22x35

Nombre 1

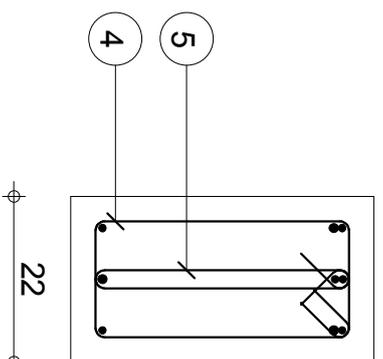
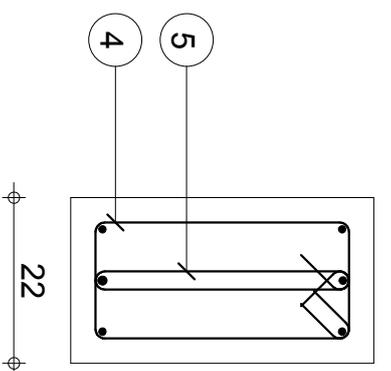
Page 1/1

Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA10	I=3.40 0.00	3.40
2	2HA10	I=3.62 1.05	3.46
3	1HA12	I=3.65 1.05	3.46
4	18HA6	I=1.11 5.20	3.4
5	18HA6	I=87 3.00	3.4



A-A

B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.304 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 21.9 kg

Surface du coffrage = 3.54 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 72.04 kg/ m³

Diamètre moyen = 7.61 mm

Echelle pour la vue 1/33

Echelle pour la section 1/10

3

batiment R+6

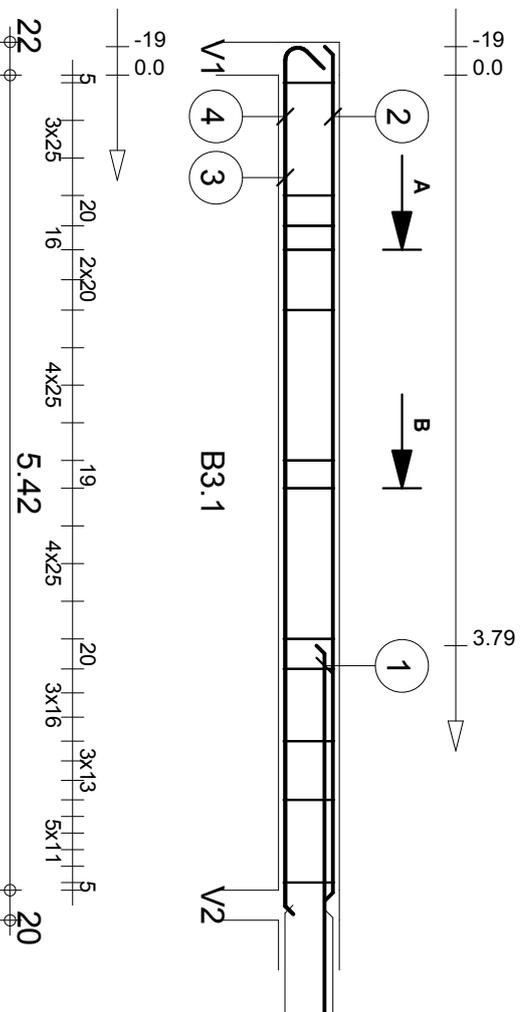
3_4 : B4.1

Section 22x40

Nombre 1

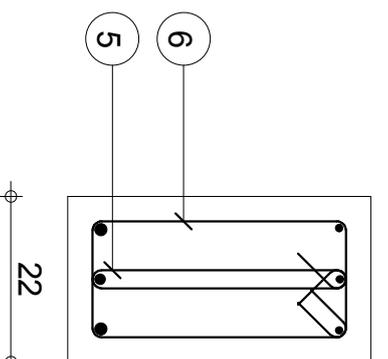
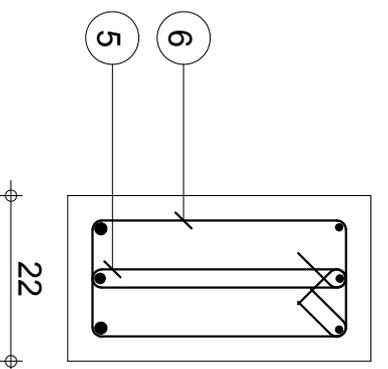
Robobat
SERRIERIE PERI

Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA16	I=3.65	3.65
2	3HA10	I=5.67	5.67
3	2HA16	I=6.03	5.76
4	1HA14	I=6.01	5.76
5	29HA6	I=87	34
6	29HA6	I=1.11	34



A-A

B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.505 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 66.9 kg

3

3_3 : B3.1

Nombre 1

Surface du coffrage = 5.87 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 132.5 kg/ m³

Echelle pour la vue 1/50

Robobat
SERRIERE S.P.A.

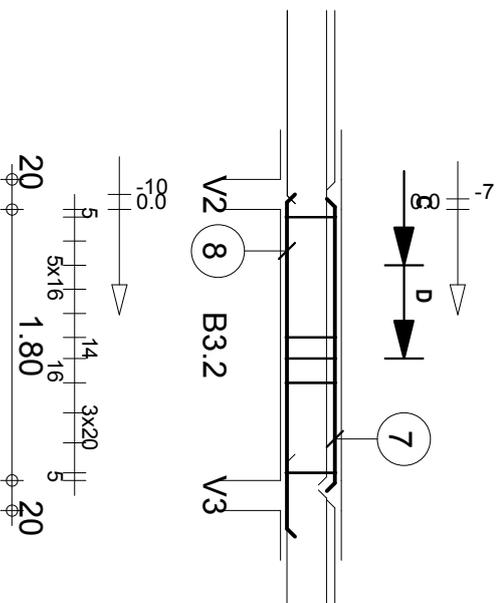
batiment R+6

Diamètre moyen = 9.34mm

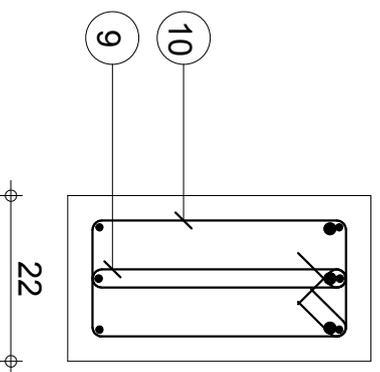
Echelle pour la section 1/10

Page 1/4

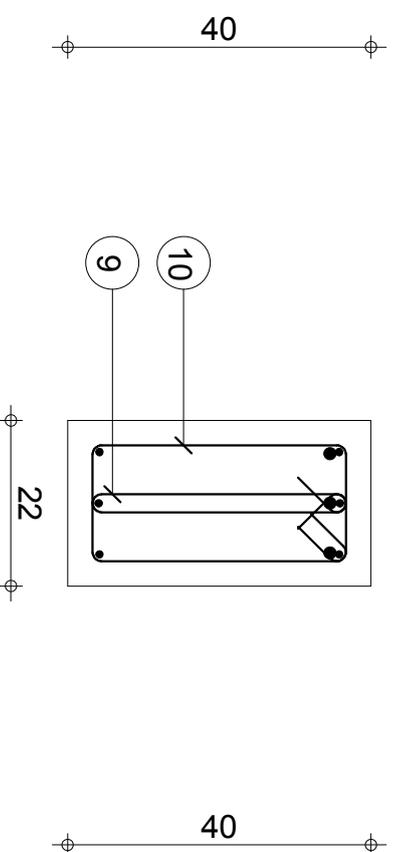
Pos.	Armature	Code	Forme
7	3HA10	I=1.94 0.00	
8	3HA10	I=2.27 0.00	
9	11HA6	I=87 3.00	
10	11HA6	I=1.11 5.20	



C-C



D-D



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Robobat

3

batiment R+6

3_3 : B3.2

Section 22x40

Nombre 1

Béton = 0.176 m³

FC28 = 23MPa

Acier HA = 12.6 kg

Surface du coffrage = 2 m²

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Densité = 71.59 kg/ m³

Diamètre moyen = 7.47mm

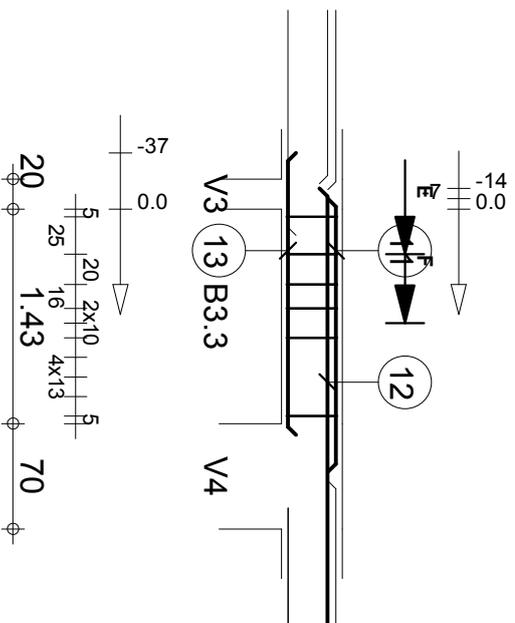
Enrobage latéral 3 cm

Echelle pour la vue 1/50

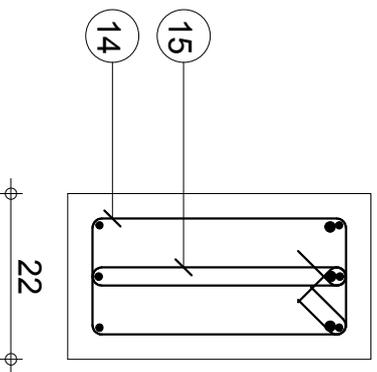
Echelle pour la section 1/10

Page 2/4

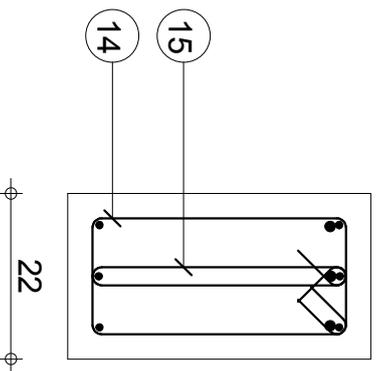
Pos.	Armature	Code	Forme
11	3HA10	I=1.81	1.81
12	3HA14	I=3.42	3.42
13	3HA10	I=1.87	1.87
14	10HA6	I=1.11	34
15	10HA6	I=87	34



E-E



F-F



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.165 m³

Acier HA = 23.6 kg

FC28 = 23MPa

Surface du coffrage = 1.81 m² Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm

Enrobage latéral 3 cm

Densité = 143 kg/ m³ Echelle pour la vue 1/50

Diamètre moyen = 9.07mm Echelle pour la section 1/10

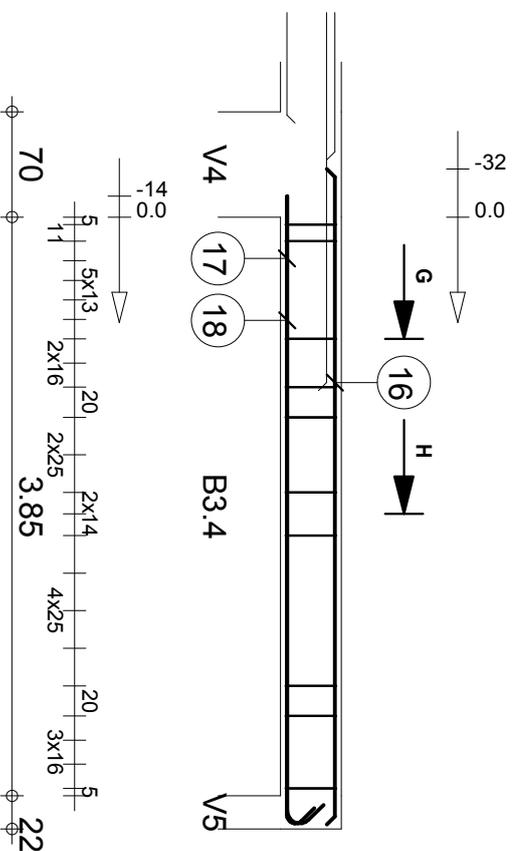
Robobat

3
bâtiment R+6

3_3 : B3.3
Section 22x40

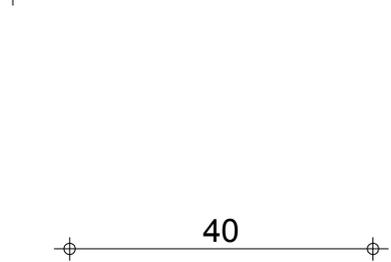
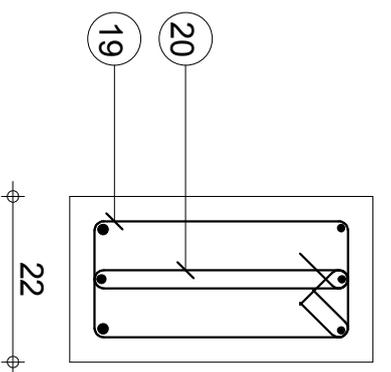
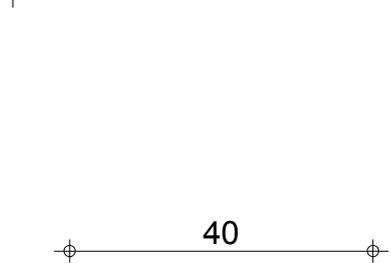
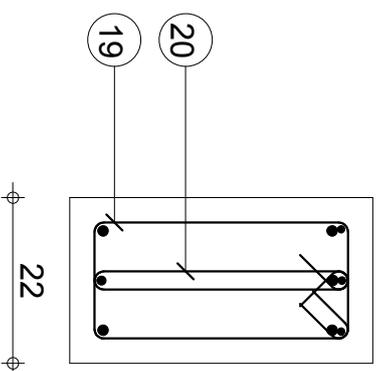
Nombre 1

Pos.	Armature	Code	Forme
16	3HA10	I=4.36 0.00	4.36
17	1HA12	I=4.37 1.05	4.17
18	2HA14	I=4.42 1.05	4.17
19	22HA6	I=1.11 5.20	34
20	22HA6	I=87 3.00	34



G-G

H-H



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.389 m³
FC28 = 23MPa

Acier HA = 32.3 kg

3

3_3 : B3.4

Nombre 1

Surface du coffrage = 4.47 m²

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Enrobage latéral 3 cm

Densité = 83.03 kg/ m³

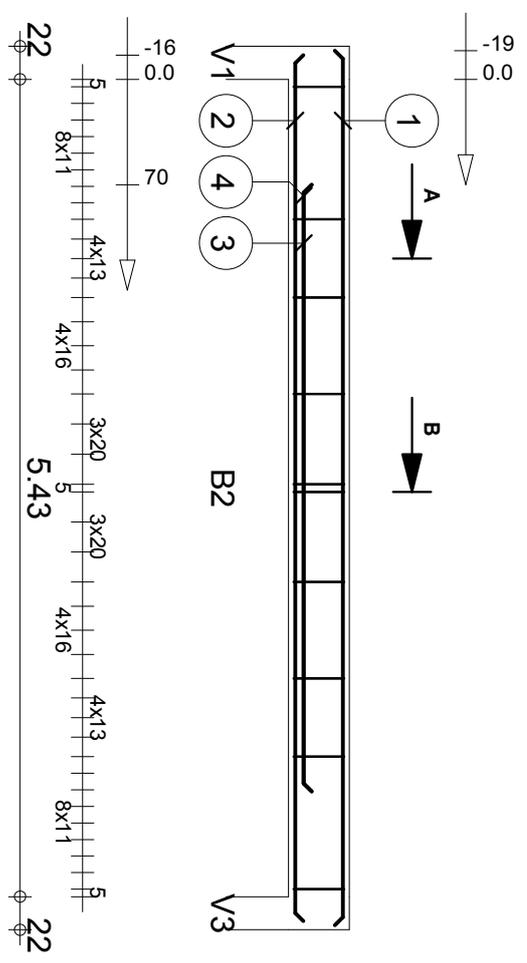
Diamètre moyen = 8.13mm

Echelle pour la vue 1/50

Echelle pour la section 1/10

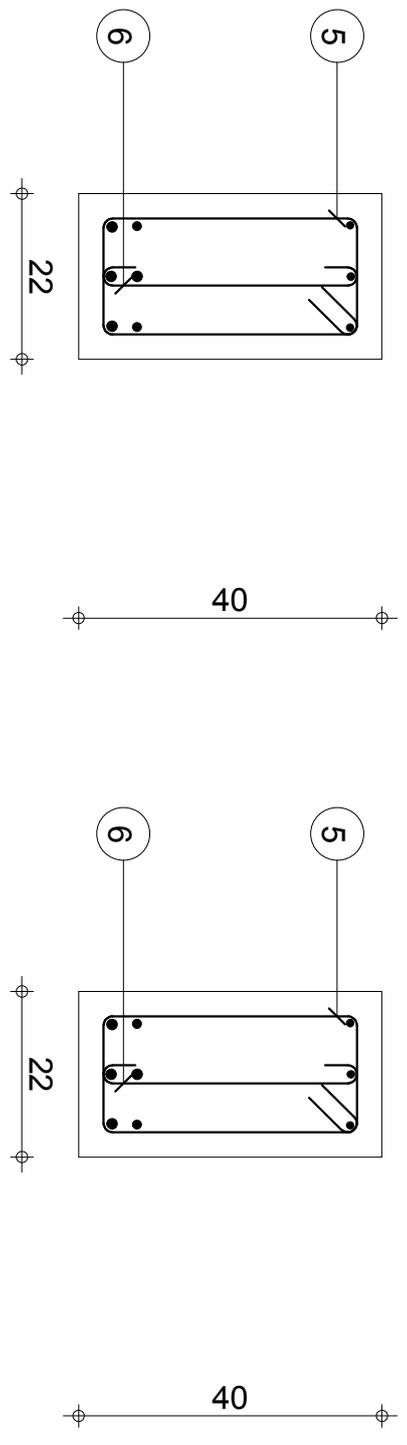
Page 4/4

Pos.	Armature	Code	Forme
1	3HA10	I=5.81	5.81
2	3HA14	I=5.75	5.75
3	2HA12	I=4.03	4.03
4	1HA14	I=4.03	4.03
5	40HA6	I=1.11	34 19
6	40HA6	I=45	34



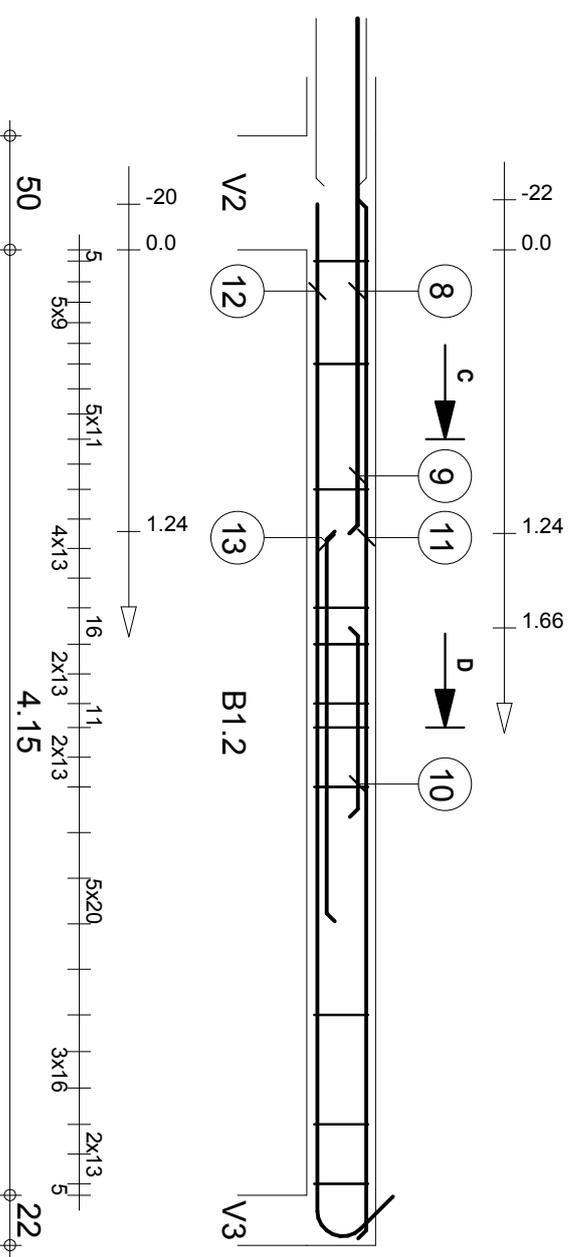
A-A

B-B



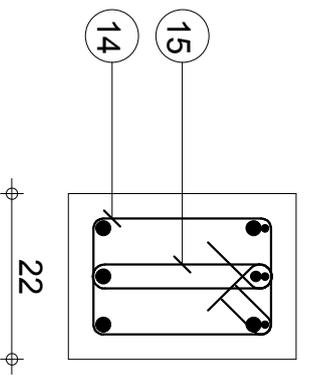
Tenue au feu 0h		Fissuration préjudiciable		Tél.		Fax	
3		3_2 : B2		Reprise de bétonnage : Oui		Nombre 1	
batiment R+6		Section 22x40		Béton = 0.517 m3		Acier HA = 57.5 kg	
				FC28 = 23MPa			
				Surface du coffrage = 6.07 m2		Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
				Densité = 111.2 kg/ m3		Enrobage latéral 3 cm	
				Diamètre moyen = 8.64mm		Echelle pour la vue 1/50	
						Echelle pour la section 1/10	
						Page 1/1	



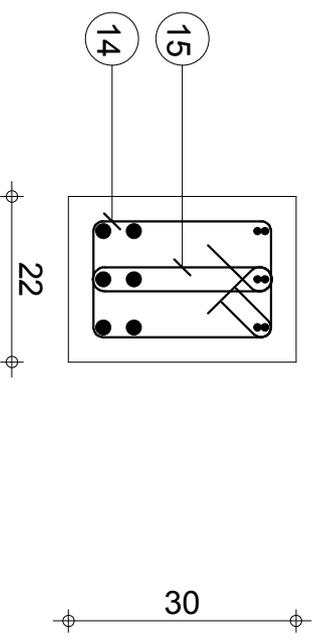


Pos.	Armature	Code	Forme
8	2HA20	I=3.69 0.00	3.69
9	1HA14	I=3.69 0.00	3.69
10	3HA10	I=83 0.00	83
11	3HA10	I=4.55 0.00	4.55
12	3HA20	I=4.87 1.05	4.54
13	3HA20	I=1.71 0.00	1.71
14	31HA6	I=92 5.20	24
15	31HA8	I=74 3.00	24

C-C



D-D



Tenue au feu 0h

Fissuration préjudiciable

Tél.

Fax

Reprise de bétonnage : Oui

Béton = 0.305 m3
FC28 = 23MPa

Acier HA = 96.7 kg

Robobat
SERRERIE FERRE

3

3_1 : B1.2

Nombre 1

Surface du coffrage = 3.75 m2

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
Enrobage latéral 3 cm

Densité = 317 kg/ m3
Diamètre moyen = 11.3mm

Echelle pour la vue 1/33
Echelle pour la section 1/10

batiment R+6

Section 22x30

