

# Dimensionnement d'une poutre en béton armé suivant l'Eurocode 2

Note de calcul du : 09\_08\_2022\_09\_27\_42  
 Rédacteur : lefux\_ingenierie  
 Chantier : Ecole\_Primaire  
 Logiciel : Poutre BA - version 3.0.0.0 2014 - 2022

## 1 - Rappel des hypothèses

### 1 - 1 Codes de calcul

- EN 1992-1-1 d'octobre 2005 et annexe nationale

### 1 - 2 Caractéristiques géométriques de la poutre

Poutre continue sur 3 appuis - Portée: 4,08 m + 4,08 m +  
 travée 1: □ - 30x70cm (ht).Appui gauche: 30 cm - Appui droit: 80cm.  
 travée 2: □ - 30x70cm (ht).Appui gauche: 80 cm - Appui droit: 30cm.

### 1 - 3 Données sur les matériaux

- béton - fck = 30 MPa - diamètre granulat: 20 mm - Classe ciment: N  
 - armatures à haute adhérence conforme EN 10080 - fyk = 500 MPa - classe ductilité B

### 1 - 4 Autres données

- Environnement :
  - Durée d'utilisation: 50 ans
  - Travée n°1: XC4
  - Travée n°2: XC4
- Enrobage nominal durabilité: (sans prise en compte de l'adhérence)
  - Travée n°1: inférieur = 4,0 cm; latéral = 4,0 cm; supérieur = 4,0 cm.
  - Travée n°2: inférieur = 4,0 cm; latéral = 4,0 cm; supérieur = 4,0 cm.

Ces valeurs d'enrobage sont théoriques et seront confirmés une fois les diamètres des barres HA validés.

- Largeur de fissure admissible :
  - Travée n°1: Wmax = 0,30 mm
  - Travée n°2: Wmax = 0,30 mm
- Classe de la tenue au feu : SF 1/2h sur 1 à 3 faces.

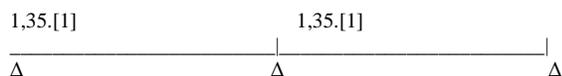
### 1 - 5 Chargement

- Cas de charge par travée

Cas	Nature	Schéma	Application	P1 ou P	P2	a	b	c	d
Travée n°1									
1	Permanente	1	Supérieure	8 145,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	1 350,0	-	-	-	-	-
3	Neige	1	Supérieure	93,0	-	-	-	-	-
Travée n°2									
1	Permanente	1	Supérieure	8 145,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	1 350,0	-	-	-	-	-
3	Neige	1	Supérieure	93,0	-	-	-	-	-

- Combinaisons

\* 1 - ELU STR



\* 2 - ELU STR

$$\frac{1,35.[1]+1,50.[2]+0,75.[3]}{\Delta} \quad \frac{1,35.[1]}{\Delta}$$

\* 3 - ELU STR

$$\frac{1,35.[1]}{\Delta} \quad \frac{1,35.[1]+1,50.[2]+0,75.[3]}{\Delta}$$

\* 4 - ELU STR

$$\frac{1,35.[1]+1,50.[2]+0,75.[3]}{\Delta} \quad \frac{1,35.[1]+1,50.[2]+0,75.[3]}{\Delta}$$

\* 5 - ELU EQU

$$\frac{1,10.[1]+1,50.[2]+0,75.[3]}{\Delta} \quad \frac{0,90.[1]}{\Delta}$$

\* 6 - ELU EQU

$$\frac{0,90.[1]}{\Delta} \quad \frac{1,10.[1]+1,50.[2]+0,75.[3]}{\Delta}$$

\* 7 - ELS caractéristique

$$\frac{1,00.[1]+1,00.[2]+0,50.[3]}{\Delta} \quad \frac{1,00.[1]}{\Delta}$$

\* 8 - ELS caractéristique

$$\frac{1,00.[1]}{\Delta} \quad \frac{1,00.[1]+1,00.[2]+0,50.[3]}{\Delta}$$

\* 9 - ELS caractéristique

$$\frac{1,00.[1]+1,00.[2]+0,50.[3]}{\Delta} \quad \frac{1,00.[1]+1,00.[2]+0,50.[3]}{\Delta}$$

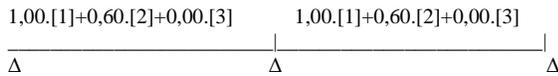
\* 10 - ELS quasi-permanent

$$\frac{1,00.[1]+0,60.[2]+0,00.[3]}{\Delta} \quad \frac{1,00.[1]}{\Delta}$$

\* 11 - ELS quasi-permanent

$$\frac{1,00.[1]}{\Delta} \quad \frac{1,00.[1]+0,60.[2]+0,00.[3]}{\Delta}$$

\* 12 - ELS quasi-permanent



## **2 - Dimensionnement des armatures de flexion**

### **2 - 1 Calcul des sections d'armatures longitudinales**

Les calculs sont réalisés avec les modélisations suivantes:

- Diagramme simplifié rectangulaire des contraintes de compression du béton suivant art. 3.1.7(3) - figure 3.5
- Diagramme élasto-plastique parfait pour l'acier suivant art. 3.2.7(2) avec prise en compte éventuelle d'une branche supérieure inclinée suivant valeur de la déformation de l'acier (voir tableau calcul ci-dessous).
- Pas de redistribution limité des moments suivant art. 5.5.
- Pas d'écrêtement des moments sur appui.

#### **- Travée n°1**

##### **■ Armatures inférieures longitudinales en travée:**

Variables	Unité	Valeur	Observations
Mu	kN.m	202,4	moment Maxi à 161 cm de l'appui gauche
d	cm	64,1	hauteur utile
$\mu$ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
$\mu$		0,0824	> $\mu$ limite - calcul en pivot B
$\alpha$		0,1076	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	61,2	bras de levier
As inf	cm <sup>2</sup>	7,60	section acier armature inférieure
As min	cm <sup>2</sup>	2,90	section d'acier minimale
$\epsilon_c$	‰	3,50	déformation maximale béton - $\sigma_c = 20,00\text{MPa}$
$\epsilon_s$	‰	29,04	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
$\sigma_s$	MPa	454,32	modélisation avec palier incliné ( à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm <sup>2</sup>	7,27	section acier armature optimisée

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):

Lit n°1: 4 HA12

Lit n°2: 4 HA10

Soit une section totale de 7,67 cm<sup>2</sup>

##### **■ Armatures supérieures longitudinales sur appui gauche:**

Reprise moment forfaitaire = 0,15.M0

Variables	Unité	Valeur	Observations
Mu	kN.m	30,4	= 0,15.M0
d	cm	64,7	hauteur utile
$\mu$ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B

$\mu$		0,0121	< $\mu$ limite - calcul en pivot A
$\alpha$		0,0152	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	64,3	bras de levier
As sup G	cm <sup>2</sup>	1,01	section acier armature supérieure sur appui gauche
$\epsilon_c$	‰	0,69	déformation maximale béton - $\sigma_c = 7,94\text{MPa}$
$\epsilon_s$	‰	45,00	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
$\sigma_s$	MPa	465,93	modélisation avec palier incliné ( à comparer à 434,8MPa)

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):  
(Voir chapitre Barres de Construction pour le ferraillage adopté)

■ **Armatures supérieures longitudinales sur appui droit:**

Variables	Unité	Valeur	Observations
Mu	kN.m	220,1	moment Maxi au nu de l'appui droit
d	cm	64,4	hauteur utile
$\mu$ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
$\mu$		0,0896	> $\mu$ limite - calcul en pivot B
$\alpha$		0,1175	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	61,0	bras de levier
As sup Dr	cm <sup>2</sup>	8,30	section acier armature supérieure sur appui droit
$\epsilon_c$	‰	3,50	déformation maximale béton - $\sigma_c = 20,00\text{MPa}$
$\epsilon_s$	‰	26,30	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
$\sigma_s$	MPa	452,33	modélisation avec palier incliné ( à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm <sup>2</sup>	7,98	section acier armature optimisée

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):

Lit n°1: 4 HA16

Soit une section totale de 8,04 cm<sup>2</sup>

- Travée n°2

■ **Armatures inférieures longitudinales en travée:**

Variables	Unité	Valeur	Observations
Mu	kN.m	202,4	moment Maxi à 247 cm de l'appui gauche
d	cm	64,1	hauteur utile
$\mu$ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
$\mu$		0,0824	> $\mu$ limite - calcul en pivot B
$\alpha$		0,1076	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	61,2	bras de levier
As inf	cm <sup>2</sup>	7,60	section acier armature inférieure
As min	cm <sup>2</sup>	2,90	section d'acier minimale

$\epsilon_c$	‰	3,50	déformation maximale béton - $\sigma_c = 20,00\text{MPa}$
$\epsilon_s$	‰	29,04	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
$\sigma_s$	MPa	454,32	modélisation avec palier incliné ( à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm <sup>2</sup>	7,27	section acier armature optimisée

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):

Lit n°1: 4 HA12

Lit n°2: 4 HA10

Soit une section totale de 7,67 cm<sup>2</sup>

■ **Armatures supérieures longitudinales sur appui gauche:**

Ferraillage identique avec le calcul de l'appui droit de la travée précédente car données peu différentes - Pour les détails du calcul, voir tableau appui droit de la travée précédente.

Moment côté droit de l'appui gauche de la travée 2 = 220,1 KN.m.

■ **Armatures supérieures longitudinales sur appui droit:**

Reprise moment forfaitaire = 0,15.M0

Variables	Unité	Valeur	Observations
Mu	kN.m	30,4	= 0,15.M0
d	cm	64,7	hauteur utile
$\mu$ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
$\mu$		0,0121	< $\mu$ limite - calcul en pivot A
$\alpha$		0,0152	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	64,3	bras de levier
As sup Dr	cm <sup>2</sup>	1,01	section acier armature supérieure sur appui droit
$\epsilon_c$	‰	0,69	déformation maximale béton - $\sigma_c = 7,94\text{MPa}$
$\epsilon_s$	‰	45,00	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
$\sigma_s$	MPa	465,93	modélisation avec palier incliné ( à comparer à 434,8MPa)

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la poutre):

(Voir chapitre Barres de Construction pour le ferraillage adopté)

## 2 - 2 Epure des armatures

### - Clause générale

EN1992-1-1 A9.2.1.4(2) modifié par AN et commission EC2:  $FE = [Ved].al/z$  (+  $Med/z$  sur appui intermédiaire) -  $Ned = 0$  en flexion simple.

Pour les appuis d'extrémités, le liser inférieur est ancré totalement quelque soit la valeur de Ved (EN1992-1-1 A9.2.1.4(3)).

Ancrage au nu d'appui (disposition non sécuritaire)

### - Travée n°1

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant:  $a_l = 0,28$  m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ **Vérification de l'ancrage des aciers sur appui**

La travée comporte 2 lit(s) inférieur(s).

Variables	Unité	Valeur	Observations

As1	cm <sup>2</sup>	4,52	Aire du lit inférieur n°1
As2	cm <sup>2</sup>	3,14	Aire du lit inférieur n°2
z	m	0,577	z = 0.9.d
<b>Appui gauche</b>			
cotgt(Θtr)/2		0,50	valeur de a/z de l'eq. 9.3
Ved	kN	211,40	au nu de l'appui - En valeur absolue.
FE	kN	105,70	Effort de traction sur l'appui à ancrer
Agl	cm <sup>2</sup>	2,43	Section minimale pour reprise effort de traction par effort tranchant
Asw	cm <sup>2</sup>	5,96	Asw > Agl - Acier reprise bétonnage retenu
Asw < As1 + As2 - Ancrage des 2 lits n°1 et n°2			
<b>Appui droit</b>			
cotgt(Θtr)/2		0,50	valeur de a/z de l'eq. 9.3
Ved	kN	322,69	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-195,33	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Aucun acier à ancrer - Disposition constructive applicable.
Agl	cm <sup>2</sup>	S.O.	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
Asw	cm <sup>2</sup>	10,22	Asw > Agl - Acier reprise bétonnage retenu
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			

#### ■ Epure des aciers

L'origine de l'abscisse est le nu de l'appui gauche (ou l'extrémité de la console gauche pour la 1ière travée dans le cas d'une console).

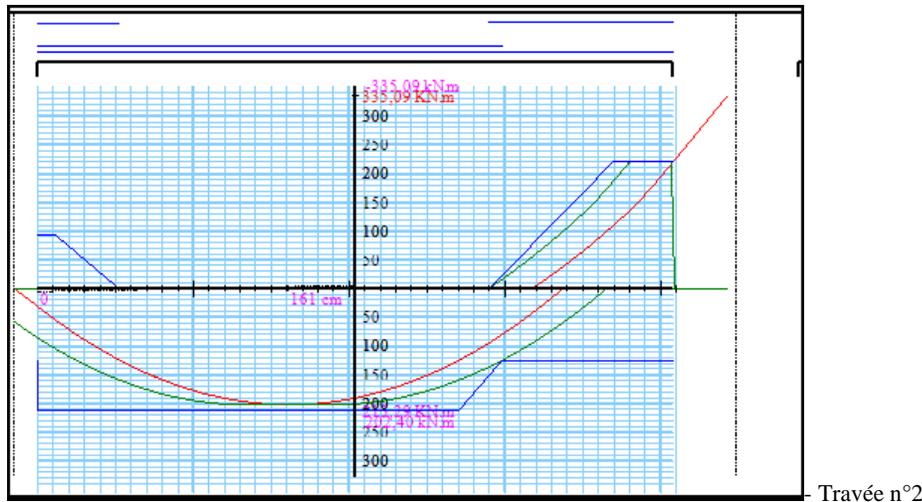
	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
<b>Section en travée</b>	cm <sup>2</sup>	4,52	3,14	
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	125,9	213,3	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *	0,00 *	
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00	0,00	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	4,08 *	2,70	
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	4,08	2,98	

<b>Section sur appui gauche</b>	cm <sup>2</sup>	3,14
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	94,1
Calcul sur moment forfaitaire (0,15M0) - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,11
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,52

<b>Section sur appui droit</b>	cm <sup>2</sup>	8,04
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	221,9

Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	3,70
Abscisse origine de l'ancrage	m	2,90

Les Abscisses marquées par une \* correspondent aux aciers totalement ancrés sur appui.



Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant:  $a_l = 0,28$  m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

### ■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 2 lit(s) inférieur(s).

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm <sup>2</sup>	4,52	Aire du lit inférieur n°1
As2	cm <sup>2</sup>	3,14	Aire du lit inférieur n°2
z	m	0,577	$z = 0.9.d$
<b>Appui gauche</b>			
$\cotg(\Theta_{tr})/2$		0,50	valeur de $a/z$ de l'eq. 9.3
$ V_{ed} $	kN	322,69	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-195,33	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Aucun acier à ancrer - Disposition constructive applicable.
Agl	cm <sup>2</sup>	S.O.	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
Asw	cm <sup>2</sup>	10,22	$Asw > Agl$ - Acier reprise bétonnage retenu
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			
<b>Appui droit</b>			
$\cotg(\Theta_{tr})/2$		0,50	valeur de $a/z$ de l'eq. 9.3
$ V_{ed} $	kN	211,40	au nu de l'appui - En valeur absolue.
FE	kN	105,70	Effort de traction sur l'appui à ancrer
Agl	cm <sup>2</sup>	2,43	Section minimale pour reprise effort de traction par effort tranchant

Asw	cm <sup>2</sup>	5,96	Asw > Agl - Acier reprise bétonnage retenu
Asw < As1 + As2 - Ancrage des 2 lits n°1 et n°2			

■ **Epure des aciers**

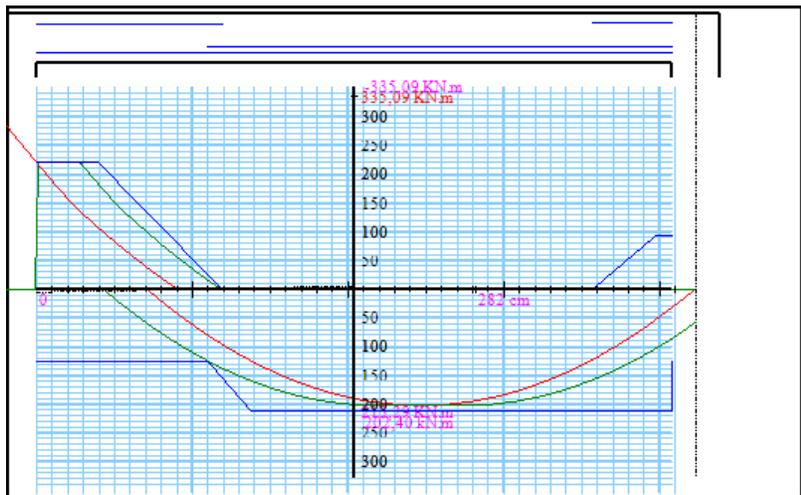
L'origine de l'abscisse est le nu de l'appui gauche (ou l'extrémité de la console gauche pour la lière travée dans le cas d'une console).

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
<b>Section en travée</b>	cm <sup>2</sup>	4,52	3,14	
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	125,9	213,3	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *	1,38	
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00	1,10	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	4,08 *	4,08	
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	4,08	4,08	

<b>Section sur appui gauche</b>	cm <sup>2</sup>	8,04
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	221,9
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,39
Abscisse origine de l'ancrage	m	1,19

<b>Section sur appui droit</b>	cm <sup>2</sup>	3,14
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	94,1
Calcul sur moment forfaitaire (0,15M0) - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	3,98
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,57

Les Abscisses marquées par une \* correspondent aux aciers totalement ancrés sur appui.



**3 - Vérification à l'Etat Limite Ultime Equilibre Statique**

Travée n°1

- Aucun soulèvement
- Moment en travée:  $M_t \text{ ELU Equ} (= 180,7 \text{ kN.m}) < M_t \text{ ELU Str} (= 202,4 \text{ kN.m})$  - Dimensionnement OK
- Moment sur appui droit:  $M_t \text{ ELU Equ} (= 167,3 \text{ kN.m}) < M_t \text{ ELU Str} (= 220,1 \text{ kN.m})$  - Dimensionnement OK
- Prolongement de l'armature n°1 de l'appui droit de 18 cm.

#### Travée n°2

- Aucun soulèvement
- Moment en travée:  $M_t \text{ ELU Equ} (= 180,7 \text{ kN.m}) < M_t \text{ ELU Str} (= 202,4 \text{ kN.m})$  - Dimensionnement OK
- Moment sur appui gauche:  $M_t \text{ ELU Equ} (= 167,3 \text{ kN.m}) < M_t \text{ ELU Str} (= 220,1 \text{ kN.m})$  - Dimensionnement OK
- Prolongement de l'armature n°1 de l'appui gauche de 18 cm.

## **4 - Vérification à l'Etat Limite de Service**

### 4 - 1 Limitation des contraintes

- Toutes travées :  $\sigma_s \leq 0,8.f_{yk}$

Variables	Unité	Valeur	Observations
<b>Travée n°1</b>			
Fluage $\phi$		1,64	
$\alpha_e$		15,97	Coefficient d'équivalence Acier/Béton
Vérification contraintes de flexion en travée			
$M_s$	kN.m	146,89	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
$x$	m	1,61	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
$d$	cm	64,1	hauteur utile
$A_s$	cm <sup>2</sup>	7,67	section acier ELU armature inférieure
$y$	cm	19,2	axe neutre
$I_f$	dm <sup>4</sup>	31,8172	inertie fissurée
$\sigma_b$	MPa	8,85	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 18,00 \text{ MPa}$ - OK
$\sigma_s$	MPa	331,75	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0 \text{ MPa}$ - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
$M_s$	kN.m	160,42	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
$d$	cm	64,4	hauteur utile
$A_s$	cm <sup>2</sup>	8,04	section acier ELU armature supérieure
$y$	cm	19,6	axe neutre
$I_f$	dm <sup>4</sup>	33,3136	inertie fissurée
$\sigma_b$	MPa	9,43	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 18,00 \text{ MPa}$ - OK
$\sigma_s$	MPa	344,69	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0 \text{ MPa}$ - OK
<b>Travée n°2</b>			
Fluage $\phi$		1,64	

$\alpha_e$		15,97	Coefficient d'équivalence Acier/Béton
Vérification contraintes de flexion en travée			
$M_s$	kN.m	146,89	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
$x$	m	2,47	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
$d$	cm	64,1	hauteur utile
$A_s$	cm <sup>2</sup>	7,67	section acier ELU armature inférieure
$y$	cm	19,2	axe neutre
$I_f$	dm <sup>4</sup>	31,8172	inertie fissurée
$\sigma_b$	MPa	8,85	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 18,00$ MPa - OK
$\sigma_s$	MPa	331,75	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche			
$M_s$	kN.m	160,42	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
$d$	cm	64,4	hauteur utile
$A_s$	cm <sup>2</sup>	8,04	section acier ELU armature supérieure
$y$	cm	19,6	axe neutre
$I_f$	dm <sup>4</sup>	33,3136	inertie fissurée
$\sigma_b$	MPa	9,43	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 18,00$ MPa - OK
$\sigma_s$	MPa	344,69	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK

#### 4 - 2 Maitrise de la fissuration

Détermination de la fissuration par application du schéma suivant:

- 1 - Vérification de la section minimale d'armature - Application de l'article 7.3.2
- 2 - Vérification de l'ouverture des fissures soit sans calcul direct soit avec calcul direct

Variables	Unité	Valeur	Observations
$f_{ct,eff}$	MPa	2,90	valeur moyenne de la résistance en traction du béton
$\sigma_s$	MPa	500,0	contrainte maximale admise sur l'acier
<b>Travée n°1</b>			
$k_c$		0,400	coefficient de répartition des contraintes
$k$		0,720	coefficient fonction des contraintes non uniformes auto-équilibrées
$A_{ct}$	cm <sup>2</sup>	1 050,0	section droite de béton tendu
$A_{smin}$	cm <sup>2</sup>	1,75	section minimale d'armature dans la zone tendue
$w_{max}$	mm	0,3	Limite d'ouverture de fissure
- Vérification en travée			
$A_s$	cm <sup>2</sup>	7,67	$A_s ELU > A_{smin} \rightarrow$ <b>Vérification sans calcul direct admis</b>
$M_s$	kN.m	135,4	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
$x$	m	1,600	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche

d	cm	64,1	hauteur utile
y	cm	18,7	axe neutre
If	dm <sup>4</sup>	30,2902	inertie fissurée (n=15)
$\sigma_b$	MPa	8,35	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 18,00$ MPa - OK
$\sigma_s$ Lim	MPa	280,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
$\sigma_s$	MPa	304,95	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s$ Lim - Non Satisfaisant
- Vérification sur appui droit			
As	cm <sup>2</sup>	8,04	As ELU > Asmin -> <b>Vérification sans calcul direct admis</b>
Ms	kN.m	150,6	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	4,080	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
d	cm	64,4	hauteur utile
y	cm	19,1	axe neutre
If	dm <sup>4</sup>	31,7237	inertie fissurée (n=15)
$\sigma_b$	MPa	9,06	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 18,00$ MPa - OK
$\sigma_s$ Lim	MPa	240,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
$\sigma_s$	MPa	322,57	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s$ Lim - Non Satisfaisant
<b>Travée n°2</b>			
kc		0,400	coefficient de répartition des contraintes
k		0,720	coefficient fonction des contraintes non uniformes auto-équilibrées
Act	cm <sup>2</sup>	1 050,0	section droite de béton tendu
Asmin	cm <sup>2</sup>	2,72	section minimale d'armature dans la zone tendue
wmax	mm	0,3	Limite d'ouverture de fissure
- Vérification en travée			
As	cm <sup>2</sup>	7,67	As ELU > Asmin -> <b>Vérification sans calcul direct admis</b>
Ms	kN.m	135,4	moment Maxi sous combinaison quasi-permanente
x	m	2,480	abscisse du moment, origine:nu de l'appui gauche
d	cm	64,1	hauteur utile
y	cm	18,7	axe neutre
If	dm <sup>4</sup>	30,2902	inertie fissurée (n=15)
$\sigma_b$	MPa	8,35	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 18,00$ MPa - OK
$\sigma_s$ Lim	MPa	280,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
$\sigma_s$	MPa	304,95	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s$ Lim - Non Satisfaisant

La méthode forfaitaire de maîtrise de l'ouverture des fissures n'étant pas concluante, il est procédé au calcul direct de l'ouverture des fissures suivant Art. 7.3.4

Variables	Unité	Valeur	Observations
Fct,eff	MPa	2,90	valeur moyenne de la résistance en traction du béton
k1		0,8	eq. 7.11
k2		0,5	eq. 7.11
k4		0,425	eq. 7.11

Travée n°1: ouverture fissures de flexion en travée			
esp Max	mm	305,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	mm	47,3	esp < esp Max -> utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de S <sub>max</sub>
c	cm	5,5	enrobage φ longitudinal - c>2,5cm -> k3 suivant AN
k3		2,01	eq. 7.11
φeq	mm	11,1	eq. 7.12
A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	7,67	section d'acier tendue
M <sub>s</sub>	KN.m	135,4	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	18,7	hauteur du béton comprimé
h <sub>cef</sub>	cm	14,6	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
A <sub>ceff</sub>	cm <sup>2</sup>	438,81	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρ <sub>peff</sub>		0,017	eq. 7.10
S <sub>rmax</sub>	mm	218,48	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σ <sub>s</sub>	MPa	304,9	contrainte de traction sur l'acier
k <sub>t</sub>		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
α <sub>e</sub>		6,06	eq. 7.9 - Rapport E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>
0.6 x σ <sub>s</sub> /E <sub>s</sub>	‰	0,915	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub>	‰	1,158	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
w <sub>k</sub>	mm	0,253	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
w <sub>max</sub>	mm	0,3	Limite d'ouverture de fissure
w <sub>k</sub> < w <sub>max</sub> -> maitrise fissuration OK.			

Travée n°1: ouverture fissures de flexion sur appui droit			
esp Max	mm	315,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	mm	42,0	esp < esp Max -> utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de S <sub>max</sub>
c	cm	5,5	enrobage φ longitudinal - c>2,5cm -> k3 suivant AN
k3		2,01	eq. 7.11
φeq	mm	16,0	eq. 7.12
A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	8,04	section d'acier tendue
M <sub>s</sub>	KN.m	150,6	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente

x	cm	19,1	hauteur du béton comprimé
hcef	cm	14,0	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
Aceff	cm <sup>2</sup>	420,00	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρpeff		0,019	eq. 7.10
Srmax	mm	252,60	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σs	MPa	322,6	contrainte de traction sur l'acier
kt		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
αe		6,06	eq. 7.9 - Rapport Es/Ecm
0.6 x σs/Es	‰	0,968	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
εsm-εcm	‰	1,275	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
wk	mm	0,322	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
wmax	mm	0,3	Limite d'ouverture de fissure
<b>wk &gt; wmax -&gt; maîtrise fissuration non satisfaisante.</b>			

Travée n°2: ouverture fissures de flexion en travée			
esp Max	mm	305,0	Espacement maximal entre barres suivant 7.3.4(3)
esp	mm	47,3	esp < esp Max -> utilisation de l'eq. 7.11 pour le calcul de Srmax
c	cm	5,5	enrobage φ longitudinal - c>2,5cm -> k3 suivant AN
k3		2,01	eq. 7.11
φeq	mm	11,1	eq. 7.12
As	cm <sup>2</sup>	7,67	section d'acier tendue
Ms	KN.m	135,4	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	18,7	hauteur du béton comprimé
hcef	cm	14,6	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
Aceff	cm <sup>2</sup>	438,81	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρpeff		0,017	eq. 7.10
Srmax	mm	218,48	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σs	MPa	304,9	contrainte de traction sur l'acier
kt		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
αe		6,06	eq. 7.9 - Rapport Es/Ecm
0.6 x σs/Es	‰	0,915	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
εsm-εcm	‰	1,158	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
wk	mm	0,253	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
wmax	mm	0,3	Limite d'ouverture de fissure
<b>wk &lt; wmax -&gt; maîtrise fissuration OK.</b>			

Travée n°2: ouverture fissures de flexion sur appui gauche - voir appui droit travée précédente.

### 4 - 3 Limitation des flèches

Détermination des conditions limites de flèches par le calcul des élancements suivant les dispositions de l'EN1992-1-1 §7.4.2

Variables	Unité	Valeur	Observations
$\rho_0$	%	0,55	Pourcentage d'armature de référence
Travée n°1:			
$\rho$	%	0,40	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,30	coef. eq 7.16
min/maj $\sigma_s$		1,05	minoration/Majoration suivant eq. 7.17
lim(L/d)		28,11	valeur limite du rapport portée/hauteur utile
L <sub>eff</sub>	m	4,58	Portée utile de la poutre
d	m	0,641	hauteur utile de la poutre
L/d		7,14	L/d < limite(l/d) - Rapport L/d satisfaisant - Calcul de flèche inutile
Travée n°2:			
$\rho$	%	0,40	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,30	coef. eq 7.16
min/maj $\sigma_s$		1,05	minoration/Majoration suivant eq. 7.17
lim(L/d)		28,11	valeur limite du rapport portée/hauteur utile
L <sub>eff</sub>	m	4,58	Portée utile de la poutre
d	m	0,641	hauteur utile de la poutre
L/d		7,14	L/d < limite(l/d) - Rapport L/d satisfaisant - Calcul de flèche inutile

Les élancements ne dépassent pas les limites autorisées par l'Eurocode, les conditions de flèche sont vérifiées.

## **5 - Vérification de la section de béton et dimensionnement des armatures à l'Effort Tranchant**

### 5 - 1 Clauses générales

Hypothèses générales prises pour le calcul de l'ensemble des travées:

- Angle  $\Theta$  de la bielle béton comprimé: 45,00° soit  $\text{Cotg}(\Theta) = 1,00$
- Angle  $\alpha$  des armatures d'effort tranchant: 90° soit  $\text{Cotg}(\alpha) = 0$
- [EC2, 6.2.3(5)] - Décalage de z.Cotg( $\Theta$ ) pour valeur Ved: Non appliqué
- [EC2, 6.2.1(8)] - Décalage de d pour valeur Ved à l'appui: Non appliqué
- Espacement lier cadre:  $S_t/2$
- Contrainte sur l'armature d'effort tranchant limitée à 80% de la limite caractéristique d'élasticité  $f_{yk}$ .

Autres valeurs numériques communes à l'ensemble des travées:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Cr <sub>dc</sub>		0,1200	Cr <sub>dc</sub> eq 6.2a
$\nu$		0,528	(eq 6.6N)
$\nu_1$		0,600	(eq 6.10N)

$\rho_{w,min}$	%	0,88	taux minimum armatures effort tranchant eq 9.5N
$f_{ywd}$	MPa	400,0	Contrainte de calcul acier effort tranchant

## 5 - 2 Travée n°1

### Vérification vis à vis de l'effort tranchant résistant

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	64,1	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	211,4	$\  Ved \ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	328,5	$\  Ved \ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	72,5	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	69,0	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	72,5	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\  Ved \  > Vrdc \rightarrow$ nécessité armature d'effort tranchant			
Vrdmax	kN	1 039,2	VrdMax eq 6.9 - $\  Ved \  < Vrdmax \rightarrow$ compression bielle OK

### Détermination des armatures

Armatures d'effort tranchant retenues: cadres HA8 et 2 épingles HA8 par cours soit une section totale de 2,01 cm<sup>2</sup> par cours  
Ecartement Maxi entre cadres: 48 cm - Section minimale acier tranchant: 2,63 cm<sup>2</sup>/m.

Reprise de bétonnage suivant figure 6.10 de l'EN1992-1-1:

- Effort tranchant résistant 1ier palier: 197,00 kN
- Effort tranchant résistant 2ième palier: 166,89 kN
- Effort tranchant résistant par le béton et par la contrainte normale de compression à la surface de reprise de bétonnage: 150,06 kN
- Effort tranchant résistant 3ième palier: 195,02 kN
- Effort tranchant résistant 4ième palier: 284,04 kN

### **Répartition:**

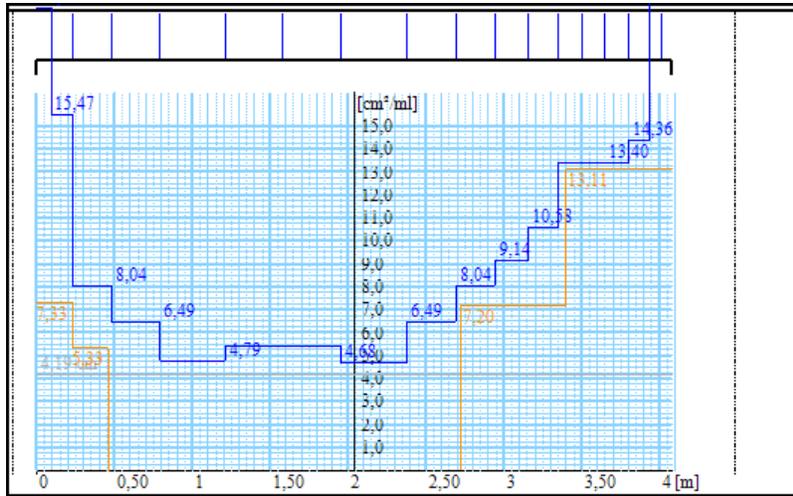
Depuis l'appui gauche - origine des x = nu de l'appui gauche

x (cm)	10	23	48	79	121
VEd (kN)	198,3	181,3	148,6	108,0	53,0
At/st (cm <sup>2</sup> /m)	8,59	7,85	6,43	4,68	2,30
st (m)	10 + 13	25	31	42	

Depuis l'appui droit

x (cm)	401	394	380	365	350	335	316	294	269	238	195	158
VEd (kN)	319,4	310,2	291,9	272,3	252,6	233,0	208,1	179,3	146,6	106,0	49,7	6,9
At/st (cm <sup>2</sup> /m)	13,83	13,43	12,64	11,79	10,94	10,09	9,01	7,76	6,35	4,59	2,15	0,30
st (m)	7 + 7	14	15	15	15	19	22	25	31	43	37	

### Graphe



5 - 3 Travée n°2

### Vérification vis à vis de l'effort tranchant résistant

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	64,1	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	328,5	$\  Ved \ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	211,4	$\  Ved \ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	72,5	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	69,0	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	72,5	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\  Ved \  > Vrdc \rightarrow$ nécessité armature d'effort tranchant			
Vrdmax	kN	1 039,2	VrdMax eq 6.9 - $\  Ved \  < Vrdmax \rightarrow$ compression bielle OK

### Détermination des armatures

Armatures d'effort tranchant retenues: cadres HA8 et 2 épingles HA8 par cours soit une section totale de 2,01 cm<sup>2</sup> par cours  
Ecartement Maxi entre cadres: 48 cm - Section minimale acier tranchant: 2,63 cm<sup>2</sup>/m.

Reprise de bétonnage suivant figure 6.10 de l'EN1992-1-1:

– Effort tranchant résistant 1ier palier: 286,66 kN

– Effort tranchant résistant 2ième palier: 201,57 kN

– Effort tranchant résistant par le béton et par la contrainte normale de compression à la surface de reprise de bétonnage: 157,44 kN

– Effort tranchant résistant 3ième palier: 170,82 kN

– Effort tranchant résistant 4ième palier: 197,00 kN

### Répartition:

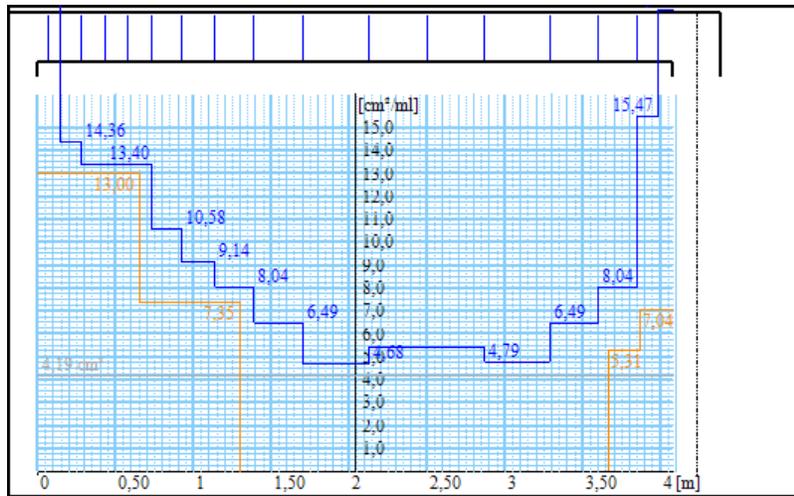
Depuis l'appui gauche - origine des x = nu de l'appui gauche

x (cm)	7	14	28	43	58	73	92	114	139	170	213
VEd (kN)	319,4	310,2	291,9	272,3	252,6	233,0	208,1	179,3	146,6	106,0	49,7
At/st (cm <sup>2</sup> /m)	13,83	13,43	12,64	11,79	10,94	10,09	9,01	7,76	6,35	4,59	2,15
st (m)	7 + 7	14	15	15	15	19	22	25	31	43	

Depuis l'appui droit

x (cm)	398	385	360	329	287	250
VEd (kN)	198,3	181,3	148,6	108,0	53,0	6,9
At/st (cm <sup>2</sup> /m)	8,59	7,85	6,43	4,68	2,30	0,30
st (m)	10 + 13	25	31	42	37	

## Graphe



## 6 - Vérification des appuis

### 6 - 1 Vérification des bielles d'appuis

Appui gauche - travée 1 :

#### ■ Détermination de l'angle de la bielle d'about

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art. 6.5 et 9.2.1.4(2) et ANF 2015

Angle de la bielle d'about  $\Theta'$ : 63,43° (suivant eq.9.17 de l'AN)

#### ■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).b de l'EN1992-1-1: appui avec compression et traction, avec tirant dans une seule direction.

La largeur de l'appui est, à minima, égale à la largeur de la poutre.

Contrainte maximale autorisée:  $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.f_{cd}$  (eq 6.61) soit: 14,96 MPa.

Effort vertical maximal: 211,40 kN ( soit VEd au nu de l'appui - voir § Effort Tranchant).

longueur d'appui a1: 26,0 cm.

longueur d'appui a2: 28,6 cm.

Facette appui:  $\sigma_{Rd1} (=V_{ed}/b.w.a1)$ : 2,71 MPa <  $\sigma_{RdMax}$  - OK

Facette poutre:  $\sigma_{Rd2} (=V_{ed}/b.w.a2.\sin\Theta')$ : 2,76 MPa <  $\sigma_{RdMax}$  - OK

Appui intermédiaire entre travée 1 et travée 2 :

#### ■ Détermination de l'angle des bielles

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art.9.2.1.4(2)

Angle  $\Theta'$  de la bielle côté gauche de l'appui : 63,43° (suivant eq.9.17 de l'AN)

Angle  $\Theta'$  de la bielle côté droit de l'appui: 63,43° (suivant eq.9.17 de l'AN)

#### ■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).a de l'EN1992-1-1: appui avec compression et sans tirant.

La largeur de l'appui est, à minima, égale à la largeur de la poutre.

Contrainte maximale autorisée:  $\sigma_{RdMax} = 1.v'.f_{cd}$  (eq 6.60) soit: 17,60 MPa.

longueur d'appui a1: 35,0 cm.

longueur d'appui a2: 36,1 cm (côté gauche).

longueur d'appui a3: 36,1 cm (côté droit).

facette gauche:

Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à gauche de l'appui: 4

Effort vertical maximal: 328,55 kN ( soit VEd au nu de l'appui côté gauche).

Facette poutre côté gauche:  $\sigma_{Rd2} (=V_{edg}/b_w.a2.Sin\Theta'g)$ : 3,39 MPa <  $\sigma_{RdMax}$  - OK

facette droite:

Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à droite de l'appui: 4

Effort vertical maximal: 328,55 kN ( soit VEd au nu de l'appui côté droit).

Facette poutre côté droit:  $\sigma_{Rd3} (=V_{edd}/b_w.a3.Sin\Theta'd)$ : 3,39 MPa <  $\sigma_{RdMax}$  - OK

Appui droit - travée 2 :

■ **Détermination de l'angle de la bielle d'about**

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art. 6.5 et 9.2.1.4(2) et ANF 2015

Angle de la bielle d'about  $\Theta'$ : 63,43° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ **Vérification du noeud**

Application de la clause 6.5.4(4).b de l'EN1992-1-1: appui avec compression et traction, avec tirant dans une seule direction.

La largeur de l'appui est, à minima, égale à la largeur de la poutre.

Contrainte maximale autorisée:  $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.f_{cd}$  (eq 6.61) soit: 14,96 MPa.

Effort vertical maximal: 0,00 kN ( soit VEd au nu de l'appui - voir § Effort Tranchant).

longueur d'appui a1: 26,0 cm.

longueur d'appui a2: 28,6 cm.

Facette appui:  $\sigma_{Rd1} (=V_{ed}/b_w.a1)$ : 2,71 MPa <  $\sigma_{RdMax}$  - OK

Facette poutre:  $\sigma_{Rd2} (=V_{ed}/b_w.a2.Sin\Theta')$ : 2,76 MPa <  $\sigma_{RdMax}$  - OK

**6 - 2 Valeurs des réactions d'appuis**

Appui n°1		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1727 MN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,2114 MN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1668 MN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,2055 MN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,1047 MN.	
Appui n°2		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,5519 MN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,6045 MN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,6045 MN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,6571 MN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,4614 MN.	
Appui n°3		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1727 MN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,1668 MN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,2114 MN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 0,2055 MN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 0,1840 MN.	

**7 - Détermination des aciers de construction**

- Poutre n°1: 1 lit de 4HA 10  
Reprise de 0.15M0 en intégralité par les barres de construction: section théorique acier= 1,01cm<sup>2</sup> (As mini = 2,93 cm<sup>2</sup>) < 3,14cm<sup>2</sup> = section barres de construction.  
En partie haute de la partie préfabriquée, 1 lit de 2HA 8 pour reprise moment lors du levage.  
Deux boucles de levage, disposées au 1/4 et au 3/4 de la partie préfabriquée, en acier S325C, Ø10, longueur ancrée: 43,0 cm, longueur totale: 108,3 cm.
- Poutre n°2: 1 lit de 4HA 10  
Reprise de 0.15M0 en intégralité par les barres de construction: section théorique acier= 1,01cm<sup>2</sup> < 3,14cm<sup>2</sup> = section barres de construction.  
En partie haute de la partie préfabriquée, 1 lit de 2HA 8 pour reprise moment lors du levage.  
Deux boucles de levage, disposées au 1/4 et au 3/4 de la partie préfabriquée, en acier S325C, Ø10, longueur ancrée: 43,0 cm, longueur totale: 108,3 cm.

## **8 - Détermination des aciers de peau**

- Poutre n°1: sans objet.
- Poutre n°2: sans objet.

## **9 - Résistance au feu**

Calcul de stabilité au feu établi suivant méthode des valeurs tabulées §5.6.2 et §5.6.3 de l'EN1992-1-2.

### **- Travée 1:**

- largeur poutre = 30 > 8 cm minimum - OK

#### Armatures en partie inférieure:

- distance acier am = 5,6 > 1,2 cm minimum - OK
- vérification complémentaire suivant EN1992-1-2 Art.5.6.1(8) (angle): sans objet, largeur de poutre b = 30,0 > 16,0 cm minimum - OK
- vérification suivant EN1992-1-2 Art.5.2(17): distance individuelle armature > à la moitié de la distance moyenne (am) - OK

#### Armatures sur appui droit:

- distance acier am = 5,6 > 1,2 cm minimum - OK
- vérification suivant EN1992-1-2 Art.5.2(17): distance minimale armature = 5,6 > 1,2 cm minimum (d° R30) - OK

### **- Travée 2:**

- largeur poutre = 30 > 8 cm minimum - OK

#### Armatures en partie inférieure:

- distance acier am = 5,6 > 1,2 cm minimum - OK
- vérification complémentaire suivant EN1992-1-2 Art.5.6.1(8) (angle): sans objet, largeur de poutre b = 30,0 > 16,0 cm minimum - OK
- vérification suivant EN1992-1-2 Art.5.2(17): distance individuelle armature > à la moitié de la distance moyenne (am) - OK

#### Armatures sur appui gauche:

- distance acier am = 5,6 > 1,2 cm minimum - OK
- vérification suivant EN1992-1-2 Art.5.2(17): distance minimale armature = 5,6 > 1,2 cm minimum (d° R30) - OK

## **10 - Métré**

Quantitatif béton - coffrage - ferrailage - densité - masse

Travées	N°1	N°2	Total
Béton - volume coulé en place (m3)	0,362	0,362	0,724
Béton - volume préfabriqué (m3)	0,642	0,642	1,284
Béton - volume total (m3)	1,004	1,004	2,008
Coffrage – surface coulé en place (m2)			0,000
Coffrage - surface préfabriqué (m2)	5,564	5,564	11,128

Coffrage – surface totale (m2)	0,000	0,000	0,000
Armatures – masse totale (kg)	73,5	73,6	147,1
Densité de ferrailage (kg/m3)	73,3	73,3	73,3
Masse coulée en place (kg)	576,5	576,6	1 153,1
Masse préfabriquée (kg)	1 605,0	1 605,0	3 210,0
Masse totale (kg)	2 181,5	2 181,6	4 363,1

#### Quantitatif des armatures par diamètre HA

Diamètre barre HA	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Travée n°1 – Longueur (m)		66,70	29,28	20,34		7,04				
Travée n°1 – Masse (kg)		26,3	18,1	18,1		11,1				
Travée n°2 – Longueur (m)		66,70	29,28	20,34		7,08				
Travée n°2 – Masse (kg)		26,3	18,1	18,1		11,2				
Masse totale (kg)		52,6	36,1	36,1		22,3				

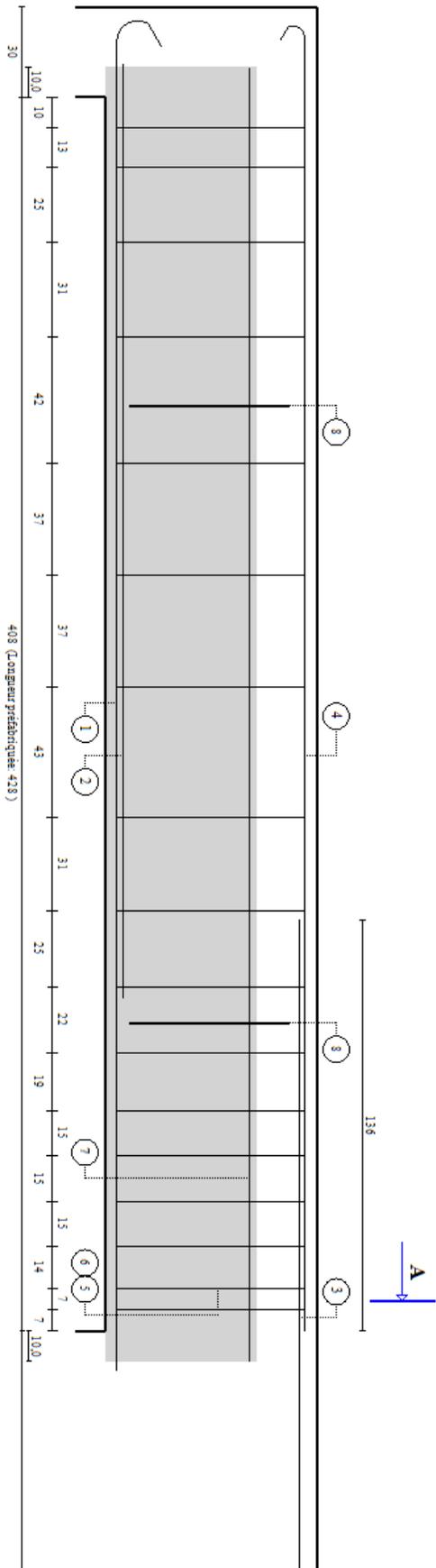
## **11 - Avertissements**

Aucun avertissement.

## **12 - Plans**

Vous trouverez ci-après les plans d'exécution des ouvrages établis suivant la note de calcul.  
 Attention: ces plans ne sont pas à l'échelle. Ils servent simplement à illustrer la note de calcul.  
 Les plans à l'échelle doivent être tirés directement depuis le logiciel via la commande imprimer.

**Poutre : Lg15**  
 Poutre raccordée à un plancher - Hauteur: 70 cm x largeur: 30 cm - Poutre préfabriquée - hauteur: 50 cm x longueur: 428 cm



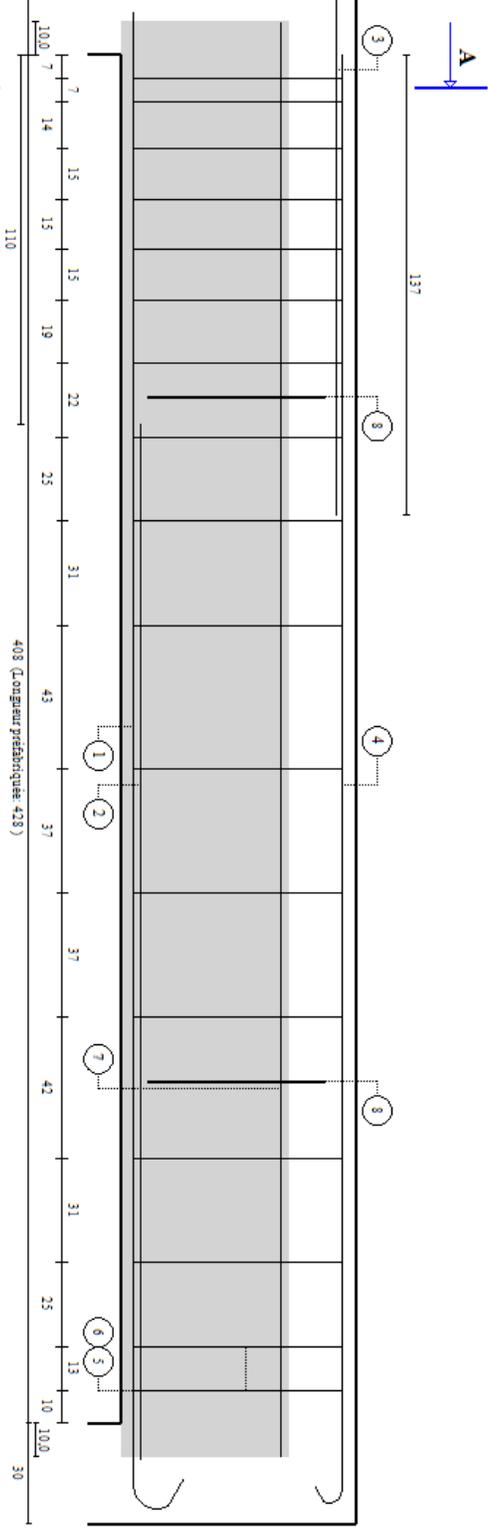
COUPE A - A

**NOMENCLATURE DES ACIERS**

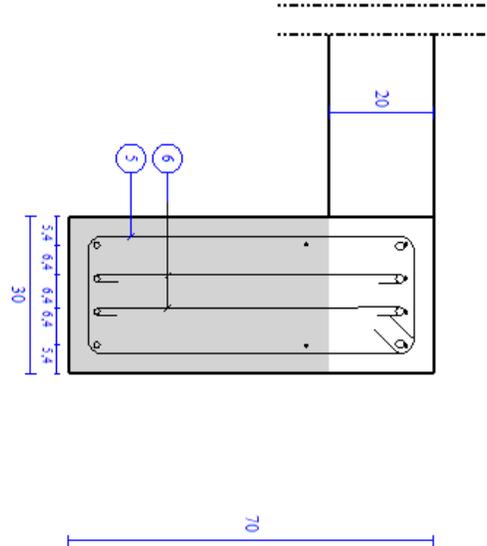
1	4 HA12 x 5,08	9	447	2	4 HA10 x 2,98	11	298	3	4 HA16 x 3,53	136	217
4	4 HA10 x 4,45	5	434	5	17 cadres HA8 x 1,84	62	222	6	17 x 2 épingles HA8 x 0,79	62	5
7	2 x HA8 x 4,28	428		8	2 x 1 boucle Ø10 x 1,08	33		9			

Matériaux: Béton - Fck = 30 MPa - granulats max: 20mm - Acier armatures: HA500 classe B  
 Enrobage: supérieur = 4,00 cm, latéral = 4,00 cm, inférieur = 4,00 cm - Classe d'exposition XC4  
 Diamètres des mandrins  
 - Armatures inférieures - HA12: ØDM = 250 mm  
 - Armature de construction - HA10: ØDM = mm  
 Espacement des armatures:  
 - Angle des ancrages des barres longitudinales: 135°  
 Partie préfabriquée de la poutre: longueur 4,28m, hauteur 0,50 m, poids 1 605,0 kg  
 Boucles de lavage: aciers doux type S325C - Ø mandrin > 39mm  
 hauteur au-dessus de la base préfa: 10 cm - A couper avant coulage  
 Longueur ancrage dans la partie préfa > 43,0cm!

**Poutre : Lg14**  
 Poutre raccordée à un plancher - Hauteur: 70 cm x largeur: 30 cm - Poutre préfabriquée - hauteur: 50 cm x longueur: 428 cm



**COUPE A - A**



**NOMENCLATURE DES ACIERS**

1	4 HA12 x 5,08 44 <sup>9</sup>	2	4 HA10 x 2,98 298	3	4 HA16 x 3,53 216 353
4	4 HA10 x 4,45 434 3	5	17 cadres HA8 x 1,84 62 22	6	17 x 2 épingles HA8 x 0,79 62 5
7	2 x HA8 x 4,28 428	8	2 x 1 boucle Ø10 x 1,08 33	9	

Matériaux: Béton - Fck = 30 MPa - granulats max: 20mm - Acier armatures: HA500 classe B  
 Enrobage: supérieur = 4,00 cm, latéral = 4,00 cm, inférieur = 4,00 cm - Classe d'exposition XC4  
 Diamètres des mandrins  
 - Armatures inférieures - HA12: ØDM = 250 mm  
 - Armature de construction - HA10: ØDM = mm  
 Espacement des armatures:  
 - Angle des ancrages des barres longitudinales: 135°  
 Partie préfabriquée de la poutre: longueur 4,28m, hauteur 0,50 m, poids 1 605,0 kg  
 Boucles de laçage: aciers doux type S325C - Ø mandrin > 39mm  
 hauteur au-dessus de la base préfa: 10 cm - A couper avant coulage  
 Longueur ancrage dans la partie préfa > 43,0cm!