

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 - $f_{ck} = 30$ MPa - diamètre granulats: 20 mm - Classe ciment: N

- armatures à haute adhérence conforme EN 10080 - $f_{yk} = 500$ 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: $W_{max} = 0,30$ mm

■ Travée n°2: $W_{max} = 0,30$ mm

- Classe de la tenue au feu : SF 1/2h sur 1 à 3 faces.

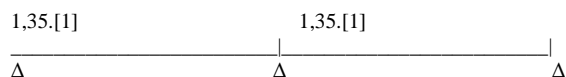
1 - 5 Chargement

- Cas de charge par travée

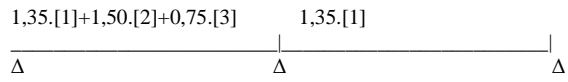
Cas	Nature	Schéma	Application	P1 ou P	P2	a	b	c	d
Travée n°1									
1	Permanente	1	Supérieure	8 145,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	1 350,0	-	-	-	-	-
3	Neige	1	Supérieure	93,0	-	-	-	-	-
Travée n°2									
1	Permanente	1	Supérieure	8 145,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	1 350,0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

- Combinaisons

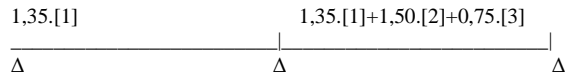
* 1 - ELU STR



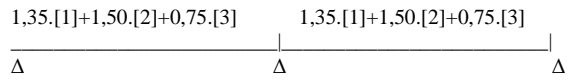
* 2 - ELU STR



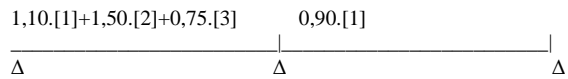
* 3 - ELU STR



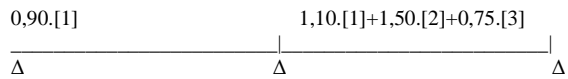
* 4 - ELU STR



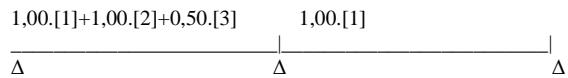
* 5 - ELU EQU



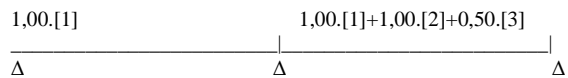
* 6 - ELU EQU



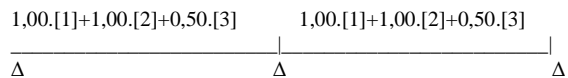
* 7 - ELS caractéristique



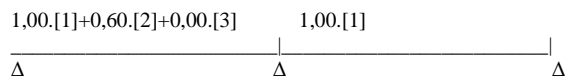
* 8 - ELS caractéristique



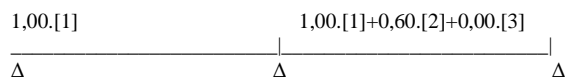
* 9 - ELS caractéristique



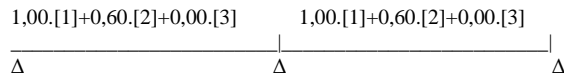
* 10 - ELS quasi-permanent



* 11 - ELS quasi-permanent



* 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'écrêtage 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
μ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
μ		0,0824	> μ limite - calcul en pivot B
α		0,1076	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	61,2	bras de levier
As inf	cm²	7,60	section acier armature inférieure
As min	cm²	2,90	section d'acier minimale
εc	‰	3,50	déformation maximale béton - σc = 20,00MPa
εs	‰	29,04	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σs	MPa	454,32	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm²	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 cm²

■ 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
μ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B

μ		0,0121	< μ limite - calcul en pivot A
α		0,0152	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	64,3	bras de levier
As sup G	cm ²	1,01	section acier armature supérieure sur appui gauche
ϵ_c	‰	0,69	déformation maximale béton - $\sigma_c = 7,94\text{MPa}$
ϵ_s	‰	45,00	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_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
μ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
μ		0,0896	> μ limite - calcul en pivot B
α		0,1175	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	61,0	bras de levier
As sup Dr	cm ²	8,30	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton - $\sigma_c = 20,00\text{MPa}$
ϵ_s	‰	26,30	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	452,33	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ²	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 cm²

- 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
μ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
μ		0,0824	> μ limite - calcul en pivot B
α		0,1076	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	61,2	bras de levier
As inf	cm ²	7,60	section acier armature inférieure
As min	cm ²	2,90	section d'acier minimale

ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton - $\sigma_c = 20,00\text{MPa}$
ϵ_s	‰	29,04	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	454,32	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ²	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 cm²

■ 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
μ limite AB		0,0561	moment réduit limite entre pivots A et B
μ		0,0121	< μ limite - calcul en pivot A
α		0,0152	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	64,3	bras de levier
As sup Dr	cm ²	1,01	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	0,69	déformation maximale béton - $\sigma_c = 7,94\text{MPa}$
ϵ_s	‰	45,00	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_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: $FE = [Ved].a_l/z$ (+ Med/z sur appui intermédiaire) - $Ned = 0$ en flexion simple.

Pour les appuis d'extrémités, le 1er lit 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	cm²	4,52	Aire du lit inférieur n°1
As2	cm²	3,14	Aire du lit inférieur n°2
z	m	0,577	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
$\cotgt(\Theta_{tr})/2$		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	cm²	2,43	Section minimale pour reprise effort de traction par effort tranchant
Asw	cm²	5,96	$Asw > Agl$ - Acier reprise bétonnage retenu
$Asw < As1 + As2$ - Ancrage des 2 lits n°1 et n°2			
Appui droit			
$\cotgt(\Theta_{tr})/2$		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	cm²	S.O.	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
Asw	cm²	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).

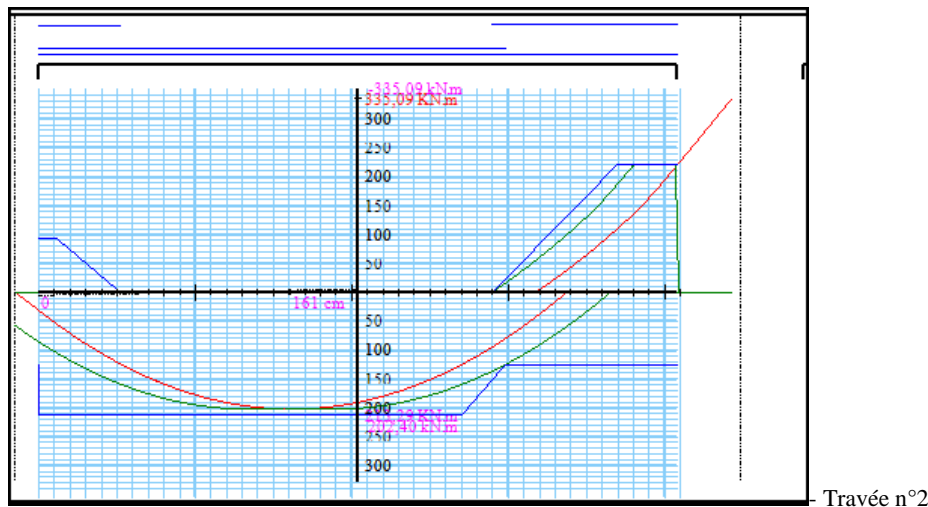
	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm²	4,52	3,14	
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	125,9	213,3	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *	0,00 *	
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00	0,00	
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	4,08 *	2,70	
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	4,08	2,98	

Section sur appui gauche	cm²	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

Section sur appui droit	cm²	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 ²	4,52	Aire du lit inférieur n°1
As2	cm ²	3,14	Aire du lit inférieur n°2
z	m	0,577	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
$\cotgt(\Theta_{tr})/2$		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 ²	S.O.	Disposition constructive: armature du 1ier lit prolongé sur appui
Asw	cm ²	10,22	$Asw > Agl$ - Acier reprise bétonnage retenu
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			
Appui droit			
$\cotgt(\Theta_{tr})/2$		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 ²	2,43	Section minimale pour reprise effort de traction par effort tranchant

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

■ Epure des aciers

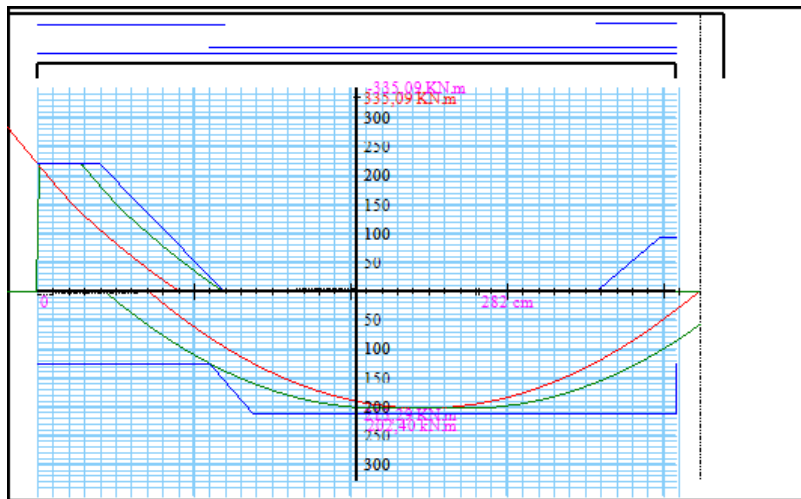
L'origine de l'abscisse est le nu de l'appui gauche (ou l'extrémité de la console gauche pour la 1ère travée dans le cas d'une console).

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ²	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	

Section sur appui gauche	cm ²	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

Section sur appui droit	cm ²	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
Travée n°1			
Fluage ϕ		1,64	
α_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 ²	7,67	section acier ELU armature inférieure
y	cm	19,2	axe neutre
I_f	dm ⁴	31,8172	inertie fissurée
σ_b	MPa	8,85	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 18,00 \text{ MPa}$ - OK
σ_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 ²	8,04	section acier ELU armature supérieure
y	cm	19,6	axe neutre
I_f	dm ⁴	33,3136	inertie fissurée
σ_b	MPa	9,43	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 18,00 \text{ MPa}$ - OK
σ_s	MPa	344,69	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0 \text{ MPa}$ - OK
Travée n°2			
Fluage ϕ		1,64	

α_e		15,97	Coefficient d'équivalence Acier/Béton
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	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
As	cm ²	7,67	section acier ELU armature inférieure
y	cm	19,2	axe neutre
If	dm ⁴	31,8172	inertie fissurée
σ_b	MPa	8,85	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 18,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	331,75	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche			
Ms	kN.m	160,42	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	64,4	hauteur utile
As	cm ²	8,04	section acier ELU armature supérieure
y	cm	19,6	axe neutre
If	dm ⁴	33,3136	inertie fissurée
σ_b	MPa	9,43	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 18,00$ MPa - OK
σ_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
Fct,eff	MPa	2,90	valeur moyenne de la résistance en traction du béton
σ_s	MPa	500,0	contrainte maximale admise sur l'acier
Travée n°1			
kc		0,400	coefficient de répartition des contraintes
k		0,720	coefficient fonction des contraintes non uniformes auto-équilibrées
Act	cm ²	1 050,0	section droite de béton tendu
Asmin	cm ²	1,75	section minimale d'armature dans la zone tendue
wmax	mm	0,3	Limite d'ouverture de fissure
- Vérification en travée			
As	cm ²	7,67	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
Ms	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 ⁴	30,2902	inertie fissurée (n=15)
σ_b	MPa	8,35	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 18,00$ MPa - OK
σ_s Lim	MPa	280,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	304,95	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s$ Lim - Non Satisfaisant
- Vérification sur appui droit			
As	cm ²	8,04	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
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 ⁴	31,7237	inertie fissurée (n=15)
σ_b	MPa	9,06	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 18,00$ MPa - OK
σ_s Lim	MPa	240,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	322,57	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s$ Lim - Non Satisfaisant
Travée n°2			
kc		0,400	coefficient de répartition des contraintes
k		0,720	coefficient fonction des contraintes non uniformes auto-équilibrées
Act	cm ²	1 050,0	section droite de béton tendu
Asmin	cm ²	2,72	section minimale d'armature dans la zone tendue
wmax	mm	0,3	Limite d'ouverture de fissure
- Vérification en travée			
As	cm ²	7,67	As ELU > Asmin -> Vérification sans calcul direct admis
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 ⁴	30,2902	inertie fissurée (n=15)
σ_b	MPa	8,35	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 18,00$ MPa - OK
σ_s Lim	MPa	280,00	Contrainte limite acier pour ouverture fissure
σ_s	MPa	304,95	contrainte acier - $\sigma_s > \sigma_s$ Lim - Non Satisfaisant

La méthode forfaitaire de maitrise 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 _{max}
c	cm	5,5	enrobage ϕ longitudinal - c>2,5cm -> k3 suivant AN
k3		2,01	eq. 7.11
ϕ_{eq}	mm	11,1	eq. 7.12
A _s	cm ²	7,67	section d'acier tendue
M _s	KN.m	135,4	Moment maxi sous combinaison quasi-permanente
x	cm	18,7	hauteur du béton comprimé
h _{cef}	cm	14,6	hauteur de l'aire de béton autour des aciers - figure 7.1
A _{ceff}	cm ²	438,81	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρ_{peff}		0,017	eq. 7.10
S _{max}	mm	218,48	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σ_s	MPa	304,9	contrainte de traction sur l'acier
k _t		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
α_e		6,06	eq. 7.9 - Rapport E _s /E _{cm}
0.6 x σ_s /E _s	‰	0,915	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	‰	1,158	eq. 7.9 - A multiplier par 1000
w _k	mm	0,253	Ouverture conventionnelle des fissures - eq. 7.9
w _{max}	mm	0,3	Limite d'ouverture de fissure
w _k < w _{max} -> 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 _{max}
c	cm	5,5	enrobage ϕ longitudinal - c>2,5cm -> k3 suivant AN
k3		2,01	eq. 7.11
ϕ_{eq}	mm	16,0	eq. 7.12
A _s	cm ²	8,04	section d'acier tendue
M _s	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 ²	420,00	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρ_{peff}		0,019	eq. 7.10
Srmax	mm	252,60	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σ_s	MPa	322,6	contrainte de traction sur l'acier
kt		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
α_e		6,06	eq. 7.9 - Rapport Es/Ecm
$0.6 \times \sigma_s / E_s$	‰	0,968	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	‰	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
wk > wmax -> maitrise fissuration non satisfaisante.			

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
ϕ_{eq}	mm	11,1	eq. 7.12
As	cm ²	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 ²	438,81	section effective de béton autour des aciers tendus - figure 7.1
ρ_{peff}		0,017	eq. 7.10
Srmax	mm	218,48	Espacement maximal des fissures - eq. 7.11 et 7.9
σ_s	MPa	304,9	contrainte de traction sur l'acier
kt		0,4	eq. 7.9 - charge de longue durée
α_e		6,06	eq. 7.9 - Rapport Es/Ecm
$0.6 \times \sigma_s / E_s$	‰	0,915	2nd membre de l'eq. 7.9 - A multiplier par 1000
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	‰	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
wk < wmax -> maitrise fissuration OK.			

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 élançements suivant les dispositions de l'EN1992-1-1 §7.4.2

Variables	Unité	Valeur	Observations
ρ_0	%	0,55	Pourcentage d'armature de référence
Travée n°1:			
ρ	%	0,40	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,30	coef. eq 7.16
min/maj σ_s		1,05	minoration/Majoration suivant eq. 7.17
lim(L/d)		28,11	valeur limite du rapport portée/hauteur utile
L _{eff}	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:			
ρ	%	0,40	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,30	coef. eq 7.16
min/maj σ_s		1,05	minoration/Majoration suivant eq. 7.17
lim(L/d)		28,11	valeur limite du rapport portée/hauteur utile
L _{eff}	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 élançements 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 Θ de la bielle béton comprimé: 45,00° soit $\text{Cotg}(\Theta) = 1,00$
- Angle α des armatures d'effort tranchant: 90° soit $\text{Cotg}(\alpha) = 0$
- [EC2, 6.2.3(5)] - Décalage de z.Cotg(Θ) pour valeur V_{ed}: Non appliqué
- [EC2, 6.2.1(8)] - Décalage de d pour valeur V_{ed} à l'appui: Non appliqué
- Espacement l'ier cadre: St/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 _{dc}		0,1200	Cr _{dc} eq 6.2a
ν		0,528	(eq 6.6N)
ν_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	$\parallel Ved \parallel$ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	328,5	$\parallel Ved \parallel$ 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
$\parallel Ved \parallel > Vrdc \rightarrow$ nécessité armature d'effort tranchant			
Vrdmax	kN	1 039,2	VrdMax eq 6.9 - $\parallel Ved \parallel < Vrdmax \rightarrow$ 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 cm² par cours
Ecartement Maxi entre cadres: 48 cm - Section minimale acier tranchant: 2,63 cm²/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:

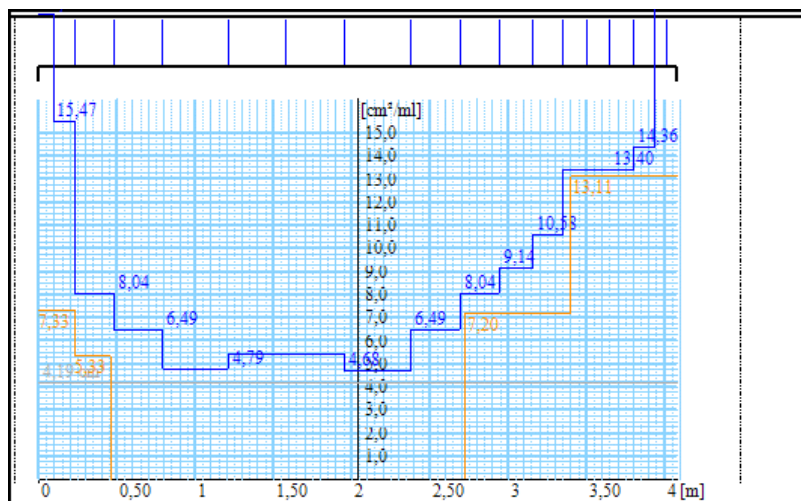
Depuis l'appui gauche - origine des x = nu de l'appui gauche

x (cm)	10	23	48	79	121
VEd (kN)	198,3	181,3	148,6	108,0	53,0
At/st (cm ² /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 ² /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	$\parallel Ved \parallel$ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	211,4	$\parallel Ved \parallel$ 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
$\parallel Ved \parallel > Vrdc \rightarrow$ nécessité armature d'effort tranchant			
Vrdmax	kN	1 039,2	VrdMax eq 6.9 - $\parallel Ved \parallel < Vrdmax \rightarrow$ 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 cm² par cours
Ecartement Maxi entre cadres: 48 cm - Section minimale acier tranchant: 2,63 cm²/m.

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

- Effort tranchant résistant 1er palier: 286,66 kN
- Effort tranchant résistant 2ème 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 3ème palier: 170,82 kN
- Effort tranchant résistant 4ème palier: 197,00 kN

Répartition:

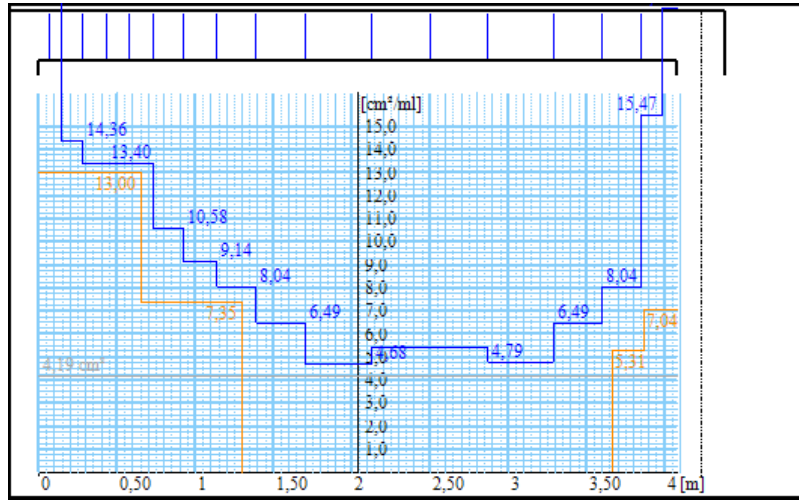
Depuis l'appui gauche - origine des x = nu de l'appui gauche

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 ² /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 ² /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 Θ' : 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 < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre: $\sigma_{Rd2} (=V_{ed}/b.w.a2.\sin\Theta')$: 2,76 MPa < σ_{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 Θ' de la bielle côté gauche de l'appui : 63,43° (suivant eq.9.17 de l'AN)

Angle Θ' 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: $\sigma_{Rd2} (=V_{edg}/b \cdot w \cdot a_2 \cdot \sin \Theta_g)$: 3,39 MPa < σ_{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: $\sigma_{Rd3} (=V_{edd}/b \cdot w \cdot a_3 \cdot \sin \Theta_d)$: 3,39 MPa < σ_{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 Θ' : 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: $\sigma_{RdMax} = 0.85 \cdot v' \cdot f_{cd}$ (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: $\sigma_{Rd1} (=V_{ed}/b \cdot w \cdot a_1)$: 2,71 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre: $\sigma_{Rd2} (=V_{ed}/b \cdot w \cdot a_2 \cdot \sin \Theta')$: 2,76 MPa < σ_{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= $1,01\text{cm}^2$ (As mini = $2,93\text{cm}^2$)
 $< 3,14\text{cm}^2$ = 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= $1,01\text{cm}^2 < 3,14\text{cm}^2$ = 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 $a_m = 5,6 > 1,2$ 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 (a_m) - OK

Armatures sur appui droit:

- distance acier $a_m = 5,6 > 1,2$ cm minimum - OK
- vérification suivant EN1992-1-2 Art.5.2(17): distance minimale armature = $5,6 > 1,2$ cm minimum ($d^\circ R30$) - OK

- Travée 2:

- largeur poutre = $30 > 8$ cm minimum - OK

Armatures en partie inférieure:

- distance acier $a_m = 5,6 > 1,2$ 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 (a_m) - OK

Armatures sur appui gauche:

- distance acier $a_m = 5,6 > 1,2$ cm minimum - OK
- vérification suivant EN1992-1-2 Art.5.2(17): distance minimale armature = $5,6 > 1,2$ cm minimum ($d^\circ R30$) - 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.

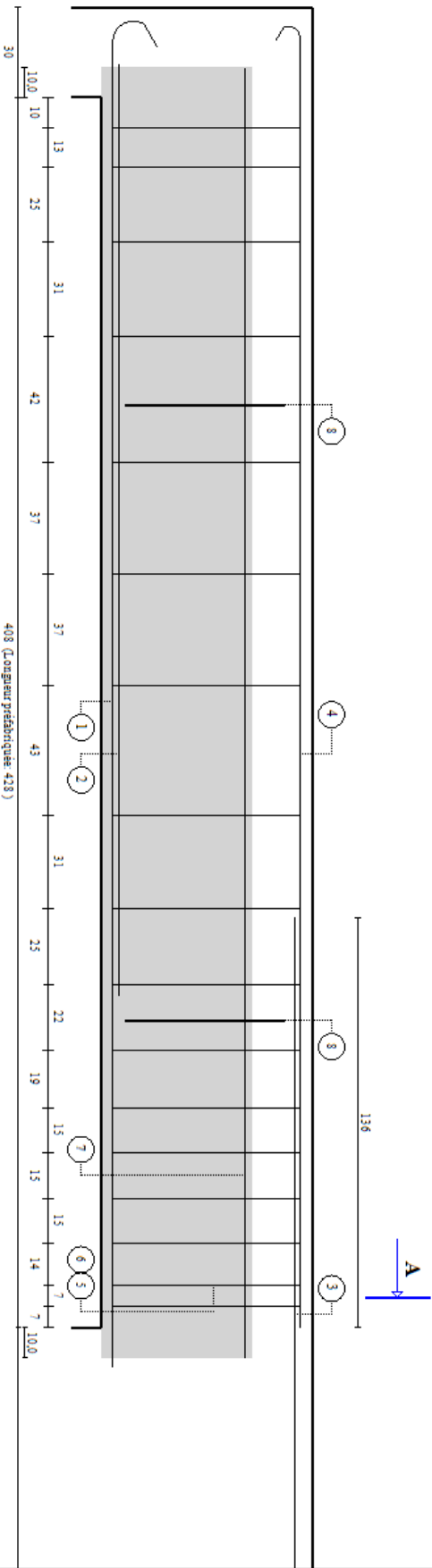
12 - Plans

Vous trouverez ci-après les plans d'exécution des ouvrages établis suivant la note de calcul.

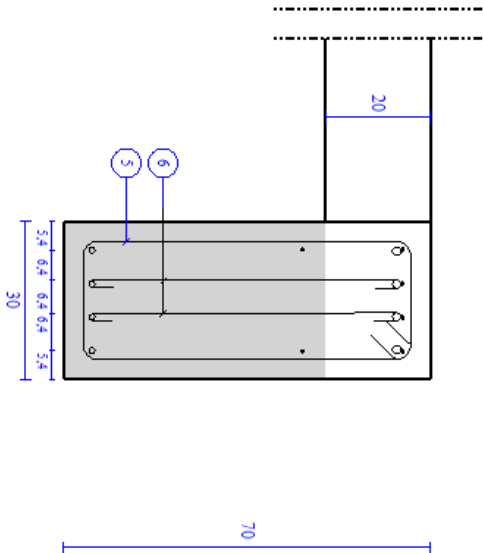
Attention: ces plans ne sont pas à l'échelle. Ils servent simplement à illustrer la note de calcul.

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



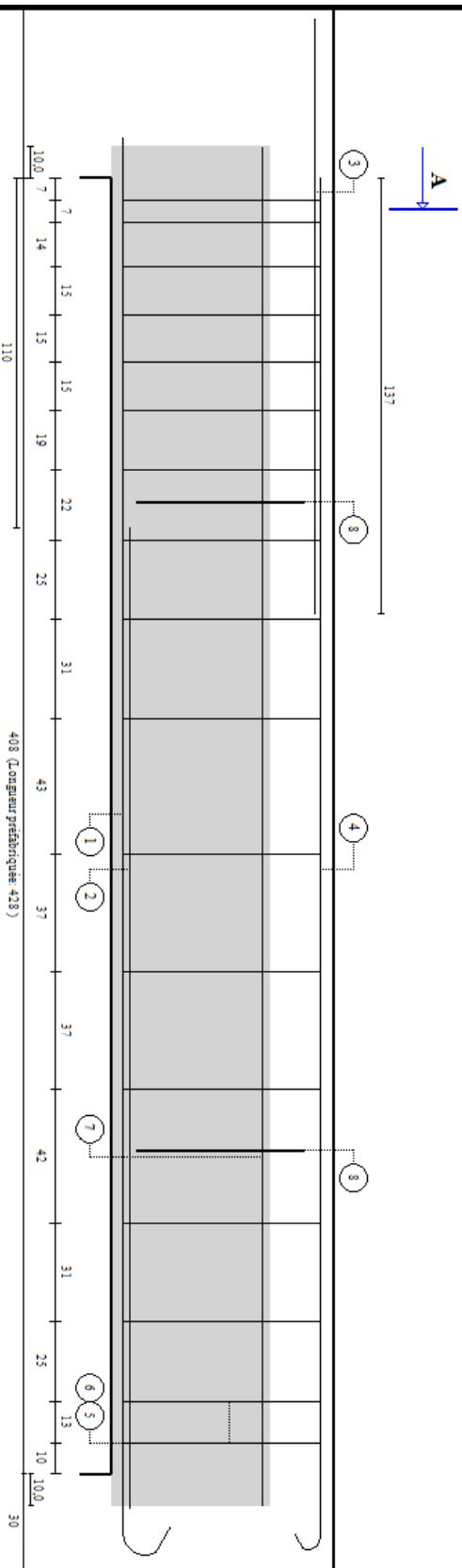
NOMENCLATURE DES ACIERS

1	4 HA12 x 5,08 9 447	2	4 HA10 x 2,98 11 298	3	4 HA16 x 3,53 136 353 217
4	4 HA10 x 4,45 5 434	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 53	9	

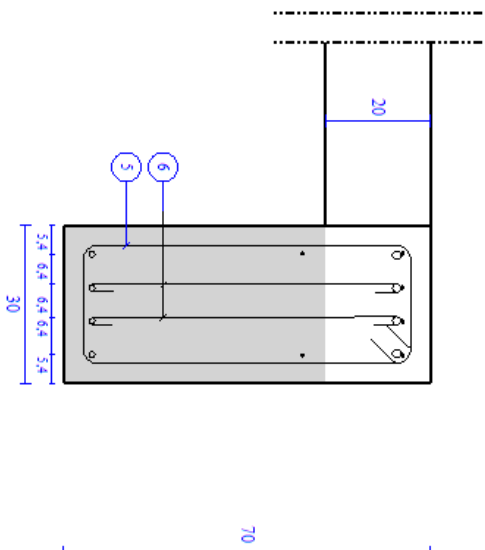
Matériaux: Béton - Fck = 30 MPa - granulats max: 20mm - Acier armatures: HA500 classe B
Enrobage: supérieur = 4,00 cm, latéral = 4,00 cm, inférieur = 4,00 cm - Classe d'exposition XC4
Diamètres des mandrins
- Armatures inférieures - HA12: ØDM = 250 mm
- Armatures de construction - HA10: ØDM = mm
Ferraillage 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 levage: aciers doux type S325C - Ø mandrin > 39mm
hauteur au-dessus de l'assise poutre: 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 $\overline{44}^{\circ}$	2	4 HA10 x 2,98 $\overline{298}$	3	4 HA16 x 3,53 $\overline{216}$ $\overline{353}$ $\overline{137}$
4	4 HA10 x 4,45 $\overline{434}$ $\overline{3}$	5	17 cadres HAS x 1,84 $\overline{62}$ $\overline{22}$	6	17 x 2 épingles HA8 x 0,79 $\overline{62}$ $\overline{5}$
7	2 x HA8 x 4,28 $\overline{428}$	8	2 x 1 boucle Ø10 x 1,08 $\overline{53}$	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
- Armatures de construction - HA10: ØDM = mm
Ferraillage 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 levage: aciers doux type S325C - Ø mandrin > 39mm
hauteur au-dessus de l'assise préfa: 10 cm - A couper avant coulage
Longueur ancrage dans la partie préfa > 43,0cm!