



Etudes
Techniques
Ingénierie **C**onstruction

S.A.R.L. E.T.I.C
275, rue Jules Barni
80000 AMIENS
Tél : 03.22.91.74.26
Fax : 03.22.91.74.95



NOTE D'HYPOTHESES – PRE DIMENSIONNEMENT PHASE APS



1. HYPOTHESES

1.1. Références Normatives

Eurocodes structuraux ainsi que les Annexes Nationales compris guides et rapports :

- NF Eurocode 0 : Base EN 1990 calculs des structures
- NF EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures
- NF EN 1992 Eurocode 2 : Calculs des structures en béton
- NF EN 1993 Eurocode 3 : Calculs des structures métalliques
- NF EN 1995 Eurocode 5 : Calculs des structures en bois
- NF EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique
- NF EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Rapport : EN-CAPE 19.093 C-V1 Action 39 : Analyse du risque cyclonique en outremer

Guide : Conception et construction paracycloniques

1.2. Matériaux

Aciers :

Le matériau utilisé est de l'acier de nuance S275 et de caractéristiques :

Module de Young : $E = 2,1 \times 10^{11} \text{Pa}$

Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$

Densité : $d = 7850 \text{ kg/m}^3$

Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 1,1 \times 10^{-5}$

Béton :

Classe résistance minima : C25/30

Classe d'exposition des bétons

Projet situé à moins d'1km de la mer.

Suivant la norme NF EN206-1, la classe d'exposition des bétons sera :

- X0 : Gros béton
- XC2 : Fondations
- XC3 : Superstructure intérieure
- XS1 : Superstructure extérieure

Bois :

Classe de résistance des BLC : GL 24 h

1.3. Classe de résistance au feu

Tour de contrôle : 1h (en attente de confirmation par le contrôleur technique)

Bloc technique : 1h (en attente de confirmation par le contrôleur technique)

1.4. Géotechnique

Rapport :

GINGER – Mission (G2) – Phase APS du 18/02/2025

Capacités portantes des sols :

Le taux de travail à retenir pour les fondations des ouvrages dans les alluvions limono graveleuses (formation n°1)

$$Q_{ELS} = 0,30 \text{MPa}$$

Dallage :

Le dallage reposera uniformément sur les alluvions limono-graveleuses de la formation n°1 par l'intermédiaire d'une couche de forme d'épaisseur 40cm

Composition de la couche de forme :

- Une couche de forme de 20cm d'épaisseur minimale, pour un fond de forme en grave non traité (GNT) 0/80, ou équivalent et insensible à l'eau
- Des sur-profondeurs de la couche de forme pourront être réalisées en fonction des épaisseurs de remblais
- Une couche de réglage de 20cm d'épaisseur minimale en grave non traitée 0/35

Objectif :

Dallage armé $e=15\text{cm}$

$K \geq 50\text{MN/m}^3$

Paramètres de sol et coefficients sismiques :

Bâtiment de catégorie d'importance IV

Zone de sismicité 2

Type de sol :	B
Paramètre de sol :	1,35
Catégorie d'importance de l'ouvrage :	IV
Accélération au rocher a_{gr} :	$0,7\text{m}^2/\text{s}$
Coefficient d'importance γ_I :	1,4
Facteur r :	-
Coefficient sismique horizontal k_h :	0,135
Coefficient sismique vertical k_v :	0,067

1.5. Charges

1.5.1. Charges permanentes

A définir suivant destination et localisation

1.5.2. Charges d'exploitations

A minima suivant la norme EN-1991-1-1

Suivant propositions du SNIA

Bloc technique :

- Plancher bas RdC : $1\,000\text{daN/m}^2$
- Plancher haut RdC : $1\,000\text{daN/m}^2$
- Plancher haut R+1 : 350daN/m^2
- Plancher haut R+2 : 350daN/m^2
- Toiture : 80daN/m^2

Tour de contrôle :

- Locaux techniques (R+5) : $1\,000\text{daN/m}^2$
- Vigie : 500daN/m^2
- R+4 : 500daN/m^2
- Sous vigie : 500daN/m^2
- Autres locaux : 250daN/m^2

1.5.3. Actions du vent

Eurocode 1 :

Vitesse de référence

La valeur caractéristique est déterminée à partir de la vitesse de référence $v_{b,0}$, dont la période moyenne de retour est de 50 ans.

Dans le cas présent prise en compte du risque cyclonique suivant le Décret n° 2023-1087 du 23 novembre 2023 relatif à la prise en compte du risque de vents cycloniques dans la conception et la construction des bâtiments exposés à ce risque applicable au plus tard le 1er janvier 2026

Valeur de référence du vent $V_{b,0}$: 34m/s

A la suite de la prise en compte du risque cyclonique suivant le rapport Action 39 du CSTB

$V_{b,0}$: 38m/s pour une période de retour de 50 ans

Définition des coefficients :

- Coefficient de direction $C_{dir} = 1$ (valeur maxi.)
- Coefficient de saison $C_{season} = 1$

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 38 = \mathbf{38m/s}$$

Vitesse moyenne du vent

Variation avec la hauteur

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

Coefficient orographique

$$c_o(z) = 1$$

Rugosité du terrain

$$k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07}$$

$$z_{0,II} = 0,05m$$

$$z_0 = 0,005m$$

$$z_{min} = 2,00m$$

$$z = 35,00m$$

$$k_r = 0,162$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0)$$

$$c_r(z) = 1,434$$

Turbulence du terrain

$$I_v(z) = k_l / [c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)] \text{ pour } z_{min} \leq z \leq z_{max} \text{ avec } k_l = 1,0$$

$$I_v(z) = 0,113$$

Pression dynamique de pointe

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \text{ avec } \begin{aligned} \rho &= 1,225 \text{ kg/m}^3 \\ v_b &= 38 \text{ m/s} \\ v_m(z) &= 1,434 \cdot 1 \cdot 38 \text{ m/s} = 54,50 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,113] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,225 \cdot 54,50^2$$

$$q_p(z) = 326 \text{ daN/m}^2$$

1.5.4. Séisme

Eurocode 8

Zone de sismicité :	2 (faible sismicité)
Catégorie d'importance :	IV
Accélération de calcul a_{gr} :	0,7
Coefficient d'importance γ_I :	1,4
Classe de ductilité :	DCL
Coefficient de comportement q :	1,50

2. PRE DIMENSIONNEMENT

2.1. Principes structurels

La superstructure est constituée de 2 blocs (bloc technique et vigie) séparés par un joint de dilatation de 4cm permettant de s'affranchir de la prise en compte des effets du retrait ainsi que de la dilatation.

Le joint de dilatation de 4cm permet de prendre les déplacements sous l'action sismique.

Bloc technique

La superstructure est composée de voiles en béton armé au niveau des façades ainsi que des refends intérieurs. Les différents planchers en béton armé reposent sur les voiles ainsi que sur une trame intérieure composées de poutres et poteaux en béton armé.

Les différents planchers jouent le rôle de diaphragmes rigides sur l'ensemble des niveaux vis-à-vis des actions horizontales induites par les sismiques ainsi que le vent.

Les façades et refends intérieurs interviennent dans le contreventement vertical.

Le niveau haut du R+ 3 du bloc technique est composé du charpente bois en BLC contreventée dans le plan horizontal pour assurer la stabilité des voiles en béton et répondre aux différentes actions sismiques et celles induites par le vent.

Les éléments primaires pour répondre aux actions sismiques sont :

- Les planchers en béton armé des différents niveaux
- Les voiles des façades ainsi que des refends intérieurs en béton armé

La trame intérieure composée d'une ossature poteaux et poutre est considérée comme éléments sismiques secondaires.

La couverture du bloc technique est constituée par un bac sec nervuré en aluminium.

Bloc vigie

Le fut de la vigie est composé de voiles en béton armé qui intègre la cage d'escalier ainsi que la gaine ascenseur.

Les planchers de l'ensemble des niveaux sont en béton armé.

Calcul des coefficients k_{Mtr} , k_{Mg} et k_{Md} en fonction des types de cas de charge : permanentes ou variables

	3 appuis		Travée étudiée					1
	2 travées							
	Travée 1	Travée 2						
L_n	6,35	4,25						m
b	1	1						m
h	0,3	0,3						m
b_w	0	0						m
h_f	0	0						m
d	0,26	0,26						m
d'	0,26	0,26						m
g_0	7,5	7,5						kN/m
g_1	1	1						kN/m
g_2	0,9	0,9						kN/m
q	10	10						kN/m
L_{ef}	6,6	4,5						m
b_{ef}	1	1						m
inertie	22,5000	22,5000						m ⁴
$g = \Sigma g_i$	9,4	9,4	9,4					kN/m

γ_g	1,35	charges permanentes
γ_q	1,5	charges variables
γ_C	1,5	coef. béton
γ_S	1,15	coef. acier
Ψ_2	0,3	coeff. de comb. QP.

f_{cd}	16,67	
f_{yd}	434,8	
ϵ_{c2}	2,00	‰
ϵ_{cu2}	3,50	‰
n	2,00	
ϵ_{uk}	25	‰
k	1,05	

largeurs d'appui	0,2	0,4	0,2					m
------------------	-----	-----	-----	--	--	--	--	---

1 - Détermination des sections d'armatures en ELU (portées efficaces L_{eff} entre "axes")

Travée	Travée 1	Travée 2						
g_{ELU}	12,69	12,69						
p_{ELU}	27,69	27,69						
Moments ELU maxi en travée								
Cas 1	103,81	1,30						
Cas 2	38,72	39,65						
Cas 3	97,52	23,49						
$M_{u, trav}$	103,81	39,65						kNm
$A_{s, inf}$	9,24	3,42						cm ²

Pour la travée 1

	Mgauche	Mdroit	Mi-travée
Etape 1	0,00	-29,44	23,08
Etape 2	0,00	-34,17	26,16
Etape 3	0,00	-36,89	28,93
Etape 4	0,00	-39,61	39,52
Etape 5	0,00	-45,94	64,24

- ' code = 1 : moments sur l'axe des appuis pour le cas kk
- ' code = 0 : moments à mi-travée,
- ' code = -1 : moments maximaux en travée
- ' code = -2 : moments au nu de l'appui gauche de la travée ;
- ' code = -3 : moment au nu de l'appui droit de la travée
- ' code = -4 : DM de moment au nu de l'appui gauche et moment à l'axe de l'appui gauche
- code = -5 : DM de moment au nu de l'appui droit et moment à l'axe de l'appui droit
- ' code = -6 : min algébrique de Mnuq et Mnud

a) Pour g_0

0
230847657
230847657
kN/m
1
0000000000
0000000000

b) Pour $g_0 + g_1$

Moments ELS à mi-portée des charges permanentes portées entre nus)

0

Cas 1	26,16	2,51						261627347 .
Cas 2	26,16	2,51						261627347 .
$M_{g0+g1, trav}$	26,16	2,51						kN/m .

Moments ELS à l'appui gauche des charges permanentes (portées entre nus)

1

Cas 1	0,00	-36,08						0000000000 .
Cas 2	0,00	-34,17						0000000000 .
$M_{g0+g1, gauc}$	0,00	-34,17						

Moments ELS à l'appui droit des charges permanentes (portées entre nus)

$M_{g0+g1, dro}$	-34,17							
------------------	--------	--	--	--	--	--	--	--

c) Pour $g = g_0 + g_1 + g_2$

Moments ELS à mi-portée des charges permanentes portées entre nus)

0

Cas 1	28,93	2,78						289329065 .
Cas 2	28,93	2,78						289329065 .
$M_{g, trav}$	28,93	2,78						kN/m

Moments ELS à l'appui gauche des charges permanentes (portées entre nus)

1

Cas 1	0,00	-36,89						0000000000 .
Cas 2	0,00	-36,89						0000000000 .
$M_{g, gau}$	0,00	-36,89						

Moments ELS à l'appui droit des charges permanentes (portées entre nus)

$M_{g, dro}$	-36,89							
--------------	--------	--	--	--	--	--	--	--

d) Pour $g + \Psi_2 \cdot q$

Moments ELS à mi-portée des charges quasi-permanentes portées entre nus)

0

Cas 1	39,52	-1,75						395246955 .
Cas 2	27,58	8,19						275750240 .
$M_{g, trav}$	39,52	8,19						kN/m

Moments ELS à l'appui gauche des charges permanentes (portées entre nus)

1

Cas 1	0,00	-45,95						0000000000 .
Cas 2	0,00	-39,61						0000000000 .
$M_{g, gau}$	0,00	-39,61						

Moments ELS à l'appui droit des charges permanentes (portées entre nus)

$M_{g, dro}$	-39,61							
--------------	--------	--	--	--	--	--	--	--

e) Pour $g = g + q$

		Moments ELS à mi-portée des charges caractéristiques portées entre nus)						0
Cas 1	64,24	-12,32					642388690	.
Cas 2	24,41	20,83					244066315	.
M _{g, trav}	64,24	20,83						kN/m
		Moments ELS à l'appui gauche des charges permanentes (portées entre nus)						1
Cas 1	0,00	-67,09					0000000000	.
Cas 2	0,00	-45,94					0000000000	.
M _{g, gau}	0,00	-45,94						
		Moments ELS à l'appui droit des charges permanentes (portées entre nus)						.
M _{g, dro}	-45,94							.

Calcul de la flèche nuisible selon l'Eurocode 2

dalle
travée de rive 1 dalle ou poutre ?
n° de travée

f_{ck}	25	MPa	résistance béton
f_{yk}	500	MPa	limite élastique acier
Classe	A		limite élastique acier
RH	50	%	classe d'acier
ciment	42,5N		classe résistance ciment
k_{fcm}	0		$0=f_{ctm}, 1=f_{ctm,fl}$

L_n	6,35	m	portée entre nus
b	1	m	largeur totale
h	0,3	m	hauteur totale
b_w	0	m	largeur âme
h_r	0	m	épaisseur table
d_{inf}	0,26	m	hauteur utile
d_{sup}	0,26	m	hauteur utile
g_0	7,5	kN/m	poids propre au désétalement
g_1	1	kN/m	charge de revêtements fragiles
g_2	0,9	kN/m	autres charge permanentes ultérieures
q	10	kN/m	charge d'exploitation

A_{inf}	12,70	cm ²	armature inférieure	proposée = 9,24
$A_{sup,gauc}$	0,00	cm ²	armature supérieure gauche	proposée = 0,00
$A_{sup,droit}$	12,70	cm ²	armature supérieure droite	proposée = 9,36

Dates en jours

	0	coulage du béton
t_0	28	désétalement
t_1	90	pose 1 ^{er} élément fragile
t_2	90	autres charges permanentes
t_3	360	mise en service (réception)
t_4	18 250	durée d'utilisation de projet (50 ans)

Résultats

Par double intégration de la courbure

flèche totale EC2	27,04	mm	1/234	$\varphi_0 = 2,50$
flèche en comb. quasi-permanente EC2	18,33	mm	1/346	$\varphi_0 = 2,50$
flèche nuisible Δf ($\beta=0,5$)	24,50	mm	1/256	$\varphi_0 = 2,50$

Suivant Guide FD P 18-717

flèche nuisible BAEL (§ B.6.5.3)	9,69	mm	1/656	$\varphi_0 = 2$
fléch. nuis. FD P18-717 (§ 7.4.3.7 II) 2013	6,33	mm	1/100	$\varphi_0 = 2,50$
fléch. nuis. FD P18-717 (§ 7.4.3.7 II) 2021 ($\alpha_E = 15$ et $\varphi_0 = 2$)	8,88	mm	1/716	$\varphi_0 = 2$
idem sans prise en compte quote-part de fluage différé dû au pois propre	9,91	mm	1/641	$\varphi_0 = 2$
fléch. nuis. FD P18-717 (§ 7.4.3.7 II) 2021 (α_E et φ_0 calculés)	9,13	mm	1/696	$\varphi_0 = 2,50$

Flèche admissible

11,4 mm

Coefficients

γ_g	1,35	charges permanentes
γ_q	1,5	charges variables
γ_c	1,5	coef. béton
γ_s	1,15	coef. acier
Ψ_2	0,3	coeff. de comb. QP.

f_{cm}	33	MPa	Tab. 3.1
f_{cd}	16,7	MPa	$= f_{ck}/\gamma_c$
f_{yd}	434,8	MPa	$= f_{yk}/\gamma_s$
f_{ctm}	2,56	MPa	Tab. 3.1
$f_{cm,fl}$	3,33	MPa	$= (1,6-h).f_{ctm}$
$f_{cm,retenu}$	2,56	MPa	choisi
E_{cm}	31 476	GPa	module sécant (Tab. 3.1)
E_c	33 050	GPa	module tangent $= 1,05E_{cm}$
α_e	6,05		$= E_s/E_c$
classe	N		§ 3.1.2 (6)
n_p	20		nombre de pas
ε_{c2}	2,00	‰	
ε_{cu2}	3,50	‰	
n	2		exposant
ε_{uk}	25	‰	
k	1,05		coeff. acier

Sections retenues

A_{inf}	12,70	cm ²
$A_{sup,gauc}$	0,00	cm ²
$A_{sup,droit}$	12,70	cm ²

En étape 5 : $g_0+g_1+g_2+q$

$\sigma_{c,max,trav}$	11,27	45%	de f_{ck}
$\sigma_{s,max,trav}$	248	50%	de f_{yk}
$\sigma_{c,max,appui}$	6,80	27%	de f_{ck}
$\sigma_{s,max,appui}$	149,9	30%	de f_{yk}

En cumulé							Flèches instantanées avec $\beta =$			
							avec $\beta =$	0,5	1	0,5
Etales de chargement	n°	p	M ₀ (iso)	M _{gauche}	M _{droite}	M _{mi-trav}	cumulées	cumulées	individuelles	individuelles
g ₀	1	7,50	37,80	0,00	-29,44	23,08	1,11	1,11	1,11	1,11
g ₀ +g ₁	2	8,50	42,84	0,00	-34,17	26,16	1,23	1,23	0,12	0,12
g ₀ +g ₁ +g ₂	3	9,40	47,38	0,00	-36,89	28,93	1,69	1,39	0,46	0,16
g ₀ +g ₁ +g ₂ + $\Psi_2 \cdot q$	4	12,4	62,50	0,00	-39,61	39,52	6,77	2,75	5,08	1,36
g ₀ +g ₁ +g ₂ +q	5	19,40	97,78	0,00	-45,94	64,24	19,22	15,34	12,45	12,59
q		10	50,40							

Moments		
mi-travée		
M _{g0}	23,08	sous g ₀
M _{g1}	3,08	sous g ₁
M _{g2}	2,77	sous g ₂
M _{0,3q}	10,59	sous $\Psi_2 \cdot q$
M _q	35,31	sous q

Coefficients de fluage $\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$ (EC2-§ B.1)

chargement à t ₀ =	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄	t ₅
	28	90	90	360	18250
calcul à					
t = 28	0,000				
t = 90	1,176	0,000	0,000		
t = 90	1,176	0,000	0,000		
t = 360	1,776	1,360	1,360	0,000	
t = 18 250	2,467	1,973	1,973	1,510	0,000

Exemple : pour un chargement à 90 jours,
le coefficient de fluage à 360 jours vaut 1,36

Flèches avec fluage		
avec $\beta =$	0,5	1
f _a	0,00	0,00
f _b	1,11	1,11
f _c	2,42	2,42
f _d	2,54	2,54
f _e	2,54	2,54
f _f	3,00	2,70
f _g	4,45	3,75
f _h	9,53	5,11
f _j	18,33	8,10
f _k	27,04	16,92
Δf _{qp}	6,99	2,57
Δf _{car}	24,50	14,38
f _{qp}	18,33	8,10

Voir Fig. en p. 3 ci-contre

avec $\varphi(t_2, t_1) = 1,176$

$= f_1 = f(g_0)$

$= f_1 \cdot [1 + \varphi(t_2, t_1)]$

$= f_c + f_2$

$= f_1 \cdot [1 + \varphi(t_3, t_1)] + f_2 \cdot [1 + \varphi(t_3, t_2)]$

$= f_e + f_3$

$= f_1 \cdot [1 + \varphi(t_4, t_1)] + f_2 \cdot [1 + \varphi(t_4, t_2)] + f_3 \cdot [1 + \varphi(t_4, t_3)]$

$= f_g + f_4$

$= f_1 \cdot [1 + \varphi(t_5, t_1)] + f_2 \cdot [1 + \varphi(t_5, t_2)] + f_3 \cdot [1 + \varphi(t_5, t_3)] + f_4 \cdot [1 + \varphi(t_5, t_4)]$

flèche totale = f_j + (1- Ψ_2).f₅

flèche nuisible = f_h - f_d à la mise en service sous g + $\Psi_2 \cdot q$

flèche nuisible finale = f_k - f_d sous g + q

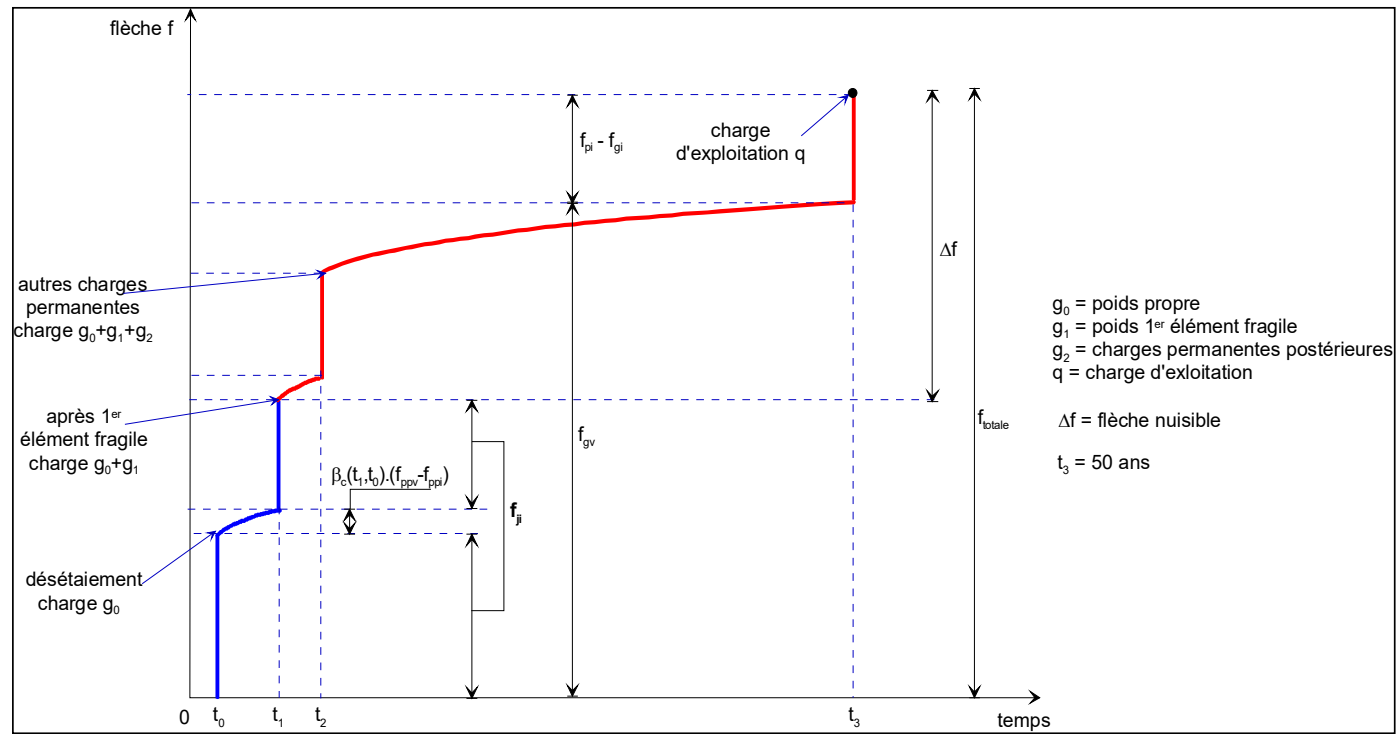
flèche finale sous comb. quasi-perm. = f_j

Calcul des coefficients de fluage

h ₀	230,8	h ₀ = 1000h ou 1000(b _w .h+b.h _f - b _w .h _f)/(b+h)					
α ₁	1	α ₁ = (35/f _{cm}) ^{0,7} ≤ 1					
α ₂	1	α ₂ = (35/f _{cm}) ^{0,2} ≤ 1					
α ₃	1	α ₃ = (35/f _{cm}) ^{0,5} ≤ 1					
β _H	596,2	β _H = 1,5[1 + (0,012RH) ¹⁸].h ₀ + 250α ₃ ≤ 1500α ₃					
β(f _{cm})	2,925	β(f _{cm}) = 16,8/f _{cm} ^{0,5}					
φ _{RH}	1,815	φ _{RH} = [1 + (1 - RH/100).α ₁ /(0,1h ₀ ^{1/3})].α ₂					
t ₀	28	28	28	28	140	28	28
t	90	90	360	18 250	360	90	18250
β(t ₀) = (0,1+t ₀ ^{0,2}) ⁻¹							
β(t ₀)	0,488	0,488	0,488	0,488	0,359	0,488	0,488
β _c (t, t ₀) = [(t-t ₀)/(β _H +t-t ₀)] ^{0,3}							
β _c (t, t ₀)	0,492	0,492	0,735	0,990	0,674823	0,4922801	0,9903882
φ(t, t ₀) = φ _{RH} .β(f _{cm}).β(t ₀).β _c (t, t ₀)							
φ(t, t ₀)	1,276	1,276	1,905	2,568	1,285	1,276	2,568

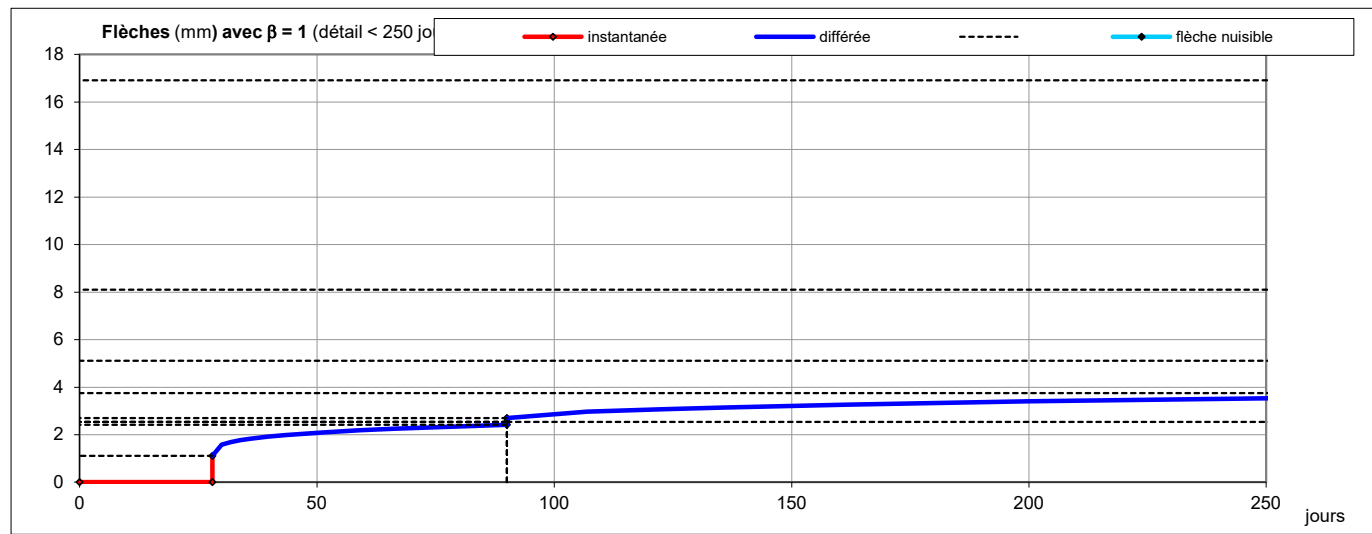
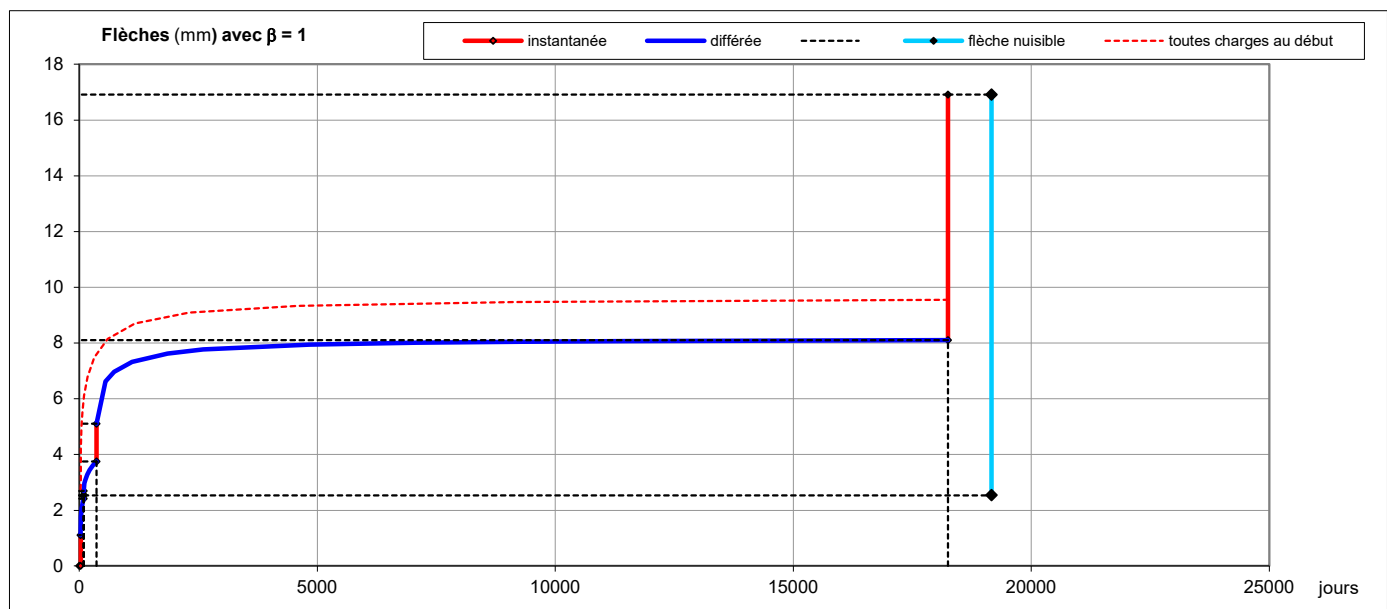
A schematic diagram of a beam of total length L . Two point loads, each of magnitude $0,25L$, are applied to the beam. The first load is represented by a red horizontal bar and is located at a distance of $0,25L$ from the left end. The second load is represented by a black horizontal bar and is located at a distance of $0,25L$ from the right end. The distance between the two loads is $0,5L$. The beam is supported by two vertical supports, one at each end, which are shown as T-shaped structures.

A	1,05	25
B	1,08	50
C	1,15	75
D	1	25



b_{w0}	1	m
b_{eff}	1	m

ELS	permanentes
ELU	variables



Calcul des flèches suivant BAEL - Art. B 6.5.2

flèche limite 11,35 mm (Art. B.6.5.3)
 flèche nuisible 9,69 (mm) = $f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$
 soit 1/655° OK

L	6,35	m	portée entre nus
f_{c28}	25	MPa	résistance du béton
h	0,3	m	hauteur totale
d	0,26	m	hauteur utile
A_s	12,70	cm ²	armature inférieure en travée
f_{t28}	2,10	MPa	résistance à la traction = $0,06f_{c28} + 0,6$
E_i	32 164	MPa	module d'Young instantané = $11000f_{c28}^{1/3}$
E_v	10 721	MPa	module d'Young différé = $E_i/3$
n	15		coefficient d'équivalence
ρ	0,004885		% d'armature tendue = $A_s/(d)$
λ_i	4,299		= $0,05f_{t28}/(5\rho)$ § B.6.5.2
λ_v	1,720		= $0,4 \lambda_i$ § B.6.5.2

fibre neutre

a	0,5	b/2
b	0,01905	$n.A_s$
c	-0,004953	$-n.A_s.d$
Δ	0,010269	$b^2-4a.c$
x	0,0823	m fibre neutre = $(\Delta^{0,5}-b)/(2a)$
I	0,0007874	m ⁴ Inertie = $x^3/3+n(d-x)^3$

Calculs à mi-travée

charges permanentes				toutes ch.	
instantanées	différées	fin cloisons	g + q		
f_{gi}	f_{gv}	f_{ji}	f_{pi}		§ B 6.5.2
M	28,93	28,93	26,16	64,24	kNm moments ELS
σ_c	3,02	3,02	2,73	6,71	MPa = $M.x/I$
σ_s	98,0	98,0	88,6	217,5	MPa = $n.M.(d-x)/I$
μ	0,084	0,084	0,041	0,421	§ B.6.5.2 = $1 - 1,75f_{t28}/(4\rho.\sigma_s + f_{t28}) \geq 0$
I_0	0,0024667	0,0024667	0,0024667	0,0024667	m ⁴ moment d'inertie non fissurée homogénéisée
I_{fi} ou I_{fv}	0,0019908	0,0023694	0,0023099	0,0009653	m ⁴ moment d'inertie fictif = $1,1I_0/(1+\lambda_v.\mu)$
E	32 164	10 721	32 164	32 164	MPa module d'Young béton = E_i ou E_v
f	1,822	4,593	1,420	8,342	mm = $M.L^2/(10E.I)$
	1/3485°	1/1382°	1/4472°	1/761°	

Calcul S et I en section non fissurée homogénéisée

b	h	S	h/2	m	2h/3	I_D
1	0,3	0,3	0,15	0,045	0,2	0,009
brut		S = 0,3			$I_G =$	0,00225
b	h	S	h/2	m	2h/3	I_A
1	0,3	0,3	0,15	0,045	0,2	0,009
A_s	n	$n.A_s$	d	m	d	I_D
0,00127	15	0,01905	0,26	0,004953	0,26	0,001288
		S = 0,31905	m =	0,049953	$I_A =$	0,010288
homogène		v = 0,156568			$I_0 =$	0,002467

Calcul des flèches de dalle suivant FD P 18-717 : § 7.4.3 (7) II

avec α_E =

calculé

$\alpha_E = 15$

avec φ_0 =

calculé

$\varphi_0 = 2$

flèche limite

11,35

11,35

flèche nuisible Δf_1

9,13

8,88

calculé/forfaitaire

103%

OK

Δf avec mise en place tardive des cloisons

$(mm) = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) - \beta_{cc}(t, t_0) \cdot (f_{ppv} - f_{ppi})$

Calculs à mi-travée avec φ_0 et α_E calculés

φ_0	2,50	coef.fluage calculé (EC2 : 2005)
L_n	6,35	m portée entre nus
f_{ck}	25	MPa résistance du béton
b_{eff}	1	m largeur efficace
h	0,3	m hauteur totale
b_w	0	m largeur de l'âme
h_f	0	m hauteur de la table
d	0,26	m hauteur utile
A_s	12,70	cm ² armature inférieure en travée
n	22,21	coeff. équivalence = $E_s \cdot (1 + \varphi_0) / E_{cm}$
E_i	31 476	MPa module d'Young instantané = E_{cm}
E_v	9 005	MPa module d'Young différé = $E_{cm} / (1 + \varphi_0)$
ρ	0,00488462	% d'armature tendue = $A_s / (d)$
f_{ctw}	2,1	MPa = $\text{Min}[0,06f_{ck} + 0,6 ; 0,275f_{ck}^{2/3}]$
λ_i	4,299	= $0,05f_{ctw} / (5\rho)$
λ_v	1,720	= $0,4 \lambda_i$
t_0	28	jours mise en charge (désétalement)
t_1	90	jours fin de pose 1 ^{er} élément fragile
I_0	0,002562	m ⁴ moment d'inertie non fissurée homogénéisée

	M _{oments} (kNm) ELS		
	charge	iso	mi-travée
	p	M	M _t
	kN/m	kNm	kNm
g_0	7,50	37,80	23,08
g_1	1	5,04	3,08
g_2	0,9	4,54	2,77
q	10	50,40	35,31
Total	19,40	97,78	64,24
dont g	9,40	47,38	28,93

Inertie homogénéisée en section non fissurée avec $n = 22,21$

b	h	S	m	I_A
1	0,3	0,3	0,045	0,009
A_s	n	$n \cdot A_s$	m	I_D
12,70	22,21	0,028207	0,0073338	0,0019068
	S =	0,328207	0,0523338	0,0109068
homogène	v =	0,159454	$I_0 =$	0,00256197

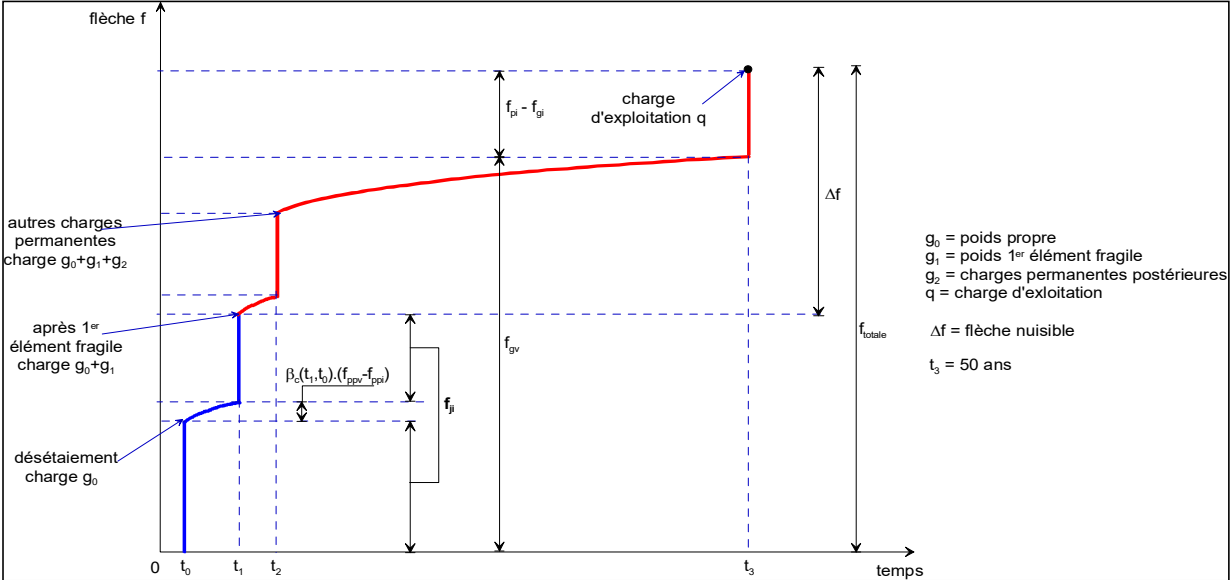
α	0,5	=0,5
β	0,0282068	= $n \cdot A_s$
γ	-0,007334	= $-n \cdot A_s \cdot d$
Δ	0,0154632	= $\beta^2 - 4\alpha \cdot \gamma$
x	0,0961	fibre neutre = $(\Delta^{0,5} - \beta) / (2\alpha)$ (m)
I	0,0010536	Inertie = $x^3/3 + n(d - x)^3$ (m ⁴)

Calculs à mi-travée avec φ_0 et α_E calculés

en flèche	toutes les charges permanentes		fin élém.fragiles		poids propre		poids propre		toutes charges	
	instantanées	finales	instantanées	finales	instantanées	finales	instantanées	finales	instantanées	finales
	f_{gi}	f_{gv}	f_{ji}	f_{pi}	f_{ppv}	f_{pi}	f_{ppv}	f_{pi}	f_{ppv}	f_{pi}
M	28,93	28,93	26,16	23,08	23,08	64,24	kNm			
σ_c	2,64	2,64	2,39	2,11	2,11	5,86	MPa			
σ_s	99,9	99,9	90,4	79,7	79,7	221,9	MPa			
μ	0,093	0,093	0,049	-0,005	-0,005	0,429				
I_{fi} ou I_{fv}	0,0020120	0,0024289	0,0023250	0,0028756	0,0028409	0,0009909	m ⁴			
Young	31 476	9 005	31 476	31 476	9 005	31 476	MPa			
f	1,842	5,334	1,442	1,028	3,639	8,305	mm			
	1/3446°	1/1190°	1/4404°	1/6174°	1/1745°	1/764°				

moments ELS
= $M \cdot x / I$
= $n \cdot M \cdot (d - x) / I$
= $1 - 1,75f_{ctw} / (4\rho \cdot \sigma_s + f_{ctw})$
moment d'inertie = $1,1 I_0 / (1 + \lambda_v \mu)$
module béton
= $M \cdot L^2 / (10 E \cdot I)$
 L_n / f

$\beta_{cc}(t, t_0)$	0,47	EC2 (B.7)
	3,89	= $(f_{gv} - f_{ji})$ flèche différée des charges à la pose 1 ^{er} élément fragile + totale des ch.perm. Postérieures
	6,46	= $(f_{pi} - f_{gi})$ flèche due à q
	2,61	= $(f_{ppv} - f_{ppi})$ flèche différée due au poids propre
Δf_1	10,36	= $(f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$
$f_{nuisible}$	9,13	= $\Delta f_1 - \beta_{cc}(t, t_0) \cdot (f_{ppv} - f_{ppi})$



Calculs à mi-travée avec ϕ_0 et α_E forfaitaires $\phi_0 = 2$ et $\alpha_E = 15$

ϕ_0	2,00		coef.fluage forfaitaire
L_n	6,35	m	portée entre nus
f_{ck}	25	MPa	résistance du béton
b_{eff}	1	m	largeur efficace
h	0,3	m	hauteur totale
b_w	0	m	largeur de l'âme
h_f	0	m	hauteur de la table
d	0,26	m	hauteur utile
A_s	12,70	cm ²	armature inférieure en travée
n	15,00		coeff. équivalence retenu α_E
E_i	31 476	MPa	module d'Young instantané = E_{cm}
E_v	10 492	MPa	module d'Young différé = $E_{cm}/3$
ρ	0,0048846		% d'armature tendue = $A_s/(d)$
f_{ctw}	2,1	MPa	= $\text{Min}[0,06f_{ck} + 0,6 ; 0,275f_{ck}^{2/3}]$
λ_i	4,299		= $0,05f_{ctw}/(5\rho)$
λ_v	1,720		= $0,4 \lambda_i$
t_0	28	jours	mise en charge (désétalement)
t_1	90	jours	fin de pose 1 ^{er} élément fragile
I_0	0,002467	m ⁴	moment d'inertie non fissurée homogénéisée

Inertie homogénéisée en section non fissurée avec $n = 15$

b	h	S	m	I_Δ
1	0,3	0,3	0,045	0,009
A_s	n	$n.A_s$	m	I_D
12,70	15,00	0,01905	0,004953	0,00128778
	S =	0,31905	0,049953	0,01028778
homogène	v =	0,1565679	$I_0 =$	0,002466742

α	0,5	=0,5
β	0,01905	= $n.A_s$
γ	-0,004953	= - $n.A_s.d$
Δ	0,0102689	= $\beta^2 - 4\alpha.\gamma$
x	0,0823	fibre neutre = $(\Delta^{0,5} - \beta)/(2\alpha)$ (m)
I	0,0007874	Inertie = $x^3/3 + n(d - x)^3$ (m ⁴)

Calculs à mi-travée avec ϕ_0 et α_E forfaitaires $\phi_0 = 2$ et $\alpha_E = 15$

en flèche	toutes les charges permanentfin élém.fragiles		poids propre		toutes charges	
	instantannées	totales	instantannées	instantannées	totales	instantannées
	f_{gi}	f_{gv}	f_{ji}	f_{ppi}	f_{ppv}	f_{pi}
M	28,93	28,93	26,16	23,08	23,08	64,24
σ_c	3,02	3,02	2,73	2,41	2,41	6,71
σ_s	98,0	98,0	88,6	78,2	78,2	217,5
μ	0,0844	0,0844	0,0406	0,0000	0,0000	0,4212
I_{fi} ou I_{fv}	0,0019908	0,0023694	0,0023099	0,0027134	0,0027134	0,0009653
Young	31 476	10 492	31 476	31 476	10 492	31 476
f	1,862	4,693	1,451	1,090	3,270	8,525
	1/3410°	1/1353°	1/4376°	1/5826°	1/1942°	1/744°

moments ELS = $k_{trav}.k_{M2}.M_{iso}$

= $M.x/I$

= $n.M.(d - x)/I$

= $1 - 1,75f_{ctw}/(4\rho.\sigma_s + f_{ctw})$

moment d'inertie = $1,1I_0/(1 + \lambda_v.\mu)$

module béton

= $M.L^2/(10E.I)$

L_v/f

$\beta_c(t, t_0)$	0,47	EC2 (B.7)
	3,24	= $(f_{gv} - f_{ji})$ flèche différée des chargesà la poe 1re élément fragile + totale des ch.perm. Postérieures
	6,66	= $(f_{pi} - f_{gi})$ flèche due à q
	2,18	= $(f_{ppv} - f_{pp})$ flèche différéen due au poids propre
Δf_1	9,91	= $(f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$
$f_{nuisible}$	8,88	= $\Delta f_1 - \beta_{cc}(t, t_0).(f_{ppv} - f_{ppi})$

Calcul de la flèche nuisible suivant Guide EC2 FD P18-717

n	15	coefficient d'équivalence § 7.4.3 (4) on peut prendre 15, sinon 0	
Φ	2	coefficient de fluage (§ 7.4.3 (7)) on peut prendre 2, sinon 0	
L	6,35	m	portée principale entre nus d'appuis
h	0,3	m	hauteur totale = 1/21,2 de L
p	7,50	kN/m	charge de poids propre
c	1,00	kN/m	poids des éléments fragiles
r	0,90	kN/m	charge permanente après mise en œuvre des éléments fragiles
q	10,00	kN/m	charge d'exploitation
M_p	23,08	kNm	moment à mi-travée dû à la charge de poids propre
M_c	3,08	kNm	moment à mi-travée dû au poids des éléments fragiles
M_r	2,77	kNm	d° dû à la charge perm. après mise en œuvre des éléments fragiles
M_q	35,31	kNm	moment à mi-travée dû à la charge d'exploitation
A_s	12,70	cm ²	section des armatures inférieures à mi-travée = 0,488%
d	0,26	m	distance utile des armatures inférieures
f_{ck}	25	MPa	résistance du béton
Ψ	0,374		=0 si décoffrage immédiat, =1 si décoffrage tardif (= $\beta_c(t, t_0)$)
f_{ctm} ou $f_{ctm,ef}$?	0,00	=1 : $f_{ctm,fl}$; =0= f_{ctm}	
n	15,00	coefficient de résistance moyenne à la traction	
Φ	2	coefficient de fluage	
E_{cm}	31,476	GPa	module du béton = $22(f_{cm}/10)^{0,3}$
E_i	33,050	GPa	module instantané du béton = $1,05E_{cm}$
E_v	10,49	GPa	module différé du béton = $E_i/(1 + \Phi)$
$f_{ct,eff}$	2,56	MPa	f_{ctm} ou $f_{ctm,fl}$ (§ 7.4.3 (4))
M_{cr}	44,11	kNm	= $f_{ct,eff} \cdot (I_n/(h - v))$
	pp	1er élé.fra.	perm.après
type	p	c	r
charge	7,50	1	0,9
M_t	23,08	3,08	2,77
			35,31
			kNm/m
			kNm moment à mi-travée

b	h
1	0,3
12,70	15,00
v = 0,156568	

flèche nuisible	flèche limite
Δw 6,33 mm	12,7 mm
soit 1/1003°	
OK	

Inertie homogénéisée section non fissurée

b	h	S	m	I
1	0,3	0,3	0,045	0,009
12,70	15,00	0,01905	0,004953	0,001288
		0,31905	0,049953	0,010288
		$v = 0,156568$	$I_n = 0,002467$	m ⁴

M_{pcrq}	64,24	kNm	moment de toutes les charges permanentes et variables = g + q
M_{pcr}	28,93	kNm	moment de toutes les charges permanentes = Σg
I_e	0,000787	m ⁴	moment d'inertie section fissurée (si $M > M_{cr}$) sous charges p+c+r+q
I_h	0,002467	m ⁴	moment d'inertie section non-fissurée
ζ_t	0,171332		= $1 - M_{cr}/M_{pcrq}$) ^{0,5} , si $M_{pcrq} > M_{cr}$, sinon = 0
w_{et}	19,59	mm	flèche instantannée à mi-travée en section fissurée
w_{ht}	6,25	mm	flèche instantannée à mi-travée en section non fissurée
w_t	8,54		= $w_{et} \cdot \zeta_t + w_{ht} \cdot (1 - \zeta_t)$

Inertie section fissurée

α	0,5	= 0,5
β	0,01905	= $n \cdot A_s$
γ	-0,00495	= $-\beta \cdot d$
Δ	0,010269	= $\beta^2 - 4\alpha \cdot \gamma$
x	0,082286	= $(\Delta^{0,5} - \beta)/(2\alpha)$
I_e	0,000787	= $x^3/3 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2$

M_{pc}	26,16	kNm	pour mise en œuvre du 1 ^{er} élément fragile
ζ_{di}	0		immédiatement après décoffrage
I_e	0,002467	m ⁴	
I_h	0,002467	m ⁴	
w_{edi}	1,29	mm	
w_{hdi}	1,29	mm	
w_{di}	1,29		

ζ_{dv}	0		pour mise en œuvre du 1 ^{er} élément fragile
I_e	0,002467	m ⁴	très longtemps après décoffrage
I_h	0,002467	m ⁴	
w_{edv}	3,75	mm	
w_{hdv}	3,75	mm	
w_{dv}	3,75		

w_d	2,21	mm	
Δw	6,33	mm	flèche nuisible
soit	1/1003°		OK

Calcul des coefficients k_{Mtr} , k_{Mg} et k_{Md} en fonction des types de cas de charge : permanentes ou variables

	3 appuis		Travée étudiée					1
	2 travées							
	Travée 1	Travée 2						
L_n	6,4	4,3						m
b	1	1						m
h	0,25	0,25						m
b_w	0	0						m
h_f	0	0						m
d	0,22	0,22						m
d'	0,22	0,22						m
g_0	6,25	6,25						kN/m
g_1	1	1						kN/m
g_2	0,9	0,9						kN/m
q	3,5	3,5						kN/m
L_{ef}	6,625	4,525						m
b_{ef}	1	1						m
inertie	13,0208	13,0208						m ⁴
$g = \sum g_i$	8,15	8,15	8,15					kN/m

γ_g	1,35	charges permanentes
γ_q	1,5	charges variables
γ_C	1,5	coef. béton
γ_S	1,15	coef. acier
Ψ_2	0,3	coeff. de comb. QP.

f_{cd}	16,67	
f_{yd}	434,8	
ϵ_{c2}	2,00	‰
ϵ_{cu2}	3,50	‰
n	2,00	
ϵ_{uk}	25	‰
k	1,05	

largeurs d'appui	0,2	0,3	0,2					m
------------------	-----	-----	-----	--	--	--	--	---

1 - Détermination des sections d'armatures en ELU (portées efficaces L_{eff} entre "axes")

Travée	Travée 1	Travée 2							
g_{ELU}	11,00	11,00						kN/m	
p_{ELU}	16,25	16,25						kN/m	
Moments ELU maxi en travée									-1
Cas 1	59,87	5,16						598701217	
Cas 2	36,87	19,40						368703188	
Cas 3	57,66	14,00						576567539	
									.
									.
									.
									.
									.
									.
$M_{u, trav}$	59,87	19,40							kNm
									212297253- 669657323-2
$A_{s, inf}$	6,23	1,97							cm ²

Pour la travée 1

	Mgauche	Mdroit	Mi-travée
Etape 1	0,00	-24,95	19,53
Etape 2	0,00	-29,77	22,65
Etape 3	0,00	-32,53	25,46
Etape 4	0,00	-33,50	29,23
Etape 5	0,00	-35,78	38,02

- ' code = 1 : moments sur l'axe des appuis pour le cas kk
- ' code = 0 : moments à mi-travée,
- ' code = -1 : moments maximaux en travée
- ' code = -2 : moments au nu de l'appui gauche de la travée ;
- ' code = -3 : moment au nu de l'appui droit de la travée
- ' code = -4 : DM de moment au nu de l'appui gauche et moment à l'axe de l'appui gauche
- code = -5 : DM de moment au nu de l'appui droit et moment à l'axe de l'appui droit
- ' code = -6 : min algébrique de Mnuq et Mnud

a) Pour g_0

0
195273440
195273440
kN/m
1
0000000000
0000000000

b) Pour $g_0 + g_1$

	Moments ELS à mi-portée des charges permanentes portées entre nus)							0
Cas 1	22,65	2,29						226517190 .
Cas 2	22,65	2,29						226517190 .
$M_{g0+g1, trav}$	22,65	2,29						kN/m .
	Moments ELS à l'appui gauche des charges permanentes (portées entre nus)							1
Cas 1	0,00	-31,69						0000000000 .
Cas 2	0,00	-29,77						0000000000 .
$M_{g0+g1, gauc}$	0,00	-29,77						
	Moments ELS à l'appui droit des charges permanentes (portées entre nus)							
$M_{g0+g1, dro}$	-29,77							

c) Pour $g = g_0 + g_1 + g_2$

	Moments ELS à mi-portée des charges permanentes portées entre nus)							0
Cas 1	25,46	2,57						254636565 .
Cas 2	25,46	2,57						254636565 .
$M_{g, trav}$	25,46	2,57						kN/m
	Moments ELS à l'appui gauche des charges permanentes (portées entre nus)							1
Cas 1	0,00	-32,53						0000000000 .
Cas 2	0,00	-32,53						0000000000 .
$M_{g, gau}$	0,00	-32,53						
	Moments ELS à l'appui droit des charges permanentes (portées entre nus)							.
$M_{g, dro}$	-32,53							.

d) Pour $g + \Psi_2 \cdot q$

	Moments ELS à mi-portée des charges quasi-permanentes portées entre nus)							0
Cas 1	29,23	0,96						292318810 .
Cas 2	24,98	4,51						249760260 .
$M_{g, trav}$	29,23	4,51						kN/m
	Moments ELS à l'appui gauche des charges permanentes (portées entre nus)							1
Cas 1	0,00	-35,74						0000000000 .
Cas 2	0,00	-33,50						0000000000 .
$M_{g, gau}$	0,00	-33,50						
	Moments ELS à l'appui droit des charges permanentes (portées entre nus)							.
$M_{g, dro}$	-33,50							.

e) Pour $g = g + q$

		Moments ELS à mi-portée des charges caractéristiques portées entre nus)						0
Cas 1	38,02	-2,79						380244040 .
Cas 2	23,84	9,04						238382215 .
M _{g, trav}	38,02	9,04						kN/m
		Moments ELS à l'appui gauche des charges permanentes (portées entre nus)						1
Cas 1	0,00	-43,25						0000000000 .
Cas 2	0,00	-35,78						0000000000 .
M _{g, gau}	0,00	-35,78						
		Moments ELS à l'appui droit des charges permanentes (portées entre nus)						.
M _{g, dro}	-35,78							.

Calcul de la flèche nuisible selon l'Eurocode 2

dalle
travée de rive 1 dalle ou poutre ?
n° de travée

f_{ck}	25	MPa	résistance béton
f_{yk}	500	MPa	limite élastique acier
Classe	A		limite élastique acier
RH	50	%	classe d'acier
ciment	42,5N		classe résistance ciment
k_{fcm}	0		$0=f_{ctm}, 1=f_{ctm,fl}$

L_n	6,35	m	portée entre nus
b	1	m	largeur totale
h	0,3	m	hauteur totale
b_w	0	m	largeur âme
h_r	0	m	épaisseur table
d_{inf}	0,26	m	hauteur utile
d_{sup}	0,26	m	hauteur utile
g_0	7,5	kN/m	poids propre au désétalement
g_1	1	kN/m	charge de revêtements fragiles
g_2	0,9	kN/m	autres charge permanentes ultérieures
q	10	kN/m	charge d'exploitation

A_{inf}	12,70	cm ²	armature inférieure	proposée = 9,24
$A_{sup,gauc}$	0,00	cm ²	armature supérieure gauche	proposée = 0,00
$A_{sup,droit}$	12,70	cm ²	armature supérieure droite	proposée = 9,36

Dates en jours

	0	coulage du béton
t_0	28	désétalement
t_1	90	pose 1 ^{er} élément fragile
t_2	90	autres charges permanentes
t_3	360	mise en service (réception)
t_4	18 250	durée d'utilisation de projet (50 ans)

Résultats

Par double intégration de la courbure

flèche totale EC2	27,04	mm	1/234	$\varphi_0 = 2,50$
flèche en comb. quasi-permanente EC2	18,33	mm	1/346	$\varphi_0 = 2,50$
flèche nuisible Δf ($\beta=0,5$)	24,50	mm	1/256	$\varphi_0 = 2,50$

Suivant Guide FD P 18-717

flèche nuisible BAEL (§ B.6.5.3)	9,69	mm	1/656	$\varphi_0 = 2$
fléch. nuis. FD P18-717 (§ 7.4.3.7 II) 2013	6,33	mm	1/100	$\varphi_0 = 2,50$
fléch. nuis. FD P18-717 (§ 7.4.3.7 II) 2021 ($\alpha_E = 15$ et $\varphi_0 = 2$)	8,88	mm	1/716	$\varphi_0 = 2$
idem sans prise en compte quote-part de fluage différé dû au pois propre	9,91	mm	1/641	$\varphi_0 = 2$
fléch. nuis. FD P18-717 (§ 7.4.3.7 II) 2021 (α_E et φ_0 calculés)	9,13	mm	1/696	$\varphi_0 = 2,50$

Flèche admissible

11,4 mm

Coefficients

γ_g	1,35	charges permanentes
γ_q	1,5	charges variables
γ_c	1,5	coef. béton
γ_s	1,15	coef. acier
Ψ_2	0,3	coeff. de comb. QP.

f_{cm}	33	MPa	Tab. 3.1
f_{cd}	16,7	MPa	$= f_{ck}/\gamma_c$
f_{yd}	434,8	MPa	$= f_{yk}/\gamma_s$
f_{ctm}	2,56	MPa	Tab. 3.1
$f_{cm,fl}$	3,33	MPa	$= (1,6-h).f_{ctm}$
$f_{cm,retenu}$	2,56	MPa	choisi
E_{cm}	31 476	GPa	module sécant (Tab. 3.1)
E_c	33 050	GPa	module tangent $= 1,05E_{cm}$
α_e	6,05		$= E_s/E_c$
classe	N		§ 3.1.2 (6)
n_p	20		nombre de pas
ε_{c2}	2,00	‰	
ε_{cu2}	3,50	‰	
n	2		exposant
ε_{uk}	25	‰	
k	1,05		coeff. acier

Sections retenues

A_{inf}	12,70	cm ²
$A_{sup,gauc}$	0,00	cm ²
$A_{sup,droit}$	12,70	cm ²

En étape 5 : $g_0+g_1+g_2+q$

$\sigma_{c,max,trav}$	11,27	45%	de f_{ck}
$\sigma_{s,max,trav}$	248	50%	de f_{yk}
$\sigma_{c,max,appui}$	6,80	27%	de f_{ck}
$\sigma_{s,max,appui}$	149,9	30%	de f_{yk}

En cumulé							Flèches instantanées avec $\beta =$				
							avec $\beta =$	0,5	1	0,5	1
Etales de chargement	n°	p	M ₀ (iso)	M _{gauche}	M _{droite}	M _{mi-trav}	cumulées	cumulées	individuelles	individuelles	
g ₀	1	7,50	37,80	0,00	-29,44	23,08	1,11	1,11	1,11	1,11	f ₁
g ₀ +g ₁	2	8,50	42,84	0,00	-34,17	26,16	1,23	1,23	0,12	0,12	f ₂
g ₀ +g ₁ +g ₂	3	9,40	47,38	0,00	-36,89	28,93	1,69	1,39	0,46	0,16	f ₃
g ₀ +g ₁ +g ₂ + $\Psi_2 \cdot q$	4	12,4	62,50	0,00	-39,61	39,52	6,77	2,75	5,08	1,36	f ₄
g ₀ +g ₁ +g ₂ +q	5	19,40	97,78	0,00	-45,94	64,24	19,22	15,34	12,45	12,59	f ₅
q		10	50,40								

Moments		
mi-travée		
M _{g0}	23,08	sous g ₀
M _{g1}	3,08	sous g ₁
M _{g2}	2,77	sous g ₂
M _{0,3q}	10,59	sous $\Psi_2 \cdot q$
M _q	35,31	sous q

Coefficients de fluage $\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$ (EC2-§ B.1)

chargement à t ₀ =	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄	t ₅	
	28	90	90	360	18250	
calcul à						
t = 28	0,000					t ₁
t = 90	1,176	0,000	0,000			t ₂
t = 90	1,176	0,000	0,000			t ₃
t = 360	1,776	1,360	1,360	0,000		t ₄
t = 18 250	2,467	1,973	1,973	1,510	0,000	t ₅

Exemple : pour un chargement à 90 jours,
le coefficient de fluage à 360 jours vaut 1,36

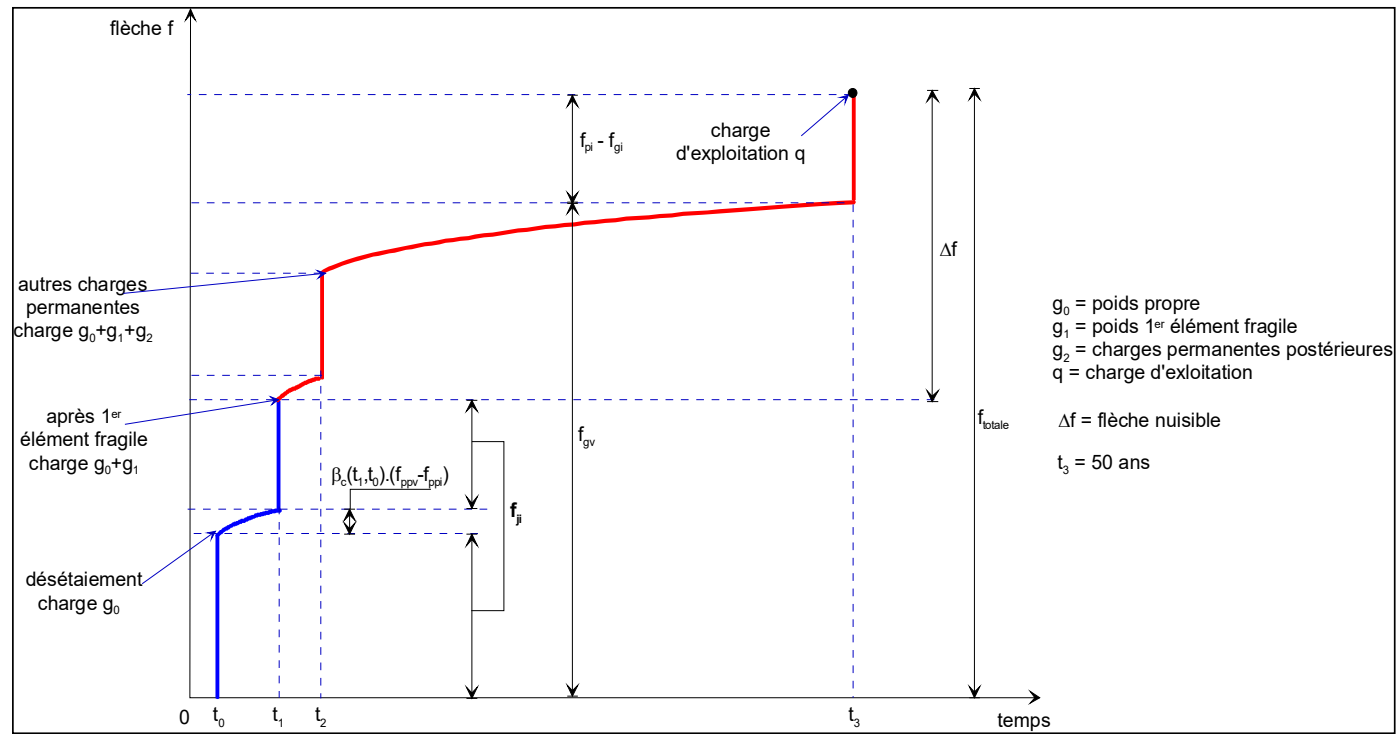
Flèches avec fluage			
avec $\beta =$	0,5	1	Voir Fig. en p. 3 ci-contre
f_a	0,00	0,00	
f_b	1,11	1,11	$= f_1 = f(g_0)$
f_c	2,42	2,42	$= f_1 \cdot [1 + \varphi(t_2, t_1)]$ avec $\varphi(t_2, t_1) = 1,176$
f_d	2,54	2,54	$= f_c + f_2$
f_e	2,54	2,54	$= f_1 \cdot [1 + \varphi(t_3, t_1)] + f_2 \cdot [1 + \varphi(t_3, t_2)]$
f_f	3,00	2,70	$= f_e + f_3$
f_g	4,45	3,75	$= f_1 \cdot [1 + \varphi(t_4, t_1)] + f_2 \cdot [1 + \varphi(t_4, t_2)] + f_3 \cdot [1 + \varphi(t_4, t_3)]$
f_h	9,53	5,11	$= f_g + f_4$
f_j	18,33	8,10	$= f_1 \cdot [1 + \varphi(t_5, t_1)] + f_2 \cdot [1 + \varphi(t_5, t_2)] + f_3 \cdot [1 + \varphi(t_5, t_3)] + f_4 \cdot [1 + \varphi(t_5, t_4)]$
f_k	27,04	16,92	$1/375^\circ$ flèche totale = $f_j + (1 - \Psi_2) \cdot f_5$
Δf_{qp}	6,99	2,57	$1/2473^\circ$ flèche nuisible = $f_h - f_d$ à la mise en service sous $g + \Psi_2 \cdot q$
Δf_{car}	24,50	14,38	$1/442^\circ$ flèche nuisible finale = $f_k - f_d$ sous $g + q$
f_{qp}	18,33	8,10	$1/784^\circ$ flèche finale sous comb. quasi-perm. = f_j

Calcul des coefficients de fluage

h ₀	230,8	h ₀ = 1000h ou 1000(b _w · h + b · h _f - b _w · h _f) / (b + h)					
α_1	1	$\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0,7} \leq 1$					
α_2	1	$\alpha_2 = (35/f_{cm})^{0,2} \leq 1$					
α_3	1	$\alpha_3 = (35/f_{cm})^{0,5} \leq 1$					
β_H	596,2	$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}] \cdot h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3$					
$\beta(f_{cm})$	2,925	$\beta(f_{cm}) = 16,8/f_{cm}^{0,5}$					
φ_{RH}	1,815	$\varphi_{RH} = [1 + (1 - RH/100) \cdot \alpha_1 / (0,1h_0^{1/3})] \cdot \alpha_2$					
t ₀	28	28	28	28	140	28	28
t	90	90	360	18 250	360	90	18250
$\beta(t_0) = (0,1 + t_0^{0,2})^{-1}$							
$\beta(t_0)$	0,488	0,488	0,488	0,488	0,359	0,488	0,488
$\beta_c(t, t_0) = [(t - t_0) / (\beta_H + t - t_0)]^{0,3}$							
$\beta_c(t, t_0)$	0,492	0,492	0,735	0,990	0,674823	0,4922801	0,9903882
$\varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \beta_c(t, t_0)$							
$\varphi(t, t_0)$	1,276	1,276	1,905	2,568	1,285	1,276	2,568

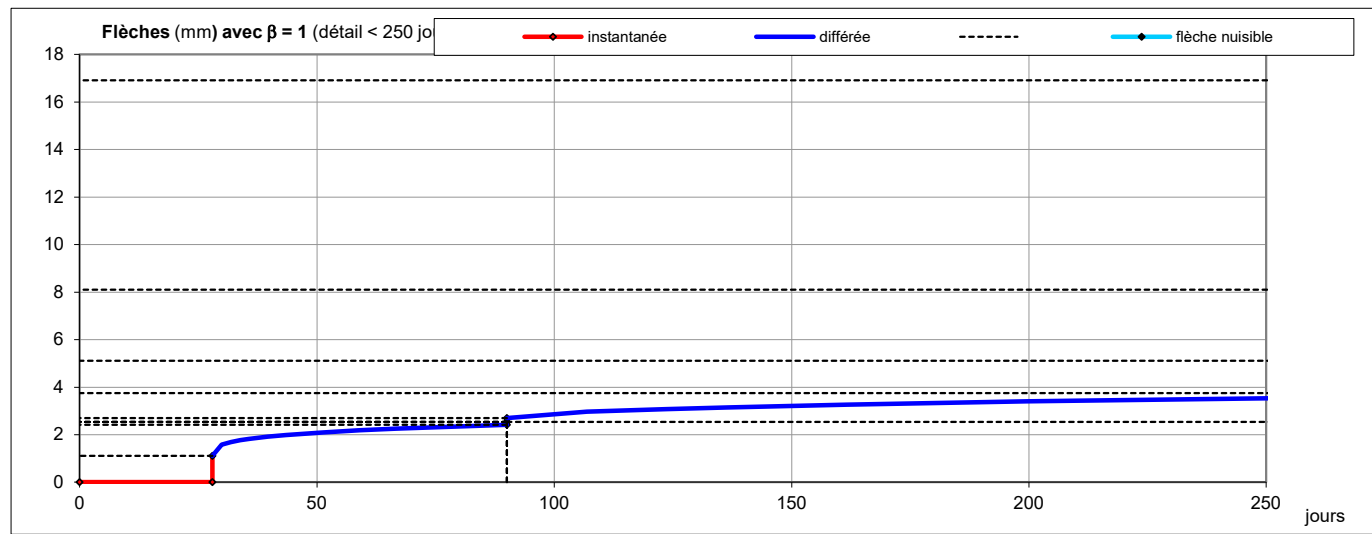
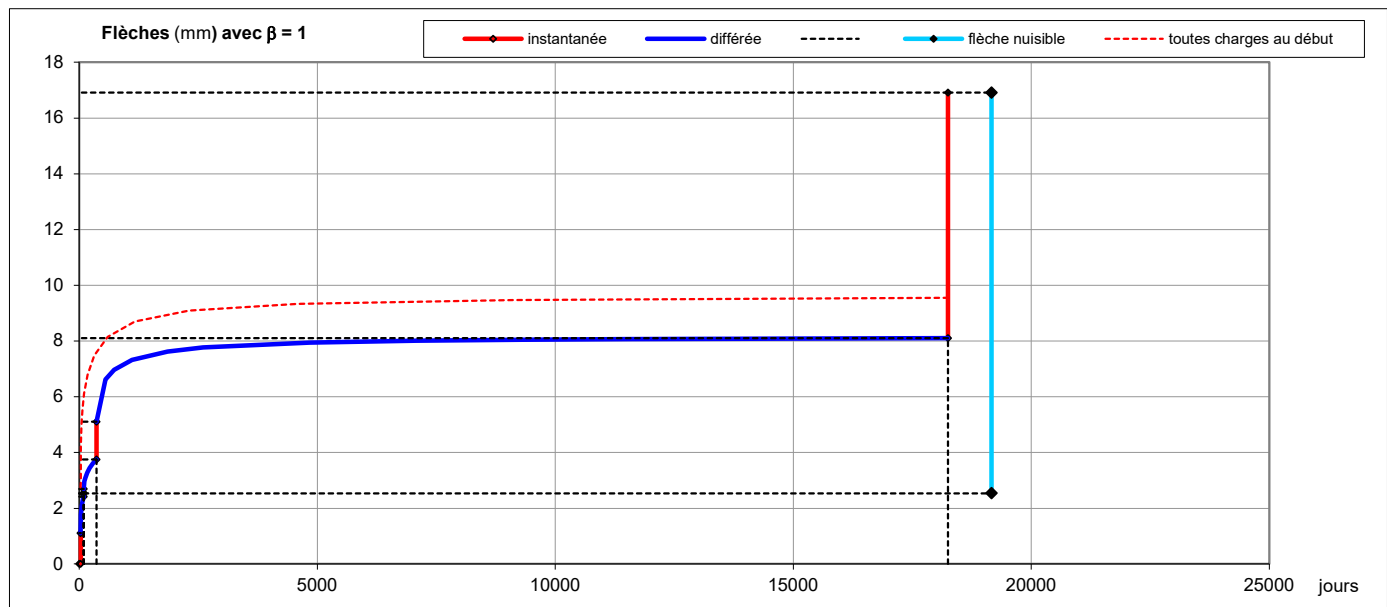
A schematic diagram of a beam of total length L . Two point loads, each of magnitude $0,25L$, are applied to the beam. The first load is represented by a red horizontal bar and is located at a distance of $0,25L$ from the left end. The second load is represented by a black horizontal bar and is located at a distance of $0,25L$ from the right end. The distance between the two loads is $0,5L$. The beam is supported by two vertical supports, one at each end, which are shown as vertical lines with horizontal caps at the base.

A	1,05	25
B	1,08	50
C	1,15	75
D	1	25



b_{w0}	1	m
b_{eff}	1	m

ELS	permanentes
ELU	variables



Calcul des flèches suivant BAEL - Art. B 6.5.2

flèche limite 11,35 mm (Art. B.6.5.3)
 flèche nuisible 9,69 (mm) = $f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$
 soit 1/655° OK

L	6,35	m	portée entre nus
f_{c28}	25	MPa	résistance du béton
h	0,3	m	hauteur totale
d	0,26	m	hauteur utile
A_s	12,70	cm ²	armature inférieure en travée
f_{t28}	2,10	MPa	résistance à la traction = $0,06f_{c28} + 0,6$
E_i	32 164	MPa	module d'Young instantané = $11000f_{c28}^{1/3}$
E_v	10 721	MPa	module d'Young différé = $E_i/3$
n	15		coefficient d'équivalence
ρ	0,004885		% d'armature tendue = $A_s/(d)$
λ_i	4,299		= $0,05f_{t28}/(5\rho)$ § B.6.5.2
λ_v	1,720		= $0,4 \lambda_i$ § B.6.5.2

fibre neutre

a	0,5	b/2
b	0,01905	$n.A_s$
c	-0,004953	$-n.A_s.d$
Δ	0,010269	$b^2 - 4a.c$
x	0,0823	m fibre neutre = $(\Delta^{0,5} - b)/(2a)$
I	0,0007874	m ⁴ Inertie = $x^3/3 + n(d-x)^3$

Calculs à mi-travée

charges permanentes				toutes ch.	
instantanées	différées	fin cloisons	g + q		
f_{gi}	f_{gv}	f_{ji}	f_{pi}		§ B 6.5.2
M	28,93	28,93	26,16	64,24	kNm moments ELS
σ_c	3,02	3,02	2,73	6,71	MPa = $M.x/I$
σ_s	98,0	98,0	88,6	217,5	MPa = $n.M.(d-x)/I$
μ	0,084	0,084	0,041	0,421	§ B.6.5.2 = $1 - 1,75f_{t28}/(4\rho.\sigma_s + f_{t28}) \geq 0$
I_0	0,0024667	0,0024667	0,0024667	0,0024667	m ⁴ moment d'inertie non fissurée homogénéisée
I_{fi} ou I_{fv}	0,0019908	0,0023694	0,0023099	0,0009653	m ⁴ moment d'inertie fictif = $1,1I_0/(1+\lambda_v.\mu)$
E	32 164	10 721	32 164	32 164	MPa module d'Young béton = E_i ou E_v
f	1,822	4,593	1,420	8,342	mm = $M.L^2/(10E.I)$
	1/3485°	1/1382°	1/4472°	1/761°	

Calcul S et I en section non fissurée homogénéisée

b	h	S	h/2	m	2h/3	I_D
1	0,3	0,3	0,15	0,045	0,2	0,009
brut		S = 0,3			$I_G =$	0,00225
b	h	S	h/2	m	2h/3	I_A
1	0,3	0,3	0,15	0,045	0,2	0,009
A_s	n	$n.A_s$	d	m	d	I_D
0,00127	15	0,01905	0,26	0,004953	0,26	0,001288
		S = 0,31905	m =	0,049953	$I_A =$	0,010288
homogène		v = 0,156568			$I_0 =$	0,002467

Calcul des flèches de dalle suivant FD P 18-717 : § 7.4.3 (7) II

avec α_E =

calculé

$\alpha_E = 15$

avec φ_0 =

calculé

$\varphi_0 = 2$

flèche limite

11,35

11,35

flèche nuisible Δf_1

9,13

8,88

calculé/forfaitaire

103%

OK

Δf avec mise en place tardive des cloisons

$(mm) = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) - \beta_{cc}(t, t_0) \cdot (f_{ppv} - f_{ppi})$

M _{oments} (kNm) ELS		
charge	iso	mi-travée
p	M	M _t
kN/m	kNm	kNm
g ₀	7,50	37,80
g ₁	1	5,04
g ₂	0,9	4,54
q	10	50,40
Total	19,40	97,78
dont g	9,40	47,38

Calculs à mi-travée avec φ_0 et α_E calculés

φ_0	2,50	coef.fluage calculé (EC2 : 2005)
L_n	6,35	m portée entre nus
f_{ck}	25	MPa résistance du béton
b_{eff}	1	m largeur efficace
h	0,3	m hauteur totale
b_w	0	m largeur de l'âme
h_f	0	m hauteur de la table
d	0,26	m hauteur utile
A_s	12,70	cm ² armature inférieure en travée
n	22,21	coeff. équivalence = $E_s \cdot (1 + \varphi_0) / E_{cm}$
E_i	31 476	MPa module d'Young instantané = E_{cm}
E_v	9 005	MPa module d'Young différé = $E_{cm} / (1 + \varphi_0)$
ρ	0,00488462	% d'armature tendue = $A_s / (d)$
f_{ctw}	2,1	MPa = $\text{Min}[0,06f_{ck} + 0,6 ; 0,275f_{ck}^{2/3}]$
λ_i	4,299	= $0,05f_{ctw} / (5\rho)$
λ_v	1,720	= $0,4 \lambda_i$
t_0	28	jours mise en charge (désétalement)
t_1	90	jours fin de pose 1 ^{er} élément fragile
I_0	0,002562	m ⁴ moment d'inertie non fissurée homogénéisée

Inertie homogénéisée en section non fissurée avec $n = 22,21$

b	h	S	m	I_A
1	0,3	0,3	0,045	0,009
A_s	n	$n \cdot A_s$	m	I_D
12,70	22,21	0,028207	0,0073338	0,0019068
	S =	0,328207	0,0523338	0,0109068
homogène	v =	0,159454	$I_0 =$	0,00256197

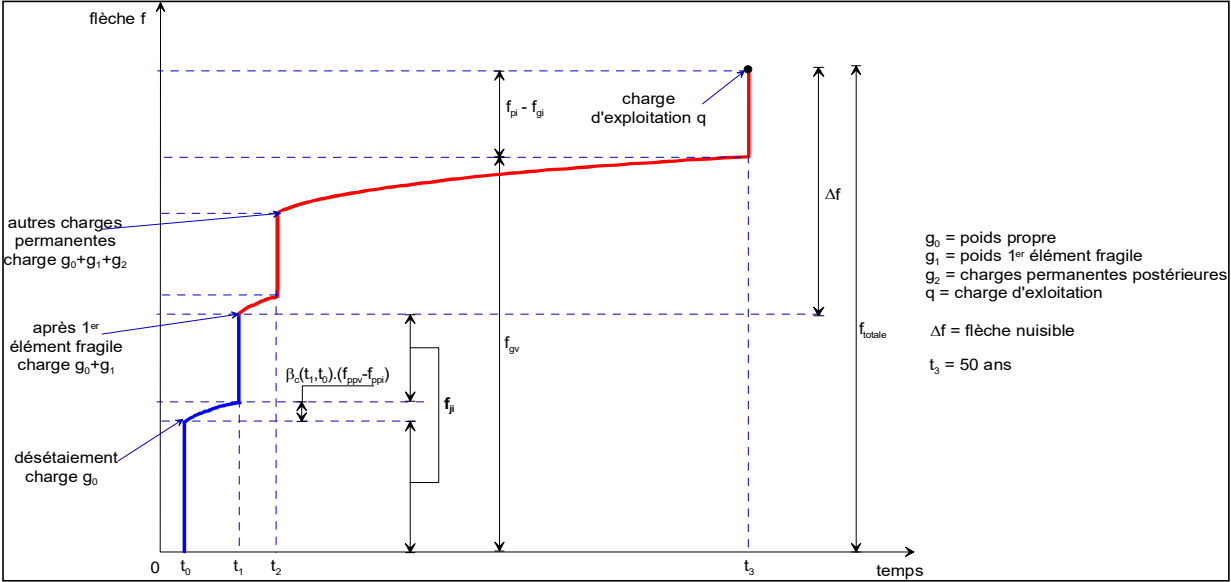
α	0,5	=0,5
β	0,0282068	= $n \cdot A_s$
γ	-0,007334	= $-n \cdot A_s \cdot d$
Δ	0,0154632	= $\beta^2 - 4\alpha \cdot \gamma$
x	0,0961	fibre neutre = $(\Delta^{0,5} - \beta) / (2\alpha)$ (m)
I	0,0010536	Inertie = $x^3/3 + n(d - x)^3$ (m ⁴)

Calculs à mi-travée avec φ_0 et α_E calculés

en flèche	toutes les charges permanentes		fin élém.fragiles		poids propre		poids propre		toutes charges	
	instantanées	finales	instantanées	finales	instantanées	finales	instantanées	finales	instantanées	finales
	f_{gi}	f_{gv}	f_{ji}	f_{ppi}	f_{ppv}	f_{pi}				
M	28,93	28,93	26,16	23,08	23,08	64,24	kNm			
σ_c	2,64	2,64	2,39	2,11	2,11	5,86	MPa			
σ_s	99,9	99,9	90,4	79,7	79,7	221,9	MPa			
μ	0,093	0,093	0,049	-0,005	-0,005	0,429				
I_{fi} ou I_{fv}	0,0020120	0,0024289	0,0023250	0,0028756	0,0028409	0,0009909	m ⁴			
Young	31 476	9 005	31 476	31 476	9 005	31 476	MPa			
f	1,842	5,334	1,442	1,028	3,639	8,305	mm			
	1/3446°	1/1190°	1/4404°	1/6174°	1/1745°	1/764°				

moments ELS
= $M \cdot x / I$
= $n \cdot M \cdot (d - x) / I$
= $1 - 1,75f_{ctw} / (4\rho \cdot \sigma_s + f_{ctw})$
moment d'inertie = $1,1 I_0 / (1 + \lambda_v \cdot \mu)$
module béton
= $M \cdot L^2 / (10 \cdot E)$
 L_n / f

$\beta_{cc}(t, t_0)$	0,47	EC2 (B.7)
	3,89	= $(f_{gv} - f_{ji})$ flèche différée des charges à la pose 1 ^{er} élément fragile + totale des ch.perm. Postérieures
	6,46	= $(f_{pi} - f_{gi})$ flèche due à q
	2,61	= $(f_{ppv} - f_{ppi})$ flèche différée due au poids propre
Δf_1	10,36	= $(f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$
$f_{nuisible}$	9,13	= $\Delta f_1 - \beta_{cc}(t, t_0) \cdot (f_{ppv} - f_{ppi})$



Calculs à mi-travée avec ϕ_0 et α_E forfaitaires $\phi_0 = 2$ et $\alpha_E = 15$

ϕ_0	2,00		coef.fluage forfaitaire
L_n	6,35	m	portée entre nus
f_{ck}	25	MPa	résistance du béton
b_{eff}	1	m	largeur efficace
h	0,3	m	hauteur totale
b_w	0	m	largeur de l'âme
h_f	0	m	hauteur de la table
d	0,26	m	hauteur utile
A_s	12,70	cm ²	armature inférieure en travée
n	15,00		coeff. équivalence retenu α_E
E_i	31 476	MPa	module d'Young instantané = E_{cm}
E_v	10 492	MPa	module d'Young différé = $E_{cm}/3$
ρ	0,0048846		% d'armature tendue = $A_s/(d)$
f_{ctw}	2,1	MPa	= $\text{Min}[0,06f_{ck} + 0,6 ; 0,275f_{ck}^{2/3}]$
λ_i	4,299		= $0,05f_{ctw}/(5\rho)$
λ_v	1,720		= $0,4 \lambda_i$
t_0	28	jours	mise en charge (désétalement)
t_1	90	jours	fin de pose 1 ^{er} élément fragile
I_0	0,002467	m ⁴	moment d'inertie non fissurée homogénéisée

Inertie homogénéisée en section non fissurée avec $n = 15$

b	h	S	m	I_Δ
1	0,3	0,3	0,045	0,009
A_s	n	$n.A_s$	m	I_D
12,70	15,00	0,01905	0,004953	0,00128778
	S =	0,31905	0,049953	0,01028778
homogène	v =	0,1565679	$I_0 =$	0,002466742

α	0,5	=0,5
β	0,01905	= $n.A_s$
γ	-0,004953	= - $n.A_s.d$
Δ	0,0102689	= $\beta^2 - 4\alpha.\gamma$
x	0,0823	fibre neutre = $(\Delta^{0,5} - \beta)/(2\alpha)$ (m)
I	0,0007874	Inertie = $x^3/3 + n(d - x)^3$ (m ⁴)

Calculs à mi-travée avec ϕ_0 et α_E forfaitaires $\phi_0 = 2$ et $\alpha_E = 15$

		toutes les charges permanent		fin élém.fragiles	poids propre	poids propre	toutes charges
en flèche		instantannées	totales	instantannées	instantannées	totales	instantannées
		f_{gi}	f_{gv}	f_{ji}	f_{ppi}	f_{ppv}	f_{pi}
M		28,93	28,93	26,16	23,08	23,08	64,24
σ_c		3,02	3,02	2,73	2,41	2,41	6,71
σ_s		98,0	98,0	88,6	78,2	78,2	217,5
μ		0,0844	0,0844	0,0406	0,0000	0,0000	0,4212
I_{fi} ou I_{fv}		0,0019908	0,0023694	0,0023099	0,0027134	0,0027134	0,0009653
Young		31 476	10 492	31 476	31 476	10 492	31 476
f		1,862	4,693	1,451	1,090	3,270	8,525
		1/3410°	1/1353°	1/4376°	1/5826°	1/1942°	1/744°

moments ELS = $k_{trav}.k_{M2}.M_{iso}$

= $M.x/I$

= $n.M.(d - x)/I$

= $1 - 1,75f_{ctw}/(4\rho.\sigma_s + f_{ctw})$

moment d'inertie = $1,1I_0/(1 + \lambda_v.\mu)$

module béton

= $M.L^2/(10E.I)$

L_r/f

$\beta_c(t, t_0)$	0,47	EC2 (B.7)
	3,24	= $(f_{gv} - f_{ji})$ flèche différée des chargesà la poe 1re élément fragile + totale des ch.perm. Postérieures
	6,66	= $(f_{pi} - f_{gi})$ flèche due à q
	2,18	= $(f_{ppv} - f_{pp})$ flèche différéen due au poids propre
Δf_1	9,91	= $(f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$
$f_{nuisible}$	8,88	= $\Delta f_1 - \beta_{cc}(t, t_0).(f_{ppv} - f_{ppi})$

Calcul de la flèche nuisible suivant Guide EC2 FD P18-717

n	15	coefficient d'équivalence § 7.4.3 (4) on peut prendre 15, sinon 0
Φ	2	coefficient de fluage (§ 7.4.3 (7)) on peut prendre 2, sinon 0
L	6,4	m portée principale entre nus d'appuis
h	0,25	m hauteur totale = 1/25,6 de L
p	6,25	kN/m charge de poids propre
c	1,00	kN/m poids des éléments fragiles
r	0,90	kN/m charge permanente après mise en œuvre des éléments fragiles
q	3,50	kN/m charge d'exploitation
M_p	19,53	kNm moment à mi-travée dû à la charge de poids propre
M_c	3,12	kNm moment à mi-travée dû au poids des éléments fragiles
M_r	2,81	kNm d° dû à la charge perm. après mise en œuvre des éléments fragiles
M_q	12,56	kNm moment à mi-travée dû à la charge d'exploitation
A_s	7,70	cm ² section des armatures inférieures à mi-travée = 0,35%
d	0,22	m distance utile des armatures inférieures
f_{ck}	25	MPa résistance du béton
Ψ	0,387	=0 si décoffrage immédiat, =1 si décoffrage tardif (= $\beta_c(t, t_0)$)
f_{ctm} ou $f_{ctm,ef}$?	0,00	=1 : $f_{ctm,fl}$; =0= f_{ctm}
n	15,00	coefficient de résistance moyenne à la traction
Φ	2	coefficient de fluage
E_{cm}	31,476	GPa module du béton = $22(f_{cm}/10)^{0,3}$
E_i	33,050	GPa module instantané du béton = $1,05E_{cm}$
E_v	10,49	GPa module différé du béton = $E_i/(1 + \Phi)$
$f_{ct,eff}$	2,56	MPa f_{ctm} ou $f_{ctm,fl}$ (§ 7.4.3 (4))
M_{cr}	29,76	kNm = $f_{ct,eff} \cdot (I_n/(h - v))$
type	pp	1er élé.fra.
charge	p	c
M_t	19,53	3,12
	r	q
	0,9	3,5
	2,81	12,56
	kNm/m	kNm moment à mi-travée

flèche nuisible	flèche limite
Δw 7,42 mm	12,8 mm
soit 1/862°	
OK	

Inertie homogénéisée section non fissurée

b	h	S	m	I
1	0,25	0,25	0,03125	0,005208
7,70	15,00	0,01155	0,002541	0,000559
		0,26155	0,033791	0,005767
v = 0,129195		I _n = 0,001402 m ⁴		

M_{pcrq}	38,02	kNm moment de toutes les charges permanentes et variables = g + q
M_{pcr}	25,46	kNm moment de toutes les charges permanentes = Σg
I_e	0,000368	m ⁴ moment d'inertie section fissurée (si $M > M_{cr}$) sous charges p+c+r+q
I_h	0,001402	m ⁴ moment d'inertie section non-fissurée
ζ_t	0,115296	= $1 - M_{cr}/M_{pcrq}$) ^{0,5} , si $M_{pcrq} > M_{cr}$, sinon = 0
w_{et}	31,27	mm flèche instantannée à mi-travée en section fissurée
w_{ht}	8,20	mm flèche instantannée à mi-travée en section non fissurée
w_t	10,86	= $w_{et} \cdot \zeta_t + w_{ht} \cdot (1 - \zeta_t)$

Inertie section fissurée

α	0,5	= 0,5
β	0,01155	= $n \cdot A_s$
γ	-0,00254	= $-\beta \cdot d$
Δ	0,005215	= $\beta^2 - 4\alpha \cdot \gamma$
x	0,060668	= $(\Delta^{0,5} - \beta)/(2\alpha)$
I_e	0,000368	= $x^3/3 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2$

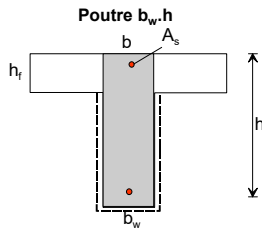
M_{pc}	22,65	kNm pour mise en œuvre du 1 ^{er} élément fragile
ζ_{di}	0	immédiatement après décoffrage
I_e	0,001402	m ⁴
I_h	0,001402	m ⁴
w_{edi}	2,00	mm
w_{hdi}	2,00	mm
w_{di}	2,00	

ζ_{dv}	0	pour mise en œuvre du 1 ^{er} élément fragile
I_e	0,001402	m ⁴ très longtemps après décoffrage
I_h	0,001402	m ⁴
w_{edv}	5,71	mm
w_{hdv}	5,71	mm
w_{dv}	5,71	mm

w_d	3,44	mm
Δw	7,42	mm
soit	1/862°	OK

flèche nuisible

Poutre continue



μ_{max}	0,372
μ_{lim}	0,167
μ_{max}/μ_{Rd}	45%
τ_{Rd}	4,15 MPa
τ_{Ed}/τ_{Rd}	48%

fêche relat. maxi	1/1175	= f/L_{nu}
flèche maxi	4,43	mm
flèche.maxi/limite	43%	

selon Guide EC2 FD P18-717-2021

Contraintes maximales	MPa	admissible	/ admissible
béton	16,98	15,00	113%
acier	378,9	400,0	95%

Classe acier	k	ε_{uk}
longitudinaux	B	1,08
transversaux	A	1,05
f_{yk}	500	MPa
f_{ys}	1,15	
f_{yd}	434,8	MPa
ε_{yd}	2,17	‰

Coefficients	
γ_{G0}	1,35
γ_{G1}	1,35
γ_Q	1,5

Marge de choix des barres	1,05
Marge de choix des cadres	1,05
coté	1,5

Redistribution des moments δ	
Choix	b
δ	0,8

Chargements	
en jours	
t_0	21
t	91

Béton	
f_{ck}	25
γ_c	1,5
ϖ_{ba}	25
f_{cd}	16,7
f_{cm}	33
f_{ctm}	2,56
f_{ctw}	2,10
ε_{c1}	2,00
ε_{cu1}	3,50
E_{cm}	31,5
ε_{c2}	2,00
ε_{cu2}	3,50
n	2,00
k	2,0
ciment	42,5N
RH	50
α_e	6,35

Données pour les travées et moments ELU en travée

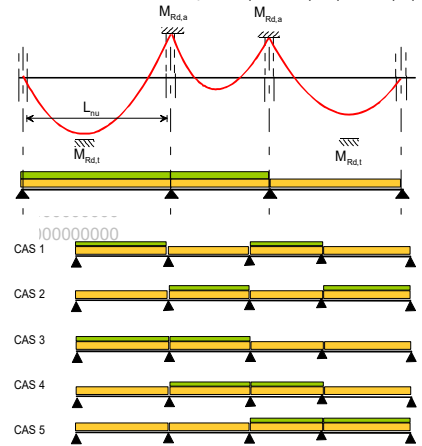
	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
L_{nu}	2,4	5	5	5,2	
b	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
h	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
b_w	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
h_f	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
d	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
g_0	44,52	44,52	44,52	44,52	44,52
q	53	53	53	53	53
L_{eff}	2,70	5,40	5,40	5,50	
g_0	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
g_1	51,52	51,52	51,52	51,52	51,52
I	0,0114	0,0114	0,0114	0,0114	0,0114
L/I	236,1516	472,3032	472,303	472,303	481,05
g_{ELU}	69,55	69,55	69,55	69,55	69,55
p_{ELU}	149,05	149,05	149,05	149,05	149,05
$M_{0,nus}$	107,32	465,79	465,79	465,79	503,80
$M_{0,axes}$	135,82	543,29	543,29	543,29	563,60
Moments à mi-travée cas 1	77,35	39,60	271,29	-38,18	388,46
Moments à mi-travée cas 2	-53,38	286,90	-7,62	250,60	91,79
Moments à mi-travée cas 3	3,81	260,21	41,95	79,02	148,99
Moments à mi-travée cas 4	-33,97	228,66	205,90	34,31	163,89
Moments à mi-travée cas 5	18,72	70,60	205,90	192,37	111,21
Moments à mi-travée cas 6	4,91	112,04	53,96	179,15	316,02
Moments maxi trav cas 1	83,64	48,87	271,99	-34,80	402,07
Moments maxi trav cas 2	0,39	287,14	-7,29	251,74	119,66
Moments maxi trav cas 3	35,89	260,37	50,04	81,85	161,34
Moments maxi trav cas 4	3,41	235,28	210,25	34,74	173,23
Moments maxi trav cas 5	26,59	79,24	207,61	193,40	133,11
Moments maxi trav cas 6	18,39	112,64	55,07	187,05	343,21
$M_{max, travée}$	83,64	287,14	271,99	251,74	402,07

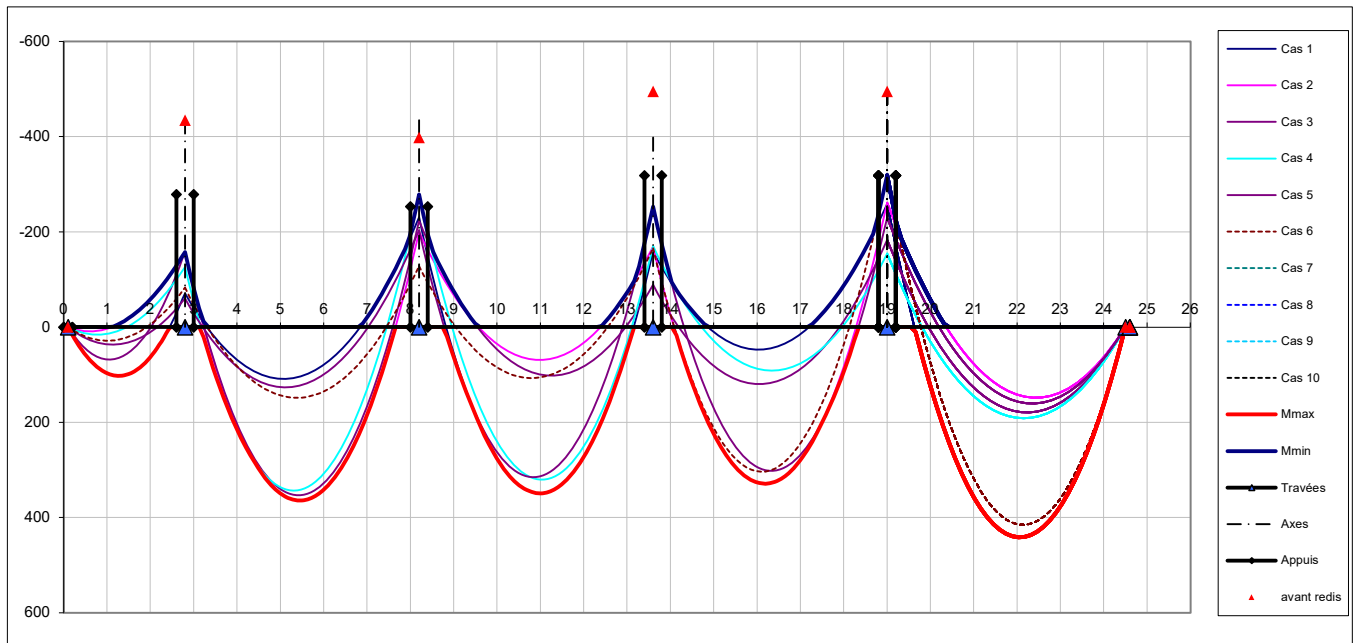
6 nombre d'appuis

portées entre nus
largeur du plancher
hauteur totale
largeur de l'âme
épaisseur de la table
hauteur utile
charges permanentes autres que le poids de la poutre et de la charge d'exploitation
portée de calcul
charges de poids propre = $[(b-b_w) \cdot h_f + b \cdot h] \cdot \varpi_{ba}$
charges permanentes
moment d'inertie de section brute
charges permanentes pondérées
charges variables pondérées
moment isostatique

$$M_{1/2} = M_0 + 0,5(M_i + M_{i+1})$$

$$M_{max} = M_0 + 0,5(M_i + M_{i+1}) + (M_i - M_{i+1})^2 / (16M)$$





Détermination des armatures longitudinales

Sur appui	1	2	3	4	5						rive droite		
M _{nu}		-157,7	-278,5	-253,0	-318,5							kNm	moment minimal au nu
b _w		0,4	0,4	0,4	0,4							m	largeur âme
d		0,63	0,63	0,63	0,63							m	hauteur utile
μ		0,060	0,105	0,096	0,120								moment réduit
ξ		0,077	0,139	0,126	0,161								fibre neutre relative
ε _s		42,03	21,62	24,31	18,26							‰	racourcissement béton
σ _s		463,8	448,9	450,9	446,5							MPa	contrainte béton
z		0,611	0,595	0,598	0,589							m	bras de levier
A _{s,rqd}		5,57	10,43	9,38	12,10							cm ²	section nécessaire
A _{s,min}		3,36	3,36	3,36	3,36							cm ²	% minimal
A _{s,prov}		5,85	10,95	9,85	12,71							cm ²	
		27945000	36585000	34425000	41165000								section mise en place
x ₁		1,404	1,404	1,296	1,836							m	abscisses des moments nuls et arrêt 2e lit
x ₂		0,54	1,404	1,296	1,43							m	abscisses des moments nuls et arrêt 2e lit
x ₃		0,594	0,432	0,324	0,432							m	abscisses des moments nuls et arrêt 2e lit
x ₄		0,108	0,324	0,324	0,44							m	abscisses des moments nuls et arrêt 2e lit
longueur 1er lit : L ₁	0,56	2,79	3,66	3,44	4,12						0,98	m	
2e lit : L ₂	0	1,55	1,61	1,50	1,72						0	m	
poids des 2 lit s : C _b											2,12	kg	armatures longitudinales supérieures

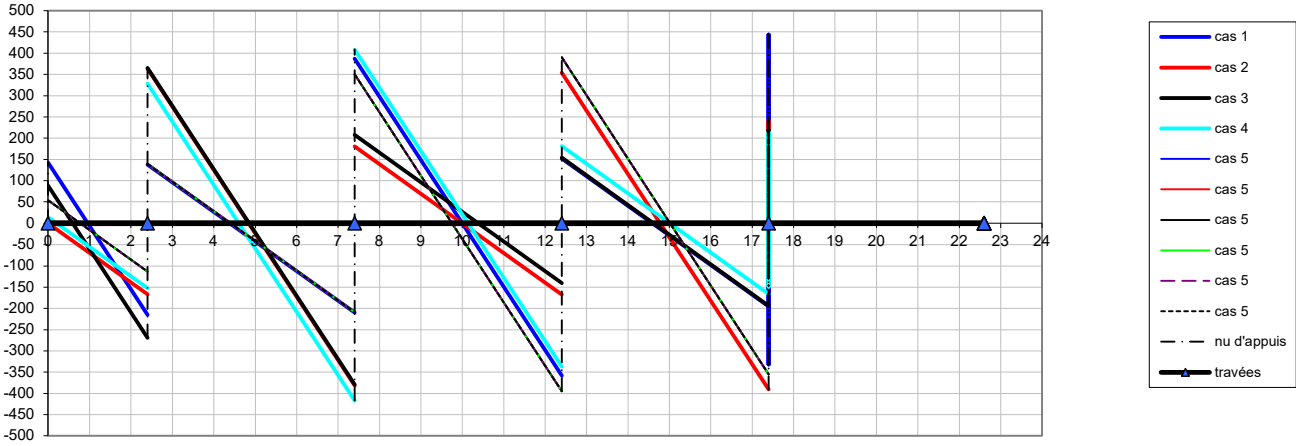
En travée	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5							
b _{eff}	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4						m	largeur efficace
p	149,05	149,05	149,05	149,05	149,05						kN/m	charge ELU
M ₀	135,8	543,3	543,3	543,3	563,6						kNm	moment isostatique = p.L²/8
M _g	0,0	-157,7	-230,5	-169,2	-258,5						kNm	moment appui gauche
M _d	-71,0	-200,1	-158,5	-261,2	0,0						kNm	moment appui droit
M _{max}	102,6	364,6	349,4	329,1	441,7						kNm	moment maximal en travée = M ₀ +M _g /2+M _d /2+(M _g -M _d)²/16
f _{accd}	311623303	117242252	11194347	10493281	14477959							
μ	0,0388	0,1378	0,1320	0,1244	0,1669							moment réduit
x	0,0312	0,1172	0,1119	0,1049	0,1448						m	fibre neutre
z	0,6175	0,5831	0,5852	0,5880	0,5721						m	bras de levier
ε _s	45,00	15,31	16,20	17,51	11,73						‰	allongement acier
σ _s	465,9	444,3	445,0	445,9	441,7						MPa	contrainte acier
A _{s,rqd}	3,57	14,07	13,42	12,55	17,48						cm²	section nécessaire
A _{s,min}	3,73	3,73	3,73	3,73	3,73						cm²	% minimal
A _{s,prov}	3,75	14,78	14,09	13,18	18,35						cm²	section mise en place
axe neutre dans la	table	table	table	table	table							
longueur 1er lit : L ₁	3,00	5,80	5,80	5,80	5,80						m	
2e lit : L ₂	2,58	4,09	4,09	3,87	4,37						m	
poids des 2 lit s : C _a											kg	armatures longitudinales inférieures

Détermination des armatures d'effort tranchant

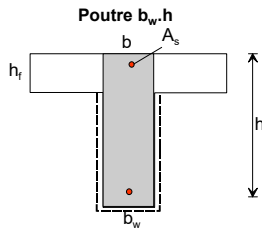
IV_{gl}	149,3	364,2	394,4	377,3	448,8					kN	effort tranchant au nu gauche (pour τ_{Ed})
IV_{dl}	244,6	403,1	382,5	403,3	337,8					kN	effort tranchant au nu droit
IV_{minl}	0,8	2,3	2,6	2,4	3,0					kN	effort tranchant minimal
τ_{Ed}	1,08	1,78	1,74	1,78	1,98					MPa	cisaillement
IV_{gr}	41,4	237,4	267,6	250,5	322,0					kN	effort tranchant à z.coté du nu gauche (pour A_{sw}/s)
IV_{dr}	117,8	276,4	255,8	276,5	211,0					kN	effort tranchant à z.coté du nu droit
$(A_{sw}/s)_g$	1,12	6,42	7,24	6,78	8,71					cm ² /m	armatures verticales au nu gauche
$(A_{sw}/s)_d$	3,19	7,47	6,92	7,48	5,71					cm ² /m	armatures verticales au nu droit
a_1	0,8505	2,300	2,500	2,400	3,224					m	abscisse du point d'effort tranchant mini
n_1	1	2	2	2	3						nombre de longueurs z.coté à gauche
n_2	1	3	2	3	2						nombre de longueurs z.coté à droite
$(A_{sw}/s)_{min}$	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20					cm ² /m	section minimale
$(A_{sw}/s)_{req}$	3,20	7,47	7,24	7,48	8,71					cm ² /m	section nécessaire
G_k	10000	10000	10000	10000	10000					kg	pooids des armatures transversales
V_b	0,755	1,512	1,512	1,512	1,93					m ³	volume béton
Coffrage	2,88	6	6	6	6,24					m ²	surface de coffrage

32000000 64196270 7236373 6775527 8708438

Efforts tranchants des différents cas de charge (kN)



Poutre continue



μ_{max}	0,372
μ_{lim}	0,163
μ_{max}/μ_{Rd}	44%
τ_{Rd}	4,15 MPa
τ_{Ed}/τ_{Rd}	43%

fêche relat. maxi	1/971	= f/L_{nu}
flèche maxi	5,41	mm
flèche.maxi/limite	51%	

selon Guide EC2 FD P18-717-2021

Contraintes maximales	MPa	admissible	/ admissible
béton	18,16	15,00	121%
acier	386,9	400,0	97%

Classe acier	k	ε_{uk}
longitudinaux	B	1,08
transversaux	A	1,05
f_{yk}	500	MPa
γ_s	1,15	
f_{yd}	434,8	MPa
ε_{yd}	2,17	‰

Coefficients	
γ_{G0}	1,35
γ_{G1}	1,35
γ_Q	1,5

Marge de choix des barres	1,05
Marge de choix des cadres	1,05
coté	1,5

Redistribution des moments δ	
Choix	b
δ	0,8

Chargements	
en jours	
t_0	21
t	91

Béton	
f_{ck}	25
γ_c	1,5
ϖ_{ba}	25
f_{cd}	16,7
f_{cm}	33
f_{ctm}	2,56
f_{ctw}	2,10
ε_{c1}	2,00
ε_{cu1}	3,50
E_{cm}	31,5
ε_{c2}	2,00
ε_{cu2}	3,50
n	2,00
k	2,0
ciment	42,5N
RH	50
α_e	6,35

Données pour les travées et moments ELU en travée

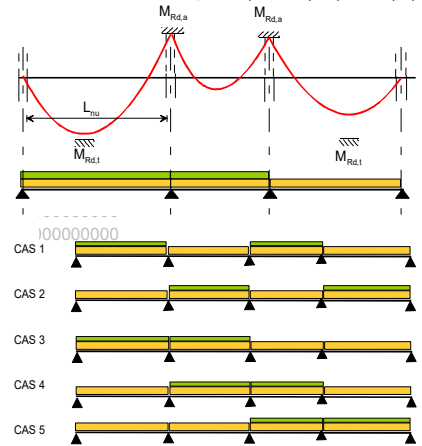
	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
L_{nu}	2,45	5,1	5,1	5,1	5,25
b	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
h	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
b_w	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
h_f	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
d	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
g_1	38,25	38,25	38,25	38,25	38,25
q	18,73	18,73	18,73	18,73	18,73
L_{eff}	2,70	5,40	5,40	5,40	5,50
g_0	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50
g	42,75	42,75	42,75	42,75	42,75
I	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054	0,0054
L/I	500	1000	1000	1000	1018,52
g_{ELU}	57,71	57,71	57,71	57,71	57,71
p_{ELU}	85,81	85,81	85,81	85,81	85,81
$M_{0,nus}$	64,38	278,98	278,98	278,98	295,63
$M_{0,axes}$	78,19	312,77	312,77	312,77	324,46
Moments à mi-travée cas 1	30,97	63,48	135,84	18,70	210,07
Moments à mi-travée cas 2	-15,23	150,87	37,27	120,76	105,23
Moments à mi-travée cas 3	4,98	141,44	54,79	60,12	125,44
Moments à mi-travée cas 4	-8,37	130,29	112,73	44,32	130,71
Moments à mi-travée cas 5	10,25	74,44	112,73	100,18	112,09
Moments à mi-travée cas 6	5,37	89,08	59,03	95,51	184,47
Moments maxi trav cas 1	38,10	66,75	136,24	20,34	220,15
Moments maxi trav cas 2	6,63	151,42	37,54	121,68	119,86
Moments maxi trav cas 3	22,12	141,94	56,75	61,61	135,30
Moments maxi trav cas 4	9,30	133,22	114,21	44,42	139,48
Moments maxi trav cas 5	18,77	77,56	112,86	100,18	125,00
Moments maxi trav cas 6	15,97	89,94	59,05	98,65	199,57
$M_{max,travée}$	38,10	151,42	136,24	121,68	220,15

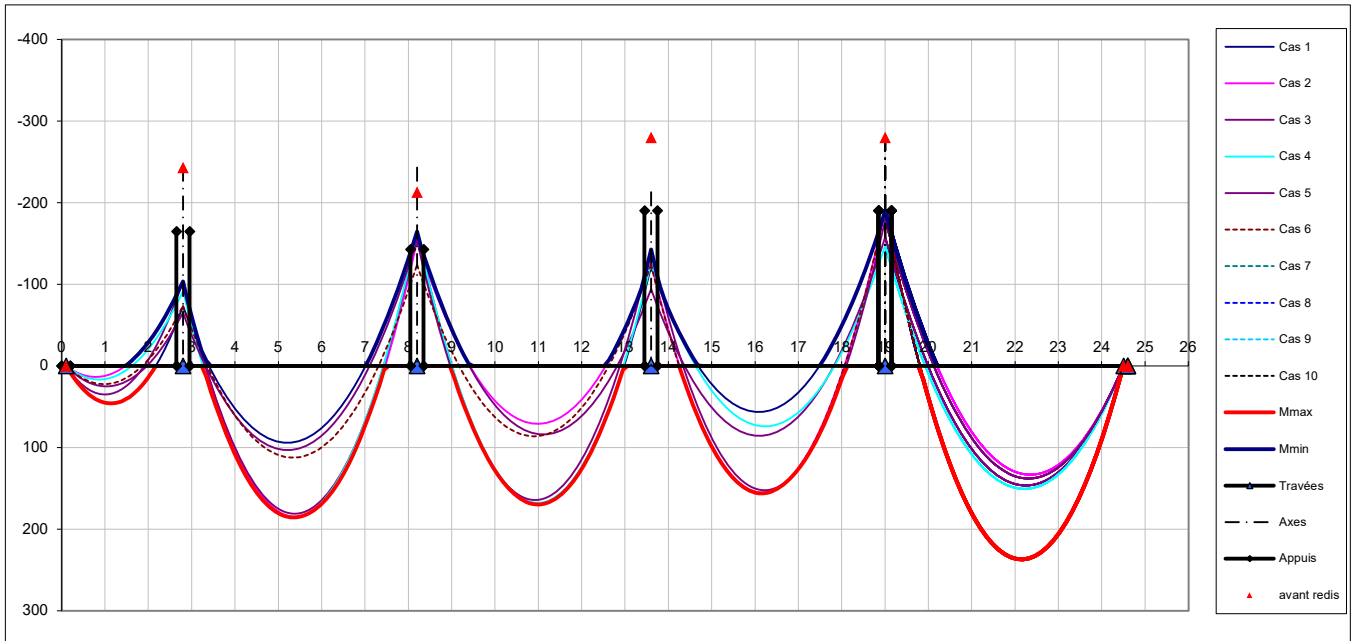
6 nombre d'appuis

portées entre nus
largeur du plancher
hauteur totale
largeur de l'âme
épaisseur de la table
hauteur utile
charges permanentes autres que le poids de la poutre et de la charge d'exploitation
portée de calcul
charges de poids propre = $[(b-b_w) \cdot h_f + b \cdot h] \cdot \varpi_{ba}$
charges permanentes
moment d'inertie de section brute
charges permanentes pondérées
charges variables pondérées
moment isostatique

$$M_{1/2} = M_0 + 0,5(M_i + M_{i+1})$$

$$M_{max} = M_0 + 0,5(M_i + M_{i+1}) + (M_i - M_{i+1})^2 / (16M)$$





Détermination des armatures longitudinales

Sur appui	1	2	3	4	5	rive droite						
M _{nu}		-103,3	-164,7	-142,7	-190,3						kNm	moment minimal au nu
b _w		0,3	0,3	0,3	0,3						m	largeur âme
d		0,54	0,54	0,54	0,54						m	hauteur utile
μ		0,071	0,113	0,098	0,131							moment réduit
ξ		0,092	0,150	0,129	0,175							fibre neutre relative
ε _σ		34,56	19,80	23,63	16,44						%	racourcissement béton
σ _σ		458,3	447,6	450,4	445,2						MPa	contrainte béton
z		0,520	0,508	0,512	0,502						m	bras de levier
A _{s,rqd}		4,33	7,25	6,19	8,52						cm ²	section nécessaire
A _{s,min}		2,16	2,16	2,16	2,16						cm ²	% minimal
A _{s,prov}		4,55	7,61	6,50	8,94						cm ²	
		27270000	32130000	29970000	34510000							section mise en place
x ₁		1,35	1,188	1,08	1,512						m	abscisses des moments nuls et arrêt 2e lit
x ₂		0,648	1,296	1,188	1,21						m	abscisses des moments nuls et arrêt 2e lit
x ₃		0,486	0,432	0,324	0,54						m	abscisses des moments nuls et arrêt 2e lit
x ₄		0,216	0,432	0,324	0,44						m	abscisses des moments nuls et arrêt 2e lit
longueur 1er lit : L ₁	0,5675	2,73	3,21	3,00	3,45					0,9875	m	
2e lit : L ₂	0	1,43	1,59	1,38	1,71					0	m	
poids des 2 lit s : Q _{s2}											kg	armatures longitudinales supérieures

En travée	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5							
b _{eff}	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3						m	largeur efficace
p	85,81	85,81	85,81	85,81	85,81						kN/m	charge ELU
M ₀	78,2	312,8	312,8	312,8	324,5						kNm	moment isostatique = p.L ² /8
M _g	0,0	-103,3	-164,3	-126,1	-188,1						kNm	moment appui gauche
M _d	-72,8	-152,9	-122,0	-190,3	0,0						kNm	moment appui droit
M _{max}	46,0	185,2	170,0	155,4	237,2						kNm	moment maximal en travée = M ₀ +M _g /2+M _d /2+(M _g -M _d) ² /16
facd	216586894	919861067	83911249	76234635	12059865							
μ	0,0316	0,1270	0,1166	0,1066	0,1627							moment réduit
x	0,0217	0,0920	0,0839	0,0762	0,1206						m	fibre neutre
z	0,5313	0,5032	0,5064	0,5095	0,4918						m	bras de levier
ε _s	45,00	17,05	19,02	21,29	12,17						%	allongement acier
σ _s	465,9	445,6	447,0	448,7	442,1						MPa	contrainte acier
A _{s,rqd}	1,86	8,26	7,51	6,80	10,91						cm ²	section nécessaire
A _{s,min}	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40						cm ²	% minimal
A _{s,prov}	2,40	8,67	7,88	7,14	11,46						cm ²	section mise en place
axe neutre dans la	table	table	table	table	table							
longueur 1er lit : L ₁	2,95	5,70	5,70	5,70	5,75						m	
2e lit : L ₂	2,24	3,86	3,65	3,54	4,14						m	
poids des 2 lit s : Q _{s2}											kg	armatures longitudinales inférieures

Détermination des armatures d'effort tranchant

IV_{gl}	75,4	209,1	227,1	211,8	261,5					kN	effort tranchant au nu gauche (pour τ_{Ed})
IV_{dl}	147,3	233,2	216,6	231,8	189,4					kN	effort tranchant au nu droit
IV_{minl}	0,7	2,3	2,7	2,4	3,2					kN	effort tranchant minimal
τ_{Ed}	1,01	1,60	1,56	1,59	1,79					MPa	cisaillement
IV_{gl}	13,5	146,5	164,5	149,2	198,9					kN	effort tranchant à z.coté du nu gauche (pour A_{sw}/s)
IV_{dl}	84,7	170,6	154,0	169,2	126,9					kN	effort tranchant à z.coté du nu droit
$(A_{sw}/s)_g$	0,43	4,62	5,19	4,71	6,28					cm ² /m	armatures verticales au nu gauche
$(A_{sw}/s)_d$	2,67	5,38	4,86	5,34	4,00					cm ² /m	armatures verticales au nu droit
a_1	0,7290	2,346	2,652	2,448	3,255					m	abscisse du point d'effort tranchant mini
n_1	1	3	3	3	4						nombre de longueurs z.coté à gauche
n_2	2	3	3	3	2						nombre de longueurs z.coté à droite
$(A_{sw}/s)_{min}$	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40					cm ² /m	section minimale
$(A_{sw}/s)_{req}$	2,67	5,38	5,19	5,34	6,28					cm ² /m	section nécessaire
ρ_{tr}										kg	poids des armatures transversales
V_b	0,585	0,972	0,972	0,972	0,95					m ³	volume béton
Coffrage	2,45	5,1	5,1	5,1	5,25					m ²	surface de coffrage
24000000 46231106 5191478 4708558 6276707											



Données		Armatures longitudinales		Acier	
2		1	2	500	MPa
b	0,3 m	nb	2	f_{yk}	
h	0,3 m	\varnothing	12	γ_S	1,15
G	0,55162 MN	d	0,05	classe	B
Q	0,2079 MN	A_s	2,26	\varnothing_t	10 mm
γ_G	1,35			\varnothing_{max}	12 mm
γ_Q	1,5			c_d	46 mm
Ψ_2	0,6			$A_{s,prov}$	4,52 cm ²
L	3,600 m			d	0,25 mm
L_0	2,520 m			f_{yd}	434,8 MPa
e_0	0,013 m			ε_{uk}	50 ‰
t_0	28 jours			k	1,08
t	18 250 jours			ε_{sy}	2,174 ‰
RH	80 %				
classe	32,5N				
f_{ck}	25 MPa				
γ_C	1,5				
c_{nom}	30 mm				
b_{tendu}	0				

1=voile, 2=poteau
largeur de la section
hauteur de la section
charge permanente
charge variable
EC0
EC0
EC0
longueur libre du poteau
longueur de flambement (voir case T31) $L_0/L = 0,700$
excentricité du 1er ordre éventuelle
âge du béton lors du chargement
âge de calcul : 50 années
humidité relative
ciment
résistance du béton
coefficient béton
enrobage nominal
béton tendu pris en compte oui=1, non=0

Armatures longitudinales

2 nombre de catégories d'aciers

nb de barres
mm
m
cm²

conseillés : 0,046 et 0,254 m

Section satisfaisante 93,4%

Acier

limite élastique
coefficient partiel acier
A, B, C ou D (palier horizontal)
diamètre des cadres ($\geq \varnothing_{max}/4$)

distance du nu à l'axe = $c_{nom} + \varnothing_t + \varnothing_{max}/2$

armé
→ γ_C 1,5

Calculs intermédiaires

γ_{CE}	1,2
e_i	20,00 mm
e_t	32,50 mm
f_{cm}	33 MPa
f_{ctd}	1,20 MPa
ε_{c1}	2,07 ‰
ε_{cu1}	3,5 ‰
E_{cm}	31,5 GPa
φ_0	2,003
φ_{ef}	1,282
ε'_{c1}	4,723 ‰
ε'_{cu1}	7,988 ‰
f_{cd}	16,7 MPa
k	3,420
E'_{cm}	13,79 GPa
N_{Ed}	1,0565 MN
M_{Ed0}	0,0343 MNm
λ	29,1
N_t	100 ≤ 100

imperfection géométrique = $L_0/400 \geq 0,02$ m EC2, § 5.2 (7) & AN

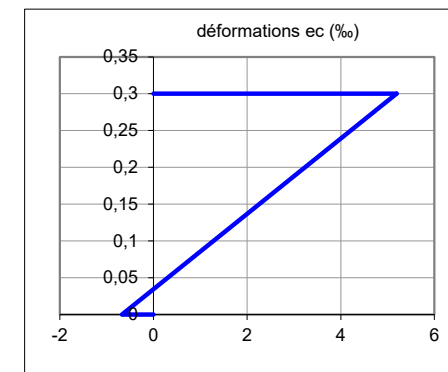
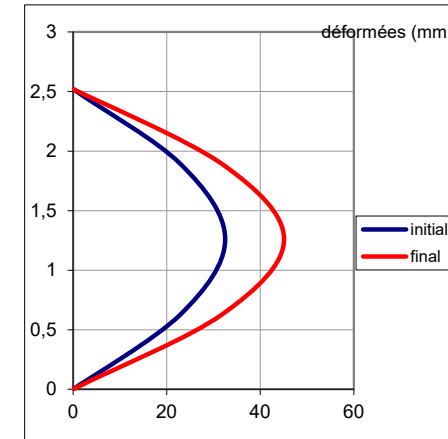
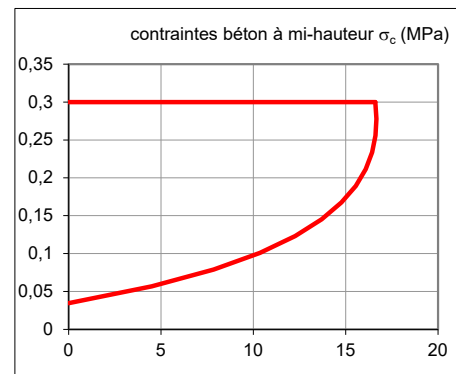
excentricité totale du 1er ordre

 $= f_{ck} + 8$ $= 0,7 \times 0,3 f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$ EC2 : $0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$ EC2 : $2,8 + 27(0,98 - f_{cm}/100)^4 \leq 3,5$ EC2 : $22(f_{cm}/10)^{0,3}$

fluage à 50 ans

 $= \varphi_0 \cdot (G + \Psi_2 \cdot Q) / (\gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q)$ $= \varepsilon_{c1} \cdot (1 + \varphi_{ef})$ $= \varepsilon_{cu1} \cdot (1 + \varphi_{ef})$ $= f_{ck} / \gamma_C$ $= 1,05(E_{cm}' / \gamma_{CE}) \cdot (\varepsilon_{c1} / f_{cd})$ $= E_{cm}' / (1 + \varphi_{ef})$ $= \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$ ELS charge de calcul $= N_{Ed} \cdot e_{tot}$ moment du 1er ordre $= L_0 \cdot 12^{0,5} / h$ élancement

nbre de pas de calcul (précision et optimisation)



Résultats			
	5192372	function fenm()	
ε_h	5,1924	‰	déformation maximale de la section (rn haut)
ε_b	-0,6762	‰	déformation minimale (en bas)
e_R	0,04509	m	= M_R/N_R excentricité résistante
N_{Rd}	1,1311	MN	effort normal maximal résistant
N_{Ed}/N_{Rd}	93,4%		OK
M_{Rd}	0,0510	MNm	moment résistant
$1/r$	0,01956	m^{-1}	courbure = $(\varepsilon_h - \varepsilon_b)/h$
e_2	12,59	mm	excentricité du 2e ordre = $e_R - e_{tot}$
$e_{tot} + e_2$	45,09	mm	excentricité finale
Δe	0,0000	mm	vérification $e_2 + e_{tot} - e_R = 0$?
N_{Rd0}	1,5	MN	= $b \cdot h \cdot f_{cd}$
$\varnothing = N_{Rd}/N_{Rd0}$	0,754		effort normal relatif = N_{Rd}/N_{Rd0}

Attentes inférieures

\varnothing	12	mm	diamètre des aciers
η_2	1		= $\text{Min}(1 ; (132 - \varnothing_{\max})/100)$
f_{bd}	2,69	MPa	= $2,25 \eta_2 \cdot f_{ctd}$
α_2	0,650		= $1 - 0,15((c_{nom} + \varnothing)/\varnothing - 1) \geq 0,7$
$L_{b,rd}$	315	mm	= $0,25 \alpha_2 \cdot f_{yd}/f_{bd} \cdot \varnothing = 26,2\varnothing$
e'_2	40,3	mm	excentricité en pied = $e_{tot} + \text{Abs}[e_2 \cdot \cos(0,5\pi \cdot L/L_0)]$
M_{Ed}	0,04263	MNm	= $N_{Ed} \cdot e'_2$
M_1	0,14828	MNm	= $M_{Ed} + N_{Ed} \cdot (d - h/2)$
μ	0,475		= $M_1/(b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$
ξ	0,968		= $1,25[1 - (1-2\mu)^{0,5}]$
ε_s	0,117	‰	= $\varepsilon_{cu2} \cdot (1 - \xi)/\xi \leq 0,9 \varepsilon_{uk}$
σ_s	23,3	MPa	= $f_{yd} \cdot [1 + (k - 1) \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})/(\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{sy})]$ ou 200 ε_s si $\varepsilon_s < \varepsilon_{sy}$
z	0,153	m	= $d \cdot (1 - 0,4\xi)$
A_s	0,00	cm ²	= $\text{Max}\{[M_1/z - N_{Ed}]/\sigma_s ; 0\}$
k_b	0		= 1 si $\varnothing_{\max} > 14$, sinon = 0
L_{bd}	200	mm	= $\text{Max}[15k_b \cdot \varnothing ; 200 \text{ mm} ; L_{b,rd} \cdot A_{s,rd}/A_{s,prov}]$

Vérification détaillée

	Béton compr	Béton tendu	Acier	Total		
N_{Rd}	1,01873	0,00000	0,11234	1,131	MN	= $N_{Rc} + N_{Rs}$
M_{Rd}	0,04249	0,00000	0,00850	0,051	MNm	= $M_{Rc} + M_{Rs}$
e_{Rd}	0,04171	0,00000	0,07568	0,045	m	= M_{Rd}/N_{Rd}
Effort normal	100,00%	OK				
Moment	100,00%	OK				
Excentricité	100,00%	OK				
$e_{tot} =$	32,50	mm	= $e_0 + e_i$			
e_2	12,59	mm	= $(1/r) \cdot (L_0/\pi)^2$			
$e_{tot} + e_2$	45,09		excentricité $e_{Rd} = M_{Rd}/N_{Rd}$	45,09	mm	
	100,00%	OK				

Vérification de $N_{Rd} = 1,1311$ MN

x	0,265	m
h_h	0,2654	m

Béton comprimé (intégration par Simpson)

N°	y m	ε_c ‰	η	σ_c MPa	coeff. Simpson	Eff. Norm. dN _{Rc} MN	Moment dM _{Rc} MNm
0	0,0000	5,192	1,099	16,60	1	0,037	0,00551
1	0,0221	4,760	1,008	16,67	4	0,147	0,01886
2	0,0442	4,327	0,916	16,62	2	0,074	0,00777
3	0,0664	3,894	0,825	16,43	4	0,145	0,01216
4	0,0885	3,462	0,733	16,08	2	0,071	0,00438
5	0,1106	3,029	0,641	15,54	4	0,138	0,00542
6	0,1327	2,596	0,550	14,77	2	0,065	0,00113
7	0,1548	2,163	0,458	13,70	4	0,121	-0,00059
8	0,1770	1,731	0,366	12,27	2	0,054	-0,00146
9	0,1991	1,298	0,275	10,36	4	0,092	-0,0045
10	0,2212	0,865	0,183	7,84	2	0,035	-0,00247
11	0,2433	0,433	0,092	4,50	4	0,040	-0,00371
12	0,2654	0,000	0,000	0,00	1	0,000	0
						N _{Rc}	M _{Rc}
						1,0187	0,04249

Béton tendu

f_{ctm}	2,56	MPa	= $\text{Min}[0,3f_{ck}^{2/3} ; 2,12 \cdot \text{Log}(1+f_{cm}/10)]$
f_{ctd}	1,20	MPa	= $0,7f_{ctm}/\gamma_c$ (0,8 voile)
ε_t	0,087	‰	= $f_{ctd} \cdot (1 + \varphi_{ef})/E_{cm}$
y	0,00423	m	hauteur tendue résistante
σ_t	-1,197	MPa	= $-f_{ctd}$ si $\varepsilon_t > \varepsilon_h$
N_t	0	MN	= $0,5\sigma_t \cdot b \cdot y$
M_t	0	MNm	= $N_t \cdot (h/2 - 2y/3)$

Aciers	A_s cm ²	d m	ε_s ‰	σ_s MPa	N_R MN	M_R MNm
1	2,26	0,050	4,214	436,3	0,099	0,00987
2	2,26	0,250	0,302	60,4	0,0137	-0,00137
					N _{Rs}	M _{Rs}
					0,1123	0,0085

Fluage suivant EC2 : 2005

E_c	33,050	GPa	Module tangent = 1,05 E_{cm}
α_1	1		Expr. B.8c = $(35/f_{cm})^{0,7}$ si $f_{cm} > 35$, sinon = 1
α_2	1		Expr. B.8c = $(35/f_{cm})^{0,2}$ si $f_{cm} > 35$, sinon = 1
α_3	1		Expr. B.8c = $(35/f_{cm})^{0,5}$ si $f_{cm} > 35$, sinon = 1
α	-1		exposant
h_0	150,0	mm	Expr. B.6 = $2A_c/u$
t_{oc}	24,1541	jours	Expr. B.9 fonction de la classe de ciment
$\beta(f_{cm})$	2,925		Expr. B.4 = $16,8/f_{cm}^{0,5}$
$\beta(t_0)$	0,502		Expr. B.5 = $1 / (1+t_0^{0,2})$
φ_{RH}	1,376		Expr. B.3 = $\{1 - [(1-RH/100) \cdot \alpha_1 / (0,1 \cdot h_0^{1/3})]\} \cdot \alpha_2$
φ_0	2,022		Expr. B.2 = $\varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$
β_H	582,91		éq. B.8a-b = $1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_4$
$\beta_c(t, t_0)$	0,9906		éq. B.7 = $[(t-t_0)/\beta_H + t-t_0]^{0,3}$
$\beta_c(\infty, t_0)$	1		d° avec $t = \infty$
$\varphi(t, t_0)$	2,003	éq. B.1	= $\varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$ coeff. de fluage à 18250 days
$\varphi(\infty, t_0)$	2,022	éq. B.2	= $\varphi_0 \cdot \beta_c(\infty, t_0)$ coeff. de fluage à un temps infini
i.e. 99%			

function "flu" 2,003 à 50 ans

Exemple

Pour 2 ans	1,688	100%
Pour 10 ans	1,934	100%
Pour 50 ans	2,003	100%
Pour 100 ans	2,013	100%

p. 3

$$B.1 \quad \varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

$$B.2 \quad \varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$$B.3 \quad \varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{for } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{for } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$B.4 \quad \beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$B.5 \quad \beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})}$$

$$B.6 \quad h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

$$B.7 \quad \beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$$

$$B.8 \quad \beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{for } f_{cm} \leq 35$$

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad \text{for } f_{cm} \geq 35$$

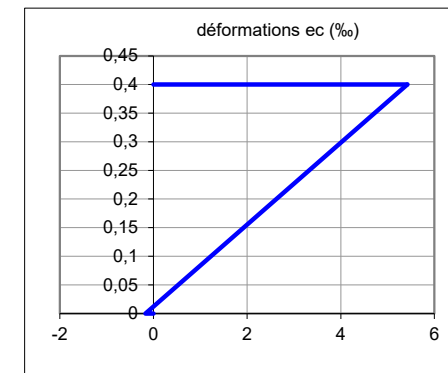
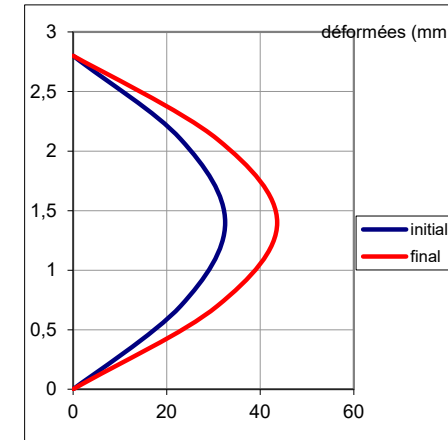
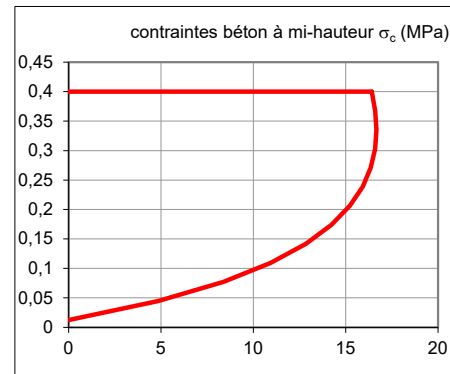
$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

$$B.9 \quad t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^{-1} \geq 0,5$$

Données		Armatures longitudinales		2		nombre de catégories d'aciers	
b	0,4	m	largeur de la section	nb	2	2	nb de barres
h	0,4	m	hauteur de la section	Ø	14	14	mm
G	0,8549	MN	charge permanente	d	0,05	0,35	m
Q	0,5049	MN	charge variable	A _s	3,08	3,08	cm ²
γ _G	1,35		EC0	<div>Section satisfaisante 86,9%</div>			
γ _Q	1,5		EC0				
Ψ ₂	0,6		EC0				
L	4,000	m	longueur libre du poteau				
L ₀	2,800	m	longueur de flambement (voir case T31) L ₀ /L = 0,700	<div>Acier</div> <div>f_{yk} 500 MPa</div> <div>γ_S 1,15</div> <div>classe B</div> <div>Ø_t 10 mm</div> <div>Ø_{max} 14 mm</div> <div>c_d 47 mm</div> <div>A_{s,prov} 6,16 cm²</div> <div>d 0,35 mm</div> <div>f_{yd} 434,8 MPa</div> <div>ε_{uk} 50 ‰</div> <div>k 1,08</div> <div>ε_{sy} 2,174 ‰</div>			
e ₀	0,013	m	excentricité du 1er ordre éventuelle				
t ₀	28	jours	âge du béton lors du chargement e _i = Max[L ₀ /400 ; 20 mm]				
t	18 250	jours	âge de calcul : 50 années e _{tot} = e ₀ + e _i				
RH	80	%	humidité relative	<div>distance du nu à l'axe = c_{nom} + Ø_t + Ø_{max}/2</div>			
classe	32,5N		ciment				
f _{ck}	25	MPa	résistance du béton				
γ _C	1,5		coefficient béton				
c _{nom}	30	mm	enrobage nominal	<div>armé</div> <div>→ γ_C 1,5</div>			
b _{tendu}	0		béton tendu pris en compte oui=1, non=0				

Calculs intermédiaires

γ _{CE}	1,2		
e _i	20,00	mm	imperfection géométrique = L ₀ /400 ≥ 0,02 m EC2, § 5.2 (7) & AN
e _t	32,50	mm	excentricité totale du 1er ordre
f _{cm}	33	MPa	= f _{ck} + 8
f _{ctd}	1,20	MPa	= 0,7 × 0,3 f _{ck} ^{2/3} / γ _C
ε _{c1}	2,07	‰	EC2 : 0,7 f _{cm} ^{0,31} ≤ 2,8
ε _{cu1}	3,5	‰	EC2 : 2,8 + 27(0,98 - f _{cm} /100) ⁴ ≤ 3,5
E _{cm}	31,5	GPa	EC2 : 22(f _{cm} /10) ^{0,3}
φ ₀	1,950		fluage à 50 ans
φ _{ef}	1,181		= φ ₀ · (G + Ψ ₂ · Q) / (γ _G · G + γ _Q · Q)
ε _{c1}	4,513	‰	= ε _{c1} · (1 + φ _{ef})
ε _{cu1}	7,633	‰	= ε _{cu1} · (1 + φ _{ef})
f _{cd}	16,7	MPa	= f _{ck} / γ _C
k	3,420		= 1,05 (E _{cm} / γ _{CE}) · (ε _{c1} / f _{cd})
E _{cm}	14,43	GPa	= E _{cm} / (1 + φ _{ef})
N _{Ed}	1,9115	MN	= γ _G · G + γ _Q · Q ELS charge de calcul
M _{Ed0}	0,0621	MNm	= N _{Ed} · e _{tot} moment du 1er ordre
λ	24,2		= L ₀ · 12 ^{0,5} / h élancement
N _i	100	≤ 100	nbre de pas de calcul (précision et optimisation)



Résultats			
	5419682	function fenm()	
ε_h	5,4197	‰	déformation maximale de la section (rn haut)
ε_b	-0,1737	‰	déformation minimale (en bas)
e_R	0,04361	m	= M_R/N_R excentricité résistante
N_{Rd}	2,1989	MN	effort normal maximal résistant
N_{Ed}/N_{Rd}	86,9%		OK
M_{Rd}	0,0959	MNm	moment résistant
$1/r$	0,01398	m^{-1}	courbure = $(\varepsilon_h - \varepsilon_b)/h$
e_2	11,11	mm	excentricité du 2e ordre = $e_R - e_{tot}$
$e_{tot} + e_2$	43,61	mm	excentricité finale
Δe	0,0000	mm	vérification $e_2 + e_{tot} - e_R = 0$?
N_{Rd0}	2,66667	MN	= $b \cdot h \cdot f_{cd}$
$\varnothing = N_{Rd}/N_{Rd0}$	0,825		effort normal relatif = N_{Rd}/N_{Rd0}

Attentes inférieures

\varnothing	14	mm	diamètre des aciers
η_2	1		= $\text{Min}(1 ; (132 - \varnothing_{\max})/100)$
f_{bd}	2,69	MPa	= $2,25 \eta_2 \cdot f_{ctd}$
α_2	0,721		= $1 - 0,15((c_{nom} + \varnothing_l)/\varnothing - 1) \geq 0,7$
$L_{b,rd}$	408	mm	= $0,25 \alpha_2 \cdot f_{yd} / f_{bd} \cdot \varnothing = 29,1 \varnothing$
e'_2	39,4	mm	excentricité en pied = $e_{tot} + \text{Abs}[e_2 \cdot \cos(0,5\pi \cdot L/L_0)]$
M_{Ed}	0,07536	MNm	= $N_{Ed} \cdot e'_2$
M_1	0,36208	MNm	= $M_{Ed} + N_{Ed} \cdot (d - h/2)$
μ	0,443		= $M_1 / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$
ξ	0,829		= $1,25[1 - (1-2\mu)^{0,5}]$
ε_s	0,720	‰	= $\varepsilon_{cu2} \cdot (1 - \xi)/\xi \leq 0,9 \varepsilon_{uk}$
σ_s	144,1	MPa	= $f_{yd} \cdot [1 + (k - 1) \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}) / (\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{sy})]$ ou 200 ε_s si $\varepsilon_s < \varepsilon_{sy}$
z	0,234	m	= $d \cdot (1 - 0,4\xi)$
A_s	0,00	cm ²	= $\text{Max}\{[M_1/z - N_{Ed}]/\sigma_s ; 0\}$
k_b	0		= 1 si $\varnothing_{\max} > 14$, sinon = 0
L_{bd}	200	mm	= $\text{Max}[15k_b \cdot \varnothing ; 200 \text{ mm} ; L_{b,rd} \cdot A_{s,rd}/A_{s,prov}]$

Vérification détaillée

	Béton compr	Béton tendu	Acier	Total		
N_{Rd}	2,03215	0,00000	0,16678	2,199	MN	= $N_{Rc} + N_{Rs}$
M_{Rd}	0,08058	0,00000	0,01531	0,096	MNm	= $M_{Rc} + M_{Rs}$
e_{Rd}	0,03965	0,00000	0,09180	0,044	m	= M_{Rd}/N_{Rd}
Effort normal	100,00%	OK				
Moment	100,00%	OK				
Excentricité	100,00%	OK				
e_{tot}	32,50	mm				= $e_0 + e_i$
e_2	11,11	mm				= $(1/r) \cdot (L_0/\pi)^2$
$e_{tot} + e_2$	43,61					excentricité $e_{Rd} = M_{Rd}/N_{Rd}$
	100,00%	OK				43,61 mm

Vérification de $N_{Rd} = 2,1989$ MN

x	0,388	m
h_h	0,3876	m

Béton comprimé (intégration par Simpson)

N°	y m	ε_c ‰	η	σ_c MPa	coeff. Simpson	Eff. Norm. dN _{Rc} MN	Moment dM _{Rc} MNm
0	0,0000	5,420	1,201	16,42	1	0,071	0,01414
1	0,0323	4,968	1,101	16,60	4	0,286	0,04796
2	0,0646	4,516	1,001	16,67	2	0,144	0,01944
3	0,0969	4,065	0,901	16,59	4	0,286	0,02947
4	0,1292	3,613	0,801	16,36	2	0,141	0,00998
5	0,1615	3,161	0,700	15,92	4	0,274	0,01056
6	0,1938	2,710	0,600	15,23	2	0,131	0,00081
7	0,2261	2,258	0,500	14,23	4	0,245	-0,0064
8	0,2584	1,807	0,400	12,84	2	0,111	-0,00646
9	0,2907	1,355	0,300	10,94	4	0,189	-0,01709
10	0,3230	0,903	0,200	8,36	2	0,072	-0,00886
11	0,3553	0,452	0,100	4,85	4	0,084	-0,01297
12	0,3876	0,000	0,000	0,00	1	0,000	0
						N _{Rc}	M _{Rc}
						2,0321	0,08058

Béton tendu

f_{ctm}	2,56	MPa	= $\text{Min}[0,3f_{ck}^{2/3} ; 2,12 \cdot \text{Log}(1+f_{cm}/10)]$
f_{ctd}	1,20	MPa	= $0,7f_{ctm}/\gamma_c$ (0,8 voile)
ε_t	0,083	‰	= $f_{ctd} \cdot (1 + \varphi_{ef})/E_{cm}$
y	0,00565	m	hauteur tendue résistante
σ_t	-1,197	MPa	= $-f_{ctd}$ si $\varepsilon_t > \varepsilon_h$
N_t	0	MN	= $0,5\sigma_t \cdot b \cdot y$
M_t	0	MNm	= $N_t \cdot (h/2 - 2y/3)$

Aciers	A_s cm ²	d m	ε_s ‰	σ_s MPa	N_R MN	M_R MNm
1	3,08	0,050	4,721	436,6	0,134	0,02016
2	3,08	0,350	0,525	105,1	0,0324	-0,00485
					N _{Rs}	M _{Rs}
					0,1668	0,01531

Fluage suivant EC2 : 2005

E_c	33,050	GPa	Module tangent = 1,05 E_{cm}
α_1	1		Expr. B.8c = $(35/f_{cm})^{0,7}$ si $f_{cm} > 35$, sinon = 1
α_2	1		Expr. B.8c = $(35/f_{cm})^{0,2}$ si $f_{cm} > 35$, sinon = 1
α_3	1		Expr. B.8c = $(35/f_{cm})^{0,5}$ si $f_{cm} > 35$, sinon = 1
α	-1		exposant
h_0	200,0	mm	Expr. B.6 = $2A_c/u$
t_{oc}	24,1541	jours	Expr. B.9 fonction de la classe de ciment
$\beta(f_{cm})$	2,925		Expr. B.4 = $16,8/f_{cm}^{0,5}$
$\beta(t_0)$	0,502		Expr. B.5 = $1 / (1+t_0^{0,2})$
φ_{RH}	1,342		Expr. B.3 = $\{1 - [(1-RH/100) \cdot \alpha_1 / (0,1 \cdot h_0^{1/3})]\} \cdot \alpha_2$
φ_0	1,972		Expr. B.2 = $\varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$
β_H	693,88		éq. B.8a-b = $1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_4$
$\beta_c(t, t_0)$	0,98885		éq. B.7 = $[(t-t_0)/\beta_H + t-t_0]^{0,3}$
$\beta_c(\infty, t_0)$	1		d° avec $t = \infty$
$\varphi(t, t_0)$	1,950	éq. B.1	= $\varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$ coeff. de fluage à 18250 days
$\varphi(\infty, t_0)$	1,972	éq. B.2	= $\varphi_0 \cdot \beta_c(\infty, t_0)$ coeff. de fluage à un temps infini
			i.e. 98%

function "flu" 1,950 à 50 ans

Exemple

Pour 2 ans	1,606	100%
Pour 10 ans	1,871	100%
Pour 50 ans	1,950	100%
Pour 100 ans	1,960	100%

p. 3

$$B.1 \quad \varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

$$B.2 \quad \varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$$B.3 \quad \varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{for } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{for } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$B.4 \quad \beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$B.5 \quad \beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})}$$

$$B.6 \quad h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

$$B.7 \quad \beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$$

$$B.8 \quad \beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{for } f_{cm} \leq 35$$

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad \text{for } f_{cm} \geq 35$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

$$B.9 \quad t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^{-1} \geq 0,5$$

Dalle rectangulaire sous charge répartie trapézoïdale perpendiculaire à son plan

Données		"tabd"
a	5,35	m longueur // Ox
b	7,5	m longueur // Oy
h	0,2	m épaisseur dalle
E _c	11 000	MPa module d'Young
ν	0	coefficient de Poisson
ρ	25	kN/m ³ poids volumique du béton

Les bords nord et sud peuvent être libres (1),

articulés (2) ou encastrés (3)

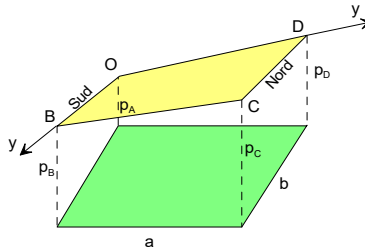
Conditions d'appui

Sud (OB)	2	articulé
Nord (CD)	2	articulé
Ouest (OD)		articulé
Est (BC)		articulé

Charge répartie "planare" kN/m²

(constante, triangulaire, trapézoïdale dans une ou deux directions)

Angle Sud gauche O :	5	p _A
Angle Sud droit B :	5	p _B
Angle Nord gauche D :	5	p _D
Angle Nord droit C :	5	p _C
E _c .I	7,333	



Résultats

Déformée	7,93	mm -->	f/Min(a,b)	1/674°
Effort tranchant	20,93	kN/m -->	1,5V/t =	0,157 MPa
Moment	19,08	kNm/m -->	M/h ² =	0,477 MPa
Moment torsion	16,91	kNm/m		
Réaction d'appui	28,29	kN/m		

M _{max,x}	19,08	kNm/m	pour armatures // Oy
M _{max,y}	8,70	kNm/m	pour armatures // Ox
Charge totale	401,25	kN	

Points étudiés

	x/a	a/2	0	a	a/2	a/2	0,70a	0,00a	0,00a	0,00a	0,00a	0,00a	0
	y/b	b/2	b/2	b/2	0	b	0,36b	0,00b	0,00b	0,00b	0,00b	0,00b	0
abscisse	x	2,675	0	5,35	2,675	2,675	3,75						m
ordonnée	y	3,75	3,75	3,75	0	7,5	2,675						m
flèche	f	-7,929	0,000	0,000	0,001	-0,141	-5,908	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	mm
rotation d'axe Ox	ω _x	0,000	-4,812	4,812	0,000	0,000	2,435	-0,005	-0,005	-0,005	-0,005	-0,005	mrd
rotation d'axe Oy	ω _y	0,000	0,000	0,000	-3,687	3,420	-1,030	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	mrd
moment pour aciers//Ox	M _x	19,08	0,00	0,00	-0,06	3,38	15,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
moment pour aciers//Oy	M _y	8,65	0,00	0,00	0,00	-3,62	7,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
moment de torsion	T	0,000	0,002	-0,002	0,000	0,000	3,208	-16,907	-16,907	-16,907	-16,907	-16,907	kNm
effort tranchant // Ox	V _x	0,00	20,93	-20,93	0,00	0,00	-7,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
effort tranchant // Oy	V _y	0,00	0,00	0,00	19,62	-19,71	2,58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
réaction d'axe Ox	R _x	0,00	26,04	-26,04	0,00	0,00	-10,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
réaction d'axe Oy	R _y	0,00	0,00	0,00	28,29	-22,04	5,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN

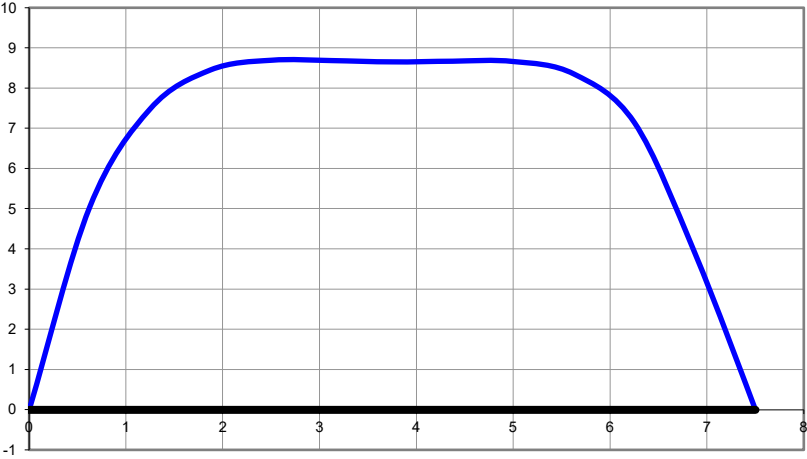
Moments pour armatures // Oy

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
x	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68
y	0,00	0,63	1,25	1,88	2,50	3,13	3,75	4,38	5,00	5,63	6,25	6,88	7,50
M _x	-0,06	5,25	10,01	13,92	16,77	18,50	19,08	18,51	16,80	13,95	10,26	6,32	3,38
M _y	0,00	5,04	7,49	8,45	8,70	8,68	8,65	8,68	8,67	8,35	7,14	3,89	0,00

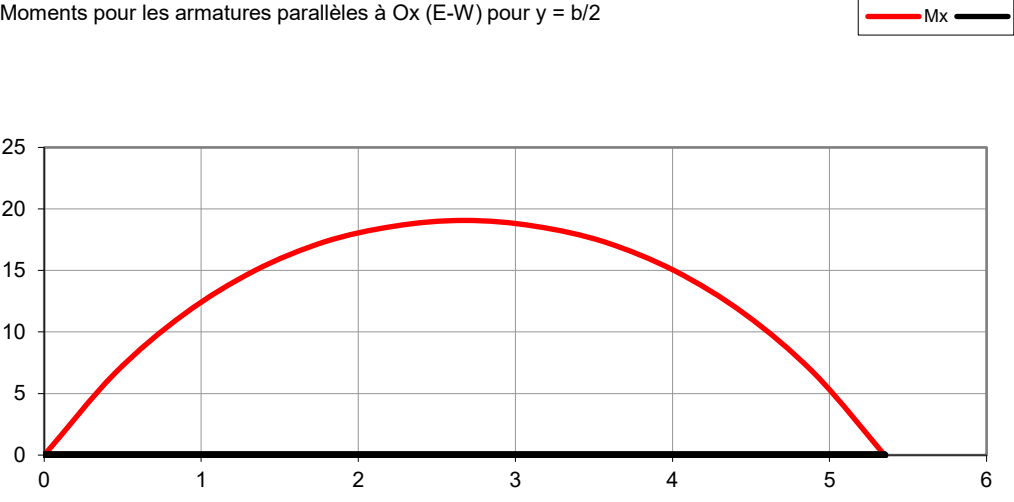
Moments pour armatures // Ox

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
x	0,00	0,45	0,89	1,34	1,78	2,23	2,68	3,12	3,57	4,01	4,46	4,90	5,35
y	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
M _x	0,00	6,61	11,49	14,98	17,32	18,62	19,08	18,62	17,32	14,98	11,49	6,61	0,00
M _y	0,00	5,04	7,49	8,45	8,70	8,68	8,65	8,68	8,67	8,35	7,14	3,89	0,00

Moments pour les armatures parallèles à Oy (N-S) pour x = a/2



Moments pour les armatures parallèles à Ox (E-W) pour y = b/2



Dalle rectangulaire sous charge répartie trapézoïdale perpendiculaire à son plan

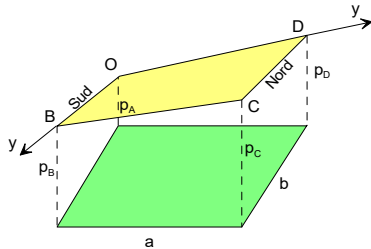
Données		"tabd"
a	5,35	m longueur // Ox
b	7,5	m longueur // Oy
h	0,25	m épaisseur dalle
E _c	11 000	MPa module d'Young
ν	0	coefficient de Poisson
ρ	25	kN/m ³ poids volumique du béton

Les bords nord et sud peuvent être libres (1),
articulés (2) ou encastrés (3)

Conditions d'appui		
Sud (OB)	2	articulé
Nord (CD)	2	articulé
Ouest (OD)		articulé
Est (BC)		articulé

Charge répartie "planaire" kN/m²
(constante, triangulaire, trapézoïdale
dans une ou deux directions)

Angle Sud gauche O :	10	p _A
Angle Sud droit B :	10	p _B
Angle Nord gauche D :	10	p _D
Angle Nord droit C :	10	p _C
E _c .I	14,323	



Résultats			
Déformée	6,60	mm -->	f/Min(a,b) = 1/810°
Effort tranchant	34,00	kN/m -->	1,5V/t = 0,204 MPa
Moment	31,00	kNm/m -->	M/h ² = 0,496 MPa
Moment torsion	27,47	kNm/m	
Réaction d'appui	45,96	kN/m	

M _{max,x}	31,00	kNm/m	pour armatures // Oy
M _{max,y}	14,14	kNm/m	pour armatures // Ox
Charge totale	652,031	kN	

Points étudiés

	x/a	a/2	0	a	a/2	a/2	0,70a	0,00a	0,00a	0,00a	0,00a	0,00a	0
	y/b	b/2	b/2	b/2	0	b	0,36b	0,00b	0,00b	0,00b	0,00b	0,00b	0
abscisse	x	2,675	0	5,35	2,675	2,675	3,75						m
ordonnée	y	3,75	3,75	3,75	0	7,5	2,675						m
flèche	f	-6,597	0,000	0,000	0,000	-0,022	-4,915	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	mm
rotation d'axe Ox	ω _x	0,000	-4,003	4,003	0,000	0,000	2,026	-0,004	-0,004	-0,004	-0,004	-0,004	mrd
rotation d'axe Oy	ω _y	0,000	0,000	0,000	-3,068	3,029	-0,857	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	mrd
moment pour aciers//Ox	M _x	31,00	0,00	0,00	-0,09	1,29	24,54	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
moment pour aciers//Oy	M _y	14,06	0,00	0,00	0,00	-0,86	11,48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kNm
moment de torsion	T	0,000	0,001	-0,001	0,000	0,000	5,213	-27,474	-27,474	-27,474	-27,474	-27,474	kNm
effort tranchant // Ox	V _x	0,00	34,00	-34,00	0,00	0,00	-12,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
effort tranchant // Oy	V _y	0,00	0,00	0,00	31,88	-30,55	4,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
réaction d'axe Ox	R _x	0,00	42,31	-42,31	0,00	0,00	-16,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
réaction d'axe Oy	R _y	0,00	0,00	0,00	45,96	-42,46	8,46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN

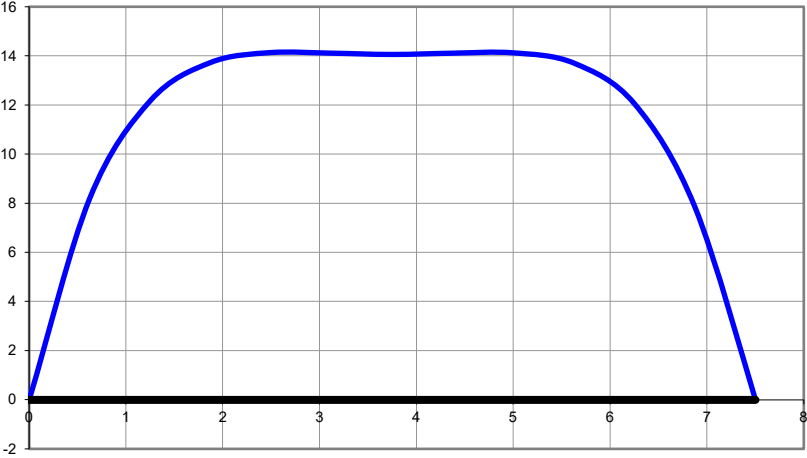
Moments pour armatures // Oy

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
x	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68
y	0,00	0,63	1,25	1,88	2,50	3,13	3,75	4,38	5,00	5,63	6,25	6,88	7,50
M _x	-0,09	8,53	16,27	22,62	27,26	30,06	31,00	30,07	27,27	22,57	16,31	9,03	1,29
M _y	0,00	8,19	12,17	13,74	14,14	14,11	14,06	14,11	14,12	13,70	12,06	7,84	0,00

Moments pour armatures // Ox

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
x	0,00	0,45	0,89	1,34	1,78	2,23	2,68	3,12	3,57	4,01	4,46	4,90	5,35
y	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
M _x	0,00	10,73	18,67	24,35	28,15	30,25	31,00	30,25	28,15	24,35	18,67	10,73	0,00
M _y	0,00	8,19	12,17	13,74	14,14	14,11	14,06	14,11	14,12	13,70	12,06	7,84	0,00

Moments pour les armatures parallèles à Oy (N-S) pour x = a/2



Moments pour les armatures parallèles à Ox (E-W) pour y = b/2

