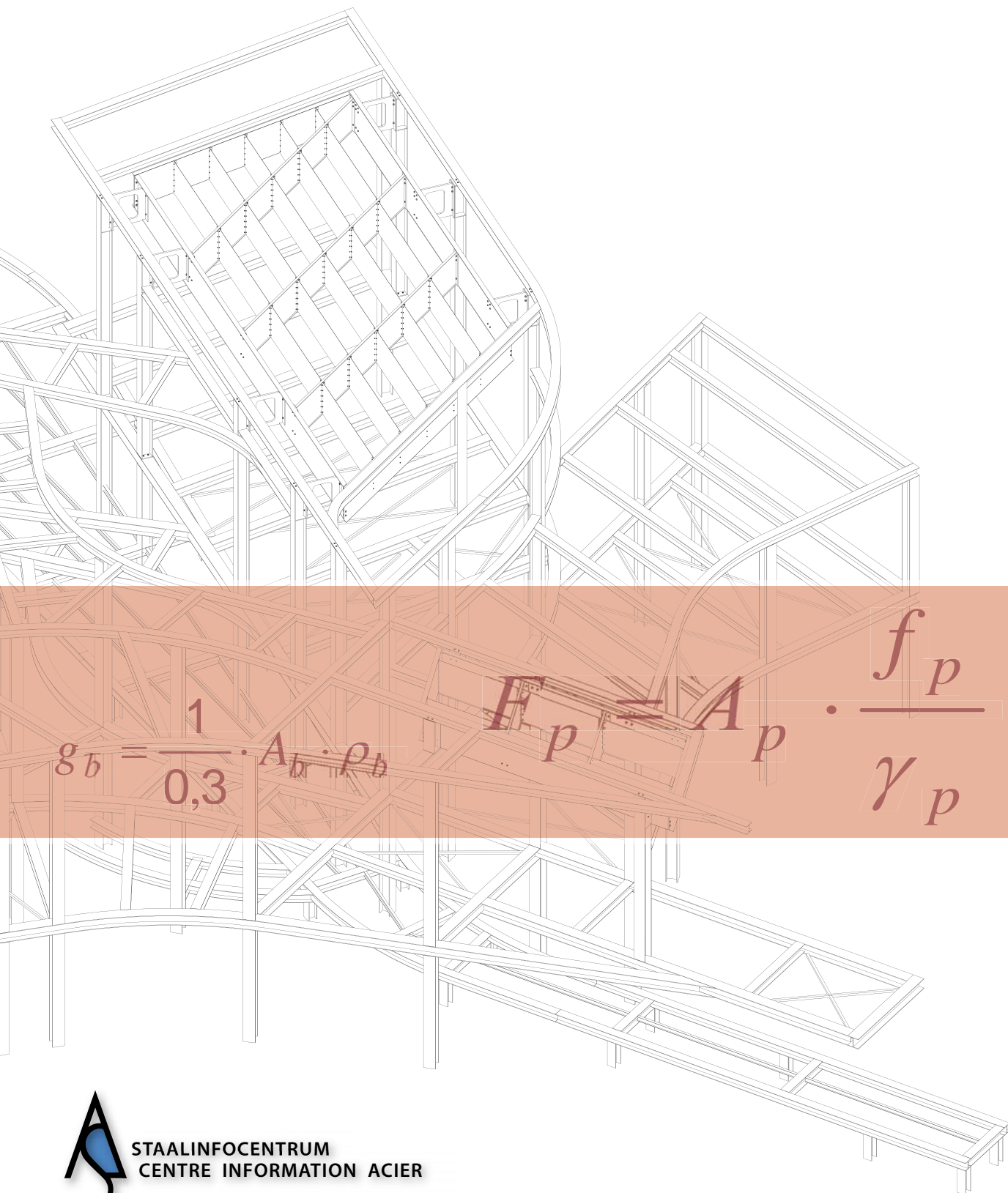


EUROCODE 4 EN 1994

Exemples d'application au calcul des structures mixtes acier-béton



EUROCODE 4 EN 1994

Exemples d'application au calcul des structures mixtes acier-béton

Malgré tout le soin apporté à la rédaction de cet ouvrage et les relectures dont il a fait l'objet, l'éditeur ne garantit pas l'absence de fautes ou d'erreurs dans les propos qui s'y trouvent. Le cas échéant, le lecteur pourra trouver des errata consultables sur le site web www.infosteel.be, ainsi qu'y faire part de ses remarques ou suggestions par e-mail (info@infosteel.be).

Dépôt Légal D/2007/0274/3

ISBN 978-90-807-5555-0

Tout droits de reproduction, d'adaptation ou de traduction, par quelque procédé que ce soit, réservés pour tous pays sans l'autorisation écrite de l'éditeur ou de ses ayants droit.

©
Centre Information Acier
12 Chaussée de Zellik
1082 Bruxelles
+32-2-509 15 01
+32-2-511 12 81
info@infosteel.be
www.infosteel.be

Introduction

Les constructions mixtes permettent une construction à la fois légère, flexible et robuste, et présentent une résistance au feu élevée sans isolation additionnelle. De nouvelles méthodes pour la conception des constructions mixtes sont disponibles dans les nouvelles versions des Eurocodes structuraux qui ont été récemment finalisées. En 2010 au plus tard, ces Eurocodes seront obligatoires en Belgique pour la conception et le dimensionnement des constructions.

Pour préparer les bureaux d'étude dans ce changement, le Centre Information Acier a organisé en 2006 une formation en français sur la Conception et le Dimensionnement de Constructions selon l'Eurocode 4. Le Centre Information Acier a organisé plus tard en 2006, en collaboration avec le KVIV et le GBB, une formation similaire en néerlandais.

Nous avons aujourd'hui le plaisir de vous proposer ce livre d'exercices pour la conception selon l'Eurocode 4 [EN 1994-1-1: 2004 et EN 1994-1-2: 2005] qui a été développé dans le cadre de ces formations. L'ouvrage rend les règles de l'Eurocode 4 tout à fait compréhensibles en étudiant la conception et le contrôle d'un bâtiment existant. Les aspects spécifiques de la conception des constructions mixtes, comme la connexion acier-béton, les planchers collaborant, les poutres mixtes isostatiques ou non, et les poteaux mixtes, sont largement présentés. En outre, une attention toute particulière est accordée à la résistance au feu de chacun de ces types d'éléments structuraux. Bien que l'exemple utilisé soit réaliste, certaines solutions peu usitées ont parfois été adoptées pour des raisons didactiques, afin de permettre de commenter certains aspects des Eurocodes qui, autrement, ne pourraient être abordés.

L'exercice utilisé pour la formation en français a été conçu et contrôlé par :

Ir. L.G. Cajot, ArcelorMittal Research Centre, Esch, Luxembourg,
Ir. R. Debruyckere, SECO, Bruxelles,
Ir. J.F. Demonceau, Université de Liège,
Prof. dr. ir. J.M. Franssen, Université de Liège,
Prof. dr. ir. J.P. Jaspart, Université de Liège,
Prof. dr. ir. R. Maquoi, Université de Liège.

Il a ensuite été évalué et traduit en néerlandais par :

Ir. R. Debruyckere, SECO, Bruxelles,
Dr. ir. J. Fellingner, Centre Information Acier, Bruxelles,
Dr. ir. L. Pyl, De Nayer Instituut, Mechelen,
Prof. dr. ir. L. Vandewalle, Katholieke Universiteit Leuven,
Dr.ir. A. van Gysel, De Nayer Instituut, Mechelen.

L'accueil réservé à l'exercice au cours de ces deux formations a été tellement positif que le Centre Information Acier a décidé, avec l'accord des auteurs, de réaliser le présent ouvrage. L'exercice a été revu en profondeur par tous les intervenants et ajusté ci et là, suite à des discussions parfois animées mais toujours constructives.

Le Centre Information Acier remercie tous les auteurs, traducteurs et relecteurs pour leur précieuse contribution. Grâce à eux, les ingénieurs disposent à présent d'un outil important permettant d'appliquer au quotidien les dernières évolutions techniques en matière de constructions mixtes.

Ir. Jo Naessens
General manager Centre Information Acier

Ir. Audrey Debackere
Département technique Centre Information Acier

Table des matières

1	Problématique	8
1.1	Enoncé de l'exercice	8
1.2	Propriétés de la tôle nervurée	11
1.3	Propriétés des profilés en acier	11
1.4	Propriétés du béton	11
2	Dalle mixte.....	12
2.1	Introduction	12
2.2	Phase de construction	12
2.2.1	Effet de marre	12
2.2.2	Etats-limites de service (ELS)	13
2.2.3	Etats-limites ultimes (ELU)	13
2.3	Phase mixte	14
2.3.1	Etats-limites ultimes	14
2.3.1.1	Charges	14
2.3.1.2	Caractéristiques de la section	16
2.3.1.3	Vérification du moment négatif	17
2.3.1.4	Vérification du moment positif	18
2.3.1.5	Connexion béton – tôle	19
2.3.1.6	Vérification à l'effort tranchant	21
2.3.2	Etats-limites de service	23
2.3.2.1	Vérification de la flèche	23
2.3.2.2	Vérification de la fissuration	27
3	Poutre mixte isostatique	29
3.1	Charges	29
3.1.1	Etats-limites ultimes (ELU)	29
3.1.1.1	Phase de construction	29
3.1.1.2	Phase mixte	29
3.1.2	Etat-limite de service ELS	30
3.1.2.1	Phase de construction	30
3.1.2.2	Phase mixte	30
3.2	Vérification des sections critiques à l'ELU	33
3.2.1	Moment résistant	33
3.2.1.1	Phase de construction	33
3.2.1.2	Phase mixte	33
3.2.2	Effort tranchant	34
3.2.3	Connexion	35
3.2.3.1	Effort rasant	35

3.2.3.2	Résistance du goujon	35
3.2.3.3	Connexion complète.....	36
3.2.3.4	Connexion partielle	36
3.2.3.5	Cisaillement transversal.....	36
3.2.3.6	Bielles de compression	37
3.3	Vérification en ELS.....	38
4	Poutre mixte hyperstatique.....	40
4.1	Charges.....	40
4.1.1	Etats-limites ultimes (ELU).....	40
4.1.1.1	Phase de construction	40
4.1.1.2	Phase mixte	40
4.1.2	Etats-limites de service (ELS).....	46
4.1.2.1	Phase de construction	46
4.1.2.2	Phase mixte	46
4.2	Vérification des sections critiques à l'ELU	49
4.2.1	Moment Résistant	49
4.2.1.1	Phase de construction	49
4.2.1.2	Phase mixte	49
4.2.2	Effort tranchant	50
4.2.3	Connexion.....	51
4.2.3.1	Résistance de l'organe connecteur.....	51
4.2.3.2	Connexion complète.....	52
4.2.3.3	Connexion partielle	52
4.2.3.4	Armatures transversales	54
4.2.3.5	Bielles de compression	56
4.3	Vérification à l'ELS	57
4.3.1	Flèche.....	57
4.3.2	Fissuration	57
5	Poteau mixte	59
5.1	Données	59
5.2	Charges	60
5.2.1	Détermination de R_1	60
5.2.2	Détermination de R_2	61
5.2.3	Détermination de N_{Ed}	61
5.2.4	Détermination du moment de flexion M_{Ed}	62
5.2.5	Résumé des charges:	62
5.3	Vérification état-limite ultime ELU	62
5.3.1	Choix de la méthode	63
5.3.1.1	Vérifications communes aux deux sens de flexion	63

5.3.1.2	Vérification relative à l'élançement réduit	64
5.3.1.3	Conclusions	65
5.3.2	Vérification du voilement local.....	65
5.3.3	Effets du second ordre	66
5.3.3.1	Imperfection géométrique initiale	66
5.3.3.2	Effets locaux du second ordre	66
5.3.4	Résistance à la seule compression axiale	68
5.3.4.1	Résistance plastique en section	68
5.3.4.2	Flambement d'axe fort	68
5.3.5	Connexion.....	68
5.3.6	Résistance à la flexion composée d'axe fort.....	70
5.3.6.1	Courbe d'interaction M-N pour la résistance en section.....	70
5.3.6.2	Explications	73
6	Résistance au feu de la dalle mixte.....	75
6.1	Objectif.....	75
6.2	Données	75
6.2.1	Géométrie.....	75
6.2.2	Caractéristiques des matériaux	75
6.2.3	Charges	75
6.3	Verification du domaine d'application.....	76
6.4	Résistance au feu en fonction de l'isolation thermique	77
6.5	Résistance au feu en fonction de la capacité portante	78
6.5.1	Moment résistant positif	78
6.5.2	Calcul du moment résistant négatif	82
6.5.3	Vérification de la capacité portante.....	84
7	Résistance au feu de la poutre isostatique	85
7.1	Objectif.....	85
7.2	Données	85
7.2.1	Caractéristiques géométriques et des matériaux	85
7.2.2	Charges	86
7.3	Classe de la section à chaud	87
7.3.1	Classe de l'âme	87
7.3.2	Classe semelle comprimée.....	87
7.4	Poutre non-protégée.....	87
7.4.1	Températures dans la section transversale.....	87
7.4.1.1	Introduction	87
7.4.1.2	Facteurs de massiveté.....	88
7.4.1.3	Température de la poutre.....	88
7.4.1.4	Températures de la dalle de béton	89

7.4.2	Vérification du moment résistant.....	90
7.4.2.1	Effort maximal dans la poutre	90
7.4.2.2	Effort de traction maximale de la connexion	91
7.4.2.3	Epaisseur de la zone comprimée	92
7.4.2.4	Moment résistant.....	93
7.4.3	Méthode de la température critique.....	93
7.5	Poutre protégée	94
7.5.1	Données de la protection projetée.....	94
7.5.2	Méthode de la température critique.....	95
7.5.3	Températures dans la section transversale.....	95
7.5.4	Verification de la résistance avec la methode simplifiée	96
7.5.4.1	Moment résistant.....	96
7.5.4.2	Résistance à l'effort tranchant.....	98
7.6	Poutre partiellement enrobée.....	98
7.6.1.1	Introduction	98
7.6.2	Note de calcul	99
7.6.2.1	Données	99
7.6.2.2	Résultats.....	100
8	Résistance au feu de la poutre hyperstatique	106
8.1	But.....	106
8.2	Données	106
8.2.1	Caractéristiques géométriques et des matériaux	106
8.2.2	Charges	107
8.3	Classe de la section à chaud	108
8.3.1	Classe de l'âme	108
8.3.2	Classe semelle comprimée.....	108
8.4	Températures dans la section transversale.....	108
8.4.1	Introduction	108
8.4.1.1	Facteurs de massivété.....	108
8.4.2	Température de la poutre.....	109
8.4.2.1	Températures de la dalle de béton	110
8.5	Vérification du moment résistant.....	111
8.5.1	Moment résistant positif	111
8.5.2	Moment réstistant négatif.....	113
8.5.2.1	Position de l'ANP.....	113
8.5.2.2	Effort de traction	113
8.5.2.3	Position des efforts de traction et compression	114
8.5.2.4	Moment résistant.....	114
8.5.3	Charge admissible en cas d'incendie.....	114

8.6	Résistance de la connexion.....	115
8.6.1	Résistance par goujon.....	115
8.6.2	Vérification du nombre de goujons.....	116
8.6.3	Vérification de la résistance à l'effort tranchant.....	116
9	Résistance au feu de la colonne.....	118
9.1	Objectif.....	118
9.2	Vérification du domaine d'application.....	118
9.2.1	Valeurs tabulées.....	118
9.2.2	Méthode simplifiée.....	118
9.3	Données.....	120
9.3.1	Géométrie et caractéristiques des matériaux.....	120
9.3.2	Charges.....	121
9.4	Résistance en compression axiale.....	122
9.4.1	Introduction.....	122
9.4.2	Résistance selon l'axe faible.....	123
9.4.2.1	Contribution des semelles du profilé en acier.....	123
9.4.2.2	Contribution de l'âme du profilé.....	124
9.4.2.3	Contribution du béton.....	125
9.4.2.4	Contribution des barres d'armature.....	126
9.4.2.5	Résistance de la section mixte.....	127
9.4.3	Résistance en compression axiale selon l'axe fort.....	128
9.4.3.1	Contribution des semelles du profilé en acier.....	128
9.4.3.2	Contribution de l'âme du profilé.....	128
9.4.3.3	Contribution du béton.....	128
9.4.3.4	Contribution des barres d'armature.....	129
9.4.3.5	Résistance de la section mixte.....	129
9.4.4	Résistance contre chargement excentré.....	129

1 Problématique

1.1 Enoncé de l'exercice

Pour le présent exercice, on considère l'immeuble penthouse représenté aux figures 1.1 à 1.4. Le bâtiment ne présente pas de poteaux intérieurs. Les poutres mixtes sont constituées de profilés en acier laminés à chaud associés par connecteurs mécaniques (goujons à tête) à des dalles mixtes de plancher (béton coulé sur tôles en acier nervurées).

Les planchers sont continus sur 3 appuis, les deux travées ayant une portée de 6m chacune.

Au deuxième étage, le plancher repose sur 3 poutres isostatiques mixtes de 12 m de portée. Cet étage comporte une poutre de renvoi de 12 m de portée également servant d'appui aux poutres médianes supportant le plancher.

Au premier étage, le plancher repose sur une poutre continue à son appui médian et sur des poutres isostatiques à ses appuis d'extrémité ; les portées de la poutre continue sont de 12m. A mi-portée, cette poutre continue est soutenue par une poutre de renvoi, analogue à celle de l'étage supérieur.

Toutes les poutres sont supposées simplement appuyées sur les poteaux de façade. Ceux-ci sont des sections en acier partiellement enrobées de béton. Leur hauteur est de 5m par niveau ; ils sont supposés articulés sur la fondation et raboutés par soudage.

Un système efficace de contreventement (non représenté sur les figures) assure la stabilité latérale de la structure en longueur et en largeur. Les planchers rendus solidaires des poutres par la connexion mécanique assurent le rôle de contreventement en plan.

Les charges appliquées à la structure, considérées dans le cadre du présent exercice, consistent exclusivement en :

- charges de poids propre du béton et des profilés métalliques,
- surcharges permanentes de 1 kN/m²,
- surcharge de personnel d'exécution de 0,75 kN/m²,
- surcharges variables sur les planchers, à raison de 3 kN/m², catégorie B pour bureaux (Eurocode 1 Partie 2-1).

Lors de la construction, en raison des grandes portées, on disposera des étais provisoires tels que les portées partielles ne dépassent pas 3 m pour les planchers et 4 m pour les poutres.

L'acier utilisé est de nuance S355 pour les profilés métalliques et la limite d'élasticité de l'acier constituant la tôle nervurée des planchers est de 320 N/mm². Le béton utilisé est de classe C25/30 (masse volumique 25 kN/m³) et les armatures passives sont de classe B et de nuance S500.

La connexion est assurée par des goujons connecteurs de 19 mm de diamètre, dont l'acier a une contrainte de rupture de 450 N/mm^2 . Le module d'élasticité d'acier des profils et de l'armature est de 210.000 N/mm^2 .

Les propriétés géométriques des éléments structuraux en acier, tirées des catalogues appropriés, sont données plus loin.

La construction examinée ici n'est pas destinée à servir de bâtiment de stockage.

On effectue la vérification des éléments structuraux suivants :

- plancher mixte continu,
- poutre isostatique médiane du second étage,
- poutre continue du premier étage,
- poteau le plus chargé.

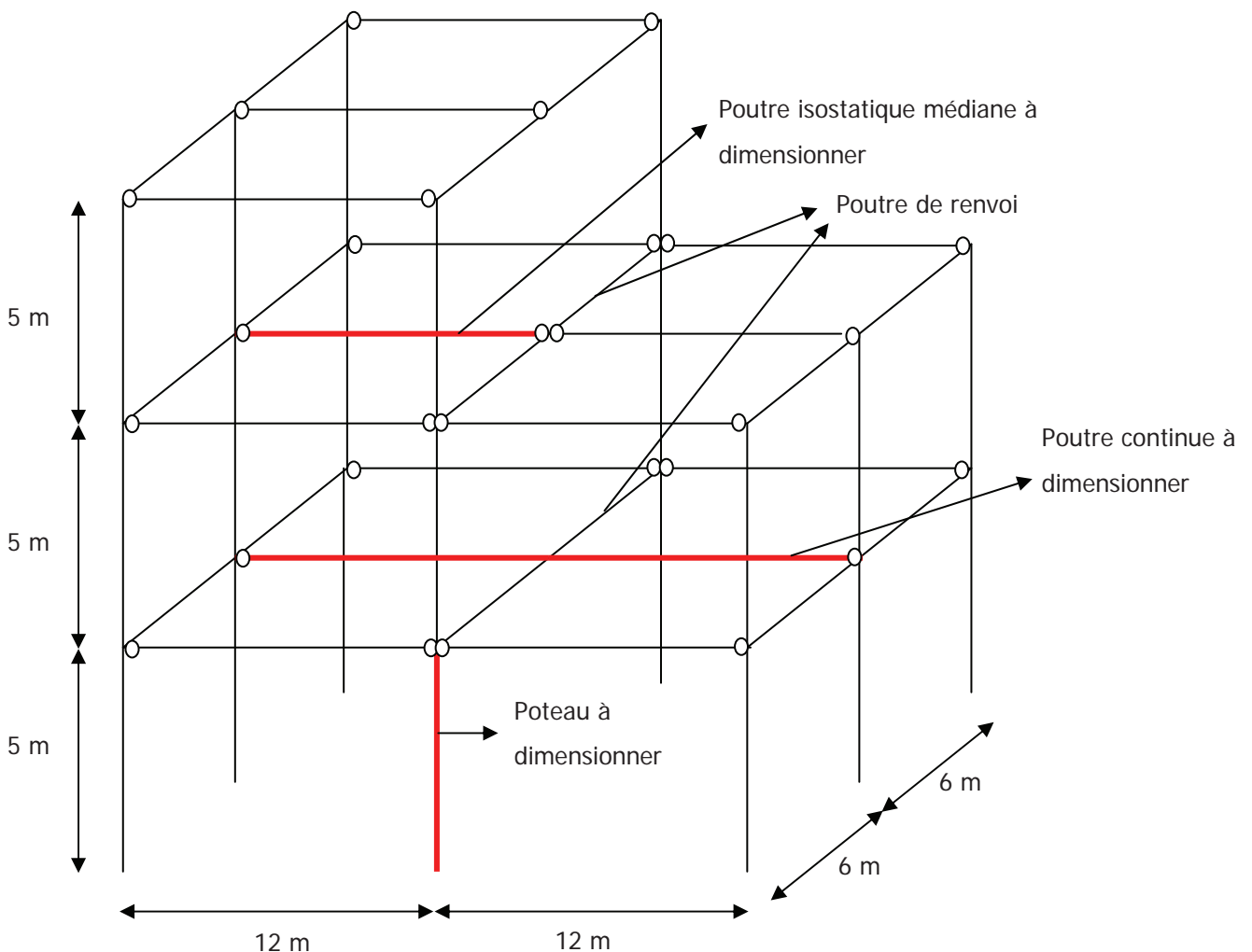


Figure 1.1 : Vue 3D du bâtiment

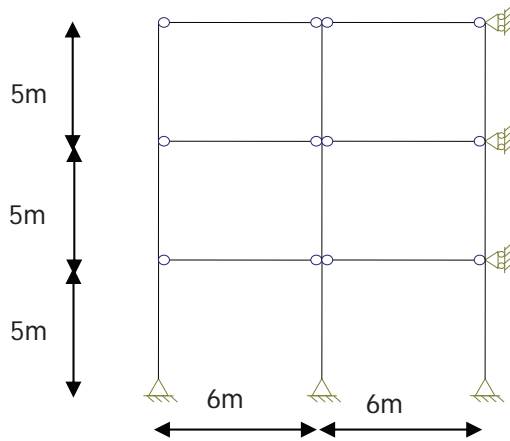


Figure 1.2 : Façade A

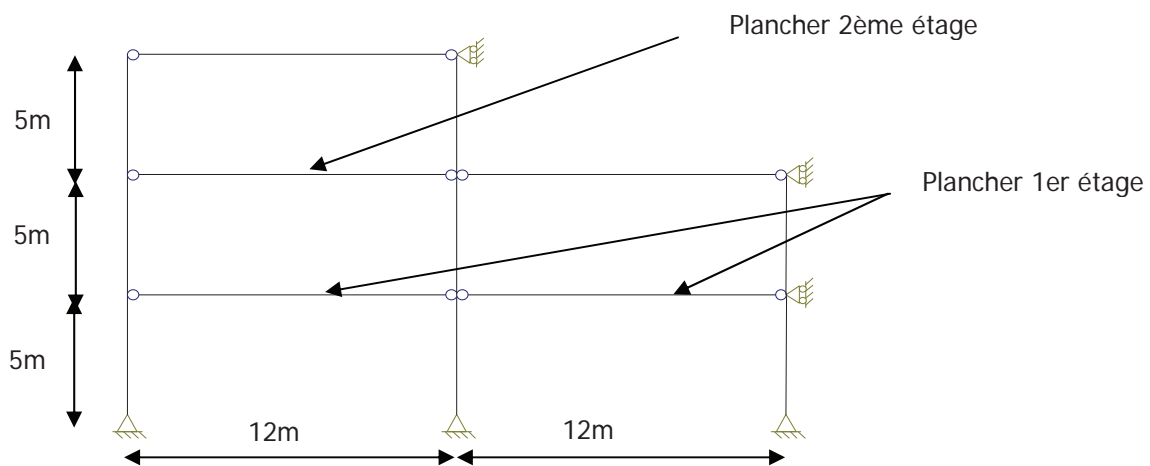


Figure 1.3 : Façade B

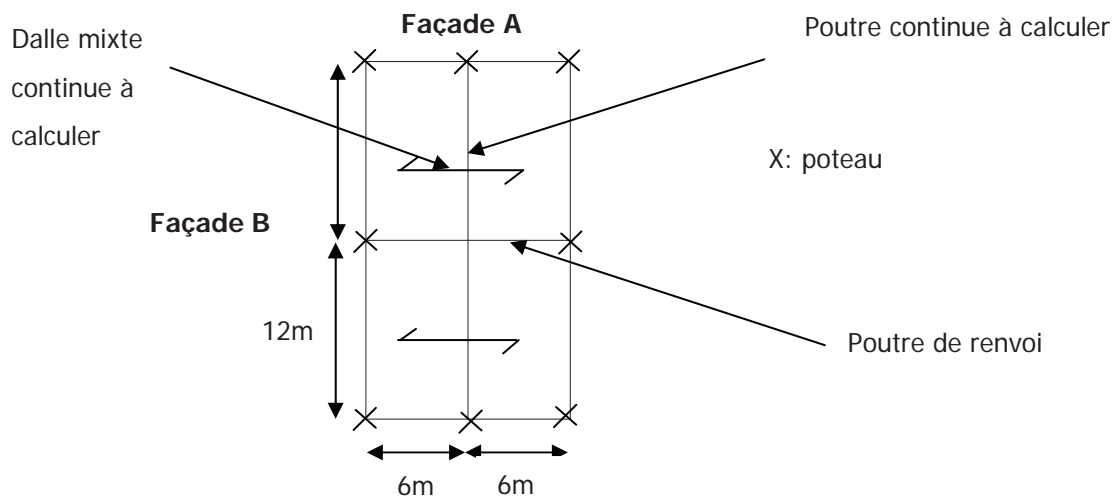
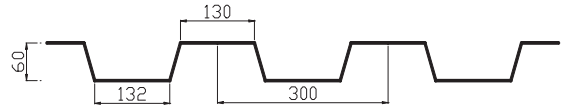


Figure 1.4 : Vue en plan (1^{er} étage)

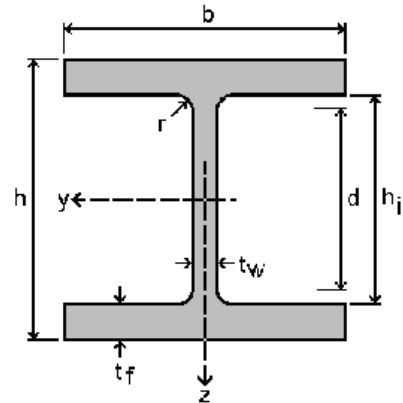
1.2 Propriétés de la tôle nervurée

Épaisseur (t)	: 0,75 mm
Nuance d'acier ($f_{y,p}$)	: 320 N/mm ²
Largeur (b)	: 1 m
Section (A_p)	: 1026 mm ²
Hauteur du centre de gravité (e)	: 30,1 mm
Inertie (I_p)	: 654000 mm ⁴
Caractéristique de cisaillement (m)	: 276 N/mm ²
Caractéristique de cisaillement (k)	: 0,128 N/mm ²
Nuance d'acier de l'armature ($f_{y,a}$)	: S500
Épaisseur totale du plancher (h)	: 160 mm
Résistance de flexion de la tôle M_{pa}^+	: 7,1 kNm
Résistance de flexion de la tôle M_{pa}^-	: 7,2 kNm
Résistance tranchant de la tôle V_{pa}	: 106,9 kN
Résistance voilement d'âme de la tôle R_{50}	: 37,2 kN
Résistance voilement d'âme de la tôle R_{100}	: 93,0 kN



1.3 Propriétés des profilés en acier

Paramètre	Unité	Poutres	Poteaux
		HEB360	HEB200
h	mm	360	200
b	mm	300	200
t_w	mm	2,5	9
t_f	mm	22,5	15
r	mm	27	18
A	mm ²	18060	7808
d	mm	261	134
I_y	mm ⁴	$43190 \cdot 10^4$	$5696 \cdot 10^4$
$W_{el,y}$	mm ³	$2400 \cdot 10^3$	$569,6 \cdot 10^3$
$W_{pl,y}$	mm ³	$2683 \cdot 10^3$	$642,5 \cdot 10^3$
I_z	mm ⁴	$10140 \cdot 10^4$	$2003 \cdot 10^4$
$W_{el,z}$	mm ³	$676,1 \cdot 10^3$	$200,3 \cdot 10^3$
$W_{pl,z}$	mm ³	$1032 \cdot 10^3$	$305,8 \cdot 10^3$



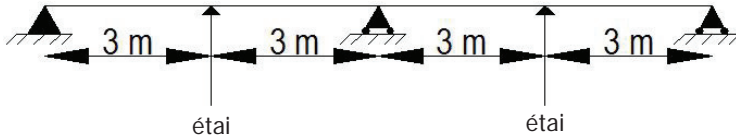
1.4 Propriétés du béton

Résistance en compression f_{ck}	: 25 N/mm ²
Résistance en traction f_{ctm}	: 2,9 N/mm ²
Module d'élasticité sécant à court terme E_{cm}	: $22000 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10}\right)^{0,3} = 31476 \text{ N/mm}^2$

2 Dalle mixte

2.1 Introduction

En phase de construction, on dispose un étai au centre de chaque travée afin de réduire les travées à 3 m. La représentation sous forme de schéma statique de la dalle en phase de construction est donc la suivante :



Les données géométriques de la tôle nervurée utilisée sont données plus haut.

2.2 Phase de construction

2.2.1 Effet de marre

Dans un premier temps, il est nécessaire de déterminer la flèche prise par la tôle en phase de construction sous son poids propre et sous le poids du béton frais, pour vérifier si l'effet de marre doit être pris en compte ou non :

- poids propre de la tôle pour un mètre de dalle :

$$g_p = A_p \cdot \rho_a = 1026 \cdot 10^{-6} \cdot 78,5 = 0,08 \text{ kN/m'}$$
- poids propre du béton frais pour un mètre de dalle :

$$g_b = \frac{1}{0,3} \cdot A_b \cdot \rho_b = \frac{1}{0,3} \cdot 39060 \cdot 10^{-6} \cdot 25 = 3,26 \text{ kN/m'}$$

$$g = g_p + g_b = 3,34 \text{ kN/m'}$$

Ayant cette valeur, la flèche prise par la tôle en phase de construction peut alors être calculée :

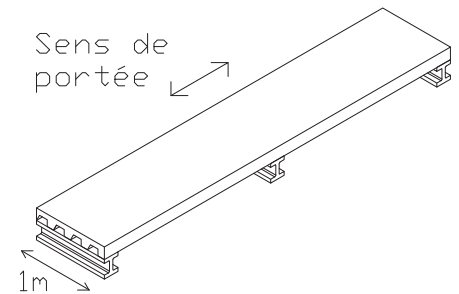
$$\delta_s = k_f \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{g \cdot l^4}{E_a \cdot I}$$

où:

k_f = coefficient fonction du nombre de travées entre appuis et étais éventuels, voir tableau ci-dessous.

Nous ne vérifions pas la tôle en phase de construction. Cela relève d'un calcul de profilé à parois minces qui sort du cadre de cet exercice.

Pour l'analyse de la dalle en phase de construction et en phase mixte, on isole un mètre de dalle dans la direction perpendiculaire au sens de la portée et on l'analyse comme une poutre.



Pour estimer la valeur de A_b , on peut également utiliser une méthode approchée consistant à considérer une épaisseur moyenne de béton égale à $100 + (0,5 \cdot 60) = 130 \text{ mm}$, ce qui donne $A_b = 0,13 \cdot 0,3 = 0,039 \text{ m}^2$

	charge	travée 1	travée 2	travée 3	travée 4	travée 5	travée 6
1 travée	damier	1,0000					
	uniforme	1,0000					
2 travées	damier	0,7004	0,3074				
	uniforme	0,4150	0,4150				
3 travées	damier	0,7604	-0,4803	0,7604			
	uniforme	0,5225	0,0400	0,5225			
4 travées	damier	0,7433	-0,4288	0,5718	-0,2635		
	uniforme	0,4919	0,1429	0,1429	0,4919		
5 travées	damier	0,7470	-0,4420	0,6210	-0,4420	0,7470	
	uniforme	0,5000	0,1160	0,2420	0,1160	0,5000	
6 travées	damier	0,7470	-0,4387	0,6080	-0,3925	0,5619	0,2601
	uniforme	0,4977	0,1232	0,2155	0,2155	0,1232	0,4977

Pour 4 travées égales :

$$k_f = 0,49$$

$$\delta_s = 0,49 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{3,34 \cdot 3000^4}{210000 \cdot 654000} = 13 \text{ mm}$$

$$13 < \frac{h}{10} = \frac{160}{10} = 16 \Rightarrow \text{pas d'effet de marre}$$

Eurocode 4 - § 9.3.2 (2)

Donc, l'effet de marre ne doit pas être pris en compte dans le calcul. Cependant, à des fins didactiques, nous allons prendre en compte cet effet. La méthode proposée par l'EC4 consiste à supposer que l'épaisseur de la dalle est augmentée par une hauteur constante égale à $0,7 \cdot \delta_s$:

$$g_{marre} = g + 0,7 \cdot \delta_s \cdot \rho_b = 3,34 + 0,7 \cdot 0,013 \cdot 25 = 3,34 + 0,23 = 3,57 \text{ kN/m'}$$

2.2.2 Etats-limites de service (ELS)

La flèche incluant l'effet de marre est égale à :

$$\delta_s = 0,49 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{k1} \cdot l^4}{E_a \cdot I} = 0,49 \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{3,57 \cdot 3000^4}{210000 \cdot 654000} = 13,8 \text{ mm}$$

La valeur limite est déterminée en discussion avec le maître d'ouvrage. Elle peut être influencée par la présence ou non de faux-plafonds, sachant que la face supérieure de la dalle sera toujours horizontale.

2.2.3 Etats-limites ultimes (ELU)

Pendant la construction de la dalle, il faut considérer une charge relative aux travaux de 1,5 kN/m sur une zone de 3 m et de 0.75 kN/m en dehors de cette zone. La résistance de la tôle à l'effort tranchant (V_{pa}) et le moment de flexion (M_{pa}) dépendent du type de tôle et sont publiés par les fournisseurs de tôles. Les résistances à la

flexion positive et négative divergent parce que la section de la tôle est de classe 4. Par ailleurs, à cause de la géométrie complexe, le calcul de la résistance sur base d'EN 1993-1-3 est très difficile. C'est pourquoi les valeurs sont déterminées via des essais. Il faut vérifier que la résistance est plus grande que le moment fléchissant et l'effort tranchant:

$$M_{Ed}^+ \leq M_{pa}^+ \Rightarrow 6,19 \leq 7,1 \Rightarrow \text{OK}$$

$$M_{Ed}^- \leq M_{pa}^- \Rightarrow 6,41 \leq 7,2 \Rightarrow \text{OK}$$

$$V_{Ed} \leq V_{pa} \Rightarrow 12,73 \leq 106,9 \Rightarrow \text{OK}$$

Afin d'éviter le voilement de l'âme de la tôle sous l'effort tranchant, il faut vérifier la résistance au voilement d'âme sur un appui d'extrémité de 100 mm et sur un appui intermédiaire de 50 mm. Les valeurs R_{50} et R_{100} sont publiées par les fournisseurs :

$$R_{Ed,end} \leq R_{100} \Rightarrow 9,40 \leq 93,0 \Rightarrow \text{OK}$$

$$R_{Ed,mid} \leq R_{50} \Rightarrow 23,32 \leq 37,2 \Rightarrow \text{OK}$$

2.3 Phase mixte

2.3.1 Etats-limites ultimes

2.3.1.1 Charges

Les charges à considérer sur la section mixte sont donc :

le poids de la dalle:

$$g_{k1} = 3,57 \text{ kN/m}^2$$

la charge permanente (chape et carrelage), on considérera 5 cm de mortier de chape :

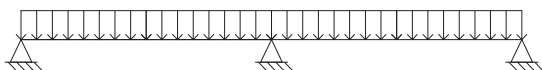
$$g_{k2} = 0,05 \cdot 20 = 1 \text{ kN/m}^2$$

la surcharge (surcharge pour un bâtiment de bureaux) :

$$q_k = 3 \text{ kN/m}^2$$

Deux cas de charge sont à considérer, un pour déterminer le moment maximum sur appui et l'autre pour calculer le moment maximum en travée ainsi que la flèche :

- Premier cas de charge : toutes les travées chargées au maximum ;

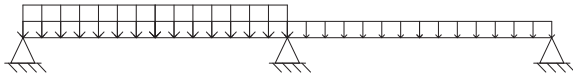


- Deuxième cas de charge : une travée chargée au maximum, l'autre au minimum.

L'histoire de chargement incluant le retrait des étais ne doit pas être prise en compte dès lors que l'on effectue une vérification de résistance plastique car, lors de la plastification de la dalle, il y a une redistribution des moments qui est indépendante de la sollicitation initiale.

Les différents cas de charge à envisager pour l'étude de la dalle peuvent être déterminés par la théorie des lignes d'influence.

Pour déterminer les efforts internes, une analyse élastique non fissurée est réalisée. La fissuration du béton sera prise en compte par la suite via une redistribution du moment sur appui.



Le moment négatif maximum sur appui à l'ELU dans le premier cas de charge vaut :

$$M_{Ed,1}^- = -\frac{1}{8} \cdot (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k) \cdot l^2$$

$$M_{Ed,1}^- = -\frac{1}{8} \cdot (1,35 \cdot (3,57 + 1) + 1,5 \cdot 3) \cdot 6^2 = -\frac{1}{8} \cdot 10,7 \cdot 36 = -48 \text{ kNm}$$

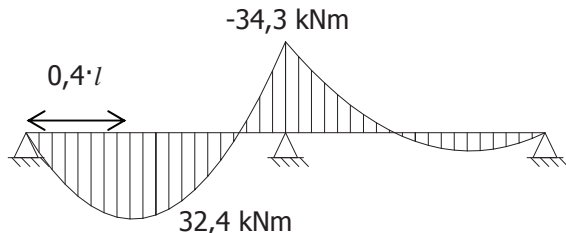
Le deuxième cas de charge nous permet de déterminer le moment maximum en travée. Conformément aux Eurocodes, les coefficients de pondération à appliquer à l'ELU sont respectivement 1,35 et 1,5 pour les charges permanentes et les charges variables pour la travée où le moment est calculé et respectivement 1 et 0 pour l'autre travée (les charges appliquées sur cette travée diminuent la valeur du moment maximum considéré).

On trouve :

$$M_{Ed,2}^+ = 32,4 \text{ kNm}$$

et le moment correspondant sur appui :

$$M_{Ed,2}^- = -34,3 \text{ kNm}$$



La section à l'appui intermédiaire se fissure en premier lieu. Cette fissuration réduit localement la rigidité de la section qui, dès lors, « attire » moins de moment. Afin de tenir compte de la fissuration du béton, une redistribution du moment de 30 % est adoptée (prise en compte forfaitaire proposée par l'EC4).

Les moments de sollicitation deviennent donc :

$$M_{Ed,1}^- = -48 \cdot 0,7 = -33,6 \text{ kNm}$$

Bien que ce ne soit pas obligatoire, la redistribution est aussi appliquée au deuxième cas de charge pour calculer l'augmentation du moment fléchissant en travée.

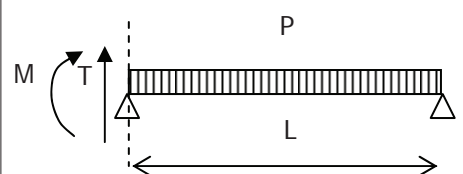
$$M_{Ed,2}^+ = 32,4 + 0,4 \cdot 34,3 \cdot 0,3 = 36,5 \text{ kNm}$$

Ceci conduit également à une redistribution des efforts tranchants (pour la conservation de l'équilibre). L'effort tranchant maximum sur l'appui intermédiaire est donné par le premier cas de charge :

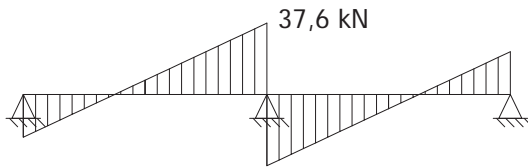
Analyse hyperstatique effectuée à l'aide du logiciel OSSA2D, logiciel d'analyse élastique linéaire développé à l'Université de Liège

Eurocode 4 - § 9.4.2 (3)

Le facteur 0,3 correspond au facteur de redistribution tandis que le coefficient 0,4 correspond à la position relative de la section de moment positif maximum.

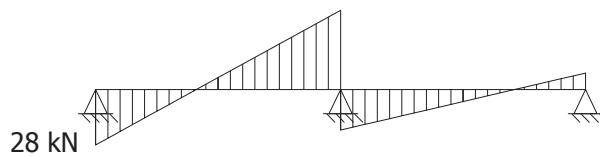


$$V_{mid} = -\frac{M_{Ed,1}^-}{l} + \frac{1}{2} \cdot q_{Ed} \cdot l = -\frac{-33,6}{6} + \frac{1}{2} \cdot 10,7 \cdot 6 = 37,6 \text{ kN}$$



Le deuxième cas de charge donne l'effort tranchant maximum pour l'appui d'extrémité :

$$V_{end} = \frac{M_{Ed,1}^-}{l} + \frac{1}{2} \cdot q_{Ed} \cdot l = \frac{-34,3 \cdot 0,7}{6} + \frac{1}{2} \cdot 10,7 \cdot 6 = 28,0 \text{ kN}$$



En conclusion, les sollicitations maximales seront :

- sur appui d'extrémité:

$$V_{Ed} = 28 \text{ kN}$$

- en travée :

$$M_{Ed}^+ = 36,5 \text{ kNm}$$

- sur appui intermédiaire :

$$V_{Ed} = 37,6 \text{ kN}$$

$$M_{Ed}^- = -33,6 \text{ kNm}$$

2.3.1.2 Caractéristiques de la section

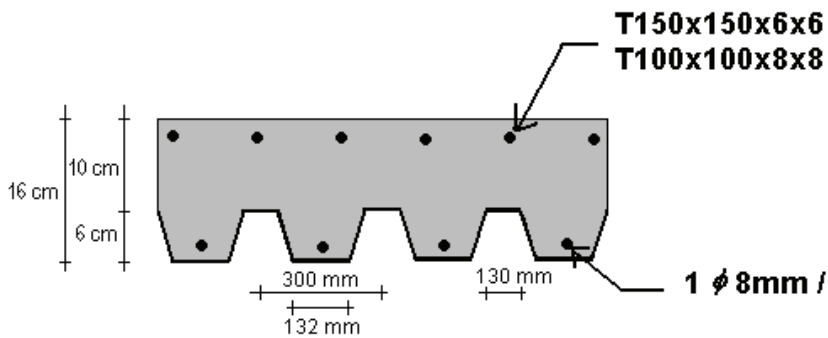
Une tôle de 60 mm de haut est utilisée (cf. énoncé).

La hauteur h_c de béton au-dessus des nervures vaut donc :

$$h_c = h - h_p = 160 - 60 = 100 \text{ mm}$$

Afin de contrôler la fissuration du béton (c'est-à-dire limiter l'ouverture des fissures), nous disposerons à 20 mm de la surface supérieure de la dalle un treillis de type T150x150x6x6 S500.

D'autre part, pour assurer une résistance au feu minimale, nous décidons de placer une barre de 8 mm dans chaque creux d'onde de la tôle à 20 mm par rapport au dessous de la dalle.



Rappel des données géométriques de la tôle :

Epaisseur (t)	: 0,75 mm
Nuance d'acier ($f_{y,p}$)	: 320 N/mm ²
Largeur (b)	: 1 m
Section (A_p)	: 1026 mm ²
Hauteur du centre de gravité (e)	: 30,1 mm
Inertie (I)	: 65,4 · 10 ⁴ mm ⁴

Compte tenu des données géométriques de la tôle, il y aura donc :

$$(1/0,3) = 3,333 \text{ } \varnothing 8 \text{ par mètre.}$$

On peut également calculer la largeur moyenne b_0 d'une ondulation :

$$b_0 = \frac{170 + 132}{2} = 151 \text{ mm}$$

Conformément à l'EC4, nous ne tenons pas compte, au moment de flexion négatif, de la tôle ou des armatures comprimées.

En définitive, l'armature prise en compte pour le calcul du moment résistant négatif se compose de :

$$A_{r1} = \frac{1}{0,15} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_r^2 = \frac{1}{0,15} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 6^2 = 188,5 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

A cette armature anti-fissuration nous ajoutons une armature destinée exclusivement à la reprise du moment négatif (uniquement présente au niveau de l'appui intermédiaire de la dalle) : T100x100x8x8 S500 à 20 mm de la face supérieure de la dalle.

$$A_{r2} = \frac{1}{0,10} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_r^2 = \frac{1}{0,10} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 8^2 = 502,7 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

2.3.1.3 Vérification du moment négatif

Position de l'axe neutre plastique

Hypothèse: l'axe neutre plastique est dans les nervures.

La hauteur de béton comprimé est calculée sur base de l'équilibre horizontal de la section sous M_{Rd} :

$$F_c = F_r$$

avec:

