

Plancher Béton Armé

Version 3.0

Exemple n°2

*Plancher unidirectionnel
hyperstatique
Sous charges réparties*



Tables des matières

1	<i>Présentation de l'exemple</i>	3
1.1	Généralité.....	3
1.2	Description du plancher	3
2	<i>Entrée des données</i>	4
2.1	Formulaire Géométrie	5
2.2	Formulaire Charges et Combinaisons	6
2.3	Formulaire Matériaux	8
2.4	Formulaire Ferrailage	8
2.4.1	Onglet Disponibilité stock barres HA :	9
2.4.2	Onglet Disponibilité stock treillis soudés :	9
2.4.3	Onglet Modèle armature flexion :	9
2.4.4	Onglet Positionnement des lits	9
2.4.5	Autres onglets	10
2.4.6	Avertissement	10
2.5	Formulaire Modélisation – Environnement	10
2.5.1	Onglet ELU	10
2.5.2	Onglet ELS	11
2.5.3	Onglet Effort tranchant	11
2.5.4	Onglet Durabilité	12
2.5.5	Onglet Sécurité Incendie	12
2.5.6	Onglet Résistance sismique.....	12
2.6	Présentation finale.....	12
3	<i>Notes de calcul</i>	13
4	<i>Plans de ferrailage</i>	13
5	<i>Comparaison des résultats</i>	13
6	<i>Fichiers de données</i>	15

Annexe : Notes de calcul établie par le logiciel « Plancher BA »

- [Note de calcul sous analyse linéaire simple \(Méthode des 3 moments\)](#)
- [Note de calcul avec coefficient de redistribution](#)
- [Note de calcul avec coefficient de redistribution et écrêtage sur appuis](#)
- [Note de calcul avec coefficient de redistribution, écrêtage sur appui et appuis monolithiques](#)



1 Présentation de l'exemple

1.1 Généralité

Il s'agit de calculer un plancher en béton armé et de produire la note de calcul et les plans de ferrailage. Pour cela, il sera utilisé le logiciel « Plancher BA » V3.0.

L'exemple support est inspiré de celui figurant dans le livre « Aide-mémoire des ouvrages en béton armé » 4^{ème} édition – 2013, de P. Guillemont coédité par Dunod et les Editions du Moniteur.

Il s'agit de calculer un plancher béton armé de 4 travées, portant dans un seul sens suivant les dispositions de l'Eurocode. Les conditions géométriques et mécaniques de ce plancher (d'où l'utilisation de cet exemple) permettent d'utiliser les différents modèles proposés par le règlement européen :

- Note de calcul conduite suivant les principes de l'analyse linéaire élastique
- Note de calcul conduite suivant les principes de l'analyse linéaire élastique mais avec redistribution des moments
- Note de calcul conduite suivant les principes de l'analyse linéaire élastique avec redistribution des moments et en prenant en compte le monolithisme des appuis.
- Note de calcul conduite suivant les principes de l'analyse linéaire élastique avec redistribution des moments, prenant en compte le monolithisme des appuis et l'écrtage des moments sur appuis.

Cet exemple servira aussi de tutoriel pour l'utilisation du logiciel

Le logiciel établira la note de calcul et les plans d'exécution du plancher pour chaque mode de calcul.

De plus, le présent exemple permettra de comparer les résultats entre le logiciel « Plancher BA » et le programme Arche dalle EC2 de la suite OMD 2018 de la société GRAITEC.

Le chapitre [Entrée des données](#) présente tous les formulaires renseignés, nécessaire au lancement du calcul.

Suivront :

- La note de calcul réalisée par le logiciel – Chapitre [Note de calcul](#)
- Les plans édités par le logiciel – Chapitre [Plans de ferrailage](#)
- La comparaison avec le calcul réalisé par le logiciel Graitec Arche dalle EC2 OMD 2018. Chapitre [Comparaison des résultats](#)

Nota Bene :

Il est possible que quelques différences apparaissent entre les captures d'écran figurant dans le présent document et ceux qui apparaîtront dans le logiciel « Plancher BA » V3.0 que vous aurez entre les mains. De même, pour la note de calcul où quelques améliorations auront pu être apportées.

En effet, le logiciel est en constante évolution et il est possible que quelques points, ici ou là, aient été modifiés avant la diffusion définitive en V3.0, notamment des côtes ou des longueurs d'aciers au niveau des plans d'exécution. Ces quelques modifications seront mineures et ne remettront pas en cause ce qui est indiqué dans la suite du présent document.

Cet exemple de calcul s'appuie sur la version 3.0 et une version ultérieure peut voir des changements importants. Il vous faudra donc vérifier que votre version correspond bien à la V3.0 sinon certains éléments indiqués ci-après risquent de s'avérer caduc.

1.2 Description du plancher

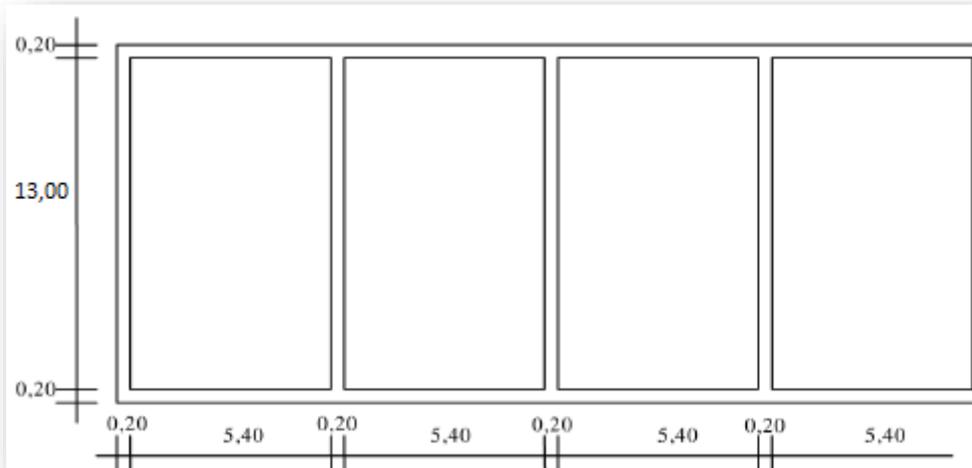
- Dispositions géométriques :



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

- Plancher dalle pleine coulée en place.
- Épaisseur 16 cm avec une chape incorporée de 4 cm.
- Longueur : 13m
- Portée : 5.40m entre nus d'appui,
- Appuis : de type continu, largeur de 20 cm
- Matériaux :
 - Béton : $f_{ck} = 25/30$ Mpa
 - Acier : $f_{yk} = 500$ Mpa classe de ductilité B
- Charge :
 - Permanente :
 - PP plancher : $(0.16+0.04) \times 25 = 5$ KN/m²
 - G1 (équipements divers) : 1.0 KN/m²
 - Total : 6 KN/m²
 - Exploitation :
 - Non précisé. A priori, catégorie C – C3 avec une charge de 4KN/m² auquel on applique un coefficient de réduction $\alpha_a = 0.82 = 0.77 + 3.5/70.2$ (formule EN1992-1-1 Art 6.3.1.2(10)) qui vaut 3.28KN/m² arrondi à 3.5 KN/m²
 - Total : 3.5 KN/m²
- Conditions d'utilisation :
 - Classe structurale : S4
 - Environnement : XC1
 - Enrobage : $C_{nom} = 30$ mm
 - Résistance au feu : aucune
- Modélisation :
 - $L_y = 13$ m ; $L_x = 5.40$ – $L_y/L_x = 13/5.40 = 2.41 > 2 \rightarrow$ Plancher unidirectionnel (EN1992-1-1 Art.5.3.1(5))

Dessin de la structure étudiée :



2 Entrée des données

L'entrée des données pour le calcul d'un nouveau plancher commence toujours par le formulaire géométrie. Le logiciel n'autorisera pas l'accès aux autres formulaires si ce dernier n'a pas d'abord été renseigné.

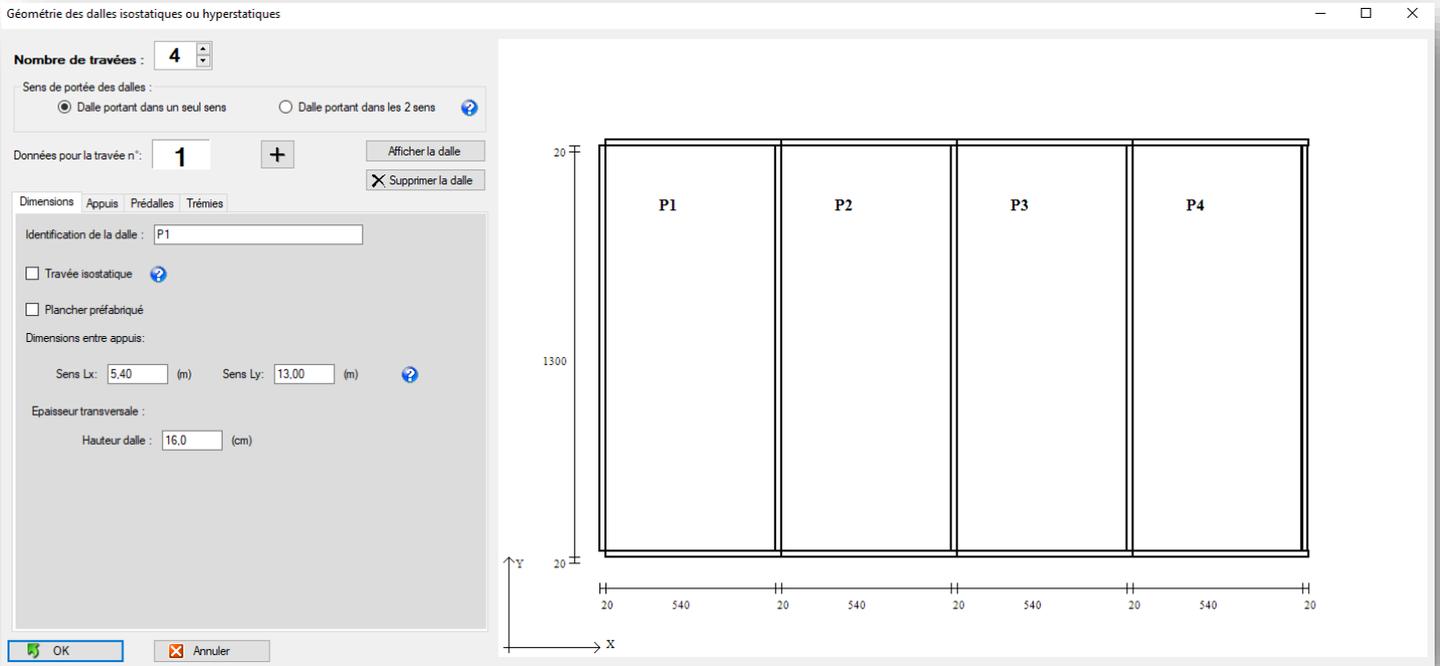


Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

2.1 Formulaire Géométrie

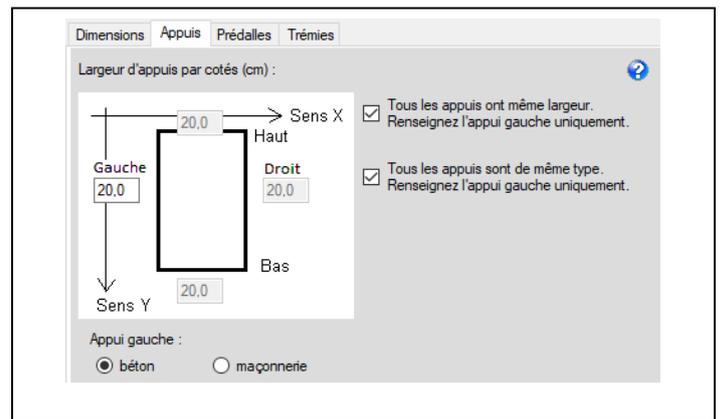
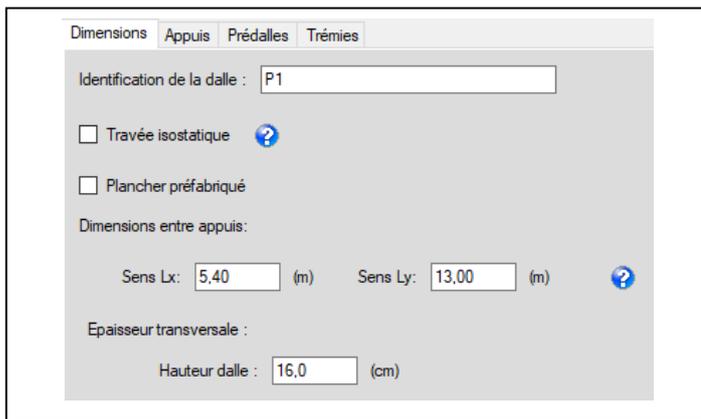
Une fois complètement renseigné, le formulaire doit se présenter sous la forme suivante :

Partie Générale :



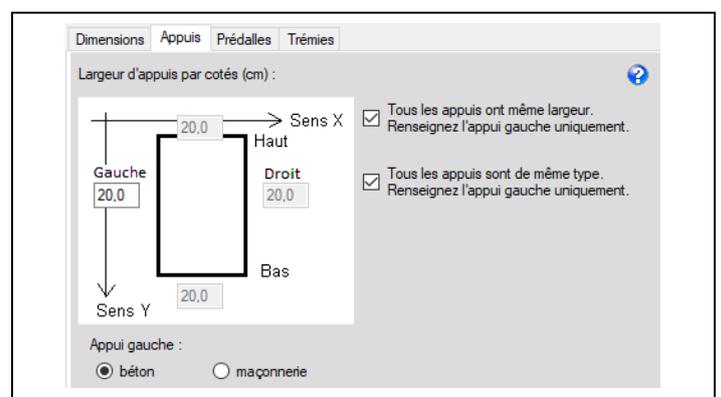
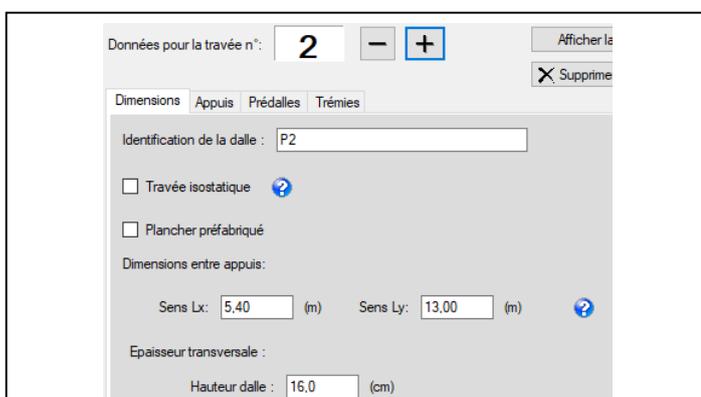
Travée n°1 :

Seuls 2 onglets ont besoin d'être renseignés : Onglet Dimensions et Onglet Appuis



Travée n°2 :

Seuls 2 onglets ont besoin d'être renseignés : Onglet Dimensions et Onglet Appuis





Travée n°3 :

Seuls 2 onglets ont besoin d'être renseignés : Onglet Dimensions et Onglet Appuis

Données pour la travée n°: 3 - + Afficher la c
X Supprimer l

Dimensions Appuis Prédalles Trémies

Identification de la dalle : P3

Travée isostatique ?
 Plancher préfabriqué

Dimensions entre appuis:

Sens Lx: 5,40 (m) Sens Ly: 13,00 (m) ?

Epaisseur transversale :

Hauteur dalle : 16,0 (cm)

Dimensions Appuis Prédalles Trémies

Largeur d'appuis par cotés (cm) :

Gauche 20,0 Sens X 20,0 Haut
Droit 20,0
Sens Y 20,0 Bas

Tous les appuis ont même largeur. Renseignez l'appui gauche uniquement.
 Tous les appuis sont de même type. Renseignez l'appui gauche uniquement.

Appui gauche :
 béton maçonnerie

Travée n°4 :

Seuls 2 onglets ont besoin d'être renseignés : Onglet Dimensions et Onglet Appuis

Données pour la travée n°: 4 - Afficher
X Supprim

Dimensions Appuis Prédalles Trémies

Identification de la dalle : P4

Travée isostatique ?
 Plancher préfabriqué

Dimensions entre appuis:

Sens Lx: 5,40 (m) Sens Ly: 13,00 (m) ?

Epaisseur transversale :

Hauteur dalle : 16,0 (cm)

Dimensions Appuis Prédalles Trémies

Largeur d'appuis par cotés (cm) :

Gauche 20,0 Sens X 20,0 Haut
Droit 20,0
Sens Y 20,0 Bas

Tous les appuis ont même largeur. Renseignez l'appui gauche uniquement.
 Tous les appuis sont de même type. Renseignez l'appui gauche uniquement.

Appui gauche :
 béton maçonnerie

Pour les appuis et qui n'apparaissent pas dans les vues ci-avant, il existe la possibilité de cocher l'option « Appui béton monolithique ». Dans ce cas, le calcul du moment sur appui est pris égal au nu d'appui (voir note de calcul correspondante dans la suite de ce document).

2.2 Formulaire Charges et Combinaisons

Une fois complètement renseigné, le formulaire doit se présenter sous la forme suivante :

Onglet partie charges :

Travée n°1 :



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

1 seul sens de portée - Charges réparties Combinations

Travée n° **1** Schéma n° 1

	Cas	Nature	Schéma	Application charge	P1 (daN/m²)	P2 (daN/m²)	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)
▶	1	Permanente	1	Supérieure	600.00	■	■	■	■	■
*	2	Exploitation Catégorie C ou D	1	Supérieure	350.00	■	■	■	■	■
*										

Travée n°2 :

1 seul sens de portée - Charges réparties Combinations

Travée n° **2** Schéma n° 1

	Cas	Nature	Schéma	Application charge	P1 (daN/m²)	P2 (daN/m²)	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)
▶	1	Permanente	1	Supérieure	600.00	■	■	■	■	■
*	2	Exploitation Catégorie C ou D	1	Supérieure	350.00	■	■	■	■	■
*										

Travée n°3 :

1 seul sens de portée - Charges réparties Combinations

Travée n° **3** Schéma n° 1

	Cas	Nature	Schéma	Application charge	P1 (daN/m²)	P2 (daN/m²)	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)
▶	1	Permanente	1	Supérieure	600.00	■	■	■	■	■
*	2	Exploitation Catégorie C ou D	1	Supérieure	350.00	■	■	■	■	■
*										

Travée n°4 :

1 seul sens de portée - Charges réparties Combinations

Travée n° **4** Schéma n° 1

	Cas	Nature	Schéma	Application charge	P1 (daN/m²)	P2 (daN/m²)	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)
▶	1	Permanente	1	Supérieure	600.00	■	■	■	■	■
*	2	Exploitation Catégorie A ou B	1	Supérieure	350.00	■	■	■	■	■
*										



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Dans l'exemple de l'aide-mémoire, le ferrailage est donné sous forme de barres HA, il en sera donc de même dans le logiciel.

Dans le cas de cet exemple, les seules modifications portent sur les onglets « Disponibilité stock barres HA » et « Modèle armature flexion ».

2.4.1 Onglet Disponibilité stock barres HA :

Aucune modification

2.4.2 Onglet Disponibilité stock treillis soudés :

Aucune modification

2.4.3 Onglet Modèle armature flexion :

Disponibilité stock barres HA | Disponibilité stock Treillis Soudés | Modèle armatures de flexion : | Positionnement de

Sous forme de Treillis soudés standard ADETS - Autorise 2 lits :

Sous forme de quadrillage de Barres HA - Autorise 2 lits : En travée Sur appuis intermédiaires

Caractéristiques du ferrillage sous forme de barres HA :

Espace maximum entre barres :

Suivant §9.3.1.1(3) - Zone standard

Suivant §9.3.1.1(3) - Zone charge concentrée

Suivant valeur imposée suivante : (cm)

Espace minimum entre barres d'acier (cm) :

Les armatures seront sous forme de lits de barres HA.

Pas de nécessité de cocher l'autorisation pour les 2 lits puisque nous voulons l'armature sous forme d'un seul lit.

Si un seul lit s'avère insuffisant, le logiciel calculera automatiquement avec 2 lits.

2.4.4 Onglet Positionnement des lits

Disponibilité stock barres HA | Disponibilité stock Treillis Soudés | Modèle armatures de flexion : | Positionnement des lits | Modèle armatures Effort Tranchant | Ancrage | Aciers impo

Positionnement des armatures longitudinales :

Disposition n°1 Disposition n°2

Positionnement des lits sans espace | Positionnement des lits avec un espace

Ancrage sur appuis non porteurs :

Cette disposition constructive ne concerne que les dalles unidirectionnelles pour les aciers de répartition.

Longueur d'ancrage sur appui : (cm)

Longueur manutentionnable des armatures :

Identique aux longueurs commerciales des aciers correspondants (barres HA et/ou TS).

Particulières au projet - Suivant valeurs ci-dessous :

Longueur maximale manutentionnable de barres HA : (m)

Longueur maximale commercialisable de TS ADETS : (m)

Position en portefeuille pour les barres HA dépassant la longueur maximale commercialisable.

Recouvrement à partir de : m du bord de dalle.

La longueur manutentionnable des barres HA est prise égale à la longueur commercialisable soit 12m.

La position de recouvrement sera à minima de 1m à partir du nu d'appui (valeur de base du logiciel).



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Les autres éléments n'ont pas été modifiés.

2.4.5 Autres onglets

Les autres onglets n'ont pas besoin d'être renseignés, les valeurs de base suffisent.

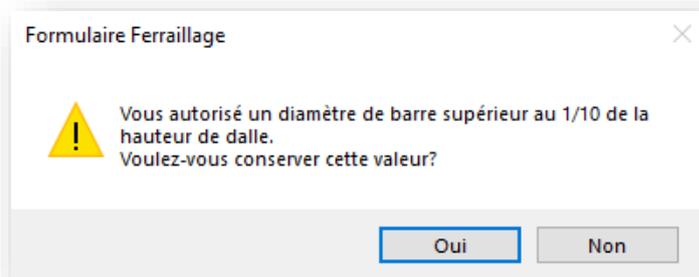
Toutefois, assurez-vous toujours que ces valeurs de base répondent aux caractéristiques de votre projet.

Il suffit de cliquer sur le bouton  pour valider l'ensemble des données géométriques

2.4.6 Avertissement

Chaque que vous validez un formulaire, vous pouvez avoir un ou plusieurs avertissements qui s'affichent.

En l'occurrence, il s'affiche :



L'avertissement est normal car le HA25 est bien gros par rapport à l'épaisseur de la dalle (16cm).

Toutefois, le logiciel vous laisse le choix de conserver ces valeurs, il suffit de cliquer sur « Oui ». Cela n'aura pas de conséquence sur la suite du calcul sauf que le logiciel sera en mesure de vous fournir une solution en barres HA25, ce qui loin d'être l'idéal pour ce type de

dalle.

2.5 Formulaire Modélisation – Environnement

Dernier formulaire renseigné. Toutefois, les 3 derniers formulaires peuvent être renseignés dans n'importe quel ordre, cela n'a pas d'importance.

La seule obligation est de renseigner le formulaire géométrie en 1^{ier}.

2.5.1 Onglet ELU

Pour satisfaire les hypothèses de calcul, l'onglet doit se présenter comme ci-dessous, une fois entièrement renseigné.



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

ELU ELS Effort tranchant Durabilité Sécurité incendie Résistance sismique

Principe de dégression :

Application du principe de dégression sur la travée complète pour la charge d'exploitation Pas d'application du principe de dégression

Méthode d'analyse de structure :

Analyse élastique linéaire suivant conditions de l'article 5.4 de l'EN1992-1-1
 Analyse élastique linéaire avec redistribution limitée des moments - article 5.5 de l'EN1992-1-1 - Valeur de δ : ?

Plancher porteur dans 1 seul sens :

Reprise de 15% Moment Maximal en travée sur appuis de rive - Sens porteur Encastrement partiel pour les appuis sens NON porteur (EN1992-1-1 §9.3.1.2(2)) ?
 Appliquer l'écrêtage des moments sur appuis suivant les conditions de l'EN 1992-1-1 Art.5.3.2.2(4) ?

Prévoir barres transversales sur armatures supérieures principales aux appuis (EN 1992-1-1 §9.3.1(2))

Cette vue précédente ne s'applique que dans le cas d'une analyse linéaire élastique sans redistribution, le 1^{er} item a été coché dans le groupe « Méthode d'analyse de structure ».

Avec redistribution, le 2^{ème} item a été coché dans le groupe « Méthode d'analyse de structure » et la valeur δ a été renseigné. Dans notre exemple, nous avons pris une valeur de 0,90. Cette valeur n'est pas obligatoire, le projeteur peut prendre une valeur inférieure mais, quelque soit la valeur prise, le logiciel effectuera la vérification imposée par le règlement européen.

2.5.2 Onglet ELS

Pas de modification par rapport aux valeurs de base.

ELU ELS Effort tranchant Durabilité Sécurité incendie Résistance sismique

Etats Limites de Service - Calcul des contraintes - Coefficient d'équivalence n :

Imposer la valeur de n : ?
 Calcul de la valeur de n en suivant les Recommandations Professionnelles

Taux d'humidité RH : (%) Chargement age initial t0 : (jours) Chargement age final t= :

Etats Limites de Service - Calcul de la flèche suivant EN1992-1-1 §7.4.1(4) et §7.4.3 :

Imposer la valeur de n : ?
 Calcul de la valeur de n par annexe B et équation (7.20)

Taux d'humidité RH : (%) Chargement age initial t0 : (jours) Chargement age final t= :

2.5.3 Onglet Effort tranchant

Aucune modification



2.5.4 Onglet Durabilité

Cet onglet doit être renseigné mais avec le forçage sur l'enrobage.

Ce formulaire vous laisse le choix :

- Soit vous indiquez la classe de l'environnement
- Soit vous forcez le résultat dans le cas où le logiciel ne satisfait pas à votre besoin. Vous pouvez utiliser le logiciel « Calcuette BA » si vous désirez le détail du calcul de l'enrobage à partir de la classe de l'environnement.

ELU ELS Effort tranchant Durabilité Sécurité incendie Résistance sismique

Travée n° 1 Applicable à toutes les travées Document CERIB ?

Classe d'exposition :

X0 - aucun risque d'attaque et de corrosion

Corrosion induite par la carbonatation : XC1 - sec ou humide en permanence XC2 - humide, rarement sec XC3 - humidité modérée XC4 - alternativement humide et sec

Corrosion induite par les chlorures : XD1 - humidité modérée XD2 - humide, rarement sec XD3 - alternativement humide et sec

Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer : XS1 - Air marin XS2 - Immergé XS3 - Mamage, projections, embruns

Attaque gel / dégel : XF1 - saturation modérée sans déverglaçage XF2 - saturation modérée avec déverglaçage XF3 - saturation forte sans déverglaçage XF4 - saturation forte avec déverglaçage

Attaques chimiques : XA1 - faible agressivité XA2 - agressivité modérée XA3 - forte agressivité

Durée d'utilisation du projet : 50 ans

Forçage de l'enrobage - enrobage inférieur : 3 cm - enrobage latéral : 3 cm - enrobage supérieur : 3 cm

Harmoniser les enrobages entre travées

Remarque :

Pour un environnement classé XC1, le logiciel affiche une valeur d'enrobage de 20mm. Mais rien n'interdit de prendre un enrobage plus conséquent.

Aussi, l'enrobage a été forcé pour obtenir un enrobage identique.

2.5.5 Onglet Sécurité Incendie

Aucune modification

2.5.6 Onglet Résistance sismique

Aucune modification

2.6 Présentation finale

Une fois toutes les données entrées, le formulaire général doit se présenter sous cette forme :



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

The screenshot shows the software interface for 'Plancher en béton armé : [AMBA_uni.txd]'. The main window displays a structural model of a slab with four spans. The dimensions are: span length 540, support width 20, and slab width 16,0. The table below the model lists the load cases:

Travée	Cas	Nature	Schéma	Application	P ou P1	P2	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)
1	1	Permanente	1	Supérieure	600,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	2	Exploitation Caté...	1	Supérieure	350,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1	Permanente	1	Supérieure	600,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	2	Exploitation Caté...	1	Supérieure	350,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	1	Permanente	1	Supérieure	600,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	2	Exploitation Caté...	1	Supérieure	350,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	1	Permanente	1	Supérieure	600,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	2	Exploitation Caté...	1	Supérieure	350,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Cet écran permet une dernière vérification avant de cliquer sur le menu « Calcul » pour lancer le calcul.

3 Notes de calcul

En raison des différentes hypothèses prises en compte (appuis monolithiques ou pas, prise en compte d'un coefficient de redistribution ou pas), il est présenté en annexe du présent document, l'intégralité de la note de calcul correspondant à chaque hypothèse soit :

- [Note de calcul sous analyse linéaire simple \(Méthode des 3 moments\)](#)
- [Note de calcul avec coefficient de redistribution](#)
- [Note de calcul avec coefficient de redistribution et écrêtage sur appuis](#)
- [Note de calcul avec coefficient de redistribution, écrêtage sur appui et appuis monolithiques](#)

Il suffit de cliquer sur le lien correspondant pour accéder directement à la note de calcul.

[Voir annexes](#)

4 **ANNEXESANNEXES** Plans de ferrailage

Se trouvent en fin de chaque note de calcul.

Attention :

Les plans à l'échelle doivent impérativement être imprimés directement depuis le logiciel, ceux figurant en fin de note de calcul ne sont là qu'à titre illustratif.

5 Comparaison des résultats

La comparaison est établie entre :



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

- Les résultats établis par le logiciel « Plancher BA » suivant les 4 méthodes :
 - La méthode des 3 moments : application des principes de la Résistance des Matériaux pur et dur.
 - La méthode des 3 moments corrigée par un coefficient de redistribution suivant EN1992-1-1 Art. 5.5
 - La méthode des 3 moments pondérée par un coefficient de redistribution suivant EN1992-1-1 Art. 5.5 auquel on ajoute la prise en compte de l'épanouissement du moment sur l'appui.
 - La méthode des 3 moments pondérée par un coefficient de redistribution suivant EN1992-1-1 Art. 5.5 auquel on ajoute la prise en compte de l'épanouissement du moment sur l'appui et la considération d'appui monolithique ce qui permet de prendre en compte le moment au nu de l'appui.
- Le même plancher calculé avec le logiciel OMD 2018 de GRAITEC suivant la méthode de Caquot. Il ne sera pas utilisé la méthode forfaitaire car elle est défavorable en terme de quantité d'armature.

	« Plancher BA » 3 moments	« Plancher BA » 3 Mts – δ = 0.9	« Plancher BA » 3 Mts – δ = 0.9 - Ecrêté	« Plancher BA » 3 Mts – δ = 0.9 – Ecrêté Avec appui monolithe	OMD 2018 Caquot	Remarques
Travée n°1						
Mu (KN.m) en travée	35.3	36.8	36.8	36.8	33.4	(1)
As théorique (cm ² /ml)	7.00	7.33	7.33	7.33	6.14	
Mu(KN.m) sur App Gauche	5.3	5.5	5.5	5.5	7.3	(2)
As théorique (cm ² /ml)	0.97	1.01	1.01	1.01	1.73	
Mu(KN.m) sur App droit	45.6	41	39	37.6	38.5	(3)
As théorique (cm ² /ml)	9.35	8.38	7.74	7.35	7.19	
Travée n°2						
Mu (KN.m) en travée	22.1	25.1	25.1	25.1	22.7	
As théorique (cm ² /ml)	4.05	4.64	4.64	4.64	*	(4)
Mu(KN.m) sur App Gauche	45.6	41	39.8	37.9	38.5	(3)
As théorique (cm ² /ml)	9.35	8.38	8.02	7.49	7.19	
Mu(KN.m) sur App droit	35.2	31.7	30.4	28.8	29.3	(5)
As théorique (cm ² /ml)	6.91	6.08	5.79	5.46	5.31	
Travée n°3						
Mu (KN.m) en travée	22.1	25.1	25.1	25.1	22.7	
As théorique (cm ² /ml)	4.05	4.64	4.64	4.64	*	(4)
Mu(KN.m) sur App Gauche	35.2	31.7	30.4	28.8	29.3	(5)



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

As théorique (cm ² /ml)	6.91	6.08	5.79	5.46	5.31	
Mu(KN.m) sur App droit	45.6	41	39	37.9	38.5	(3) (7)
As théorique (cm ² /ml)	9.35	8.38	7.74	7.49	7.19	
Travée n°4						
Mu (KN.m) en travée	35.3	36.8	36.8	36.8	33.4	
As théorique (cm ² /ml)	7.0	7.33	7.33	7.33	6.14	
Mu(KN.m) sur App Gauche	45.6	41	39	37.6	38.5	(7)
As théorique (cm ² /ml)	9.35	8.38	7.74	7.35	7.19	
Mu(KN.m) sur App droit	5.3	5.5	5.5	5.5	7.3	
As théorique (cm ² /ml)	0.97	1.01	1.01	1.01	1.73	

Commentaires n°1 et 2 :

- Résultats concordants entre les 2 logiciels

Commentaire n°3 :

- La méthode « Caquot » minore les aciers sur appuis ; toutefois, dans le logiciel « Plancher BA », les valeurs de moment sur appui sont prises au nu de l'appui sauf indication expresse du projeteur qui demanderait le calcul du moment écrêté.
- L'effet de redistribution est important : perte de 4,6 KN.m sur appui qui rapproche de la valeur de OMD

Commentaire n°4 :

- Calcul de ferrailage OMD complètement aberrant

Commentaire n°5 :

- Même écart que pour le commentaire 3, environ 6KN.m d'écart

Commentaire n°7 :

- La valeur du moment sur appui droit de la travée n°3 sous redistribution et valeur du moment écrêté est bien identique à celle de la travée n°1 appui droit, ce qui est normal, la structure étant symétrique.

En résumé :

Les résultats de calcul de moment avec le logiciel « Plancher BA » en prenant en compte le coefficient de redistribution (avec monolithisme ou pas) sont cohérent avec OMD.

Par contre, certains calculs de ferrailage d'OMD sont incohérents.

6 Fichiers de données

Avec la notice, vous trouverez les fichiers de données qui vous permettront de pouvoir exécuter le calcul du présent plancher sur votre ordinateur à partir du logiciel « Plancher BA ».



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Pour rappel, les fichiers de sauvegarde comprennent :

- Des fichiers au format xml qui sont générés directement par le logiciel lors de la sauvegarde des données. Ces fichiers seront directement chargés par le logiciel.
- Le fichier au format txt qui leurs sont directement associés. C'est ce dernier qui doit être chargé manuellement par le projeteur. Toutefois, le fichier txt sera sauvegardé dans le même répertoire que les fichiers xml.

Pour des raisons de bon fonctionnement du logiciel, les fichiers xml doivent toujours se trouver dans le même répertoire que le fichier txt auxquels ils sont associés. Sinon, vous aurez une erreur du logiciel qui vous indiquera que les fichiers de données n'ont pas été trouvés.

Pour des raisons de facilité, les fichiers ont été regroupés et compressés au format Zip, ils peuvent être donc décompressés par n'importe quel logiciel de compression-décompression voire même par Windows.

Il est fourni 4 fichiers compressés :

- Ex2 Aide-memoire BA fichier data.zip qui contient tous les fichiers pour le calcul du plancher sous analyse statique linéaire
- Ex2 Aide-memoire BA fichier data delta.zip qui contient tous les fichiers pour le calcul du plancher sous analyse statique linéaire avec redistribution.
- Ex2 Aide-memoire BA fichier data delta ecret.zip qui contient tous les fichiers pour le calcul du plancher sous analyse statique linéaire avec redistribution et écrêtage
- Ex2 Aide-memoire BA fichier data delta ecret monolithe.zip qui contient tous les fichiers pour le calcul du plancher sous analyse statique linéaire avec redistribution et écrêtage et appuis monolithiques





ANNEXES



Dimensionnement d'un plancher en béton armé suivant l'Eurocode 2

Note de calcul du samedi 8 septembre 2018 à 10:17:54

Rédacteur : leflux_ingenierie

Chantier : a_à définir

Logiciel : Plancher BA - version 3.0.0.0 2016 - 2018

1 - Rappel des hypothèses

1 - 1 Codes de calcul

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

1 - 2 Caractéristiques géométriques du plancher

Plancher unidirectionnel continue sur 5 appuis

1 - 3 Données sur les matériaux

- béton - f_{ck} = 25 MPa - diamètre granulats: 20 mm - Classe ciment: N

- armatures barres haute adhérence conforme EN 10080 - f_{yk} = 500 MPa - classe ductilité B

1 - 4 Autres données

- Environnement :

■ Durée d'utilisation: 50 ans

- Enrobage :

■ Travée n°1: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

■ Travée n°2: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

■ Travée n°3: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

■ Travée n°4: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

- Largeur de fissure admissible : Sans objet

- Classe de la tenue au feu : travée n°1= Sans conditions - travée n°2= Sans conditions - travée n°3= Sans conditions - travée n°4= Sans conditions -

1 - 5 Chargement

- Cas de charge par travée - Unités: daN/m² pour les charges et m pour les longueurs.

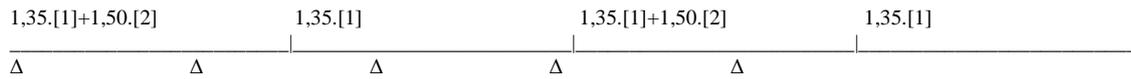
Cas	Nature	Schéma	Application	P1 ou P	P2	a	b	c	d
Travée n°1									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-
Travée n°2									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-
Travée n°3									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-
Travée n°4									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. A/B	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-

- Combinaisons

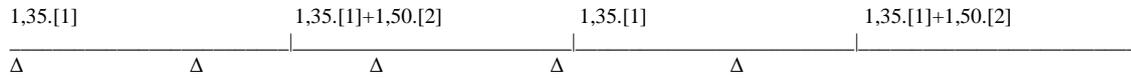
* 1 - ELU STR



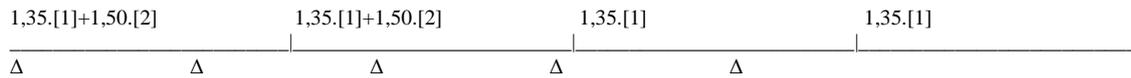
Logiciel Plancher BA – Exemple n°2



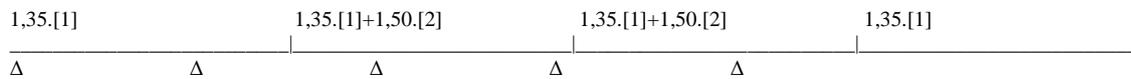
* 2 - ELU STR



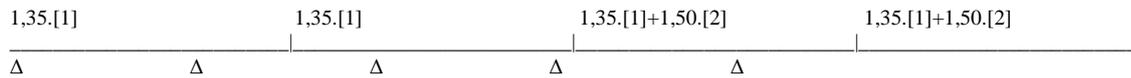
* 3 - ELU STR



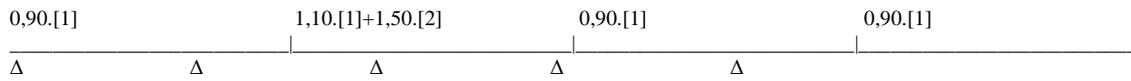
* 4 - ELU STR



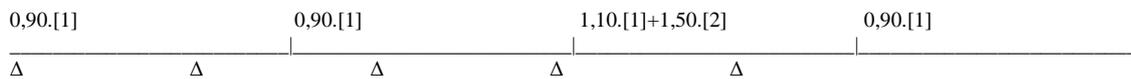
* 5 - ELU STR



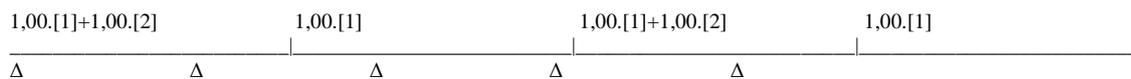
* 6 - ELU EQU



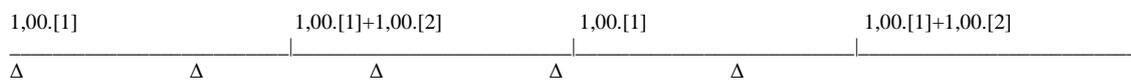
* 7 - ELU EQU



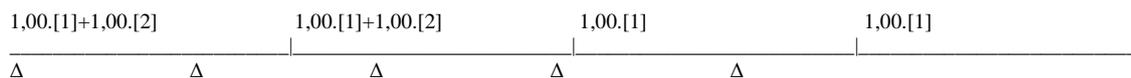
* 8 - ELS caractéristique



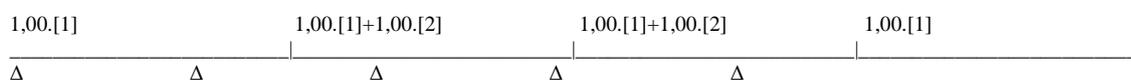
* 9 - ELS caractéristique



* 10 - ELS caractéristique



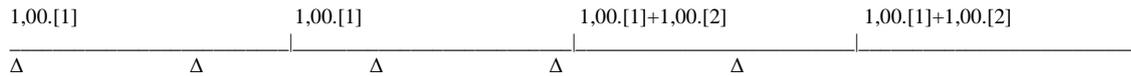
* 11 - ELS caractéristique



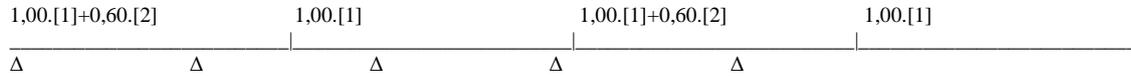
* 12 - ELS caractéristique



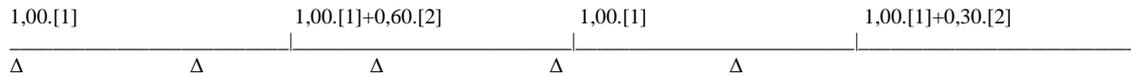
Logiciel Plancher BA – Exemple n°2



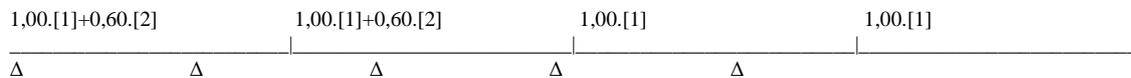
* 13 - ELS quasi-permanent



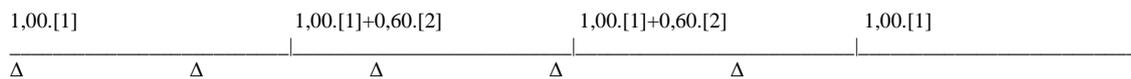
* 14 - ELS quasi-permanent



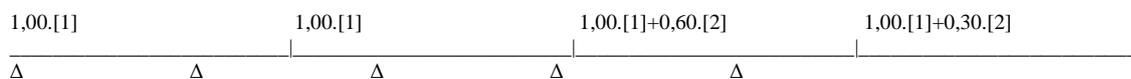
* 15 - ELS quasi-permanent



* 16 - ELS quasi-permanent



* 17 - ELS quasi-permanent



2 - Détermination des armatures de flexion

2 - 1 Calcul des sections d'acier

Les calculs sont réalisés avec les modélisations suivantes:

- Diagramme simplifié rectangulaire des contraintes de compression du béton suivant art. 3.1.7(3) - figure 3.5
- Diagramme élasto-plastique parfait pour l'acier suivant art. 3.2.7(2) avec prise en compte éventuelle d'une branche supérieure inclinée suivant valeur de la déformation de l'acier (voir tableau calcul ci-dessous).
- Pas de redistribution limité des moments suivant art. 5.5.
- Pas d'écrêtage des moments sur appui.
- Espacement minimal pour acier principal = 10,0 cm - Espacement Maximal pour acier principal = 40,0
- Espacement minimal pour acier secondaire = 10,0 cm - Espacement Maximal pour acier secondaire = 45,0 cm.

- Travée n°1

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	35,3	moment Maxi à 222 cm de l'appui gauche
d	cm	12,5	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1401	< μ limite - Pas d'armature comprimée



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

α		0,1895	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,4	bras de levier
As inf	cm ² /ml	7,15	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,69	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	14,97	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	444,09	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	7,00	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	1,40	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

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

Longitudinal porteur (suivant X): 116 HA10 - s = 11,2 cm soit Aire totale = 91,11 cm² et Aire répartie = 7,01 cm²/ml.
 Transversal NON porteur (suivant Y): 27 HA6 - s = 20,7 cm soit Aire totale = 7,63 cm² et Aire répartie = 1,41 cm²/ml.
 La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

Reprise moment forfaitaire = 0,15.Mt Max Travée

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	5,3	= 0,15.Mt Max
d	cm	12,7	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0197	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0249	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,6	bras de levier
As sup G	cm ² /ml	0,97	section acier armature supérieure sur appui gauche
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	137,12	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 45 HA6 - s = 29,5 cm soit Aire totale = 12,72 cm² et Aire répartie = 0,98 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	45,6	moment Maxi sur appui droit
d	cm	12,3	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1809	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,2514	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Zu	cm	11,1	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	9,48	section acier armature supérieure sur appui droit
εc	‰	3,50	déformation maximale béton
εs	‰	10,42	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σs	MPa	440,78	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	9,35	section acier armature optimisée

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 79 HA14 - s = 16,6 cm soit Aire totale = 121,61 cm² et Aire répartie = 9,35 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Calcul identique à celui de l'appui gauche - Pour les détails du calcul, voir tableau précédente.

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

sur appui Haut 19 HA6 - s = 30,0 cm soit Aire totale = 5,37 cm² et Aire répartie = 0,99 cm²/ml.

sur appui Bas: identique à l'appui haut.

- Travée n°2

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	22,1	moment Maxi à 286 cm de l'appui gauche
d	cm	12,6	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0837	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1094	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,0	bras de levier
As inf	cm ² /ml	4,23	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,70	section d'acier minimale
εc	‰	3,50	déformation maximale béton
εs	‰	28,49	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σs	MPa	453,92	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	4,05	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	0,81	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

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

Longitudinal porteur (suivant X): 105 HA8 - s = 12,3 cm soit Aire totale = 52,78 cm² et Aire répartie = 4,06 cm²/ml.

Transversal NON porteur (suivant Y): 16 HA6 - s = 36,0 cm soit Aire totale = 4,52 cm² et Aire répartie = 0,84 cm²/ml.

La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

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



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	35,2	moment Maxi sur appui droit
d	cm	12,5	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1375	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1856	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,5	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	7,06	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	15,35	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	444,37	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	6,91	section acier armature optimisée

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 115 HA10 - s = 11,3 cm soit Aire totale = 90,32 cm² et Aire répartie = 6,95 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	3,3	= 0,15.Mt Maxi
d	cm	13,0	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0118	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0148	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,9	bras de levier
As sup	cm ² /ml	0,59	section acier armature supérieure sur appui Haut et/ou Bas
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	232,49	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale

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

sur appui Haut 13 HA6 - s = 45,0 cm soit Aire totale = 3,68 cm² et Aire répartie = 0,68 cm²/ml.

sur appui Bas: identique à l'appui haut.

- Travée n°3

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Mu	kN.m	22,1	moment Maxi à 254 cm de l'appui gauche
d	cm	12,6	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0837	$< \mu$ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1094	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,0	bras de levier
As inf	cm ² /ml	4,23	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,70	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	28,49	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	453,92	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	4,05	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	0,81	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

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

Longitudinal porteur (suivant X): 105 HA8 - s = 12,3 cm soit Aire totale = 52,78 cm² et Aire répartie = 4,06 cm²/ml.

Transversal NON porteur (suivant Y): 16 HA6 - s = 36,0 cm soit Aire totale = 4,52 cm² et Aire répartie = 0,84 cm²/ml.

La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

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

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	45,6	moment Maxi sur appui droit
d	cm	12,3	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1809	$< \mu$ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,2514	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,1	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	9,48	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	10,42	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	440,78	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	9,35	section acier armature optimisée

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 79 HA14 - s = 16,6 cm soit Aire totale = 121,61 cm² et Aire répartie = 9,35 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	3,3	= 0,15.Mt Maxi
d	cm	13,0	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0118	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0148	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,9	bras de levier
As sup	cm ² /ml	0,59	section acier armature supérieure sur appui Haut et/ou Bas
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	232,49	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la dalle):
sur appui Haut 13 HA6 - s = 45,0 cm soit Aire totale = 3,68 cm² et Aire répartie = 0,68 cm²/ml.
sur appui Bas: identique à l'appui haut.

- Travée n°4

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	35,3	moment Maxi à 318 cm de l'appui gauche
d	cm	12,5	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1401	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1895	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,4	bras de levier
As inf	cm ² /ml	7,15	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,69	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	14,97	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	444,09	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	7,00	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	1,40	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la dalle):
Longitudinal porteur (suivant X): 116 HA10 - s = 11,2 cm soit Aire totale = 91,11 cm² et Aire répartie = 7,01 cm²/ml.
Transversal NON porteur (suivant Y): 27 HA6 - s = 20,7 cm soit Aire totale = 7,63 cm² et Aire répartie = 1,41 cm²/ml.
La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

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

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Reprise moment forfaitaire = 0,15.M0

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	5,3	= 0,15.Mt Max
d	cm	12,7	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0197	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0249	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,6	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	0,97	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	137,12	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 45 HA6 - s = 29,5 cm soit Aire totale = 12,72 cm² et Aire répartie = 0,98 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Calcul identique à celui de l'appui droit - Pour les détails du calcul, voir tableau précédente.

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

sur appui Haut 19 HA6 - s = 30,0 cm soit Aire totale = 5,37 cm² et Aire répartie = 0,99 cm²/ml.

sur appui Bas: identique à l'appui haut.

2 - 2 Epure des armatures

- Clause générale

EN1992-1-1 A9.2.1.4(2) modifié par AN et commission EC2: $FE = [Ved].a1/z + Med/z$ ($Ned = 0$ en flexion simple).

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

- Travée n°1

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a1 = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	7,01	Aire répartie du lit inférieur n°1
z	m	0,113	$z = 0,9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	38,54	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	29,66	au nu de l'appui - En valeur absolue.
FE	kN	37,24	Effort de traction à ancrer sur l'appui



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

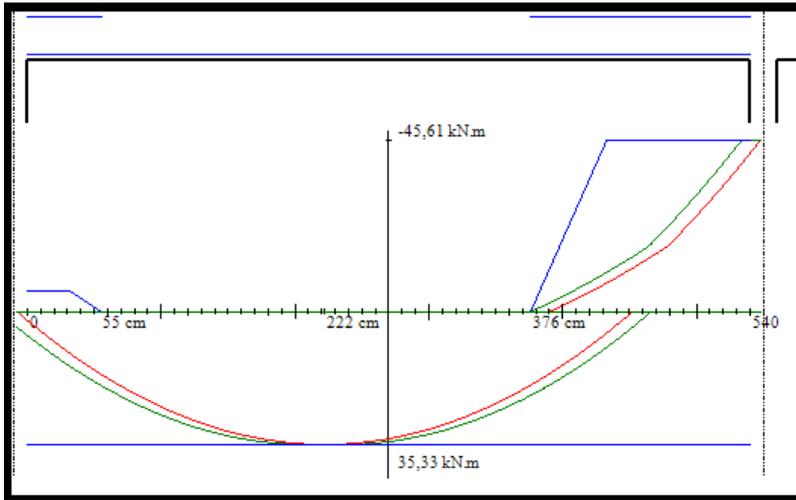
Agl	cm ²	0,86	Section minimale pour reprise effort de traction
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			
Appui droit			
Θ'	°	35,75	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	26,43	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-23,23	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	7,010,00	1er lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			

■ Epure des aciers

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

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	7,01		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	35,4		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,00 *		
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2 ^{ème} point)	m	5,40 *		
Abscisse origine de l'ancrage (2 ^{ème} point)	m	5,40		
Section sur appui gauche	cm ² /ml	0,98		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	5,4		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,32		
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,55		
Section sur appui droit	cm ² /ml	9,35		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	45,6		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	4,33		
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,76		

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



- Travée n°2

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	4,06	Aire répartie du lit inférieur n°1
z	m	0,113	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	35,89	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	22,17	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-23,57	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,060,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			
Appui droit			
Θ'	°	35,89	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	33,92	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-20,94	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,060,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			

■ Epure des aciers

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

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	4,06		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	22,2		



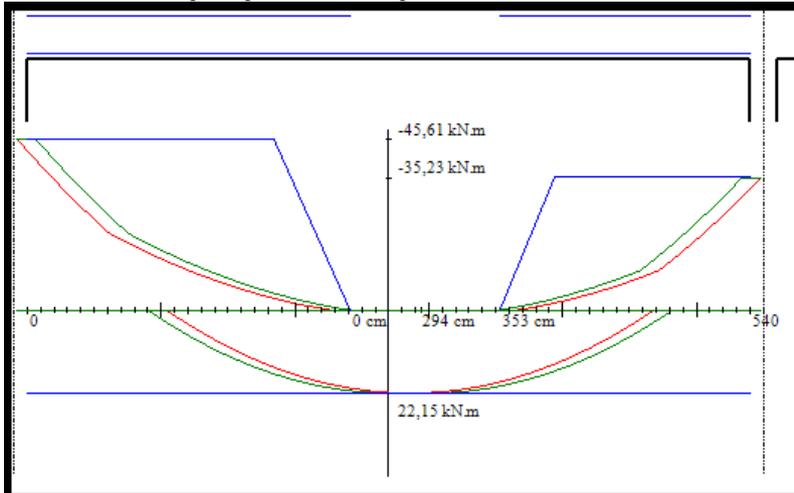
Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	5,40 *
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	5,40

Section sur appui gauche	cm ² /ml	9,35
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	45,6
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	1,84
Abscisse origine de l'ancrage	m	2,41

Section sur appui droit	cm ² /ml	6,95
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	35,4
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	3,94
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,53

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



- Travée n°3

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	4,06	Aire répartie du lit inférieur n°1
z	m	0,113	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	35,89	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	33,92	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-20,94	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,060,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

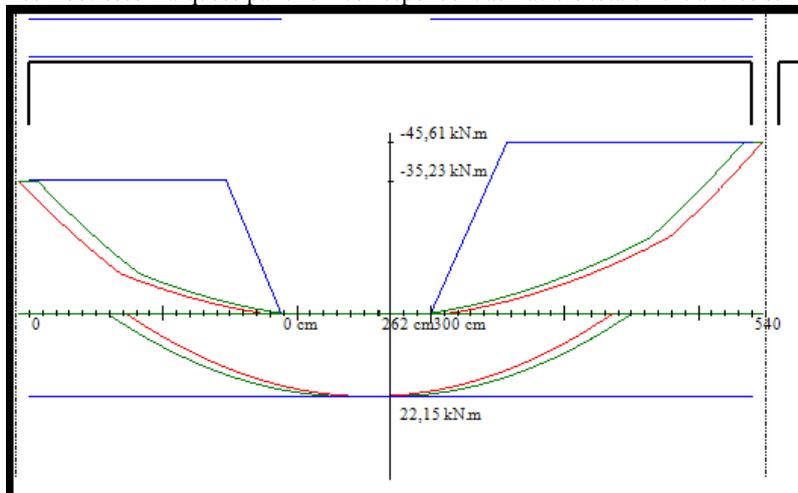
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			
Appui droit			
Θ'	°	35,89	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	22,17	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-23,57	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,060,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			

■ Epure des aciers

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

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	4,06		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	22,2		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *		
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	5,40 *		
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	5,40		
Section sur appui gauche	cm ² /ml	6,95		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	35,4		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	1,47		
Abscisse origine de l'ancrage	m	1,88		
Section sur appui droit	cm ² /ml	9,35		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	45,6		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	3,57		
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,00		

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





Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

- Travée n°4

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variation	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	7,01	Aire répartie du lit inférieur n°1
z	m	0,113	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	35,75	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	26,43	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-23,23	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	7,010,00	1er lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			
Appui droit			
Θ'	°	38,54	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	29,66	au nu de l'appui - En valeur absolue.
FE	kN	37,24	Effort de traction à ancrer sur l'appui
Agl	cm ²	0,86	Section minimale pour reprise effort de traction
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			

■ Epure des aciers

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

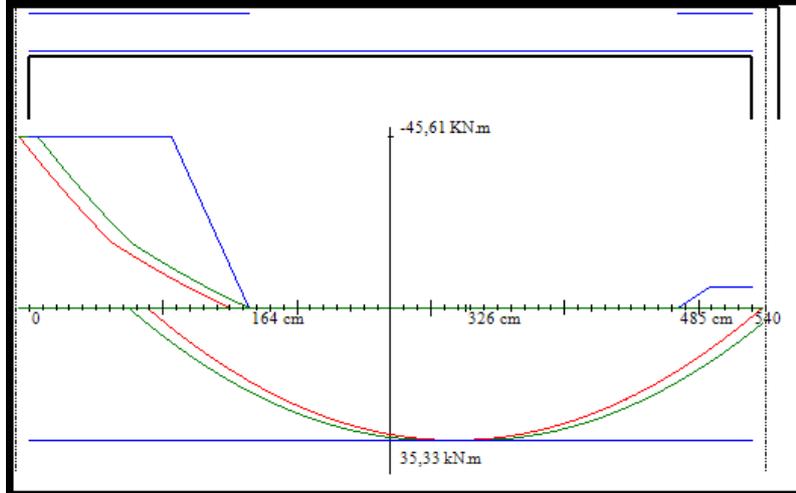
	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	7,01		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	35,4		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,00 *		
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	5,40 *		
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	5,40		
Section sur appui gauche	cm ² /ml	9,35		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	45,6		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	1,06		
Abscisse origine de l'ancrage	m	1,64		
Section sur appui droit	cm ² /ml	0,98		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	5,4		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	5,08		



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Abscisse origine de l'ancrage	m	4,85
-------------------------------	---	------

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



3 - Vérifications à l'Etat Limite de Service

3 - 1 Limitation des contraintes

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

Variables	Unité	Valeur	Observations
Travée n°1			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	24,98	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	2,21	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	12,5	hauteur utile
As	cm²/ml	7,01	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	4,2	axe neutre
If	dm4	0,9711	inertie fissurée
σ_b	MPa	10,76	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6 \cdot f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	320,94	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
Ms	kN.m	32,39	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	12,3	hauteur utile
As	cm²/ml	9,35	section acier répartie ELU armature supérieure
y	cm	4,6	axe neutre
If	dm4	1,1563	inertie fissurée
σ_b	MPa	12,99	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6 \cdot f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	321,98	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Travée n°2			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	15,44	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

x	m	2,86	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	12,6	hauteur utile
As	cm ² /ml	4,06	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	3,4	axe neutre
If	dm ⁴	0,6464	inertie fissurée
σ_b	MPa	8,01	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	331,21	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche - Voir appui droit travée précédente			
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
Ms	kN.m	24,81	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	12,5	hauteur utile
As	cm ² /ml	6,95	section acier répartie ELU armature supérieure
y	cm	4,2	axe neutre
If	dm ⁴	0,9649	inertie fissurée
σ_b	MPa	10,72	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	321,40	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Travée n°3			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	15,44	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	2,54	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	12,6	hauteur utile
As	cm ² /ml	4,06	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	3,4	axe neutre
If	dm ⁴	0,6464	inertie fissurée
σ_b	MPa	8,01	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	331,21	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche - Voir appui droit travée précédente			
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
Ms	kN.m	32,39	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	12,3	hauteur utile
As	cm ² /ml	9,35	section acier répartie ELU armature supérieure
y	cm	4,6	axe neutre
If	dm ⁴	1,1563	inertie fissurée
σ_b	MPa	12,99	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	321,98	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Travée n°4			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	24,98	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	3,19	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

d	cm	12,5	hauteur utile
As	cm ² /ml	7,01	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	4,2	axe neutre
If	dm ⁴	0,9711	inertie fissurée
σ_b	MPa	10,76	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	320,94	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche - Voir appui droit travée précédente			

3 - 2 Maitrise de la fissuration

3 - 3 Détermination des flèches

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

Variables	Unité	Valeur	Observations
ρ_0	%	0,50	Pourcentage d'armature de référence
Travée n°1:			
ρ	%	0,56	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,56	coef. eq 7.16
lim(l/d)		27,54	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,125	hauteur utile de la dalle
l/d		43,20	L/d > limite(l/d) - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire
Travée n°2:			
ρ	%	0,32	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		2,00	coef. eq 7.16
lim(l/d)		37,00	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,126	hauteur utile de la dalle
l/d		42,86	L/d > limite(l/d) - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire
Travée n°3:			
ρ	%	0,32	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		2,00	coef. eq 7.16
lim(l/d)		37,00	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,126	hauteur utile de la dalle
l/d		42,86	L/d > limite(l/d) - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire
Travée n°4:			
ρ	%	0,56	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,56	coef. eq 7.16



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

lim(l/d)		27,54	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,125	hauteur utile de la dalle
l/d		43,20	L/d > limite(l/d) - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire

Les élancements dépassent les limites autorisées par l'Eurocode, le calcul explicite des flèches est exigé.
Le calcul est réalisé suivant les dispositions de l'EN1992-1-1 §7.4.3

Variables	Unité	Valeur	Observations
ϕ		1,33	Valeur de n forcée - ϕ calculé à partir de la valeur de n
β		0,50	chargement longue durée
Ecmct	MPa	31000,00	Module d'élasticité béton court terme
EcmLt	MPa	13333,33	Module d'élasticité béton long terme avec valeur de n forcée
nct		15,00	= valeur de n forcée
nLt		15,00	= valeur de n forcée

Travée n°1			
Ictnc	dm4	3,6005	Inertie court terme non fissurée
xn	cm	8,3	axe neutre court terme non fissurée
Iltnc	dm4	3,6005	Inertie long terme non fissurée
xn	cm	8,3	axe neutre long terme non fissurée
Ictc	dm4	0,9711	Inertie court terme fissurée
xn	cm	4,2	axe neutre court terme fissurée
Iltc	dm4	0,9711	Inertie long terme fissurée
xn	cm	4,2	axe neutre long terme fissurée
Mc	MN.m	0,0175	moment de fissuration
x fl	m	2,43	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
Mqp	MN.m	0,0205	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,633	coefficient de distribution
Fl_I	mm	11,7	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	43,5	flèche section fissurée
Fl totale	mm	31,9	flèche totale > L/250 (= 21,6 mm) -> NS.

Travée n°2			
Ictnc	dm4	3,5295	Inertie court terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre court terme non fissurée
Iltnc	dm4	3,5295	Inertie long terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre long terme non fissurée
Ictc	dm4	0,6464	Inertie court terme fissurée



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

xn	cm	3,4	axe neutre court terme fissurée
Iltc	dm4	0,6464	Inertie long terme fissurée
xn	cm	3,4	axe neutre long terme fissurée
Mc	MN.m	0,0169	moment de fissuration
x fl	m	2,84	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
Mqp	MN.m	0,0117	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,000	coefficient de distribution
Fl_I	mm	5,3	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	28,9	flèche section fissurée
Fl totale	mm	5,3	flèche totale < L/250 (= 21,6 mm) -> OK.

Travée n°3			
Ictnc	dm4	3,5295	Inertie court terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre court terme non fissurée
Iltnc	dm4	3,5295	Inertie long terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre long terme non fissurée
Ictc	dm4	0,6464	Inertie court terme fissurée
xn	cm	3,4	axe neutre court terme fissurée
Iltc	dm4	0,6464	Inertie long terme fissurée
xn	cm	3,4	axe neutre long terme fissurée
Mc	MN.m	0,0169	moment de fissuration
x fl	m	2,55	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
Mqp	MN.m	0,0120	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,000	coefficient de distribution
Fl_I	mm	5,5	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	29,9	flèche section fissurée
Fl totale	mm	5,5	flèche totale < L/250 (= 21,6 mm) -> OK.

Travée n°4			
Ictnc	dm4	3,6005	Inertie court terme non fissurée
xn	cm	8,3	axe neutre court terme non fissurée
Iltnc	dm4	3,6005	Inertie long terme non fissurée
xn	cm	8,3	axe neutre long terme non fissurée
Ictc	dm4	0,9711	Inertie court terme fissurée
xn	cm	4,2	axe neutre court terme fissurée
Iltc	dm4	0,9711	Inertie long terme fissurée
xn	cm	4,2	axe neutre long terme fissurée
Mc	MN.m	0,0175	moment de fissuration



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

x fl	m	2,99	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
M _{qp}	MN.m	0,0175	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,000	coefficient de distribution
Fl_I	mm	9,9	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	36,7	flèche section fissurée
Fl totale	mm	9,9	flèche totale < L/250 (= 21,6 mm) -> OK.

4 - Dimensionnement de la section de béton et des armatures à l'Effort Tranchant

4 - 1 Clauses générales

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

- Angle Θ de la bielle béton comprimé: 45° soit $\text{Cot}(\Theta)=1$
- Angle α des armatures d'effort tranchant (si existe): 90° soit $\text{Cot}(\alpha)=0$
- [EC2, 6.2.3(5)] - Décalage de l'Effort Tranchant: Non appliqué
- Minoration pour les charges appliquées près de l'appui pour le calcul de l'Effort Tranchant suivant conditions de l'article 6.2.1(8) de l'EN1992-1-1: Non appliqué
- Espacement 1ier cadre: $S_t/2$
- \emptyset Maxi de l'armature d'effort tranchant = \emptyset de l'armature longitudinale

4 - 2 Travée n°1

Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,5	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	29,7	$\ \text{Ved} \ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	44,2	$\ \text{Ved} \ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	141,7	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	140,2	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	141,7	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ \text{Ved} \ < \text{Vrdc}$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

4 - 3 Travée n°2

Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,6	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	40,0	$\ \text{Ved} \ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	36,5	$\ \text{Ved} \ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	142,8	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	81,2	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	142,8	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ \text{Ved} \ < \text{Vrdc}$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

4 - 4 Travée n°3

Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,6	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	36,5	$\ Ved \ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	40,0	$\ Ved \ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	142,8	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	81,2	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	142,8	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ Ved \ < Vrdc$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

4 - 5 Travée n°4

Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,5	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	44,2	$\ Ved \ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	29,7	$\ Ved \ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	141,7	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	140,2	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	141,7	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ Ved \ < Vrdc$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

5 - Vérification des appuis

Seuls les appuis perpendiculaires au sens directionnel du plancher sont vérifiés.

5 - 1 Dimensions des appuis

Appui gauche - travée 1 :

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

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

Angle de la bielle d'about Θ' : 38,54° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.f_{cd}$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.

Effort de compression dans la bielle : 47,61 kN.

Dimension transversale minimale de la bielle : 0,5 cm.

■ Vérification du noeud

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

La charge s'applique sur 1 m d'appui.

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.f_{cd}$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.

Effort vertical maximal: 29,66 kN (soit VEd au nu de l'appui - voir § Effort Tranchant).

longueur d'appui a1: 17,0 cm.

longueur d'appui a2: 13,7 cm.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (=Ved/bw.a1)$: 0,17 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre: $\sigma_{Rd2} (=Ved/bw.a2.Sin\Theta')$: 0,35 MPa < σ_{RdMax} - OK

Appui intermédiaire entre travée 1 et travée 2 :

■ Détermination de l'angle des bielles

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

Angle Θ' de la bielle côté gauche de l'appui : 38,54° (suivant eq.9.17 de l'AN)



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Angle Θ' de la bielle côté droit de l'appui: $38,67^\circ$ (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.f_{cd}$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.

Bielle côté gauche: - effort de compression: 71,02 kN.

- dimension transversale minimale : 0,8 cm.

Bielle côté droit: - effort de compression: 54,53 kN.

- dimension transversale minimale : 0,6 cm.

■ Vérification du noeud

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

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

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.f_{cd}$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.

longueur d'appui a1: 17,0 cm.

longueur d'appui a2: 13,7 cm (côté gauche).

longueur d'appui a3: 13,7 cm (côté droit).

Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à gauche de l'appui: 3

Effort vertical maximal: 44,25 kN (soit VEd au nu de l'appui côté gauche).

Effort vertical côté droit de l'appui pour la même combinaison: 32,91 kN.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (=V_{edg}+V_{edd})/b.w.a1$): 0,45 MPa.

< σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté gauche: $\sigma_{Rd2} (=V_{edg}/b.w.a2.Sin\Theta'g')$: 0,52 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté droit: $\sigma_{Rd3} (=V_{edd}/b.w.a3.Sin\Theta'd')$: 0,38 MPa < σ_{RdMax} - OK

Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à droite de l'appui: 3

Même combinaison que pour le côté gauche - Voir vérification ci-dessus.

Appui intermédiaire entre travée 2 et travée 3 :

■ Détermination de l'angle des bielles

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

Angle Θ' de la bielle côté gauche de l'appui : $38,67^\circ$ (suivant eq.9.17 de l'AN)

Angle Θ' de la bielle côté droit de l'appui: $38,67^\circ$ (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.f_{cd}$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.

Bielle côté gauche: - effort de compression: 58,45 kN.

- dimension transversale minimale : 0,6 cm.

Bielle côté droit: - effort de compression: 61,90 kN.

- dimension transversale minimale : 0,7 cm.

■ Vérification du noeud

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

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

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.f_{cd}$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.

longueur d'appui a1: 17,0 cm.

longueur d'appui a2: 13,7 cm (côté gauche).

longueur d'appui a3: 13,7 cm (côté droit).

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

Effort vertical maximal: 36,52 kN (soit VEd au nu de l'appui côté gauche).

Effort vertical côté droit de l'appui pour la même combinaison: 15,91 kN.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (=V_{edg}+V_{edd})/b.w.a1$): 0,31 MPa.

< σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté gauche: $\sigma_{Rd2} (=V_{edg}/b.w.a2.Sin\Theta'g')$: 0,43 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté droit: $\sigma_{Rd3} (=V_{edd}/b.w.a3.Sin\Theta'd')$: 0,19 MPa < σ_{RdMax} - OK

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

Même combinaison que pour le côté gauche - Voir vérification ci-dessus.

Appui droit - travée 4 :

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

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

Angle de la bielle d'about Θ' : $38,54^\circ$ (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.fcd$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.

Effort de compression dans la bielle : 47,61 kN.

Dimension transversale minimale de la bielle : 0,5 cm.

■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).b) de l'EN1992-1-1: appui avec compression et traction et tirant dans une seule direction.
La charge s'applique sur 1 m d'appui.

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.fcd$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.

Effort vertical maximal: 29,66 kN (soit VEd au nu de l'appui - voir § Effort Tranchant).

longueur d'appui a1: 17,0 cm.

longueur d'appui a2: 13,7 cm.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (=Ved/bw.a1)$: 0,17 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre: $\sigma_{Rd2} (=Ved/bw.a2.Sin\theta')$: 0,35 MPa < σ_{RdMax} - OK

5 - 2 Valeurs des réactions d'appuis

Appui n°1		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 29,66 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 15,49 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 27,84 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 16,01 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 17,31 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 9,61 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 11,85 KN.	
Appui n°2		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 66,42 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 66,42 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 84,24 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 63,30 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 48,60 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 52,46 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 30,57 KN.	
Appui n°3		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 53,66 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 53,66 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 53,66 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 73,04 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 53,66 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 46,99 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 46,99 KN.	
Appui n°4		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 66,42 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 66,42 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 48,60 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 63,30 KN.	



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 84,24 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 30,57 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 52,46 KN.	
Appui n°5		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 15,49 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 29,66 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 17,31 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 16,01 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 27,84 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 11,85 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 9,61 KN.	

6 - Vérification des trémies

Aucune trémie

7 - Résistance au feu

- Travée 1: aucune stabilité au feu demandée.
- Travée 2: aucune stabilité au feu demandée.
- Travée 3: aucune stabilité au feu demandée.
- Travée 4: aucune stabilité au feu demandée.

8 - Avertissements

Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

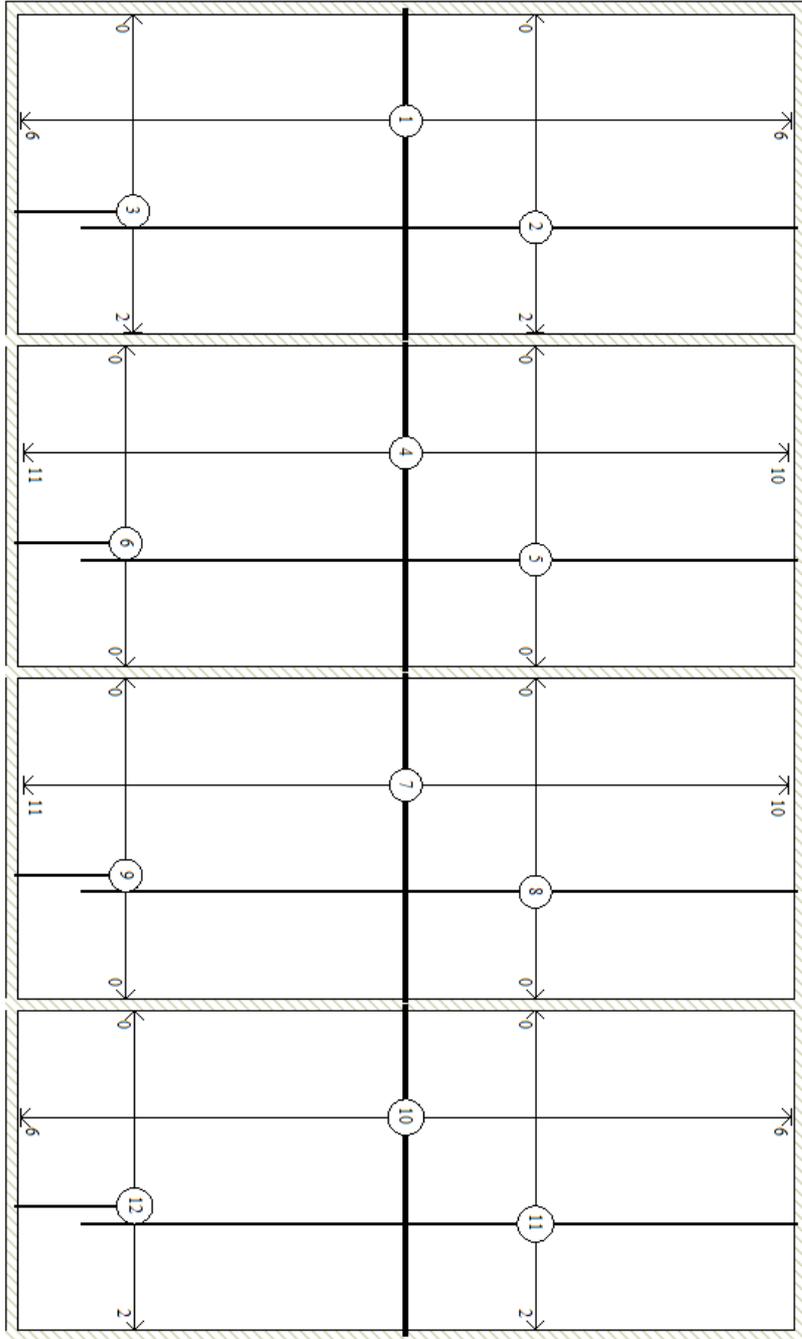
Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

Enrobage: aucune mesure d'harmonisation d'enrobage entre les différentes travées n'a été prise.

PLAN DE FERRAILLAGE : Armatures inférieures

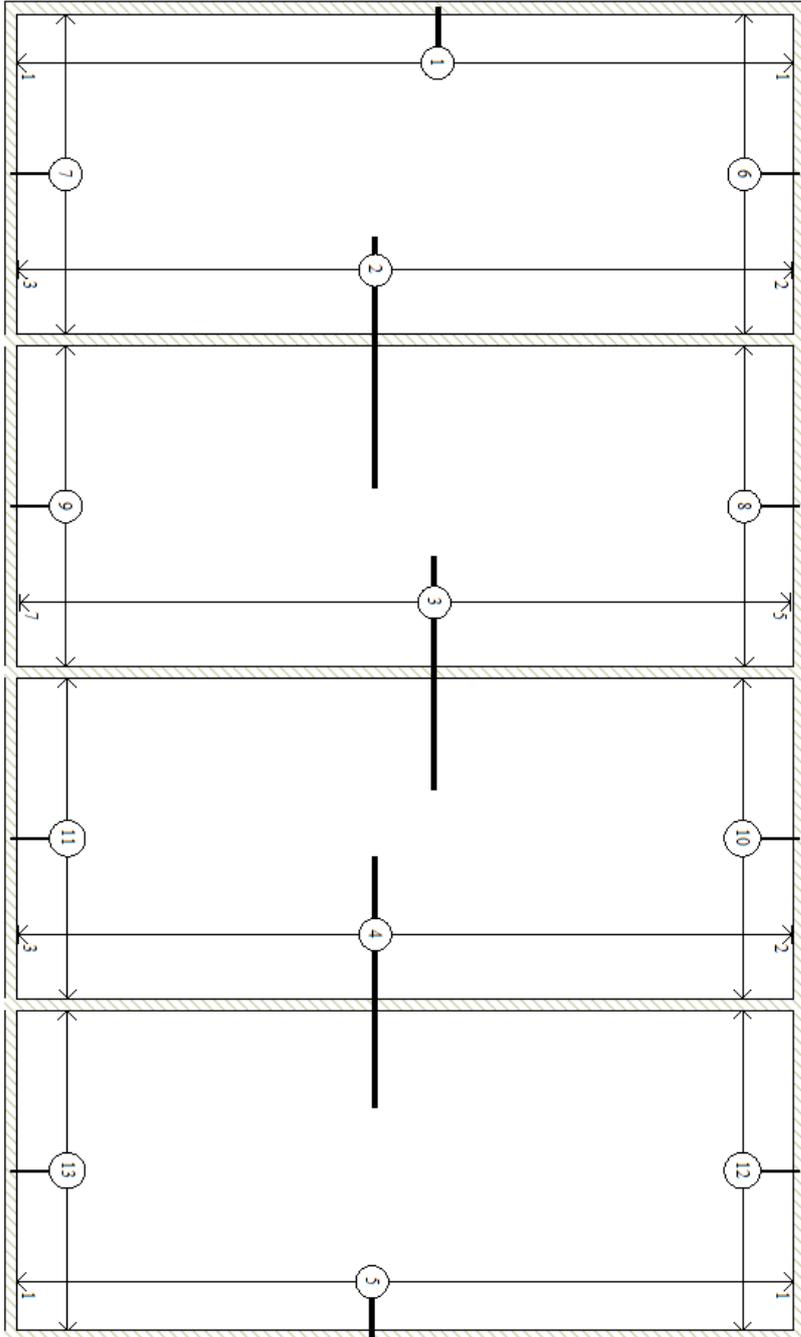


NOMENCLATURE DES ARMATURES

N°	Armatures	Forme	DM
1	116HA10 x 560 - S = 11,2	$\frac{10}{560} \frac{10}{10}$	S.O.
2	27HA6 x 1200 - S = 20,7	$\frac{5}{1200} \frac{5}{1200}$	S.O.
3	27HA6 x 171 - S = 20,7	$\frac{5}{171} \frac{5}{171}$	S.O.
4	105HA8 x 556 - S = 12,3	$\frac{8}{556} \frac{8}{556}$	S.O.
5	16HA6 x 1200 - S = 36,0	$\frac{5}{1200} \frac{5}{1200}$	S.O.
6	16HA6 x 159 - S = 36,0	$\frac{5}{159} \frac{5}{159}$	S.O.
7	105HA8 x 556 - S = 12,3	$\frac{8}{556} \frac{8}{556}$	S.O.
8	16HA6 x 1200 - S = 36,0	$\frac{5}{1200} \frac{5}{1200}$	S.O.
9	16HA6 x 159 - S = 36,0	$\frac{5}{159} \frac{5}{159}$	S.O.
10	116HA10 x 560 - S = 11,2	$\frac{10}{560} \frac{10}{560}$	S.O.
11	27HA6 x 1200 - S = 20,7	$\frac{5}{1200} \frac{5}{1200}$	S.O.
12	27HA6 x 171 - S = 20,7	$\frac{5}{171} \frac{5}{171}$	S.O.

Toutes les côtes sont indiquées en cm.
 Angle de pliage : 135°
 Diamètre Ø du mandrin en cm.

PLAN DE FERRAILLAGE : Armatures supérieures



NOMENCLATURE DES ARMATURES

N°	Armatures	Forme	DM
1	45 HA6 x 81 - S = 29,5	5 $\frac{81}{-}$	7,5
2	79 HA14 x 164 - S = 16,6	64 $\frac{20}{425}$ $\frac{187}{-}$	S.O.
3	115 HA10 x 187 - S = 11,3	87 $\frac{20}{395}$ $\frac{246}{-}$	S.O.
4	79 HA14 x 240 - S = 16,6	40 $\frac{20}{424}$ $\frac{55}{-}$	S.O.
5	45 HA6 x 81 - S = 29,5	35 $\frac{81}{-}$ $\frac{0}{-}$	S.O.
6	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
7	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
8	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
9	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
10	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
11	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
12	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
13	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.

Toutes les cotes sont indiquées en cm.
 Angle de pliage: 135°
 Diamètre Ø du mandrin en cm.



Dimensionnement d'un plancher en béton armé suivant l'Eurocode 2

Note de calcul du samedi 8 septembre 2018 à 10:25:22

Rédacteur : leflux_ingenierie

Chantier : a_définir

Logiciel : Plancher BA - version 3.0.0.0 2016 - 2018

1 - Rappel des hypothèses

1 - 1 Codes de calcul

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

1 - 2 Caractéristiques géométriques du plancher

Plancher unidirectionnel continue sur 5 appuis

1 - 3 Données sur les matériaux

- béton - f_{ck} = 25 MPa - diamètre granulats: 20 mm - Classe ciment: N

- armatures barres haute adhérence conforme EN 10080 - f_{yk} = 500 MPa - classe ductilité B

1 - 4 Autres données

- Environnement :

■ Durée d'utilisation: 50 ans

- Enrobage :

■ Travée n°1: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

■ Travée n°2: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

■ Travée n°3: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

■ Travée n°4: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

- Largeur de fissure admissible : Sans objet

- Classe de la tenue au feu : travée n°1= Sans conditions - travée n°2= Sans conditions - travée n°3= Sans conditions - travée n°4= Sans conditions -

1 - 5 Chargement

- Cas de charge par travée - Unités: daN/m² pour les charges et m pour les longueurs.

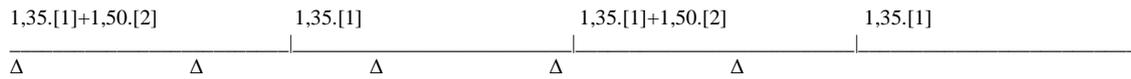
Cas	Nature	Schéma	Application	P1 ou P	P2	a	b	c	d
Travée n°1									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-
Travée n°2									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-
Travée n°3									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-
Travée n°4									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. A/B	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-

- Combinaisons

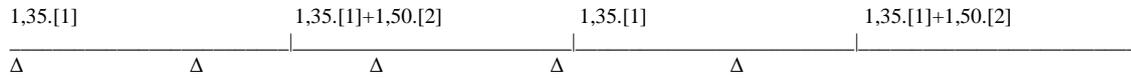
* 1 - ELU STR



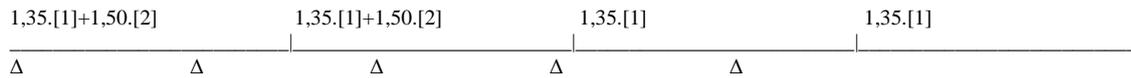
Logiciel Plancher BA – Exemple n°2



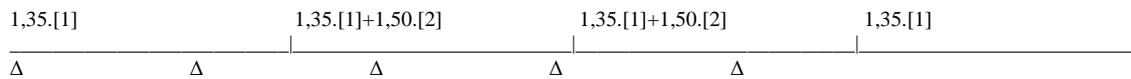
* 2 - ELU STR



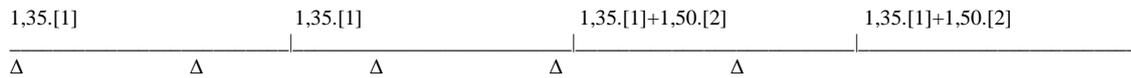
* 3 - ELU STR



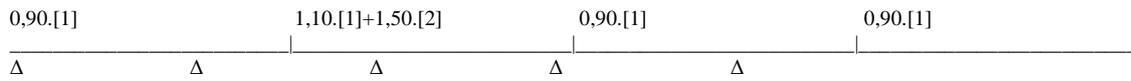
* 4 - ELU STR



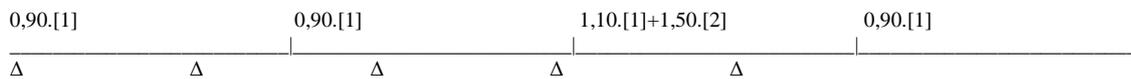
* 5 - ELU STR



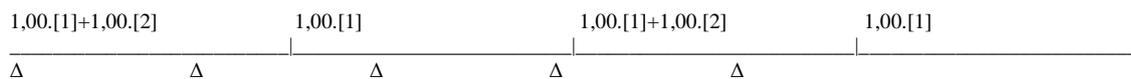
* 6 - ELU EQU



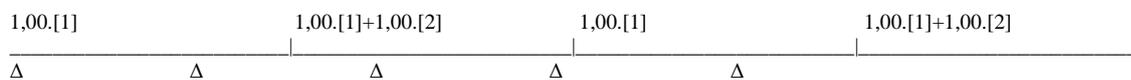
* 7 - ELU EQU



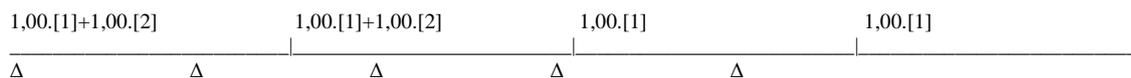
* 8 - ELS caractéristique



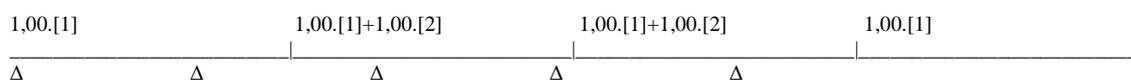
* 9 - ELS caractéristique



* 10 - ELS caractéristique



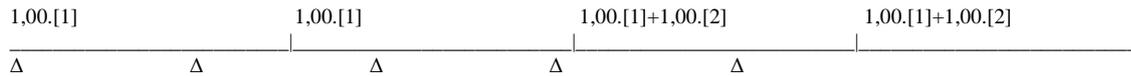
* 11 - ELS caractéristique



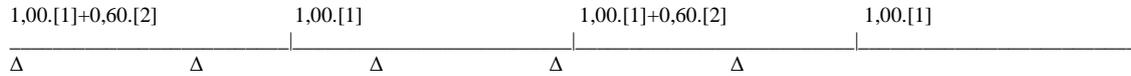
* 12 - ELS caractéristique



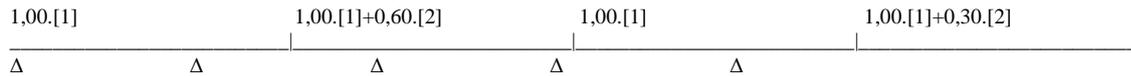
Logiciel Plancher BA – Exemple n°2



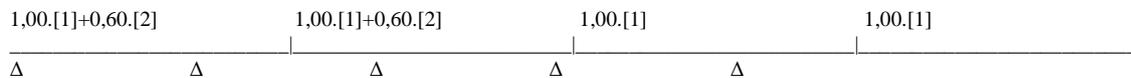
* 13 - ELS quasi-permanent



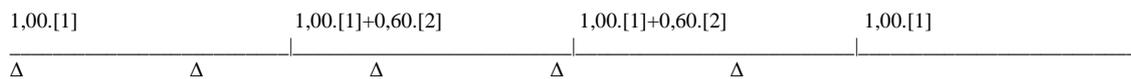
* 14 - ELS quasi-permanent



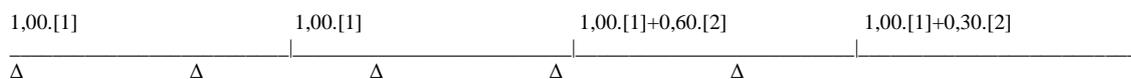
* 15 - ELS quasi-permanent



* 16 - ELS quasi-permanent



* 17 - ELS quasi-permanent



2 - Détermination des armatures de flexion

2 - 1 Calcul des sections d'acier

Les calculs sont réalisés avec les modélisations suivantes:

- Diagramme simplifié rectangulaire des contraintes de compression du béton suivant art. 3.1.7(3) - figure 3.5
- Diagramme élasto-plastique parfait pour l'acier suivant art. 3.2.7(2) avec prise en compte éventuelle d'une branche supérieure inclinée suivant valeur de la déformation de l'acier (voir tableau calcul ci-dessous).
- Analyse linéaire avec redistribution limitée des moments suivant art. 5.5: $\delta = 0,90$
- Pas d'écrêtage des moments sur appui.
- Espacement minimal pour acier principal = 10,0 cm - Espacement Maximal pour acier principal = 40,0
- Espacement minimal pour acier secondaire = 10,0 cm - Espacement Maximal pour acier secondaire = 45,0 cm.

- Travée n°1

valeur des coefficients limites de redistribution - Appui droit:

- $\delta > \delta_1 = 0,638 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK
- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	36,8	moment Maxi à 227 cm de l'appui gauche
d	cm	12,3	hauteur utile



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1460	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1982	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,3	bras de levier
As inf	cm ² /ml	7,48	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,66	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	14,16	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	443,50	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	7,33	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	1,47	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

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

Longitudinal porteur (suivant X): 62 HA14 - s = 21,0 cm soit Aire totale = 95,44 cm² et Aire répartie = 7,34 cm²/ml.

Transversal NON porteur (suivant Y): 28 HA6 - s = 20,0 cm soit Aire totale = 7,92 cm² et Aire répartie = 1,47 cm²/ml.

La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

Reprise moment forfaitaire = 0,15.Mt Max Travée

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	5,5	= 0,15.Mt Max
d	cm	12,7	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0205	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0259	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,6	bras de levier
As sup G	cm ² /ml	1,01	section acier armature supérieure sur appui gauche
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	131,39	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 47 HA6 - s = 28,0 cm soit Aire totale = 13,29 cm² et Aire répartie = 1,02 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	41,0	moment Maxi sur appui droit
d	cm	12,3	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

μ		0,1655	$< \mu$ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,2276	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,1	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	8,51	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	11,88	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	441,84	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	8,38	section acier armature optimisée

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 71 HA14 - s = 18,5 cm soit Aire totale = 109,30 cm² et Aire répartie = 8,41 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Calcul identique à celui de l'appui gauche - Pour les détails du calcul, voir tableau précédente.

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

sur appui Haut 19 HA6 - s = 30,0 cm soit Aire totale = 5,37 cm² et Aire répartie = 0,99 cm²/ml.

sur appui Bas: identique à l'appui haut.

- Travée n°2

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui gauche:

- $\delta > \delta_1 = 0,638 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui droit:

- $\delta > \delta_1 = 0,591 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	25,1	moment Maxi à 284 cm de l'appui gauche
d	cm	12,5	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0948	$< \mu$ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1247	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,0	bras de levier
As inf	cm ² /ml	4,82	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,69	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	24,58	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	451,08	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	4,64	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	0,93	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

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

Longitudinal porteur (suivant X): 77 HA10 - s = 17,0 cm soit Aire totale = 60,48 cm² et Aire répartie = 4,65 cm²/ml.

Transversal NON porteur (suivant Y): 18 HA6 - s = 31,7 cm soit Aire totale = 5,09 cm² et Aire répartie = 0,94 cm²/ml.

La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

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

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	31,7	moment Maxi sur appui droit
d	cm	12,4	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1218	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1628	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,7	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	6,24	section acier armature supérieure sur appui droit
εc	‰	3,50	déformation maximale béton
εs	‰	18,00	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σs	MPa	446,29	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	6,08	section acier armature optimisée

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 70 HA12 - s = 18,8 cm soit Aire totale = 79,17 cm² et Aire répartie = 6,09 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	3,8	= 0,15.Mt Maxi
d	cm	13,0	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0134	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0168	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,9	bras de levier
As sup	cm ² /ml	0,67	section acier armature supérieure sur appui Haut et/ou Bas
εc	‰	3,50	déformation maximale béton
εs	‰	204,80	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	εs > εuk - utilisation de la branche horizontale

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

sur appui Haut 13 HA6 - s = 45,0 cm soit Aire totale = 3,68 cm² et Aire répartie = 0,68 cm²/ml.

sur appui Bas: identique à l'appui haut.



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

- Travée n°3

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui gauche:

- $\delta > \delta_1 = 0,591 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui droit:

- $\delta > \delta_1 = 0,638 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	25,1	moment Maxi à 256 cm de l'appui gauche
d	cm	12,5	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0948	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1247	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,0	bras de levier
As inf	cm ² /ml	4,82	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,69	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	24,58	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	451,08	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	4,64	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	0,93	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

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

Longitudinal porteur (suivant X): 77 HA10 - s = 17,0 cm soit Aire totale = 60,48 cm² et Aire répartie = 4,65 cm²/ml.

Transversal NON porteur (suivant Y): 18 HA6 - s = 31,7 cm soit Aire totale = 5,09 cm² et Aire répartie = 0,94 cm²/ml.

La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

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

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	41,0	moment Maxi sur appui droit
d	cm	12,3	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1655	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,2276	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,1	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	8,51	section acier armature supérieure sur appui droit



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	11,88	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	441,84	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	8,38	section acier armature optimisée

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 71 HA14 - s = 18,5 cm soit Aire totale = 109,30 cm² et Aire répartie = 8,41 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	3,8	= 0,15.Mt Maxi
d	cm	13,0	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0134	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0168	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,9	bras de levier
As sup	cm ² /ml	0,67	section acier armature supérieure sur appui Haut et/ou Bas
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	204,80	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale

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

sur appui Haut 13 HA6 - s = 45,0 cm soit Aire totale = 3,68 cm² et Aire répartie = 0,68 cm²/ml.

sur appui Bas: identique à l'appui haut.

- Travée n°4

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui gauche:

- $\delta > \delta_1 = 0,638 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	36,8	moment Maxi à 313 cm de l'appui gauche
d	cm	12,3	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1460	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1982	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,3	bras de levier
As inf	cm ² /ml	7,48	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,66	section d'acier minimale



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	14,16	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	443,50	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	7,33	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	1,47	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

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

Longitudinal porteur (suivant X): 62 HA14 - s = 21,0 cm soit Aire totale = 95,44 cm² et Aire répartie = 7,34 cm²/ml.

Transversal NON porteur (suivant Y): 28 HA6 - s = 20,0 cm soit Aire totale = 7,92 cm² et Aire répartie = 1,47 cm²/ml.

La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

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

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Reprise moment forfaitaire = 0,15.M0

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	5,5	= 0,15.Mt Max
d	cm	12,7	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0205	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0259	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,6	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	1,01	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	131,39	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 47 HA6 - s = 28,0 cm soit Aire totale = 13,29 cm² et Aire répartie = 1,02 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Calcul identique à celui de l'appui droit - Pour les détails du calcul, voir tableau précédente.

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

sur appui Haut 19 HA6 - s = 30,0 cm soit Aire totale = 5,37 cm² et Aire répartie = 0,99 cm²/ml.

sur appui Bas: identique à l'appui haut.

2 - 2 Epure des armatures

- Clause générale

EN1992-1-1 A9.2.1.4(2) modifié par AN et commission EC2: $FE = [Ved].a1/z + Med/z$ (Ned = 0 en flexion simple).

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

- Travée n°1

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	7,34	Aire répartie du lit inférieur n°1
z	m	0,111	z = 0.9.d
Appui gauche			
Θ'	°	38,26	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	30,30	au nu de l'appui - En valeur absolue.
FE	kN	38,42	Effort de traction à ancrer sur l'appui
Agl	cm ²	0,88	Section minimale pour reprise effort de traction
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			
Appui droit			
Θ'	°	35,47	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	25,97	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-20,74	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	7,340,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			

■ Epure des aciers

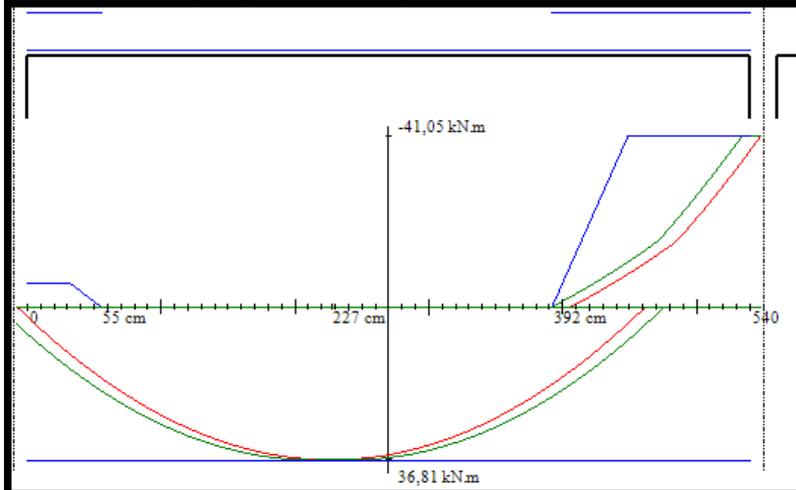
L'origine de l'abscisse est le nu de l'appui gauche (ou l'extrémité de la console gauche pour la 1ière travée dans le cas d'une console).

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	7,34		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	36,9		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,00 *		
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	5,40 *		
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	5,40		
Section sur appui gauche	cm ² /ml	1,02		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	5,6		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,32		
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,55		
Section sur appui droit	cm ² /ml	8,41		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	41,2		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	4,49		
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,92		



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

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



- Travée n°2

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	4,65	Aire répartie du lit inférieur n°1
z	m	0,113	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	35,75	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	22,14	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-21,04	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,650,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			
Appui droit			
Θ'	°	35,75	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	34,13	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-18,56	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,650,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			

■ Epure des aciers

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

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	4,65		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	25,1		



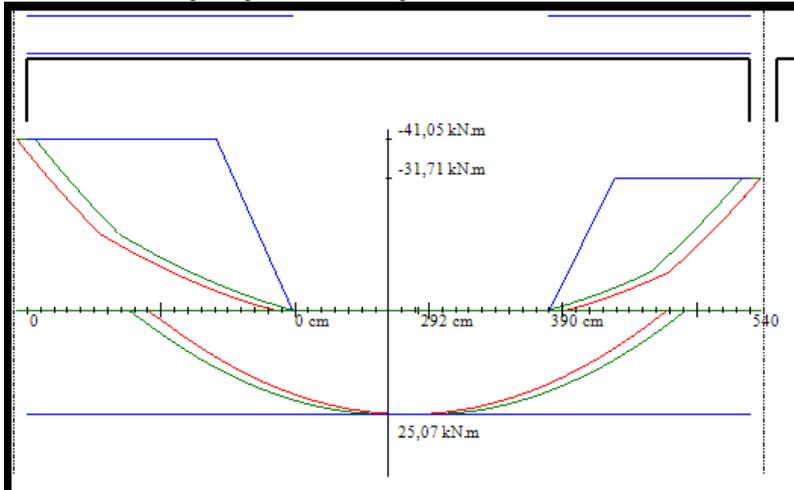
Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	5,40 *
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	5,40

Section sur appui gauche	cm ² /ml	8,41
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	41,2
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	1,41
Abscisse origine de l'ancrage	m	1,98

Section sur appui droit	cm ² /ml	6,09
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	31,8
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	4,39
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,90

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



- Travée n°3

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	4,65	Aire répartie du lit inférieur n°1
z	m	0,113	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	35,75	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	34,13	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-18,56	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,650,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

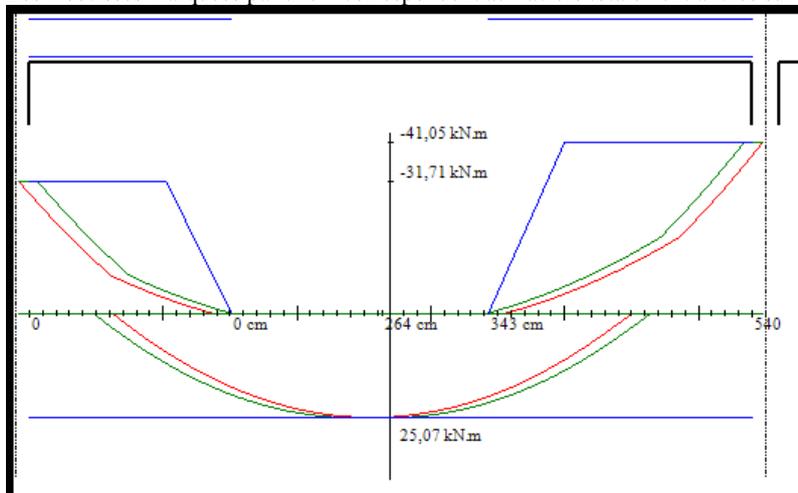
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			
Appui droit			
Θ'	°	35,75	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	22,14	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-21,04	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,650,00	1er lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			

■ Epure des aciers

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

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	4,65		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	25,1		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *		
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	5,40 *		
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	5,40		
Section sur appui gauche	cm ² /ml	6,09		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	31,8		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	1,02		
Abscisse origine de l'ancrage	m	1,51		
Section sur appui droit	cm ² /ml	8,41		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	41,2		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	4,00		
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,43		

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





Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

- Travée n°4

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	7,34	Aire répartie du lit inférieur n°1
z	m	0,111	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	35,47	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	25,97	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-20,74	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	7,340,00	1er lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			
Appui droit			
Θ'	°	38,26	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	30,30	au nu de l'appui - En valeur absolue.
FE	kN	38,42	Effort de traction à ancrer sur l'appui
Agl	cm ²	0,88	Section minimale pour reprise effort de traction
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			

■ Epure des aciers

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

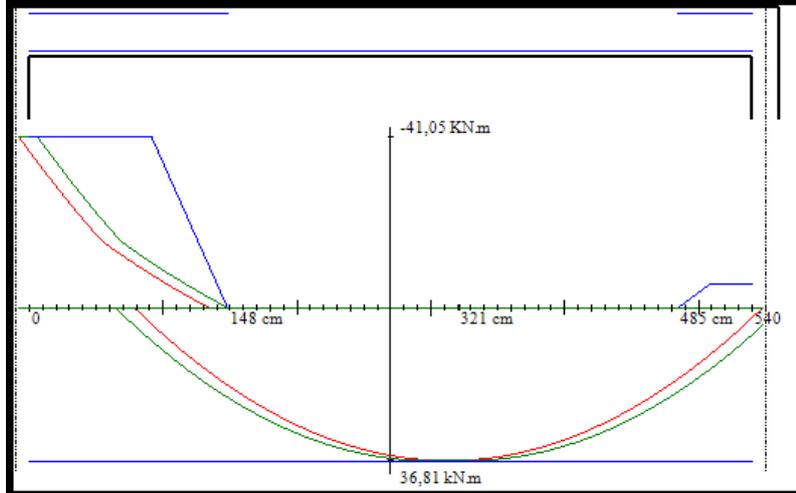
	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	7,34		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	36,9		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,00 *		
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2 ^{ème} point)	m	5,40 *		
Abscisse origine de l'ancrage (2 ^{ème} point)	m	5,40		
Section sur appui gauche	cm ² /ml	8,41		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	41,2		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,91		
Abscisse origine de l'ancrage	m	1,48		
Section sur appui droit	cm ² /ml	1,02		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	5,6		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	5,08		



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Abscisse origine de l'ancrage	m	4,85
-------------------------------	---	------

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



3 - Vérifications à l'Etat Limite de Service

3 - 1 Limitation des contraintes

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

Variables	Unité	Valeur	Observations
Travée n°1			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	24,98	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	2,21	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	12,3	hauteur utile
As	cm²/ml	7,34	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	4,2	axe neutre
If	dm4	0,9695	inertie fissurée
σ_b	MPa	10,87	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6 \cdot f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	312,33	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
Ms	kN.m	32,39	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	12,3	hauteur utile
As	cm²/ml	8,41	section acier répartie ELU armature supérieure
y	cm	4,4	axe neutre
If	dm4	1,0709	inertie fissurée
σ_b	MPa	13,46	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6 \cdot f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	356,19	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Travée n°2			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	15,44	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

x	m	2,86	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	12,5	hauteur utile
As	cm ² /ml	4,65	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	3,5	axe neutre
If	dm ⁴	0,7081	inertie fissurée
σ_b	MPa	7,71	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	293,15	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche - Voir appui droit travée précédente			
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
Ms	kN.m	24,81	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	12,4	hauteur utile
As	cm ² /ml	6,09	section acier répartie ELU armature supérieure
y	cm	3,9	axe neutre
If	dm ⁴	0,8577	inertie fissurée
σ_b	MPa	11,38	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	367,40	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Travée n°3			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	15,44	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	2,54	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	12,5	hauteur utile
As	cm ² /ml	4,65	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	3,5	axe neutre
If	dm ⁴	0,7081	inertie fissurée
σ_b	MPa	7,71	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	293,15	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche - Voir appui droit travée précédente			
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
Ms	kN.m	32,39	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	12,3	hauteur utile
As	cm ² /ml	8,41	section acier répartie ELU armature supérieure
y	cm	4,4	axe neutre
If	dm ⁴	1,0709	inertie fissurée
σ_b	MPa	13,46	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	356,19	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Travée n°4			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	24,98	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	3,19	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

d	cm	12,3	hauteur utile
As	cm ² /ml	7,34	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	4,2	axe neutre
If	dm ⁴	0,9695	inertie fissurée
σ_b	MPa	10,87	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	312,33	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche - Voir appui droit travée précédente			

3 - 2 Maitrise de la fissuration

3 - 3 Détermination des flèches

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

Variables	Unité	Valeur	Observations
ρ_0	%	0,50	Pourcentage d'armature de référence
Travée n°1:			
ρ	%	0,60	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,56	coef. eq 7.16
lim(l/d)		26,91	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,123	hauteur utile de la dalle
l/d		43,90	L/d > limite(l/d) - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire
Travée n°2:			
ρ	%	0,37	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		2,00	coef. eq 7.16
lim(l/d)		37,00	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,125	hauteur utile de la dalle
l/d		43,20	L/d > limite(l/d) - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire
Travée n°3:			
ρ	%	0,37	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		2,00	coef. eq 7.16
lim(l/d)		37,00	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,125	hauteur utile de la dalle
l/d		43,20	L/d > limite(l/d) - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire
Travée n°4:			
ρ	%	0,60	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,56	coef. eq 7.16



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

lim(l/d)		26,91	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,123	hauteur utile de la dalle
l/d		43,90	L/d > limite(l/d) - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire

Les élancements dépassent les limites autorisées par l'Eurocode, le calcul explicite des flèches est exigé.
Le calcul est réalisé suivant les dispositions de l'EN1992-1-1 §7.4.3

Variables	Unité	Valeur	Observations
ϕ		1,33	Valeur de n forcée - ϕ calculé à partir de la valeur de n
β		0,50	chargement longue durée
Ecmct	MPa	31000,00	Module d'élasticité béton court terme
EcmLt	MPa	13333,33	Module d'élasticité béton long terme avec valeur de n forcée
nct		15,00	= valeur de n forcée
nLt		15,00	= valeur de n forcée

Travée n°1			
Ictnc	dm4	3,5919	Inertie court terme non fissurée
xn	cm	8,3	axe neutre court terme non fissurée
Iltnc	dm4	3,5919	Inertie long terme non fissurée
xn	cm	8,3	axe neutre long terme non fissurée
Ictc	dm4	0,9695	Inertie court terme fissurée
xn	cm	4,2	axe neutre court terme fissurée
Iltc	dm4	0,9695	Inertie long terme fissurée
xn	cm	4,2	axe neutre long terme fissurée
Mc	MN.m	0,0175	moment de fissuration
x fl	m	2,43	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
Mqp	MN.m	0,0205	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,635	coefficient de distribution
Fl_I	mm	11,8	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	43,6	flèche section fissurée
Fl totale	mm	32,0	flèche totale > L/250 (= 21,6 mm) -> NS.

Travée n°2			
Ictnc	dm4	3,5401	Inertie court terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre court terme non fissurée
Iltnc	dm4	3,5401	Inertie long terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre long terme non fissurée
Ictc	dm4	0,7081	Inertie court terme fissurée



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

xn	cm	3,5	axe neutre court terme fissurée
Iltc	dm4	0,7081	Inertie long terme fissurée
xn	cm	3,5	axe neutre long terme fissurée
Mc	MN.m	0,0170	moment de fissuration
x fl	m	2,84	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
Mqp	MN.m	0,0117	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,000	coefficient de distribution
Fl_I	mm	5,3	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	26,3	flèche section fissurée
Fl totale	mm	5,3	flèche totale < L/250 (= 21,6 mm) -> OK.

Travée n°3			
Ictnc	dm4	3,5401	Inertie court terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre court terme non fissurée
Iltnc	dm4	3,5401	Inertie long terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre long terme non fissurée
Ictc	dm4	0,7081	Inertie court terme fissurée
xn	cm	3,5	axe neutre court terme fissurée
Iltc	dm4	0,7081	Inertie long terme fissurée
xn	cm	3,5	axe neutre long terme fissurée
Mc	MN.m	0,0170	moment de fissuration
x fl	m	2,55	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
Mqp	MN.m	0,0120	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,000	coefficient de distribution
Fl_I	mm	5,5	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	27,2	flèche section fissurée
Fl totale	mm	5,5	flèche totale < L/250 (= 21,6 mm) -> OK.

Travée n°4			
Ictnc	dm4	3,5919	Inertie court terme non fissurée
xn	cm	8,3	axe neutre court terme non fissurée
Iltnc	dm4	3,5919	Inertie long terme non fissurée
xn	cm	8,3	axe neutre long terme non fissurée
Ictc	dm4	0,9695	Inertie court terme fissurée
xn	cm	4,2	axe neutre court terme fissurée
Iltc	dm4	0,9695	Inertie long terme fissurée
xn	cm	4,2	axe neutre long terme fissurée
Mc	MN.m	0,0175	moment de fissuration



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

x fl	m	2,99	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
M _{qp}	MN.m	0,0175	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,000	coefficient de distribution
Fl_I	mm	9,9	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	36,7	flèche section fissurée
Fl totale	mm	9,9	flèche totale < L/250 (= 21,6 mm) -> OK.

4 - Dimensionnement de la section de béton et des armatures à l'Effort Tranchant

4 - 1 Clauses générales

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

- Angle Θ de la bielle béton comprimé: 45° soit $\text{Cot}(\Theta)=1$
- Angle α des armatures d'effort tranchant (si existe): 90° soit $\text{Cot}(\alpha)=0$
- [EC2, 6.2.3(5)] - Décalage de l'Effort Tranchant: Non appliqué
- Minoration pour les charges appliquées près de l'appui pour le calcul de l'Effort Tranchant suivant conditions de l'article 6.2.1(8) de l'EN1992-1-1: Non appliqué
- Espacement 1ier cadre: $St/2$
- \emptyset Maxi de l'armature d'effort tranchant = \emptyset de l'armature longitudinale

4 - 2 Travée n°1

Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,3	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	30,3	$\ \text{Ved} \ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	43,4	$\ \text{Ved} \ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	139,4	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	146,8	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	146,8	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ \text{Ved} \ < \text{Vrdc}$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

4 - 3 Travée n°2

Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,5	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	39,6	$\ \text{Ved} \ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	36,5	$\ \text{Ved} \ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	141,7	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	93,0	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	141,7	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ \text{Ved} \ < \text{Vrdc}$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

4 - 4 Travée n°3

Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,5	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	36,5	$\ Ved \ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	39,6	$\ Ved \ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	141,7	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	93,0	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	141,7	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ Ved \ < Vrdc$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

4 - 5 Travée n°4

Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,3	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	43,4	$\ Ved \ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	30,3	$\ Ved \ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	139,4	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	146,8	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	146,8	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ Ved \ < Vrdc$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

5 - Vérification des appuis

Seuls les appuis perpendiculaires au sens directionnel du plancher sont vérifiés.

5 - 1 Dimensions des appuis

Appui gauche - travée 1 :

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

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

Angle de la bielle d'about Θ' : 38,26° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.f_{cd}$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.

Effort de compression dans la bielle : 48,93 kN.

Dimension transversale minimale de la bielle : 0,5 cm.

■ Vérification du noeud

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

La charge s'applique sur 1 m d'appui.

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.f_{cd}$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.

Effort vertical maximal: 30,30 kN (soit VEd au nu de l'appui - voir § Effort Tranchant).

longueur d'appui a1: 17,0 cm.

longueur d'appui a2: 13,7 cm.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (=Ved/bw.a1)$: 0,18 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre: $\sigma_{Rd2} (=Ved/bw.a2.Sin\Theta')$: 0,36 MPa < σ_{RdMax} - OK

Appui intermédiaire entre travée 1 et travée 2 :

■ Détermination de l'angle des bielles

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

Angle Θ' de la bielle côté gauche de l'appui : 38,26° (suivant eq.9.17 de l'AN)



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Angle Θ' de la bielle côté droit de l'appui: $38,54^\circ$ (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.f_{cd}$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.

Bielle côté gauche: - effort de compression: 70,13 kN.

- dimension transversale minimale : 0,8 cm.

Bielle côté droit: - effort de compression: 54,91 kN.

- dimension transversale minimale : 0,6 cm.

■ Vérification du noeud

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

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

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.f_{cd}$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.

longueur d'appui a1: 17,0 cm.

longueur d'appui a2: 13,7 cm (côté gauche).

longueur d'appui a3: 13,7 cm (côté droit).

Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à gauche de l'appui: 3

Effort vertical maximal: 43,43 kN (soit VEd au nu de l'appui côté gauche).

Effort vertical côté droit de l'appui pour la même combinaison: 32,91 kN.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (= (V_{edg} + V_{edd}) / bw.a1)$: 0,45 MPa.

< σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté gauche: $\sigma_{Rd2} (= V_{edg} / bw.a2.Sin\Theta'g')$: 0,51 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté droit: $\sigma_{Rd3} (= V_{edd} / bw.a3.Sin\Theta'd')$: 0,38 MPa < σ_{RdMax} - OK

Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à droite de l'appui: 3

Même combinaison que pour le côté gauche - Voir vérification ci-dessus.

Appui intermédiaire entre travée 2 et travée 3 :

■ Détermination de l'angle des bielles

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

Angle Θ' de la bielle côté gauche de l'appui : $38,54^\circ$ (suivant eq.9.17 de l'AN)

Angle Θ' de la bielle côté droit de l'appui: $38,54^\circ$ (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.f_{cd}$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.

Bielle côté gauche: - effort de compression: 58,54 kN.

- dimension transversale minimale : 0,7 cm.

Bielle côté droit: - effort de compression: 61,66 kN.

- dimension transversale minimale : 0,7 cm.

■ Vérification du noeud

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

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

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.f_{cd}$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.

longueur d'appui a1: 17,0 cm.

longueur d'appui a2: 13,7 cm (côté gauche).

longueur d'appui a3: 13,7 cm (côté droit).

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

Effort vertical maximal: 36,47 kN (soit VEd au nu de l'appui côté gauche).

Effort vertical côté droit de l'appui pour la même combinaison: 15,91 kN.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (= (V_{edg} + V_{edd}) / bw.a1)$: 0,31 MPa.

< σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté gauche: $\sigma_{Rd2} (= V_{edg} / bw.a2.Sin\Theta'g')$: 0,43 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté droit: $\sigma_{Rd3} (= V_{edd} / bw.a3.Sin\Theta'd')$: 0,19 MPa < σ_{RdMax} - OK

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

Même combinaison que pour le côté gauche - Voir vérification ci-dessus.

Appui droit - travée 4 :

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

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

Angle de la bielle d'about Θ' : $38,26^\circ$ (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.f_{cd}$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.

Effort de compression dans la bielle : 48,93 kN.

Dimension transversale minimale de la bielle : 0,5 cm.

■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).b) de l'EN1992-1-1: appui avec compression et traction et tirant dans une seule direction.
La charge s'applique sur 1 m d'appui.

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.f_{cd}$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.

Effort vertical maximal: 30,30 kN (soit V_{Ed} au nu de l'appui - voir § Effort Tranchant).

longueur d'appui a1: 17,0 cm.

longueur d'appui a2: 13,7 cm.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (=V_{ed}/bw.a1)$: 0,18 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre: $\sigma_{Rd2} (=V_{ed}/bw.a2.Sin\theta')$: 0,36 MPa < σ_{RdMax} - OK

5 - 2 Valeurs des réactions d'appuis

Appui n°1		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 30,30 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 16,13 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 28,66 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 16,60 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 17,77 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 9,61 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 11,85 KN.	
Appui n°2		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 65,57 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 65,57 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 83,03 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 62,76 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 48,12 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 52,46 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 30,57 KN.	
Appui n°3		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 54,09 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 54,09 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 54,09 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 72,95 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 54,09 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 46,99 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 46,99 KN.	
Appui n°4		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 65,57 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 65,57 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 48,12 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 62,76 KN.	



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 83,03 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 30,57 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 52,46 KN.	
Appui n°5		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 16,13 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 30,30 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 17,77 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 16,60 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 28,66 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 11,85 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 9,61 KN.	

6 - Vérification des trémies

Aucune trémie

7 - Résistance au feu

- Travée 1: aucune stabilité au feu demandée.
- Travée 2: aucune stabilité au feu demandée.
- Travée 3: aucune stabilité au feu demandée.
- Travée 4: aucune stabilité au feu demandée.

8 - Avertissements

Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

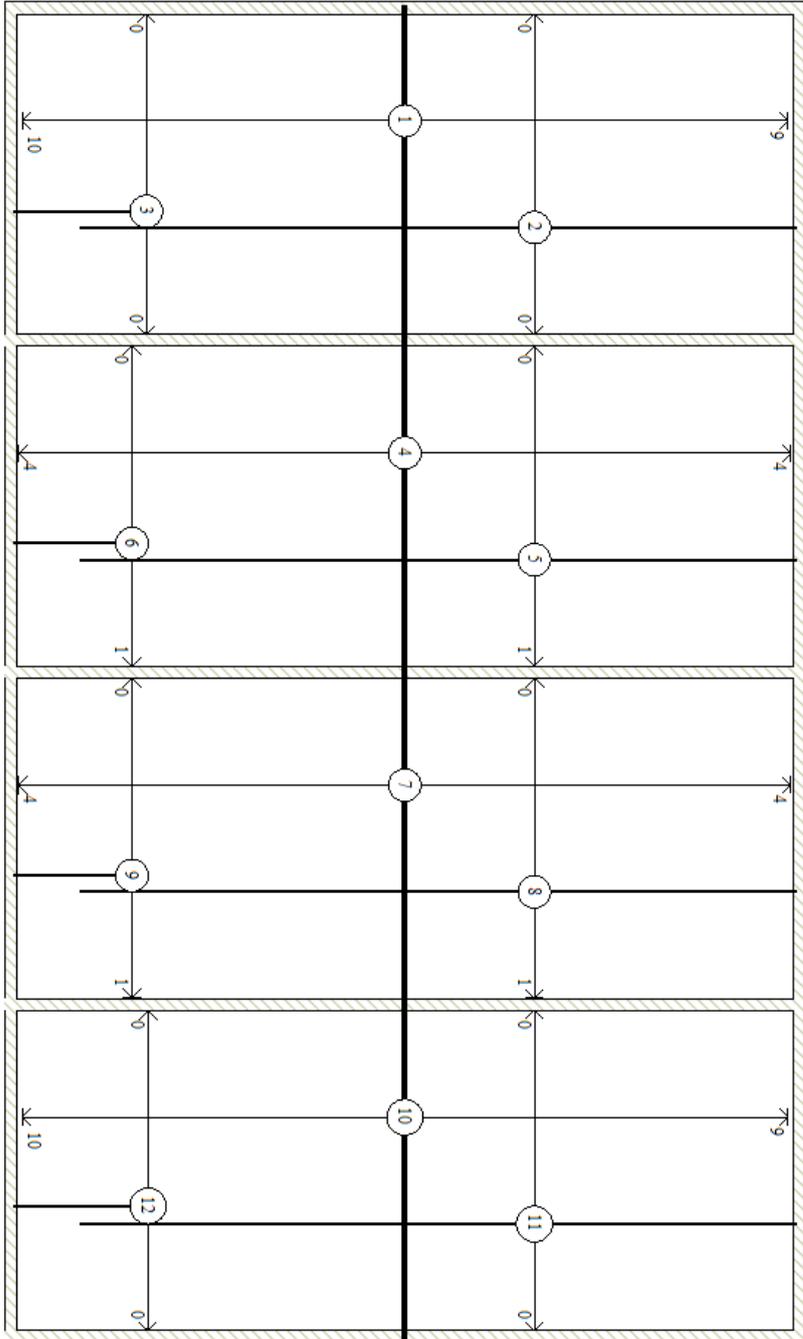
Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

Enrobage: aucune mesure d'harmonisation d'enrobage entre les différentes travées n'a été prise.

PLAN DE FERRAILLAGE : Armatures inférieures

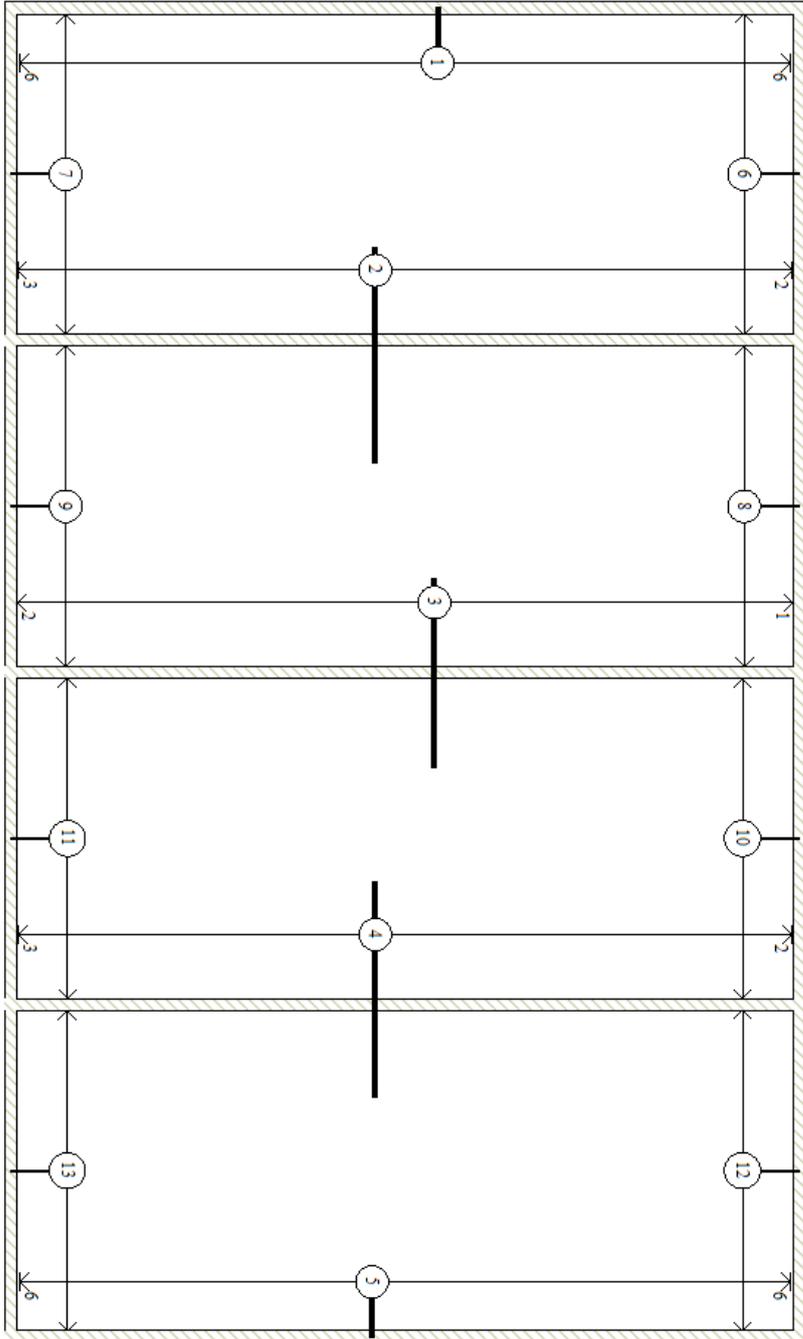


NOMENCLATURE DES ARMATURES

N°	Armatures	Forme	DM
1	62 HA14 x 568 - S = 21,0	$\frac{14}{568} \frac{14}{568}$	S.O.
2	28 HA6 x 1200 - S = 20,0	$\frac{5}{1200}$	S.O.
3	28 HA6 x 195 - S = 20,0	$\frac{5}{195}$	S.O.
4	77 HA10 x 560 - S = 17,0	$\frac{10}{560} \frac{10}{560}$	S.O.
5	18 HA6 x 1200 - S = 31,7	$\frac{5}{1200}$	S.O.
6	18 HA6 x 171 - S = 31,7	$\frac{5}{171}$	S.O.
7	77 HA10 x 560 - S = 17,0	$\frac{10}{560} \frac{10}{560}$	S.O.
8	18 HA6 x 1200 - S = 31,7	$\frac{5}{1200}$	S.O.
9	18 HA6 x 171 - S = 31,7	$\frac{5}{171}$	S.O.
10	62 HA14 x 568 - S = 21,0	$\frac{14}{568} \frac{14}{568}$	S.O.
11	28 HA6 x 1200 - S = 20,0	$\frac{5}{1200}$	S.O.
12	28 HA6 x 195 - S = 20,0	$\frac{5}{195}$	S.O.

Toutes les côtes sont indiquées en cm.
 Angle de pliage : 135°
 Diamètre Ø du mandrin en cm.

PLAN DE FERRAILLAGE : Armatures supérieures



NOMENCLATURE DES ARMATURES

N°	Armatures	Forme	DM
1	47 HA6 x 81 - S = 28,0	5 $\sqrt{\frac{81}{366}}$	7,5
2	71 HA14 x 148 - S = 18,5	48 $\frac{20}{366}$ $\sqrt{\frac{148}{366}}$	S.O.
3	70 HA12 x 150 - S = 18,8	50 $\frac{20}{321}$ $\sqrt{\frac{150}{321}}$	S.O.
4	71 HA14 x 197 - S = 18,5	97 $\frac{20}{365}$ $\sqrt{\frac{197}{365}}$	S.O.
5	47 HA6 x 81 - S = 28,0	35 $\sqrt{\frac{81}{81}}$	S.O.
6	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
7	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
8	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
9	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
10	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
11	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
12	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
13	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.

Toutes les cotes sont indiquées en cm.
 Angle de pliage: 135°
 Diamètre Ø du mandrin en cm.



Dimensionnement d'un plancher en béton armé suivant l'Eurocode 2

Note de calcul du samedi 8 septembre 2018 à 10:31:42

Rédacteur : leflux_ingenierie

Chantier : a_définir

Logiciel : Plancher BA - version 3.0.0.0 2016 - 2018

1 - Rappel des hypothèses

1 - 1 Codes de calcul

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

1 - 2 Caractéristiques géométriques du plancher

Plancher unidirectionnel continue sur 5 appuis

1 - 3 Données sur les matériaux

- béton - f_{ck} = 25 MPa - diamètre granulats: 20 mm - Classe ciment: N

- armatures barres haute adhérence conforme EN 10080 - f_{yk} = 500 MPa - classe ductilité B

1 - 4 Autres données

- Environnement :

■ Durée d'utilisation: 50 ans

- Enrobage :

■ Travée n°1: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

■ Travée n°2: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

■ Travée n°3: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

■ Travée n°4: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

- Largeur de fissure admissible : Sans objet

- Classe de la tenue au feu : travée n°1= Sans conditions - travée n°2= Sans conditions - travée n°3= Sans conditions - travée n°4= Sans conditions -

1 - 5 Chargement

- Cas de charge par travée - Unités: daN/m² pour les charges et m pour les longueurs.

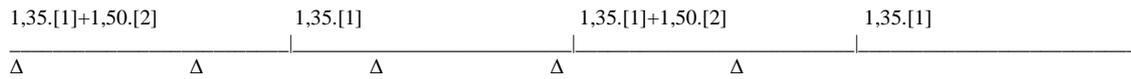
Cas	Nature	Schéma	Application	P1 ou P	P2	a	b	c	d
Travée n°1									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-
Travée n°2									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-
Travée n°3									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-
Travée n°4									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. A/B	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-

- Combinaisons

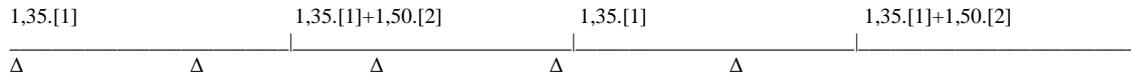
* 1 - ELU STR



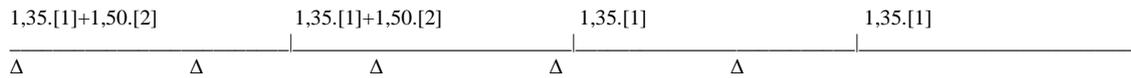
Logiciel Plancher BA – Exemple n°2



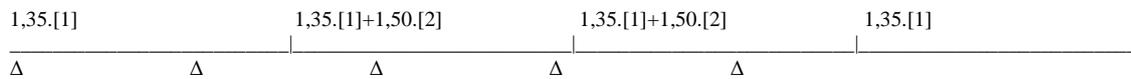
* 2 - ELU STR



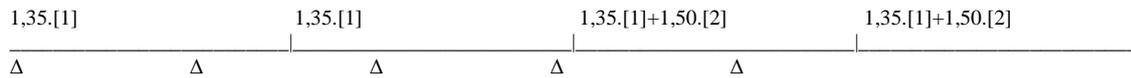
* 3 - ELU STR



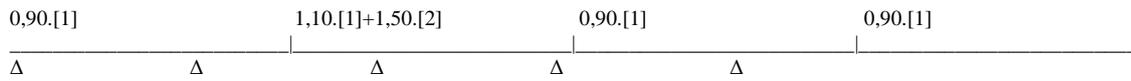
* 4 - ELU STR



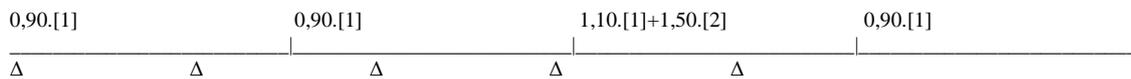
* 5 - ELU STR



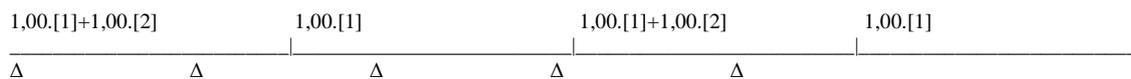
* 6 - ELU EQU



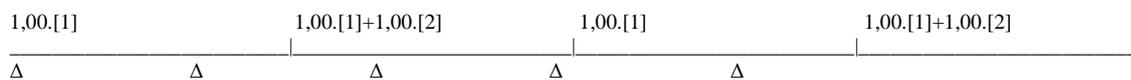
* 7 - ELU EQU



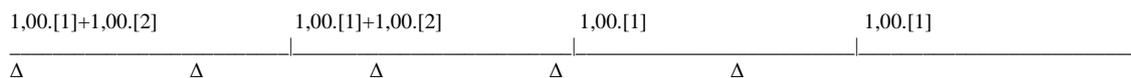
* 8 - ELS caractéristique



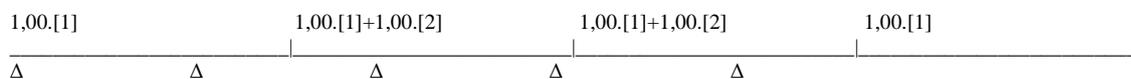
* 9 - ELS caractéristique



* 10 - ELS caractéristique



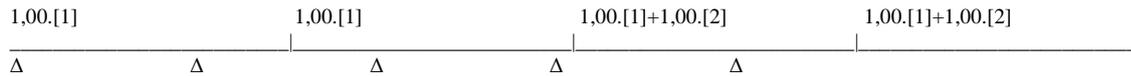
* 11 - ELS caractéristique



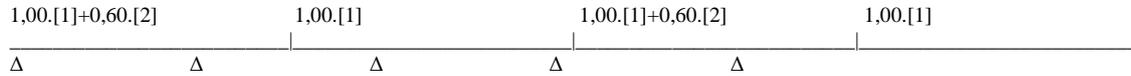
* 12 - ELS caractéristique



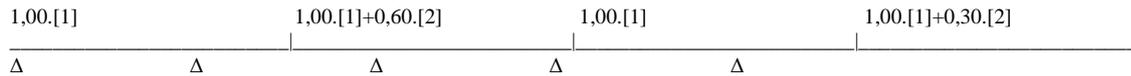
Logiciel Plancher BA – Exemple n°2



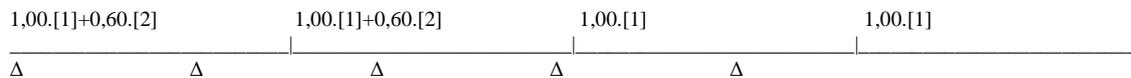
* 13 - ELS quasi-permanent



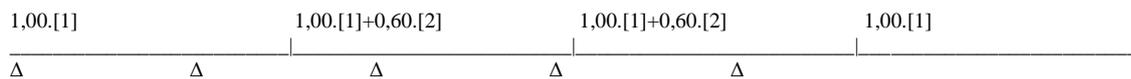
* 14 - ELS quasi-permanent



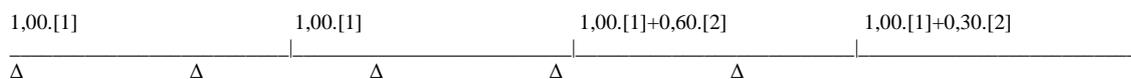
* 15 - ELS quasi-permanent



* 16 - ELS quasi-permanent



* 17 - ELS quasi-permanent



2 - Détermination des armatures de flexion

2 - 1 Calcul des sections d'acier

Les calculs sont réalisés avec les modélisations suivantes:

- Diagramme simplifié rectangulaire des contraintes de compression du béton suivant art. 3.1.7(3) - figure 3.5
- Diagramme élasto-plastique parfait pour l'acier suivant art. 3.2.7(2) avec prise en compte éventuelle d'une branche supérieure inclinée suivant valeur de la déformation de l'acier (voir tableau calcul ci-dessous).
- Analyse linéaire avec redistribution limitée des moments suivant art. 5.5: $\delta = 0,90$
- Ecrêtage des moments sur appui suivant conditions art. 5.3.2.2(4). Voir valeur ΔM dans tableau.
- Espacement minimal pour acier principal = 10,0 cm - Espacement Maximal pour acier principal = 40,0
- Espacement minimal pour acier secondaire = 10,0 cm - Espacement Maximal pour acier secondaire = 45,0 cm.

- Travée n°1

valeur des coefficients limites de redistribution - Appui droit:

- $\delta > \delta_1 = 0,638 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK
- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	36,8	moment Maxi à 227 cm de l'appui gauche
d	cm	12,3	hauteur utile



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1460	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1982	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,3	bras de levier
As inf	cm ² /ml	7,48	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,66	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	14,16	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	443,50	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	7,33	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	1,47	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

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

Longitudinal porteur (suivant X): 62 HA14 - s = 21,0 cm soit Aire totale = 95,44 cm² et Aire répartie = 7,34 cm²/ml.
 Transversal NON porteur (suivant Y): 28 HA6 - s = 20,0 cm soit Aire totale = 7,92 cm² et Aire répartie = 1,47 cm²/ml.
 La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

Reprise moment forfaitaire = 0,15.Mt Max Travée

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	5,5	= 0,15.Mt Max
d	cm	12,7	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0205	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0259	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,6	bras de levier
As sup G	cm ² /ml	1,01	section acier armature supérieure sur appui gauche
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	131,39	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 47 HA6 - s = 28,0 cm soit Aire totale = 13,29 cm² et Aire répartie = 1,02 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mus	kN.m	41,0	moment Maxi sur appui droit avant écrêtage
ΔM	kN.m	1,2	Valeur du moment écrété
Mur	kN.m	39,8	Moment retenu: Mur = Mus - ΔM ou Mu au nu appui



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

d	cm	12,2	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1580	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,2162	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,2	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	8,16	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	12,69	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	442,43	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	8,02	section acier armature optimisée

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 52 HA16 - s = 25,0 cm soit Aire totale = 104,55 cm² et Aire répartie = 8,04 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Calcul identique à celui de l'appui gauche - Pour les détails du calcul, voir tableau précédente.

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

sur appui Haut 19 HA6 - s = 30,0 cm soit Aire totale = 5,37 cm² et Aire répartie = 0,99 cm²/ml.

sur appui Bas: identique à l'appui haut.

- Travée n°2

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui gauche:

- $\delta > \delta_1 = 0,638 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui droit:

- $\delta > \delta_1 = 0,591 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	25,1	moment Maxi à 284 cm de l'appui gauche
d	cm	12,5	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0948	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1247	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,0	bras de levier
As inf	cm ² /ml	4,82	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,69	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	24,58	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	451,08	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	4,64	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

As requis	cm ² /ml	0,93	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)
-----------	---------------------	------	--

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

Longitudinal porteur (suivant X): 77 HA10 - s = 17,0 cm soit Aire totale = 60,48 cm² et Aire répartie = 4,65 cm²/ml.

Transversal NON porteur (suivant Y): 18 HA6 - s = 31,7 cm soit Aire totale = 5,09 cm² et Aire répartie = 0,94 cm²/ml.

La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

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

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mus	kN.m	31,7	moment Maxi sur appui droit avant écrêtement
ΔM	kN.m	1,4	Valeur du moment écrêté
Mur	kN.m	30,4	Moment retenu: Mur = Mus - ΔM ou Mu au nu appui
d	cm	12,5	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1166	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1554	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,7	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	5,96	section acier armature supérieure sur appui droit
εc	‰	3,50	déformation maximale béton
εs	‰	19,03	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σs	MPa	447,04	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	5,79	section acier armature optimisée

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 96 HA10 - s = 13,6 cm soit Aire totale = 75,40 cm² et Aire répartie = 5,80 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	3,8	= 0,15.Mt Maxi
d	cm	13,0	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0134	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0168	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,9	bras de levier
As sup	cm ² /ml	0,67	section acier armature supérieure sur appui Haut et/ou Bas
εc	‰	3,50	déformation maximale béton
εs	‰	204,80	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale
------------	---------------------	------	--

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la dalle):
 sur appui Haut 13 HA6 - s = 45,0 cm soit Aire totale = 3,68 cm² et Aire répartie = 0,68 cm²/ml.
 sur appui Bas: identique à l'appui haut.

- Travée n°3

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui gauche:
 - $\delta > \delta_1 = 0,591 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK
 - $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK
 valeur des coefficients de redistribution limites - Appui droit:
 - $\delta > \delta_1 = 0,638 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK
 - $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	25,1	moment Maxi à 256 cm de l'appui gauche
d	cm	12,5	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0948	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1247	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,0	bras de levier
As inf	cm ² /ml	4,82	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,69	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	24,58	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	451,08	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	4,64	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	0,93	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

Ferraillage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la dalle):
 Longitudinal porteur (suivant X): 77 HA10 - s = 17,0 cm soit Aire totale = 60,48 cm² et Aire répartie = 4,65 cm²/ml.
 Transversal NON porteur (suivant Y): 18 HA6 - s = 31,7 cm soit Aire totale = 5,09 cm² et Aire répartie = 0,94 cm²/ml.
 La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

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

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mus	kN.m	41,0	moment Maxi sur appui droit avant écrêtage
ΔM	kN.m	2,1	Valeur du moment écrêté
Mur	kN.m	39,0	Moment retenu: Mur = Mus - ΔM ou Mu au nu appui



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

d	cm	12,4	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1521	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,2073	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,4	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	7,88	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	13,38	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	442,94	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	7,74	section acier armature optimisée

Ferrailage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la dalle):

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 89 HA12 - s = 14,7 cm soit Aire totale = 100,66 cm² et Aire répartie = 7,74 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	3,8	= 0,15.Mt Maxi
d	cm	13,0	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0134	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0168	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,9	bras de levier
As sup	cm ² /ml	0,67	section acier armature supérieure sur appui Haut et/ou Bas
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	204,80	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale

Ferrailage retenu (de la génératrice extérieure vers l'intérieur de la dalle):

sur appui Haut 13 HA6 - s = 45,0 cm soit Aire totale = 3,68 cm² et Aire répartie = 0,68 cm²/ml.

sur appui Bas: identique à l'appui haut.

- Travée n°4

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui gauche:

- $\delta > \delta_1 = 0,638 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	36,8	moment Maxi à 313 cm de l'appui gauche
d	cm	12,3	hauteur utile



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1460	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1982	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,3	bras de levier
As inf	cm ² /ml	7,48	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,66	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	14,16	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	443,50	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	7,33	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	1,47	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

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

Longitudinal porteur (suivant X): 62 HA14 - s = 21,0 cm soit Aire totale = 95,44 cm² et Aire répartie = 7,34 cm²/ml.

Transversal NON porteur (suivant Y): 28 HA6 - s = 20,0 cm soit Aire totale = 7,92 cm² et Aire répartie = 1,47 cm²/ml.

La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

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

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Reprise moment forfaitaire = 0,15.M0

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	5,5	= 0,15.Mt Max
d	cm	12,7	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0205	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0259	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,6	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	1,01	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	131,39	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 47 HA6 - s = 28,0 cm soit Aire totale = 13,29 cm² et Aire répartie = 1,02 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Calcul identique à celui de l'appui droit - Pour les détails du calcul, voir tableau précédente.

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

sur appui Haut 19 HA6 - s = 30,0 cm soit Aire totale = 5,37 cm² et Aire répartie = 0,99 cm²/ml.

sur appui Bas: identique à l'appui haut.



2 - 2 Epure des armatures

- Clause générale

EN1992-1-1 A9.2.1.4(2) modifié par AN et commission EC2: $FE = [Ved].a_1/z + Med/z$ (Ned = 0 en flexion simple).
 Pour les appuis d'extrémités, le 1ier lit inférieur est ancré totalement quelque soit la valeur de Ved (EN1992-1-1 A9.2.1.4(3)).

- Travée n°1

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_1 = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	7,34	Aire répartie du lit inférieur n°1
z	m	0,111	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	38,26	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	30,30	au nu de l'appui - En valeur absolue.
FE	kN	38,42	Effort de traction à ancrer sur l'appui
Agl	cm ²	0,88	Section minimale pour reprise effort de traction
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			
Appui droit			
Θ'	°	35,47	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	25,97	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-20,74	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	7,340,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			

■ Epure des aciers

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

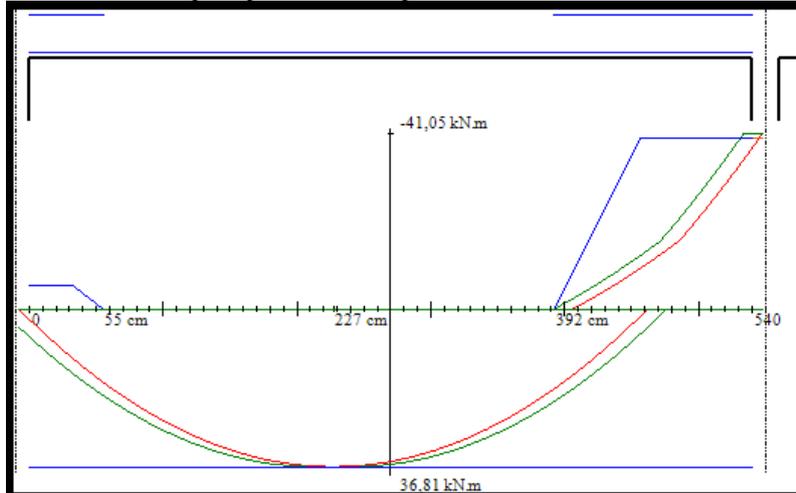
	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	7,34		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	36,9		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,00 *		
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	5,40 *		
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	5,40		
Section sur appui gauche	cm ² /ml	1,02		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	5,6		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,32		



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Abscisse origine de l'ancrage	m	0,55
Section sur appui droit		
Cumul Moment Ultime Résistant	cm ² /ml	8,04
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	kN.m	40,0
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	4,57
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,92

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



- Travée n°2

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	4,65	Aire répartie du lit inférieur n°1
z	m	0,113	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	35,75	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	22,14	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-21,04	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,650,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			
Appui droit			
Θ'	°	35,75	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	34,13	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-18,56	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,650,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)

■ Epure des aciers

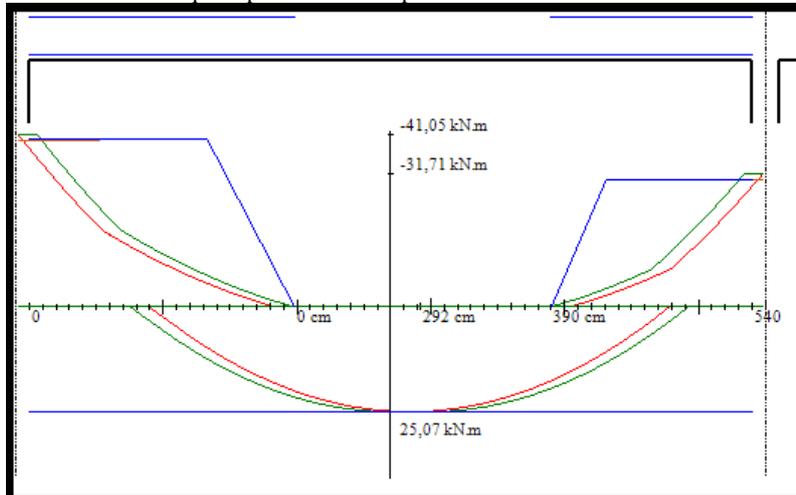
L'origine de l'abscisse est le nu de l'appui gauche (ou l'extrémité de la console gauche pour la 1ère travée dans le cas d'une console).

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	4,65		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	25,1		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *		
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	5,40 *		
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	5,40		

Section sur appui gauche	cm ² /ml	8,04
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	40,0
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	1,33
Abscisse origine de l'ancrage	m	1,98

Section sur appui droit	cm ² /ml	5,80
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	30,4
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	4,31
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,90

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



- Travée n°3

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	4,65	Aire répartie du lit inférieur n°1



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

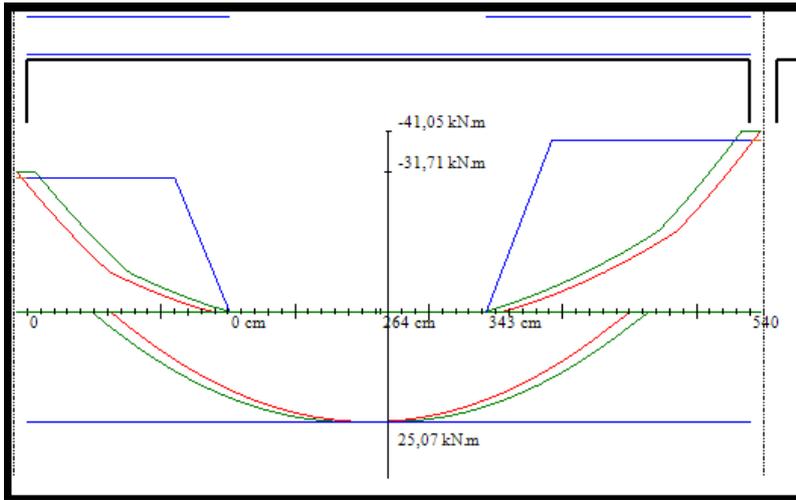
z	m	0,113	z = 0.9.d
Appui gauche			
Θ'	°	35,75	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	34,13	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-18,56	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,650,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			
Appui droit			
Θ'	°	35,75	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	22,14	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-21,04	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,650,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			

■ Epure des aciers

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

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	4,65		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	25,1		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *		
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	5,40 *		
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	5,40		
Section sur appui gauche	cm ² /ml	5,80		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	30,4		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	1,10		
Abscisse origine de l'ancrage	m	1,51		
Section sur appui droit	cm ² /ml	7,74		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	39,0		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	3,92		
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,43		

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



- Travée n°4

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	7,34	Aire répartie du lit inférieur n°1
z	m	0,111	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	35,47	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	25,97	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-20,74	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	7,340,00	lier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			
Appui droit			
Θ'	°	38,26	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	30,30	au nu de l'appui - En valeur absolue.
FE	kN	38,42	Effort de traction à ancrer sur l'appui
Agl	cm ²	0,88	Section minimale pour reprise effort de traction
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			

■ Epure des aciers

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

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	7,34		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	36,9		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,00 *		



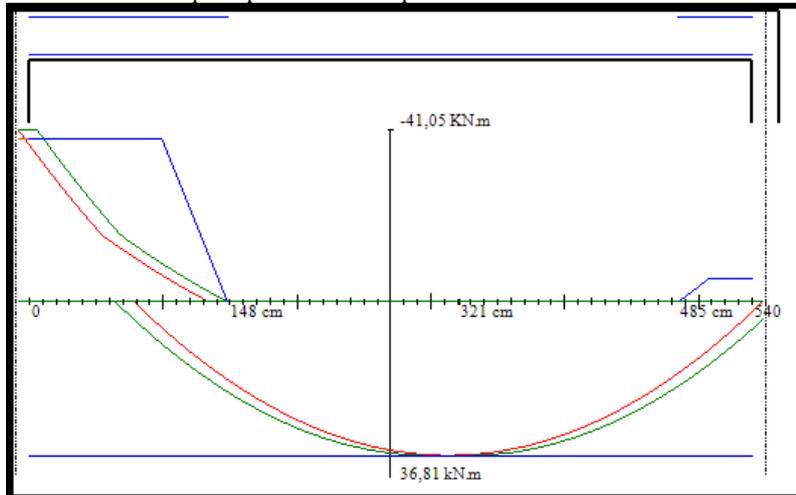
Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	5,40 *
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	5,40

Section sur appui gauche	cm ² /ml	7,74
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	39,0
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,99
Abscisse origine de l'ancrage	m	1,48

Section sur appui droit	cm ² /ml	1,02
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	5,6
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	5,08
Abscisse origine de l'ancrage	m	4,85

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



3 - Vérifications à l'Etat Limite de Service

3 - 1 Limitation des contraintes

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

Variabes	Unité	Valeur	Observations
Travée n°1			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	24,98	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	2,21	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	12,3	hauteur utile
As	cm ² /ml	7,34	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	4,2	axe neutre
If	dm ⁴	0,9695	inertie fissurée
σ_b	MPa	10,87	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

σ_s	MPa	312,33	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
M_s	kN.m	32,39	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	12,2	hauteur utile
A_s	cm ² /ml	8,04	section acier répartie ELU armature supérieure
y	cm	4,4	axe neutre
I_f	dm ⁴	1,0178	inertie fissurée
σ_b	MPa	13,85	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	374,68	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Travée n°2			
Vérification contraintes de flexion en travée			
M_s	kN.m	15,44	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	2,86	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	12,5	hauteur utile
A_s	cm ² /ml	4,65	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	3,5	axe neutre
I_f	dm ⁴	0,7081	inertie fissurée
σ_b	MPa	7,71	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	293,15	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche - Voir appui droit travée précédente			
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
M_s	kN.m	24,81	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	12,5	hauteur utile
A_s	cm ² /ml	5,80	section acier répartie ELU armature supérieure
y	cm	3,9	axe neutre
I_f	dm ⁴	0,8411	inertie fissurée
σ_b	MPa	11,43	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	381,65	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Travée n°3			
Vérification contraintes de flexion en travée			
M_s	kN.m	15,44	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	2,54	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	12,5	hauteur utile
A_s	cm ² /ml	4,65	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	3,5	axe neutre
I_f	dm ⁴	0,7081	inertie fissurée
σ_b	MPa	7,71	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	293,15	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche - Voir appui droit travée précédente			



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
Ms	kN.m	32,39	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	12,4	hauteur utile
As	cm ² /ml	7,74	section acier répartie ELU armature supérieure
y	cm	4,3	axe neutre
If	dm ⁴	1,0270	inertie fissurée
σ_b	MPa	13,66	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	381,82	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Travée n°4			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	24,98	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	3,19	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	12,3	hauteur utile
As	cm ² /ml	7,34	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	4,2	axe neutre
If	dm ⁴	0,9695	inertie fissurée
σ_b	MPa	10,87	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	312,33	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche - Voir appui droit travée précédente			

3 - 2 Maitrise de la fissuration

3 - 3 Détermination des flèches

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

Variables	Unité	Valeur	Observations
ρ_0	%	0,50	Pourcentage d'armature de référence
Travée n°1:			
ρ	%	0,60	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,56	coef. eq 7.16
lim(l/d)		26,91	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,123	hauteur utile de la dalle
l/d		43,90	$L/d > \text{limite}(l/d)$ - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire
Travée n°2:			
ρ	%	0,37	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		2,00	coef. eq 7.16
lim(l/d)		37,00	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,125	hauteur utile de la dalle



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

l/d		43,20	L/d > limite(l/d) - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire
Travée n°3:			
ρ	%	0,37	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		2,00	coef. eq 7.16
lim(l/d)		37,00	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,125	hauteur utile de la dalle
l/d		43,20	L/d > limite(l/d) - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire
Travée n°4:			
ρ	%	0,60	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,56	coef. eq 7.16
lim(l/d)		26,91	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,123	hauteur utile de la dalle
l/d		43,90	L/d > limite(l/d) - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire

Les élancements dépassent les limites autorisées par l'Eurocode, le calcul explicite des flèches est exigé.
Le calcul est réalisé suivant les dispositions de l'EN1992-1-1 §7.4.3

Variables	Unité	Valeur	Observations
ϕ		1,33	Valeur de n forcée - ϕ calculé à partir de la valeur de n
β		0,50	chargement longue durée
E _{cmct}	MPa	31000,00	Module d'élasticité béton court terme
E _{cmLt}	MPa	13333,33	Module d'élasticité béton long terme avec valeur de n forcée
n _{ct}		15,00	= valeur de n forcée
n _{Lt}		15,00	= valeur de n forcée

Travée n°1			
I _{ctnc}	dm ⁴	3,5919	Inertie court terme non fissurée
x _n	cm	8,3	axe neutre court terme non fissurée
I _{ltnc}	dm ⁴	3,5919	Inertie long terme non fissurée
x _n	cm	8,3	axe neutre long terme non fissurée
I _{ctc}	dm ⁴	0,9695	Inertie court terme fissurée
x _n	cm	4,2	axe neutre court terme fissurée
I _{ltc}	dm ⁴	0,9695	Inertie long terme fissurée
x _n	cm	4,2	axe neutre long terme fissurée
M _c	MN.m	0,0175	moment de fissuration
x _{fl}	m	2,43	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
M _{qp}	MN.m	0,0205	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

			combinaison
ξ		0,635	coefficient de distribution
Fl_I	mm	11,8	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	43,6	flèche section fissurée
Fl totale	mm	32,0	flèche totale > L/250 (= 21,6 mm) -> NS.

Travée n°2			
Ictnc	dm4	3,5401	Inertie court terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre court terme non fissurée
Iltnc	dm4	3,5401	Inertie long terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre long terme non fissurée
Ictc	dm4	0,7081	Inertie court terme fissurée
xn	cm	3,5	axe neutre court terme fissurée
Iltc	dm4	0,7081	Inertie long terme fissurée
xn	cm	3,5	axe neutre long terme fissurée
Mc	MN.m	0,0170	moment de fissuration
x fl	m	2,84	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
Mqp	MN.m	0,0117	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,000	coefficient de distribution
Fl_I	mm	5,3	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	26,3	flèche section fissurée
Fl totale	mm	5,3	flèche totale < L/250 (= 21,6 mm) -> OK.

Travée n°3			
Ictnc	dm4	3,5401	Inertie court terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre court terme non fissurée
Iltnc	dm4	3,5401	Inertie long terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre long terme non fissurée
Ictc	dm4	0,7081	Inertie court terme fissurée
xn	cm	3,5	axe neutre court terme fissurée
Iltc	dm4	0,7081	Inertie long terme fissurée
xn	cm	3,5	axe neutre long terme fissurée
Mc	MN.m	0,0170	moment de fissuration
x fl	m	2,55	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
Mqp	MN.m	0,0120	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,000	coefficient de distribution
Fl_I	mm	5,5	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	27,2	flèche section fissurée



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Fl totale	mm	5,5	flèche totale < L/250 (= 21,6 mm) -> OK.
-----------	----	-----	--

Travée n°4			
Ictnc	dm4	3,5919	Inertie court terme non fissurée
xn	cm	8,3	axe neutre court terme non fissurée
Iltn	dm4	3,5919	Inertie long terme non fissurée
xn	cm	8,3	axe neutre long terme non fissurée
Ictc	dm4	0,9695	Inertie court terme fissurée
xn	cm	4,2	axe neutre court terme fissurée
Iltc	dm4	0,9695	Inertie long terme fissurée
xn	cm	4,2	axe neutre long terme fissurée
Mc	MN.m	0,0175	moment de fissuration
x fl	m	2,99	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
Mqp	MN.m	0,0175	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,000	coefficient de distribution
Fl_I	mm	9,9	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	36,7	flèche section fissurée
Fl totale	mm	9,9	flèche totale < L/250 (= 21,6 mm) -> OK.

4 - Dimensionnement de la section de béton et des armatures à l'Effort Tranchant

4 - 1 Clauses générales

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

- Angle Θ de la bielle béton comprimé: 45° soit $\text{Cot}(\Theta)= 1$
- Angle α des armatures d'effort tranchant (si existe): 90° soit $\text{Cot}(\alpha)= 0$
- [EC2, 6.2.3(5)] - Décalage de l'Effort Tranchant: Non appliqué
- Minoration pour les charges appliquées près de l'appui pour le calcul de l'Effort Tranchant suivant conditions de l'article 6.2.1(8) de l'EN1992-1-1: Non appliqué
- Espacement l'ier cadre: $St/2$
- \emptyset Maxi de l'armature d'effort tranchant = \emptyset de l'armature longitudinale

4 - 2 Travée n°1

Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul

Variabes	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,3	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	30,3	$\ Ved \ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	43,4	$\ Ved \ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	139,4	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	146,8	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	146,8	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ Ved \ < Vrdc$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

4 - 3 Travée n°2

**Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul**

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,5	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	39,6	$\ Ved \ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	36,5	$\ Ved \ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	141,7	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	93,0	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	141,7	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ Ved \ < Vrdc$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

4 - 4 Travée n°3**Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul**

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,5	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	36,5	$\ Ved \ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	39,6	$\ Ved \ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	141,7	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	93,0	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	141,7	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ Ved \ < Vrdc$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

4 - 5 Travée n°4**Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul**

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,3	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	43,4	$\ Ved \ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	30,3	$\ Ved \ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	139,4	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	146,8	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	146,8	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ Ved \ < Vrdc$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

5 - Vérification des appuis

Seuls les appuis perpendiculaires au sens directionnel du plancher sont vérifiés.

5 - 1 Dimensions des appuis

Appui gauche - travée 1 :

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

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

Angle de la bielle d'about Θ' : 38,26° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ **Vérification de la bielle en zone courante**



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1
Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.fcd$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.
Effort de compression dans la bielle : 48,93 kN.
Dimension transversale minimale de la bielle : 0,5 cm.

■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).b) de l'EN1992-1-1: appui avec compression et traction et tirant dans une seule direction.
La charge s'applique sur 1 m d'appui.
Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.fcd$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.
Effort vertical maximal: 30,30 kN (soit VEd au nu de l'appui - voir § Effort Tranchant).
longueur d'appui a1: 17,0 cm.
longueur d'appui a2: 13,7 cm.
Facette appui: $\sigma_{Rd1} (=Ved/bw.a1)$: 0,18 MPa < σ_{RdMax} - OK
Facette poutre: $\sigma_{Rd2} (=Ved/bw.a2.Sin\theta')$: 0,36 MPa < σ_{RdMax} - OK

Appui intermédiaire entre travée 1 et travée 2 :

■ Détermination de l'angle des bielles

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art.9.2.1.4(2)
Angle θ' de la bielle côté gauche de l'appui : 38,26° (suivant eq.9.17 de l'AN)
Angle θ' de la bielle côté droit de l'appui: 38,54° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1
Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.fcd$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.
Bielle côté gauche: - effort de compression: 70,13 kN.
- dimension transversale minimale : 0,8 cm.
Bielle côté droit: - effort de compression: 54,91 kN.
- dimension transversale minimale : 0,6 cm.

■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).a) de l'EN1992-1-1: appui avec compression et sans tirant.
La largeur de l'appui est, à minima, égale à la largeur de la poutre.
Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.fcd$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.
longueur d'appui a1: 17,0 cm.
longueur d'appui a2: 13,7 cm (côté gauche).
longueur d'appui a3: 13,7 cm (côté droit).
Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à gauche de l'appui: 3
Effort vertical maximal: 43,43 kN (soit VEd au nu de l'appui côté gauche).
Effort vertical côté droit de l'appui pour la même combinaison: 32,91 kN.
Facette appui: $\sigma_{Rd1} (=Vedg+Vedd)/bw.a1$: 0,45 MPa.
< σ_{RdMax} - OK
Facette poutre côté gauche: $\sigma_{Rd2} (=Vedg/bw.a2.Sin\theta'g')$: 0,51 MPa < σ_{RdMax} - OK
Facette poutre côté droit: $\sigma_{Rd3} (=Vedd/bw.a3.Sin\theta'd')$: 0,38 MPa < σ_{RdMax} - OK

Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à droite de l'appui: 3
Même combinaison que pour le côté gauche - Voir vérification ci-dessus.

Appui intermédiaire entre travée 2 et travée 3 :

■ Détermination de l'angle des bielles

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art.9.2.1.4(2)
Angle θ' de la bielle côté gauche de l'appui : 38,54° (suivant eq.9.17 de l'AN)
Angle θ' de la bielle côté droit de l'appui: 38,54° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1
Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.fcd$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.
Bielle côté gauche: - effort de compression: 58,54 kN.
- dimension transversale minimale : 0,7 cm.
Bielle côté droit: - effort de compression: 61,66 kN.
- dimension transversale minimale : 0,7 cm.

■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).a) de l'EN1992-1-1: appui avec compression et sans tirant.
La largeur de l'appui est, à minima, égale à la largeur de la poutre.
Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.fcd$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

longueur d'appui a1: 17,0 cm.
 longueur d'appui a2: 13,7 cm (côté gauche).
 longueur d'appui a3: 13,7 cm (côté droit).
 Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à gauche de l'appui: 4
 Effort vertical maximal: 36,47 kN (soit VEd au nu de l'appui côté gauche).
 Effort vertical côté droit de l'appui pour la même combinaison: 15,91 kN.
 Facette appui: $\sigma_{Rd1} (= (V_{edg} + V_{edd}) / bw.a1)$: 0,31 MPa.
 $< \sigma_{RdMax}$ - OK
 Facette poutre côté gauche: $\sigma_{Rd2} (= V_{edg} / bw.a2.Sin\theta'g)$: 0,43 MPa $< \sigma_{RdMax}$ - OK
 Facette poutre côté droit: $\sigma_{Rd3} (= V_{edd} / bw.a3.Sin\theta'd)$: 0,19 MPa $< \sigma_{RdMax}$ - OK

Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à droite de l'appui: 4
 Même combinaison que pour le côté gauche - Voir vérification ci-dessus.

Appui droit - travée 4 :

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

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art.9.2.1.4(2)
 Angle de la bielle d'about θ' : 38,26° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1
 Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.f_{cd}$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.
 Effort de compression dans la bielle : 48,93 kN.
 Dimension transversale minimale de la bielle : 0,5 cm.

■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).b) de l'EN1992-1-1: appui avec compression et traction et tirant dans une seule direction.
 La charge s'applique sur 1 m d'appui.

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.f_{cd}$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.
 Effort vertical maximal: 30,30 kN (soit VEd au nu de l'appui - voir § Effort Tranchant).
 longueur d'appui a1: 17,0 cm.
 longueur d'appui a2: 13,7 cm.
 Facette appui: $\sigma_{Rd1} (= V_{ed} / bw.a1)$: 0,18 MPa $< \sigma_{RdMax}$ - OK
 Facette poutre: $\sigma_{Rd2} (= V_{ed} / bw.a2.Sin\theta')$: 0,36 MPa $< \sigma_{RdMax}$ - OK

5 - 2 Valeurs des réactions d'appuis

Appui n°1		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 30,30 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 16,13 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 28,66 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 16,60 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 17,77 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 9,61 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 11,85 KN.	
Appui n°2		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 65,57 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 65,57 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 83,03 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 62,76 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 48,12 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 52,46 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 30,57 KN.	
Appui n°3		



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 54,09 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 54,09 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 54,09 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 72,95 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 54,09 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 46,99 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 46,99 KN.	
Appui n°4		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 65,57 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 65,57 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 48,12 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 62,76 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 83,03 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 30,57 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 52,46 KN.	
Appui n°5		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 16,13 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 30,30 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 17,77 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 16,60 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 28,66 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 11,85 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 9,61 KN.	

6 - Vérification des trémies

Aucune trémie

7 - Résistance au feu

- Travée 1: aucune stabilité au feu demandée.
- Travée 2: aucune stabilité au feu demandée.
- Travée 3: aucune stabilité au feu demandée.
- Travée 4: aucune stabilité au feu demandée.

8 - Avertissements

Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

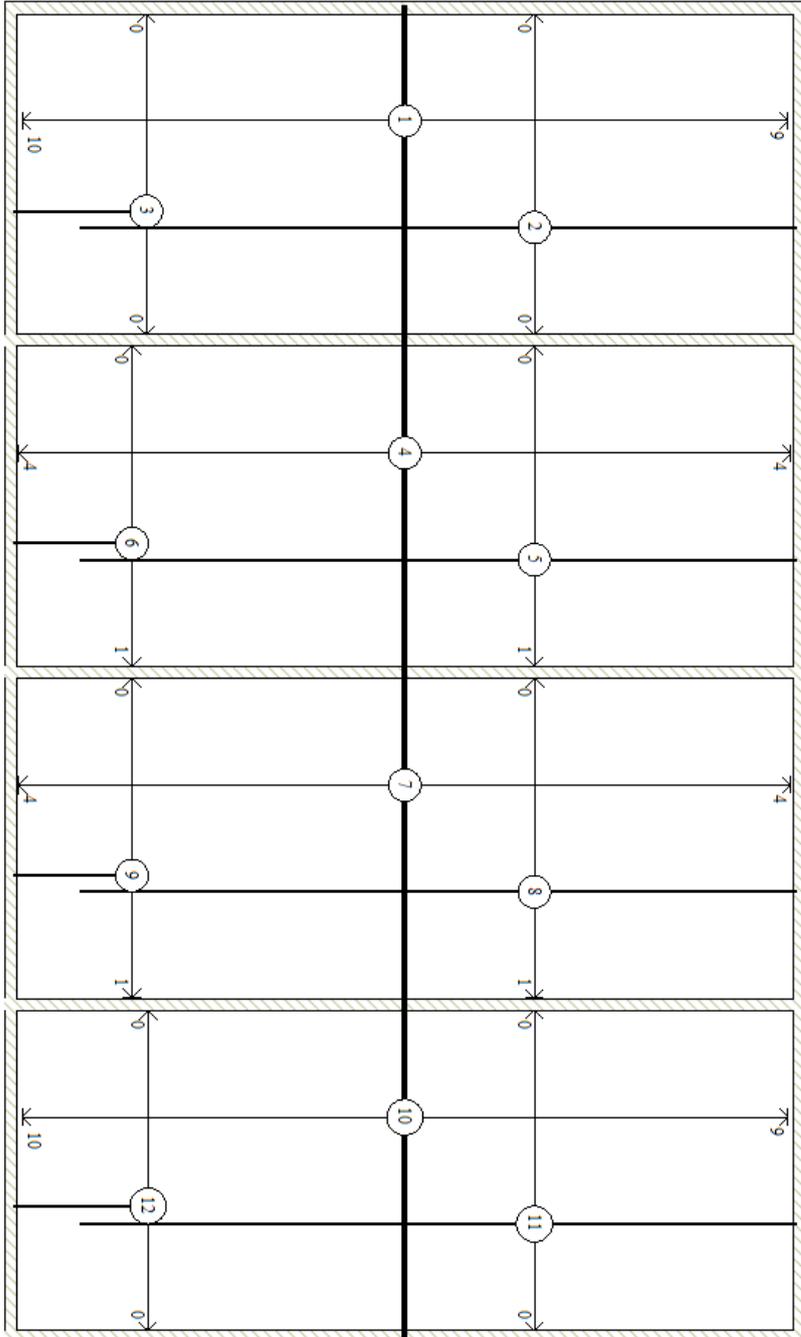
Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

Enrobage: aucune mesure d'harmonisation d'enrobage entre les différentes travées n'a été prise.

PLAN DE FERRAILLAGE : Armatures inférieures

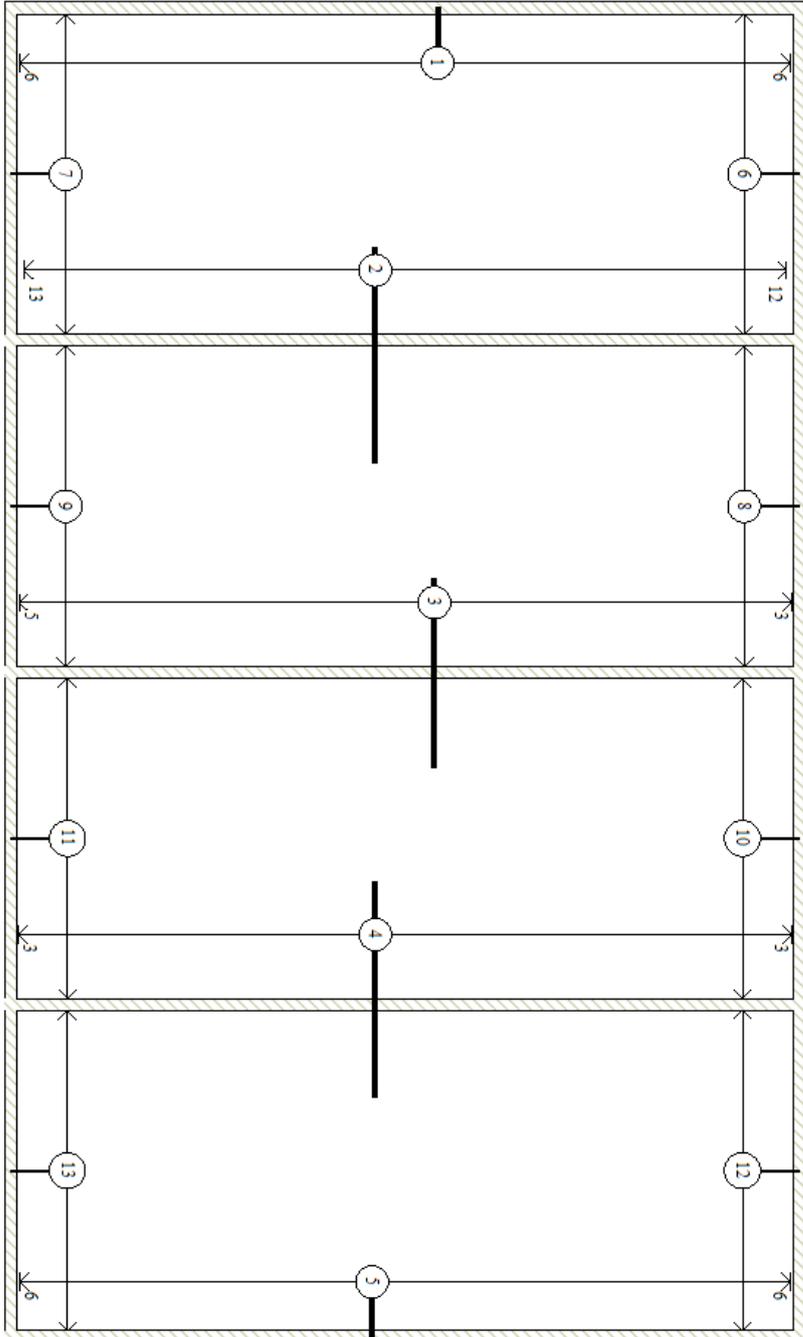


NOMENCLATURE DES ARMATURES

N°	Armatures	Forme	DM
1	62 HA14 x 568 - S = 21,0	$\frac{14}{568} \frac{14}{568}$	S.O.
2	28 HA6 x 1200 - S = 20,0	$\frac{5}{1200}$	S.O.
3	28 HA6 x 195 - S = 20,0	$\frac{5}{195}$	S.O.
4	77 HA10 x 560 - S = 17,0	$\frac{10}{560} \frac{10}{560}$	S.O.
5	18 HA6 x 1200 - S = 31,7	$\frac{5}{1200}$	S.O.
6	18 HA6 x 171 - S = 31,7	$\frac{5}{171}$	S.O.
7	77 HA10 x 560 - S = 17,0	$\frac{10}{560} \frac{10}{560}$	S.O.
8	18 HA6 x 1200 - S = 31,7	$\frac{5}{1200}$	S.O.
9	18 HA6 x 171 - S = 31,7	$\frac{5}{171}$	S.O.
10	62 HA14 x 568 - S = 21,0	$\frac{14}{568} \frac{14}{568}$	S.O.
11	28 HA6 x 1200 - S = 20,0	$\frac{5}{1200}$	S.O.
12	28 HA6 x 195 - S = 20,0	$\frac{5}{195}$	S.O.

Toutes les côtes sont indiquées en cm.
 Angle de pliage : 135°
 Diamètre Ø du mandrin en cm.

PLAN DE FERRAILLAGE : Armatures supérieures



NOMENCLATURE DES ARMATURES

N°	Armatures	Forme	DM
1	47 HA6 x 81 - S = 28,0	5 $\sqrt{\frac{81}{366}}$	7,5
2	52 HA16 x 148 - S = 25,0	48 $\frac{20}{366}$ 15	S.O.
3	96 HA10 x 150 - S = 13,6	50 $\frac{20}{321}$ 19	S.O.
4	89 HA12 x 197 - S = 14,7	97 $\frac{20}{365}$ 55	S.O.
5	47 HA6 x 81 - S = 28,0	55 $\frac{0}{81}$	S.O.
6	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
7	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
8	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
9	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
10	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
11	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
12	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
13	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.

Toutes les cotes sont indiquées en cm.
 Angle de pliage: 135°
 Diamètre Ø du mandrin en cm.



Dimensionnement d'un plancher en béton armé suivant l'Eurocode 2

Note de calcul du samedi 8 septembre 2018 à 12:17:13

Rédacteur : leflux_ingenierie

Chantier : a_définir

Logiciel : Plancher BA - version 3.0.0.0 2016 - 2018

1 - Rappel des hypothèses

1 - 1 Codes de calcul

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

1 - 2 Caractéristiques géométriques du plancher

Plancher unidirectionnel continue sur 5 appuis

1 - 3 Données sur les matériaux

- béton - f_{ck} = 25 MPa - diamètre granulats: 20 mm - Classe ciment: N

- armatures barres haute adhérence conforme EN 10080 - f_{yk} = 500 MPa - classe ductilité B

1 - 4 Autres données

- Environnement :

■ Durée d'utilisation: 50 ans

- Enrobage :

■ Travée n°1: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

■ Travée n°2: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

■ Travée n°3: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

■ Travée n°4: inférieur = 3,0 cm; latéral = 3,0 cm; supérieur = 3,0 cm.

- Largeur de fissure admissible : Sans objet

- Classe de la tenue au feu : travée n°1= Sans conditions - travée n°2= Sans conditions - travée n°3= Sans conditions - travée n°4= Sans conditions -

1 - 5 Chargement

- Cas de charge par travée - Unités: daN/m² pour les charges et m pour les longueurs.

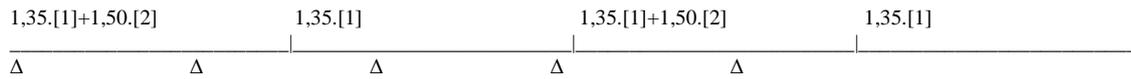
Cas	Nature	Schéma	Application	P1 ou P	P2	a	b	c	d
Travée n°1									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-
Travée n°2									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-
Travée n°3									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. C/D	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-
Travée n°4									
1	Permanente	1	Supérieure	600,0	-	-	-	-	-
2	Exploit. Cat. A/B	1	Supérieure	350,0	-	-	-	-	-

- Combinaisons

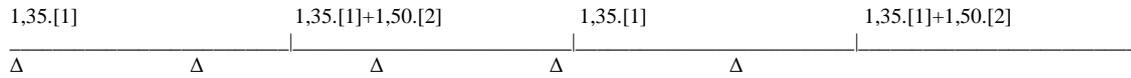
* 1 - ELU STR



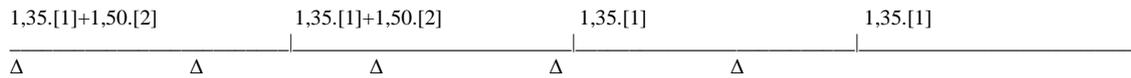
Logiciel Plancher BA – Exemple n°2



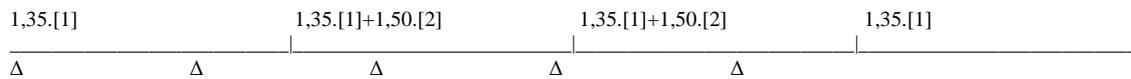
* 2 - ELU STR



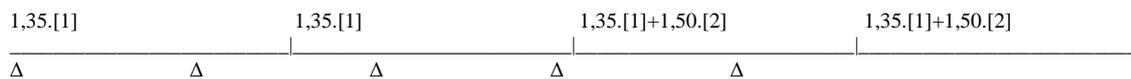
* 3 - ELU STR



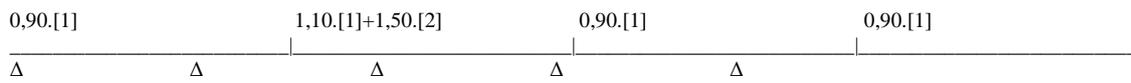
* 4 - ELU STR



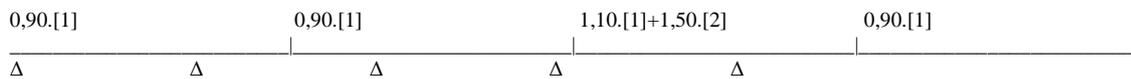
* 5 - ELU STR



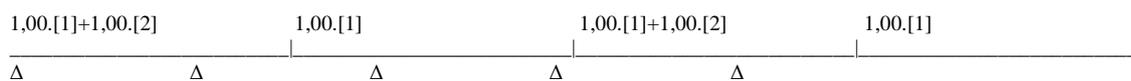
* 6 - ELU EQU



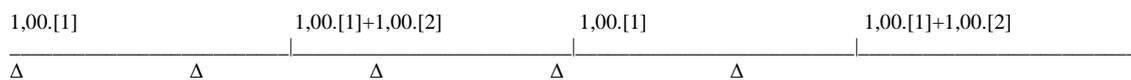
* 7 - ELU EQU



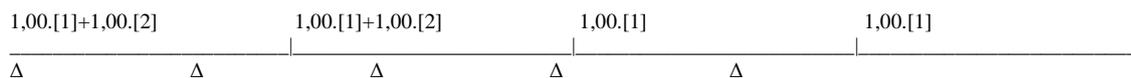
* 8 - ELS caractéristique



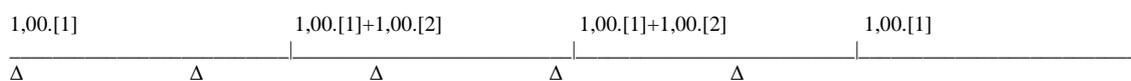
* 9 - ELS caractéristique



* 10 - ELS caractéristique



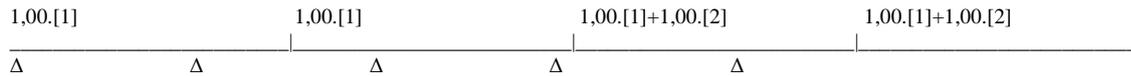
* 11 - ELS caractéristique



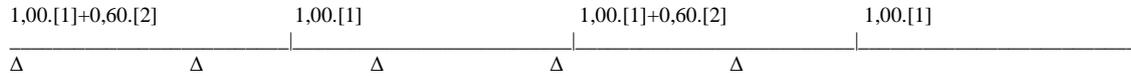
* 12 - ELS caractéristique



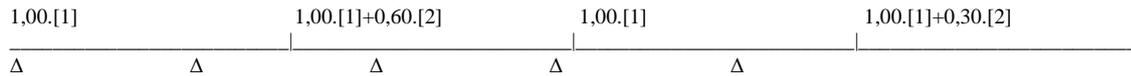
Logiciel Plancher BA – Exemple n°2



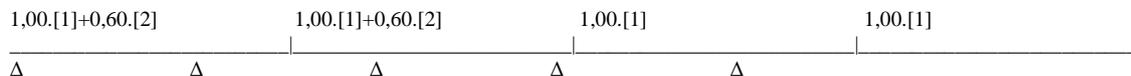
* 13 - ELS quasi-permanent



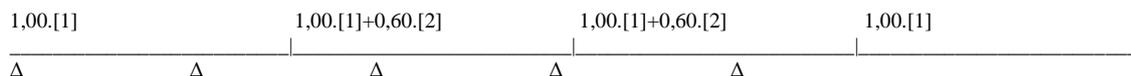
* 14 - ELS quasi-permanent



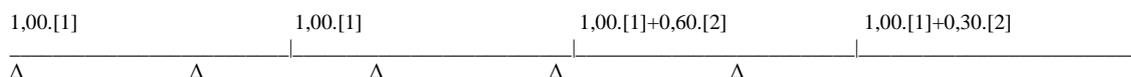
* 15 - ELS quasi-permanent



* 16 - ELS quasi-permanent



* 17 - ELS quasi-permanent



2 - Détermination des armatures de flexion

2 - 1 Calcul des sections d'acier

Les calculs sont réalisés avec les modélisations suivantes:

- Diagramme simplifié rectangulaire des contraintes de compression du béton suivant art. 3.1.7(3) - figure 3.5
- Diagramme élasto-plastique parfait pour l'acier suivant art. 3.2.7(2) avec prise en compte éventuelle d'une branche supérieure inclinée suivant valeur de la déformation de l'acier (voir tableau calcul ci-dessous).
- Analyse linéaire avec redistribution limitée des moments suivant art. 5.5: $\delta = 0,90$
- Ecrêtage des moments sur appui suivant conditions art. 5.3.2.2(4). Voir valeur ΔM dans tableau.
- Espacement minimal pour acier principal = 10,0 cm - Espacement Maximal pour acier principal = 40,0
- Espacement minimal pour acier secondaire = 10,0 cm - Espacement Maximal pour acier secondaire = 45,0 cm.

- Travée n°1

valeur des coefficients limites de redistribution - Appui droit:

- $\delta > \delta_1 = 0,638 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK
- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	36,8	moment Maxi à 227 cm de l'appui gauche
d	cm	12,3	hauteur utile



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1460	$< \mu$ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1982	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,3	bras de levier
As inf	cm ² /ml	7,48	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,66	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	14,16	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	443,50	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	7,33	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	1,47	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

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

Longitudinal porteur (suivant X): 62 HA14 - s = 21,0 cm soit Aire totale = 95,44 cm² et Aire répartie = 7,34 cm²/ml.
 Transversal NON porteur (suivant Y): 28 HA6 - s = 20,0 cm soit Aire totale = 7,92 cm² et Aire répartie = 1,47 cm²/ml.
 La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

Reprise moment forfaitaire = 0,15.Mt Max Travée

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	5,5	= 0,15.Mt Max
d	cm	12,7	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0205	$< \mu$ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0259	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,6	bras de levier
As sup G	cm ² /ml	1,01	section acier armature supérieure sur appui gauche
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	131,39	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 47 HA6 - s = 28,0 cm soit Aire totale = 13,29 cm² et Aire répartie = 1,02 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mus	kN.m	41,0	moment Maxi sur appui droit avant écrêtage
ΔM	kN.m	1,2	Valeur du moment écrété
Mur	kN.m	37,6	Moment retenu: Mur = Mus - ΔM ou Mu au nu appui



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

d	cm	12,5	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1443	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1957	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,5	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	7,50	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	14,39	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	443,66	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	7,35	section acier armature optimisée

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 122 HA10 - s = 10,7 cm soit Aire totale = 95,82 cm² et Aire répartie = 7,37 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Calcul identique à celui de l'appui gauche - Pour les détails du calcul, voir tableau précédente.

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

sur appui Haut 19 HA6 - s = 30,0 cm soit Aire totale = 5,37 cm² et Aire répartie = 0,99 cm²/ml.

sur appui Bas: identique à l'appui haut.

- Travée n°2

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui gauche:

- $\delta > \delta_1 = 0,638 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui droit:

- $\delta > \delta_1 = 0,591 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	25,1	moment Maxi à 284 cm de l'appui gauche
d	cm	12,5	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0948	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1247	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,0	bras de levier
As inf	cm ² /ml	4,82	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,69	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	24,58	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	451,08	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	4,64	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

As requis	cm ² /ml	0,93	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)
-----------	---------------------	------	--

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

Longitudinal porteur (suivant X): 77 HA10 - s = 17,0 cm soit Aire totale = 60,48 cm² et Aire répartie = 4,65 cm²/ml.

Transversal NON porteur (suivant Y): 18 HA6 - s = 31,7 cm soit Aire totale = 5,09 cm² et Aire répartie = 0,94 cm²/ml.

La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mus	kN.m	41,0	moment Maxi sur appui gauche avant écrêtage
ΔM	kN.m	1,2	Valeur du moment écrété
Mur	kN.m	37,9	Valeur du moment retenu: Mur = Mus - ΔM
d	cm	12,5	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1478	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,2009	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,4	bras de levier
As sup G	cm ² /ml	7,64	section acier armature supérieure sur appui gauche
εc	‰	3,50	déformation maximale béton
εs	‰	13,92	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σs	MPa	443,32	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	7,49	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	1,50	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 125 HA10 - s = 10,4 cm soit Aire totale = 98,17 cm² et Aire répartie = 7,55 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mus	kN.m	31,7	moment Maxi sur appui droit avant écrêtage
ΔM	kN.m	1,4	Valeur du moment écrété
Mur	kN.m	28,8	Moment retenu: Mur = Mus - ΔM ou Mu au nu appui
d	cm	12,4	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1106	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1468	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,8	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	5,63	section acier armature supérieure sur appui droit



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	20,34	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	447,99	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	5,46	section acier armature optimisée

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 63 HA12 - s = 20,9 cm soit Aire totale = 71,25 cm² et Aire répartie = 5,48 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	3,8	= 0,15.Mt Maxi
d	cm	13,0	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0134	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0168	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,9	bras de levier
As sup	cm ² /ml	0,67	section acier armature supérieure sur appui Haut et/ou Bas
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	204,80	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale

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

sur appui Haut 13 HA6 - s = 45,0 cm soit Aire totale = 3,68 cm² et Aire répartie = 0,68 cm²/ml.

sur appui Bas: identique à l'appui haut.

- Travée n°3

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui gauche:

- $\delta > \delta_1 = 0,591 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui droit:

- $\delta > \delta_1 = 0,638 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	25,1	moment Maxi à 256 cm de l'appui gauche
d	cm	12,5	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0948	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1247	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,0	bras de levier
As inf	cm ² /ml	4,82	section acier armature inférieure



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

As min	cm ² /ml	1,69	section d'acier minimale
εc	‰	3,50	déformation maximale béton
εs	‰	24,58	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σs	MPa	451,08	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	4,64	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	0,93	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

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

Longitudinal porteur (suivant X): 77 HA10 - s = 17,0 cm soit Aire totale = 60,48 cm² et Aire répartie = 4,65 cm²/ml.

Transversal NON porteur (suivant Y): 18 HA6 - s = 31,7 cm soit Aire totale = 5,09 cm² et Aire répartie = 0,94 cm²/ml.

La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

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

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mus	kN.m	41,0	moment Maxi sur appui droit avant écrêtage
ΔM	kN.m	2,1	Valeur du moment écrêté
Mur	kN.m	37,9	Moment retenu: Mur = Mus - ΔM ou Mu au nu appui
d	cm	12,5	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1478	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,2009	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,4	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	7,64	section acier armature supérieure sur appui droit
εc	‰	3,50	déformation maximale béton
εs	‰	13,92	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σs	MPa	443,32	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	7,49	section acier armature optimisée

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 125 HA10 - s = 10,4 cm soit Aire totale = 98,17 cm² et Aire répartie = 7,55 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	3,8	= 0,15.Mt Maxi
d	cm	13,0	hauteur utile



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0134	$< \mu$ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0168	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,9	bras de levier
As sup	cm ² /ml	0,67	section acier armature supérieure sur appui Haut et/ou Bas
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	204,80	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale

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

sur appui Haut 13 HA6 - s = 45,0 cm soit Aire totale = 3,68 cm² et Aire répartie = 0,68 cm²/ml.

sur appui Bas: identique à l'appui haut.

- Travée n°4

valeur des coefficients de redistribution limites - Appui gauche:

- $\delta > \delta_1 = 0,638 \delta_{lim}$ eq 5.10 -> OK

- $\delta > \delta_2 = 0,700 \delta_{lim}$ pour la classe acier correspondante -> OK

■ Armatures inférieures longitudinales en travée:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	36,8	moment Maxi à 313 cm de l'appui gauche
d	cm	12,3	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1460	$< \mu$ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1982	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,3	bras de levier
As inf	cm ² /ml	7,48	section acier armature inférieure
As min	cm ² /ml	1,66	section d'acier minimale
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	14,16	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	443,50	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	7,33	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	1,47	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

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

Longitudinal porteur (suivant X): 62 HA14 - s = 21,0 cm soit Aire totale = 95,44 cm² et Aire répartie = 7,34 cm²/ml.

Transversal NON porteur (suivant Y): 28 HA6 - s = 20,0 cm soit Aire totale = 7,92 cm² et Aire répartie = 1,47 cm²/ml.

La longueur de barre suivant Y dépasse la longueur commerciale disponible, les barres sont doublées et disposées en portefeuille (voir plan de ferraillage).

■ Armatures supérieures sur appui gauche:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Mus	kN.m	41,0	moment Maxi sur appui gauche avant écrêtage
ΔM	kN.m	2,1	Valeur du moment écrêté
Mur	kN.m	37,6	Valeur du moment retenu: Mur = Mus - ΔM
d	cm	12,5	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,1443	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,1957	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	11,5	bras de levier
As sup G	cm ² /ml	7,50	section acier armature supérieure sur appui gauche
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	14,39	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
σ_s	MPa	443,66	modélisation avec palier incliné (à comparer à 434,8MPa)
As corrigé	cm ² /ml	7,35	section acier armature optimisée
Sens NON porteur suivant Y			
As requis	cm ² /ml	1,47	section acier armature inférieure suivant Y (=20%)

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 122 HA10 - s = 10,7 cm soit Aire totale = 95,82 cm² et Aire répartie = 7,37 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui droit:

Reprise moment forfaitaire = 0,15.M0

Variables	Unité	Valeur	Observations
Sens porteur suivant X			
Mu	kN.m	5,5	= 0,15.Mt Max
d	cm	12,7	hauteur utile
μ limite		0,3717	moment réduit limite
μ		0,0205	< μ limite - Pas d'armature comprimée
α		0,0259	Rapport x/d (axe neutre/hauteur utile)
Zu	cm	12,6	bras de levier
As sup Dr	cm ² /ml	1,01	section acier armature supérieure sur appui droit
ϵ_c	‰	3,50	déformation maximale béton
ϵ_s	‰	131,39	déformation maximale acier - Limite plasticité = 2,17‰
As corrigé	cm ² /ml	S.O.	$\epsilon_s > \epsilon_{uk}$ - utilisation de la branche horizontale

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

Longitudinal porteur (suivant X): Lit n°1: 47 HA6 - s = 28,0 cm soit Aire totale = 13,29 cm² et Aire répartie = 1,02 cm²/ml.

■ Armatures supérieures sur appui haut et appui bas:

Moment développé identique pour les 2 appuis.

Calcul identique à celui de l'appui droit - Pour les détails du calcul, voir tableau précédente.

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

sur appui Haut 19 HA6 - s = 30,0 cm soit Aire totale = 5,37 cm² et Aire répartie = 0,99 cm²/ml.

sur appui Bas: identique à l'appui haut.



2 - 2 Epure des armatures

- Clause générale

EN1992-1-1 A9.2.1.4(2) modifié par AN et commission EC2: $FE = [Ved].a1/z + Med/z$ ($Ned = 0$ en flexion simple).

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

- Travée n°1

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a1 = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	7,34	Aire répartie du lit inférieur n°1
z	m	0,111	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	38,26	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	30,30	au nu de l'appui - En valeur absolue.
FE	kN	38,42	Effort de traction à ancrer sur l'appui
Agl	cm ²	0,88	Section minimale pour reprise effort de traction
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			
Appui droit			
Θ'	°	35,47	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	25,97	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-20,74	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	7,340,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			

■ Epure des aciers

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

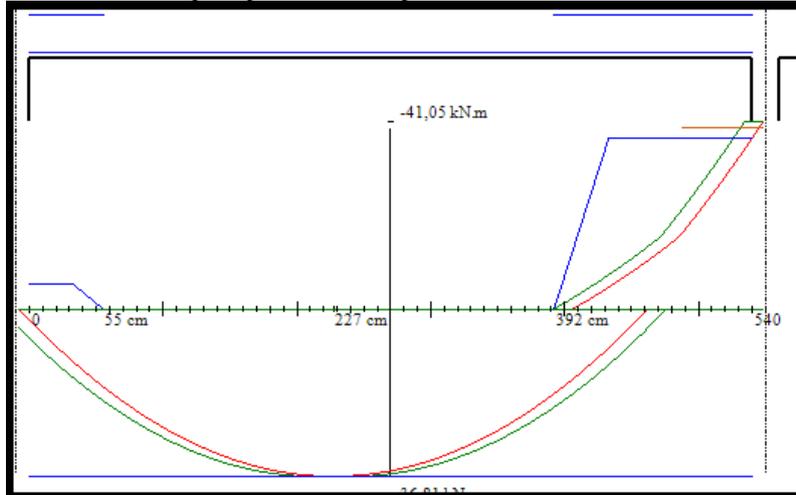
	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	7,34		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	36,9		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,00 *		
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	5,40 *		
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	5,40		
Section sur appui gauche	cm ² /ml	1,02		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	5,6		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,32		



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Abscisse origine de l'ancrage	m	0,55
Section sur appui droit		
Cumul Moment Ultime Résistant	cm ² /ml	7,37
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	kN.m	37,7
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	4,33
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,92

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



- Travée n°2

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	4,65	Aire répartie du lit inférieur n°1
z	m	0,113	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	35,75	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	22,14	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-21,04	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,650,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			
Appui droit			
Θ'	°	35,75	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	34,13	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-18,56	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,650,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

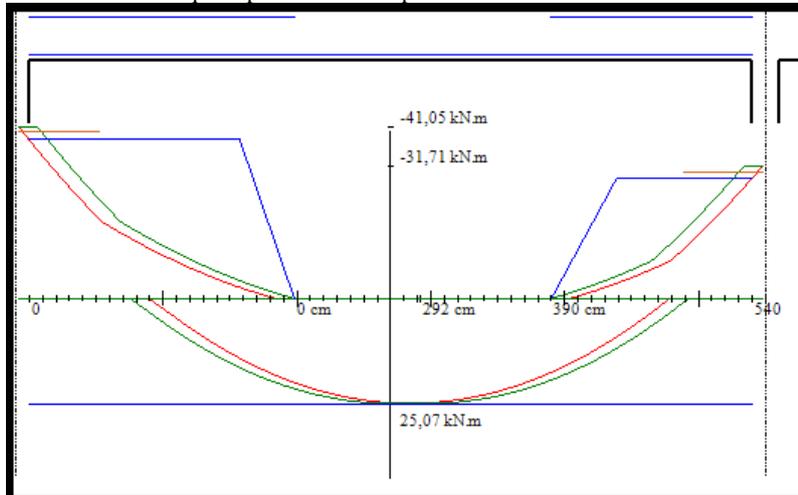
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)

■ Epure des aciers

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

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	4,65		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	25,1		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *		
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2 ^{ème} point)	m	5,40 *		
Abscisse origine de l'ancrage (2 ^{ème} point)	m	5,40		
Section sur appui gauche	cm ² /ml	7,55		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	38,2		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	1,57		
Abscisse origine de l'ancrage	m	1,98		
Section sur appui droit	cm ² /ml	5,48		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	28,9		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	4,39		
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,90		

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



- Travée n°3

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variabes	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	4,65	Aire répartie du lit inférieur n°1



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

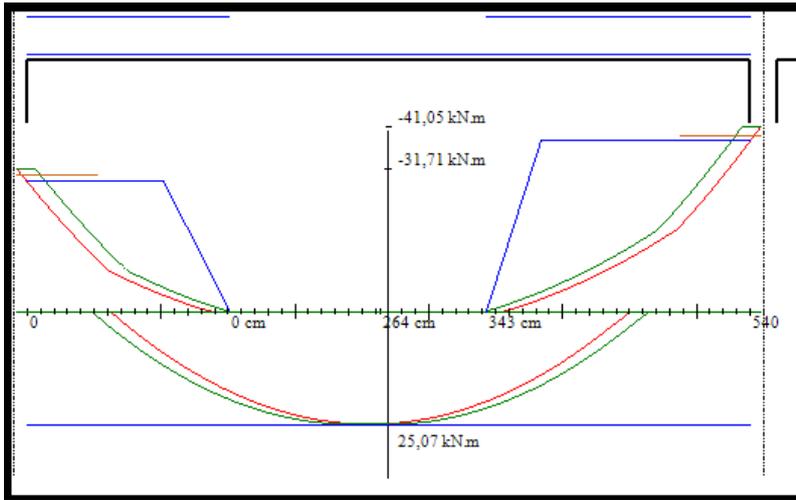
z	m	0,113	z = 0.9.d
Appui gauche			
Θ'	°	35,75	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	34,13	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-18,56	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,650,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			
Appui droit			
Θ'	°	35,75	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	22,14	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-21,04	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	4,650,00	1ier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			

■ Epure des aciers

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

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	4,65		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	25,1		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	0,00 *		
Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	5,40 *		
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	5,40		
Section sur appui gauche				
	cm ² /ml	5,48		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	28,9		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	1,02		
Abscisse origine de l'ancrage	m	1,51		
Section sur appui droit				
	cm ² /ml	7,55		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	38,2		
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé	m	3,84		
Abscisse origine de l'ancrage	m	3,43		

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



- Travée n°4

Valeur du décalage de la courbe enveloppe du moment sollicitant: $a_l = 0,14$ m (eq. 9.2 de l'EN1992-1-1).

■ Vérification de l'ancrage des aciers sur appui

La travée comporte 1 seul lit inférieur.

Variables	Unité	Valeur	Observations
As1	cm ² /ml	7,34	Aire répartie du lit inférieur n°1
z	m	0,111	$z = 0.9.d$
Appui gauche			
Θ'	°	35,47	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	25,97	au nu de l'appui - En valeur absolue.
Med	kN.m	-20,74	Moment sur appui - En valeur algébrique.
FE	kN	<0	Uniquement disposition constructive applicable (voir ci-dessous)
Agl	cm ²	7,340,00	lier lit prolongé sur appui (disp. constructive)
Ancrage du Lit n°1 sur valeur constructive (10.Ø)			
Appui droit			
Θ'	°	38,26	angle de la bielle moyenne d'appui
Ved	kN	30,30	au nu de l'appui - En valeur absolue.
FE	kN	38,42	Effort de traction à ancrer sur l'appui
Agl	cm ²	0,88	Section minimale pour reprise effort de traction
Agl < As1 -> Lit n°1 totalement ancré			

■ Epure des aciers

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

	Unité	Lit n°1	Lit n°2	Lit n°3
Section en travée	cm ² /ml	7,34		
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	36,9		
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	0,00 *		



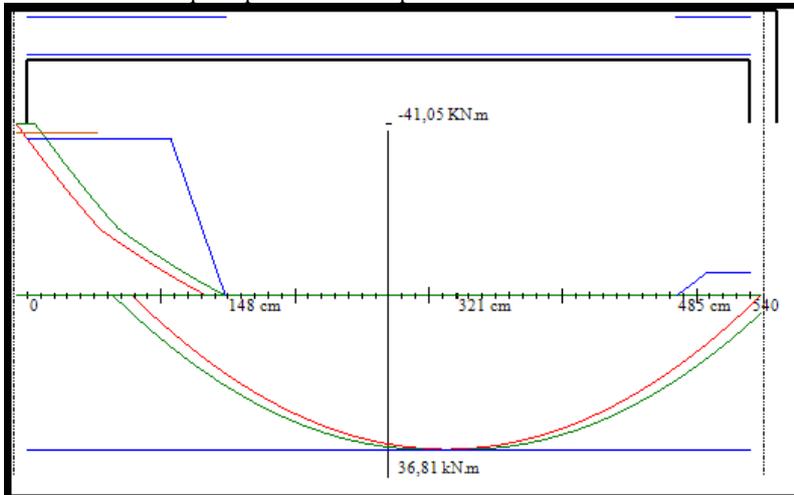
Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Abscisse origine de l'ancrage	m	0,00
Interception courbe enveloppe moment sollicitant décalé (2ième point)	m	5,40 *
Abscisse origine de l'ancrage (2ième point)	m	5,40

Section sur appui gauche	cm ² /ml	7,37
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	37,7
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	1,07
Abscisse origine de l'ancrage	m	1,48

Section sur appui droit	cm ² /ml	1,02
Cumul Moment Ultime Résistant	kN.m	5,6
Calcul sur moment forfaitaire - Ancrage sur longueur forfaitaire	m	5,08
Abscisse origine de l'ancrage	m	4,85

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



3 - Vérifications à l'Etat Limite de Service

3 - 1 Limitation des contraintes

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

- travée2 - armatures sur appui droit: $A_s(ELU) = 5,48 \text{ cm}^2 < 5,68 \text{ cm}^2$ - Modification des lits d'armatures:

- travée3 - armatures sur appui gauche: $A_s(ELU) = 5,48 \text{ cm}^2 < 5,68 \text{ cm}^2$ - Modification des lits d'armatures:

Variables	Unité	Valeur	Observations
Travée n°1			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	24,98	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	2,21	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	12,3	hauteur utile
As	cm ² /ml	7,34	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	4,2	axe neutre



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

If	dm ⁴	0,9695	inertie fissurée
σ_b	MPa	10,87	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	312,33	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
Ms	kN.m	32,39	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	12,5	hauteur utile
As	cm ² /ml	7,37	section acier répartie ELU armature supérieure
y	cm	4,3	axe neutre
If	dm ⁴	1,0084	inertie fissurée
σ_b	MPa	13,71	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	396,71	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Travée n°2			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	15,44	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	2,86	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	12,5	hauteur utile
As	cm ² /ml	4,65	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	3,5	axe neutre
If	dm ⁴	0,7081	inertie fissurée
σ_b	MPa	7,71	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	293,15	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche - Voir appui droit travée précédente			
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
Ms	kN.m	24,81	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	12,4	hauteur utile
As	cm ² /ml	5,48	section acier répartie ELU armature supérieure
y	cm	3,8	axe neutre
If	dm ⁴	0,7909	inertie fissurée
σ_b	MPa	11,82	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	406,20	contrainte acier - $\sigma_s > 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - NS
Travée n°3			
Vérification contraintes de flexion en travée			
Ms	kN.m	15,44	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	2,54	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	12,5	hauteur utile
As	cm ² /ml	4,65	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	3,5	axe neutre
If	dm ⁴	0,7081	inertie fissurée
σ_b	MPa	7,71	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

σ_s	MPa	293,15	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche - Voir appui droit travée précédente			
Vérification contraintes de flexion sur appui droit			
M_s	kN.m	32,39	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
d	cm	12,5	hauteur utile
A_s	cm ² /ml	7,55	section acier répartie ELU armature supérieure
y	cm	4,3	axe neutre
I_f	dm ⁴	1,0267	inertie fissurée
σ_b	MPa	13,59	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	387,67	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Travée n°4			
Vérification contraintes de flexion en travée			
M_s	kN.m	24,98	moment Maxi sous combinaisons caractéristiques
x	m	3,19	abscisse depuis nu appui gauche du moment Maxi
d	cm	12,3	hauteur utile
A_s	cm ² /ml	7,34	section acier répartie ELU armature inférieure
y	cm	4,2	axe neutre
I_f	dm ⁴	0,9695	inertie fissurée
σ_b	MPa	10,87	contrainte béton - $\sigma_b < 0,6.f_{ck} = 15,00$ MPa - OK
σ_s	MPa	312,33	contrainte acier - $\sigma_s < 0,8.f_{yk} = 400,0$ MPa - OK
Vérification contraintes de flexion sur appui gauche - Voir appui droit travée précédente			

3 - 2 Maitrise de la fissuration

3 - 3 Détermination des flèches

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

Variables	Unité	Valeur	Observations
ρ_0	%	0,50	Pourcentage d'armature de référence
Travée n°1:			
ρ	%	0,60	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,56	coef. eq 7.16
$lim(l/d)$		26,91	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,123	hauteur utile de la dalle
l/d		43,90	$L/d > limite(l/d)$ - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire
Travée n°2:			
ρ	%	0,37	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		2,00	coef. eq 7.16
$lim(l/d)$		37,00	valeur limite du rapport portée/hauteur



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,125	hauteur utile de la dalle
l/d		43,20	L/d > limite(l/d) - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire
Travée n°3:			
ρ	%	0,37	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		2,00	coef. eq 7.16
lim(l/d)		37,00	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,125	hauteur utile de la dalle
l/d		43,20	L/d > limite(l/d) - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire
Travée n°4:			
ρ	%	0,60	Pourcentage d'armature de traction à mi-portée
K		1,56	coef. eq 7.16
lim(l/d)		26,91	valeur limite du rapport portée/hauteur
L	m	5,40	Portée de la dalle
d	m	0,123	hauteur utile de la dalle
l/d		43,90	L/d > limite(l/d) - Rapport L/d Non satisfaisant - Calcul de flèche nécessaire

Les élancements dépassent les limites autorisées par l'Eurocode, le calcul explicite des flèches est exigé.
Le calcul est réalisé suivant les dispositions de l'EN1992-1-1 §7.4.3

Variables	Unité	Valeur	Observations
ϕ		1,33	Valeur de n forcée - ϕ calculé à partir de la valeur de n
β		0,50	chargement longue durée
E _{cmct}	MPa	31000,00	Module d'élasticité béton court terme
E _{cmLt}	MPa	13333,33	Module d'élasticité béton long terme avec valeur de n forcée
n _{ct}		15,00	= valeur de n forcée
n _{Lt}		15,00	= valeur de n forcée

Travée n°1			
I _{ctnc}	dm ⁴	3,5919	Inertie court terme non fissurée
x _n	cm	8,3	axe neutre court terme non fissurée
I _{ltnc}	dm ⁴	3,5919	Inertie long terme non fissurée
x _n	cm	8,3	axe neutre long terme non fissurée
I _{ctc}	dm ⁴	0,9695	Inertie court terme fissurée
x _n	cm	4,2	axe neutre court terme fissurée
I _{ltc}	dm ⁴	0,9695	Inertie long terme fissurée
x _n	cm	4,2	axe neutre long terme fissurée
M _c	MN.m	0,0175	moment de fissuration



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

x fl	m	2,43	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
M _{qp}	MN.m	0,0205	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,635	coefficient de distribution
Fl_I	mm	11,8	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	43,6	flèche section fissurée
Fl totale	mm	32,0	flèche totale > L/250 (= 21,6 mm) -> NS.

Travée n°2			
Ictnc	dm4	3,5401	Inertie court terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre court terme non fissurée
Iltnc	dm4	3,5401	Inertie long terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre long terme non fissurée
Ictc	dm4	0,7081	Inertie court terme fissurée
xn	cm	3,5	axe neutre court terme fissurée
Iltc	dm4	0,7081	Inertie long terme fissurée
xn	cm	3,5	axe neutre long terme fissurée
Mc	MN.m	0,0170	moment de fissuration
x fl	m	2,84	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
M _{qp}	MN.m	0,0117	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,000	coefficient de distribution
Fl_I	mm	5,3	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	26,3	flèche section fissurée
Fl totale	mm	5,3	flèche totale < L/250 (= 21,6 mm) -> OK.

Travée n°3			
Ictnc	dm4	3,5401	Inertie court terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre court terme non fissurée
Iltnc	dm4	3,5401	Inertie long terme non fissurée
xn	cm	8,2	axe neutre long terme non fissurée
Ictc	dm4	0,7081	Inertie court terme fissurée
xn	cm	3,5	axe neutre court terme fissurée
Iltc	dm4	0,7081	Inertie long terme fissurée
xn	cm	3,5	axe neutre long terme fissurée
Mc	MN.m	0,0170	moment de fissuration
x fl	m	2,55	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
M _{qp}	MN.m	0,0120	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,000	coefficient de distribution



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Fl_I	mm	5,5	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	27,2	flèche section fissurée
Fl totale	mm	5,5	flèche totale < L/250 (= 21,6 mm) -> OK.

Travée n°4			
Ictnc	dm4	3,5919	Inertie court terme non fissurée
xn	cm	8,3	axe neutre court terme non fissurée
Itnc	dm4	3,5919	Inertie long terme non fissurée
xn	cm	8,3	axe neutre long terme non fissurée
Ictc	dm4	0,9695	Inertie court terme fissurée
xn	cm	4,2	axe neutre court terme fissurée
Itc	dm4	0,9695	Inertie long terme fissurée
xn	cm	4,2	axe neutre long terme fissurée
Mc	MN.m	0,0175	moment de fissuration
x fl	m	2,99	abscisse de la flèche maximale depuis nu d'appui gauche
Mqp	MN.m	0,0175	moment quasi-permanent pour les mêmes coordonnées et même combinaison
ξ		0,000	coefficient de distribution
Fl_I	mm	9,9	flèche section non fissurée
Fl_II	mm	36,7	flèche section fissurée
Fl totale	mm	9,9	flèche totale < L/250 (= 21,6 mm) -> OK.

4 - Dimensionnement de la section de béton et des armatures à l'Effort Tranchant

4 - 1 Clauses générales

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

- Angle Θ de la bielle béton comprimé: 45° soit $\text{Cot}(\Theta)=1$
- Angle α des armatures d'effort tranchant (si existe): 90° soit $\text{Cot}(\alpha)=0$
- [EC2, 6.2.3(5)] - Décalage de l'Effort Tranchant: Non appliqué
- Minoration pour les charges appliquées près de l'appui pour le calcul de l'Effort Tranchant suivant conditions de l'article 6.2.1(8) de l'EN1992-1-1: Non appliqué
- Espacement 1ier cadre: $S_t/2$
- \emptyset Maxi de l'armature d'effort tranchant = \emptyset de l'armature longitudinale

4 - 2 Travée n°1

Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul

Variabes	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,3	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	30,3	$\ Ved\ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	43,4	$\ Ved\ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	139,4	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	146,8	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	146,8	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

$\|Ved\| < V_{rdc}$ - Plancher sans armature d'effort tranchant

4 - 3 Travée n°2

Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,5	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	39,6	$\ Ved\ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	36,5	$\ Ved\ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	141,7	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	93,0	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	141,7	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ Ved\ < V_{rdc}$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

4 - 4 Travée n°3

Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,5	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	36,5	$\ Ved\ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	39,6	$\ Ved\ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	141,7	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	93,0	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	141,7	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ Ved\ < V_{rdc}$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

4 - 5 Travée n°4

Vérification de l'effort tranchant résistant de calcul

Variables	Unité	Valeur	Observations
d	cm	12,3	bras de levier pour calcul eq. 6.2a 6.2b et armatures effort tranchant
Ved_G	kN	43,4	$\ Ved\ $ au nu de l'appui gauche
Ved_D	kN	30,3	$\ Ved\ $ au nu de l'appui droit
Vrdc min	kN	139,4	Effort tranchant résistant de calcul - valeur minimale Vrdc eq 6.2b
Vrdc eq6.2a	kN	146,8	Effort tranchant résistant de calcul - Vrdc suivant eq 6.2a
Vrdc	kN	146,8	Valeur retenue pour Effort tranchant résistant de calcul Vrdc
$\ Ved\ < V_{rdc}$ - Plancher sans armature d'effort tranchant			

5 - Vérification des appuis

Seuls les appuis perpendiculaires au sens directionnel du plancher sont vérifiés.

5 - 1 Dimensions des appuis

Appui gauche - travée 1 :

- Détermination de l'angle de la bielle d'about



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art.9.2.1.4(2)
Angle de la bielle d'about Θ' : 38,26° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1
Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.fcd$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.
Effort de compression dans la bielle : 48,93 kN.
Dimension transversale minimale de la bielle : 0,5 cm.

■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).b) de l'EN1992-1-1: appui avec compression et traction et tirant dans une seule direction.
La charge s'applique sur 1 m d'appui.

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.fcd$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.
Effort vertical maximal: 30,30 kN (soit V_{Ed} au nu de l'appui - voir § Effort Tranchant).
longueur d'appui a1: 17,0 cm.
longueur d'appui a2: 13,7 cm.
Facette appui: $\sigma_{Rd1} (=V_{ed}/bw.a1)$: 0,18 MPa < σ_{RdMax} - OK
Facette poutre: $\sigma_{Rd2} (=V_{ed}/bw.a2.Sin\Theta')$: 0,36 MPa < σ_{RdMax} - OK

Appui intermédiaire entre travée 1 et travée 2 :

■ Détermination de l'angle des bielles

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art.9.2.1.4(2)
Angle Θ' de la bielle côté gauche de l'appui : 38,26° (suivant eq.9.17 de l'AN)
Angle Θ' de la bielle côté droit de l'appui: 38,54° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1
Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.fcd$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.
Bielle côté gauche: - effort de compression: 70,13 kN.
- dimension transversale minimale : 0,8 cm.
Bielle côté droit: - effort de compression: 54,91 kN.
- dimension transversale minimale : 0,6 cm.

■ Vérification du noeud

Application de la clause 6.5.4(4).a) de l'EN1992-1-1: appui avec compression et sans tirant.
La largeur de l'appui est, à minima, égale à la largeur de la poutre.

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.fcd$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.
longueur d'appui a1: 17,0 cm.
longueur d'appui a2: 13,7 cm (côté gauche).
longueur d'appui a3: 13,7 cm (côté droit).
Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à gauche de l'appui: 3
Effort vertical maximal: 43,43 kN (soit V_{Ed} au nu de l'appui côté gauche).
Effort vertical côté droit de l'appui pour la même combinaison: 32,91 kN.
Facette appui: $\sigma_{Rd1} (=V_{edg}+V_{edd})/bw.a1$: 0,45 MPa.
< σ_{RdMax} - OK
Facette poutre côté gauche: $\sigma_{Rd2} (=V_{edg}/bw.a2.Sin\Theta'g)$: 0,51 MPa < σ_{RdMax} - OK
Facette poutre côté droit: $\sigma_{Rd3} (=V_{edd}/bw.a3.Sin\Theta'd)$: 0,38 MPa < σ_{RdMax} - OK

Combinaison conduisant à l'effort vertical maximal à droite de l'appui: 3
Même combinaison que pour le côté gauche - Voir vérification ci-dessus.

Appui intermédiaire entre travée 2 et travée 3 :

■ Détermination de l'angle des bielles

calcul de l'angle suivant disposition EN1992-1- Art.9.2.1.4(2)
Angle Θ' de la bielle côté gauche de l'appui : 38,54° (suivant eq.9.17 de l'AN)
Angle Θ' de la bielle côté droit de l'appui: 38,54° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1
Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.fcd$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.
Bielle côté gauche: - effort de compression: 58,54 kN.
- dimension transversale minimale : 0,7 cm.
Bielle côté droit: - effort de compression: 61,66 kN.
- dimension transversale minimale : 0,7 cm.

■ Vérification du noeud



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

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

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

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.f_{cd}$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.

longueur d'appui a1: 17,0 cm.

longueur d'appui a2: 13,7 cm (côté gauche).

longueur d'appui a3: 13,7 cm (côté droit).

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

Effort vertical maximal: 36,47 kN (soit VEd au nu de l'appui côté gauche).

Effort vertical côté droit de l'appui pour la même combinaison: 15,91 kN.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (=V_{edg}+V_{edd})/b.w.a1$: 0,31 MPa.

< σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté gauche: $\sigma_{Rd2} (=V_{edg}/b.w.a2.Sin\theta'g')$: 0,43 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre côté droit: $\sigma_{Rd3} (=V_{edd}/b.w.a3.Sin\theta'd')$: 0,19 MPa < σ_{RdMax} - OK

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

Même combinaison que pour le côté gauche - Voir vérification ci-dessus.

Appui droit - travée 4 :

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

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

Angle de la bielle d'about θ' : 38,26° (suivant eq.9.17 de l'AN)

■ Vérification de la bielle en zone courante

Application de la clause 6.5.2(2) de l'EN1992-1-1

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.6.v'.f_{cd}$ (eq 6.56) soit: 9,00 MPa.

Effort de compression dans la bielle : 48,93 kN.

Dimension transversale minimale de la bielle : 0,5 cm.

■ Vérification du noeud

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

La charge s'applique sur 1 m d'appui.

Contrainte maximale autorisée: $\sigma_{RdMax} = 0.85.v'.f_{cd}$ (eq 6.61) soit: 12,75 MPa.

Effort vertical maximal: 30,30 kN (soit VEd au nu de l'appui - voir § Effort Tranchant).

longueur d'appui a1: 17,0 cm.

longueur d'appui a2: 13,7 cm.

Facette appui: $\sigma_{Rd1} (=V_{ed}/b.w.a1)$: 0,18 MPa < σ_{RdMax} - OK

Facette poutre: $\sigma_{Rd2} (=V_{ed}/b.w.a2.Sin\theta')$: 0,36 MPa < σ_{RdMax} - OK

5 - 2 Valeurs des réactions d'appuis

Appui n°1		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 30,30 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 16,13 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 28,66 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 16,60 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 17,77 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 9,61 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 11,85 KN.	
Appui n°2		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 65,57 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 65,57 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 83,03 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 62,76 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 48,12 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 52,46 KN.	



Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 30,57 KN.	
Appui n°3		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 54,09 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 54,09 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 54,09 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 72,95 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 54,09 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 46,99 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 46,99 KN.	
Appui n°4		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 65,57 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 65,57 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 48,12 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 62,76 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 83,03 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 30,57 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 52,46 KN.	
Appui n°5		
Comb. n° 1 - ELU STR	Réaction d'appui = 16,13 KN.	
Comb. n° 2 - ELU STR	Réaction d'appui = 30,30 KN.	
Comb. n° 3 - ELU STR	Réaction d'appui = 17,77 KN.	
Comb. n° 4 - ELU STR	Réaction d'appui = 16,60 KN.	
Comb. n° 5 - ELU STR	Réaction d'appui = 28,66 KN.	
Comb. n° 6 - ELU EQU	Réaction d'appui = 11,85 KN.	
Comb. n° 7 - ELU EQU	Réaction d'appui = 9,61 KN.	

6 - Vérification des trémies

Aucune trémie

7 - Résistance au feu

- Travée 1: aucune stabilité au feu demandée.
- Travée 2: aucune stabilité au feu demandée.
- Travée 3: aucune stabilité au feu demandée.
- Travée 4: aucune stabilité au feu demandée.

8 - Avertissements

Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.

Environnement: aucune classe d'exposition n'a été renseignée. La vérification aux Etats Limites de Service et la limitation des ouvertures des fissures ne pourront être évaluées.



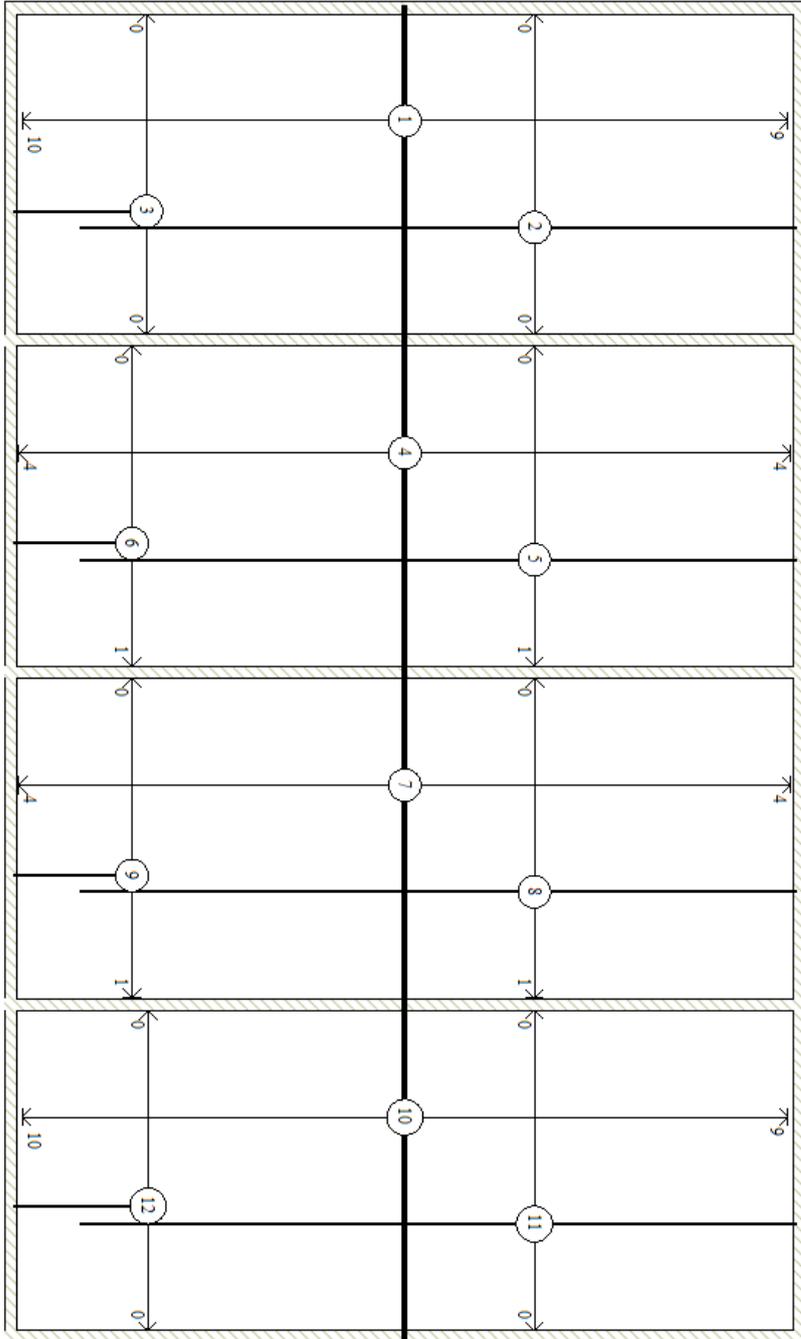
Logiciel Plancher BA – Exemple n°2

Enrobage: aucune mesure d'harmonisation d'enrobage entre les différentes travées n'a été prise.

Calcul section ELS - travée2 - armatures sur appui droit - : $\sigma_s > 0,8.f_{yk}$ car $A_s(\text{ELS}) (= 5,68 \text{ cm}^2) > A_s(\text{ELU})(= 5,48 \text{ cm}^2)$

Calcul section ELS - travée3 - armatures sur appui gauche - : $\sigma_s > 0,8.f_{yk}$ car $A_s(\text{ELS}) (= 5,68 \text{ cm}^2) > A_s(\text{ELU})(= 5,48 \text{ cm}^2)$

PLAN DE FERRAILLAGE : Armatures inférieures

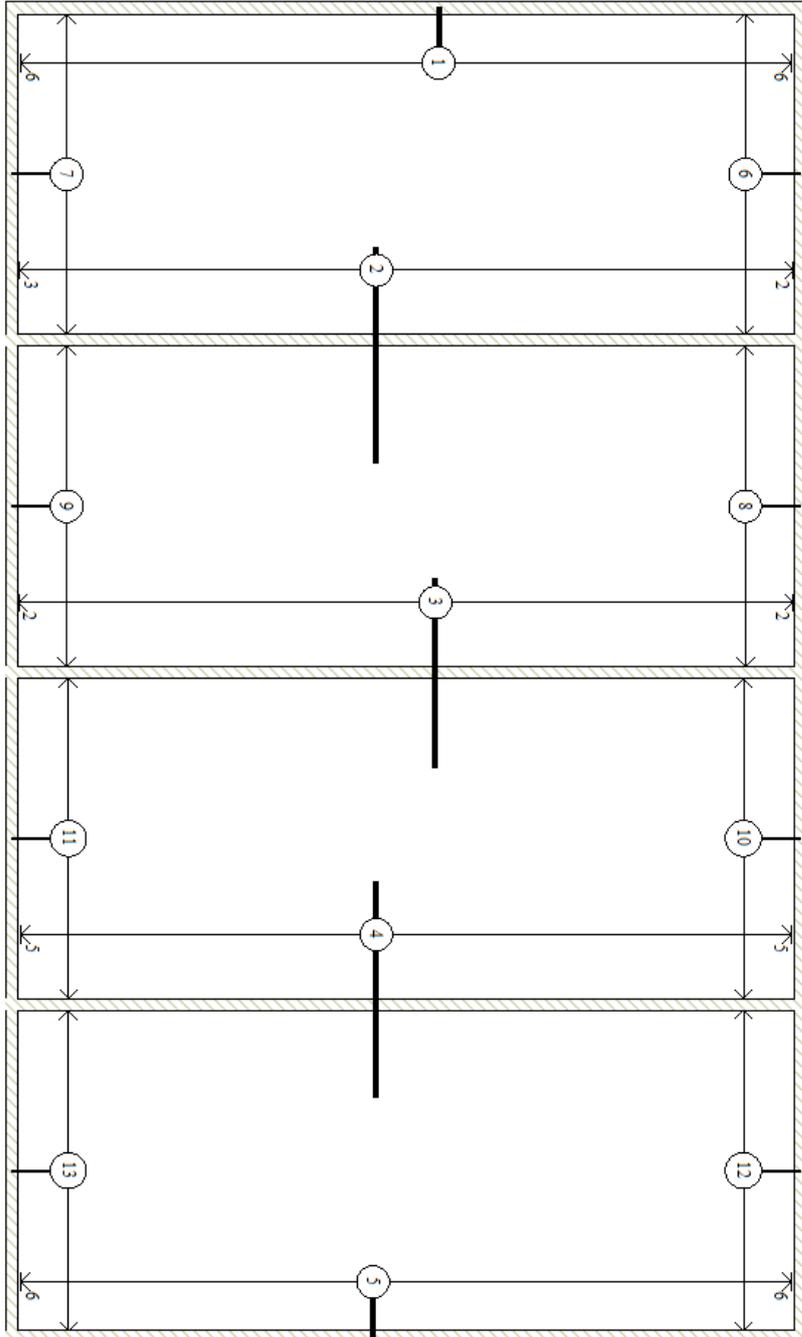


NOMENCLATURE DES ARMATURES

N°	Armatures	Forme	DM
1	62 HA14 x 568 - S = 21,0	$\frac{14}{568} \frac{14}{568}$	S.O.
2	28 HA6 x 1200 - S = 20,0	$\frac{5}{1200}$	S.O.
3	28 HA6 x 195 - S = 20,0	$\frac{5}{195}$	S.O.
4	77 HA10 x 560 - S = 17,0	$\frac{10}{560} \frac{10}{560}$	S.O.
5	18 HA6 x 1200 - S = 31,7	$\frac{5}{1200}$	S.O.
6	18 HA6 x 171 - S = 31,7	$\frac{5}{171}$	S.O.
7	77 HA10 x 560 - S = 17,0	$\frac{10}{560} \frac{10}{560}$	S.O.
8	18 HA6 x 1200 - S = 31,7	$\frac{5}{1200}$	S.O.
9	18 HA6 x 171 - S = 31,7	$\frac{5}{171}$	S.O.
10	62 HA14 x 568 - S = 21,0	$\frac{14}{568} \frac{14}{568}$	S.O.
11	28 HA6 x 1200 - S = 20,0	$\frac{5}{1200}$	S.O.
12	28 HA6 x 195 - S = 20,0	$\frac{5}{195}$	S.O.

Toutes les côtes sont indiquées en cm.
 Angle de pliage : 135°
 Diamètre Ø du mandrin en cm.

PLAN DE FERRAILLAGE : Armatures supérieures



NOMENCLATURE DES ARMATURES

N°	Armatures	Forme	DM
1	47 HA6 x 81 - S = 28,0	5 $\sqrt{\frac{81}{366}}$	7,5
2	122 HA10 x 148 - S = 10,7	48 $\frac{20}{366}$ $\sqrt{\frac{148}{366}}$	S.O.
3	63 HA12 x 150 - S = 20,9	50 $\frac{20}{321}$ $\sqrt{\frac{150}{321}}$	S.O.
4	125 HA10 x 197 - S = 10,4	97 $\frac{20}{365}$ $\sqrt{\frac{197}{365}}$	S.O.
5	47 HA6 x 81 - S = 28,0	35 $\sqrt{\frac{81}{81}}$	S.O.
6	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
7	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
8	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
9	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
10	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
11	13 HA6 x 65 - S = 45	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
12	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.
13	19 HA6 x 65 - S = 30	10 $\frac{55}{65}$	S.O.

Toutes les cotes sont indiquées en cm.
 Angle de pliage: 135°
 Diamètre Ø du mandrin en cm.