avis technique 3/97-300

Ossature
Frame
Stabwerk

Éléments de structure Strudal

Titulaire : STRUDAL SA
BP 417
F-45304 Pithiviers Cedex
Tél. : 02 38 32 41 41
Fax : 02 38 32 41 00

commission chargée de formuler des avis techniques

groupe spécialisé n° 3

structures, planchers et autres composants structuraux

Vu pour enregistrement le 22 avril 1998

Pour le CSTB : J.-D. Merlet, directeur technique

Bulletin des Avis Techniques
n° 392 (septembre 1998)

Toute représentation ou reproduction de ce document faite sans le consentement du CSTB est illicite.Elle constitue une contrefaçon au sens de la loi du 1er juillet 1992. © CSTB 1998

Le Groupe spécialisé n° 3 « Structures, planchers et autres composants structuraux » de la Commission chargée de formuler les Avis Techniques a examiné, le 18 décembre 1997, le procédé d'ossatures ÉLÉMENTS DE STRUCTURE STRUDAL présenté par STRUDAL SA. Il a formulé, sur ce procédé, l'Avis Technique ci-après.

1 – Définition succincte

1,1 Description succincte

Ossatures à un ou plusieurs niveaux, à poteaux et poutres préfabriqués en béton armé ou en béton précontraint, associés éventuellement à des planchers divers. Parmi ces ossatures, on distingue deux grandes familles d'ouvrages :

- les bâtiments de type industriel, à un niveau, y compris une présence éventuelle de mezzanine (notamment halls industriels, entrepôts, hypermarchés,...), composés essentiellement d'un ensemble de poteaux associé à une poutraison de toiture ;
- les bâtiments comportant des planchers, couvrant une large gamme de destinations (notamment bureaux, habitations, locaux scolaires, locaux hospitaliers,...), composés essentiellement de portiques dont les traverses sont des poutres industrielles incorporées à ces planchers.

1,2 Identification des composants

L'identification des composants se fait comme indiqué au paragraphe 2 de la Description (Dossier technique).

2 – AVIS

2,1 Domaine d'emploi accepté

L'Avis porte uniquement sur le procédé tel qu'il est décrit dans le Dossier technique joint, dans les conditions fixées au Cahier des Prescriptions Techniques Particulières (§ 2,3).

L'Avis ne vaut que pour les fabrications de composants en béton armé ou en béton précontraint faisant l'objet d'une certification CSTBat délivrée par le CSTB.

L'Avis est formulé pour les utilisations en France européenne (métropole + Corse), zones sismiques incluses.

Le domaine d'emploi proposé (§ 1 de la Description) est accepté par le Groupe spécialisé n° 3 en notant que, dans le cadre du présent Avis, seules les deux configurations suivantes d'appuis poutre sur poteau ont été examinées :

- appui broché,
- appui claveté avec repos de poutre sur poteau.

Toute autre configuration doit donner lieu à une étude particulière spécifique.

2,2 Appréciation sur le procédé

2,21 Aptitude à l'emploi

Stabilité

La résistance et la stabilité de l'ossature sont normalement assurées dans le domaine d'emploi accepté sous réserve des dispositions complémentaires données au Cahier des Prescriptions Techniques Particulières (§ 2,3 ci-après), notamment en ce qui concerne l'utilisation du procédé en zones sismiques (§ 2,317).

Sécurité au feu

Le procédé permet de respecter la réglementation applicable au domaine d'emploi accepté. Les éléments constituants du procédé ne présentent pas de risques spéciaux et les durées de stabilité au feu peuvent être appréciées conformément aux Règles FB (DTU - P 92-701).

Prévention des accidents lors de la mise en œuvre

La sécurité du travail sur chantier est normalement assurée, en ce qui concerne le procédé proprement dit, si les prescriptions de mise en œuvre du tenant de système, ainsi que les prescriptions et les vérifications prévues dans le Cahier des Prescriptions Techniques Particulières sont effectuées et satisfaites.

2,22 Durabilité - Entretien

La durabilité de l'ossature est équivalente à celle des systèmes traditionnels utilisés dans des conditions comparables.

2,23 Fabrication et contrôles

La fabrication s'effectue dans des usines équipées pour la production de composants en béton armé et/ou en béton précontraint.

Il appartient aux usines productrices d'éléments poteaux, poutres et pannes de mettre en place un autocontrôle de leur fabrication, d'en demander la surveillance par le CSTB et de déposer une demande de certification CSTBat. Les éléments bénéficiant d'un certificat valide sont identifiables par la présence du logo CSTBat suivi du numéro de marquage apposé sur eux.

2,24 Mise en œuvre

La mise en œuvre, effectuée par des entreprises autres que le tenant du système, ne présente pas de difficultés particulières à condition que soit fourni un plan de pose complet.

2,3 Cahier des Prescriptions Techniques Particulières

2,31 Conditions de conception et de calcul

Les ouvrages doivent être dimensionnés et vérifiés par référence aux Règles BAEL 91 pour les éléments en béton armé et aux Règles BPEL 91 pour les éléments en béton précontraint, règles complétées et précisées par le CPT « Structures » Titre I.

Les facteurs partiels de sécurité sur les matériaux (γ_b pour le béton et γ_s pour l'acier) sont définis conformément aux prescriptions des références ci-dessus, sauf pour le cas des vérifications en situation accidentelle, due à l'effet du séïsme ou de la neige accidentelle, pour lesquelles on retient $\gamma_b = 1{,}1$ et $\gamma_s = 1$. De plus, pour les vérifications sous combinaisons fondamentales, le facteur partiel γ_s est pris égal à 1,1 pour les armatures actives dont la tension initiale est prévue supérieure à $0{,}7\ F_{rg}$.

Les prescriptions qui suivent viennent en complément ou en dérogation aux règles précédentes.

2,311 Dimensionnement des poutres continues sur appui

A PRINCIPE

Les ouvrages réalisés à partir de poutres préfabriquées précontraintes doivent être vérifiés sur la base de modèles de comportement des matériaux connus et validés par de nombreuses applications. Ces modèles peuvent notamment être choisis parmi ceux décrits dans les Règles BAEL 91 en ce qui concerne les zones d'appui et ceux des Règles BPEL 91 en ce qui concerne les zones de travées.

Les vérifications d'ouvrages pour lesquels la fissuration peut être considérée comme peu préjudiciable au sens de l'article A 4.5,32 des Règles BAEL 91 peuvent être vérifiés uniquement dans la situation de long terme, il en résulte que les redistributions d'efforts apportées par les déformations différées du béton sont supposées effectuées.

> *Commentaire :* il est rappelé que la présence de revêtements fragiles peut donner lieu à une classification en « fissuration préjudiciable » ou « fissuration très préjudiciable ».

Les vérifications d'état limite ultime peuvent être menées en supposant une incursion partielle des matériaux dans le domaine non linéaire compte tenu du niveau de fissuration inhérent à ce type de vérification. Dans ce cas, des rotations anélastiques au droit des appuis peuvent être considérées, diminuant sensiblement les moments de continuités à l'état limite ultime. Si de telles rotations sont envisagées, on doit alors procéder à la double vérification complémentaire suivante :

- vérifier le non-épuisement des rotules plastiques ainsi considérées ;
- vérifier l'état limite de service de fissuration, y compris dans le cas de fissuration peu préjudiciable, compte tenu de ce que la seule vérification à l'état limite ultime ne permet plus d'assurer dans ce cas un bon comportement en service.

Ces vérifications ne s'imposent pas s'il n'est pas fait usage de telles rotules plastiques dans la détermination des moments fléchissants.

L'ensemble des vérifications de sections fléchies de béton armé doit être mené en tenant compte des tractions d'ensemble sollicitant les files de poutres du fait de leur raccourcissement d'ensemble. Il convient donc de mener les vérifications des appuis par un calcul en flexion composée avec traction ou, à défaut, d'ajouter aux aciers obtenus par un calcul en flexion simple, une section d'acier complémentaire capable d'équilibrer la traction d'ensemble.

B RÈGLES D'APPLICATION

Pour le calcul des sollicitations, la largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée au dixième de la portée considérée, la présence des trémies éventuelles affectant cette zone étant prise en compte comme indiqué plus loin.

Les sections résistantes utilisées dans le calcul des contraintes sont homogénéisées pour tenir compte des divers types de béton.

Deux méthodes sont proposées pour déterminer les sollicitations de flexion pour le dimensionnement des poutres continues en phase d'exploitation :

- la méthode *simplifiée* dont l'application est aisée à mettre en œuvre mais dont le champ d'application est restreint ; les vérifications des contraintes en travée sont réalisées en considérant les diverses phases de la construction, et en tenant compte d'une redistribution conventionnelle des contraintes ;
- la méthode *complète* dont l'applicabilité est sans restriction mais impose des calculs plus laborieux.

B1 La méthode « simplifiée »

Elle présente les limitations de validité suivantes :

- la géométrie de la poutre est régulière et ses caractéristiques mécaniques sont constantes par travée ;
- la fissuration est considérée comme peu préjudiciable ;
- le rapport des raideurs EI/ℓ de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ;
- elle est destinée aux seuls ouvrages de planchers présentant une table de compression résistante ;
- les charges variables n'excèdent pas le double des charges permanentes et n'excèdent pas 1 000 daN/m². Par ailleurs, la différence entre les valeurs caractéristiques des charges d'exploitation de deux travées consécutives ne doit pas excéder 500 daN/m² ;
- les charges appliquées n'ont pas de caractère dynamique et répété et sont essentiellement statiques. Le camion pompier est toutefois admis, compte tenu de son caractère exceptionnel ;
- les charges ponctuelles sont faibles et régulièrement réparties sur la portée ; chacune d'elle n'excède pas le cinquième de l'ensemble des charges réparties, permanentes et variables, appliquées à la travée considérée. Si cette condition n'est pas respectée, la méthode « simplifiée » reste possible à condition de remplacer les charges ponctuelles par un chargement fictif uniformément réparti conduisant aux mêmes rotations d'extrémité de la travée isostatique associée pour l'appui considéré ;
- les effets du gradient thermique peuvent être considérés comme négligeables (voir B4 ci-après).

a) Calculs préalables

Les appuis intermédiaires sont numérotés de 1 à N de la gauche vers la droite. Les travées sont numérotées de 1 à N +1 dans le même sens.

On définit, pour une chaque travée, les quantités suivantes, qui sont définies algébriquement (ces coefficients peuvent être négatifs lorsque la précontrainte est très élevée) :

$$K_{max,i} = \text{Max}\left\{0{,}6\ d(1-\alpha_i);\ 0{,}75\ \gamma_1\ \delta_i\left[a_i\left(1-\frac{\alpha_i}{3}\right)-\frac{2\ \varphi}{3\ \gamma_2\ z_i}\left(k_i-0{,}1\right)\right]\right\}$$

$$K_{min,i} = 0{,}75\ \frac{\delta_i}{\gamma_3}\left[a_i\left(1-\frac{\alpha_i}{3}\right)-\frac{2\ \gamma_2\ \varphi}{3\ z_i}\left(k_i-0{,}1\right)\right]$$

Dans ces expressions :

- i est le numéro de la travée considérée
- γ_1 est un coefficient de sécurité lié à l'incertitude de la méthode pris égal à 1,15
- γ_2 est un coefficient de sécurité lié à l'incertitude des effets de fluage pris égal à 1,35
- γ_3 est un coefficient de sécurité lié à l'incertitude de la méthode pris égal à 1,35
- φ, coefficient relatif à la déformation de fluage, vaut 0,9 si le béton de poutre préfabriquée de la travée n° i est étuvé à la fabrication et 1 dans le cas contraire
- k_i est le rapport du moment de précontrainte M_p au moment isostatique M_0 pour la travée n° i.

M_p est relatif au montage en caractéristiques nettes et non pas à la poutre seule et vaut donc :

$$M_p = P_m\ (V_m - d_p)$$

avec :

P_m : force de précontrainte moyenne au temps infini

V_m : distance du centre de gravité du montage à la fibre inférieure

d_p : distance du barycentre des forces de précontrainte à la fibre inférieure

M_0 est le moment isostatique de la travée n° i sous l'effet de la combinaison rare

- α est le rapport G/(G + Q) des charges permanentes aux charges totales affectant la travée.

> *Commentaire :* il est rappelé que G représente l'ensemble des actions permanentes défavorables, y compris celles apportées sur le plancher par l'exploitant.

- δ est le rapport M_0'/M_0 de la travée considérée. M_0' est le moment isostatique calculé en ne prenant en compte que 60 % du poids propre du plancher si celui-ci n'est pas étayé à la pose ; δ vaut 1 si le plancher est étayé.
- a, b, c, d et z sont des coefficients issus du tableau 1 suivant :

Tableau 1

Position de la travée n° i	a	b	c	d	z
Travée de rive d'une poutre à 2 travées	1	0,9	0,75	1	4/3
Travée de rive d'une poutre à 3 travées ou plus	0,9	0,85	0,75	5/6	5/3
Travée intermédiaire d'une poutre à 3 travées	0,8	0,8	0,65	2/3	2
Travée intermédiaire d'une poutre à plus de 3 travées	0,8	0,85	0,65	2/3	2

b) Chapeaux au droit de l'appui n° i

Les aciers supérieurs de l'appui n° i sont déterminés à partir du moment négatif $M_{a,i}$ défini par

$$M_{a,i} = \text{Max}\ \{(K_{max,i}.M_{0,i} + K_{max,i+1}.M_{0,i+1})\ /2\ ;\ 0\}$$

avec :

$M_{0,i}$: moment isostatique de la travée n° i

$K_{max,i}$: coefficient adimensionnel relatif à la travée n° i défini ci-avant.

En ce qui concerne les aciers de chapeaux, la limite admise à l'ELS est de 70 % de la limite d'élasticité f_e.

c) Continuité d'aciers inférieurs au droit de l'appui n° i

Les aciers inférieurs de continuité au droit l'appui n° i sont déterminés à partir du moment positif $M_{inf,i}$ défini par :

$$M_{inf,i} = \text{Max}\ \{(K_{inf,i}.M_{0,i} + K_{inf,i+1}M_{0,i+1})\ /2\ ;\ 0\}$$

avec :

$$K_{inf,i} = b_i\ (1-\alpha_i) - \frac{4}{3}K_{min,i}$$

$M_{0,i}$: moment isostatique de la travée n° i

$K_{min,i}$: coefficient adimensionnel relatif à la travée n° i défini ci-avant.

d) Longueur des chapeaux

La valeur des moments sur appuis n° i-1 et n° i à considérer pour déterminer les zones de moment négatif de la travée n° i et, par suite, les longueurs des aciers de chapeaux est donnée par :

- côté appui n° i-1 : $M_{c,i-1} = M_{a,i-1} - (1-\alpha_i)\ K_{min,i}\ M_{0,i}/2$
- côté appui n° i : $M_{c,i} = M_{a,i} - (1-\alpha_i)\ K_{min,i}\ M_{0,i}/2$

Corrélativement, le moment à considérer pour la travée n° i est α_i. $M'_{0,i}$ dans le tracé de l'épure d'arrêt des barres d'acier de chapeaux.

e) Sections de travée n° i

Les moments de continuité $M_{aT,i-1}$ et $M_{aT,i}$ qui interviennent dans les calculs relatifs à la travée n° i doivent être déterminés au préalable par :

$$M_{aT,i-1} = (-K_{inf,i-1}\ M_{0,i-1} + K_{min,i}\ M_{0,i})/2$$

$$M_{aT,i} = (K_{min,i}\ M_{0,i} - K_{inf,i+1}\ M_{0,i+1})/2$$

La travée n° i est ensuite vérifiée à partir du moment M_{Ti} défini par :

$$M_{T,i} = \text{Max}\left\{M_{0,i} - \frac{M_{aT,i-1} + M_{aT,i}}{2}\ ;\ (c - 0{,}15\ \alpha)\ M_{0,i}\right\}$$

Les vérifications des sections de travée sont menées conformément aux prescriptions du CPT « Structures » Titre I

- pour les vérifications d'état limite ultime, la vérification de travée peut être effectuée sans tenir compte des phases de construction par simple comparaison du moment résistant de la section du montage à l'ELU et du moment agissant défini par l'équation ci-dessus appliquée à partir de moments isostatiques $M_{0,i}$ établis sur la base des combinaisons d'actions fondamentales ;

- pour toutes les vérifications d'état limite de service, les contraintes sont superposées en tenant compte des phases de la construction. La poutre est calculée comme si elle était isostatique, en tenant compte des superpositions comme suit :
  - les sollicitations liées aux actions (y compris la précontrainte) intervenant avant durcissement du béton de clavetage sont réparties conventionnellement entre la section de l'élément préfabriqué (55 %) et celle de la section composite (45 %). Le moment de flexion de première phase calculé sur un schéma isostatique est noté $M_{0,i}$;
  - les sollicitations liées aux charges appliquées ultérieurement sont équilibrées sur la section totale (poutre associée à la table de compression). Le moment correspondant est égal à $\xi M_{02,i}$, expression dans laquelle $M_{02,i}$ représente le moment isostatique calculé sous les charges de seconde phase pour la combinaison considérée.

    ξ est un coefficient de proportionnalité établi sur la répartition des moments observée sous la combinaison rare :

$$\xi = \frac{M_{T,i} - M_{01,i}}{M_{02,i(G+Q)}}$$

    Dans cette, équation, $M_{T,i}$ est le moment hyperstatique à l'ELS sous combinaison rare (G + Q), résultant de l'application de la méthode simplifiée et $M_{02,i(G+Q)}$ est le moment maximal isostatique de deuxième phase sous la combinaison rare (G + Q) ;
  - afin de prendre en compte les effets du retrait différentiel, il sera considéré, en fibres inférieures de l'élément préfabriqué, une contrainte forfaitaire supplémentaire de 0,5 bar par centimètre d'épaisseur de dalle coulée en place associée à l'élément.

f) Vérifications vis-à-vis des sollicitations tangentes

La vérification est réalisée en considérant la travée i isostatique. L'ensemble des charges (poids propre, poids des dalles, charges d'exploitation) est supposé appliqué à la section finale.

L'effort tranchant retenu pour la vérification de la poutre hyperstatique est pris égal à :

$$V_{T,i} = (1 + K_{max,i}/4) \times V_{0,i}$$

$V_{0,i}$ étant l'effort tranchant sollicitant, calculé sur la travée isostatique.

B2 La méthode complète

Elle est applicable dans tous les cas.

Lorsque les charges correspondent au domaine d'application de la méthode « simplifiée », la méthode complète est applicable en tenant compte des aménagements suivants :

- la vérification est effectuée exclusivement à l'infini (pas de vérification à la mise en service) ;
- possibilité d'affecter le moment sur appui dû aux seules charges permanentes par un coefficient multiplicateur compris entre 2/3 et 1, le moment en travée étant augmenté en conséquence.

La méthode complète consiste à suivre l'historique de la construction par superposition des effets de chacune des phases, en tenant compte des redistributions de sollicitations dues aux effets des déformations différées.

B2.1 Correction des sollicitations hyperstatiques

Les sollicitations sont calculées par les procédés habituels de la résistance des matériaux. Les moments sur appuis obtenus sont affectés d'un coefficient réducteur k destiné à tenir compte des effets de striction de table de compression, d'introduction progressive de la précontrainte et du comportement différentiel de fissuration entre les zones d'appui en béton armé et les zones courantes. Ce coefficient k est défini par :

$$k = 0{,}31\ \lambda + 0{,}71 - 0{,}00036\ \sigma$$

λ est le rapport de l'inertie de la section du montage à l'appui à la demi-somme des inerties des sections du montage en zone courante des deux travées adjacentes

σ (en MPa) est la contrainte admise à l'ELS dans les aciers de chapeaux. Elle est limitée à 0,70 f_e en fissuration peu préjudiciable et aux limites prévues par les Règles BAEL 91 dans les cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

B2.2 Redistributions différées

Les redistributions de sollicitations par l'effet des déformations différées des matériaux sont à déterminer en tenant compte de l'évolution dans le temps des caractères mécaniques. Elles sont notamment subordonnées aux durées de chacune des phases de la construction.

La superposition des phases s'opère alors conventionnellement comme indiqué au tableau 2 :

Tableau 2

Phase	Système	Schéma statique	Charge de la phase
1	Isostatique		$\alpha\ (p_1 + F)$
2	Étayé		$\beta.p_2$
3	Hyperstatique		$R + (1 - \alpha)(p_1+F) + (1 - \beta)p_2 + s$

Dans ce tableau :

p_1 représente le poids propre de la poutre préfabriquée

F représente l'ensemble des actions dues à la précontrainte, à la date considérée

p_2 représente le poids de la dalle collaborante,

R représente les réactions d'étais (calculées à partir de la seule charge $\beta.p_2$).

s représente l'ensemble des charges complémentaires (permanentes ou variables) appliquées au plancher fini.

α et β prennent respectivement les valeurs α_0 et β_0 dans le cas d'une vérification à la mise en œuvre et α_∞ et β_∞ dans le cas d'une vérification à long terme.

Toutefois, pour éviter des calculs temporels complexes, elles peuvent à titre de simplification être appréciées par un partage conventionnel des charges (coefficients α et β définis conventionnellement et non pas calculés explicitement).

Ce partage doit en outre tenir compte pour les vérifications de long terme (indice ∞) d'une fourchette Mini/Maxi d'incertitude destinée à couvrir la dispersion des déformations de fluage et des durées des différentes phases. Les coefficients α et β qui conditionnent le partage sont alors affectés d'un coefficient d'incertitude δ. Les vérifications sont à mener avec la valeur la plus défavorable.

Les vérifications à la mise en service (indice 0) sont menées avec des coefficients à valeurs fixes.

$\alpha_{0,\,max} = \alpha_{0,\,min} = \alpha_0 \quad \alpha_{\infty,\,max} = \alpha_\infty \times \delta \quad \alpha_{\infty,\,min} = \alpha_\infty / \delta$

$\beta_{0,\,max} = \beta_{0,\,min} = \beta_0 \quad \beta_{\infty,\,max} = \beta_\infty \times \delta \quad \beta_{\infty,\,min} = \beta_\infty / \delta$

avec :

$\alpha_0 = 0{,}85$ et $\beta_0 = 1$

$\alpha_\infty = 0{,}55$ dans le cas d'un béton préfabriqué étuvé, et 0,50 dans le cas d'un béton préfabriqué non étuvé

$\beta_\infty = 0{,}40$

$\delta = 1{,}15$.

Tous les calculs de moments (ELS, ELU) peuvent être menés sur ces hypothèses de détermination des sollicitations flexionnelles.

B3 Les rotations anélastiques

Quelle que soit la méthode utilisée, la vérification du dimensionnement à l'ELU peut être effectuée en utilisant les possibilités de redistribution d'effort particulières liées à la fissuration.

Dans ce cas, la vérification à l'ELS est toujours indispensable même en fissuration peu préjudiciable.

Les redistributions en cause peuvent être estimées sur la base d'une rotation localisée à l'appui prise égale à 0,003 radians.

Le moment ainsi relaxé (et donc redistribué vers les travées adjacentes) peut donc être calculé en première approximation par l'expression :

$$\Delta M = 0{,}00075 \left[\left(\frac{3EI}{l}\right)_w + \left(\frac{3EI}{l}\right)_e \right]$$

EI représente la raideur flexionnelle instantanée des zones courantes des travées.

Commentaire : cette valeur conduit généralement, avec les raideurs habituelles des poutres de plancher, à un moment relaxé de l'ordre du dixième du moment isostatique des travées adjacentes à l'appui.

B4 Les effets du gradient thermique climatique

Cet article ne vise pas les variations linéaires d'origine thermique, mais seulement les effets dus aux différences de température au sein d'une même section.

Il est admis de considérer que les gradients thermiques, qui résultent des différences de température pouvant survenir entre les membrures hautes et basses d'une même poutre, sont sans effet sur la répartition des sollicitations dans le cas d'ouvrages isostatiques libres de se déformer. Les contraintes de cisaillement internes sont par ailleurs négligées dans les vérifications. De même, il est admis de négliger les effets du gradient thermique tant en structures isostatiques qu'en structures hyperstatiques, lorsque l'ensemble des éléments structuraux concernés est situé à l'intérieur de l'enveloppe thermique du bâtiment.

A l'inverse, pour les autres ouvrages hyperstatiques, ces gradients sont très incidents sur les sollicitations et ils doivent impérativement être considérés dans l'analyse justificative.

Deux conceptions doivent faire l'objet d'une vigilance accrue compte tenu de leur sensibilité avérée vis-à-vis des effets du gradient en structures hyperstatiques :

- les ouvrages de terrasses non isolées par le dessus revêtues d'un produit noir en vue d'assurer l'étanchéité ;
- tous les ouvrages de plancher à poutre et dalle associée isolés en sous-face uniquement au droit de la dalle, exposés à l'ensoleillement.

La valeur du gradient à considérer est fixée par le maître d'ouvrage en fonction de l'exploitation prévue pour la construction.

Commentaire : à titre indicatif, des études thermo-mécaniques considérant des flux solaires constatés en France métropolitaine ont permis de montrer des différences de température entre les fibres supérieures de la dalle et les fibres inférieures des poutres de plancher de l'ordre de :

- 25 °C pour des éléments non isolés,
- 30 °C pour des éléments isolés en sous-face uniquement ou droit de la dalle.

Ces valeurs sont valables dans le cas de locaux exploités à des températures habituelles d'été (25 °C).

B5 Trémies

Les trémies affaiblissent significativement les raideurs des travées et ne peuvent pas être ignorées dans le calcul des continuités. Le calcul exact de leur influence peut être mené à l'aide des coefficients dont les expressions sont développées ci-après :

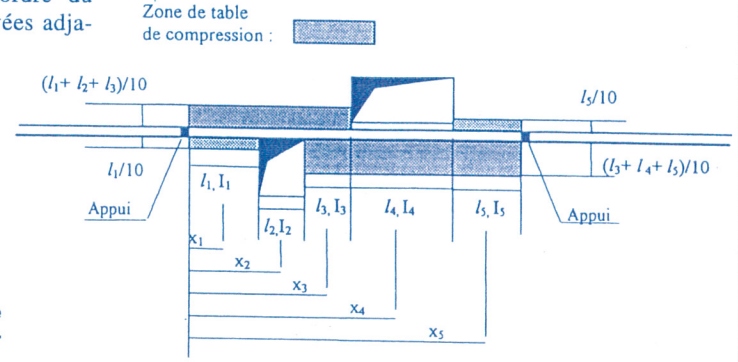


Schéma de principe fixant les largeurs de table à considérer

Les coefficients de raideurs de la travée considérée sont alors :

$$k_A = \frac{c}{ac - b^2} \text{ qui donnerait } \frac{4EI}{l} \text{ pour une inertie constante}$$

$$k_{AB} = k_{BA} = \frac{b}{ac - b^2}, \text{ qui donnerait } \frac{2EI}{l}$$

$$k_B = \frac{a}{ac - b^2}, \text{ qui donnerait } \frac{4EI}{l}$$

avec a, b et c obtenus par sommations sur les n tronçons (n = 5 dans l'exemple ci-dessus) à inertie différente de la manière suivante :

$$a = \sum_{i=1}^{n} \frac{l_i}{EI_i} \left(1 + \frac{l_i^2}{12l^2} + \frac{x_i^2}{l^2} - \frac{2x_i}{l} \right)$$

$$b = \sum_{i=1}^{n} \frac{l_i}{EI_i} \left(- \frac{l_i^2}{12l^2} - \frac{x_i^2}{l^2} + \frac{x_i}{l} \right)$$

$$c = \sum_{i=1}^{n} \frac{l_i}{EI_i} \left(\frac{l_i^2}{12l^2} + \frac{x_i^2}{l^2} \right)$$

Dans ces expressions, x_i représente la distance du nu d'appui à la section médiane du tronçon i et l représente la portée totale entre nus.

Cette manière de faire est exacte sur le plan RdM. La seule source d'incertitude tient au choix des largeurs de table telle qu'il résulte du dessin dans les calculs des inerties des tronçons.

On peut ainsi, en comparant au droit d'un appui de continuité donné les valeurs de k_B de la travée gauche et la valeur de k_A de la travée de droite, vérifier que leur rapport est compris entre 0,8 et 1,25 et ainsi justifier de la possibilité d'envisager l'utilisation de la méthode simplifiée. Les raideurs k_A, k_B et k_{AB} peuvent également être directement utilisés dans les calculs de résistance des matériaux pratiqués pour la mise en œuvre de la méthode complète.

2,312 Dimensionnement des frettes de tête de poteau

A DÉFORMATIONS AXIALES DIFFÉRÉES DES FILES DE POUTRES

Une file de poutres précontraintes se raccourcit dans le temps par fluage sous précontrainte, retrait et chute de température. Une traction d'ensemble dans la file naît alors du fait des raideurs des poteaux qui gênent ce raccourcissement. Cette traction est maximale au milieu de la file et doit cheminer au droit d'un assemblage par l'ensemble about-broche-frettage de tête de poteau-broche-about dans le cas d'un appui broché. Dans le cas d'un clavetage, le cheminement passe par les aciers de la dalle associée éventuelle, les aciers d'about des poutres et les ferraillages du clavetage qui relayent l'effort si l'assemblage est claveté. Les aciers assurant les assemblages entre éléments doivent donc être déterminés en tenant compte d'une traction d'ensemble en sus des moments de continuité.

B RACCOURCISSEMENT UNITAIRE ε A CONSIDÉRER

Les efforts dans la file peuvent être étudiés à partir des données ci-après en admettant les hypothèses suivantes :

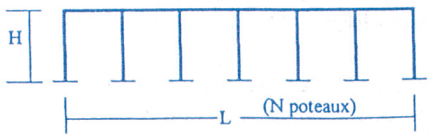
- la déformation de fluage est proportionnelle à la précontrainte moyenne dans l'élément préfabriqué à la mise en précontrainte. La valeur indiquée dans le tableau 3 suppose une précontrainte moyenne de 10 MPa, calculée sur la section de l'élément préfabriqué seul ;
- la température de construction est supposée comprise entre 10 et 15 °C.

Tableau 3

	Module à considérer	Poutre de structure	Poutre de plancher coulé sur place ou à prédalle	Poutre de plancher à dalle alvéolée ou prédalle épaisse
Fluage	E_v	$3{,}5.10^{-4}$	2.10^{-4}	2.10^{-4}
Retrait	E_v	$0{,}5.10^{-4}$	$1{,}5.10^{-4}$	$0{,}5.10^{-4}$
Diminution de température (*)	$0{,}6\ E_i$	1.10^{-4}	1.10^{-4}	1.10^{-4}
Total		*5.10^{-4}*	*$4{,}5.10^{-4}$*	*$3{,}5.10^{-4}$*
* Dans le cas de bâtiments maintenus hors gel.				

Sauf calcul spécifique, l'effort dans la file F_h en kN devant être considéré, est défini forfaitairement comme suit pour le cas très courant d'une file de longueur L en mètres et de N poteaux encastrés en pied et articulés en tête de section b x h en m² et de hauteur libre H en mètres :

$$F_h = 230 \frac{bh^3}{H^3} \frac{LN^2}{(N-1)}$$



(h = dimension du poteau dans le sens du portique)

Dans le cas d'une file dont le déplacement en tête est bloqué au droit de l'un des poteaux du fait de la présence de structures complémentaires (voile, remplissage maçonnerie, ou dalle tenue par des voiles par exemple), la longueur L à considérer pour l'application de la formule ci-dessus, est le double de la distance du poteau bloqué au poteau d'extrémité le plus éloigné.

Toutes les files présentant plus d'un seul point de blocage sont interdites en l'absence d'un joint de dilatation situé entre les deux points de blocage sauf à procéder à une étude détaillée des déformations différées et des ouvertures de fissures susceptibles d'en résulter ; l'hypothèse à retenir dans ce dernier cas est celle d'une seule fissure ouverte entre les deux points de blocage, cette fissure ne pouvant excéder 0,3 mm.

En zone courante, l'effort de traction indiqué est équilibré par la précontrainte des poutres.

Au droit des zones d'appui, l'effort ci-dessus indiqué doit être équilibré par des aciers prévus à cet effet dans le cadre d'un calcul en flexion composée avec traction prenant en compte la traction dans la file et le moment de flexion au droit de l'appui.

C DIFFUSION DES CHARGES EN TÊTE DE POTEAU

Le caractère concentré des réactions d'appui poutre sur poteau doublé d'un effet « éclateur » lié à la mise en compression des broches sous charges variables et tassement des appareils d'appuis conduit à rechercher l'effort d'éclatement F_v des têtes de poteaux dû aux charges verticales qu'ils supportent.

F_v est défini forfaitairement comme suit en l'absence de justification d'une valeur différente.

Cas d'un appui broché

$$F_v = V\left(1 - 2\frac{d}{h}\right)\left(1 - \frac{y}{h}\right)$$

avec :

V = Max (V_i), V_i étant les réactions d'appui des poutres arrivant au poteau à l'ELS

d = Min (d_i), d_i étant la distance de la broche à la cage d'armatures dans le sens de l'effort de traction dans la file

y : somme des largeurs des appareils d'appui dans le sens de l'effort de traction dans la file

h : largeur de la tête du poteau

Cas d'un appui claveté

F_v est la valeur de la réaction d'appui lors de la pose de l'élément préfabriqué le plus lourd sur la tête du poteau.

D DIMENSIONNEMENT DES FRETTES DE TÊTE DE POTEAU

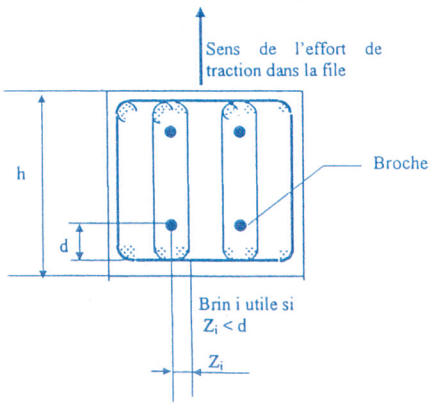
Les frettes disposées en tête d'un poteau doivent présenter une section utile capable d'équilibrer la somme $F_h + F_v$ sous une contrainte limitée à celle adoptée pour les aciers de béton armé dans le cadre de la fissuration préjudiciable au sens des Règles BAEL 91.

Les frettes sont considérées comme utiles si la distance du brin considéré à l'axe de la broche n'excède pas la distance de la broche au retour du brin perpendiculaire au sens de l'effort (voir dessin ci-après). De plus, ce brin doit être complètement ancré par un façonnage en cadre horizontal, en étrier ou en épingle permettant une mise en charge complète du brin sur la totalité de la longueur droite de l'armature dans le sens de l'effort à cheminer.

L'ensemble des aciers de frettage de tête de poteau doivent être disposés dans une hauteur n'excédant pas 1,5.d dans le cas des poteaux brochés et Min (h/3 ; e) dans le cas des poteaux clavetés lorsqu'il n'est pas prévu d'étaiement de poutre à l'appui, avec :

h = dimension du poteau dans le sens de la file

e = profondeur d'appui de la poutre.



2,313 Vérification à effectuer dans les poutres brochées soumises à des efforts latéraux horizontaux (vent, séisme)

Les effets du vent et du séisme rendent indispensable la vérification des sections d'extrémités des poutres brochées soumises à une flexion - torsion du fait même qu'elles sont :

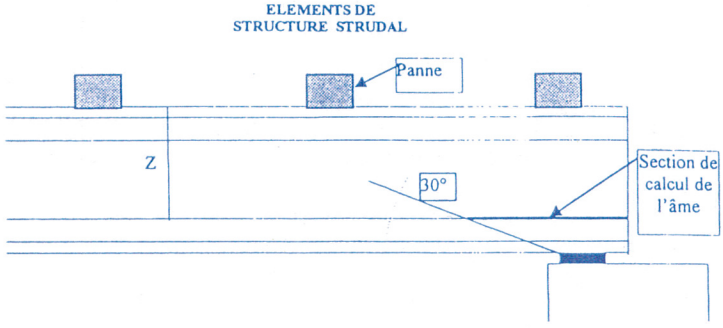
- fixées aux poteaux à leur sous-face,
- chargées par des forces horizontales appliquées à un niveau différent de leur sous-face.

Les vérifications à apporter distinguent les poutres avec blochets des poutres sans blochet.

Dans le premier cas, deux vérifications s'imposent :

- la vérification en flexion composée au niveau de l'appareil d'appui,
- la vérification de torsion en zone courante de la poutre.

Dans le second, une vérification complémentaire est à effectuer : la section horizontale de l'âme au droit de l'about de la poutre doit être vérifiée en flexion composée.



Conditions à appliquer pour ces trois vérifications

Vérification de flexion composée au niveau de l'appareil d'appui

Cette vérification est à mener comme une vérification de flexion composée en prenant pour limite l'élasticité fictive de l'appareil d'appui 5 MPa dans le cas d'appareil en élastomère non fretté et 12 MPa dans le cas d'appareil en élastomère fretté. Les vérifications sont à mener à l'état limite ultime de résistance sous combinaisons fondamentales et accidentelles sismiques.

En outre, il doit être vérifié que, sous actions de service (vent normal), les contraintes sur l'appareil d'appui restent positives (compression) en tout point de sa surface.

Vérification de flexion composée au niveau de la naissance de l'âme de la poutre

Cette vérification considère une section horizontale d'âme limitée par une diffusion à 30° des efforts à l'appui. Elle est réalisée par le calcul de béton armé qui envisage, comme armature tendue, le brin situé côté tendu des armatures d'effort tranchant situées dans cette zone. Les efforts appliqués sont, outre le moment de flexion de renversement (calculé sur la base de l'effort horizontal agissant multiplié par la distance verticale entre son point d'application et le niveau de la section à vérifier), l'effort normal de compression amené par la bielle d'about projeté verticalement sur la section considérée et donc pris égal à l'effort tranchant.

Les vérifications sont à mener uniquement à l'état limite ultime de résistance sous combinaisons fondamentales et accidentelles sismiques.

Vérification de torsion en zone courante de la poutre

Ces vérifications sont menées conformément aux Règles BAEL 91, uniquement dans la zone d'établissement de la précontrainte. Elles sont superflues en zone courante de la poutre.

2,314 Contraintes dans les broches

Les broches sont destinées à travailler en goujon. Elles peuvent également être amenées à travailler en compression dans le cadre de charges apportées postérieurement à leur scellement dans les fourreaux des poutres qu'elles assujettissent.

Enfin, sous les effets de flexion latérale (vent ou séisme donnant lieu à un moment de basculement des poutres), elles peuvent travailler en flexion.

Pour ces trois modes de sollicitation, leur contrainte de calcul σ est prise égale à $f_e/1,5$ pour les combinaisons de service, $f_e/1,15$ pour les combinaisons fondamentales d'état limite ultime et f_e pour les combinaisons accidentelles.

Les contraintes agissantes de cisaillement pur (effet de goujon) sont à cumuler aux contraintes de traction ou de compression conformément au modèle suivant :

$$(3\,G + N)/A < \sigma$$

avec :

G : effort agissant de cisaillement de la broche

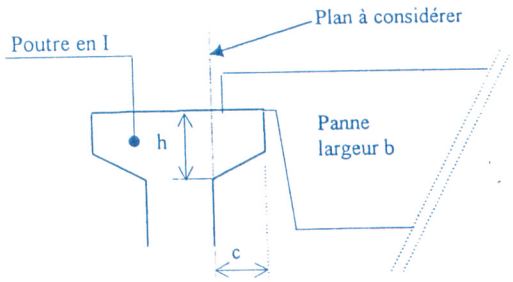
N : effort normal dans la broche (positif si traction)

A : section de la broche.

2,315 Vérification des ailes des têtes des poutres en I sous charges localisées

La vérification de l'appui des abouts de pannes sur les semelles supérieures des poutres en I doit être effectuée à partir d'un calcul de béton armé du type « console courte » prenant en compte un nu d'appui de la console situé dans le plan du nu de l'âme de la poutre. La largeur de la section considérée est prise égale à la somme de la largeur de la panne et deux fois le débord « c » de l'aile de la poutre. Seuls les aciers situés au droit de cette largeur peuvent être considérés dans l'étude de la flexion locale.

Dans le cas de pannes de toiture, il est admis de vérifier la résistance de l'aile de la poutre porteuse, lorsque l'absence d'armatures ne permet pas la vérification précédente, en limitant la contrainte de traction développée dans la section de vérification à $f_{tj}/4$, sous sollicitations de service.



Section de vérification de la console :
largeur : b +2c
hauteur : h

2,316 Conditions de déformations

Le système de contréventement doit être tel que :

- les déformations horizontales en têtes de poteaux n'excèdent pas h/200 dans le cas de couverture ou de bardage souple et h/400 dans les autres cas ;
- les flèches horizontales des poutres et pannes de rive soient compatibles avec les déformations admissibles de la couverture et n'excèdent pas, dans tous les cas, ℓ/400.

2,317 Prescriptions de conception parasismique

Les éléments intervenant dans le cheminement des efforts, indispensables à la stabilité en situation accidentelle sismique, doivent être justifiés vis-à-vis de leur rôle dans ce cheminement.

Le modèle de référence utilisé pour l'estimation des efforts est établi conformément aux Règles PS 92 (DTU NF P 06-013).

A DÉROGATIONS PAR RAPPORT AUX DISPOSITIONS DES RÈGLES PS 92

Les produits bénéficiant d'une Certification CSTBat peuvent à ce titre donner lieu aux dérogations suivantes :

Matériaux

Article 11.8.1.2

Le facteur partiel de sécurité sur le béton est réduit à $\gamma_b = 1,1$. Il est inchangé pour les armatures, $\gamma_s = 1,0$.

Longueurs critiques

- Article 16.4.3.2

La longueur critique l_{cr} est ramenée à 1,5 l_{sn} dans les éléments fléchis.

- Article 16.4.4

La longueur critique l_{cr} est ramenée à 1,5 l_{sn} dans les éléments comprimés.

• Article 11.3.2.1

Les seules armatures susceptibles de justifier de mesures anti-gonflement ou anti-flambage sont les armatures autres que les armatures actives tendues à la fabrication à une tension au moins égale à 50 % de leur limite d'élasticité.

Dimensions minimales

Des dimensions minimales sont indiquées dans les Règles PS 92. Toutefois, il est possible de retenir des dimensions inférieures en majorant alors chacune des sollicitations agissantes affectant l'élément considéré par un coefficient pris égal au cube du plus grand des rapports de la dimension limite autorisée à la dimension réelle.

Ainsi, par exemple, pour un poteau 22,5 cm x 20 cm, les dimensions limites sont 25 x 25 cm, l'ensemble des sollicitations de calcul sont à majorer par $\{\text{Max}(25/22{,}5 ; 25/10)\}^3$ soit 1,953.

En complément de ce qui précède, une borne inférieure aux dimensions des éléments est imposée. Dans le cas particulier des poteaux rectangulaires, la dimension de la section est bornée à 20 cm. Si la section est en forme de I ou de H, les membrures doivent présenter une largeur minimale de 25 cm et une épaisseur minimale de 15 cm, l'âme présentant quant à elle une épaisseur au moins égale à 10 cm.

Dans le cas particulier des pannes de toiture de bâtiment industriel, un examen particulier de leurs conditions de sollicitations doit être effectué. Si cet examen conduit à constater que ces pannes ne sont pas significativement sollicitées en flexion latérale et qu'elles ne sont pas considérées comme éléments de contreventement autrement que dans leur fonction buton-tirant, alors les dimensions minimales prévues pour ces éléments dans les Règles PS 92 ne s'imposent pas.

B POUTRES DE PLANCHER

En ce qui concerne les poutres de plancher préfabriquées précontraintes associées à une dalle coulée en place, les dispositions des Règles PS 92 s'appliquent sans modification autre que celles prévues au paragraphe A ci-dessus. Le coefficient multiplicateur d'ajustement prévu à l'article 11.6.3 de ces Règles est pris égal à 1 si les poutres sont justifiées en classe III. Ce coefficient est ramené à 2/3 lorsque les planchers sont calculés en classe I ou II au sens de l'article 6.1,2 des Règles BPEL 91.

C OSSATURES

En ce qui concerne les ossatures contreventées par des poteaux articulés en tête, l'article 5.3.2 des Règles PS 92 est à utiliser en majorant de 50 % les déplacements différentiels auquel il conduit.

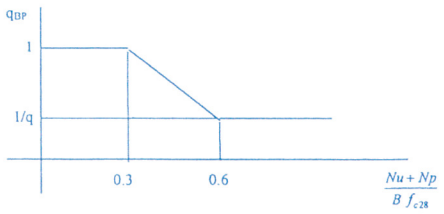
Sauf justification particulière basée sur la vérification de compatibilité des déformations, le coefficient q à appliquer aux ossatures est défini par le tableau 4.

Tableau 4

Présence d'une mezzanine	Poteaux encastrés en pied et en-tête	Poteaux encastrés en pied et articulés en tête
Oui	4	2,4
Non	5	3

en tenant compte des deux coefficients multiplicateurs ci-après, venant moduler la valeur lue dans le tableau, du fait de la présence d'éléments en béton précontraint :

- dans le cas de traverses encastrées sur les poteaux, le coefficient q est à multiplier par le coefficient d'ajustement défini au paragraphe B ci-avant
- dans le cas de poteaux en béton précontraint, le coefficient q est à multiplier par le coefficient q_{BP} défini par le diagramme suivant :



Dans l'interprétation de ce diagramme, Nu est l'effort normal extérieur agissant sur le poteau dans la combinaison accidentelle sismique, Np est l'effort de précontrainte sollicitant le poteau, B sa section droite et fc28 sa résistance caractéristique à la compression.

Dans toutes les conceptions de contreventement autres que les deux ci-dessus envisagées (poteaux fléchis avec pieds encastrés et têtes encastrées ou non), le coefficient q est déterminé par un calcul basé sur la vérification de la compatibilité des déformations au sens des Règles PS 92.

D DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES COMPLÉMENTAIRES

Indépendamment du dimensionnement des aciers tel qu'issu du calcul sismique d'ensemble de la construction et du cheminement des efforts qui en résulte, des dispositions constructives complémentaires visant des effets locaux de l'action sismique sont à observer :

Flexion au droit des liaisons

Tous les éléments de plus de 15 cm de hauteur au niveau de leurs assemblages, sollicités en flexion déviée sous les effets de l'action sismique doivent présenter, au droit de leurs assemblages avec les éléments qui les supportent, des armatures de liaison susceptibles de prévenir toute forme de rupture fragile liée à une flexion déviée.

Ce principe conduit, pour tous les éléments clavetés, subissant une flexion latérale sismique venant en combinaison avec la flexion principale, à disposer un acier (Ø 8 mm au moins) dans chaque angle.

De plus, les sections d'acier mises en place au droit des liaisons des éléments de poutraison avec les nœuds d'assemblages doivent être justifiées successivement dans le plan vertical et dans le plan horizontal pour un moment fléchissant au moins égal à 15 % du moment M_0 local sollicitant l'élément considéré.

Le moment M_0 est le moment isostatique résultant de l'action sismique la plus défavorable susceptible d'exciter, outre la masse propre de la pièce, la masse complémentaire des ouvrages ou éléments secondaires assujettis à l'élément de structure en cause. Cette action sismique résulte de l'application des Règles PS 92 et peut, à défaut de calculs spécifiques plus précis, être traduite par une action prise égale à :

- horizontalement : $F_{ah} = 2\ a_N\ M$
- verticalement : $F_{av} = 0{,}5\ a_N\ M$

avec :

F_{ah} : action sismique sollicitant l'élément latéralement à l'horizontale, uniformément répartie sur sa portée et disposée au centre de gravité des masses considérées

F_{av} : action sismique sollicitant l'élément verticalement vers le haut ou vers le bas, uniformément répartie sur sa portée et appliquée au centre de gravité des masses considérées

a_N : accélération nominale du site (voir article 3.3 des Règles PS 92)

M : masse considérée

Au titre de ce qui précède, pour un élément de longueur L de masse linéique m_p et subissant les effets d'une masse linéique d'ouvrages associés m_g, les aciers d'extrémités devront être justifiés pour un moment égal à $\pm$ 0,15 x 2 a_N (m_p + m_g) $L^2/8$ horizontalement et à $\pm$ 0,15 x 0,5 a_N (m_p + m_g) $L^2/8$ verticalement.

Les éléments de moins de 15 cm de hauteur au droit de leurs liaisons ne sont pas soumis à cette vérification de flexion.

Fonction buton-tirant

L'effort normal sollicitant un élément donné du fait de ses liaisons avec le reste de la structure est donné par le calcul dynamique d'ensemble de la construction et les déplacements différentiels imposés. Il résulte du cheminement des efforts de contreventement d'ensemble de la construction. Les aciers de liaison correspondants viennent en sus de ceux calculés au titre de la flexion déviée ci-dessus décrite. L'ensemble des organes assurant le cheminement de cet effort au niveau des liaisons considérées comme des articulations (aciers de liaison élément-clavetage, broches, aciers d'extrémités des poutres brochées assurant l'accrochage des broches, aciers de frettage des têtes de poteaux) doit être dimensionné sur la base d'un effort à transmettre majoré conventionnellement de 50 %.

Une valeur minimale F_{min} est retenue pour le dimensionnement des organes de liaison en cause. Cette valeur F_{min} est prise égale à la force F_{ah} définie au paragraphe ci-dessus pour les produits de hauteur excédant 15 cm et à la force 2 F_{ah} pour les autres.

2,32 Conditions de fabrication

Elles sont soumises aux exigences de la certification CSTBat associée aux produits.

2,33 Conditions de mise en œuvre

Elles sont conformes à celles indiquées dans la description ; l'ensemble des vérifications de stabilité en phases provisoires doit être effectué, y compris les vérifications imposées par les organismes de sécurité compétents.

En outre, la résistance caractéristique en compression à 28 jours, en MPa, du béton de clavetage entre éléments ne doit pas être inférieure à la quantité :

$$\text{Max}[\text{Min}\ (fp\text{-}fs\ ;\ 35)\ ;\ 25]$$

fp étant la plus grande des résistances f_{c28} des éléments assemblés adjacents au clavetage en MPa

fs = 20 MPa dans le cas des ossatures

fs = 25 MPa dans le cas des planchers avec dalle associée.

Conclusions

Appréciation globale

A condition que chaque fabrication de composants en béton précontraint bénéficie d'une certification CSTBat délivrée par le CSTB, l'utilisation du procédé dans le domaine d'emploi accepté est appréciée favorablement.

Validité

Trois ans, jusqu'au 31 décembre 2000.

Pour le Groupe spécialisé n° 3
Le Président
J.-P. BRIN

3 – Remarques complémentaires du Groupe spécialisé

La famille de procédés à laquelle appartiennent les ÉLÉMENTS DE STRUCTURE STRUDAL est mise en œuvre depuis de nombreuses années par nombre d'entreprises. Ces procédés, bien que relevant de principes généraux proches les uns des autres, présentent des particularités, tant du point de vue conception-calcul que du point de vue fabrication ou encore montage. L'absence de codification directement applicable, prenant en compte toutes les particularités des divers procédés, a conduit le Groupe à traiter dans ses Avis Techniques les principales causes de certains désordres récurrents liées à des aspects relatifs à l'approche du fonctionnement des éléments et de leurs liaisons. Ce sont ces seuls aspects que le présent Avis Technique, plus didactique dans sa présentation et son contenu que les Avis Techniques habituels, s'est délibérément limité à examiner, dans un premier temps. En effet, l'examen de toutes les particularités du procédé aurait exigé une instruction longue et aurait conduit à un document exagérément volumineux.

Dans cet esprit, et concernant un facteur essentiel que sont les liaisons poteaux-poutres, le présent Avis en examine deux types les plus couramment utilisés, la liaison brochée et la liaison clavetée avec repos de poutre sur poteau. Pour les éléments liaisonnés de la sorte, l'Avis développe les points suivants :

- le calcul en continuité des poutres précontraintes ;
- le ferraillage assurant l'intégrité des têtes de poteaux, notamment par la prise en compte des variations dimensionnelles des files de poutres supportées ;
- la stabilité transversale des éléments du fait de leur mode de liaison.

En outre, il est examiné dans l'Avis les principes et dispositions à adopter en zone sismique, sur la base des nouvelles Règles PS 92.

Il est à souligner que les détails de mise en œuvre n'ont pas été abordés et sont appelés à être examinés précisément lors de la révision de l'Avis. En attendant, la profession envisage l'élaboration de Règles professionnelles de mise en œuvre.

Toutes les conceptions non examinées dans le présent Avis, notamment dans le cas de liaisons autres que les deux ci-dessus mentionnées, doivent faire l'objet d'études particulières.

Le Rapporteur
du Groupe spécialisé n° 3
J.-L. DOURY

Dossier technique

établi par le demandeur

A. Description

1 Principe et domaine d'emploi proposé

Les éléments de structure STRUDAL sont destinés à la réalisation d'ossature d'ouvrages par assemblage des éléments entre eux, à d'autres éléments préfabriqués (horizontaux ou verticaux) ou encore à des parties coulées en place. Ils constituent ainsi tout ou partie de la structure résistante.

Ces éléments sont :

- des éléments linéaires verticaux : poteaux hauteur d'étage ou multi-niveaux ;
- des éléments linéaires horizontaux : poutres, pannes.

Le domaine d'emploi visé couvre l'ensemble des utilisations de :

- bâtiments industriels, commerciaux, administratifs, parcs de stationnement, entrepôts, etc ;
- bâtiments de plein-pied avec toiture à un ou plusieurs versants ;
- bâtiments à un ou plusieurs niveaux avec toiture à un ou plusieurs versants.

Domaine d'application des poutres faisant l'objet de l'Avis Technique

Planchers formant une table de compression rapportée

- Avec table de compression entièrement coulée en œuvre sur coffrage traditionnel.
- Avec table de compression partiellement préfabriquée et liaisonnée par une dalle coulée en œuvre.
- Avec table de compression totalement préfabriquée et liaisonnée par un clavetage.

Planchers et éléments supportés formant une table de compression partielle

On trouve dans cette catégorie le cas des poutres secondaires s'appuyant sur des poutres principales et celui des poutres associées par un clavetage à des éléments finis dessus dessous.

Planchers et éléments supportés ne formant pas table de compression

La liaison de la poutre à l'élément supporté peut être :

- une liaison bétonnée ;
- une liaison mécanique (obtenue sans bétonnage).

Moyennant des dispositions adéquates, indiquées ci-après, ces ossatures peuvent être utilisées en zone sismique.

2 Identification des composants

Les composants sont munis d'une étiquette ou d'un marquage indélébile permettant l'identification par rapport à un plan de pose établi systématiquement.

3 Caractéristiques des matériaux

3,1 Armatures

- Armatures principales à HLE agréés par la CIP. Il s'agit de torons :
  - T5.3 - 1960 TBR
  - T7 - 1960 TBR
  - T9.3 - 1860 TBR
  - T12.5 - 1860 TBR
  - T15.2 - 1770 TBR.
- Armatures passives de type HA FeE500, ou de type Adx FeE235 ou chutes de torons.

3,2 Béton

- Béton pour éléments préfabriqués précontraints, sauf exigence particulière :
  30 à 35 MPa de résistance à la compression sur cube 10 x 10, à la détention des armatures ;
  45 à 60 MPa de résistance caractéristique à la compression, à 28 jours d'âge.
- Béton pour éléments préfabriqués en béton armé, sauf exigence particulière :
  20 MPa de résistance à la compression sur cube 10 x 10, à la manutention des pièces ;
  35 MPa ou plus de résistance caractéristique à la compression, à 28 jours d'âge.
- Béton coulé en place :
  25 à 35 MPa de résistance caractéristique à la compression, à 28 jours d'âge.

3,3 Inserts

Dispositifs de levage

Boucles de levage en rond lisse de type FeE240 ou dispositif spécial du type Artéon, douilles, ou par câble 6 x 37 (âme textile). Dans ces cas, l'utilisation est conforme au cahier des charges du fournisseur.

Autres inserts

Tubes PVC, fourreaux métalliques, tiges filetées, rails d'ancrage, profils métalliques, boîtes pour armatures à déplier sur chantier (Stabox ou similaire), cornières métalliques, platines, polystyrène expansé,...

4 Description des éléments constitutifs

Poutres

Les profils réalisés sont de plusieurs types et peuvent être regroupés dans les familles suivantes :

- profil trapézoïdal ;
- profil rectangulaire ;
- profil en I avec ou sans blochet d'about ;
- profil en Té inversé.

Ces poutres peuvent être à inertie constante ou variable. Elles sont réalisées en béton précontraint sauf pour les profils rectangulaires qui peuvent être également réalisés en béton armé.

Pannes

Les pannes sont réalisées en béton précontraint ou en béton armé. Elles sont destinées à supporter la couverture généralement en bac métallique. Les profils des pannes sont :

- profil rectangulaire ;
- profil en Té ;
- profil en I avec ou sans blochet d'about.

Poteaux

Les éléments sont en béton armé ou en béton précontraint, fabriqués dans des longueurs allant de 2 à 15 m. Les profils peuvent être carrés ou rectangulaires (avec ou sans feuillures).

5 Fabrication et assurance qualité

Éléments en béton précontraint

La fabrication des éléments s'effectue en usine fixe sur des bancs de longueur variant entre 60 et 80 m. Ces bancs sont composés d'une dalle en béton et de deux longrines longitudinales reliant les massifs d'ancrage des aciers. Sur ces bancs, reposent des moules métalliques constitués de joues latérales mobiles conférant le profil désiré à l'élément concerné.

Les cages d'armatures sont disposées dans le moule, puis les torons de précontraintes comportant les peignes sont glisés dans les cadres. Aux extrémités du banc sont disposés des peignes d'about qui épousent exactement le profil de l'élément. Ces peignes comportent un matriçage de trous qui assure un positionnement précis des torons sur le banc. La matrice autorise diverses configurations d'armatures, adaptées à l'ensemble des éléments d'une même gamme.

La mise en tension des torons est réalisée à l'aide de vérins hydrauliques. La valeur de la force de précontrainte est limitée à Min ($0{,}85\ F_{rg}$; $0{,}95\ F_{peg}$). Le bétonnage s'effectue à l'aide d'une benne. Le serrage du béton est réalisé à l'aide d'aiguilles vibrantes ou de joues vibrantes.

Le durcissement du béton est obtenu par un cycle de traitement thermique respectant les quatre phases du cycle d'étuvage : préprise, montée en température (20 °C par heure), palier isotherme, refroidissement. La température maximale atteinte ne dépasse jamais 80 °C.

Le durcissement peut être obtenu également par séchage naturel.

Pour les poutres clavetées, les abouts sont traités à la fabrication afin d'obtenir un crantage ou une forte rugosité.

La détension des armatures intervient lorsque la résistance spécifiée pour le banc est obtenue, par le biais d'essais d'écrasement d'éprouvettes. La détention est progressive.

Les produits sont ensuite évacués sur le parc. Le pliage des armatures en attente est réalisé. Pour les éléments sans armatures en attente, les extrémités des aciers sont protégés de la corrosion par un produit spécifique.

Éléments en béton armé

Les éléments sont fabriqués sur des tables métalliques de longueur allant de 13 à 24 m. Les poteaux peuvent comporter des corbeaux. Le bétonnage est effectué avec un chariot à trémie. Le serrage du béton est assuré par le passage d'aiguilles vibrantes. Le durcissement du béton peut être obtenu par traitement thermique ou séchage naturel.

Matériel de fabrication du béton

Le fonctionnement de la centrale est commandé par un programmateur permettant un fonctionnement automatique, qui peut être remplacé par un fonctionnement manuel, en cas de défaillance de l'automatisme.

Confection du béton

Les constituants sont dosés par pesées. La quantité d'eau ajoutée tient compte de la teneur en eau des granulats. Le mélange des constituants est effectué de manière à assurer l'homogénéité de l'ensemble.

Contrôle de la fabrication

L'usine procède à son autocontrôle de manière systématique et régulière. Les résultats des contrôles sont consignés dans un registre.

Ces contrôles portent sur les points suivants :

Béton

Le niveau de résistance, obtenu par écrasement d'éprouvettes prélevées en cours de coulage, conditionne le signal de détention. La résistance caractéristique à 28 jours est également contrôlée.

Mise en œuvre de la précontrainte

- Il n'est procédé à la mise en précontrainte que si la résistance du béton a atteint la valeur requise.
- Les allongements des armatures de précontrainte sont mesurés.

Matériel permettant la réalisation des éléments préfabriqués

- Centrale à béton.
- Clavettes.
- Coffrages.
- Vibration, étuvage.

Produits finis

- Longueur des éléments, section, position des armatures et des inserts.
- Aspect des parements.
- Contreflèches, cintrages, etc.

6 Manutention et stockage des éléments préfabriqués

Après détention et coupe, les éléments sont stockés sur une aire plane et horizontale, généralement sur deux points d'appui proches des abouts. Les empilages sont disposés de manière à ne pas créer de report de charges des éléments supérieurs vers les éléments inférieurs. La durée du stockage sur parc va de 3 à 30 jours environ.

7 Mise en œuvre

La mise en œuvre est dans tous les cas supervisée sur site par une personne de l'usine. Elle peut être réalisée par toute personne compétente, à partir des plans de pose et détails de mise en œuvre fournis par le préfabricant.

Éléments supportés formant table de compression

- Pose des poutres sur leurs appuis.
- Mise en place des étais éventuels.
- Mise en place des coffrages ou des planchers préfabriqués.
- Mise en place des armatures complémentaires de liaison.
- Bétonnage des parties à couler en place.

Poteaux

La mise en place des poteaux se fait :

- soit sur des semelles coulées en place par l'intermédiaire d'une boîte d'ancrage,
- soit sur une semelle préfabriquée, dans un fût prévu à cet effet,
- soit par boulonnage à un massif d'une platine incorporée au poteau lors de sa fabrication.

Planchers et éléments supportés formant table de compression partielle

- Pose des poutres principales sur leurs appuis.
- Mise en place du ou des étais éventuels sous la poutre principale.
- Mise en place des poutres secondaires.
- Mise en place du ou des étais éventuels sous la poutre secondaire.
- Mise en place des coffrages traditionnels ou perdus ou préfabriqués.
- Mise en place des ferraillages complémentaires et bétonnage des parties à couler en place.

Plancher et éléments supportés ne formant pas table de compression

Après mise en place des appareils d'appuis, les éléments sont posés conformément aux spécifications portées sur les plans :

- pose des poutres et réalisation des clavetages ou brochage ;
- poses des éléments supportés non associés (bacs, ...) ;
- bétonnage éventuel de la liaison des éléments supportés aux poutres après mise en place d'armatures complémentaires si nécessaire ;
- la mise en œuvre du bardage ne peut intervenir que lorsque les dispositions de contreventement permettent la transmission des efforts.

Toiture en pente

- Poses à bain de mortier pour des pentes < 3 %.
- Pose sur élastomère pour des pentes < 1,5 %.

Dans le cas de pentes supérieures à 1,5 %, deux solutions peuvent être utilisées :

- encoches ;
- bossages collés.

La mise en œuvre est réalisée par la pose des poutres porteuses, clavetage ou brochage de celle-ci. Après durcissement, pose des pannes et clavetage ou brochage.

Liaisons dans la structure

Les liaisons entre éléments préfabriqués peuvent être brochées avec des armatures en attente du type HA, Adx ou Adx fileté.

Les HA sont des attentes scellées. Les Adx sont des attentes scellées ou vissées dans des douilles.

L'assemblage peut être réalisé :

- soit par boulonnage,
- soit par scellement au mortier de résine,
- soit par clavetage.

Assemblage par brochage

Ce sont des assemblages entre éléments préfabriqués par enfilage des poutres dans des broches laissées en attente dans les poutres.

L'espace compris entre les tiges et les poutres est rempli de mortier anti-retrait. Cet espace est délimité par des réservations de forme en général oblongue.

Ces pannes ne comportent en général qu'une fixation par about.

Ce n'est pas le cas des pannes au vent qui en comportent deux. Dans ce cas, le scellement et le boulonnage sont vérifiés pour les efforts du vent.

Les pannes ou poutres reposent sur des élastomères percés frettés ou non.

Assemblage par clavetage

Ce sont des assemblages entre éléments préfabriqués réalisés par coulage du béton en place.

Ce béton est armé par des armatures laissées en attente dans les poutres et les poteaux et, éventuellement par des armatures complémentaires.

Deux cas peuvent se présenter :

- les armatures sont des armatures de principe qui ne sont pas destinées à assurer une véritable continuité, mais à limiter la fissuration du clavetage. Cette fissuration n'est pas préjudiciable à la tenue de la structure dans les conditions définies ci-après ;
- les armatures sont destinées à assurer une continuité effective entre les éléments préfabriqués constitués par les poutres et les poteaux.

Joints de dilatation

En règle générale, il n'est pas nécessaire de doubler la structure porteuse. Les dispositions habituellement retenues et l'emploi d'appareils d'appui constitués par des élastomères supportant des plaques de glissement sont suffisants.

En règle générale, la dimension des différents blocs est déterminée au coup par coup en fonction des effets des déformations linéaires dues au retrait, fluage et température.

8 *Règles de conception et de calcul*

Les calculs sont menés conformément aux principes des règles en vigueur : Règles BAEL 91, Règles BPEL 91, CPT « Structures », Règles FB, etc. et des logiciels spécifiques sont utilisés. Les notes de calcul sont fournies au client avec les produits.

En particulier, les coefficients partiels de sécurité sur les matériaux à utiliser sont ceux définis à l'article 6.3,312 du CPT « Structures » en prenant en outre $\gamma_s = 1,10$ dans les vérifications sous combinaison fondamentale, pour les armatures actives dont la tension initiale a été supérieure à 0,7 F_{rg}.

Les calculs des composants sont conduits par le bureau d'études du préfabricant. Les calculs de stabilité d'ensemble sont, selon les cas, exécutés soit par ce dernier, soit par le bureau d'études de l'entreprise.

Dans le cas de charpente béton, l'ensemble des sollicitations de premier et de second ordre et celles dues aux déformations différées de l'ouvrage sont prises en compte ainsi que la participation des éléments en contreventement de la construction. La compatibilité des déformations des composants avec les éléments du second œuvre est envisagée. L'ancrage des armatures sortant en attente des poutres est réalisé soit par :

- des torons sortant droit,
- des torons coudés,
- des torons coudés ou droits avec des passifs en chute de torons ou en HA,
- des torons coudés ou droits avec des passifs en HA disposés en bateau dans la poutre.

Dans les cas de torons crossés, la valeur de l'effort de traction à l'ancrage est plafonnée à celle des HA.

Pour les poteaux dont la compression sous charge est ≤ 4 MPa, le pourcentage d'armatures longitudinales indiqué par l'article A.8.1,2 des Règles BAEL 91 est ramené à 3 cm² par mètre de parement.

9 *Contreventement des bâtiments*

Solution suivant l'intensité des efforts latéraux.

Efforts latéraux faibles

On assure le contreventement par des poteaux d'une file et la poutre de rive. Dans ce cas, les sections des composants doivent être telles qu'elles leur procurent une inertie suivant le sens de l'effort, suffisante pour que les déformations restent faibles.

Efforts latéraux importants

On doit intéresser plusieurs travées. L'effort horizontal est absorbé par l'ensemble de la structure ou par un noyau rigide de types voiles béton armé par exemple. Le cheminement des efforts est assuré par la rigidité des liaisons au niveau des poutres et des pannes suivant le plan horizontal ou vertical. Par ailleurs, les pannes qui sont soumises dans ce type de fonctionnement à une compression axiale sont conçues de façon à ne pas flamber sous cet effort. Deux cas :

Toiture souple ou déformable

On vérifie que les déformations des éléments horizontaux restent dans les limites admissibles. Les poteaux qui sont liés rigidement en tête ont le même déplacement en tête pour une même travée.

Toiture rigide ou indéformable

L'indéformabilité est assurée par des croix de Saint-André à l'aide de tiges métalliques tendues de façon à réaliser une poutre treillis. Tous les poteaux ont alors le même déplacement.

10 *Exploitation du procédé*

Le procédé est exploité actuellement par une usine. Il est envisagé une exploitation par des usines sous licence STRUDAL.

STRUDAL assure l'information et la formation des responsables techniques d'usine. Les études d'exécution sont conduites par le Bureau d'Études de STRUDAL.

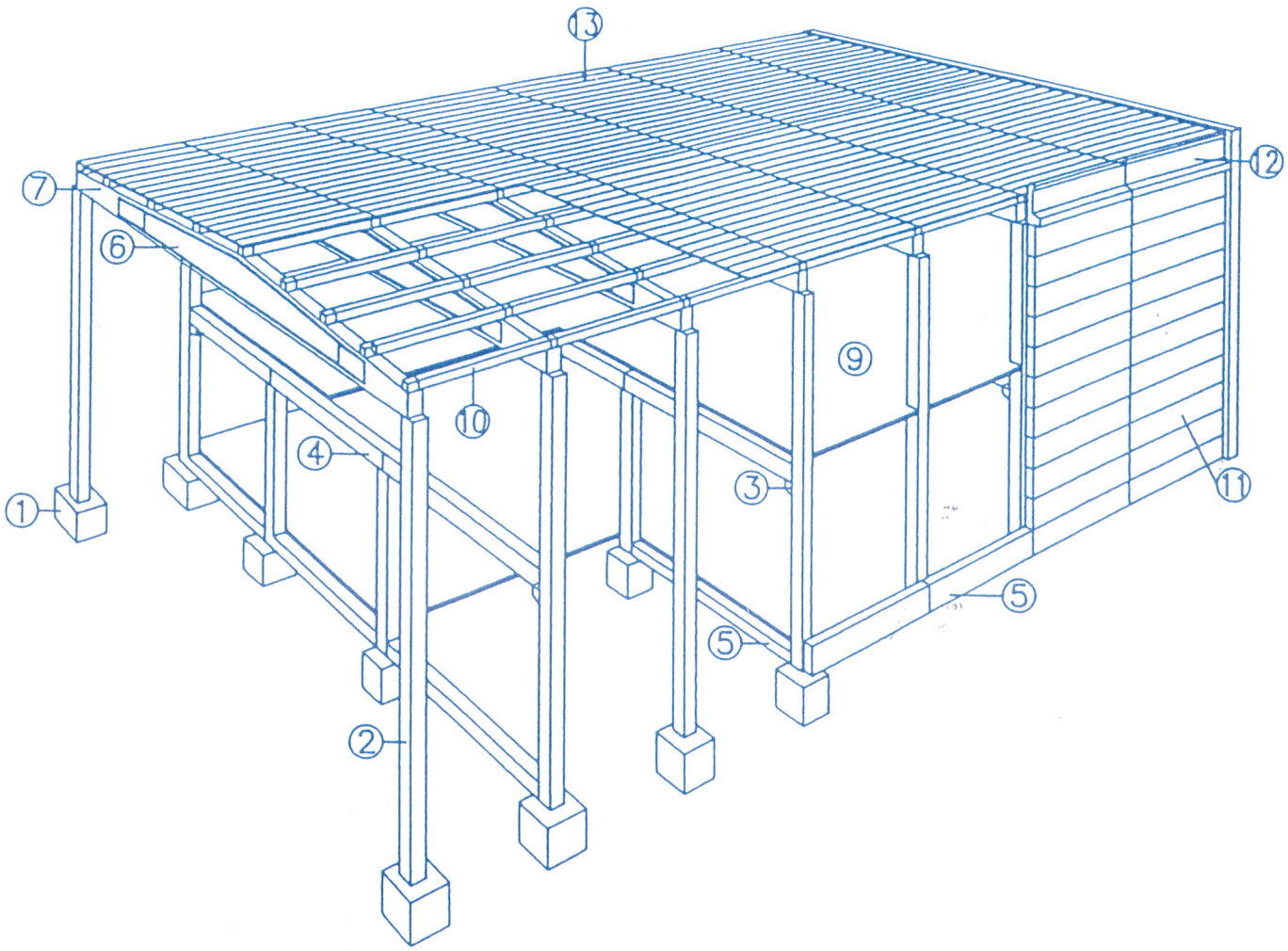
C. Références

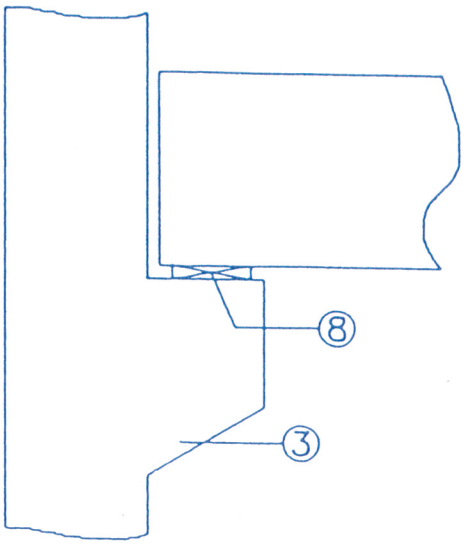
Le procédé existe depuis plus de 20 ans et il s'exécute chaque année 15 000 à 20 000 mètres linéaires de poutres et poteaux de planchers et de charpente.

A la date de publication de cet Avis Technique, il existe un seul centre de production :

STRUDAL BAZOUGES,
Route de Craon
F-53200 Bazouges

Schémas du procédé

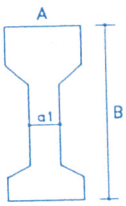




① Fondation
② Poteau
③ Corbeau
④ Poutre rectangulaire
⑤ Longrine
⑥ Poutre à inertie variable
⑦ Blochet d'extrémité de poutre
⑧ Appareil d'appui
⑨ Plancher
⑩ Pannes
⑪ Façade-Bardage
⑫ Acrotère
⑬ Couverture

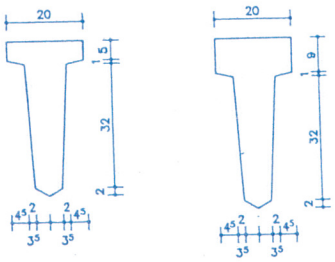
PROFILS DES DIFFERENTS ELEMENTS

Poutres et Pannes en forme de I (PI et PIR)

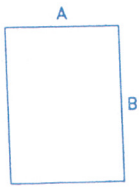


A = de 20 à 30 cm.
a1 = de 8 à 18 cm.
B = de 40 à 70 cm.

Pannes en forme de T (PFT)



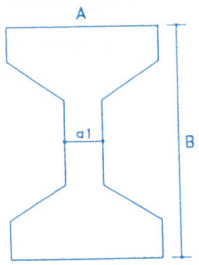
Pannes rectangulaires (PR)



A = de 20 à 40 cm.
B = de 30 à 60 cm.

PROFILS DES DIFFERENTS ELEMENTS

Poutres à inertie variable (IV)



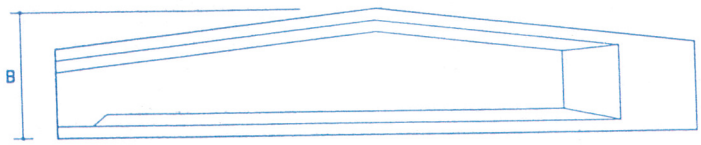
Base 30 ou 35

A = de 30 à 40 cm.
a1 = de 9 à 19 cm.
B = de 100 à 120 cm.

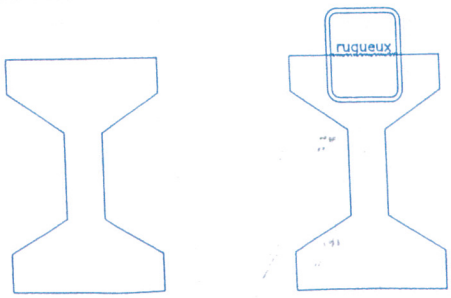
Base 45

A = de 45 à 55 cm.
a1 = de 9 à 19 cm.
B = de 140 à 155 cm.

sans blochet avec blochet

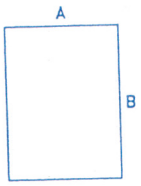


sans armatures en attentes avec armatures en attentes



PROFILS DES DIFFERENTS ELEMENTS

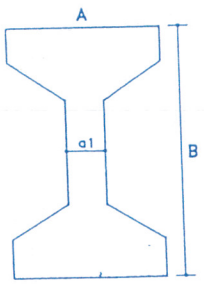
Poutres rectangulaires (PR)



Bancs légers : A = de 15 à 45 cm.
B = de 15 à 70 cm.

Bancs lourds : A = de 20 à 55 cm.
B = de 30 à 140 cm.

Poutres en I (IC)

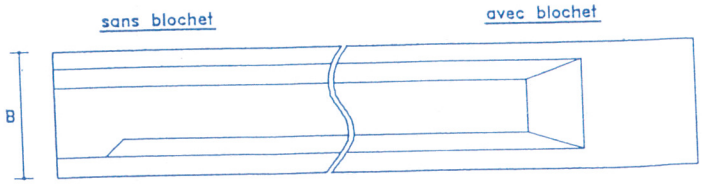


A = 40 cm.
a1 = 10 cm.
B = de 60 à 150 cm.

A = 45 cm.
a1 = 15 cm.
B = de 60 à 150 cm.

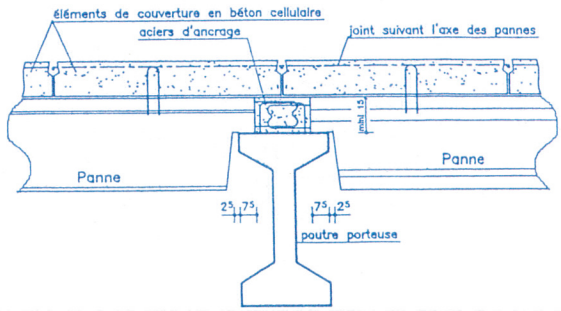
A = 50 cm.
a1 = 20 cm.
B = de 60 à 150 cm.

sans blochet avec blochet

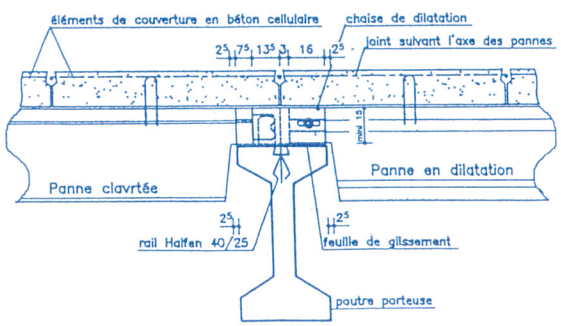


APPUI PANNES SUR POUTRES

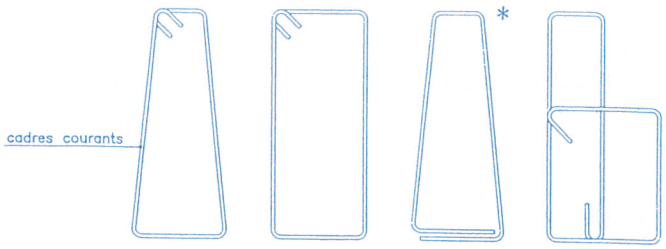
cas claveté



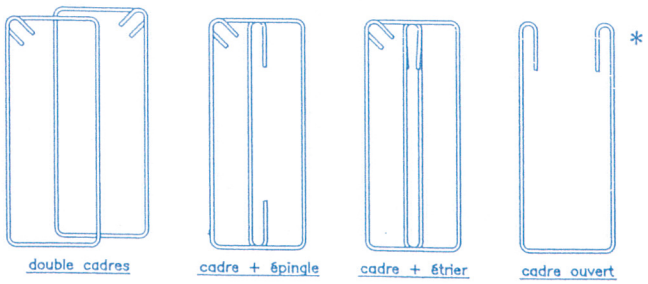
cas en joint de dilatation



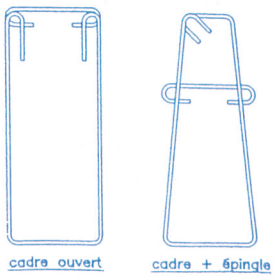
ARMATURES TRANSVERSALES DES POUTRES



EXEMPLES DE VARIANTE :



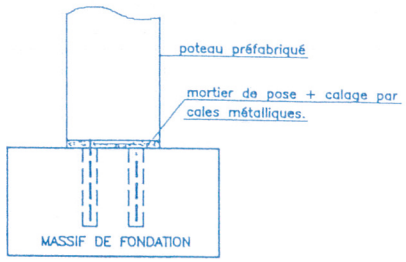
double cadres — cadre + épingle — cadre + étrier — cadre ouvert



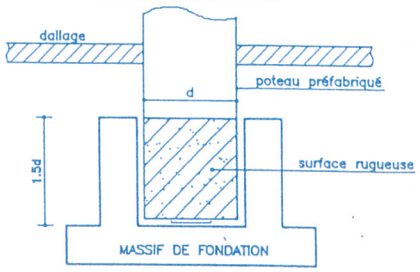
cadre ouvert — cadre + épingle

PRINCIPES DE FONDATIONS

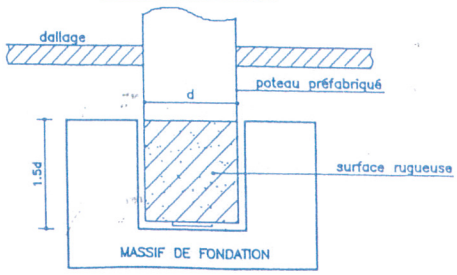
Poteaux brochés



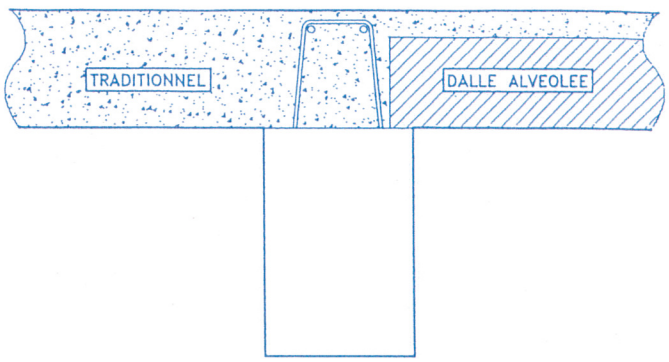
Poteaux encuvés

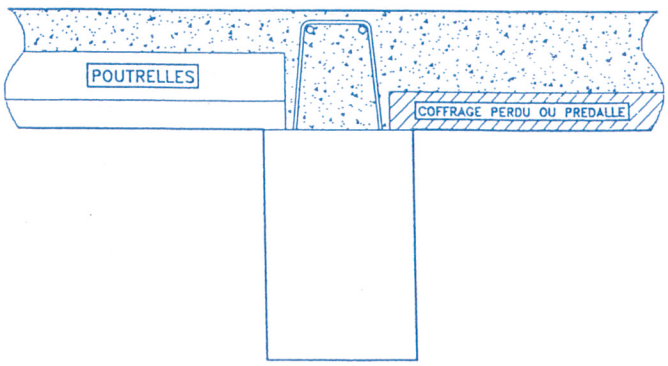


Poteaux encuvés



TYPES DE PLANCHERS SUR POUTRE

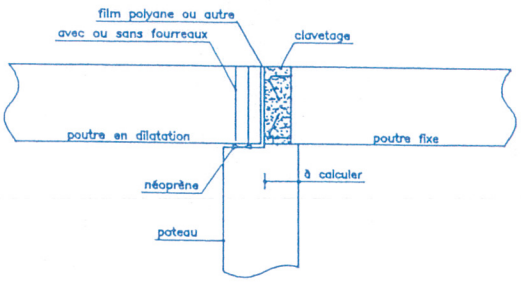




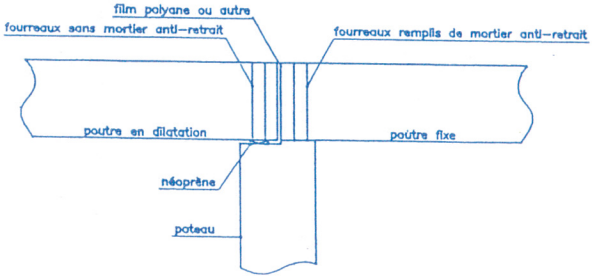
NOTA : *DANS LE CAS DE PLANCHERS NON TRADITIONNELS, LA CONCEPTION, LA RÉALISATION ET LA MISE EN ŒUVRE DOIVENT ÊTRE CONFORMES À L'AVIS TECHNIQUE CORRESPONDANT.*

JD SUR FILE DE POTEAUX

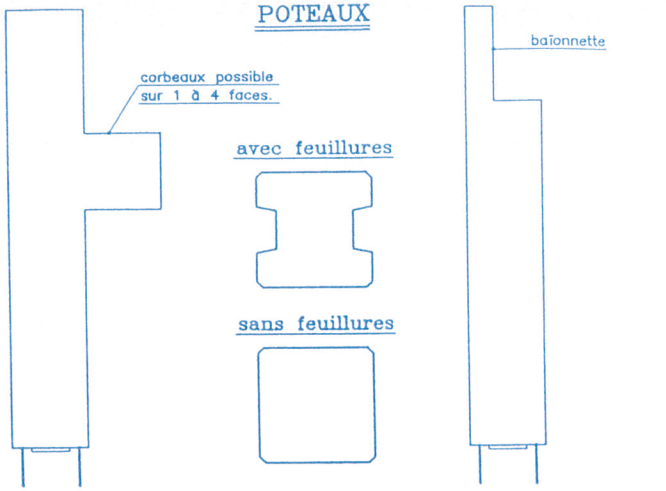
cas claveté

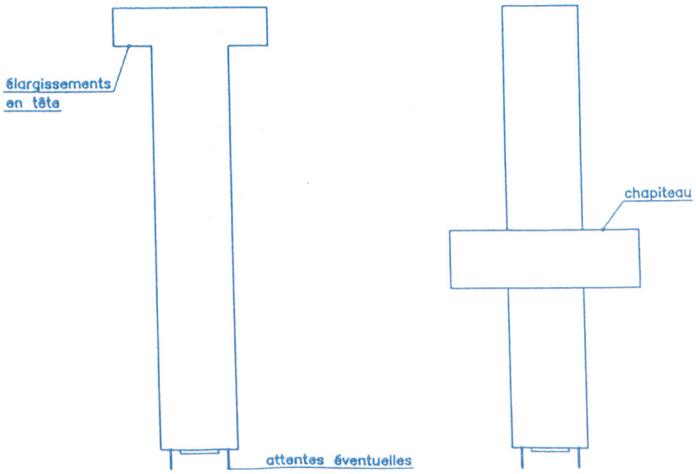


cas broché

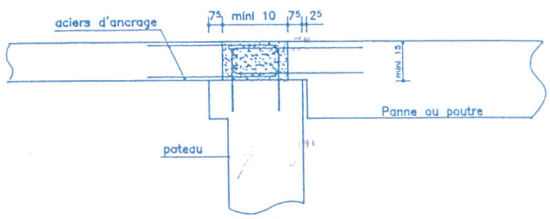


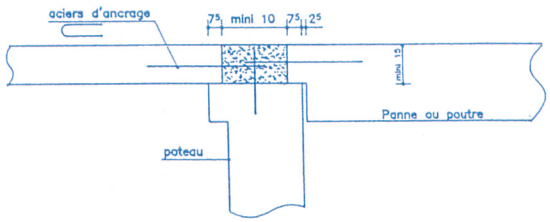
POTEAUX





APPUI POUTRES OU PANNES SUR POTEAUX





PRINCIPE D'ASSEMBLAGE EN TOITURE

