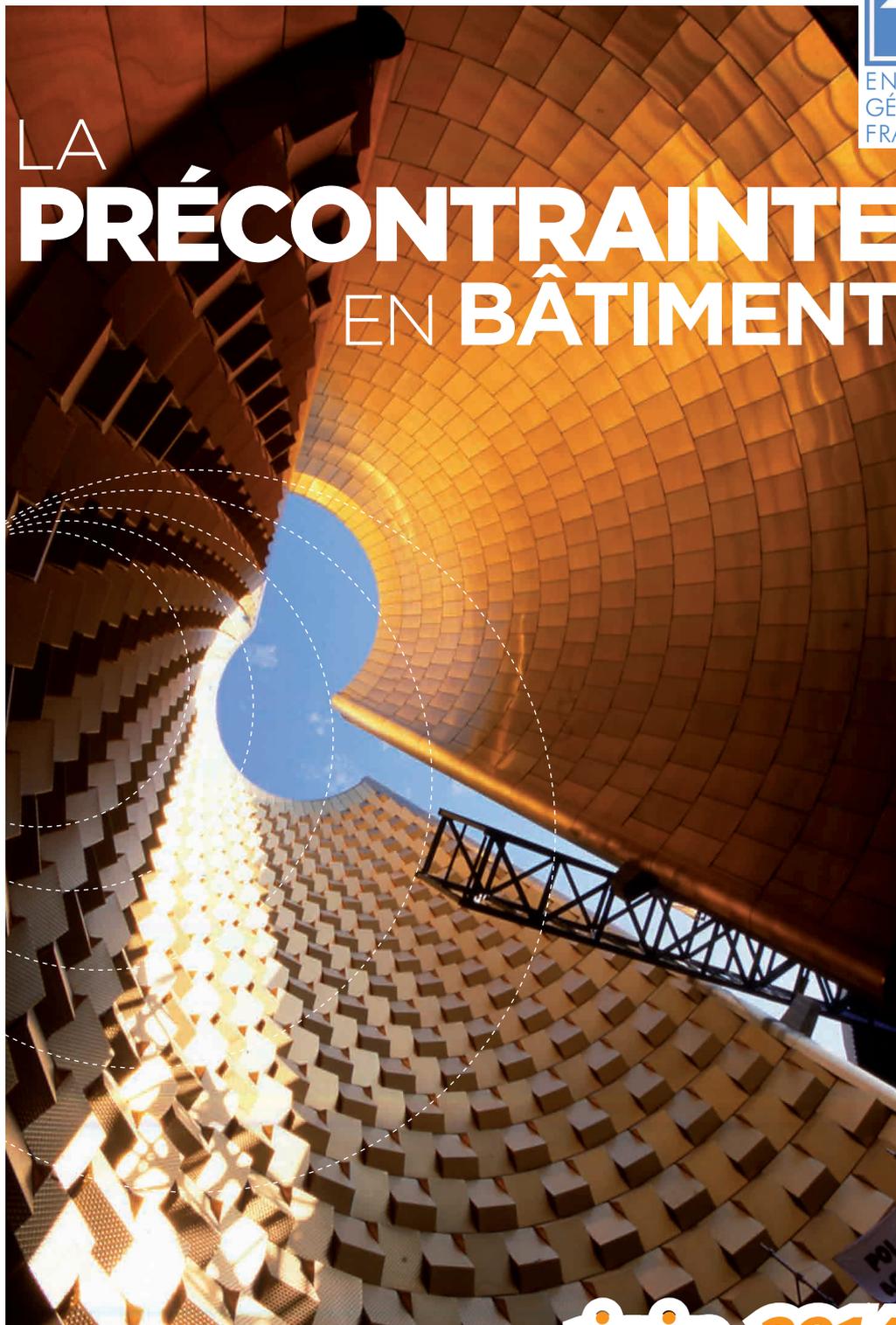




ENTREPRISES
GÉNÉRALES DE
FRANCE • BTP

LA PRÉCONTRAINTE EN BÂTIMENT



cahier technique n°1

juin 2014

1 Introduction

La « précontrainte » est un concept inventé par Eugène Freyssinet. Ce terme – signifiant « contraint avant » – indique que le béton est soumis à un serrage préalable.

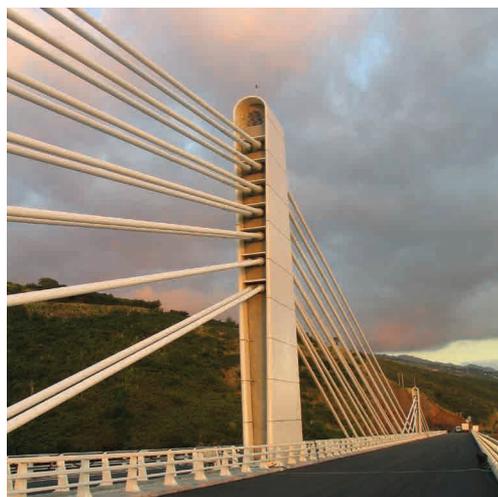
Le béton précontraint est alors soumis à une compression qui se superpose aux éventuelles tractions réduisant ainsi les risques de fissuration.

Initialement développé dans le domaine des ponts, le béton précontraint s'est largement étendu à l'ensemble des ouvrages du domaine de la construction, dont celui du bâtiment.

ENPC à Champs-sur-Marne



Viaduc des trois bassins à La Réunion



Sommaire

Principes du béton précontraint	p 1	Comparaison BA-BP	p 10
Avantages du béton précontraint	p 3	Bibliographie	p 12
Types de précontrainte	p 3	ANNEXE	
Codes de calcul	p 4	Historique	p 13
Aciers de précontrainte	p 4	Deux définitions	
Le fonctionnement de la précontrainte	p 5	sur le béton précontraint	p 15
Précontrainte en usine	p 6	Méthode « rapide » de détermination	
Précontrainte sur chantier	p 7	de l'effort de précontrainte P	
Prédimensionnement des planchers-dalles ..	p 8	et de l'espacement des torons S1	p 16
Questions.....	p 9	Glossaire	p 20

2 Principes du béton précontraint

Les deux exemples suivants permettent de mieux comprendre l'apport de la précontrainte :

a. Expérience simple

Une expérience simple peut être faite avec des morceaux de sucre représentant des éléments préfabriqués.

→ Si l'on considère huit morceaux de sucre que l'on assemble par juxtaposition suivant leur grande face disposée horizontalement (fig. 1), l'application d'une force centrée P sur les deux faces d'extrémité (entre le pouce et le majeur par exemple) conduit à un ensemble qui est « précontraint ».

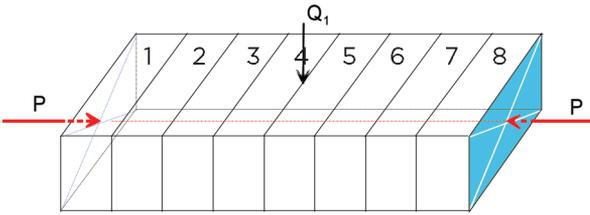


Fig. 1 • Blocs assemblés par compression (précontrainte) selon la plus grande dimension horizontale.

Si l'on applique une force Q_1 à mi portée et que l'on augmente son intensité jusqu'à l'effondrement, on constate que la ruine se produit par ouverture du joint inférieur entre les morceaux n° 4 et 5.

→ Que se passe-t-il si l'on retourne l'ensemble dans le sens vertical (fig. 2) ?

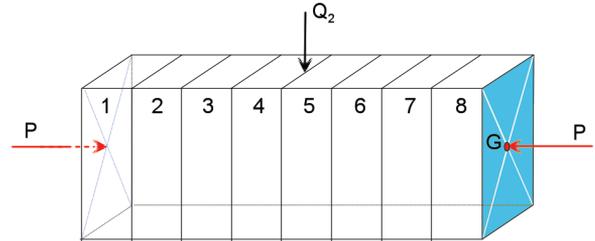


Fig. 2 • Blocs assemblés par précontrainte, selon la plus petite dimension horizontale

La charge de ruine Q_2 est plus grande que Q_1 .

→ En remplaçant la position du point de serrage vers le bas (fig. 3), l'effort de ruine Q_3 est encore plus élevé : $Q_3 > Q_2 > Q_1$

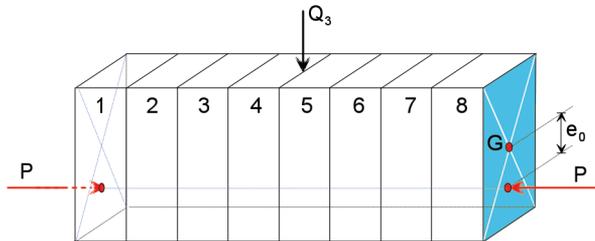


Fig. 3 • Blocs assemblés par précontrainte, selon la plus petite dimension horizontale avec effort excentré.

L'effort de serrage apporté par la précontrainte permet de bénéficier du frottement d'un bloc sur l'autre et évite le glissement des blocs entre eux.

On constate donc que la capacité portante est améliorée par :

- une plus grande hauteur ($Q_2 > Q_1$)
- un décalage de l'effort de serrage vers le bas ($Q_3 > Q_2$).

b • La roue de bicyclette

Entre la jante et le moyeu d'une roue de bicyclette sont tendus des rayons métalliques.

→ Première approche

Que se passerait-il si les rayons n'étaient pas prétendus (fig. 4).

La raideur de la jante n'est pas suffisante pour ne pas se déformer au contact du sol (AB).

→ Deuxième approche

Si les rayons sont suffisamment « prétendus »² à la fabrication de la roue³, ils peuvent supporter un effort de compression qui diminue seulement l'effort de traction résistant⁴. Comme ils restent toujours tendus, le risque de « flambement » disparaît.

Conclusion : la mise en place d'un effort préalable de traction (précontrainte par traction) ramène le comportement des matériaux (rayons) dans leur domaine de résistance.

C'est ce que Freyssinet énonçait :

« Précontraindre une construction, c'est la soumettre, avant application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles provenant des charges donne en tous points des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération ».

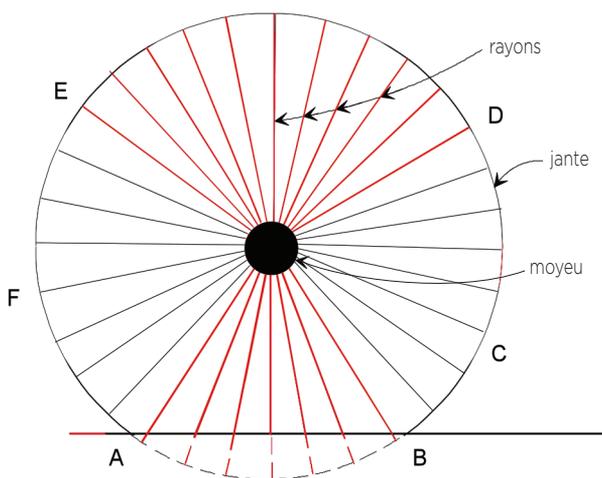


Fig. 4 • Roue de bicyclette non précontrainte.

Les rayons de très faible diamètre ne peuvent résister à des efforts de compression importants¹.

La jante a tendance à s'aplatir dans la zone des rayons comprimés (en rouge sur Fig. 4).

Dans la zone ED, les déformations de la jante induisent une compression des rayons.

L'équilibre général est alors obtenu par :

- la compression des rayons des zones AB et DE ;
- la traction des rayons des zones EA et BD ;
- la jante qui les relie sur toute sa longueur.

Les rayons fortement comprimés vont alors « flamber », c'est-à-dire qu'ils ne résistent pas aux efforts de compression.

1• Élancement mécanique de l'ordre de 1 000, contrainte critique d'Euler de l'ordre de 2 MPa, effort critique d'Euler de l'ordre de 3 newton (300 g), ce qui est négligeable.

2• à 100 MPa (15 kg de traction)

3• L'effort de compression supporté par les rayons de la zone AB, pour 8 rayons, est de l'ordre de $100/8 = 12,5$ kg ; pour des rayons de $1,5 \text{ mm}^2$ de section, on aura une contrainte de 82 MPa.

4• de 100 à $100 - 82 = 18$ MPa

3 Avantages du béton précontraint

Les principaux avantages du béton précontraint sont les suivants :

- meilleure utilisation de la matière puisqu'en béton armé, le béton tendu est considéré comme fissuré et ne peut être pris en compte dans la résistance. Il est inutilisé, il ne joue qu'un rôle de poids mort ;
- l'action ascendante des câbles de précontrainte due à leur courbure, agit en sens inverse des charges extérieures, limitant ainsi les déformées. Il en résulte une diminution des flèches des poutres ;
- possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé ;
- lorsque le béton situé autour des armatures de précontrainte est comprimé, les risques de corrosion des aciers sont limités ;
- les aciers utilisés en béton précontraint sont

moins chers, à force égale, que les aciers de béton armé ;

- possibilité d'assembler des éléments préfabriqués par serrage, sans échafaudage, ni bétonnage de deuxième phase (Parc des Princes, stade olympique de Montréal, etc.).

Cependant, ces avantages nécessitent :

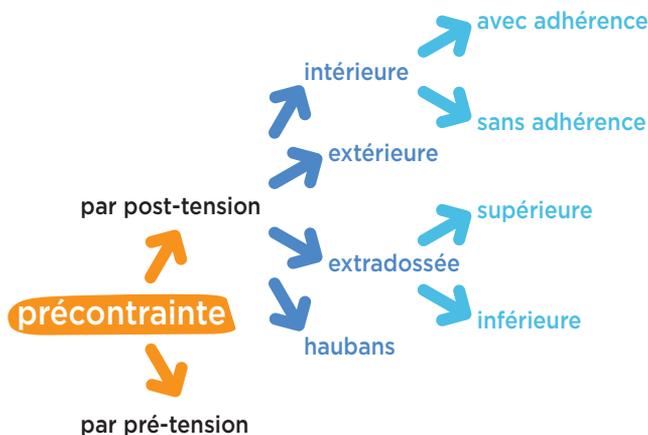
- de fabriquer des bétons plus résistants, principalement avant 28 jours ;
- de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles ;
- l'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour continuer l'avancement du chantier ;
- des calculs en général plus détaillés que pour les ouvrages en béton armé.

4 Types de précontrainte

Deux grandes familles de précontraintes coexistent :

→ **la précontrainte par pré-tension**, caractéristique des produits fabriqués industriellement, les câbles sont prétendus avant inclusion entre deux bancs fixes de pré-tension.

Banc de précontrainte



→ **la précontrainte par post-tension** : les gaines sont mises en place avant coulage et les câbles qu'elles contiennent sont mis en tension après durcissement du béton.

Parmi les différents cas de post-tension, on peut distinguer :

- la post-tension par précontrainte intérieure avec adhérence (gaines injectées de coulis) ou sans adhérence (torons gainés graissés) ;
- la post-tension par précontrainte extérieure qui consiste à utiliser des « déviateurs » pour imposer le cheminement de la précontrainte sous

forme d'une succession de segments rectilignes appropriés au fonctionnement de l'ouvrage ;

- la post-tension appliquée aux haubans dont l'exemple le plus connu est celui du viaduc de Millau ;

- la post-tension extradossée, assez peu utilisée et qui consiste à faire sortir les câbles de précontrainte du béton pour optimiser le fonctionnement mécanique de cette précontrainte ;



Le viaduc de Millau
Architectes : Norman Foster, Michel Virlogeux.



extradossée inférieure



extradossée supérieure

5 Codes de calcul

Depuis les années 1950, les codes de calcul du béton précontraint ont évolué.

Béton précontraint	
Marchés publics (ponts)	Marchés privés (usines, bâtiments)
Instruction provisoire de 1953	ASP 65
Instruction provisoire de 1965	Recommandation de l'association scientifique de la Précontrainte
Instruction provisoire de 1973	
BPEL 83	
BPEL 91	

Aujourd'hui, c'est l'Eurocode 2 et son annexe nationale, qui couvre les domaines du béton, qu'ils soient armés ou précontraints.

6 Aciers de précontrainte

La précontrainte n'a pu se développer que parce que les sidérurgistes ont pu fabriquer des

aciers à haute limite élastique jusqu'à plus de 2 160 MPa, au lieu de 235 MPa pour l'acier doux.

Aciers couramment utilisés en post-contrainte

		fils	torons	barres
diamètres courants	mm	6,7 et 8	T15 et T15S	20 à 36
résistance	MPa	1670 à 1770	1760 à 1860	1030 à 1230

Les pertes de précontraintes viennent diminuer dans le temps la contrainte initiale de traction des aciers. En général, cette part ne dépasse pas de moitié la résistance du câble utilisable.

On distingue :

→ **les pertes instantanées** lors de la mise en tension et du blocage des câbles dans leurs ancrages :

- frottement du câble dans sa gaine ;

- raccourcissement élastique du béton sous l'effort de compression ;
- recul du câble lors du blocage.

→ **les pertes différées** qui peuvent s'étaler sur des mois ou des années :

- retrait du béton ;
- relaxation de l'acier (diminution de la contrainte sous longueur constante) ;
- fluage du béton (diminution de longueur du béton comprimé sous contrainte constante).

7 Le fonctionnement de la précontrainte

L'action de la précontrainte peut agir de deux façons :

→ si le câble est positionné au centre de gravité de la section, il exerce une compression uniforme qui permet de diminuer les sections d'armatures de béton armé ;

→ si le câble est excentré vers le bas, il exerce une action verticale dirigée vers le haut, due à sa courbure (Fig. 5) qui compense partiellement ou totalement l'action des charges gravitaires.

Pour contrecarrer une fraction ou la totalité des charges gravitaires, il faut disposer d'un tracé de câble parabolique.

Ce dernier cas n'est possible que pour des câbles en post-tension puisqu'ils ne sont tendus qu'une fois le béton coulé et durci.

En général, les câbles de pré-tension sont rectilignes, conduisant à des moments dus à la précontrainte importants dans les zones où les effets des charges gravitaires sont faibles (zones d'about des poutres sur appuis simples).

On peut alors ancrer des déviateurs pour les câbles de pré-tension (Fig. 5 et 7) afin d'obtenir un tracé en forme de trapèze proche du tracé parabolique. Mais, ceci nécessite d'équilibrer des efforts verticaux de soulèvement, qui peuvent être importants.

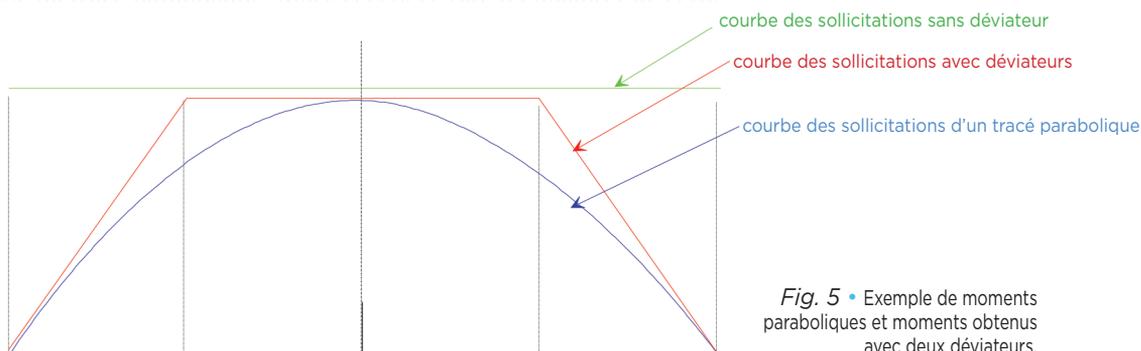


Fig. 5 • Exemple de moments paraboliques et moments obtenus avec deux déviateurs.

8 Précontrainte en usine (pré-tension)

Les bancs de précontrainte d'une longueur de l'ordre d'une centaine de mètres sont constitués de :

→ deux culées d'extrémité ancrées dans le sol et capable de résister à l'effort⁵ de traction des câbles (fils ou torons) lors de la mise en tension ;

→ un coffrage linéaire pour poutres, poutrelles, pannes de toiture, prédalles, dalles alvéolées comportant des coffrages en about de chaque élément⁶ :

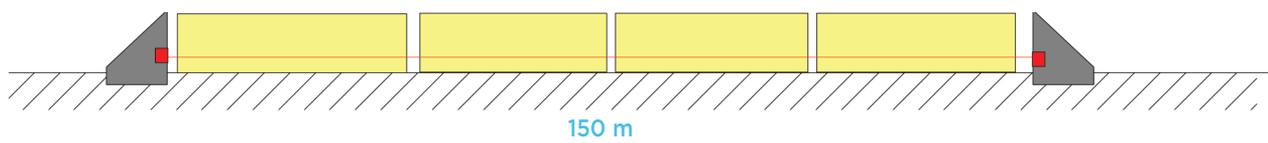


Fig. 6 • Exemple de banc de précontrainte en usine (pré-tension).

Certains bancs peuvent comporter des ancrages intermédiaires retenant des déviateurs destinés à donner aux câbles une forme de

ligne brisée pour diminuer l'excentricité des câbles (Fig. 7).

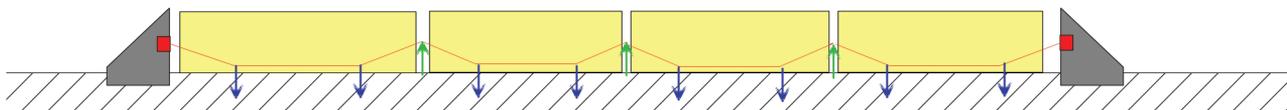


Fig. 7 • Exemple de câbles avec déviateurs

Le processus de fabrication se décompose en :

- mise en place des coffrages latéraux, des coffrages d'about d'éléments, des câbles (fils ou torons),
- mise en tension des câbles,
- coulage du béton dans les coffrages,
- étuvage pour accélérer la prise et le durcissement du béton,
- décoffrage,

- détension puis coupures des câbles, lorsque la résistance est suffisante,
- évacuation des éléments vers des zones de stockage en attendant que la résistance soit suffisante pour le transport.

Les produits industriels (disposant du marquage CE) sont disponibles sur catalogue avec fourniture d'abaques ou de tableaux facilitant le choix des éléments.

5• Jusqu'à 300 kN par toron T15S

6• Dans certains cas, les éléments sont coulés en continu puis tronçonnés à la disqueuse à la longueur voulue après détension des câbles

9 Précontrainte sur chantier (post-tension)



Fig. 8 • Exemples de câbles multi torons



Le cas élémentaire est constitué du monotoron (Fig. 9) gainé graissé unique dans sa gaine. Diverses combinaisons regroupent plusieurs torons par câble (Fig. 8). Ces câbles constitués de plusieurs torons sont enfilés dans leur gaine après bétonnage.

Pour la protection de l'acier contre la corrosion, ces gaines peuvent être :

→ soit injectées au coulis de ciment après mise en tension (torons adhérents)

→ soit remplies de graisse ou de cire de protection avant mise en place (torons non adhérents).

La précontrainte est utilisée pour certaines poutres de grande portée ou fortement sollicitées lorsque l'on recherche de faibles déformations (flèches) ou que l'on est limité par la hauteur autorisée du plancher. Dans ce cas, on utilise des câbles de 4T15 (700 kN après pertes disponibles) à 17T15 (2 800 kN), et exceptionnellement pouvant aller jusqu'à 55T15.

Fig. 9 • Monotoron graissé



Pour les planchers de bâtiment, la précontrainte la plus couramment utilisée est constituée :

→ d'un monotoron gainé graissé en usine, mis en tension par des vérins pesant de l'ordre de 30 kg,

→ de 2, 3 ou 4 torons en gaines plates injectée sur chantier au coulis de ciment après mise en tension.

10 Prédimensionnement des planchers-dalles

Types de dalles précontraintes et méthodes de dimensionnement

On distingue trois types de dalles précontraintes :

→ les planchers-dalles (*flat-slab*) reposant directement sur les poteaux sans aucune poutre, avec ou sans chapiteau (Fig. 10a et b) ;

→ les dalles reposant sur des files de poutres parallèles dans une seule direction (Fig. 10c) ;

→ les dalles reposant sur des files de poutres parallèles dans deux directions perpendiculaires (Fig. 10d).

Fig. 10a • Plancher-dalle sans retombee

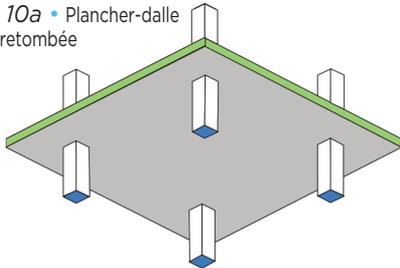


Fig. 10b • Plancher-dalle avec chapiteau

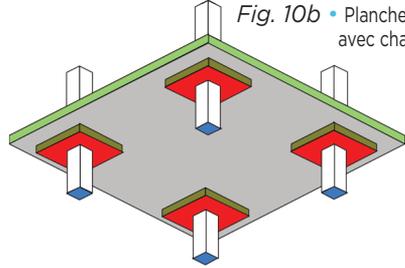


Fig. 10c • Dalles sur poutres parallèles

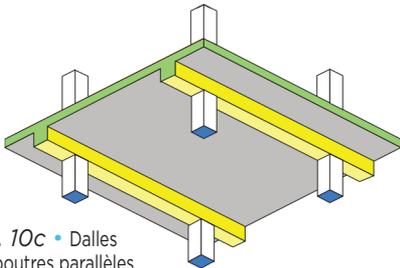
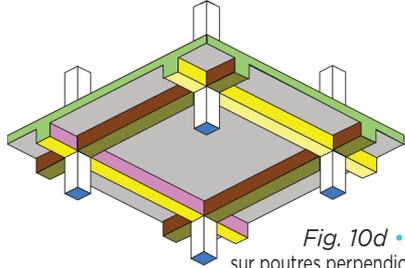


Fig. 10d • Dalles sur poutres perpendiculaires

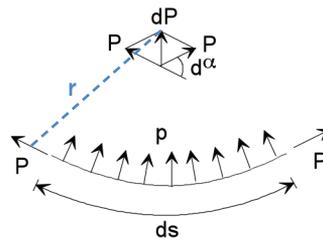


Comme déjà indiqué, un câble rectiligne ne provoque aucune force radiale. Un câble courbe entraîne des forces réparties radiales p sur l'élément enrobant le câble :

$p = P/r$ pour un effort de traction P dans le câble et un rayon de courbure r (formule dite des tuyaux).

Pour un tracé parabolique, on peut considérer un rayon de courbure constant.

Fig. 11 • Effet de la courbure d'un câble



Des tracés de câbles paraboliques engendrent des charges réparties uniformes sur l'élément,

(Fig. 12) et contrearrangent partiellement ou totalement, les charges permanentes et les charges variables.

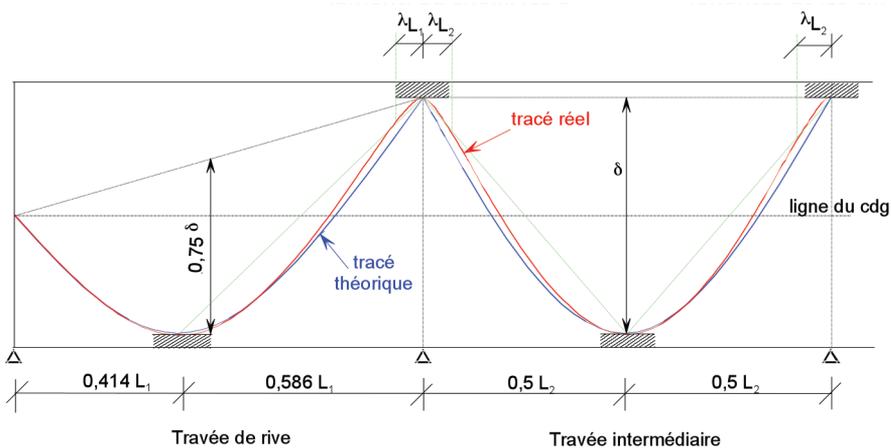


Fig. 12 • Exemple de tracé parabolique des câbles, travée de rive, travée intermédiaire.

Détermination de l'épaisseur

→ L'épaisseur d'un plancher-dalle précontraint par post-tension est déterminée principalement par des conditions de non-poinçonnement.

→ L'épaisseur des autres dalles précontraintes est déterminée principalement par des raisons de vérification des contraintes de com-

pression, rarement de flèche. Comme l'action de la précontrainte s'oppose aux charges permanentes (voire également, à une fraction des charges d'exploitation), seules sont à prendre en compte les charges d'exploitation restantes. L'épaisseur s'en trouve donc nettement diminuée par rapport aux dalles en béton armé.

11 Questions

Incidence sur les percements

→ À la conception, on peut faire toutes les trémies que l'on veut. On dispose des renforcements au même titre que pour des ouvertures dans le cas du béton armé.

→ Après exécution, on peut effectuer des percements de petite dimension entre les torons.

→ Des percements de plus grande dimension peuvent être envisagés après exécution comme pour les dalles en béton armé moyennant des dispositions spéciales.

« Évasion » de la précontrainte dans les poteaux ou voiles

Des éléments rigides (cages d'escalier, voiles) peuvent provoquer des « fuites » de la précontrainte en empêchant le serrage des dalles par la précontrainte.

Cela concerne la précontrainte de compression dont le développement est alors gêné. Il est impératif de respecter le phasage de référence. L'effet de courbure de la précontrainte n'est, en revanche, pas altéré

Tenue au feu

Il est vrai que le coefficient de résistance d'un toron est plus faible que celui d'un rond à béton à température égale. L'Eurocode feu (NF EN 1992-1-2) en tient compte, puisqu'il demande un supplément de 15 mm d'enrobage pour compenser cette différence.

Ainsi, pour un plancher-dalle, la résistance est assurée avec un enrobage à l'axe de 30 mm pour une heure, 50 mm pour deux heures et 65 mm pour quatre heures.

Une diminution de l'enrobage diminue l'amplitude de variation du tracé du câble, ce que l'on compense par un supplément d'effort de précontrainte.

12 Comparaison BA-BP

Résistance au feu

Plancher-dalle de maille 10 m x 10 m sur poteaux 0,40 m x 0,40 m, charges permanentes autres que poids propre : 1 kN/m², charge d'ex-

ploitation 2 kN/m². Béton $f_{ck} = 30$ MPa
Les calculs sont menés en choisissant de compenser 60% des charges d'exploitation.

	BA	BP	BP	BP	BA
Résistance au feu	R60	R60	R120	R240	R240
Enrobage à l'axe ⁹	30 mm	30 mm	50 mm	65 mm	50 mm
Épaisseur h mini ¹⁰	0,45 m	0,18 m	0,20 m	0,20 m	0,45 m
h/L	1/22°	1/55°	1/50°	1/50°	1/22°
Effort de compression	0	0,875 MN	1,094 MN	1,346 MN	0
Contrainte minimale ELS ¹¹	-	-0,68 MPa	+0,02 MPa	+0,85 MPa	-
Armature ELS nécessaire	12,66 cm ² /m	0	0	0	13,00 cm ² /m
Armature ELU nécessaire	9,00 cm ² /m	0	0	0	9,24 cm ² /m
Espacement T15S	-	0,206 m	0,192 m	0,163 m	-
b.VEd ¹²	2,57 MN	1,41 MN	1,50 MN	1,50 MN	2,57 MN
V _{Rd,c}	1,15 MN	0,48 MN	0,53 MN	0,53 MN	1,13 MN
Retombée chapiteau ¹³	0,29 m	0,22 m	0,22 m	0,21 m	0,29 m
Débord chapiteau	1,19 m	0,95 m	0,94 m	0,92 m	1,22 m
Contrainte de compression moyenne du béton	-	4,86 MPa	4,69 MPa	5,51 MPa	-

9* Avec un enrobage minimal au nu de 20 mm (XC1 avec $\Delta C_{dev} = 5$ mm et $f_{ck} = 30$ MPa)

10* Pour la solution BA, l'épaisseur est déterminée pour des raisons de flèche, suivant le tableau 7.4N de la NF EN 1992-1-1/NA : $L/d = 24$, soit $d = 0,42$ m et $h = 0,45$ m. Pour la solution BP, l'épaisseur minimale est conditionnée par la résistance au feu : $h = 180$ mm pour R60 et $h = 200$ mm pour R120 et R240, suivant NF EN 1992-1-2.

11* Si la contrainte maximale de traction ne dépasse pas $f_{ctm} = 2,9$ MPa, aucune armature passive n'est nécessaire (NF EN 1992-1-1 : 7.3.2 (4))

12* Avec 10 % de majoration de continuité et $\beta = 1,15$

13* La solution béton armé nécessite des chapiteaux de dimensions plus importantes

Flèche

En reprenant l'exemple précédent du 10, pour la travée de rive, la plus sollicitée :

	BA	BP
Charge de précontrainte	-	$p = -(g_0 + g_1 + 0,6q)$ $= -(0,18 \times 25 + 1 + 0,6 \times 2,5)$ $= -7 \text{ kN/m}^2$
Charge en combinaison quasi-permanente	$p_1 = g_0 + g_1 + \Psi_{2,q}$ $= 0,45 \times 25 + 1 + 0,3 \times 2,5$ $= 13 \text{ kN/m}^2$	$p_2 = g_0 + g_1 + \Psi_{2,q} - 0,75p$ $= 0,18 \times 25 + 1 + 0,3 \times 2,5 -$ $0,75 \times 7 = 1 \text{ kN/m}^2$
Inertie non fissurée	$I_{nf,BA} = 0,45^3/12 = 0,0076 \text{ m}^4$	$I_{nf,BP} = 0,18^3/12 = 0,000486 \text{ m}^4$ soit $I_{nf,BA} / 15,6$
Inertie fissurée	Avec $A_s = 12,66 \text{ cm}^2$; $x = 0,109 \text{ m}$ et $I_{f,BA} = 0,002268$ soit 30% de $I_{nf,BA}$ en moyenne sur la portée, nous retiendrons 50%	Sans objet, car $I_{f,BP} = I_{nf,BP}$

La flèche BP est égale à $\frac{\text{flèche BP}}{\text{flèche BA}} = (50\%) \left(\frac{1}{13}\right) \left(\frac{0,45^3}{0,18^3}\right) = 0,6$ fois la flèche BA, malgré la différence d'épaisseur de 0,45 m pour la dalle BA et 0,18 m pour la dalle BP.

En conclusion

Quelle que soit l'exigence de résistance au feu, la solution en béton précontraint :

- ne nécessite pas d'armatures passives,
- ne se fissure pas sous l'action des charges quasi-permanentes,
- se fissure moins sous l'action du retrait que la solution en béton armé du fait d'une com-

pression moyenne du béton non négligeable (de l'ordre de 5 MPa dans notre exemple),

- conduit à une épaisseur inférieure à la moitié de celle de la solution béton armé,
- exige, pour le poinçonnement, des dimensions de chapiteaux inférieures en retombée et en débord par rapport à une solution BA.

13 Bibliographie

- [1] La précontrainte dans le bâtiment – SEDIP – Disponible sur www.egfbtp.com et www.fntp.fr
- [2] Eurocode 2 – Partie 1-1 (NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA)
- [3] Programme de calcul des dalles précontraintes par post-tension – Feuille Excel N° DT0103, disponible sur www.egfbtp.com



ANNEXE

A Historique

La précontrainte sous toutes ses formes existe depuis longtemps. Elle est naturelle dans les arcs, voûtes, ou provoquée comme dans les cerces de tonneau, les roues de bicyclette, les roues de chariots, le pneu et la chambre à air, la corde et l'arc, la glace trempée, la scie à bois...

Le mot « précontrainte », néologisme créé par E. Freyssinet, a été imprimé la première fois en janvier 1933 dans un article de la revue *Travaux* (Sciences et Industrie) sous le titre: « Idées et voies nouvelles ».

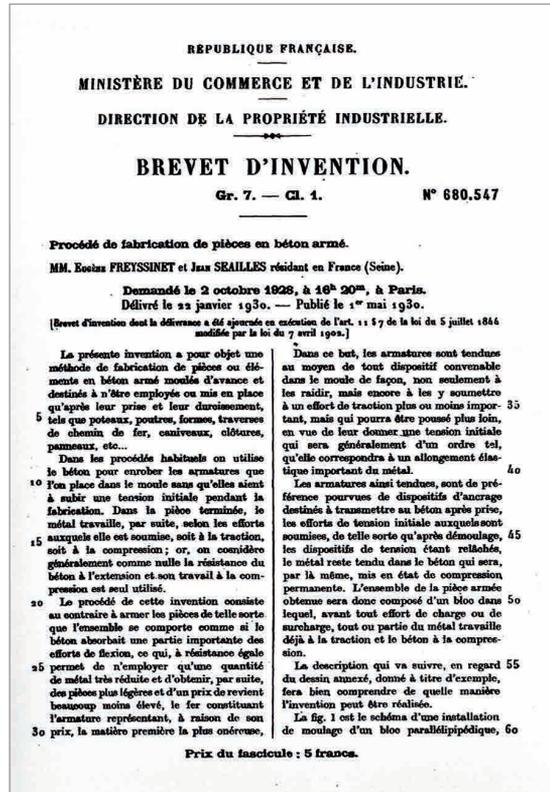
Le premier brevet de Freyssinet sur la précontrainte date du 2 octobre 1928, il était intitulé : « Procédé de fabrication de pièces en béton armé ».

En fait, les premières études sur la précontraction du béton sont antérieures à celles de Freyssinet. On peut citer :

- les tentatives de Considère et Bach, de retarder les apparitions de fissuration par compression du béton et prétension de l'acier ; le brevet de P. Jackson en Californie en 1886 qui est la première application de béton précontraint ;
- le brevet de Doehring en 1888 comportant quelques principes de précontrainte, mais sans lendemain et qui déposa un brevet de dalles précontraintes par fils ;
- les essais des Allemands Koener et Lundt en 1907, qui furent voués à l'échec, pour essayer de limiter la fissuration de traction du béton. Le béton insuffisamment comprimé était encore tendu et l'effort de compression dû aux aciers était pratiquement annulé par le retrait et le fluage.

C'est Eugène Freyssinet (1879-1962) qui, en se plaçant dans des conditions voisines des voûtes, introduisit un effort de compression pour compenser les tractions à venir. En 1926, il découvrit le phénomène de fluage (déformation lente sous charge) et les lois du retrait à la suite d'expériences sur l'arc du pont de Plougastel.

Après la guerre, on assista à un essor du béton précontraint dans les pays industrialisés avec



Le brevet d'invention de 1928.
Archives EGF.BTP



Eugène Freyssinet.
Archives EGF.BTP



P. Abeles en Grande-Bretagne, G. Magnel en Belgique, F. Leonhardt en Allemagne, T.Y. Lin aux États-Unis, V. Mikhailov en URSS, J.J. Bouvy aux Pays-Bas, E. Freyssinet et Y. Guyon en France.

Les premiers ponts en béton précontraint ont été réalisés par précontrainte extérieure au béton au moyen de câbles. Ce sont les ponts de la Saale à Alse en Allemagne (1928) de 68 m de portée, et de Aue en Allemagne également (1936) de 69 m de portée.

On peut citer également en :

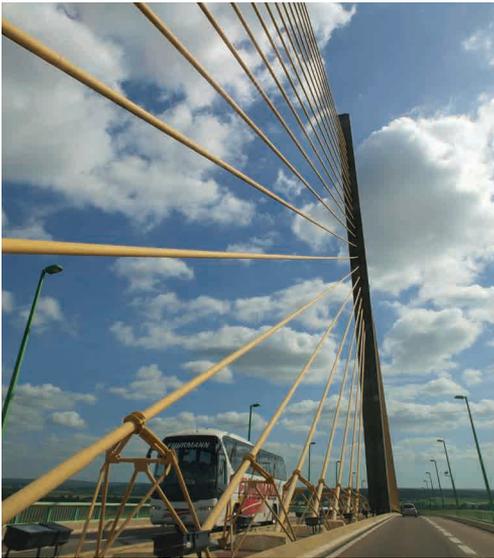
- 1924, les voûtes de Polyvestre dans le Var avec des tirants prétendus ;
- 1935, les premiers tuyaux préfabriqués précontraints ;
- 1941, le pont de Luzancy ;
- 1946, les pistes précontraintes d'Orly.

En ce qui concerne la précontrainte extérieure, on peut citer également le pont de Villeneuve-Saint-Georges (1953), les ponts de Long Key, Seven Miles aux États-Unis, les viaducs de l'autoroute A8 (Vallon des Fleurs, de la Banquière).

Les ponts à haubans, peu nombreux en France ont, depuis le premier du type sur le canal de Donzère par Caquot (1952), vu un développement récent avec le pont Masséna sur le périphérique à Paris, le pont de Saint-Nazaire-Saint-Brévin sur l'embouchure de la Loire (1975), le Pont de Brotonne sur la Seine (1977), le pont sur l'Elorn, le pont de Millau...

Comme nouveauté, on peut citer le pont à treillis précontraint de Bubiyan (Koweït) (1983).

Le pont de Brotonne



Le viaduc de Millau
Architectes :
Norman Foster,
Michel Virlogeux.





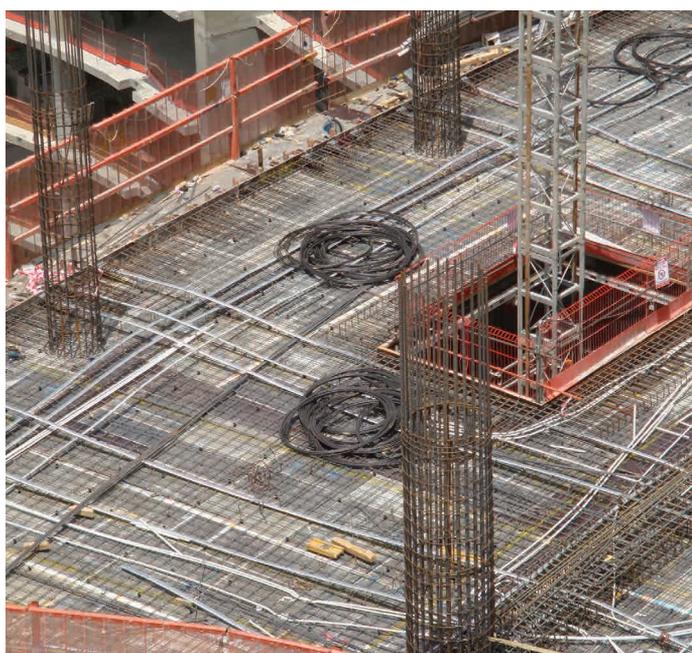
Les raisons des échecs des prédécesseurs de Freyssinet sont dues à deux causes :

- la méconnaissance du retrait et du fluage qui annihilent la tension des armatures ;
- les caractéristiques réduites des aciers disponibles sur le marché.

En effet, pour conserver une force de tension suffisante, les aciers doivent être tendus à une valeur qui dépasse la limite élastique des aciers existants à l'époque¹⁴.

Les aciers modernes ont des limites élastiques de 1 400 à 1 800 MPa qui compensent largement les pertes.

14• Ainsi, un retrait de 3×10^{-4} entraîne une chute de tension de l'acier de 60 MPa, une contrainte de compression du béton de 4 MPa entraîne une chute de tension de 60 MPa. On voit ainsi que la limite élastique de 235 MPa des aciers doux est vite atteinte lorsqu'on y ajoute les pertes de recul à l'ancrage et frottement.



B Deux définitions sur le béton précontraint

« À aucun degré, le béton précontraint n'est du béton armé amélioré. Il n'a, avec le béton armé, aucune frontière commune. »

Eugène Freyssinet, 1946

« Dans la poutre en béton précontraint, l'acier n'est pas une armature, c'est une force. »

Y. Guyon



Méthode « rapide » de détermination de l'effort de précontrainte P et de l'espacement des torons S_1

Un calcul très simple peut être fait comme suit :

1 - Décider de la fraction des charges permanentes et d'une fraction des charges variables que l'on souhaite compenser, par exemple :

$p = g + 0,5q$ (ou $p = g + \psi_2 \cdot q$ ou toute autre valeur au choix)

2 - Posons $k = p/g_0$ avec $g_0 =$ poids propre dalle = $0,025 \text{ k.h}$ (MN/m) pour une épaisseur de dalle h

3 - Supposons une contrainte constante dans les armatures avec $\sigma_p = 0,65 f_{pk}$ pour les câbles de moins de 50 m de long ($0,6 f_{pk}$ pour plus de 50 m), soit $0,65 \times 1860 = 1209 \text{ MPa}$, arrondi à 1200 MPa

4 - Action de la précontrainte : $p = 8P \cdot \delta / L^2$, d'où $P = p \cdot L^2 / (8\delta)$ avec $\delta =$ amplitude de variation du tracé du câble dans une travée intermédiaire = épaisseur de la dalle - 2 fois l'enrobage à l'axe des torons).

5 - Pour des monotorons T155 (150 mm^2), en classe d'exposition XC1 (intérieur de bâtiment) avec $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$ (assurance qualité) : $c = 20 \text{ mm}$. On peut prendre $\delta = h - 0,06 \text{ m}$ pour un plancher portant dans une direction (et $\delta = h - 0,08 \text{ m}$ pour une dalle portant dans les deux directions et les planchers-dalles)

6 - Effort de précontrainte :

$P = (150 \text{ mm}^2 \times 10^{-6} \times 1200 \text{ MPa}) / s = p \cdot L^2 \cdot 10^{-3} / (8\delta)$
 $= (0,025 \text{ k.h}) \cdot L^2 / (8\delta)$

7 - Espacement des monotorons : $s = \frac{57,6 \cdot \delta}{k \cdot h \cdot L^2}$ en m

8 - Poinçonnement

- effort de poinçonnement $V^{Ed} \leq V_{Rd0}$ au nu du poteau et $\leq V_{Rd1}$ sur le contour à $2d$ du poteau
- au nu du poteau : $V_{Rd0} = 0,4 \nu' f_{cd} \cdot u_0 \cdot d$
- sur le contour à $2d$: $V_{Rd1} = \nu_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d$

Exemple : dalle continue portant dans une direction, de $0,14 \text{ m}$ d'épaisseur, 5 travées de 6 m , autres charges permanentes $g_1 = 1 \text{ kN/m}^2$, charge d'exploitation $q = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

Hauteur utile $d = 0,14 \text{ m}$. Poteau $0,45 \text{ m} \times 0,45 \text{ m}$. Béton $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$.

Décidons de compenser les charges permanentes et 50% des charges variables :

$p = 25h + 1 + 0,5 \times 2,5 = 5,75 \text{ kN/m}^2 \rightarrow k = p/g_0 = 5,75/3,5 = 1,643$

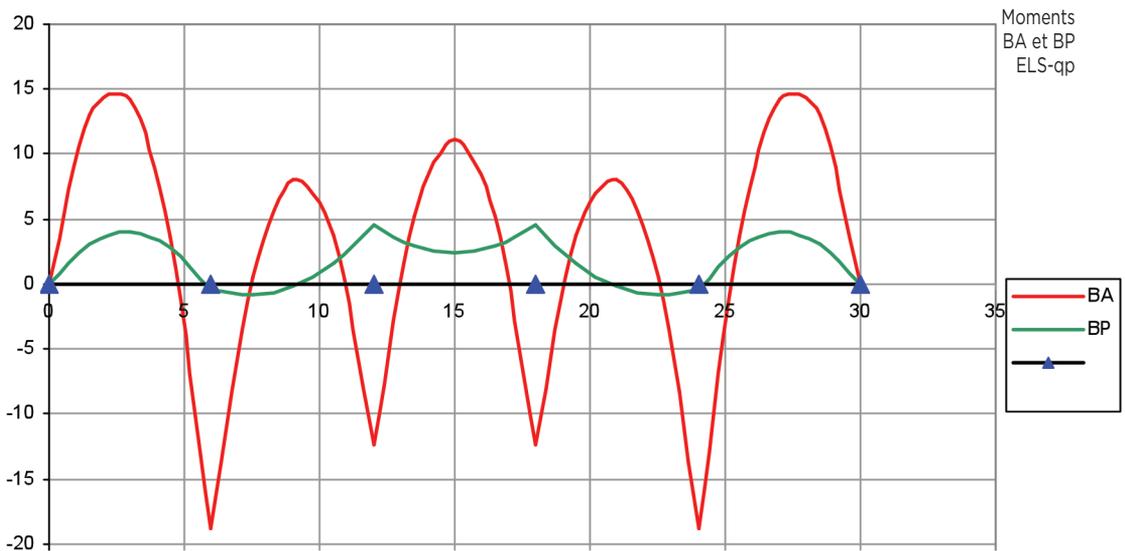
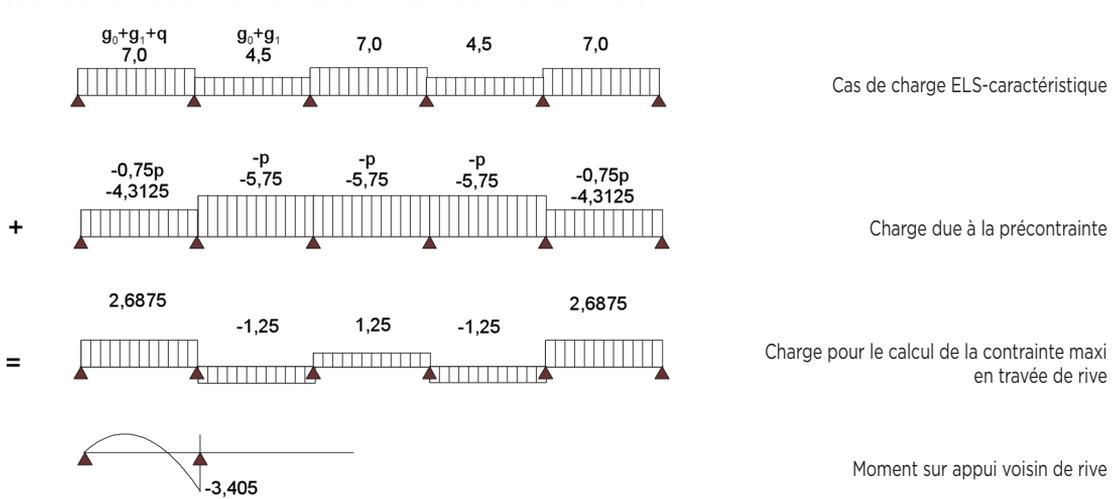
amplitude de variation du câble : $\delta = h - 0,06 = 0,08 \text{ m}$

$P = 0,025 \times 1,643 \times 0,14 \times 6^2 / (8 \times 0,08) = 0,323 \text{ MN}$

$A_p = 0,323 \times 10^6 / 1200 = 270 \text{ mm}^2 \rightarrow$ espacement des torons : $s = 150 / 270 = 0,557 \text{ m}$

$\sigma_{cp} = P/h = 0,323 / 0,14 = 2,31 \text{ MPa}$

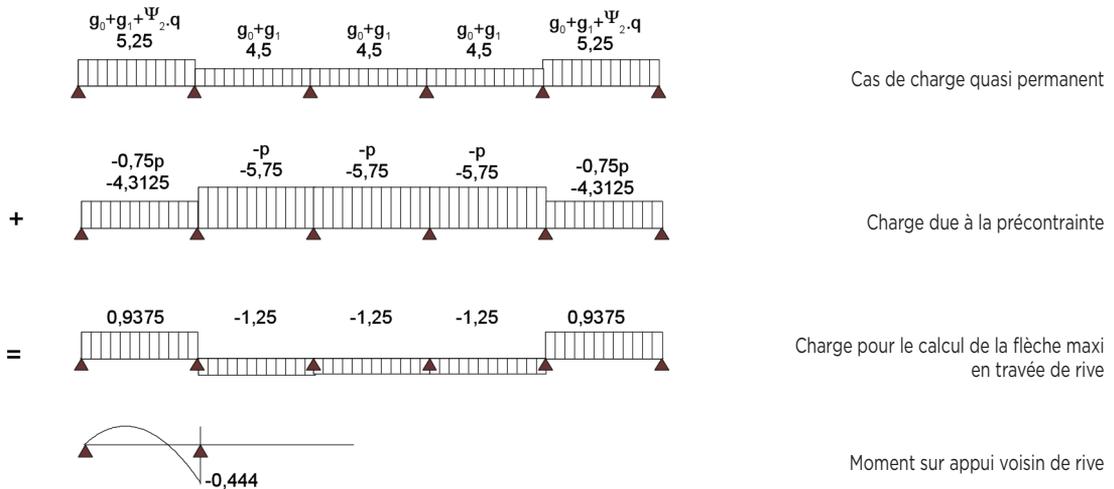
ELS Combinaison caractéristique. Armatures passives ?



Moment à 1^{ère} mi-travée : $M_t = 2,6875 \times 6^2 / 8 - 3,405 / 2 = 10,39$ kNm avec un effort normal $P = 0,323$ MN $\rightarrow s = P/h \pm 6M_t/h^2 = 2,307 \pm 3,181$

$= 5,49$ MPa et $-0,87$ MPa $> -f_{ctm} = -2,9 \rightarrow$ pas d'armatures passives nécessaires. (§ 7.1 (2))

ELS Combinaison quasi permanente. Flèche



Flèche à mi-travée : $M_t = 5p.L^4/(384E.I) + M_2.L^2/(16E.I) = 5 \times 0,9375 \times 6^4/(384 \times 7,546) - 0,444 \times 6^2/(16 \times 7,546) = 2,096 - 0,132 = 1,96$ mm en section non-fissurée, soit $1/3054^\circ$ de la portée.

La maîtrise de la fissuration est vérifiée du fait qu'il n'y a pas de traction sous combinaison quasi-permanente, donc pas de fissures.

ELU - Poinçonnement :

$$V_{Ed} = b.(1,35g_0 + 1,35g_1 + 1,5q) \times L_1 \times L_2 = 1,15 \times 9,825 \times 6^2 = 0,407 \text{ MN}$$

$$u_0 = 4 \times 0,4 = 1,60 \text{ m et } u_1 = u_0 + 4pd = 1,60 + 4\pi \times 0,11 = 2,982 \text{ m}$$

$$V_{Rd0} = 0,4v'f_{cd}.u_0.d = 0,4 \times 0,6 \times (1 - 30/250) \times 30/1,5 \times 1,80 \times 0,14 = 1,064 \text{ MN} > V_{Ed} \text{ OK au nu}$$

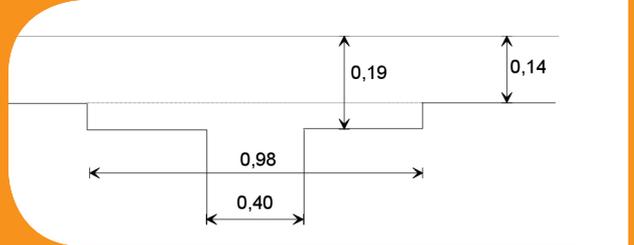
$$V_{Rd1} = 0,035 \times 2^{1,5} \times 30^{0,5} + 0,1s_{cp} = 0,542 + 0,231 = 0,773 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd1} = 0,773 \times 2,982 \times 0,11 = 0,254 \text{ MN} < \beta.V_{Ed} = 0,407 \text{ MN} \text{ KO}$$

→ chapiteau ou élargissement du poteau ou augmentation de l'épaisseur de la dalle (ce qui diminuera la quantité d'acier de précontrainte). On ne peut mettre des armatures de poinçonnement que si l'épaisseur de la dalle est supérieure à 200 mm (§ 9.3.2 (1)).

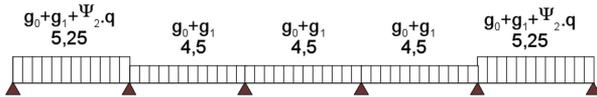
Exemple : pour un chapiteau de 50 mm de retombée et de 290 mm de débord, on a :
 $r_{\text{cont,ext}} = 0,769 \text{ m}$, $u_2 = 4,83 \text{ m}$, $V_{\text{Rd2}} = 0,411 \text{ MN}$
 $> 0,407 \text{ OK}$ avec l'épaisseur $h = 0,14 \text{ m}$

$\sigma_{\text{cp}} = 1,70 \text{ MPa}$, $v_{\text{Rd3}} = 0,712 \text{ MPa}$,
 $u_3 = 3,61 \text{ m}$, $V_{\text{Rd3}} = 0,412 \text{ MN} > 0,407 \text{ OK}$ pour
 le contour intérieur.

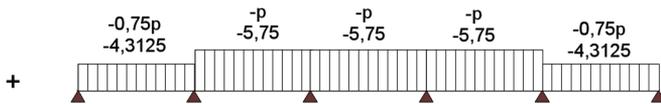


ELS Combinaison caractéristique. Armatures passives ?

Avec $P' = (\sigma_p + 100) \cdot A_p = (1300/1200) \cdot P$
 $= 0,350 \text{ MN}$



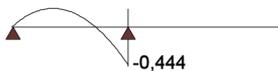
Cas de charge ELU-caractéristique



Charge due à la précontrainte



Charge pour le calcul des moments
 et des armatures passives en travée de rive



Moment sur appui voisin de rive

Moment en milieu de 1^{ère} travée :
 $M_t = 5,153 \times 6^2 / 8 - 10,89 / 2 = 17,74 \text{ kNm}$

Calcul en flexion composée avec $P = 0,350 \text{ MN}$
 $\rightarrow A_s = -0,91 \text{ cm}^2$ donc $A_s = 0$: pas d'armatures
 passives nécessaires.

Ancrage : dispositif situé à l'extrémité du câble ou de la barre, destiné à transférer l'effort de traction du câble sur son appui et donc dans le béton de l'élément précontraint.

En général constitué d'une plaque d'ancrage et d'une plaque d'appui.

Armatures : on distinguera les armatures actives ou armatures de précontrainte et les armatures passives ou armatures de béton armé réagissant aux charges lorsqu'elles sont effectivement appliquées (c'est-à-dire non tendues avant toute action extérieure).

Barre : armature de précontrainte rigide de diamètre supérieur à 12 mm.

Béton : matériau constitué à partir de sable, gravier, eau et ciment.

Câble : ensemble d'armatures de précontrainte, fils ou torons.

Coulis d'injection : mortier fin destiné à remplir les gaines après mise en tension des câbles. Ses fonctions principales sont de protéger les armatures contre la corrosion et d'assurer une bonne adhérence du béton par l'intermédiaire de la gaine.

Fil : armature de précontrainte de diamètre inférieur ou égal à 12 mm.

Gaine : conduit protecteur des armatures de précontraintes (câble, barre ou torons), permettant la mise en tension du câble après bétonnage, et devant être injecté par la suite pour éviter toute corrosion de l'acier de précontrainte.

Post-tension : l'effort de précontrainte est appliqué après durcissement du béton.

Précontrainte : ce mot créé par E. Freyssinet en 1933 désigne en général l'effort de précontrainte exercé par le câble.

Pré-tension : l'effort de précontrainte est appliqué avant coulage du béton.

Toron : armature composée de 3 ou 7 fils enroulés en spirale.





ENTREPRISES
GÉNÉRALES DE
FRANCE • BTP

contact :

Entreprises générales de France.BTP
9 rue La Pérouse
75784 Paris Cedex 16
directeur de la publication : Wilfried Pillard
tél : 01 40 69 52 77
www.egfbtp.com