CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS

CENTRE REGIONAL ASSOCIE DE BORDEAUX

———

MEMOIRE

Présenté en vue d'obtenir

LE DIPLOME D'INGENIEUR CNAM

SPECIALITE : TECHNIQUES DE CONSTRUCTION.

OPTION : GENIE CIVIL

par

Hervé SALLES

———

UTILISATION DU BETON FIBRE à ULTRA-HAUTES PERFORMANCES DANS LE BATIMENT

Soutenu le 25 Février 2013

———

JURY

PRESIDENT :

Francis GUILLEMARD - Professeur CNAM, Directeur du Département ICENER - CNAM PARIS.

MEMBRES :

Michel MANDOUZE - Professeur agrégé de Génie Civil - IUT Bordeaux 1 - Département Génie Civil - TALENCE.

Xavier LAUZIN - Ingénieur Structures Génie Civil - SOCOTEC - MERIGNAC.

Michel VEDEL - Ingénieur Structures - ARTECH Ingénierie - BORDEAUX.

Mehdi SBARTAï - Maître de conférences à Bordeaux 1 - TALENCE.

SUJET

En France, la construction de bâtiments est principalement à structure en béton armé voire précontraint.

Ce matériau a par la suite évolué, gagnant en résistance à la compression (BHP), en fluidité (BHP) et en ductilité (BF).

Depuis maintenant dix ans, une nouvelle catégorie, améliorant et réunissant ces dernières, essaie de se démocratiser: le béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP).

Ce jeune matériau, commercialisé depuis maintenant une dizaine d'années, offre des propriétés mécaniques remarquables.

Il allie à la résistance d'un BHP, l'ouvrabilité du BAP ainsi que les fibres et la ductilité du BF.

Par habitude de conception, de fabrication et de réalisation, le béton armé reste historiquement « le matériau » du bâtiment.

Dans le cadre de mon activité professionnelle en bureau d'études, j'ai eu à concevoir une dalle de couverture aux dimensions peu courantes en bâtiment.

Par habitude, les structures de bâtiment sont en béton armé, précontraint ou charpente métallique. Ces solutions traditionnelles ne permettent pas ici la réalisation d'un ouvrage singulier tout en conservant son caractère architectural.

En effet, l'aspect final de la couverture du futur cuvier doit offrir à l'œil une sous face totalement lisse, sans aucune ligne structurelle venant la parasiter.

Je me suis donc orienté vers l'emploi du BFUP, afin d'analyser la faisabilité de l'élément,

et de mieux comprendre comment travaille ce jeune matériau.

Peut-il assurer la fonction structurelle demandée pour un tel ouvrage ?

Dans quelles conditions ? Avec quelles techniques additionnelles si besoin est?

Pour se faire, la conception a été réalisée en employant le BAEL et BPEL, puis vérifiée à L'Eurocode 2, standard à venir.

Ce projet a été réalisé en corrélation avec tous les paramètres et contraintes propre à l'affaire, en collaboration avec les autres intervenants tels que bureau de contrôle, architectes, fabricants et bureaux d'études spécialisés. Ce mémoire a été réalisé en partie au sein de la société m'employant, à savoir EGIS Bâtiment Sud Ouest, sous la tutelle de Marc POSTOLLEC, Directeur, Ingénieur ESTP - CHEBAP.

REMERCIEMENTS

Tout au long de la réalisation de ce mémoire d'Ingénieur, un grand nombre de personnes m'ont soutenu en m'apportant leur aide, aussi bien morale, intellectuelle que technique.

Tout d'abord, je tiens à remercier M. Mandouze, Professeur agrégé, avec qui dès le début, nous avons travaillé ensemble, de la définition du sujet à la méthodologie de travail à respecter tout au long de ce mémoire.
Egalement un grand merci à M. Lauzin, ingénieur à Socotec, qui de par ses connaissances, son écoute et sa patience, m'a permis à travers de fréquents échanges, de réaliser l'ensemble de l'étude propre au projet.

Je remercie également toute l'équipe ayant composé la structure anciennement dénommée Séchaud Bâtiment, et plus particulièrement :

- Marc Postollec, Directeur, qui par sa confiance et son soutien en tant que tuteur, m'a permis de réaliser ce parcours d'Ingénieur CNAM, du premier module au mémoire final;
- Michel Vedel, Ingénieur Structures, pour sa pédagogie, sa science, son soutien et sa motivation apportés durant toutes ces années de travail commun, de jour comme de nuit.

Le mémoire d'Ingénieur représente la finalité d'un long cursus au sein du CNAM de Bordeaux. Depuis le tout début de ce parcours, mon activité professionnelle à régulièrement évoluée.
Ayant commencé comme projeteur, j'occupe actuellement un poste d'ingénieur structures chef de projets.
Je tenais donc à remercier l'ensemble des professeurs et intervenants du CNAM, qui permettent une évolution professionnelle et personnelle, accessible à tous, par le biais de la formation continue.
Et je terminerai en remerciant ma femme Armelle et mes deux filles Zoé et Paola,
qui m'ont encouragé et remotivé durant ces années de travail que représente au final ce mémoire d'Ingénieur. Par leur patience, leur compréhension et leur amour, elles m'ont permis d'avancer durant des journées, des soirées, des nuits pour finalement conclure cette formation longue à juste titre dénommée cours du soir.

Abréviations

- ACV : analyse du cycle de vie.
- AFGC : Association Française de Génie Civil.
- BAEL : Béton Armé aux Etats Limites.
- BPEL : Béton Précontraint aux Etats Limites.
- BFUP : Béton de Fibres à Ultra hautes Performances.
- BHP : Béton à Hautes Performances.
- BAP : Béton auto plaçant.
- BF : Béton de Fibres.
- BA : Béton armé conventionnel.
- EC : Eurocode.
- ELS : Etats limites de service.
- ELU : Etats limites ultimes.
- PSE : Polystyrène expansé.
- PRG : potentiel de réchauffement global.
- FIB : Fédération Internationale du Béton.
- GWP : Global Warming Potential.
- JSCE : Japan Society of Civil Engineering.
- SETRA : Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements.
- UNSW : Université de New South Welses.

SOMMAIRE

SUJET I

REMERCIEMENTS II

ABREVIATIONS III

SOMMAIRE

1. DU BETON AU BFUP 1

1.1 LE BETON ARME (BA) 1

1.1.1 Le Béton ordinaire *1*

1.1.2 L'association acier-béton *2*

1.1.3 Contexte réglementaire *2*

1.1.4 Rappel de notion de déformation *3*

1.2 LE BETON PRECONTRAINT (BP) 4

1.2.1 Principe mécanique *4*

1.2.2 Contexte réglementaire *5*

1.3 LE BETON FIBRE A ULTRA HAUTE PERFORMANCE (BFUP) 6

1.3.1 Performances et propriétés spécifiques *6*

1.3.2 Les différentes Fibres *9*

1.3.3 Structure minérale *10*

2. BFUP : METHODES ET REGLES DE DIMENSIONNEMENT 12

2.1 REGLEMENTATION 12

2.2 COMPORTEMENT ET CARACTERISATION 12

2.2.1 Comportement en compression *13*

2.2.2 Comportement à la traction *13*

2.2.3 Lois de calcul *15*

3. APPLICATION A UNE DALLE DE COUVERTURE DE GRANDE DIMENSION 18

3.1 PRESENTATION 18

3.1.1 Projet *18*

3.2 FORMULATIONS ET PARAMETRES RETENUS 22

3.2.1 Béton armé de classe C80/95 *22*

3.2.2 BFUP *23*

3.3 DEFINITION DES CHARGES 28

3.3.1 Charges permanentes G *28*

3.3.2 Charge d'exploitation Q *28*

3.3.3 Charge de neige S *28*

3.4 DIMENSIONNEMENT EN BETON ARME 29

3.4.1 Epaisseur de la dalle *29*

3.4.2 Section minimale d'acier longitudinale *29*

3.4.3 Vérification des flèches *29*

3.4.4 Analyse de la solution en béton armé de classe C80/95 *30*

3.5 DIMENSIONNEMENT EN BFUP PRECONTRAINT AU BPEL 31

3.5.1 Hypothèses retenues *31*

3.5.2 Prédimensionnement par la flèche *34*

3.5.3 Calcul des pertes de précontrainte *37*

3.5.4 Justification aux ELS *46*
3.5.5 Justification aux ELU *58*
3.5.6 Analyse de la solution en BFUP DUCTAL© précontraint *61*
3.6 DIMENSIONNEMENT EN BFUP PRECONTRAINT A L'EUROCODE 2 62
3.6.1 Hypothèses retenues *62*
3.6.2 Calcul des pertes de précontrainte *64*
3.6.3 Justification aux ELS *70*
3.6.4 Justification aux ELU *72*
3.6.5 Analyse des solutions en BFUP DUCTAL© précontraint à l'EC2 et au BPEL *73*
3.7 DEFINITION DES APPUIS DE DALLE 74
3.7.1 Descente de charges *75*
3.7.2 Déformation longitudinale de la dalle *75*
3.7.3 Appareils d'appui en élastomère frettés *77*
3.8 MISE EN ŒUVRE 82
3.8.1 Mise en place de l'ancrage passif *82*

4. EXEMPLES D'APPLICATIONS STRUCTURELLES EN BFUP 84

4.1 LE PONT DU DIABLE 84
4.2 LA VILLA NAVARRA 85
4.3 LA PASSERELLE DE LA PAIX 86
4.4 AUVENT DE LA GARE DE PEAGE DU VIADUC DE MILLAU 87

5. REFLEXIONS 89

5.1 IMPACT TECHNOLOGIQUE 89
5.1.1 Durabilité *89*
5.2 IMPACT ENVIRONNEMENTAL 90
5.2.1 Analyse de cycle de vie *90*
5.2.2 Energie grise *92*
5.2.3 Le GWP *92*
5.2.4 La consommation d'eau *92*
5.2.5 Etude comparative environnementale *93*
5.3 IMPACT FINANCIER DU CHOIX DU MATERIAU 95

6. CONCLUSIONS 97

ANNEXES 99

BIBLIOGRAPHIE 101

LISTE DES FIGURES 104

LISTE DES TABLEAUX 106

1. DU BETON AU BFUP

1.1 Le béton armé (BA)

1.1.1 Le Béton ordinaire

Un béton est un matériau hétérogène résultant du mélange judicieusement dosé d'un squelette granulaire (granulats) et d'une matrice pâteuse durcissable composée de ciment, d'eau et, le plus souvent, d'adjuvants.

Le béton est un matériau facile à produire, avec une technique relativement simple et des matériaux disponibles localement. Cela contribue à expliquer son succès international et son emploi constant et massif dans le domaine de la construction.

L'hétérogénéité du matériau a des conséquences importantes sur son comportement mécanique. Les principales phases présentes dans le béton durci sont :

- les granulats, généralement plus rigides et plus résistants que les autres composants ;
- les produits solides de la réaction d'hydratation ;
- une partie de ciment qui n'a pas complètement réagi et qui poursuit lentement la réaction d'hydratation ;
- un certain volume de pores, vides ou partiellement remplis d'eau.

Le béton ordinaire se trouve principalement limité par ses vides et la différence de rigidité de ses composants. Les pores favorisent la concentration de contraintes. Ces vides sont aussi des zones propices à la propagation des fissures induites par les contraintes.

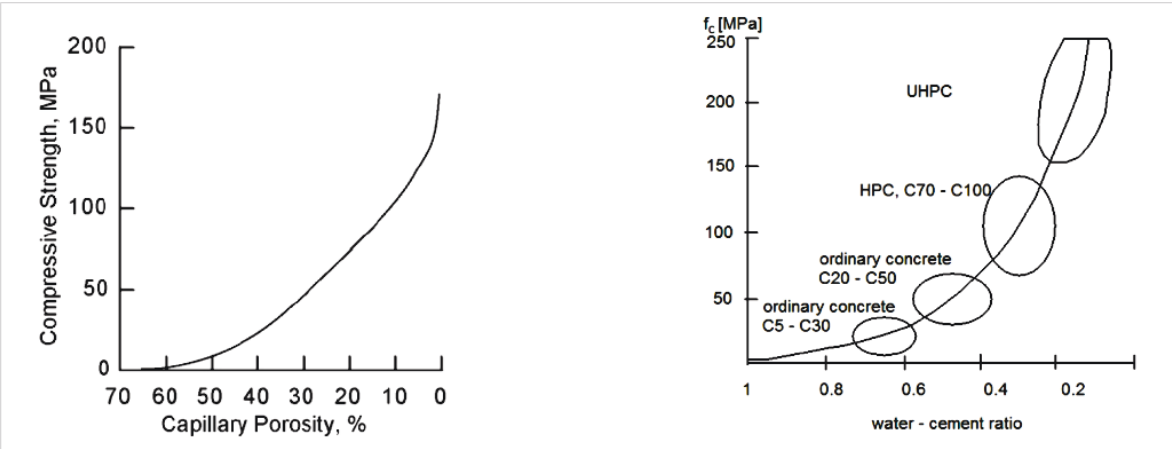


***Figure** 1 : (a) Influence de la porosité [18] et (b) du rapport eau/liant sur la résistance à la compression du béton « ordinaire » [15].*

Le béton ne se comporte pas du tout de la même manière en compression qu'en traction.
Sa rupture est associée à une fissuration qui confère au matériau un comportement réputé fragile, particulièrement en traction.
Son défaut majeur étant une faible résistance a la traction, la plupart des règlements négligent cette résistance.
Il faut également noter que les résistances du matériau en compression sont très supérieures à celles obtenues en traction. Un rapport de 3 à 10 entre ces deux valeurs est constaté pour un béton ordinaire.

1.1.2 L'association acier-béton

L'association de l'acier avec le béton permet de constituer un matériau globalement non fragile et plus symétrique mécaniquement. Les aciers enrobés par le béton ont pour rôle la reprise des efforts de traction au sein d'une structure (et parfois de compression) ainsi que la maitrise de la fissuration des zones tendues.
De fait, le béton armé fonctionne alors comme un matériau composite.
Cependant, la diffusion des efforts entre la matrice (le béton) et les fibres (les aciers) ne sera efficace que si une bonne adhérence entre les deux constituants est assurée. L'utilisation d'armatures à hautes adhérence vient assurer cette liaison. Pour assurer avec pérennité cette adhérence acier/béton, il convient d'utiliser des matériaux présentant des coefficients de dilatations thermiques similaires.

1.1.3 Contexte réglementaire

1.1.3.1 Le BAEL

Le BAEL reste nationalement le texte de référence de stabilité et dimensionnement des structures en béton armé aux états limites.
A terme, l'Eurocode 2 va définitivement le remplacer.

1.1.3.2 L'Eurocode 2

Les règles Eurocode 2 remplacent en concentrant en un texte unique les règles de calcul du béton armé (BAEL) et du béton précontraint (BPEL).
Elles ne révolutionnent pas les calculs du béton armé ou précontraint, car on y retrouve tous les principes fondamentaux du BAEL et du BPEL.

Les principes fondamentaux déjà utilisés antérieurement se retrouvent et ne viennent pas renouveler l'approche théorique. Par contre, des méthodes de calcul viennent s'y ajouter.

L'Eurocode 2, spécifique au béton (EC2) s'applique :

- Aux ouvrages de bâtiment et génie civil en béton, béton armé et béton précontraint ;
- aux bétons de résistance caractéristique allant de 20 MPa jusqu'à 95 MPa, de masse volumique comprise entre 2000 et 2600 kg/m^3 ;
- les bétons fibrés ne sont pas traités.

Le BAEL quant à lui ne traite que des bétons de résistance allant de 20 jusqu'à 80 MPa.

1.1.4 Rappel de notion de déformation

1.1.4.1 Déformation du béton non chargé : Le retrait

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement.

Au cours de son évolution, le béton est l'objet de modifications physico-chimiques qui entraînent des variations dimensionnelles.

Le retrait d'une pâte de ciment est composé :

A. Du retrait plastique avant prise (Endogène)

   La réaction d'hydratation s'accompagne d'une réduction de volume ΔV, appelée contraction Le Chatelier, qui représente environ 10% du volume initial d'eau et de ciment anhydre se combinant au cours de la réaction (hydratation du ciment = diminution du volume).

B. Du retrait hydraulique avant prise et en cours de prise

   Il est dû à un départ rapide d'une partie de l'eau de gâchage, soit par évaporation (rapport élevé surface/ volume des pièces, en atmosphère sèche, par temps chaud ou vent violent), soit par absorption (coffrage, granulats poreux). Une surface de béton frais peut évaporer plus d'un litre d'eau par m² et par heure. Ce retrait sera limité par une bonne compacité du béton ou par un traitement de cure (film freinant l'évaporation).

C. Du retrait hydraulique à long terme

Il est dû à un départ lent de l'eau en atmosphère sèche. Il varie suivant les ciments (nature, finesse) et il est proportionnel au dosage en volume absolu de la pâte pure.

D. Du retrait thermique

Le béton, comme la plupart des matériaux, se dilate sous une élévation de température et se contracte sous un abaissement.

Le coefficient de dilatation thermique est égal à α = 10.10^{-6}/°C.

1.1.4.2 Déformations sous charge de longue durée: le fluage

Au-delà d'une certaine charge (approximativement la moitié de la résistance ultime à la compression), le béton se comporte comme un corps plastique. Après suppression de la charge, il subsiste une déformation résiduelle permanente, c'est ce qu'on appelle le phénomène du fluage. On admet que cette déformation due au fluage, qui se poursuit durant de nombreux mois (voire années), est de l'ordre de trois à quatre fois la déformation instantanée.

$$\varepsilon_{\infty} = K_{fl} * \varepsilon_i$$

1.2 Le béton précontraint (BP)

1.2.1 Principe mécanique

Le béton possède des propriétés mécaniques intéressantes en compression alors que la résistance en traction est limitée et provoque rapidement sa fissuration et sa rupture. Ainsi le béton armé fissuré ne fait qu'enrober les armatures mais ne participe pas à la résistance. Il pèse presque inutilement... Lorsque les sollicitations deviennent très importantes, l'alourdissement de la section de béton armé devient prohibitif (en général au-delà de 25 m de portée pour une poutre). C'est ainsi qu'il devient intéressant de créer une compression initiale suffisante pour que le béton reste entièrement comprimé sous les sollicitations ; ainsi toute la section du béton participe à la résistance : c'est le principe du béton appelé précontraint.

Dans le béton précontraint, on cherche à éviter que le béton soit tendu. L'idée fondamentale est donc d'introduire artificiellement dans les structures un système de contraintes préalables qui, ajoutées aux effets des charges extérieures,

permettent au béton de rester dans le domaine des compressions. Le principe initial de la précontrainte totale (aucune traction) est aujourd'hui complété par celui de la précontrainte partielle en autorisant certains efforts de traction du béton. La précontrainte du béton permet de concevoir et dessiner des structures beaucoup plus fines et légères qu'en béton arme. Il s'agit d'un avantage esthétique mais aussi d'un gain en cout direct sur la quantité de matière consommée et indirecte par exemple au niveau des fondations. Inversement, les études sont beaucoup plus complexes et la réalisation plus délicate : l'entreprise doit avoir une qualification plus élevée et fait généralement appel, pour la précontrainte proprement dite, à des sociétés spécialisées.

La précontrainte peut être de deux types :

- Intérieure;
- Extérieure.

Le premier est le seul utilisé sur des ouvrages de bâtiment, le second étant réservé au domaine du génie civil et des ouvrages d'art.

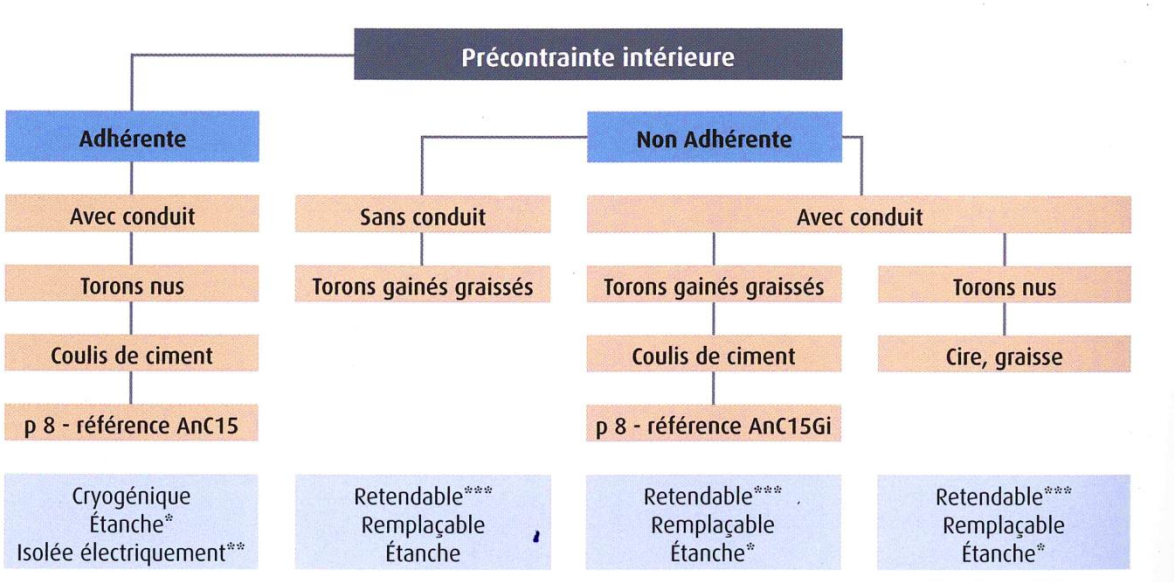


Figure 2 : *Différents principes de la précontrainte intérieure [25].*

1.2.2 Contexte réglementaire

Le BPEL reste nationalement le texte de référence de stabilité et dimensionnement des structures en béton précontraint aux états limites.

A terme, comme pour le béton armé, l'Eurocode 2 va définitivement le remplacer.

1.3 Le Béton Fibré à Ultra haute Performance (BFUP)

1.3.1 Performances et propriétés spécifiques

1.3.1.1 Performances

Les BFUP sont des bétons optimisant les formulations des BHP tout en y ajoutant les avantages des bétons fibrés.

Par bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP), on entend des matériaux à matrice cimentaire, de résistance caractéristique à la compression supérieure à 150 MPa, et pouvant aller jusqu'à 250 MPa. Ces matériaux sont additionnés de fibres métalliques, en vue d'obtenir un comportement ductile en traction et de s'affranchir si possible de l'emploi d'armatures passives. Ils peuvent également comporter des fibres polymères pour des applications architecturales.

Les BFUP se distinguent des bétons à hautes et très hautes performances :

- par leur résistance en compression supérieure à 150 MPa ;
- par l'emploi systématique de fibres, assurant la non-fragilité du matériau et modifiant le recours classique aux armatures actives ou passives;
- par leur fort dosage en liant (>700 kg/m^3);
- par la sélection particulière dont les granulats font l'objet : utilisation de granulats à haute résistance mécanique ;
- par l'emploi de fumées de silice pour augmenter la compacité (25 % du dosage en ciment) ;
- par leur fort dosage en adjuvants, et surtout en superplastifiant, du fait du faible volume d'eau.

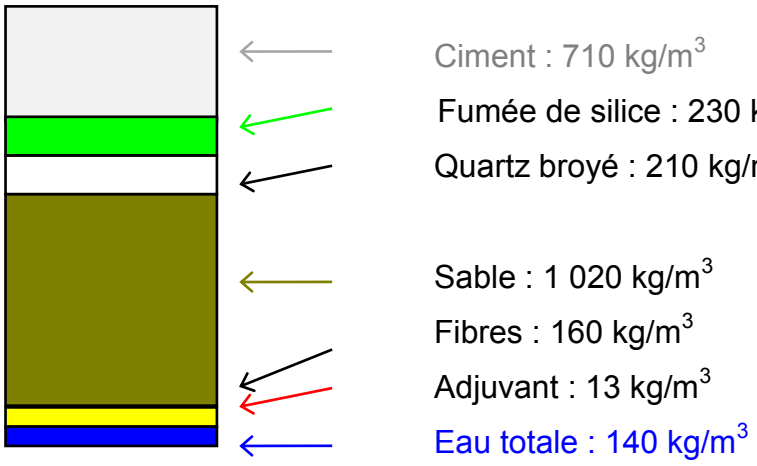


Figure 3 : *une formulation typique de BFUP (pour 1 m^3).*

De cette figure, nous retiendrons le Rapport Eau / Liant de 0,20.

Les voies d'obtention sont de nature comparable :

- **teneur en eau extrêmement faible** (E/C < 0,2, contre 0,3 à 0,4 pour les BHP et 0,5 pour les bétons courants), ce qui est technologiquement possible grâce à l'emploi optimisé de superplastifiants de nouvelle génération, défloculant les fines et les ultrafines. La défloculation permet une optimisation de l'hydratation de l'ensemble des hydrates, évitant les « amalgames » ;
- **optimisation de l'empilement granulaire** (4 classes granulaires), la dimension et le dosage des granulats les plus gros étant en outre considérablement réduits (dimension maximale variant de 1 à 4 mm, contre 4 à 25 mm pour les bétons courants ou certains BHP).

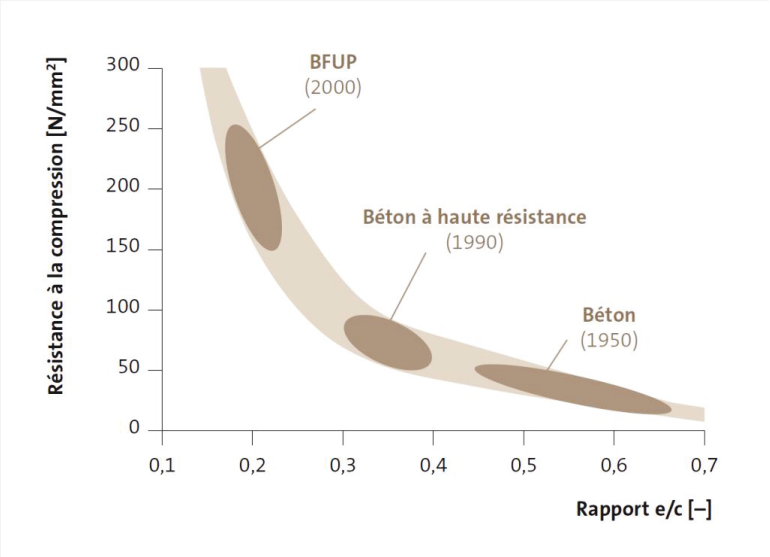


Figure 4 : *Evolution de la relation entre le rapport E/C et la résistance à la compression [38].*

Les BFUP actuellement disponibles sur le marché sont :

- le béton spécial industriel **BSI** développé par Eiffage ;
- les différents bétons **Ductal®**, incluant le BPR, issus du programme de recherche entre Bouygues, Lafarge et Rhodia et commercialisés par Lafarge et Bouygues ;
- Le Béton Composite **VICAT BCV** développé par Vicat.

1.3.1.2 Propriétés spécifiques

On recherche avec les BFUP un fonctionnement basé sur la résistance propre à la traction des fibres après fissuration de la matrice cimentaire.

Lorsque cette résistance est suffisante, selon le fonctionnement de la structure et les charges auxquelles elle est soumise, on peut se dispenser d'armatures classiques. Dans le cas contraire, l'emploi de précontrainte par pré-tension ou post-tension permet aux poutres en BFUP de franchir de grandes portées, les fibres contribuant à la reprise des efforts de traction secondaires, ce qui peut permettre de se dispenser du ferraillage passif secondaire.

Les propriétés le caractérisant sont :

- Des résistances mécaniques très élevées à court terme (60 à 70 MPa à 24 heures) et au jeune âge ;
- Des résistances mécaniques finales à la compression très élevées (f_{c28} = 150 à 250 MPa) ;
- Des résistances mécaniques à la traction très significatives (f_{t28} = 5 à 12 MPa; 20 à 50 MPa pour la traction par flexion) ;
- Une très grande ouvrabilité, à l'état frais, leur conférant le plus souvent un caractère autoplaçant. Utilisation d'une granulométrie plus fine et diversifiée, réduisant les vides ;
- Une compacité très importante, entraînant une très faible perméabilité ;
- Une durabilité exceptionnelle de par cette même compacité ;
- Une résistance très importante aux agressions ;
- Un retrait faible après traitement thermique;
- Une ductilité importante. Il a un comportement adoucissant et non fragile ;
- Une résistance à la microfissuration élevée de par l'action des fibres;
- Une grande résistance à l'abrasion et aux chocs ;
- Un fluage très faible :
    - 0,8 fois la déformation instantanée sans traitement thermique;
    - 0,2 fois en cas de traitement thermique;
    - à comparer à 2 à 3 fois pour un béton ordinaire.

1.3.2 Les différentes Fibres

Ce sont des fibres spécifiques. Elles confèrent sa ductilité à ce matériau composite.
On distingue trois familles de fibres :

- les fibres métalliques (acier, fonte amorphe, inox) ; elles conduisent à des BFUP d'usage structural et architectonique ;
- les fibres organiques (acrylique, aramide, kevlar, polyamide, polypropylène). Elles donnent des BFUP visant des qualités architecturales et esthétiques ;
- les fibres minérales (basalte, carbone, mica, verre). Egalement pour des applications architecturales.



Figure 5 : *Types de fibres couramment employés dans les bétons de fibres [45].*

Les dosages en fibres employés dans les BFUP sont relativement importants. Ils peuvent varier entre 2% et 11%. Avec des dosages en fibres aussi élevés, il devient donc nécessaire d'utiliser des fibres relativement courtes (< 30 mm) afin de diminuer la perturbation qu'elles introduisent dans l'arrangement granulaire de la matrice.
Les fibres de plus faible longueur, donc en plus grand nombre à dosage volumique égal, jouent un rôle privilégié dans la couture des microfissures diffuses : elles augmentent la résistance et la ductilité du matériau en traction pure. Les fibres de plus grande longueur ont davantage vocation à coudre les fissures d'échelle macroscopique ; elles augmentent la résistance et la ductilité de la structure en flexion, en torsion et au cisaillement.

A. Bétons de fibres métalliques

- bonne résistance à la traction et donc à la traction par flexion ;
- amélioration consécutive du comportement mécanique d'un béton de structure;
    - soit, dans le cas du béton armé, par l'accroissement de la résistance à la traction par cisaillement du béton ;

- soit, dans certains cas, en permettant la suppression complète de l'armature conventionnelle;

- limitation de la fissuration de retrait ;
- amélioration de la ductilité, diminuant la fragilité ;
- meilleure résistance consécutive aux chocs.

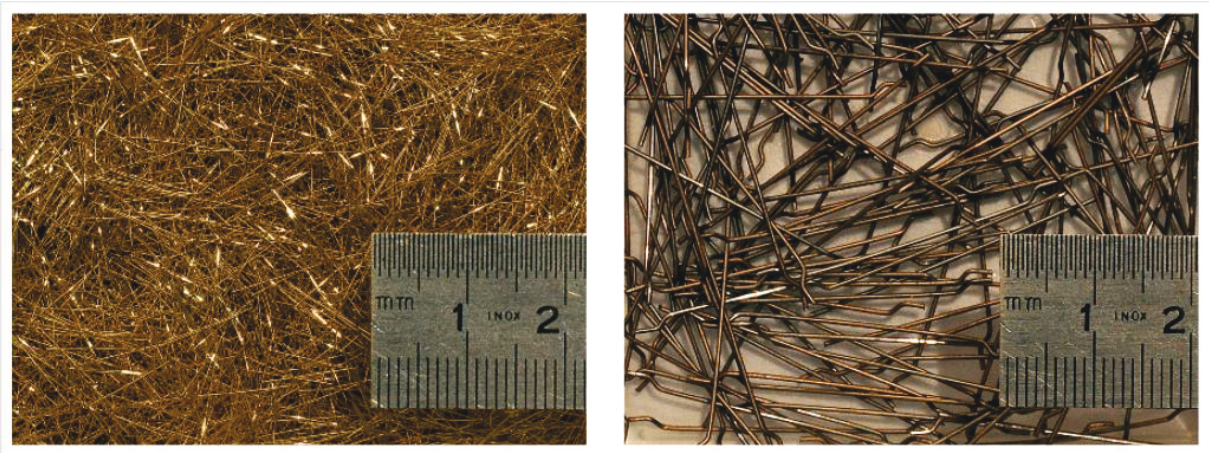


Figure 6 : *Comparaison du volume de fibres dans un BFUP (3%), à gauche et dans un béton fibré (0,5%), à droite [38].*

B. Bétons de fibres polypropylène

- meilleur comportement au feu des bétons, en particulier ceux à compacité très élevée;
- meilleure maîtrise du retrait plastique du béton frais ;
- plus grande maniabilité et meilleure cohésion du béton ;
- meilleure résistance aux chocs (arêtes vives…).

C. Bétons de fibres en fibres de verre

Ces bétons sont couramment dénommés **CCV** (Composite Ciment Verre), ils présentent une grande résistance à la traction. Ils sont principalement utilisés pour des éléments architecturaux.

1.3.3 Structure minérale

Les BFUP sont des matériaux à structure « micrométrique » : les dimensions des composants s'étagent du millimètre au nanomètre. Cette microstructure leur confère une très faible porosité.

De plus, le dosage relatif eau/ciment (rapport E/C < 0,2) est tel que subsistent au sein du BFUP à l'état durci, après consommation complète de l'eau d'hydratation, des particules de clinker non hydraté.

Leur rôle est double :

- elles constituent des micros granulats de grande qualité (module d'élasticité élevé) ;
- elles représentent au cœur du BFUP une réserve de ciment anhydre, lui procurant un potentiel de cicatrisation en cas de fissuration ; l'eau pénétrant par les éventuelles microfissures permet la formation d'hydrates au sein de ces microfissures par réaction d'hydratation avec les grains de clinker résiduel.

2. BFUP : METHODES ET REGLES DE DIMENSIONNEMENT

2.1 Réglementation

En France, un texte de l'AFGC/SETRA a été édité en Janvier 2002. Ces recommandations, validées par différents organismes de contrôle, sont des adaptations des règles de calcul BAEL et BPEL et permettent ainsi de justifier les structures classiques telles les poutres, poteaux et dalles construites avec du BFUP.
Ces structures peuvent être armées, précontraintes ou ne comporter aucune armature passive.
Ce texte faisant actuellement référence, doit voir prochainement sa mise à jour afin d'intégrer une conception suivant les Eurocodes.
Au Japon un texte similaire a été élaboré par la JSCE (Japan Society of Civil Engineering) en 2006.
En Australie, un texte de recommandations spécifiques au Ductal® a été préparé par l'UNSW (Université de New South Welses) en 1999.
Par ailleurs un groupe de travail de la FIB (Fédération Internationale du Béton) s'est constitué en Mai 2004. Ce groupe constitué de partenaires venant de différents pays dont l'Allemagne, les Pays Bas, la France, le Canada, les Etats Unis et le Japon, a pour objectif de rédiger un document unifié de recommandations permettant le calcul de structures en BFUP.

2.2 Comportement et caractérisation

La loi de comportement en compression est similaire à la loi de comportement des BHP : élastique-plastique comme précisé dans l'extension du BAEL aux B60 à B80.
En traction, la résistance est non négligeable du fait de la présence des fibres.
Cette résistance est prise en compte dans les calculs Etats Limites de Service (ELS) et Etats Limites Ultimes (ELU).
Pour des formes simples, un prédimensionnement peut être fait par un calcul à la main ou en utilisant un tableur Excel.
Pour des formes complexes, un calcul par éléments finis peut s'avérer nécessaire.
Dans ce cas, l'approche traditionnelle suivante peut être utilisée :

- un calcul aux éléments finis en linéaire élastique ;
- une vérification locale avec un modèle matériau non linéaire ;

- ou bien utilisation d'un logiciel qui permet de prendre en compte les non-linéarités du matériau.

2.2.1 Comportement en compression

Le comportement en compression est défini par la résistance caractéristique en compression et le module d'élasticité.

- à l'ELS, on se limite à un comportement élastique, plafonné à 0,6 f_{cj} ;
- à l'ELU, pour les calculs réglementaires en flexion, on adopte une loi de comportement conventionnelle linéaire avec un palier plastique.

Le début du palier plastique correspond à une contrainte maximale égale à

0,85 f_{cj} / γ_b.

2.2.2 Comportement à la traction

Le comportement en traction du matériau est caractérisé par :

- un domaine de déformation élastique limitée par la résistance en traction de la matrice cimentaire f_{tj} ;
- un domaine post-fissuration caractérisé par la résistance en traction du matériau fibré obtenue après fissuration de la matrice.

➢ **à l'ELS :**

- la contrainte correspondant à une ouverture de fissure de 0,3 mm [σ **(w** $_{0,3}$**)**] sur la loi caractéristique σ-w, est prise comme base de la résistance en traction post-fissuration du matériau fibré ;
- la loi considérée est plafonnée à $\sigma_{(w\ 0,3)}$;
- on se borne à une déformation induite par une fissure égale à 1 % de la section : $\varepsilon_{1\%}$.

➢ **A l'ELU :**

- le diagramme contrainte – ouverture de fissure se déduit du diagramme ELS par une affinité de rapport γ_{bf} parallèlement à l'axe des contraintes.

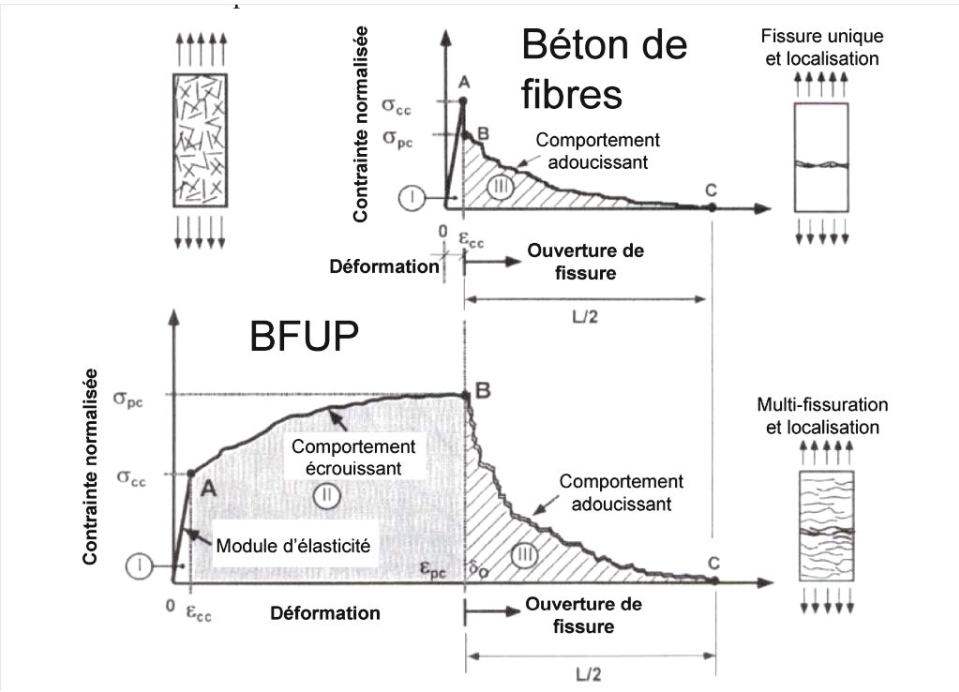


Figure 7: *Comportement à la traction d'un BFUP et d'un béton de fibre conventionnel [41].*

Sur la figure 7, on distingue trois domaines :

- domaine élastique (I) ;
- ***domaine écrouissant*** (II). Il est caractérisé par une phase de multi-fissuration importante.

  C'est la formation de ce grand nombre de macro-fissures distribuées qui donne au matériau sa capacité de déformation. La contrainte augmente malgré la fissuration ;
- ***domaine adoucissant*** (III). Cette phase correspond à la localisation progressive d'une macro-fissure, ainsi tout le déplacement de l'éprouvette est concentré dans cette dernière. L'arrachement des fibres dans la macro-fissure localisée contrôle donc le comportement de l'élément. On reste sur une déformation de type non fragile.

2.2.3 Lois de calcul

A. Diagramme ELS

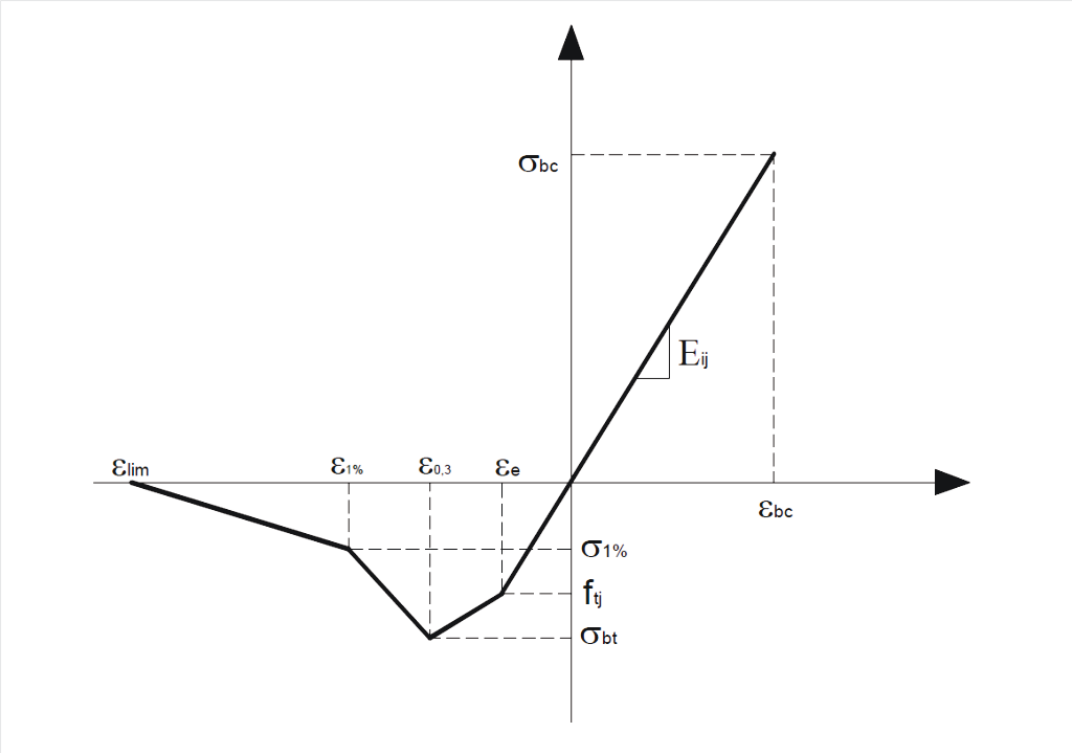


Figure 8: *ELS : Loi écrouissante [1]*

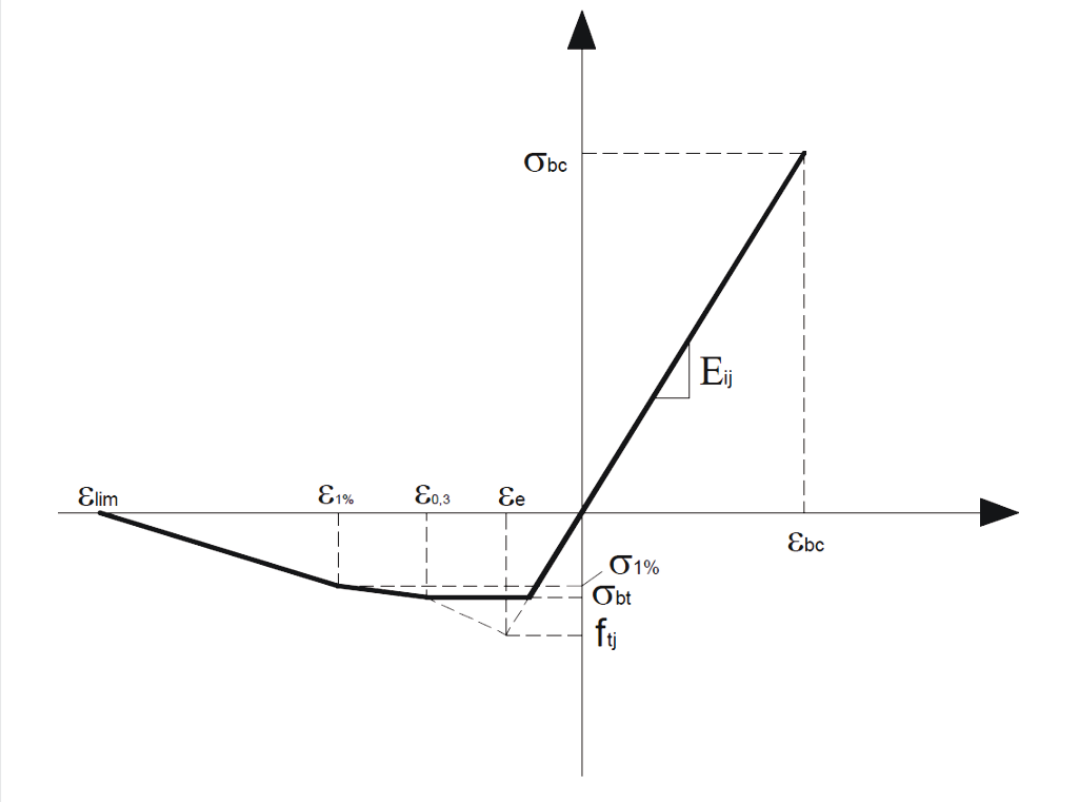


Figure 9: *ELS : Loi adoucissante [1].*

B. Diagramme ELU

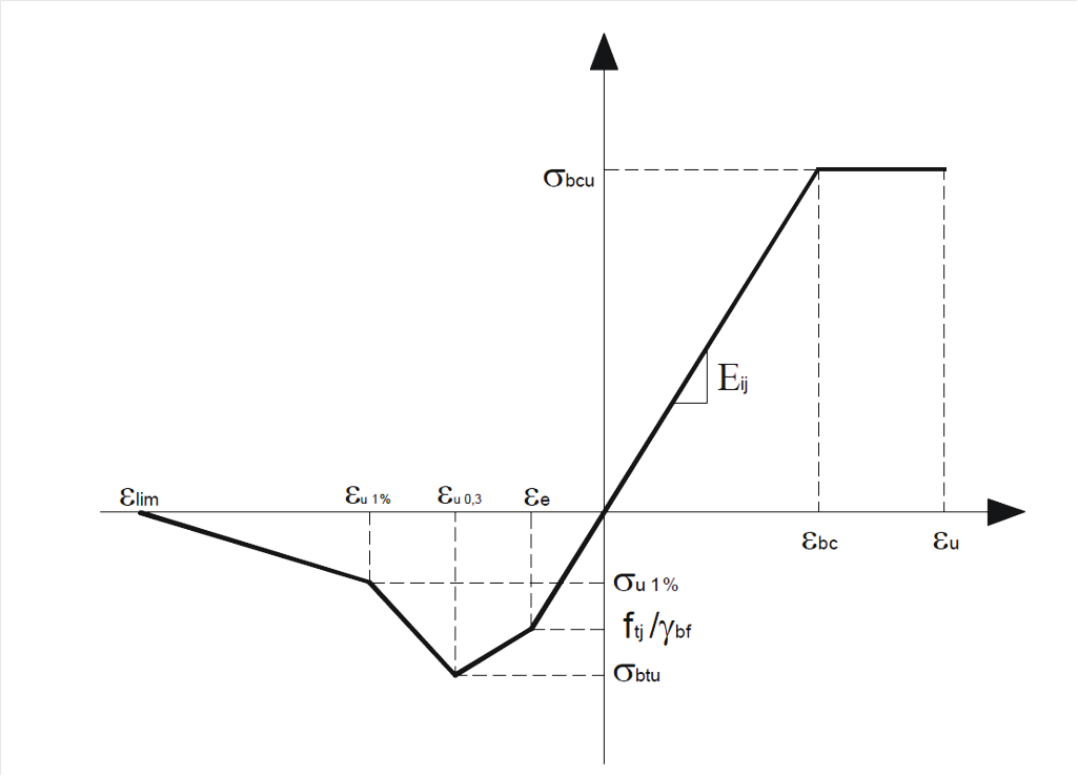


Figure 10: *ELU : Loi écrouissante [1].*

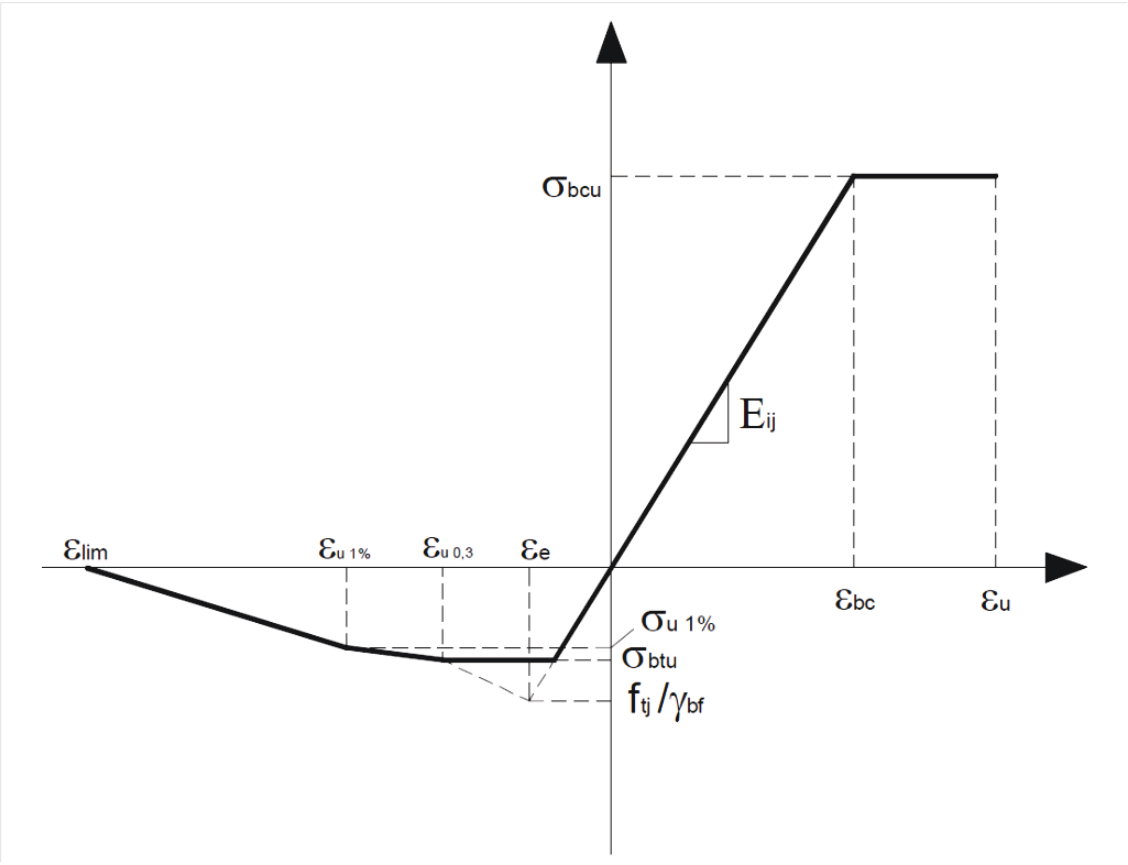


Figure 11: *ELU : Loi adoucissante [1].*

2.2.3.1 Comportement des fibres

Si un temps de malaxage suffisant et des conditions de mise en œuvre assez traditionnelles permettent de garantir une faible dispersion de la résistance en traction de la matrice cimentaire f_{tj}, la résistance en traction apportée par les fibres est en revanche très sensible aux conditions de réalisation :

- tout écoulement éventuel lors de la mise en œuvre tend à orienter les fibres dans le sens de l'écoulement ;
- les fibres proches des parois sont naturellement orientées parallèlement aux coffrages. Ce phénomène n'intervient que sur une profondeur inférieure ou égale à la longueur des fibres. Il a ainsi d'autant plus d'influence sur la résistance en traction effective des pièces que l'épaisseur des structures est proche de la dimension des fibres ;
- une orientation privilégiée des fibres dans le sens de la gravité peut parfois se produire, liée au comportement naturel des fibres dans la phase liquide visqueuse que constitue le béton avant la prise.

Les méthodes développées dans les recommandations du SETRA permettent d'intégrer l'ensemble de ces phénomènes.

2.2.3.2 Retrait

Dans le cas des BFUP, le retrait est essentiellement endogène. Dans le cas d'un traitement thermique, l'ensemble du retrait est effectué entièrement à la fin de celui-ci. Si rien n'est connu lors des phases d'études préliminaires de projet, il est suggéré de considérer la valeur indicative de 550 mm/m, soit **$5{,}5.10^{-4}$ m/m.**

On est à plus du double de la valeur généralement prise en compte qui est de l'ordre de $2{,}35.10^{-4}$ m/m.

2.2.3.3 Fluage

Si rien n'est connu lors des phases d'études préliminaires, un coefficient de fluage à long terme Φ peut être pris en compte avec comme valeur :

- **0,8 sans traitement thermique;**
- 0,2 avec usage d'un traitement thermique.

Dans ce dernier cas, le fluage est fortement réduit.

On est très inférieur au coefficient d'un béton ordinaire, qui est de l'ordre de 2 à 3.

3. APPLICATION A UNE DALLE DE COUVERTURE DE GRANDE DIMENSION

3.1 Présentation

Le projet consiste en l'extension d'un château et la reconstruction d'une unité de production vinicole sur le site du château actuel PEDESCLAUX à PAUILLAC en Gironde.

Le programme détaillé concerne :

- la démolition de l'unité de vinification existante sur l'emprise du projet ;
- la construction de 5 650 m² de bâtiments à usage de chais et cuvier (et tous locaux nécessaires à la production, de la réception de vendange jusqu'au conditionnement et à l'expédition) ;
- l'extension et la rénovation du château d'une surface de 1055 m² ;
- les infrastructures immédiatement concernées par le projet.

3.1.1 Projet

Le mémoire s'intéresse tout particulièrement à l'étude d'un élément structurel à réaliser sur le futur cuvier : sa dalle de couverture.

Cet ouvrage, de par ses dimensions hors normes (37x37 m) pour une réalisation dans le domaine du bâtiment, nécessite une conception toute particulière.

Cet élément structurel exceptionnel est à réaliser sans appui intermédiaire, reposant uniquement sur les quatre murs périphériques du cuvier.

Les gaines d'ascenseurs intérieures sont également à désolidariser de cette dalle, aucun édicule ne venant la perforer.

L'Architecte du site, M. Wilmotte, avait initialement prévu une poutraison en béton armé comme ossature porteuse.

Puis au fil de l'évolution des études, il s'est orienté vers une vision plus épurée :

- une sous face totalement lisse, sans aucune poutre ni appui intermédiaire, portant de façade à façade;
- les deux niveaux de cuvier sans poteaux ;
- la présence d'un complexe de végétalisation en extérieur, sur étanchéité.

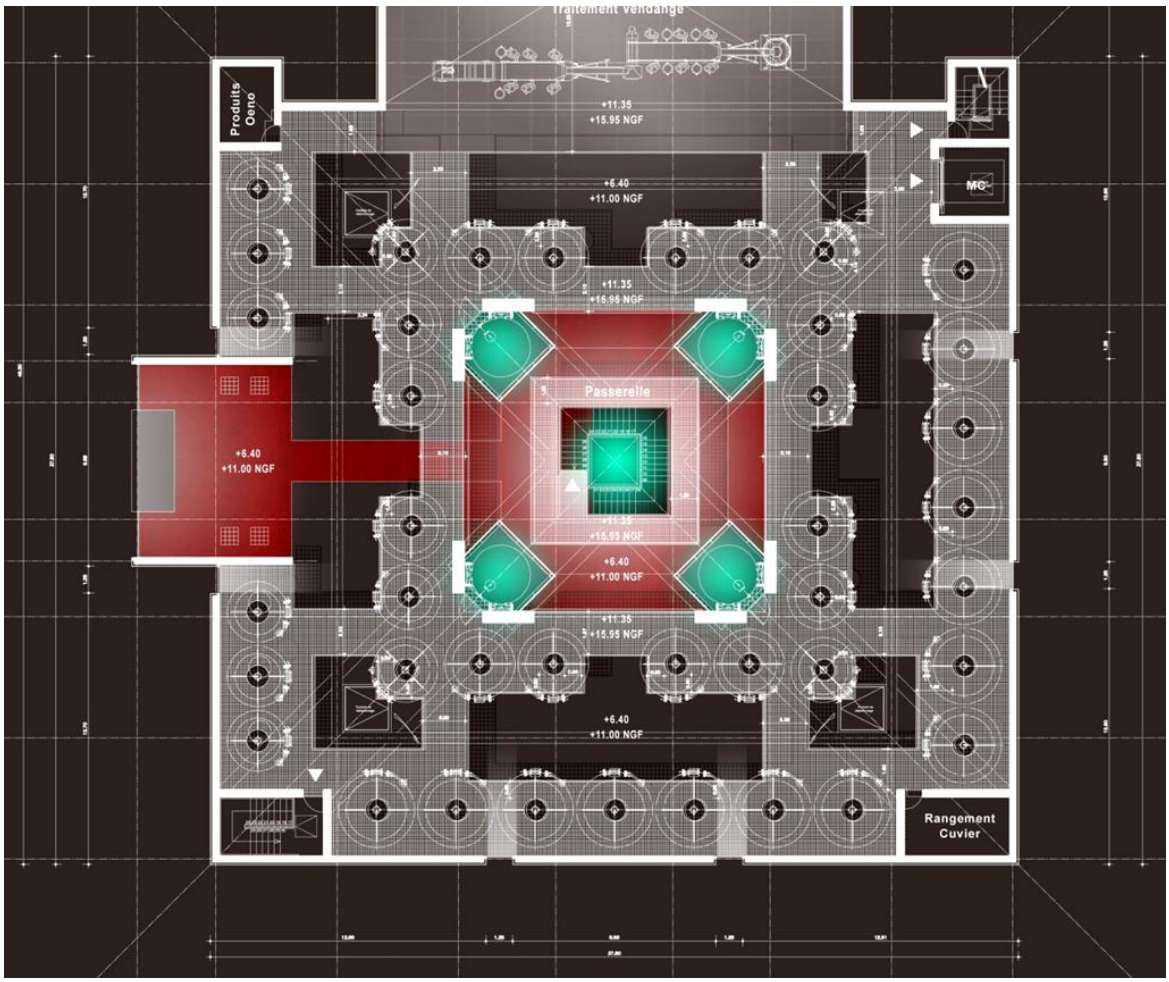


Figure 12: *Vue en plan du cuvier*

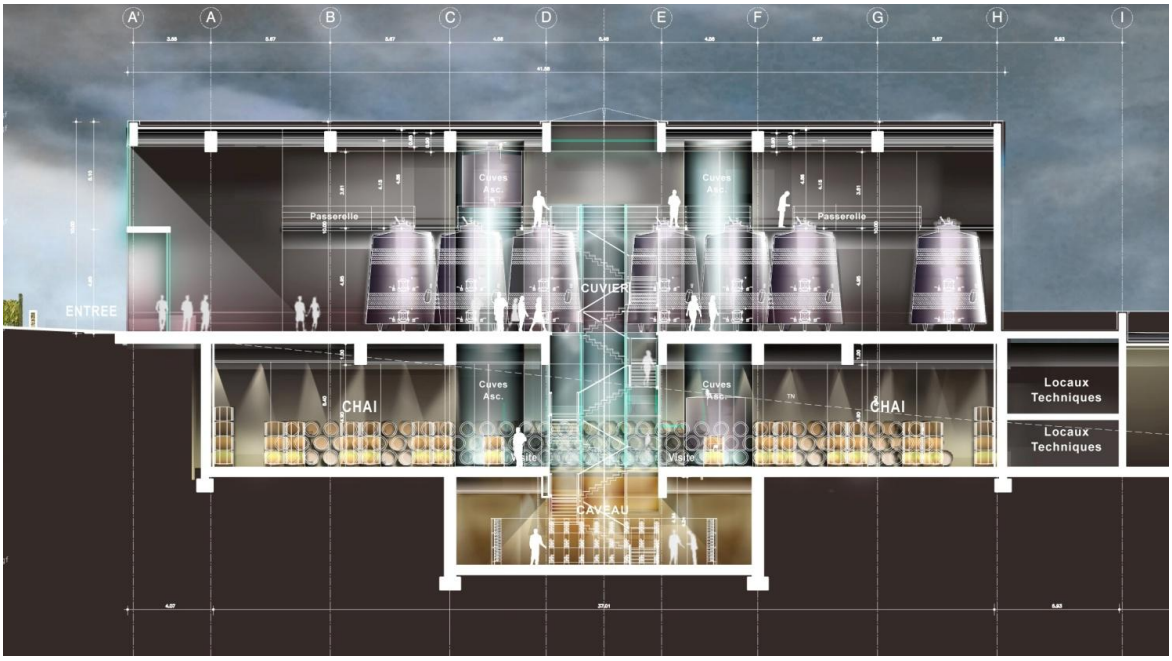


Figure 13: *Coupe sur cuvier*

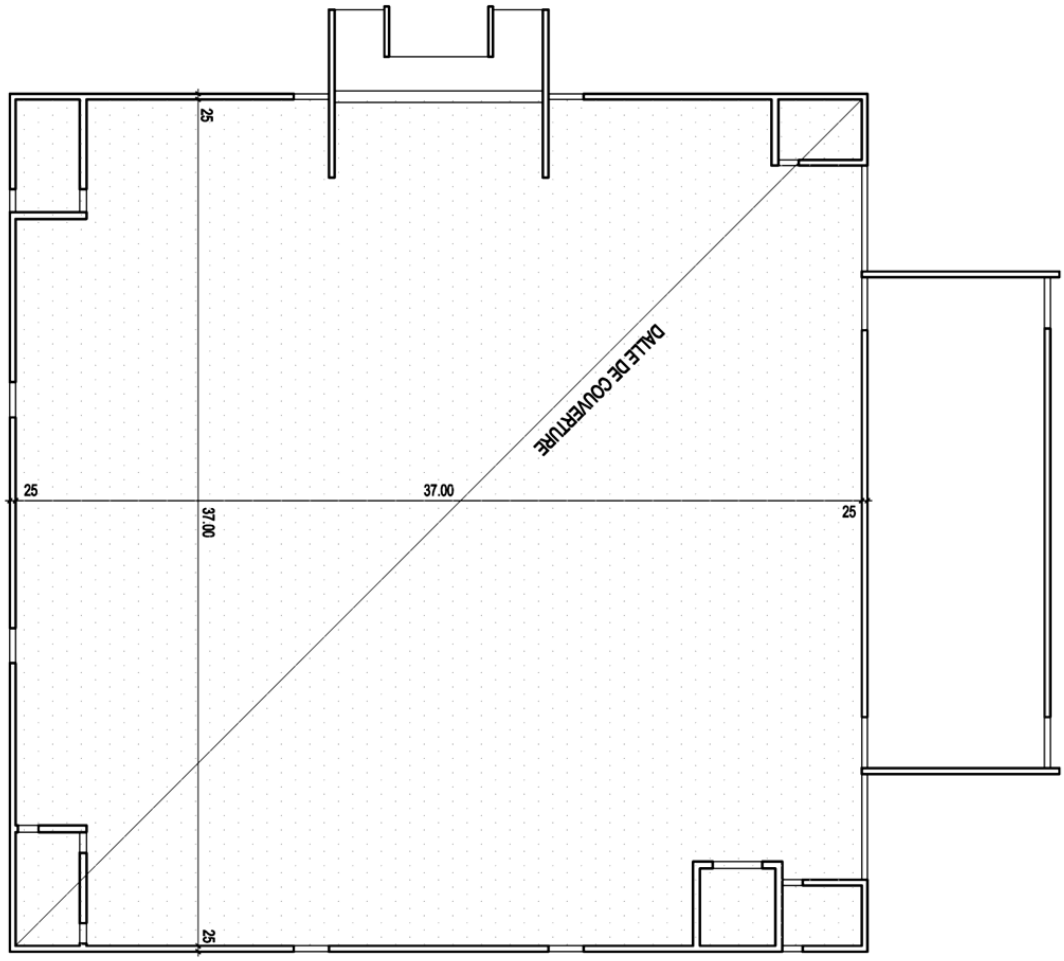


Figure 14: *Vue en plan de la dalle de couverture*

Ce cuvier est composé de 4 niveaux répartis de la façon suivante :

- **R-2 : Le caveau.**

  D'une emprise rétrécie par rapport aux niveaux supérieurs, il sert d'espace de dégustation ;

- **R-1 : Le chai à barriques.**

  Enterré sur 2 côtés, il sert de zone de stockage (élevage) des tonneaux et communique avec le bouteiller attenant ;

- **RDC : Le cuvier.**

  C'est la surface sur laquelle l'ensemble des cuves de vinification sont installées et par laquelle se fait l'accès principal ;

- **R+1 : Continuité du cuvier.**

  Sur un deuxième niveau de plateformes de circulation, permettant l'accès aux têtes de cuves.

Ces différents niveaux sont desservis par des escaliers.
Des cuves ascenseurs permettent de faire circuler les liquides du R-2 au R+1, durant les différentes phases de vinification. Le cuvier se doit d'être le volume le plus grandiose possible, l'entrée des visiteurs se faisant par cette salle.
Après un dimensionnement en béton armé réalisé en APS, un réseau de poutres est venu quadriller la sous face de la dalle.
Nous avons donc choisi de réorienter cette conception en réponse aux nouvelles demandes de l'Architecte.
Aux solutions techniques traditionnelles en béton armé, nous avons ajouté un matériau hautement technique, le BFUP, pour essayer de répondre à la demande de l'Architecte en terme de simplicité structurelle :

- supprimer ces trames de poutres et poteaux, en créant une dalle s'autoportant sur les façades du cuvier ;
- réduire au maximum l'épaisseur de la dalle, pour garder un élément élancé;
- user des fibres métalliques du BFUP pour supprimer les armatures passives ;
- y ajouter de la post précontrainte pour se faire suivant son impact sur l'épaisseur finale de la dalle ;
- exploiter la haute résistance en compression de ce matériau pour optimiser la précontrainte appliquée ;
- maitriser la fissuration par la couture des fissures par les fibres ;
- utiliser les caractéristiques intrinsèques de ce matériau :
    - diminution du fluage;
    - Comportement écrouissant autorisant l'accroissement de contrainte malgré une multi-fissuration, jusqu'à une ouverture de fissure de l'ordre de 0,3 mm ;
    - Comportement par la suite adoucissant - non fragile - de par la présence de fibres métalliques, malgré l'apparition de macro fissures.

L'utilisation du BFUP, en tant que matériau structurel pour un ouvrage de bâtiment, reste une approche originale. A ce jour, il n'est qu'exceptionnellement employé dans ces configurations.

L'étude du projet s'est donc réorientée en suivant comme schéma directeur:

- sa faisabilité en béton armé traditionnel, en utilisant un béton de classe C80/95 ;
- sa faisabilité en **BFUP seul** sous forme de dalle, en retenant la formulation DUCTAL© de la société Lafarge ;
- sa faisabilité avec l'utilisation de **BFUP précontraint** sous forme de dalle en DUCTAL© et précontrainte de la société Freyssinet.

Elle nous a permis de vérifier ou non l'intérêt de l'utilisation de ce type de matériau et techniques pour ce genre d'ouvrage de bâtiment, mais aussi de son impact financier et environnemental.

3.2 Formulations et paramètres retenus

3.2.1 Béton armé de classe C80/95

En première approche, l'étude de la dalle de couverture en béton armé semble complexe.

Nous l'avons d'abord considéré comme une plaque sur 4 appuis filants.

Le BAEL révisé 99 apporte dans ses compléments l'utilisation de BHP.

Ce type de béton permet des résistances en compression plus élevées et réduit de même les déformations à l'ELS.

Un béton de classe C80/95, représentant la limite du matériau dimensionnable par les présentes règles, a été retenu. Les hypothèses d'un BHP sont à vérifier par des essais.

Tableau 1 *: caractérisation d'un béton de classe C80/95.*

Caractéristiques	**A 28 jours**
$\mathbf{f_{cj}}$ **:** Résistance à la compression (MPa)	80
$\mathbf{f_{tj}}$ **:** Résistance à la traction directe (MPa)	5.4
E : Module d'élasticité longitudinal (MPa)	47 397
ν**:** Coefficient de Poisson	0,2
α**:** Coefficient de dilatation thermique (en 10^{-6}/°C)	10
ρ**:** Masse volumique (kg/m^3)	2 500

3.2.2 BFUP

Plusieurs fabricants ont développés leur propre formulation.

Nous avons choisi d'utiliser du **DUCTAL®,** formulation propre au groupe Lafarge, avec les options suivantes :

- **à fibres métalliques**, pour une application structurelle ;
- **sans traitement thermique**, pour une réalisation sur site, du fait de la dimension de l'élément.

Ce mélange, dénommé *FM gris 3GM2.0 (IS1000),* a les caractéristiques suivantes :

***Tableau 2** : caractérisation d'un BFUP DUCTAL® FM gris G2 (Annexe [1]).*

Caractéristiques	**à 24h**	**à 28 jours**
f_{cj} : Résistance à la compression (MPa)	30	150
f_{tj} : Résistance à la traction directe (MPa)		8
E : Module d'élasticité longitudinal (MPa)		50 000
ν: Coefficient de Poisson		0,8
α: Coefficient de dilatation thermique (en 10^{-6}/°C)		0,2
ρ: Masse volumique (kg/m^3)		2 500

3.2.2.1 Loi de calcul ELS

La loi de calcul se déduit de celle expérimentale (§2.2.3.A), dans le domaine post fissuration, par une affinité de rapport 1/K, parallèlement à l'axe des contraintes.

K est le coefficient d'orientation des fibres, afin de couvrir la disparité réelle d'orientation des fibres au sein de la structure, le matériau étant considéré comme isotrope.

On applique l'article 6.1.11 b du [1].

Hypothèses :

- Prisme d'essai : Eprouvette de section 7x7x28 cm (Prof. x Ht x Long.) ;
- E_{ij} = 50 000 MPa (Annexe [1]);
- K = 1,25 (p.46 du [1]) ;
- L_f = 13 mm (Annexe [1]).

3.2.2.1.1 En traction

***Tableau 3**: valeurs caractéristiques de la loi de comportement du DUCTAL® en traction à l'ELS.*

Notation	Formule	Valeur	Unité	Désignation
E_{ij}		50 000	Mpa	Module de Young
H		70	mm	Hauteur de la section
L_c	2h/3	47	mm	Longueur caractéristique
K		1,25		Coefficient d'orientation des fibres
$\sigma_{(w=0,3mm)}$	f_{tj}	8	MPa	Contrainte induisant une ouverture de fissure de 0,3mm - PLAFOND
L_f		13	mm	Longueur d'une fibre
σ_{bt}	$\sigma_{(w=0,3mm)}$ /K	6,4	MPa	Contrainte limite de traction du béton
w_{lim}	$L_f/4$	3,25	mm	Ouverture limite de la fissure
ε_{lim}	$L_f/(4*L_c)= w_{lim}/L_c$	69,64	‰	Déformation limite induite par W_{lim}
ε_e	f_{tj}/E_{ij}	0,16	‰	Déformation limite élastique
$\varepsilon_{0.3}$	$(w_{0.3}/L_c)+ \varepsilon_e$	6,59	‰	Déformation induite par une ouverture de fissure de 0,3mm
ε_i	$\sigma_{bt}* \varepsilon_e/ \sigma_{(w=0,3mm)}$	0,13	‰	Déformation limite élastique sous plafond $\sigma_{(w=0,3mm)}$
$W_{1\%}$	0,01*H	0,7	mm	Fissure d'une profondeur de 1% de la hauteur H du prisme d'essai
$\varepsilon_{1\%}$	$w_{1\%}/L_c+ f_{tj}/E_{ij}$	15,16	‰	Déformation induite par une ouverture de fissure de profondeur H/100.

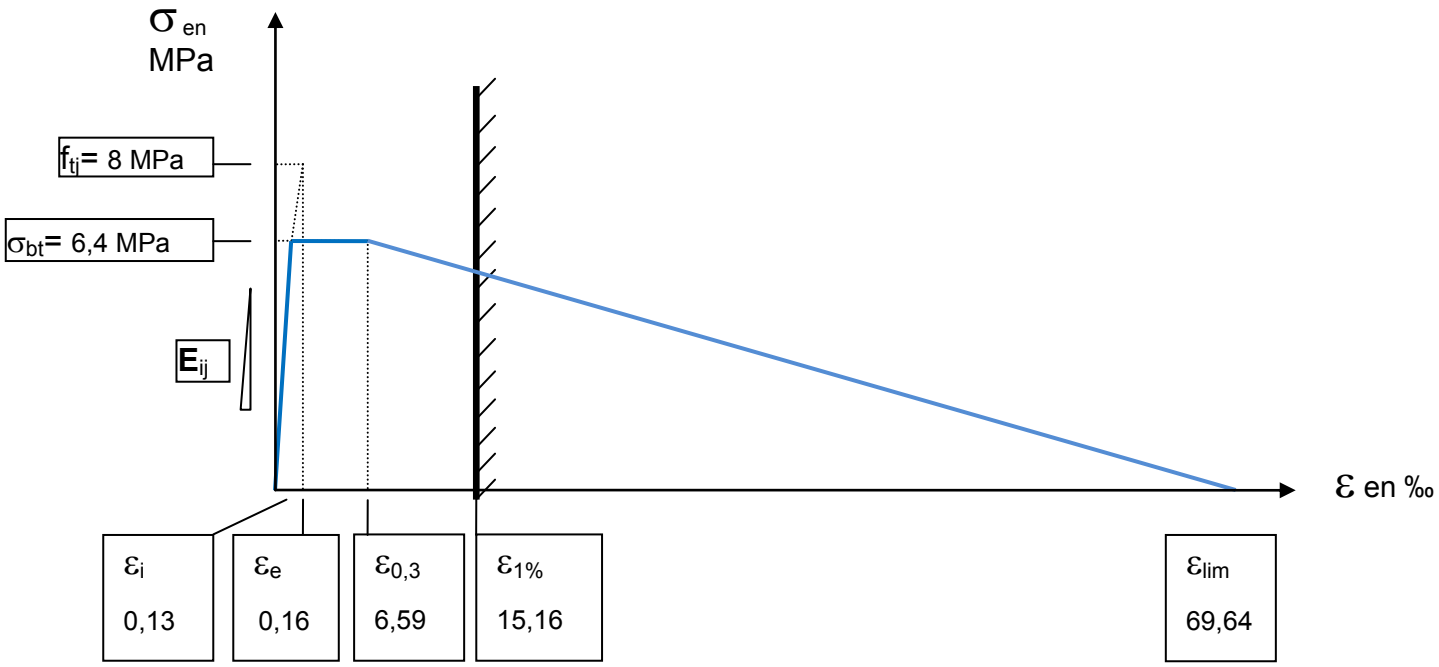


***Figure 15:** Loi de calcul en traction à l'ELS.*

3.2.2.1.2 En compression

Tableau 4: valeurs caractéristiques de la loi de comportement du DUCTAL® en compression à l'ELS.

Notation	Formule	Valeur	Unité	Désignation
σ_{bc}	$0,6*f_{cj}$	90	MPa	Contrainte limite de compression du béton
ε_{bc}	σ_{bc}/ E_{ij}	0,18	‰	Déformation limite en compression
$\varepsilon_{1\%}$	$w_{1\%}/L_c+ f_{tj}/E_{ij}$	2,26	‰	Déformation induite par une ouverture de fissure de profondeur H/100.

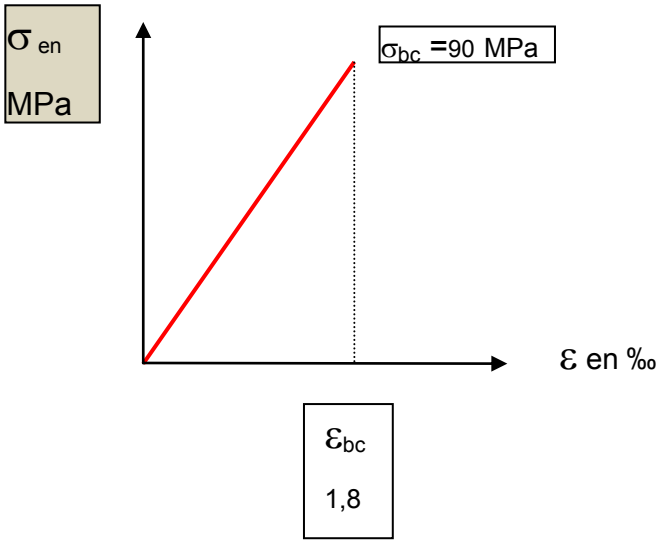


Figure 16: *Loi de calcul en compression à l'ELS.*

3.2.2.2 Loi de calcul ELU

Le diagramme contrainte-ouverture de fissure se déduit du diagramme ELS de l'article 3.2.2.1, par une affinité de rapport γ_{bf}, parallèlement à l'axe des contraintes.

γ_{bf} est un coefficient partiel de sécurité, égal à 1,3 dans le cas de combinaisons fondamentales. Il est relatif au béton fibré en traction et tient compte d'éventuels défauts de fabrication.

Hypothèses :

- prisme d'essai : Eprouvette de section 7x7x28 cm (Prof. x Ht x Long.) ;
- E_{ij} = 50 000 MPa (Annexe [1]);
- K = 1,25 (p.46 du [1]) ;
- L_f = 13 mm (Annexe [1]) ;
- γ_{bf} = 1,3 (p.46 du [1]).

3.2.2.2.1 En traction

***Tableau 5**: valeurs caractéristiques de la loi de comportement du DUCTAL® en traction à l'ELU.*

Notation	Formule	Valeur	Unité	Désignation
E_{ij}		50 000	Mpa	Module de Young
H		70	mm	Hauteur de la section
L_c	2h/3	47	mm	Longueur caractéristique
K		1,25		Coefficient d'orientation des fibres
γ_{bf}		1,3		Coefficient partiel de sécurité relatif au béton fibré en traction aux ELU. Imperfections.
γ_b		1,3		*Coefficient. Dispersion de la résistance du béton. Imperfections.*
θ		1		*Coefficient. Si durée application des charges>24h*
$\sigma_{(w=0,3mm)}$	f_{tj}	8	MPa	Contrainte induisant une ouverture de fissure de 0,3mm - PLAFOND
L_f		13	mm	Longueur d'une fibre
σ_{btu}	$\sigma(\omega=0,3) /(K* \gamma_{bf})$	4,92	MPa	Contrainte limite de traction du béton
w_{lim}	$L_f/4$	3,25	mm	Ouverture limite de la fissure
ε_{lim}	$L_f/(4*L_c)= w_{lim}/L_c$	69,64	‰	Déformation limite induite par W_{lim}
$\varepsilon_{u\,e}$	$f_{tj}/(E_{ij}*\gamma_{bf})$	0,12	‰	Déformation limite élastique
$\varepsilon_{u\,0,3}$	$(w_{0.3}/L_c)+ \varepsilon_{u\,e}$	6,55	‰	Déformation induite par une ouverture de fissure de 0,3mm
$\varepsilon_{u\,i}$	$\sigma_{bt}* \varepsilon_e/ \sigma_{(w=0,3mm)}$	0,08	‰	Déformation limite élastique sous plafond $\sigma_{(w=0,3mm)}$
$W_{1\%}$	0,01*H	0,7	mm	Fissure d'une profondeur de 1% de la hauteur H du prisme d'essai
$\varepsilon_{u\,1\%}$	$(w_{1\%}/L_c)+ \varepsilon_{u\,e}$	15,12	‰	Déformation induite par une ouverture de fissure de profondeur H/100.

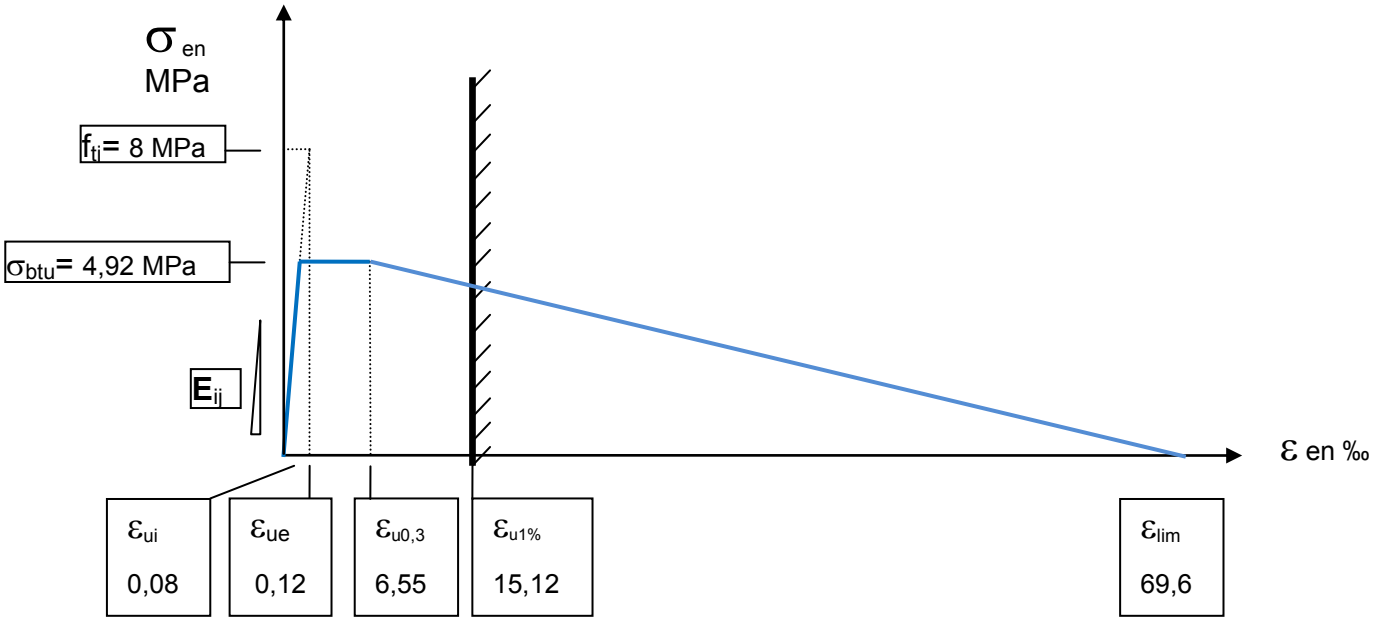


Figure 17: Loi de calcul en traction à l'ELU.

ε_{lim} est identique aussi bien à l'ELS qu'à ELU, dépendant seulement des caractéristiques dimensionnelles de la section étudiée.

ε_{ue} est égal à la valeur ELS à laquelle on a appliqué le coefficient de sécurité γ_{bf}.

Dans la note explicative [37] ; on note l'égalité $\gamma_{bt} = \gamma_b = 1{,}3$.

3.2.2.2.2 En compression

***Tableau 6**: valeurs caractéristiques de la loi de comportement du DUCTAL® en compression à l'ELU.*

Notation	Formule	Valeur	Unité	Désignation
E_{ij}		50 000	MPa	Module de Young
f_{cj}		150	MPa	Résistance en compression
γ_b		1,3		Coefficient partiel de sécurité relatif au béton fibré en traction aux ELU. Imperfections.
θ		1		*Coefficient. Si durée application des charges>24h*
σ_{bcu}	$(0{,}85 * f_{cj}) /(\theta * \gamma_b)$	98	MPa	Contrainte limite de compression du béton
ε_{bc}	σ_{bcu}/E_{ij}	1,96	‰	Déformation élastique limite
ε_u		3,00	‰	Déformation plastique limite

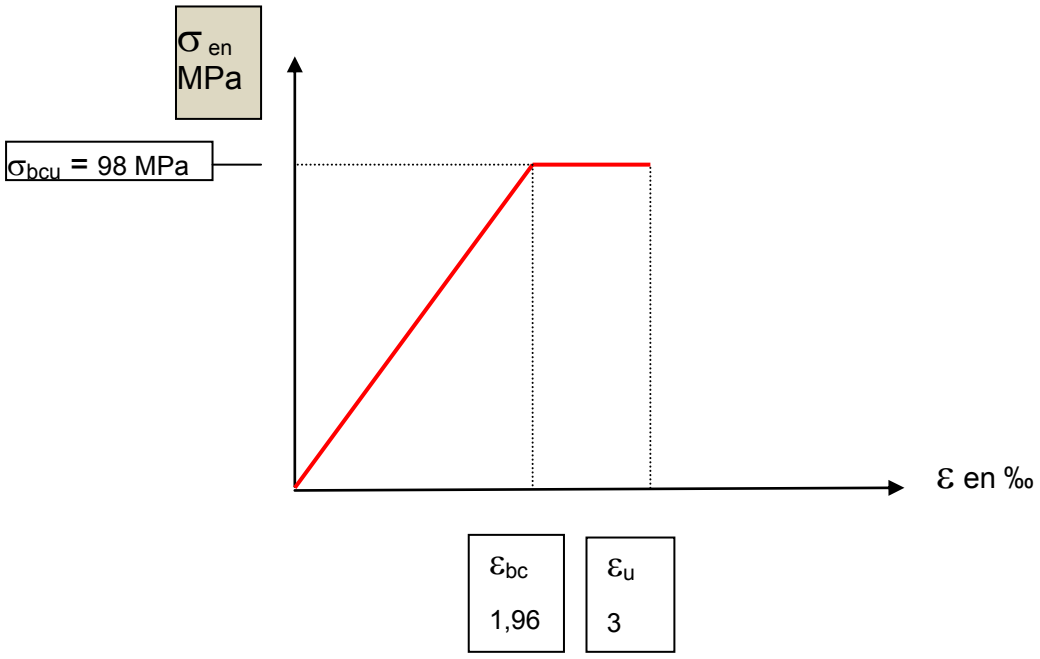


Figure 18: Loi de calcul en compression à l'ELU.

3.3 Définition des charges

3.3.1 Charges permanentes G

Le complexe à mettre en œuvre sur la dalle de couverture est le suivant :

- pare vapeur ;
- isolation thermique ;
- étanchéité ;
- complexe de végétalisation mince type Sopranature, d'épaisseur 7 cm.

Cela représente une charge permanente de l'ordre de:

g = 135 daN/m²

3.3.2 Charge d'exploitation Q

La toiture ne sera pas accessible, uniquement pour des interventions de maintenance de l'étanchéité et des équipements techniques.

Nous retenons donc une charge d'exploitation :

q = 100 daN/m²

3.3.3 Charge de neige S

- région de neige : A2 ;
- S_0= 0,46 kN/m² ;
- coefficient de forme μ_1= 0,8 (toiture avec pente 0°<β<30°) ;
- S_1= 0,2 kN/m² (toiture avec pente <3%) ;
- S= m.S0+S1.

S = 56 daN/m²

3.4 Dimensionnement en béton armé

Nous étudions ici la faisabilité de la dalle de couverture en béton armé de classe C80/95, en la concevant comme une dalle portant dans deux directions, articulée sur ses appuis.

3.4.1 Epaisseur de la dalle

$L_x = L_y = L = 37m$

$$\frac{L}{50} \leq h \leq \frac{L}{30}$$

$$\boxed{0,74m \leq h \leq 1,23m}$$

Nous retenons une épaisseur de dalle de 80 cm pour la suite de notre dimensionnement.

3.4.2 Section minimale d'acier longitudinale

Charge répartie ELS : $P_{els} = 2291$ daN/m²

Charge répartie elu. : $\mathbf{P_{elu}} = 3089$ daN/m²

Moment ELU : $\mathbf{M_u} = \mu.p_u.l^2$ avec $\mu = 0,0368$ ([21], p.96)

$M_u = 1,558$ MN/m par bande de dalle de largeur 1 mètre.

$\mathbf{d_x} = 0,76$ m ; $d_y = 0,74$ m

Moment réduit : $\mu_u = M_u/(b.d^2.f_{bu}) = 0,06$

avec $f_{bu} = 0,85.f_{cj}/1,5 = 45$ MPa

Coefficient k : $\mathbf{k} = 23/(1-0,6.\mu_u) = 23,86$ ([21], p.90)

Section d'acier longitudinale : $A = k.M_u/d_x$

$A = 49$ cm²/m

Ces 49 cm² d'aciers sont à mettre en œuvre suivant les deux axes de la dalle.

3.4.3 Vérification des flèches

En se basant sur les abaques de Levy et Estanave, on considère la dalle comme une plaque, uniformément chargée, sur quatre appuis simples, de dimension 37x37 m en plan et d'épaisseur 80 cm. On en déduit ainsi les coefficients suivants :

- $\alpha = 0,0443$;
- $\beta = 0,0479$;
- $\gamma = 0,338$;
- $\delta = 0,420$.

Pour vérification, nous pouvons recalculer le moment :

M = 2,02 MN.m

$V_u = \gamma.p_u.L$ = 0.386 MN

$z = -\alpha.p_u.L^4/(E.h^3)$ = 0,105 m avec E = 47 397 MPa

On a donc une flèche de plus de dix centimètres.

Notre limite est fixée par le BAEL, qui est de 0,5 cm + 1/1000 de la portée,

soit 4,2 cm dans notre cas.

En reprenant les calculs en modifiant l'épaisseur, nous arrivons à une flèche acceptable avec une épaisseur de 1,10 m, pour une section d'acier identique.

On peut noter que la valeur du moment obtenu par la méthode des plaques correspond à celui de la section finale validée.

3.4.4 Analyse de la solution en béton armé de classe C80/95

Cette dalle représente un poids propre de 2750 daN/m², soit un élément global de 3765 tonnes.

La solution béton armé laisse comme inconvénients :

- une épaisseur de dalle conséquente ;
- un fort impact sur le dimensionnement de la superstructure, sur l'infrastructure et sur les fondations de l'ouvrage ;
- une quantité de béton et d'armatures énorme, la pénalisant sur un plan environnemental ;
- un étaiement très performant à mettre en œuvre.

Afin d'affiner cet élément et d'optimiser les fondations, la solution en BFUP reste à étudier, pouvant ainsi justifier son emploi.

Le DUCTAL© utilisé pour l'étude en BFUP, peux apporter par rapport à cette solution :

- la suppression des armatures de traction ;
- l'utilisation d'un béton fibré fissuré résistant en traction ;
- un comportement adoucissant, rendant le matériau ductile ;
- une résistance en compression bien supérieure. La haute résistance à la compression du BFUP n'amènera rien à la reprise de la flèche. Il permettra des contraintes plus élevées dans la section. L'utilisation de post précontrainte pourra par contre venir la réduire, voire la rendre négative.

3.5 Dimensionnement en BFUP précontraint au BPEL

Pour prendre en compte les performances du BFUP, on doit redéfinir le diagramme rectangulaire simplifié.

En reprenant les lois de comportement ELU du § 3.2.2.2, on obtient le diagramme ci-dessous.

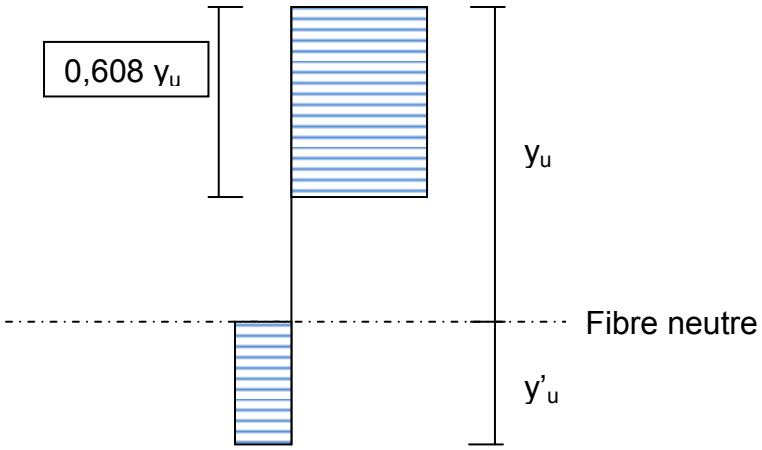


Figure 19: *Diagramme rectangulaire simplifié* ***à l'ELU.***

Les recommandations du SETRA et de l'AFGC définissent un référentiel permettant l'emploi des BFUP dans les domaines du génie civil. Notre ouvrage, de par ses dimensions, n'est plus soumis à des règles de conception propres au domaine du bâtiment. Il s'inscrit d'avantage dans des ouvrages de génie civil.

Lors de conception de structures précontraintes, ce référentiel se base sur le BPEL, dans lequel il reprend la philosophie de conception, tout en la complétant et l'adaptant au matériau employé. Ainsi cette première partie est traitée en utilisant le BPEL et le référentiel du Setra. Dans une seconde partie, notre structure sera également conçue en employant Eurocode 2 et référentiel du Setra.

3.5.1 Hypothèses retenues

3.5.1.1 Type de précontrainte

La précontrainte retenue est de type intérieure non adhérente, par post-tension.

Le système de précontrainte est celui de la société Freyssinet.

La contrainte maximale et la contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité prises pour le dimensionnement sont :

- f_{prg} = 1860 MPa ;
- f_{peg} = 1480 MPa.

3.5.1.2 Torons utilisés

Nous utiliserons des torons Freyssinet, non lubrifiés, dénommés T15S.

Groupés dans des gaines lubrifiées, ces torons permettent de réaliser de la précontrainte dite non adhérente. Les frottements sont ainsi fortement réduits de par la liberté de déplacement autorisée aux torons. Nous dimensionnons notre dalle avec des gaines groupant 31 torons, appelées 31C15.

- Toron T15S. S_a = 150 mm² ;
- n = 31 ;
- $\phi_{int.}$ = 145 mm ;
- $\phi_{ext.}$ = 150 mm ;
- Coefficient de frottement f = 0,05 rad^{-1} ;
- $\varphi = 0{,}6.10^{-4}$ (groupe de monotorons) ;
- Recul d'ancrage g = 6 mm (avec blocage hydraulique moyen).

3.5.1.3 Tromplaques utilisées

Les tromplaques sont les appareils servant à introduire les câbles de précontrainte dans les gaines.

Celles spécifiques au groupement de torons 31C15 sont appelés AnC15Gi.

Elles sont de dimensions 290x350 mm de hauteur.

Leur dimension impose une géométrie minimale de sorte à assurer leur pleine efficacité. Ces valeurs sont définies dans l'avis technique ATE ETA-06/0226 [8] attribué au procédé, et sont précisées sur la figure 20.

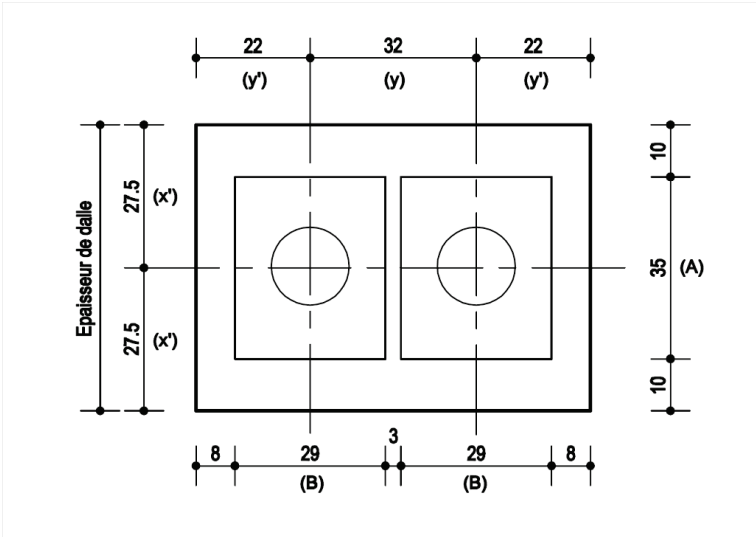


Figure 20: *Dimensions minimales pour torons 31C15 et tromplaque AnC15Gi [8].*

Notre matériel de précontrainte nous impose une géométrie de base :

- Entre axe des feuillards > 32 cm ;

- Hauteur de dalle > 55 cm.

3.5.1.4 Caractéristiques mécaniques

Le BFUP retenu est le DUCTAL® de la société Lafarge.

Il a les propriétés mécaniques suivantes.

- f_{c28} = 150 MPa ;
- E_{ij} = 50 GPa ;
- E_{vj} = 28,50 GPa ;
- $\varepsilon_r = 5{,}5.10^{-4}$.

3.5.1.5 Caractéristiques géométriques

La section de Ductal® retenue a comme caractéristiques :

- L = 37 m ;
- H = 0,60 m ;
- Largeur étudiée = 1 m ;
- I = 0,018 m^4.

3.5.1.6 Charges appliquées

Nous reprenons les charges précédemment définies au § 3.3, en tenant compte d'une dalle d'épaisseur 60 cm.

- poids propre : g = 15 kN/m² ;
- charges permanentes : g = 1,35 kN/m² ;
- charges d'exploitation : q = 1 kN/m² ;
- charges de neige : s = 0,56 kN/m².

3.5.2 Prédimensionnement par la flèche

3.5.2.1 Epure de tracé des câbles

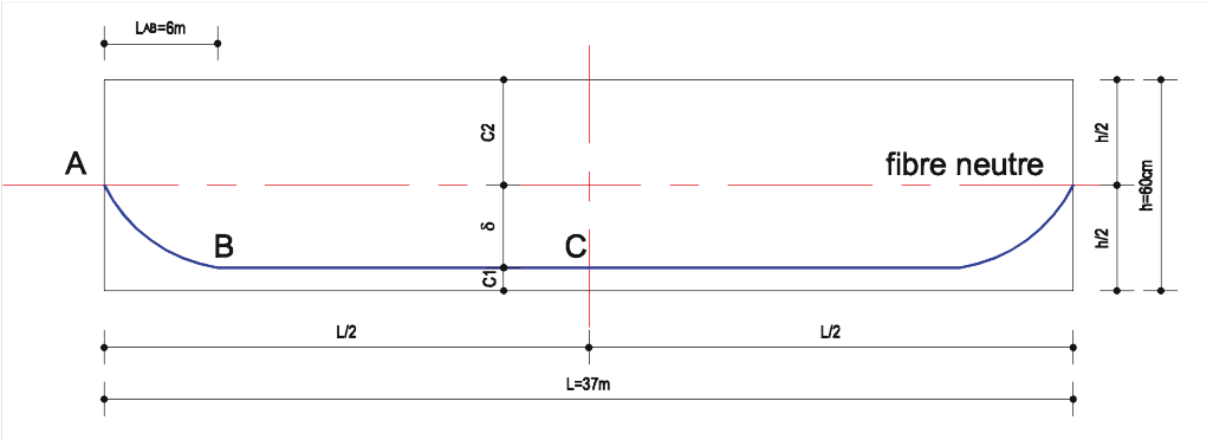


Figure 21: *Tracé de la gaine de précontrainte.*

Avec :

- δ = amplitude du câble ;
- on prend C1 = 7 cm.

Entre A et B, la parabole est de forme y = βx^2

Tableau 7*: définition des tronçons de gaine*

		AB $y=ax^2$	BC $y=a$
Distance du point bas à l'appui gauche	x_0	$x - L_{AB}$	L/2 - x
	β	$\frac{\delta}{L_{AB}^{\ 2}}$	
Cote au-dessus du coffrage	y	$c_1 + \beta . x_0^2$	C1
Pente	y'	$2\beta.x_0$	0
Courbure	$\frac{1}{r} = y''$	$2.\beta$	0

En acceptant un tracé simplifié, nous considérons le tracé parabolique sur L.

D'où :

$$\beta = \frac{\delta}{(\frac{L}{2})^2} = \frac{4\delta}{L^2} \qquad \frac{1}{r} = 2\beta = \frac{8\delta}{L^2}$$

La force radiale valant p = P/r, on a p = $\frac{8.P.\delta}{L^2}$ **(1)**

3.5.2.2 Reprise de charge par la précontrainte

Afin d'optimiser l'action de la précontrainte, nous décidons de compenser par son action :

- le poids propre du plancher (pp) ;
- les charges permanentes (g) ;
- les charges d'exploitation (q).

Ainsi, le plancher une fois en situation d'exploitation, se trouvera avec une flèche quasi nulle. Seule la charge exceptionnelle de la neige viendra la faire fléchir.

On suppose une contrainte constante dans les câbles :

$$\sigma_p = 0{,}8 fprg.(1-\frac{(p_{inst}+p_{diff})}{0.8 fprg})$$

$$\sigma_p = 0{,}8.1860.(1-0{,}27)$$

Nota ; on prend 27% comme valeur de $\frac{(p_{inst}+p_{diff})}{0.8 fprg}$

σ_p = 1086 MPa

En reprenant le résultat **(1)**, on obtient :

$$P = \frac{(pp+g+q).L^2}{8\delta} \qquad (A = B)$$

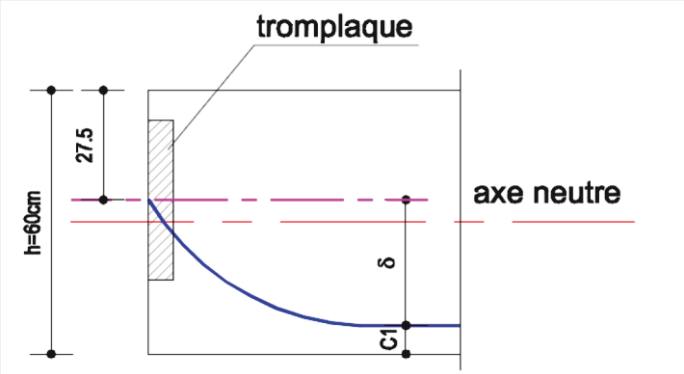
$$(A): \qquad P = \frac{n.Sa.\sigma_p}{esp.} = \frac{F}{esp.} = \frac{31.150.10^{-6}.1086}{esp.}$$

$$(B): \qquad \frac{(pp+g+q).L^2}{8\delta} = \frac{0{,}01735.37^2}{8.0{,}255} = 11{,}64\, MN/m$$

Avec δ= 25,5 cm (figure 22)

On peut ainsi définir l'entre axe des tromplaques afin de reprendre la flèche désirée :

$$Esp. = \frac{n.Sa.\sigma_p}{(pp+g+q).L^2} = \frac{31.150.10^{-6}.1086}{11{,}64} = 0{,}43m$$



avec c1= 7 cm

Figure 22: *définition de δ, l'amplitude de la gaine*

3.5.2.3 Optimisation par utilisation de la section équivalente

Ces valeurs ne tiennent pas compte d'une section équivalente béton en fonction des différents modules d'élasticité des matériaux employés.

Pour notre BFUP de section d'étude 60x100 cm, nous obtenons, avec 2,3 gaines 31C15 :

$$S_{équiv.} = \frac{E_p}{E}.S_a + \frac{E_{coulis}}{E}.S_{coulis} + S_{BFUP}$$

Nota : on considère E_{coulis} proche de E_{BFUP} si la gaine est injectée.

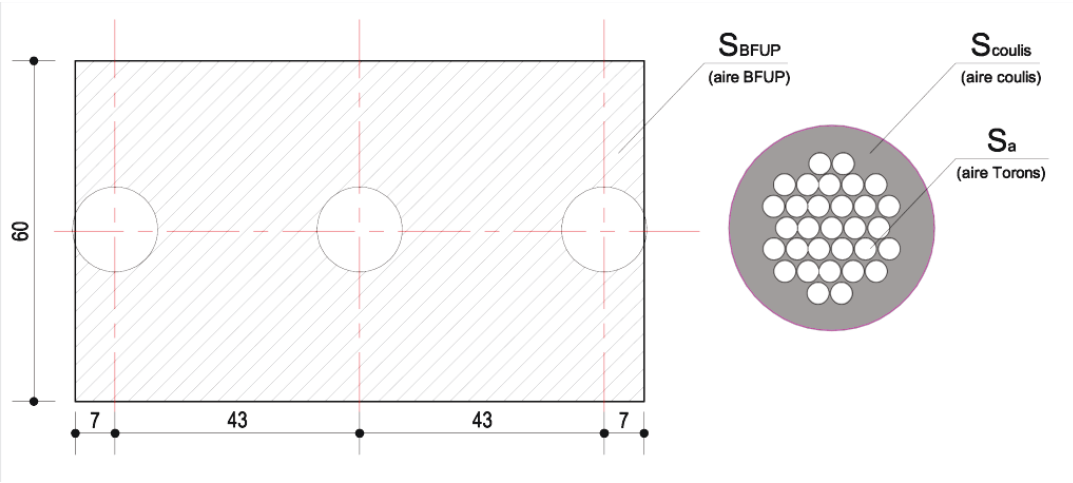


Figure 23: *calcul de la section équivalente béton*

$$S_{équiv.} = \left[\frac{190}{50}(2{,}3.31.150.10^{-6})\right] + \left[\frac{3\pi.0{,}15^2}{4} - Sa\right] + \left[(0{,}60 - \frac{3\pi.0{,}15^2}{4})\right]$$

$$S_{équiv.} = 0{,}63m^2$$

On obtient donc une section équivalente de 0,63 m², soit une hauteur d'étude de 63 cm.

$$Esp. = \frac{n.Sa.\sigma_p}{(pp+g+q).L^2} = \frac{40{,}4(H-0{,}345)}{(0{,}025H+0{,}00235).37^2} = 0{,}43m$$

La nouvelle épaisseur doit être supérieure à 59,6 cm avec cette section équivalente. On reste très proche des 60 cm de départ.

On reste avec un entre axe de non plus 43 cm mais 46,5 cm, soit 2,15 31C15 par mètre.

➢ **NOTA :**

- On conserve la section de H= 60 cm pour le calcul des flèches, la gaine ne devant pas être injectée ;
- Pour le calcul des pertes de précontrainte, nous restons sur notre section géométrique de :
  - H = 60 cm ;
  - Avec 2,15 31C15/m (entre axe de 46,5 cm).

3.5.3 Calcul des pertes de précontrainte

Après un prédimensionnement par le critère de flèche, nous devons calculer la totalité des pertes de précontrainte afin de vérifier notre dalle de couverture en Ductal®.

Nous retenons donc :

- H = 60 cm ;
- câbles de précontrainte : 2,15 31C15/m (entre axe de 46,5 cm) ;
- les hypothèses inchangées du § 3.5.1.

Tension initiale σp_0 :

$$\sigma_{p0} = \sigma_A = \min(0,8fprg;0,9fpeg) = \min(1488;1503)$$

$\sigma_{p0} = \sigma_A =$ 1488 MPa

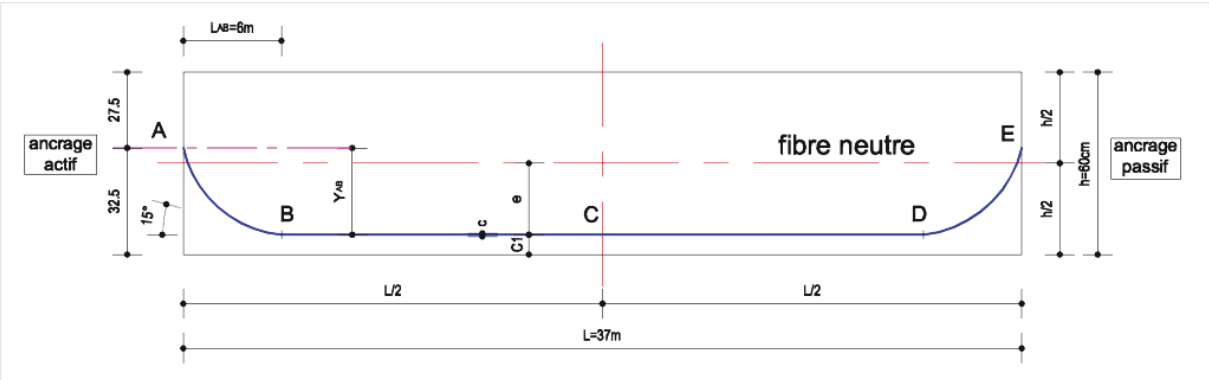


Figure 24: *schéma du tracé définitif*

Avec :

- angle α = 0,03 radian ;
- L_{AB} oblique = 6.00 m ;
- $e = \frac{H}{2} - c_1 - \frac{\phi_{gaine}}{2} = 15{,}5cm$;
- $Y_{AB} = h - x' - c_1 - \frac{\phi_{gaine}}{2} = 18cm$.

3.5.3.1 Pertes instantanées

A. Pertes par frottements linéaires et courbes

Nous calculons les pertes par frottement au droit des points caractéristiques positionnés sur la figure 24.

$$\sigma_{(B)} = \sigma_{po}.e^{(-f\alpha-\varphi x)} = \sigma_{po}.e^{(-0{,}05.0{,}06-0{,}6.10^{-4}.6)}$$

σ_B = 1478 MPa

$$\sigma_{(C)} = \sigma_{po}.e^{(-0{,}05.0{,}06-0{,}6.10^{-4}(6+\frac{37}{2}-6))}$$

σ_C = 1467 MPa

$$\sigma_{(D)} = \sigma_{po}.e^{(-0{,}05.0{,}06-0{,}6.10^{-4}(6+\frac{37}{2}-12))}$$

σ_D = 1456 MPa

$$\sigma_{(E)} = \sigma_{po}.e^{(-0{,}05.0{,}06.2-0{,}6.10^{-4}.37)}$$

σ_E = 1446 MPa

La somme des pertes de précontrainte par frottement a pour valeur :

$$\Delta\sigma_{frottement} = \sigma_{po} - \sigma_{(E)} = 41{,}63MPa$$

B. Pertes par recul d'ancrage

On cherche à calculer la longueur influencée par le recul d'ancrage.

Si cette longueur est inférieure à la mi-portée, on peut négliger ces pertes.

Au contraire, si le recul d'ancrage influence la précontrainte au-delà de l'axe de la dalle, ces pertes sont à additionner à celles induites par frottement.

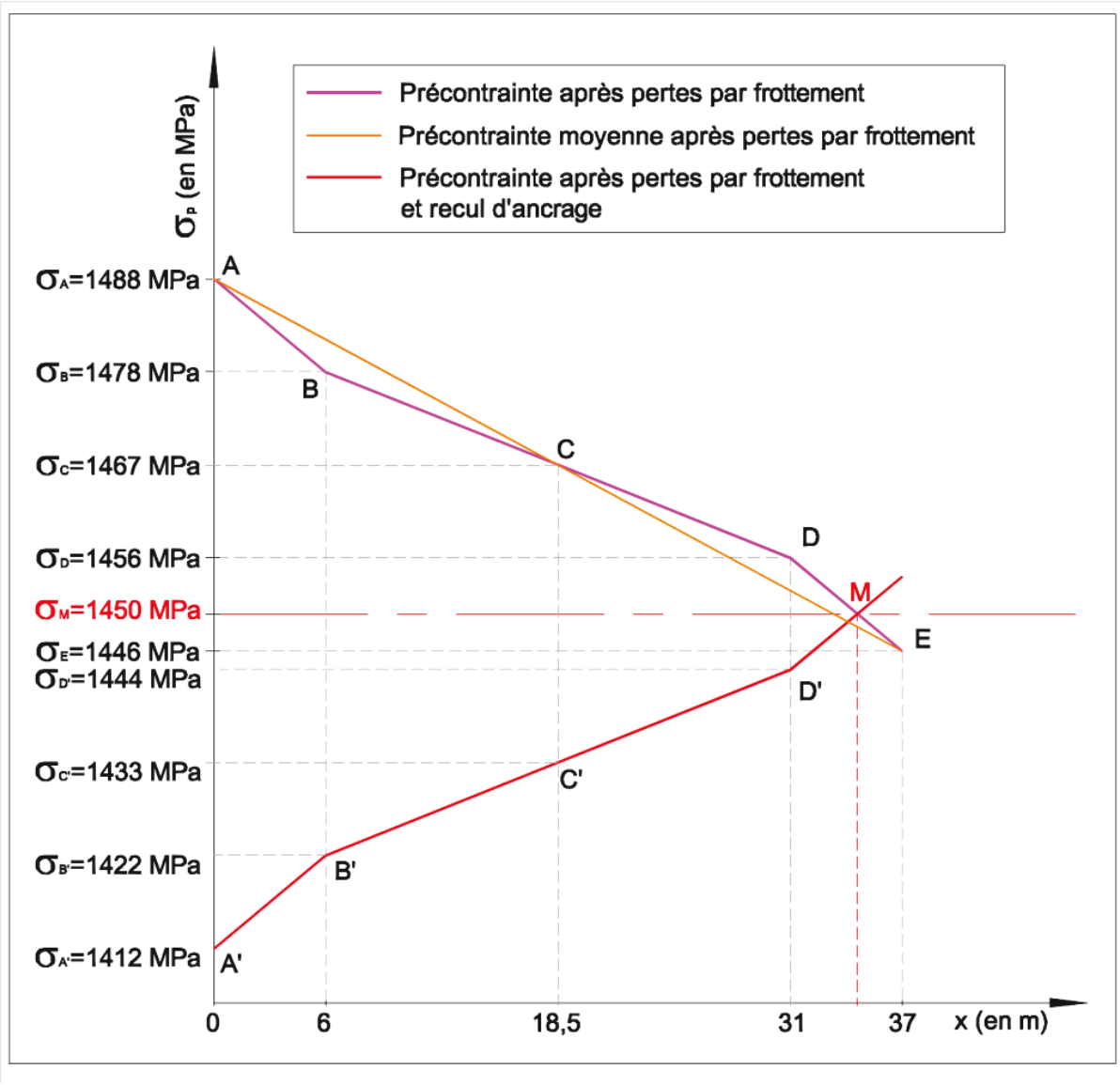


Figure 25: *Influence de la perte de précontrainte par recul d'ancrage.*

$$\lambda = \sqrt{\frac{g.E_p}{p(\sigma_{p0})}} = 31{,}83m$$

Avec :

$$p(\sigma_{p0}) = \frac{\sigma_{(A)} - \sigma_{(E)}}{L_{AE}} = \frac{1488 - 1446}{37} = 1{,}125MPa/m$$

Le recul d'ancrage ayant une influence au delà de la moitié de la dalle étudiée, il faut donc prendre en compte cet effet.

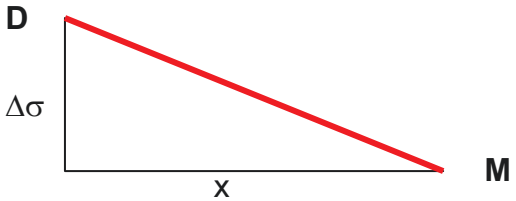


Figure 26: *représentation du point M, limite de l'effet du recul d'ancrage*

Calcul de l'abscisse du point M :

➢ $\frac{\Delta\sigma}{x} = \frac{\sigma_D - \sigma_E}{L_{DE}}$ $\qquad x = \frac{6\Delta\sigma}{10} = 0{,}6\Delta\sigma$

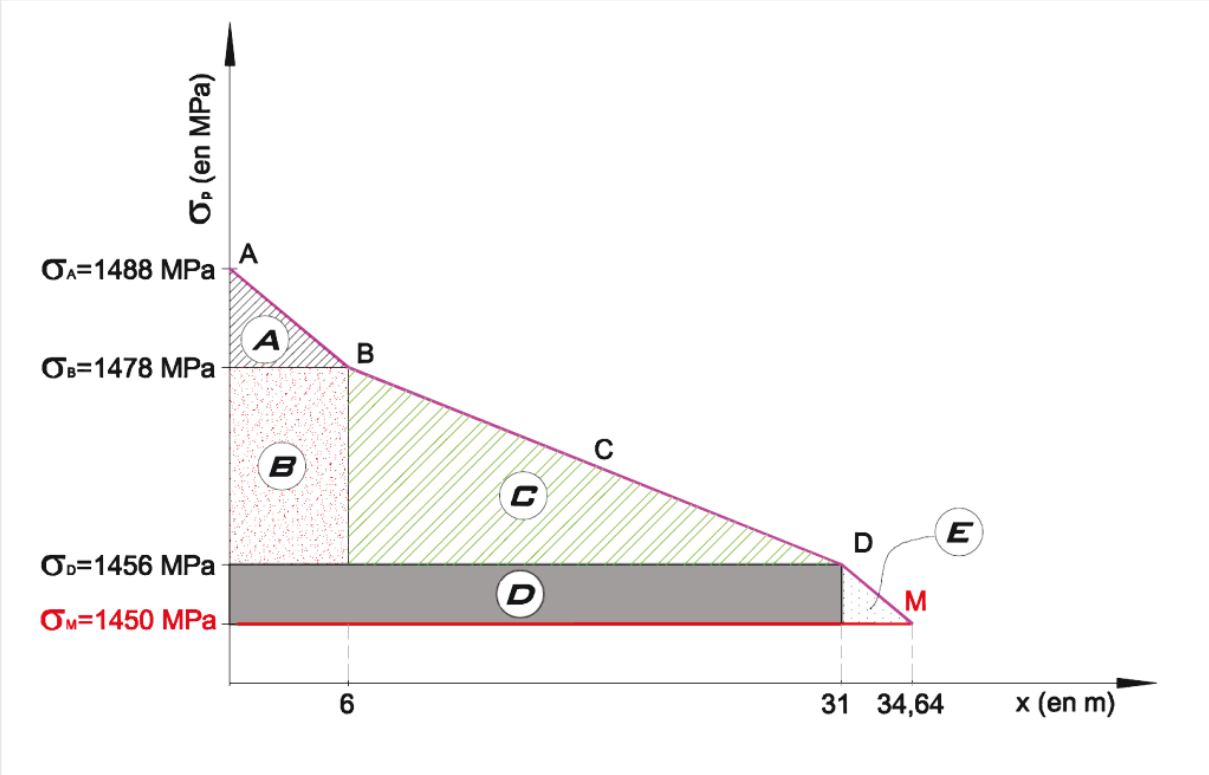


Figure 27: *Calcul de $g.E_p$*

➢ $g.E_p = A+B+C+D+E=60+66.2+5550+62\Delta\sigma+ \Delta\sigma.x$

$\Delta\sigma$ = 6,06 MPa

➢ X = 3,64 m

X_M = 34,64 m

$\sigma_M = \sigma_D - \Delta\sigma$ = 1450 MPa

On a bien $\sigma_M < \sigma_C$, donc on garde cette valeur pour $\Delta\sigma_{frottement}$

$\overline{\sigma} = 1435{,}6MPa$

$\Delta\sigma_{frottement} = \sigma_{po} - \overline{\sigma} = 52{,}4MPa$

$\sigma_C = \sigma_C - 2(\sigma_C - \sigma_M)$ = 1433 MPa

En C, on a donc 55 MPa de pertes.

C. Pertes par non simultanéité de mise en tension

➢ **Contrainte de compression en C**

σ_B en C = $\frac{F_c}{B}$ avec Fc = n.s(σ_C-$\Delta\sigma_{pi}$) = 14,33-0,01$\Delta\sigma_{pi}$

$$\sigma_{Béton} = \frac{F_c}{B} + \frac{F_c.e_0.V'}{I} - \frac{M_g.V'}{I}$$

σ_C = 1433 MPa

Avec :

- $\mathbf{M_{g(L/2)}}$ = pl²/8 = (16530.10^{-6}.37²)/8 = 2,79 MN.m ;
- Section d'armatures de précontrainte S_a = 2,15.31.150.10^{-6} = 10.10^{-3} m² ;
- Section nette B_n = S-S_a.n = 0,59 m² ;
- Excentricité de précontrainte e = H/2-C1-ϕ_{gaine}/2 = 0,155 m ;
- Inertie I = 0,018 m^4 ;
- **V = V'** = 0,3 m.

$\Delta\sigma_{pi}$ = 1,016.$\sigma_{Béton}$

–> $\sigma_{Béton}$ = 14,06 MPa

$\Delta\sigma_{pi}$ = 14,29 MPa

➢ **Tension en C**

σ_C = 1433-14,06 = 1419 MPa

Les pertes instantanées sont donc de :

$$\Delta\sigma_{pi} = \frac{1488-1419}{1488} = 4{,}65\%$$

3.5.3.2 Pertes différées

A. Pertes dues au retrait

$$\Delta\sigma_{r(j)} = \varepsilon_r(1-r_{(j)}).E_p$$

$\varepsilon_r = 5{,}5.10^{-4}$ (valeur de la caractérisation DUCTAL© [39])

Pertes de précontrainte due au retrait à 6 jours:

$\Delta\sigma_{r(6)}$ = 100,91 MPa

Avec :

- r(j) = j/(j+9.r_m) ;
- r_m = B/μ = Aire/Périmètre = 18,75 cm ;
- j = 6 jours.

B. Pertes par relaxation des aciers

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100}.\rho_{1000}(\frac{\sigma_{pi(x)}}{fprg} - \mu_0).\sigma_{pi(x)}$$

Avec :

- $\Delta\sigma_{pi(C)}$ = 1419 MPa ;
- r_{1000} = 2,5 % ;
- μ_0 = 0,43 ;
- f_{prg} = 1860 MPa.

$\Delta\sigma_\rho$ = 70,82 MPa

C. Pertes par fluage

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M).\frac{E_p}{E_{ij}}$$

- Contrainte maximale du béton au centre de gravité des armatures de précontrainte (avec poids propre seul) :

$$\sigma_M = \frac{P}{B} + \frac{P.e_0.e_0}{I} - \frac{M_g.V}{I} = \frac{n.S_a.\sigma_c}{B} + \frac{n.S_a.\sigma_c.e_0^2}{I} - \frac{M_g.V}{I}$$

Avec :

- $p_g = (0{,}6.25+1{,}35).10^{-3}$ MN/m² ;
- $M_g = p_g.L^2/8$ = 2,798 MN.m.

σ_M = 18,48 MPa

- Contrainte finale de compression du béton, au centre de gravité des armatures de précontrainte :

$\sigma_B = \sigma_M - \Delta\sigma_{pd}$

$$\Delta\sigma_{pd} = \frac{\Delta_{pd}}{B} + \frac{\Delta_{pd}.e_0^2}{I} = \Delta_{pd}(\frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I}) \quad \textbf{et} \quad \Delta\sigma_{pd} = n.S_a.\Delta\sigma_d$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_{pd} = n.Sa.\Delta\sigma_d(\frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I})$$

$$\sigma_B = \sigma_M - \Delta\sigma_{pd} = \sigma_M - n.Sa.\Delta\sigma_d(\frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I})$$

Et comme $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_\rho$

$$\rightarrow \sigma_b = \sigma_M - n.Sa(\frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I}).(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_\rho)$$

σ_B = 13,63+0.0303$\Delta\sigma_{fl}$

Comme :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M).\frac{E_p}{E_{ij}}$$

$\Delta\sigma_{fl}$ = (13,63+0,0303$\Delta\sigma_{fl}$+18,48).190/50

$\Delta\sigma_{fl}$ = 137,90 MPa

$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_\rho$ =100,91+137,90+5/6.70,82

Pertes différées totales :

$\Delta\sigma_d$ = 297,83 MPa

σ_C = 1419-298 = 1121 MPa

Les pertes différées sont donc de :

$$\Delta\sigma_{diff} = \frac{1488 - 1121}{1488} = 20\%$$

3.5.3.3 Pertes totales

Les pertes totales représentent l'ensemble des pertes instantanées et différées, soit :

- les pertes par frottement ;
- les pertes par recul d'ancrage ;
- les pertes par non simultanéité de mise ne précontrainte ;
- les pertes par retrait ;
- les pertes par fluage ;
- les pertes par relaxation des armatures de précontrainte.

Pertes instantanées=	**67MPa**	**soit 4,5 %**
Pertes différées=	**298 MPa**	**soit 20 %**
Somme des pertes=	**365 MPa**	**soit 24,50 %**

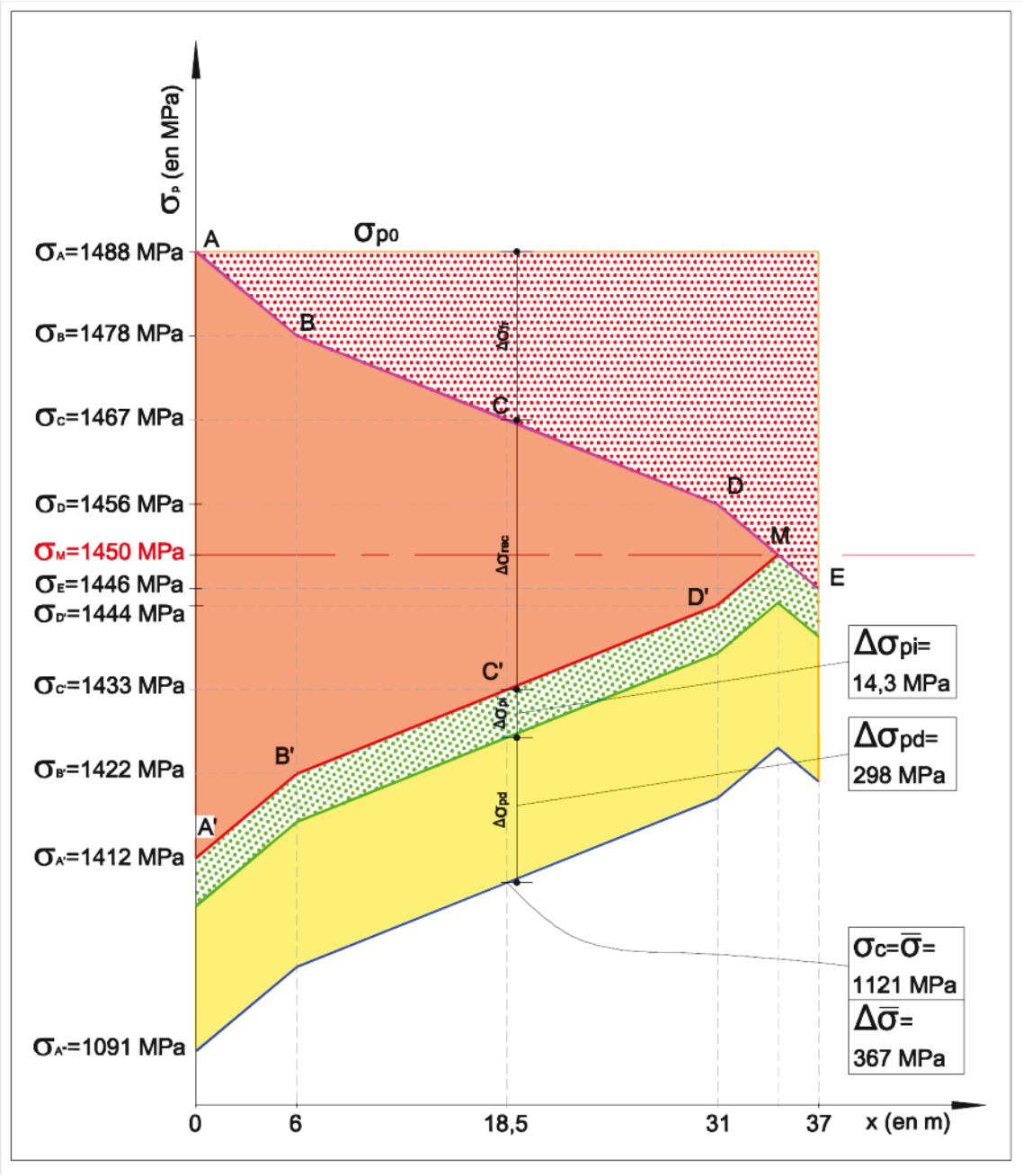


Figure 28: *Contraintes dans le câble et pertes totales*

$\Delta\sigma_{PI}$

- $\Delta\sigma_{fr}$: **Pertes par frottements**
- $\Delta\sigma_{re}$: **Pertes par recul d'ancrage**
- $\Delta\sigma_{pi}$: **Déformation instantanée du béton (raccourcissement élastique)**
- $\Delta\sigma_{pd}$: **Pertes différées (retrait + fluage + relaxation)**

3.5.4 Justification aux ELS

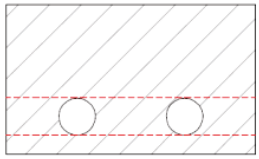
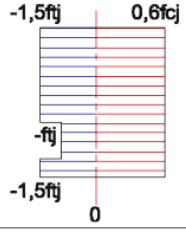
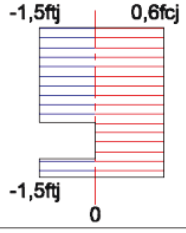
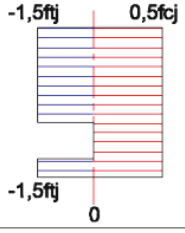
3.5.4.1 Valeurs caractéristiques

3.5.4.1.1 Classe de précontrainte

Nous utilisons une classe 2 de précontrainte. Cette classe autorise la traction dans la section pour toutes les combinaisons.

Toutefois, elle n'est acceptée qu'en combinaison rare, lorsqu'on se trouve à proximité des câbles de précontrainte.

***Tableau 8**: Contraintes limites en classe 2 de précontrainte.*

Combinaisons	Rare	Fréquente	Quasi permanente
			

3.5.4.1.2 Valeurs caractéristiques de la précontrainte

- **Maximum :**

$$\sigma_{1(x,t)} = 1{,}02\sigma_{Po} - 0{,}80\Delta\sigma_{p(x,t)} = 1{,}02.1488 - 0{,}8.364{,}52$$

$$\sigma_{1(x,t)} = 1226MPa$$

$$P_{1(x,t)} = \sigma_{1(x,t)}.n.S_{a} = 5{,}70MN$$

- **Minimum :**

$$\sigma_{2(x,t)} = 0{,}98\sigma_{Po} - 1{,}20\Delta\sigma_{p(x,t)}$$

$$\sigma_{2(x,t)} = 1021MPa$$

$$P_{2(x,t)} = 4{,}75MN$$

- **Probable:**

$$\sigma_{n(x,t)} = \sigma_{Po} - \Delta\sigma_{p(x,t)}$$

$$\sigma_{n(x,t)} = 1123MPa$$

$$P_{n(x,t)} = 5{,}22MN$$

3.5.4.1.3 Combinaisons ELS

- **Rare**

$$P_d + G_{max/min} + Q + \sum \psi_{0i} . Q_{ik}$$

$$P_d + G_{max/min} + Q + 0,77S$$

Avec pour la neige(S) : $\Psi_0 = 0,77$

- **Fréquente**

$$P_d + G_{max/min} + \psi_{1i} Q_{ik} + \sum \psi_{2i} . Q_{ik}$$

$$P_d + G_{max/min} + 0,75Q$$

Avec :

- pour la neige (S) : $\Psi_2 = 0$
- pour Q:
  - $\Psi_1 = 0,75$
  - $\Psi_2 = 0,65$

- **Quasi permanente**

$$P_d + G_{max/min} + \sum \psi_{2i} . Q_{ik}$$

$$P_d + G_{max/min} + 0,65Q$$

3.5.4.1.4 Contraintes limites en classe 2

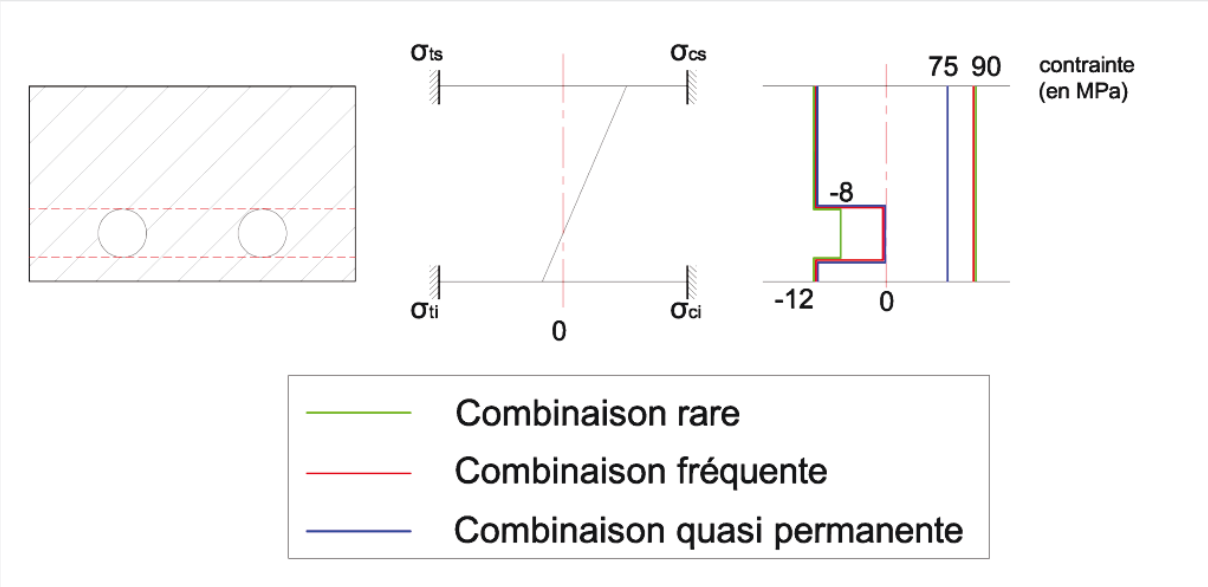


Figure 29: *Contraintes limites en classe 2 de précontrainte.*

3.5.4.2 Evaluation de la précontrainte

La section étudiée peut être dite :

- **sous critique**, si tous les segments de passage sont à l'intérieur de la zone assurant l'enrobage ;
- **sur critique**, si le segment de passage est hors enrobage.

A. Calcul de P_{sous}

$$P_{sous} = \frac{\Delta M}{\rho.h} + \frac{B}{h}(V.\overline{\sigma_{ti}} + V'.\overline{\sigma_{ts}})$$ en classe 2

On utilise les combinaisons rares, plus défavorables.

$\Delta M = M_{max} - M_{min}$

$M_{max} = M_{(pp+g+q+0,77s)}$

M_{max} =	**3,04 MN.m**
$M_{min} = M_g$ =	**2,79 MN.m**

ΔM = 0,25 MN.m

$$P_{sous} = \frac{0,25}{1/3.0,6} + \frac{0,6}{0,6}(0,3.(-8) + 0,3.(-12)) \qquad \text{avec } \rho = \frac{I}{B.V.V'} = \frac{1}{3}$$

P_{sous} = - 4,78 MN

B. Calcul de Psur

$$P_{sur} = \frac{M_{max} + \rho.B.V.\overline{\sigma_{ti}}}{\rho.V + V' - d'}$$ avec d' = C1 = 7 cm

P_{sur} = 7,76 MN

P_{sur} étant supérieur à Psous, la section est donc sur critique.

C. Nombre minimal de torons

$$P_0 = \frac{\sigma_{p0}}{A_p} = 6,919MN$$

avec $\Delta Pi + \Delta Pd = 24,5\%.Po$

$$P_m = P_0 - \Delta P_i - \Delta P_d = 5,224MN$$

3.5.4.3 Vérification des contraintes dans la section médiane

3.5.4.3.1 Combinaison rare

Comme vu au § 3.5.4.1.3, on a donc comme combinaison :

$$P_d + G_{max/min} + Q + 0,77S$$

$M_{max} = M_{(g+q+0,77s)}$ =	**3,04 MN.m**
$M_{min} = M_g$ =	**2,79 MN.m**

- **CAS 1, avec la contrainte maximale σ_1 :**

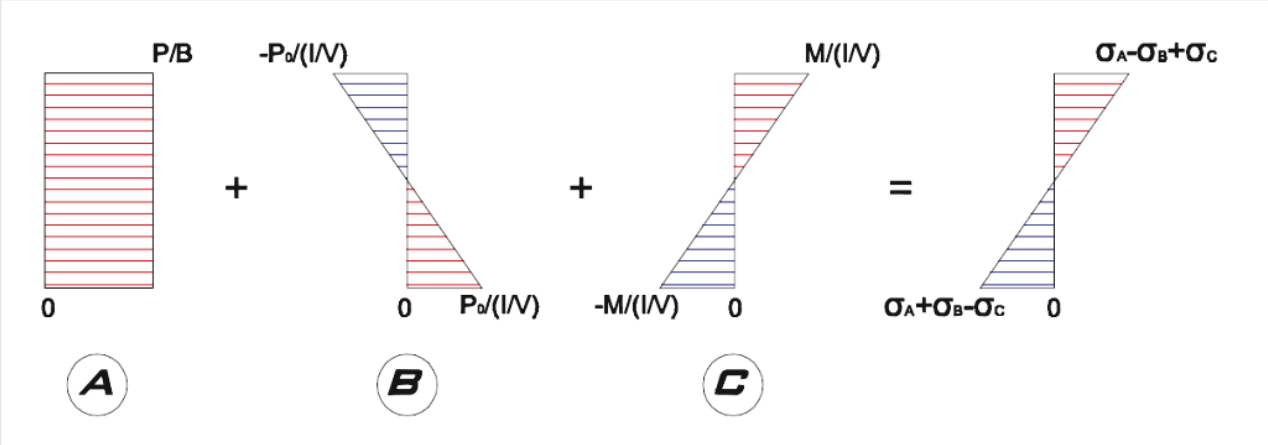


Figure 30: *Principe d'addition des contraintes*

Avec :

- **A** : Contraintes de compression dues à la précontrainte ;
- **B** : Contraintes de flexion dues à la précontrainte ;
- **C** : Contraintes de flexion dues aux charges permanentes et d'exploitation.

$$\sigma_A = \frac{P}{B} = \frac{\sigma_{p1}.A_p n}{b.h} = \frac{P_1}{b.h} = 20,43MPa$$

Avec :

- n = 2,15 u/m ;
- $A_p = n.S_a = 31.150.10^{-6}$ m².

$$\sigma_B = \frac{P_1.e_0.V}{I} = 31,67MPa$$

Pour M_{min} : $$\sigma_C = \frac{M_{min}.V}{I} = 46,63MPa$$

Pour M_{max} : $$\sigma_C = \frac{M_{max}.V}{I} = 50,71MPa$$

Remarque :

soit on prend 1 31C15 pour 46,5 cm de largeur b de dalle participante, soit 2,15 31C15 pour 1 m.

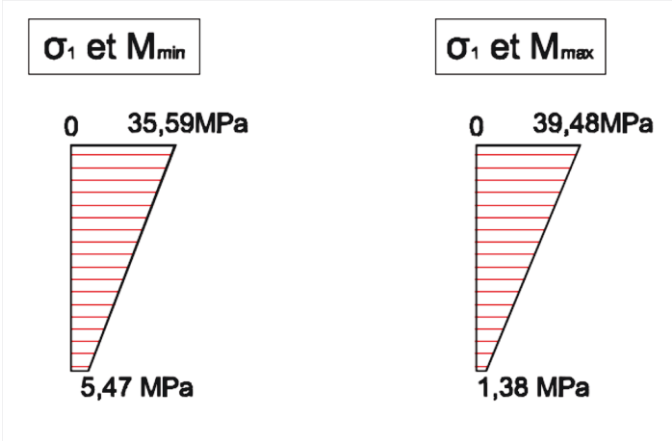


Figure 31: *contraintes sous combinaison rare, avec contrainte maximale* σ_1

La section reste totalement comprimée. Les contraintes restent intérieures au domaine défini par les limites induites par la classe 2 de précontrainte.

- **CAS 2, avec la contrainte minimale σ_2 :**

$\sigma_A = 17MPa$

$\sigma_B = 26,36MPa$

Avec M_{min} : $\sigma_C = 46,63MPa$

Avec M_{max} : $\sigma_C = 50,71MPa$

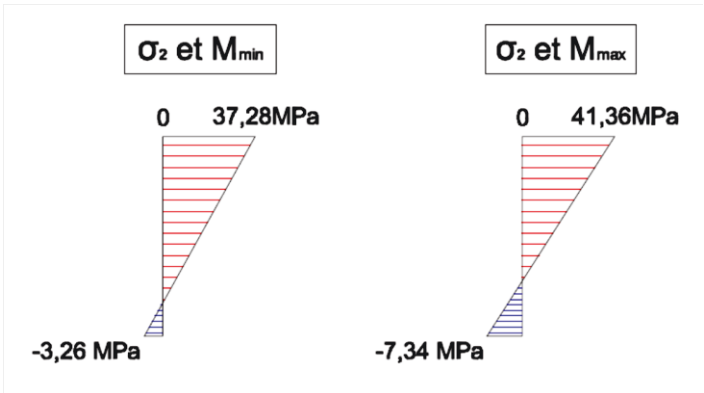


Figure 32: *contraintes sous combinaison rare, avec contrainte maximale* σ_2

Les contraintes restent intérieures au domaine défini par les limites induites par la classe 2 de précontrainte.

3.5.4.3.2 Combinaison fréquente

Comme vu au § 3.5.4.1.3, on a donc comme combinaison :

$P_d + G_{max/min} + 0,75Q$

$M_{max} = M_{(g+0,75q)} =$ 2,93 MN.m

$M_{min} = M_g =$ 2,79 MN.m

- **CAS 1, avec la contrainte maximale σ_1 :**

$\sigma_A = 20,43MPa$

$\sigma_B = 31,67MPa$

Avec M_{min} : $\sigma_C = 46,63MPa$

Avec M_{max} : $\sigma_C = 48,77MPa$

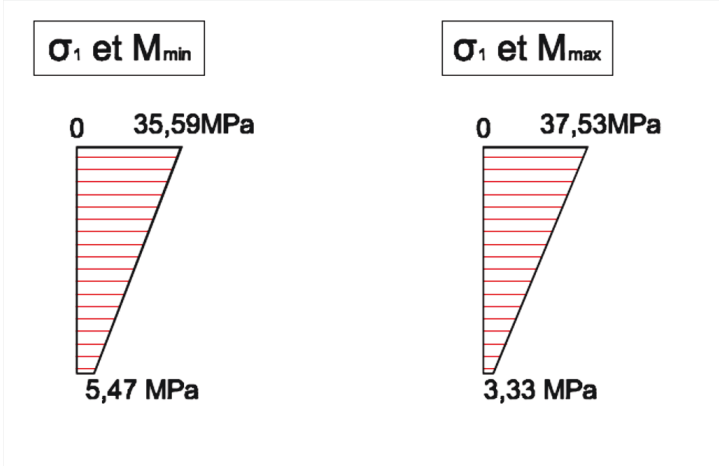


Figure 33: *contraintes sous combinaison fréquente, avec contrainte maximale* σ_1

Les contraintes restent intérieures au domaine défini par les limites induites par la classe 2 de précontrainte.

- **CAS 2, avec la contrainte minimale σ_2 :**

$\sigma_A = 17MPa$

$\sigma_B = 26,36MPa$

Avec M_{min} : $\sigma_C = 46,63MPa$

Avec M_{max} : $\sigma_C = 48,77MPa$

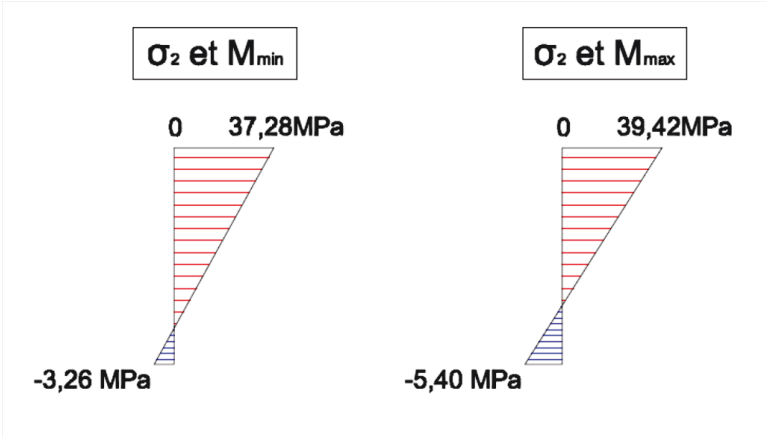


Figure 34: *contraintes sous combinaison fréquente, avec contrainte maximale* σ_2

Les contraintes restent intérieures au domaine défini par les limites induites par la classe 2 de précontrainte.

3.5.4.3.3 Combinaison quasi permanente

Comme vu à l'article 3.5.4.1.3, on a donc comme combinaison :

$P_d + G_{max/min} + 0,65Q$

$M_{max} = M_{(g+0,65q)} =$ 2,91 MN.m

$M_{min} = M_g =$ 2,79 MN.m

- **CAS 1, avec la contrainte maximale σ_1 :**

$\sigma_A = 20,43MPa$

$\sigma_B = 31,67MPa$

Avec M_{min} : $\sigma_C = 46,63MPa$

Avec M_{max} : $\sigma_C = 48,49MPa$

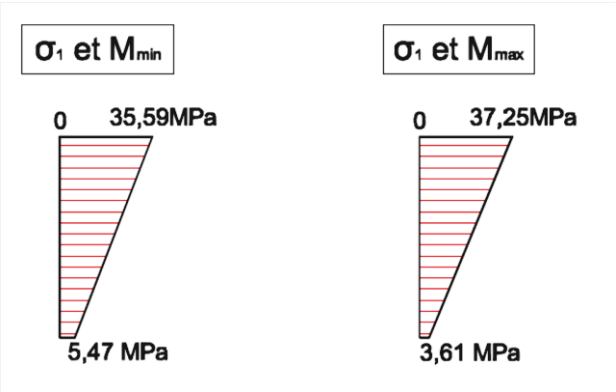


Figure 35: *contraintes sous combinaison fréquente, avec contrainte maximale* σ_1

Les contraintes restent intérieures au domaine défini par les limites induites par la classe 2 de précontrainte.

➢ **CAS 2, avec la contrainte minimale σ_2 :**

$\sigma_A = 17MPa$

$\sigma_B = 26,36MPa$

Avec M_{min} : $\sigma_C = 46,63MPa$

Avec M_{max} : $\sigma_C = 48,63MPa$

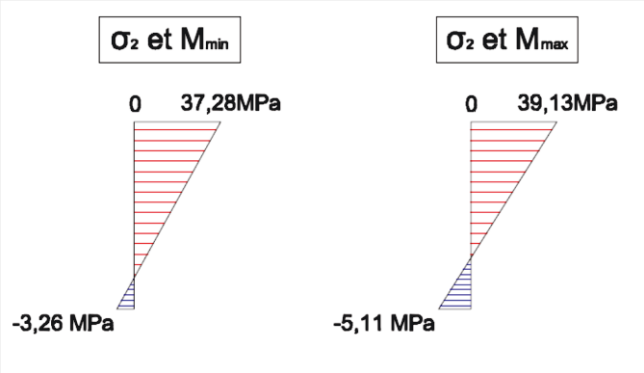


Figure 36: *contraintes sous combinaison fréquente, avec contrainte maximale* σ_2

Les contraintes restent intérieures au domaine défini par les limites induites par la classe 2 de précontrainte.

3.5.4.3.4 Maximums

Les vérifications des contraintes ont été réalisées avec les valeurs minimale et maximale (P_1 et P_2) de précontrainte. L'annexe 9 du BPEL autorise ces vérifications avec la valeur moyenne P_m. Nos résultats restent donc sécuritaires. Le cas représentant les contraintes les plus extrêmes est sous la combinaison rare, avec σ_2 et M_{max}. Nous restons dans les limites fixées par la classe 2 à l'article 3.5.4.1.4.

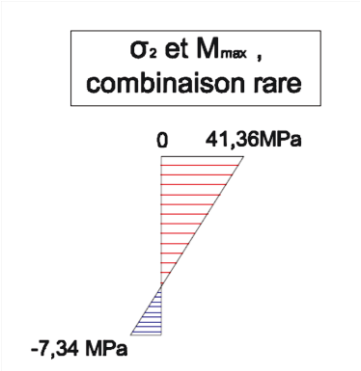


Figure 37: *contraintes sous combinaison rare, avec contrainte maximale* $\sigma_{2\ et}\ M_{max}$.

On obtient une contrainte maximale de traction de 7,34 MPa et une hauteur de béton tendu de 9 cm.

3.5.4.4 Vérification de la zone d'about de dalle

Dans la zone d'ancrage, les unités de précontrainte imposent à la structure des forces concentrées nécessitant des dispositions constructives spécifiques. Dans le cas de notre structure, le frettage est :

- de surface, au droit de la face sur laquelle on applique la précontrainte. Armatures A_s ;
- de première régularisation. Armatures A_{ej} ;
- le garant de l'équilibre général de la pièce.

On doit vérifier les contraintes de compression et tangente dans les zones d'introduction de la précontrainte.

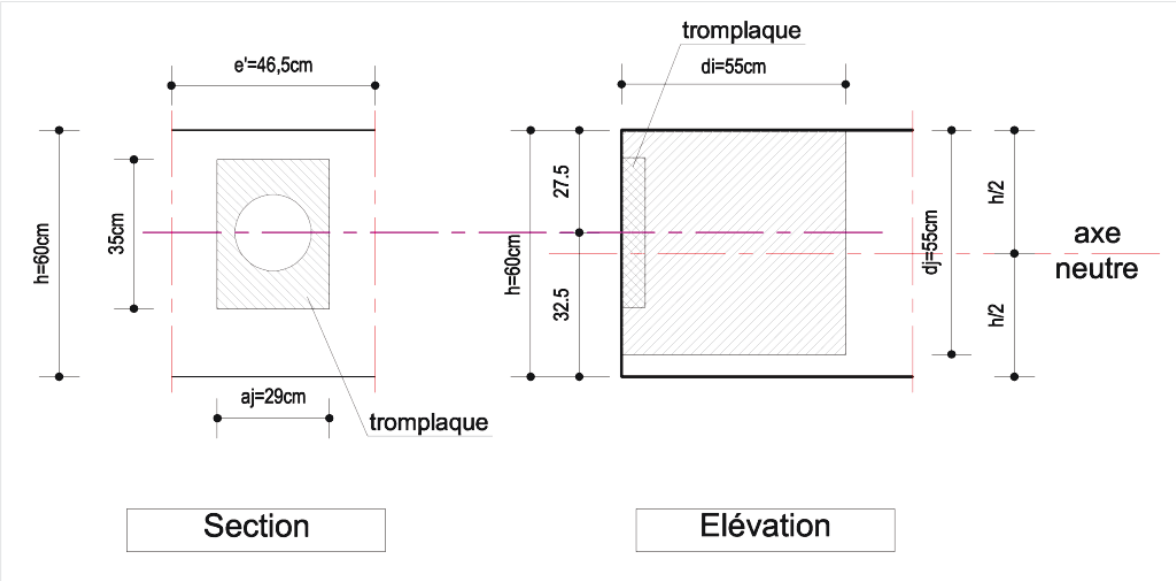


Figure 38: *Détail de l'about de dalle, au droit de l'introduction de la précontrainte.*

De par l'entre-axe très proche des tromplaques, les zones impactées par la compression de mise en précontrainte viennent se superposées.

Notre entre axe est de 46,5 cm, et l'influence de la précontrainte agit sur un cube de côté 55 cm.

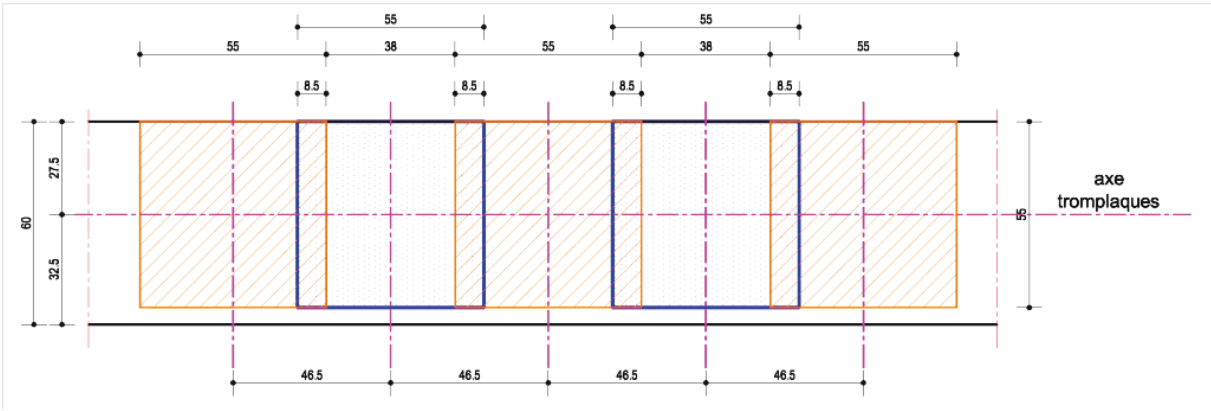


Figure 39: *Vue de face de l'influence de la précontrainte en about de dalle.*

- Surface sans superposition :

  S_i = 46,5.2-55 = 38 cm sur 55 cm de hauteur.

- Surface avec superposition :

  S_{sup} = (8,5/2).2 = 8,5 cm sur 55 cm de hauteur.

- Surface équivalente :

  S_{eq} = Si+0,5 S_{sup} = 42,5 cm sur 55 cm de hauteur.

La surface d'about est à minorer.

On retiendra 42,25 cm et non pas 46,5 cm pour e'.

Cela représente environ 10% de perte par superposition.

3.5.4.4.1 Frettage de surface

$$A_s \geq \frac{0,04.\max(F_{j0})}{\overline{\sigma_s}} = 8,3cm^2$$

avec :

$$\overline{\sigma_s} = \frac{2}{3} f_e = 333MPa$$

$$F_{j0} = A_p.\sigma_{p0} = 31.150.10^{-6}.1488 = 6,92MN$$

On doit donc mettre en place à minima 8,3 cm² sur la face externe de la dalle, dans le sens x et y.

3.5.4.4.2 Vérification de la contrainte d'éclatement du béton

$$\sigma_{tj} = 0,5(1-\frac{a_j}{d_j}).\frac{F_{jo}}{e'.d_j} \leq 1,25 f_{tj}$$

$$\sigma_{tj} = 0,5(1-\frac{0,29}{0,55}).\frac{6,92}{0,425.0,55} \leq 10MPa$$

$$\sigma_{tj} = 7,04MPa < 10MPa$$

Pour un béton de classe C80/95, la contrainte de traction dans le béton doit rester inférieure à 5,4 MPa. De ce fait le BFUP justifie son emploi en autorisant des contraintes presque deux fois supérieures.

La contrainte d'éclatement est vérifiée.

3.5.4.4.3 Vérification de la compression du béton

$$\sigma_{cj} = \frac{F_{jo}}{e'.d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

$$\sigma_{cj} = \frac{6,92}{0,4225.0,55} \leq 100MPa$$

$$\sigma_{cj} = 29,78 < 100MPa$$

Remarque :

La haute résistance à la compression qu'offre le BFUP n'apporte rien de plus qu'un béton de classe C80/95 pour notre utilisation. L'élancement de la dalle ne permet pas une compression supérieure du béton par ce système de précontrainte. Ce dernier nous sert principalement à reprendre la flèche due au poids propre, aux charges permanentes et d'exploitation.

La contrainte de compression est vérifiée.

3.5.4.4.4 Ferraillage d'éclatement

$$A_{ej} = \frac{0,25(1-\frac{a_j}{d_j}).F_{j0}}{k_j.\overline{\sigma_s}} = \frac{0,25(1-\frac{0,29}{0,55}).6,92}{1.333}$$

$$A_{ej} = 24,5cm^2$$

(Avec aciers à limite d'élasticité Fe500)

Ces armatures sont à répartir en about de dalle, sur une longueur « di » de 55 cm.

Si on met en place des armatures avec une limite élastique de 235 MPa, il faudra mettre une section de 52,54 cm².

3.5.4.4.5 Armatures minimales

Les recommandations du Setra indiquent un taux minimal de fibres, assurant une ductilité au matériau, le dispensant des ferraillages minimums des articles 6.1.3.1 et 6.1.3.2 du BPEL :

- Les armatures de peau destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant mise en précontrainte (retrait, gradient thermique) ;
- Règles particulières de ferraillage minimal pour les sections justifiées en classe II et lorsque la zone tendue présente une hauteur supérieure à 5 cm.

Le BFUP Ductal® devra impérativement respecter l'article 6.0.1 du guide du Setra afin de s'affranchir de ce ferraillage.

Afin de garantir une ductilité suffisante du matériau en flexion, il faut donc vérifier le critère suivant sur la courbe intrinsèque du matériau $\sigma = f(w)$:

$$\frac{1}{3.10^{-4}} \int_0^{3.10^{-4}} \sigma(w)dw \geq \frac{f_{t28}}{2,5}$$

Avec w l'ouverture de fissure exprimée en m et $\sigma_{(0,3)}=f_{tj}$.

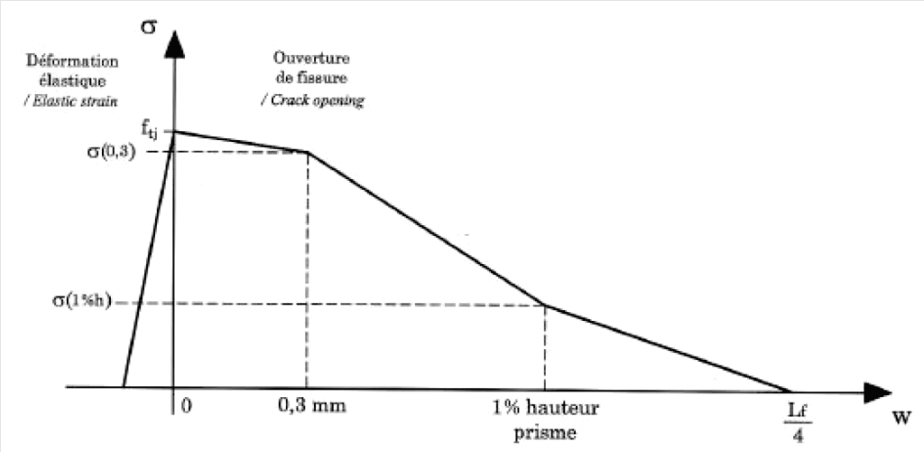


Figure 40: Loi simplifiée en traction [1]

$$\frac{8\times 3.10^{-4}}{3.10^{-4}} = 8MPa > \frac{8}{2,5}$$

Les armatures de peau ne sont donc pas nécessaires.

3.5.5 Justification aux ELU

3.5.5.1 Effort Normal ultime

On se fixe comme raccourcissement extrême de la section comprimée 3‰.

Pour la section tendue, on se limite à une ouverture de fissure de 0,3 mm.

Soit un allongement relatif $\varepsilon_{u0,3}$ de 6,55 ‰.

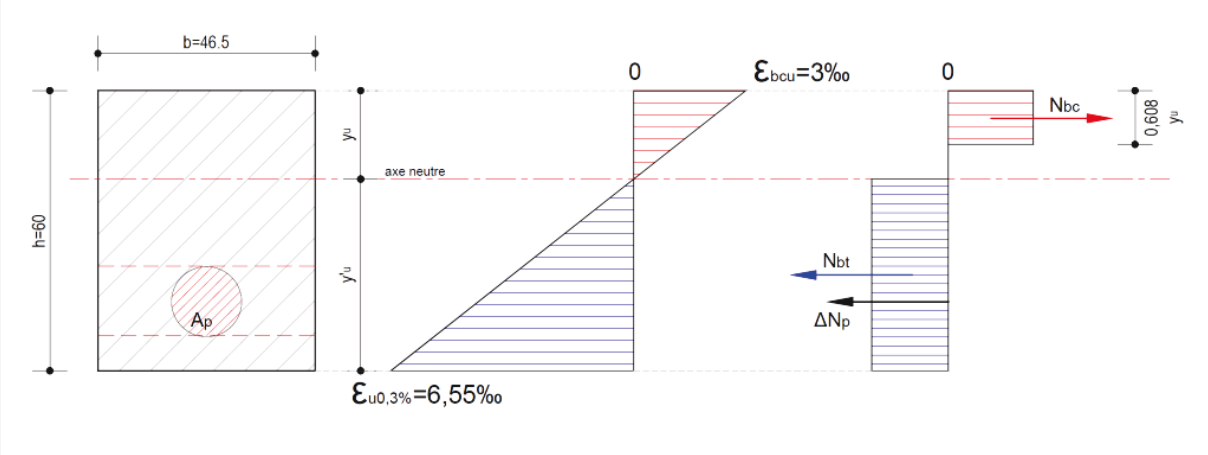


Figure 41: Diagramme des contraintes ELU dans la section de Ductal®, $\varepsilon_{u0,3\%}$= 6,55 ‰.

Avec :

- f_{bu} = 98 MPa ;
- σ_{btu} = 4,92 MPa ;
- y'_u = 0,686 h ;
- y_u = 0,314 h.

$N_{bc} = 0,608.y_u.b_o.f_{bu}$

N_{bc} = 5,22 MN

$N_{bt} = y'_u.b_o.\sigma_{btu}$

N_{bt} = 0,94 MN

P_m = 5,22 MN

$\Delta N_p = \Delta\sigma_{(pi+pd)}.n.S_a = 364,52.31.150.10^{-6}$

ΔN_p = 1,69 MN

$$\rightarrow \overline{N_u} = N_{bc} - N_{bt} - \Delta N_p = 2,59MN$$

$$P_m > \overline{N_u}$$

L'équilibre n'est pas vérifié.

Afin de valider notre section, nous réduisons l'allongement relatif de la zone tendue.

On se limite à ε_u = 2 ‰.

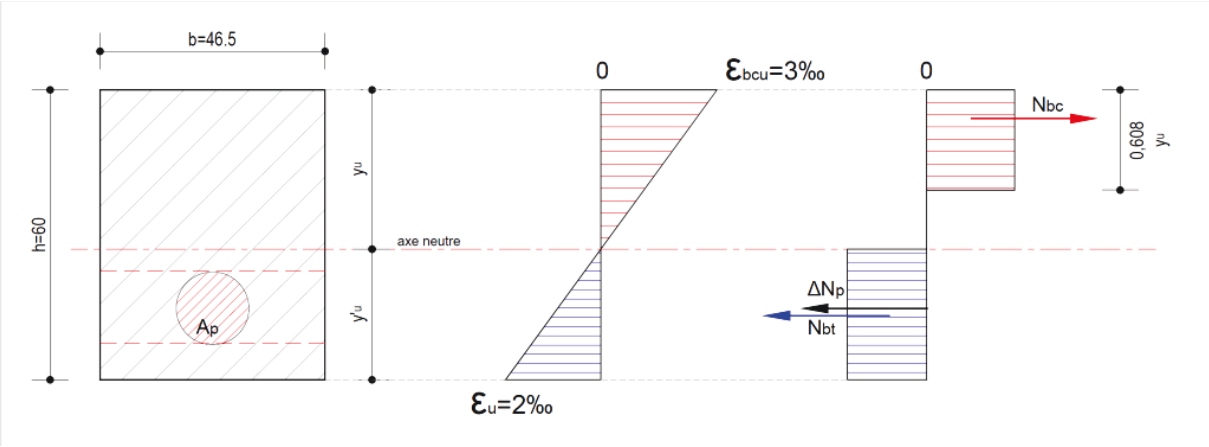


Figure 42: *Diagramme des contraintes ELU dans la section de Ductal®, ε_u= 2 ‰.*

Avec :

- y'_u = 0,4 h ;
- y_u = 0,6 h.

N_{bc} = 9,97 MN

N_{bt} = 0,55 MN

ΔN_p = 1,69 MN

$\rightarrow \overline{N_u} = 7,73MN$

$P_m = N_u < \overline{N_u}$

L'équilibre est ici vérifié.

3.5.5.2 Moment ultime

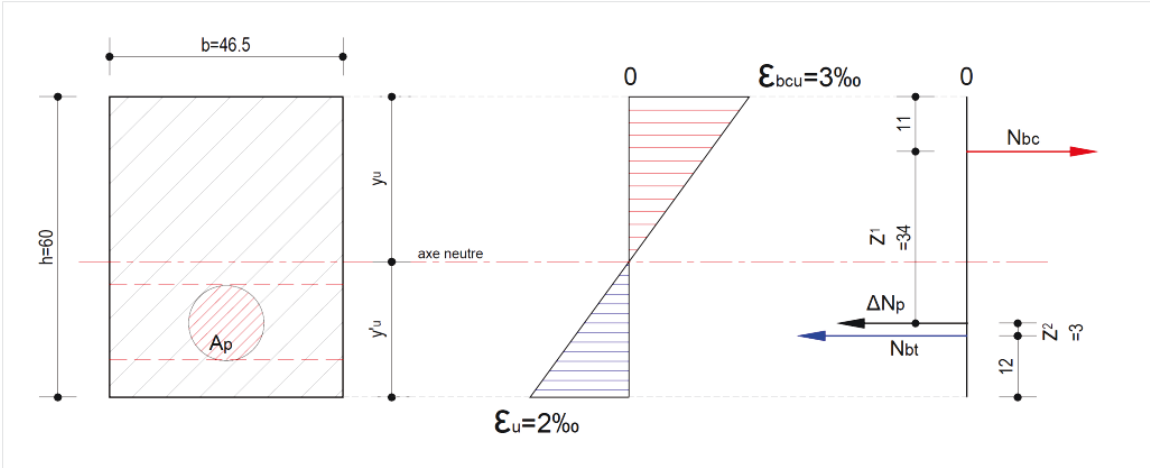


Figure 43: *Equilibre des contraintes ELU dans la section de Ductal®, ε_u= 2 ‰.*

$\overline{M_u} = N_{bc}.z_1 + N_{bt}.z_2$

$\overline{M_u} = 3,40 MN.m$

G_{max} = b.h.25+1,35.b = 7,11kN/m

Q_{max} = 0,1.b = 0,0435 kN/m

S_{max} = 0,056.b = 0,0243 kN/m

M_g = 1,216 MN.m

M_q = 7,44.10^{-3} MN.m

M_s = 4,16.10^{-3} MN.m

M_u = 1,35 M_g+1,5 M_q+ M_s

M_u = 1,66 MN.m

$M_u < \overline{M_u}$

L'équilibre est bien vérifié.

3.5.6 Analyse de la solution en BFUP DUCTAL© précontraint

Cette alliance du BFUP à de la précontrainte par post-tension non adhérente permet bien de confirmer les hypothèses annoncées :

- la suppression des armatures de traction.

  Le taux minimal de fibres, assurant une ductilité au matériau, le dispensant des ferraillages minimums, est largement respecté (§ 3.5.4.4.5).

  - Aciers de peau= 3 cm²/m² de parement ;
  - Si classe 2 de précontrainte et hauteur soumise à de la traction supérieure à 5 cm, à minima :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{B_t}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}} = \frac{0,09 * 0,60}{1000} + \frac{0,6606}{500} . \frac{8}{7,34} = 15 cm^2 / m^2$$

    Nous sommes bien dans ce cas là (§3.5.4.3.4);

- une épaisseur de dalle presque divisée par deux ;
- un domaine de déformation élastique limitée par la résistance en traction de la matrice cimentaire f_{tj}. Ceci nous permet d'intervenir ultérieurement sur la flèche si besoin est par correction de la précontrainte non adhérente ;
- la possibilité d'avoir des contraintes de traction dans la section.

***Tableau 9**: Comparatif entre la solution en BA de classe C80/95 et celle en BFUP précontraint.*

Caractéristique	Matériau non ductile	Matériau ductile
Armatures de traction	**15 cm²/m²** de parement, dans les deux sens	**0 cm²**
Epaisseur	**110 cm**	**60 cm**
f_{tj}	**5,4 MPa**	**8 MPa**

3.6 Dimensionnement en BFUP précontraint à l'Eurocode 2

L'Eurocode 2, à terme, va devenir la réglementation à appliquer pour la conception des ouvrages en béton armé et béton précontraint.

La principale différence avec le BPEL réside dans sa philosophie de conception. Le BPEL dimensionne en limitant les contraintes de traction et de compression du béton, là où l'Eurocode 2 le fait en limitant les ouvertures de fissure.

De ce fait, l'Eurocode 2 se rapproche très fortement du guide du Setra, qui lui aussi limite les ouvertures de fissure à 0,3 mm précisément, de par la participation des fibres dans les éléments structurels.

3.6.1 Hypothèses retenues

L'ensemble des hypothèses retenues au BPEL sont conservées.

Il en va de même concernant les dispositions constructives et l'optimisation de notre structure. Certaines notations changent et d'autres apparaissent.

3.6.1.1 Béton

***Tableau 10**: Caractérisation de la structure et du béton.*

Caractéristique	Valeur	Source
f_{ck}	150 MPa	
E_{cm}	50 GPa	
$f_{cm}= f_{ck}+8$	158 MPa	
f_{ctm}	6 MPa	
Classe de ciment :	R	7.1.2 NF EN 197-1
***RH,* humidité relative de l'environnement ambiant**	80%	
Durée indicative d'utilisation du projet :	50 ans Catégorie 4	tableau 2.1 de l'A.N. à la NFP EN 1990 [4].
Classe d'exposition :	**XC3**, humidité modérée	tableau 4.1 de [6].
Classe structurale :	S4, ramenée à **S3** de par la maitrise de la production du Ductal ©	Tableau 4.3N de [6].
Enrobage nominal C_{nom} :	90 mm	

3.6.1.2 Enrobage des armatures

L'Eurocode 2 apporte un calcul plus précis que celui proposé au BAEL.

$c_{nom} = c_{\min} + \Delta_{c_{dev}} = 80 + 10 = 90mm$

Avec :

$c_{\min} = \max\left(c_{\min,b}; c_{\min,dur} + \Delta_{c_{dur,\gamma}} + \Delta_{c_{dur,st}} - \Delta_{c_{dur,add}}; 10\right)$

$c_{\min,b} = 80mm$ (Clause 4.4.1.2 (3) NOTE de l'AN à [6].).

$c_{\min,dur} = 20mm$ (Tableau 4.4N de [6].).

$\Delta_{c_{dur,\gamma}} = \Delta_{c_{dur,st}} = \Delta_{c_{dur,add}} = 0$

3.6.1.3 Précontrainte

f_{pk} = 1860 MPa

$f_{p0,1\%}$ = 1480 MPa

μ = 0,05 rad^{-1} (coefficient de frottement)

k = 0,012 $rad.m^{-1}$ (coefficient de festonnage)

3.6.1.4 Combinaisons ELS

Les combinaisons sont également identiques. Seule la combinaison rare s'appelle maintenant caractéristique.

- **Caractéristique**

$P_d + G_{\max/\min} + Q + \psi_0.S$ Avec pour la neige(S) : Ψ_0 = 0,5

- **Fréquente**

$P_d + G_{\max/\min} + \psi_1 Q + \sum \psi_2.Q_i$

Avec :

pour Q: Ψ_1 = 0,5

Remarque :

Pour une toiture terrasse inaccessible, [4] et [5] donnent des coefficients Ψ nuls.

$\Psi_0 = \Psi_1 = \Psi_2$.

Cette dissociation de la toiture peut permettre d'optimiser davantage la structure par rapport aux combinaisons appliquées au BPEL. Afin de rester dans la logique du BPEL, nous prenons Ψ identique à des bureaux, locaux adjacents à cette couverture.

Il en va de même pour la charge de neige qui se trouve fortement réduite en combinaison caractéristique.

***Tableau 11**: Valeurs des coefficients Ψ selon les règlements de calcul.*

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
BPEL	0,77	0,25	0
EC2	0,5	0,2	0

- **Quasi permanente**

$P + G_{max/min} + \psi_2 Q$

Avec :

pour Q: $\Psi_2 = 0{,}3$

pour S: $\Psi_2 = 0$

Remarque :

les coefficients Ψ agissent uniquement sur Q et S, charges négligeables vis à vis du poids propre. Nous gardons donc les combinaisons initiales prises avec le calcul au BPEL.

3.6.2 Calcul des pertes de précontrainte

3.6.2.1 Pertes instantanées

Elles se calculent de la même manière qu'au BPEL.

$\Delta\sigma_{pi}$ = 70 MPa

σ_{pm0} = 1418 MPa

3.6.2.2 Pertes différées

Une méthode simplifiée pour évaluer les pertes différées à l'abscisse *x* sous charges permanentes est donnée par l'expression (5.46) de [6].

Elle se base sur les pertes par retrait, par fluage et par relaxation des armatures de précontrainte.

Pour se faire, il nous faut donc définir :

- $\Delta\sigma_s$, les pertes par retrait ;
- $\Delta\sigma_{pr}$, les pertes par relaxation des armatures de précontrainte ;
- $\varphi_{(t,t0)}$, le coefficient de fluage.

A. Pertes dues au retrait ($\Delta\sigma_s$)

$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ (retrait de dessiccation + retrait endogène) (§ 3.1.4(6) de [6]).

- **Calcul du retrait de dessiccation**

$$\varepsilon_{cd} = k_h . \varepsilon_{cd0} = 0,77.10^{-4}$$

Avec :

$$h_0 = \frac{2A_c}{U} = 375mm$$

$k_h = 0,77$ (Tableau 3.3 de [6])

$H\% = 80\%$

$\varepsilon_{cd0} = 1,3.10^{-4}$

ε_{cd0} est donné par le tableau 3.2 de [6] pour un ciment de classe N.

Pour un résultat plus adapté à notre projet, l'annexe B de [6] propose un calcul plus fin qui intègre la classe du ciment utilisé.

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85\left[\left(220 + 110.\alpha_{ds1}\right).\exp\left(-\alpha_{ds2}.\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)\right].10^{-6}.\beta_{RH} = 1.10^{-4}$$

Avec

$$\beta_{RH} = 1.55\left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] = 0,756$$

$\alpha_{ds1} = 6$ (ciment classe R) ;

$\alpha_{ds2} = 0,11$ (ciment classe R) ;

$RH_0 = 100\%$

$f_{cm0} = 10$ MPa

- **Calcul du retrait endogène**

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as(t)} . \varepsilon_{ca(\infty)} = 3,5.10^{-4}$$

Avec :

$$\beta_{as(t)} = 1 - e^{(-0,2t^{0,5})} = 1$$

$$\varepsilon_{ca(\infty)} = 2,5(f_{ck} - 10) = 3,5.10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = (3,5+0,77).10^{-4} = 4,3.10^{-4}$$

$\varepsilon_{cs} = 4,3.10^{-4}$

On retombe sur une valeur inférieure à celle donnée par la fiche technique du DUCTAL ©, du fait de notre hygrométrie de 80 %. On est donc inférieur à la valeur prise au BPEL.

B. Pertes par relaxation des armatures **($\Delta\sigma_{pr}$)**

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66.\rho_{1000}.e^{9,1\mu}(\frac{t}{1000})^{0,75(1-\mu)}.10^{-5}.\sigma_{pm0}$$

Avec:

$$\sigma_{pm0} = \sigma_{p\max} - \Delta\sigma_{pi} = 1418MPa$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}} = \frac{1418}{1860} = 0,76$$

t = 500 000h (57 ans)

$\Delta\sigma_{pr}$ = 72,2 MPa

Cette valeur reste très proche du résultat obtenu au BPEL.

C. Coefficient de fluage **($\varphi_{(t,t0)}$)**

Afin de l'injecter dans la formule simplifiée donnant les pertes différées, nous devons calculer tout d'abord le **coefficient de fluage : $\varphi_{(t,t0)}$.**

En retenant une hygrométrie de 80%, on obtient $\varphi_{(\infty,t0)}$ = 0,7 (figure 3.1 de [6]).

Avec RH=50%, on retombe sur **$\varphi_{(\infty,t0)}$ = 0,8.**

Pour obtenir plus de précision, on applique la définition du coefficient de fluage donnée dans l'annexe B de [6] : ($\varphi_{(t,t0)} = \varphi_0.\beta_c(t,t_0)$).

On obtient une valeur quasiment égale à celle trouvée par abaque.

$\varphi_{(\infty,t0)} = 0,72$

$$\varphi_{(t,t_0)} = \varphi_0 . \beta_{c(t,t_0)} = 0,72$$

Avec,

pour f_{cm}>35 MPa, t = 20805 j ; t_0 = 6 j:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} . \beta_{(fcm)} . \beta_{(t_0)} = 0,735$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 . \sqrt[3]{h_0}} . \alpha_1 \right] . \alpha_2 = 0,822$$

$$\beta_{(fcm)} = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 1,37$$

$$\beta_{(t_0)} = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = 0,653$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} = 0,361$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = 0,747$$

$$\beta_{c(t,t_0)} = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} = 0,99$$

$$\beta_H = 1,5 . \left[1 + \left(0,012 . RH \right)^{18} \right] . h_0 + 250 . \alpha_3 \leq 1500 . \alpha_3 = 683,25 < 724,5$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} = 0,483$$

D. <u>Pertes différées totales</u>

Les pertes différées peuvent être maintenant calculées en considérant les deux causes suivantes :

- pertes dues à la réduction de l'allongement de l'armature causée par la déformation du béton sous charges permanentes, du fait du fluage et du retrait ;
- pertes dues à la diminution de la contrainte de l'acier du fait de la relaxation.

$$\Delta\sigma_{c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}.E_p + 0,8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}}.\varphi(t,t_0).\sigma_{cQP}}{1+\frac{E_p}{E_{cm}}.\frac{A_p}{A_c}(1+\frac{A_c}{I_c}.z_{cp}^2).(1+0,8\varphi(t,t_0))}$$

$$= \frac{4,3.10^{-4} * 190000 + 0,8 * 72,2 + \frac{190}{50} * 0,72 * 16,10}{1+\frac{190}{50}.\frac{10}{600}(1+\frac{0,6}{0,018}.0,155^2).(1+0,8*0,72)}$$

Avec :

- A_c = 0,6 m² (aire de la section droite du béton) ;
- $A_p = 10.10^{-3}$ m²;
- I = 0,018 $m^{4;}$
- z_{cp} = e = 15,5 cm.

σ_{cqp} = 16,10 MPa (Contrainte de compression du béton au niveau du câble sous combinaison quasi permanente)

$\sigma_{cQP} = \frac{P_{m0}}{h} = \frac{\sigma_{pm0}.A_p}{h}$ ([42], Calcul des dalles de bâtiment précontraintes par post-tension).

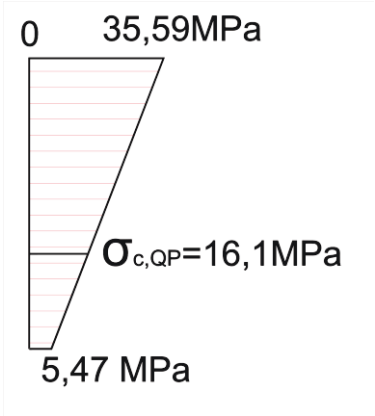


Figure 44: *σ_{cqp}, Contrainte de compression du béton au niveau du câble sous combinaison quasi permanente.*

Pertes différées totales :

$$\Delta\sigma_{c+s+r} = 155,52 MPa$$

3.6.2.3 Pertes totales

Pertes instantanées=	**70 MPa**	**soit 4,5 %**
Pertes différées=	**155,52 MPa**	**soit 11 %**
Somme des pertes=	**225 MPa**	**soit 15,50 %**

Le calcul à l'Eurocode obtient un résultat différent de celui obtenu au BPEL de 142 MPa.

σ_{pm} = 1262,5 MPa

$\Sigma\Delta\sigma$ = 225 MPa, soit 15,50% de pertes

On était à 24,5% soit un gain de précontrainte de 140 MPa à l'Eurocode 2.

Cet écart se justifie de par l'approche calculatoire réalisée avec les deux normes.

Avec le BPEL, nous avons réfléchit en définissant la totalité des pertes différées pour ainsi en déduire les pertes par fluage.

Le comportement bénéfique du Ductal®, face aux phénomènes de fluage n'y est pas intégré.

A l'Eurocode 2, le calcul des pertes différées est réalisable via une formule globale intégrant les pertes dues au retrait et à la relaxation des aciers, ainsi que le coefficient de fluage.

Cette méthode nous permet de voir le très fort impact de ce coefficient sur le comportement de notre structure. A titre comparatif, un béton de classe C80/95 a un coefficient $\varphi_{(t, t0)}$=1,5 (fig. 3.1, § 3.1.4 de [6]).

En appliquant l'EC2 à notre projet tout en faisant varier ce coefficient, nous trouvons des valeurs de $\Delta\sigma_{c+s+r}$ qu'il est intéressant d'analyser.

Pour t= 6 jours.

***Tableau 12**: $f(\varphi_{(t, t0)}) = \Delta\sigma_{c+s+r}$.*

$\varphi_{(t,t0)}$	0,78	1	1,5	2	3	4
$\Delta\sigma_{c+s+r}$	156	158	185	202	233	260

Nous nous approchons de la valeur obtenue au BPEL pour un coefficient compris tendant vers 4.

L'Eurocode intègre également les conditions hygrométriques, influençant très fortement le retrait et le fluage. Ces derniers s'en trouvent très fortement réduits.

Une classe de béton C80/95 présente une perte supplémentaire de précontrainte de 39 MPa.

Un béton ordinaire, quand à lui, a un coefficient de fluage d'environ 2 à 3.

L'Eurocode 2 permet donc d'optimiser le matériau Ductal®, du fait de la prise en compte de $\varphi_{(t,t0)}$ dans le dimensionnement de la précontrainte.

D'autre part, cette capacité du matériau à beaucoup moins se déformer à contrainte constante, justifie de fait son utilisation sur le projet.

Il nous permet de la sorte de conserver l'élancement et la planéité de cette dalle de couverture, objectif primordial de notre projet.

3.6.3 Justification aux ELS

3.6.3.1 Valeurs caractéristiques de la précontrainte

Les calculs à l'état-limite de service doivent tenir compte des variations possibles de la précontrainte. On définit deux valeurs caractéristiques de la force de précontrainte à l'état-limite de service :

$\sigma_{k,\sup} = r_{\sup}.\sigma_{pm} = 1389 MPa$

$\sigma_{k,\inf} = r_{\inf}.\sigma_{pm} = 1136 MPa$

Avec :

- σ_{pm} = 1262,5 MPa ;
- les coefficients $r_{sup\ et}$ r_{inf} dépendent du type de précontrainte appliquée.
  En précontrainte par post-tension, on a :
  - $r_{sup.}$ = 1,10 ;
  - $r_{inf.}$ = 0,90.

3.6.3.2 Combinaisons ELS

Nous conservons donc la combinaison retenue au BPEL.

$P + G + Q + 0{,}77S$

$M_{max} = M_{(g+q+0,77q)}$ = 3,04 MN.m

$M_{min} = M_g$ = 2,79 MN.m

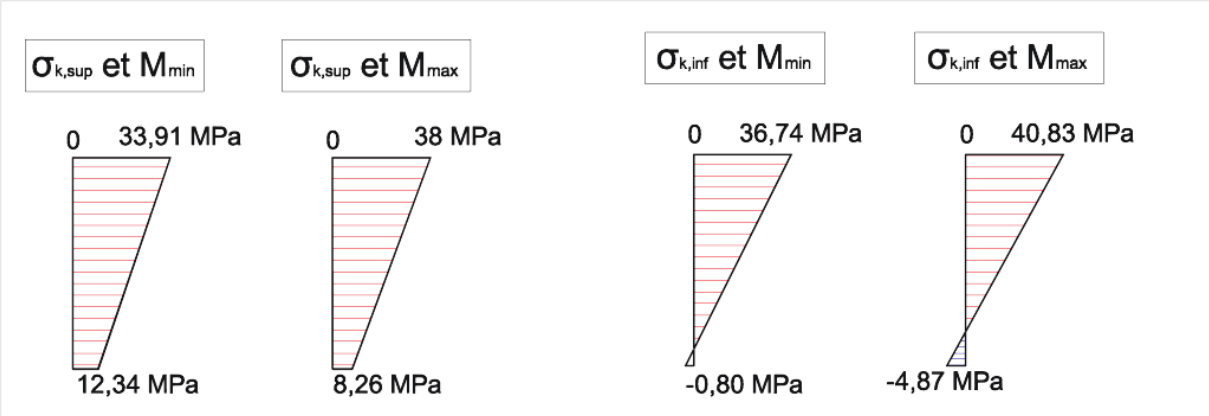


Figure 45: *contraintes sous combinaison caractéristique.*

On trouve une contrainte de compression quasi égale à celle calculée au BPEL. Toutefois on réduit significativement la traction présente dans la fibre inférieure, sans l'annuler.

On passe de 7,34 MPa de traction au BPEL à 4,87 MPa à l'EC2.

L'équarrissage de notre structure ayant été réalisé par la flèche, ces valeurs nous démontrent l'impact dû à une réduction des pertes de précontraintes.

La compression de la fibre inférieure par précontrainte est donc logiquement très fortement influencée par les pertes de précontrainte, liées au coefficient de fluage dans le cas de notre projet.

La contrainte de compression du béton reste inférieure à 90 MPa, soit 0,6 f_{ck}.

Sous combinaison quasi permanente, nous obtenons moins de traction qu'en caractéristique, pour laquelle nous sommes inférieurs à 0,65 f_{pk}.

3.6.3.3 Maitrise de la fissuration

En classe d'exposition XC3, l'ouverture de fissure maximale est de w_{max}=0,3 mm (tableau 7.1N de [6]).

Le calcul de l'ouverture des fissures w_k n'est à faire que si les sections sont fissurées. C'est-à dire si le moment agissant M_{qp} en combinaison quasi permanente pour les armatures non adhérentes ou combinaisons fréquentes pour les armatures adhérentes, vérifie :

$M_{qp} > M_{cr}$

M_{qp} = 2,85 MN.m (avec la combinaison quasi permanente $M_p+M_g+0,3M_q$)

Le moment de fissuration M_{cr} correspond à une contrainte de traction du béton $\sigma_{ct} = f_{ct,eff}$.

Il est donné par : $M_{cr} = \frac{h^2}{6}.\left(f_{ctm} + \frac{P}{h}\right) = 0,86 MN.m$, en utilisant $P_{k,inf}$ = 5 MPa, cas le plus défavorable.

Notre moment agissant est bien supérieur au moment de fissuration.

Si la maîtrise de la fissuration est exigée, il n'est nécessaire de disposer d'une section d'armatures minimale que si la contrainte de traction du béton est supérieure à f_{ctm} (§7.3.2 (4) de [6]).

Nous restons inférieur à cette limite des 6 MPa, permettant la reprise des efforts de traction par le béton seul.

3.6.4 Justification aux ELU

Les vérifications restent identiques à celles réalisées au BPEL.

La section est vérifiée si les déformations des matériaux sont inférieures aux valeurs limites.

3.6.4.1 Diagramme parabole rectangle

Résistance de calcul en compression :

$$f_{cd} = \alpha . \frac{f_{ck}}{\alpha_c} = \frac{1.150}{1,5} = 85MPa$$

Cette valeur est identique à celle obtenue au BPEL.

$$\varepsilon_{c2} = 2 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53} = 2,97‰$$

$$\varepsilon_{cu2} = 2,6 + 35\left[\frac{(90 - f_{ck})}{100}\right]^4 = 7,14‰$$

Le guide du Setra recommande des valeurs bien inférieures. Nous retombons donc sur les vérifications faites avec le BPEL avec :

ε_{c2} = 2,35 ‰ ;

ε_{cu2} = 3 ‰.

3.6.5 Analyse des solutions en BFUP DUCTAL© précontraint à l'EC2 et au BPEL

En synthétisant les résultats et remarques de ce dimensionnement à l'Eurocode 2, nous en retenons les principes suivants.

- Le retrait

  L'EC2 propose un calcul plus fin qui intègre :

- la classe du ciment utilisé ;
- L'hygrométrie.

- Les pertes

Le calcul à l'Eurocode obtient un résultat différent de celui obtenu au BPEL de 142 MPa.

Tableau 13 *: récapitulatif des pertes de précontraintes au BPEL et à l'EC2.*

	BPEL	EC2
pertes instantanées	**67 MPa (4,50%)**	**67 MPa (4,50%)**
pertes différées	**298 MPa (20%)**	**155,52 MPa (11,20%)**
retrait	100,91 MPa	
Relax. des aciers	70,82 MPa	72,2 MPa
Fluage	137,90 MPa	
σ_{finale}	**1121 MPa**	**1262,5 MPa**
$\Sigma\Delta\sigma$	**365 MPa**	**225 MPa**
Pertes totales	**24,50 %**	**15,50 %**

On était à 24,5% au BPEL, soit un gain de précontrainte de 140 MPa avec l'emploi de l'Eurocode 2.

Cet écart se justifie de par l'approche calculatoire réalisée avec les deux normes.

Au BPEL, nous avons résonné en définissant la totalité des pertes différées pour ainsi en déduire les pertes par fluage.

Le comportement bénéfique du Ductal® face aux phénomènes de fluage est intégré dans une formule globale.

L'Eurocode intègre également les conditions hygrométriques, impactant très fortement le retrait et le fluage. Ces derniers s'en trouvent très fortement réduits.

L'Eurocode 2 permet donc d'optimiser le matériau Ductal®, du fait de la prise en compte de $\varphi_{(t,t0)}$ dans le dimensionnement de la précontrainte.

- Béton tendu aux ELS

On a réduit significativement la traction présente dans la fibre inférieure, sans l'annuler.

On passe de 7,34 MPa de traction au BPEL à 4,87 MPa à l'EC2.

Nous pouvons toujours nous passer d'armatures tendues et de peau.

- Maitrise de la fissuration

Quand le BPEL reste sur des limites régies par des contraintes limites des matériaux, l'EC2 raisonne déjà en terme de maitrise de la fissuration, comme le fait le guide de préconisation du SETRA.

L'ouverture de fissure maximale est commune, soit w_{max}= 0,3 mm.

Ces deux règlements se rejoignant très fortement sur ce point là, on en déduit une philosophie commune, qui ne fera qu'une une fois les préconisations du SETRA actualisées avec l'EC2.

3.7 Définition des appuis de dalle

Afin d'assoir notre dalle de couverture, nous avons décidé de mettre en œuvre un système d'appuis en élastomères frettés.

En première approche, la mise en place de ces éléments était provisoire.

Ils devaient être remplacés par la suite par des appuis filants.

Ces derniers ne permettent pas de reprendre les déplacements horizontaux induits par le retrait et le fluage.

Des appuis en élastomère frettés seront à positionner tous les mètres, afin de compenser :

- la rotation finale de l'appui de la dalle ;
- le raccourcissement élastique du béton du à la mise en précontrainte ;
- la déformation due au retrait ;
- la déformation due au fluage ;
- la déformation due à la dilation du béton.

Les appareils d'appui en élastomère frettés sont dimensionnés en se basant sur le guide technique du SETRA de Juillet 2007 [7]. Ce dernier a été révisé conformément à la NF EN 1337-3.

3.7.1 Descente de charges

Les appareils sont dimensionnés à l'ELU, en prenant la combinaison suivante :

$P + 1{,}35G + 1{,}5Q$

p_{elu} = 1,35.p_g+1,5.p_q = 23,58 kN/m par bande de plancher de largeur 1 mètre.

$$p'_{elu} = \frac{8.P.\delta}{L^2} = \frac{8.12{,}19.0{,}255}{37^2} = -18{,}16 kN/m$$

Avec :

- $p_m = \sigma_{pm}.n.S_a$ = 12,19 MN ;
- δ: amplitude du câble de précontrainte.

Tableau 14 *: récapitulatif des charges appliquées sur les appuis par bande de plancher de largeur 1 mètre.*

P_{elu} (en kN/m)	Combinaison	**V_{elu}** (en kN) par appui	Rotation sur appui $\alpha = \frac{p.l^3}{24E.I}$ (en 10^{-3} rad.)
23,58	1,35G+1,5Q	436	55,30
-18,16	P	0	-42,58

La charge répartie négative amenée par la précontrainte ne peut bien évidemment pas induire de réaction d'appui négative.

- Réaction d'appui finale : $V_{u,max}$ = 0,436 MN ;
- Réaction d'appui à la mise en précontrainte : $V_{u,min} = V_{pp}$ = 0,374 MN.

La dalle de couverture étant coffrée et étayée durant la phase de précontrainte, la seule rotation appliquée aux appareils d'appui sera égale à la rotation finale.

α_{final} = 55,30-42,58 = 12,72.10^{-3} rad

3.7.2 Déformation longitudinale de la dalle

➢ **Déformation due au retrait**

Nous reprenons la valeur ε_{cs} = 5,5.10^{-4} (valeur de la caractérisation DUCTAL©, Annexe [1]).

Δl_{cs}= 1,85 cm

➢ **Déformation due au fluage**

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi_{(t,t0)} \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} = 0,72 \frac{50}{50000} = 7,2.10^{-4}$$

(§ 3.1.4 de [6])

Δl_{cc} = 2,66 cm

➢ **Déformation instantanée du béton**

Les pertes de précontrainte dues au raccourcissement instantané du béton sont définies en prenant en compte :

- le moment du au poids propre de la dalle, soit M_g;
- la force de précontrainte maximale.

Nous reprenons la valeur définie lors de notre calcul au BPEL, soit :

$\Delta\sigma_{pi}$ = 14,29 MPa

$$\varepsilon_{pi} = \frac{\Delta\sigma_{pi}}{E} = 0,286‰$$

Δl_{pi}= 1,06 cm

➢ **Dilatation du béton**

α = 10.10^{-6} m/m/°C

La dalle de couverture étant isolée thermiquement et protégée, on considère que le gradient thermique reste négligeable.

Δl_{α} = 0 cm

➢ **Somme des allongements**

$\Delta l_{cs}+\Delta l_{cc}+\Delta l_{pi}+\Delta l_{\alpha}$ = 5,57 cm

On considère que ce raccourcissement se diffusera de manière identique sur les appuis.

V_x = 2,79 cm/m sur appui filant.

3.7.3 Appareils d'appui en élastomère frettés

3.7.3.1 Aire de l'appareil d'appui

La contrainte de compression moyenne sur un appui en élastomère fretté est comprise entre 20 et 25 MPa.

Nous retenons ainsi la valeur la plus défavorable :

$$\overline{\sigma_c} = 25\text{MPa}$$

$$A'_{\min} > \frac{V_{\max}}{\overline{\sigma_c}} = 0,01744 m^2$$

$$A'_{\max} < \frac{V_{\min}}{3} = 0,1246 m^2$$

On limite la surface de l'appui afin de conserver 3 MPa de compression.

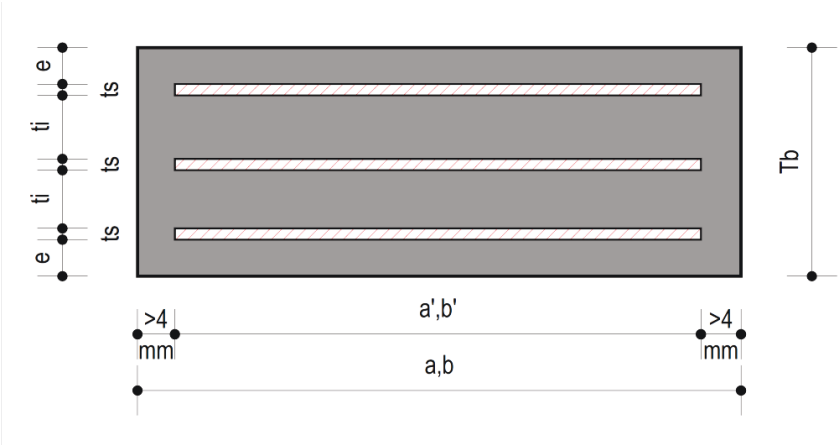


Figure 46: *Coupe sur appui néoprène.*

L'élastomère a un module d'élasticité transversal G=0,9 MPa

174,4 cm² < A' = a'.b' < 1246 cm²

3.7.3.2 Hauteur nette de l'élastomère

La hauteur d'élastomère reste proportionnelle au déplacement horizontal. Ce dernier est du principalement :

- à un déplacement induit par le raccourcissement élastique du béton: **V_1 = 2,79 cm** ;
- à un déplacement lié à la force de freinage. Dans notre cas, il est nul : **V_2**.

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} \leq 1$$

Avec T_q l'épaisseur initiale d'élastomère égale à $n.t_i+2e$.

$$V_x = V_1 + V_2 = V_1 + \frac{H_x.T_q}{2G.a.b} = 2,79cm$$

$$T_q \geq \frac{V_x}{1}$$

$T_q \geq 2,79cm$

3.7.3.3 Dimensions de l'appareil

Si on prend e=t_i/2, on a T_q=(n+1).ti>27,9 cm

- épaisseur d'élastomère entre deux frettes : t_i=8 mm ;
- nombre d'épaisseur d'élastomère entre frettes : n=3 ;
- T_q=32 mm ;
- surface en plan effective :

A' = a'.b' = 0,0368 m² pour a = b = 20 cm.

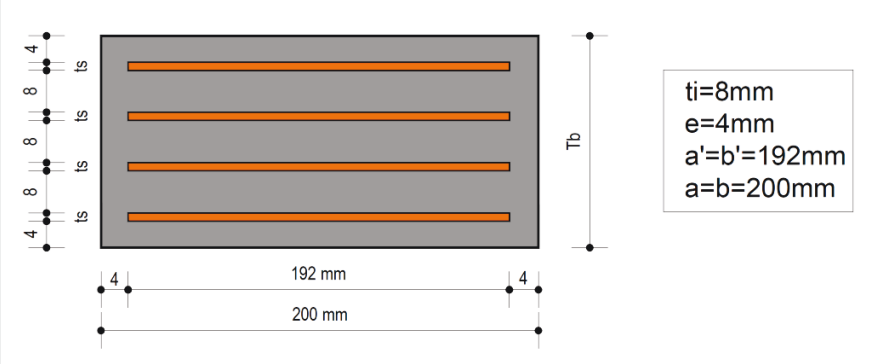


Figure 47: *Dimensions du néoprène.*

3.7.3.4 Stabilité au flambement

Ayant maintenant défini les dimensions en plan et en hauteur de l'élastomère, Nous devons vérifier la stabilité de l'appareil d'appui au flambement.

L'appareil d'appui peut flamber sous une charge verticale.

Avec :

- **Soit S le coefficient de forme de la couche i considérée :**

$$S = \frac{A'}{l_p.t_e} = 5,99$$

Avec :

- l_p = 2(a'+b') ;
- t_e = t_i pour les feuillets internes ;
- t_e = 1,4t_i pour les feuillets externes.

- **Soit A_r la surface en plan effective calculée :**

$$A_r = A'(1-\frac{V_x}{a'}-\frac{V_y}{b'}) = 0,0368(1-\frac{0,027}{0,192}) = 0,0316m^2$$

On néglige le déplacement suivant y.

- **L'effort de compression maximal σ_m :**

$$\sigma_m = \frac{V_{\max}}{A_r} = 13,8MPa$$

- **On détermine la pression limite σ_{limite}.**

$$\sigma_{\lim ite} = \frac{2a'.G.S}{3T_e} = \frac{2.0,192.0.9.5,99}{3.0,032}$$

$$\sigma_{\lim ite} = 21,56MPa$$

Avec Te = Tq = 32 mm

$$\sigma_m < \sigma_{\lim ite}$$

3.7.3.5 Respect de la limite de distorsion

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'ELU à :

$$\varepsilon_\tau = K_L(\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$$

Avec :

- K_L : coefficient ici égal à 1 ;
- ε_c : distorsions calculées sous l'effort vertical ;
- ε_q : déplacements horizontaux. Doit rester inférieur à 1 ;
- ε_α : rotations.

$$\varepsilon_c = \frac{1,5.F_z}{G.A_r.S} = \frac{1,5.0,436}{0,9.0,0316.5,99} = 3,84$$

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} = \frac{0,0278}{0,032} = 0,87 < 1$$

$$\varepsilon_\alpha = \frac{a'^2.\alpha.t_i}{2.\Sigma_{ti}^{\ 3}} = \frac{0,192^2.22,72.10^{-3}.0,008}{2.0,032^3} = 0,102$$

Avec α = (12,72+10).10^{-3} rad.

Remarque :

On majore α de 10.10^{-3} radian afin de tenir compte des défauts de pose pour une structure posée directement sur les appareils d'appuis.

$\varepsilon_q < 1$ et

$$\varepsilon_\tau = 4,81 < 7$$

3.7.3.6 Stabilité en rotation

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'ELU.

On doit vérifier : $$\sum V_z \geq \frac{a'.\alpha_a + b'.\alpha_b}{K_r}$$

Avec :

- $\sum V_z$: somme des déformations verticales ;
- α_a et α_b : rotations d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui ;
- K_r : coefficient égal à 3.

On calcule donc :

$$V_z = \sum \frac{F_z.t_i}{A'}.(\frac{1}{5G.S_i^2} + \frac{1}{E_b})$$

Avec :

- $S_{int.}$ = 5,99 (voir § 3.7.3.4) ;
- $S_{ext.}$ = 8,56 (coefficient pour le demi-feuillet, soit $\frac{2}{1,4}.S_i$).

$$V_z = 3\left[\frac{0,436.0,008}{0,0368}(\frac{1}{5.0,9.5,99^2} + \frac{1}{2000})\right] + 2\left[\frac{0,436.0,004}{0,0368}(\frac{1}{5.0,9.8,56^2} + \frac{1}{2000})\right]$$

$$V_z = 2,23.10^{-3} m$$

- **Valeur de stabilité de rotation :**

$$\frac{a'.\alpha_a}{K_r} = \frac{0,192.227,2.10^{-3}}{3} = 1,45.10^{-3} m$$

$$V_z = 2,23mm < 1,45mm$$

La stabilité de rotation est respectée.

3.7.3.7 Dimensionnement des frettes

La condition à vérifier pour les frettes est :

$$t_s \geq \frac{2,6.F_z.t_i}{A_r.f_y}$$

$$t_s = \frac{2,6.F_z.t_i}{A_r.f_y} = \frac{2,6.0,436.0,008}{0,0316.235} = 1,22.10^{-3} m$$

On met en place des frettes d'épaisseur 3 mm.

3.7.3.8 Pression sur les supports

$$\sigma_{m,sollicitant} = \frac{F_{max}}{A_r} = \frac{0,436}{0,0316} = 13,80 MPa$$

$$\sigma_{limite} = 21,56 MPa$$

$$\sigma_{m,soll} < \sigma_{limite}$$

3.7.3.9 Dimensions finales

On a dimensionné des appuis ponctuels de dimensions 20 x 20 x 4,4 cm de hauteur. Ils sont à mettre en place tous les mètres.

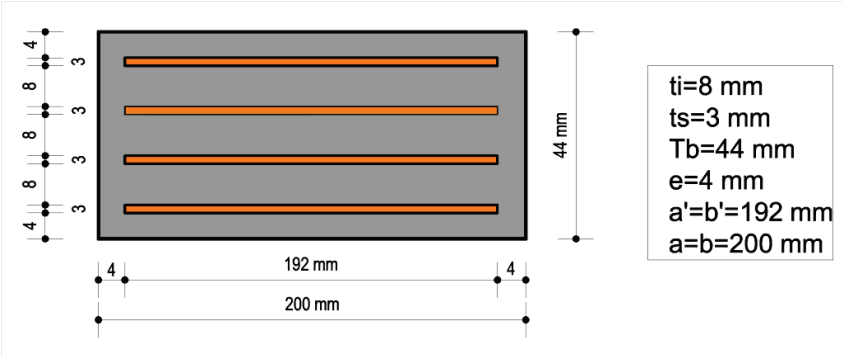


Figure 48: *Dimensions finales des appuis néoprène.*

3.8 Mise en œuvre

3.8.1 Mise en place de l'ancrage passif

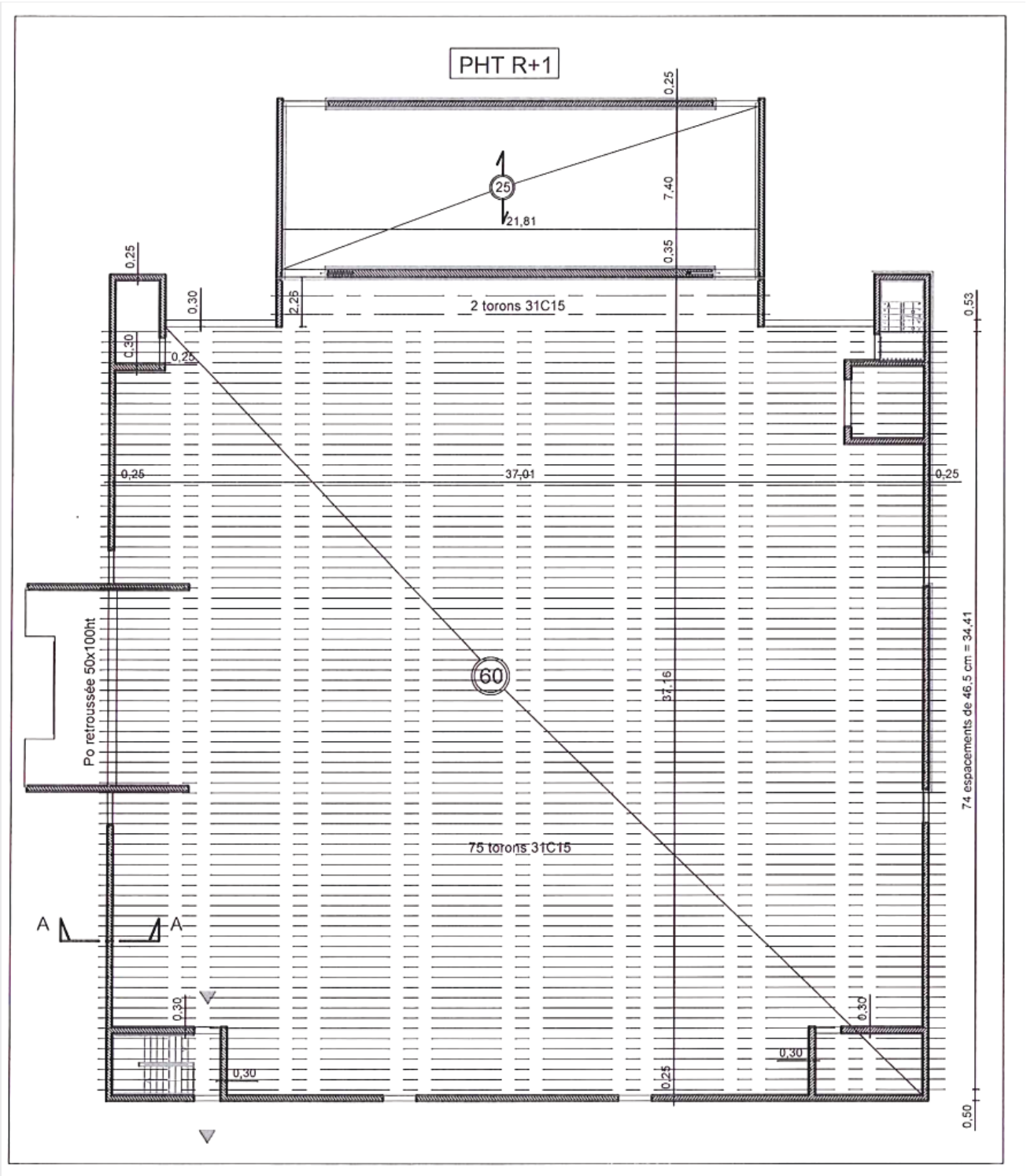


Figure 49: *Vue en plan de la dalle de couverture.*

La mise en œuvre de la précontrainte sera à réaliser selon les réglementations en vigueur et les avis techniques en cours des différents procédés.

Nous aurons donc des gaines composées de torons 31C15, espacées de 46,5 cm.

Les tromplaques de type AnC15Gi de la société Freyssinet seront frettés par 3 cadres croisés en HA20, comme indique par l'ATE de Freyssinet [8].

Comme dimensionné, les appuis seront armés par 4 cadres en HA20 supplémentaires, au droit de chaque tromplaque.

La tranche de la dalle sera armée verticalement, par des HA16 espacés de 25 cm et horizontalement par 4 HA16 filants.

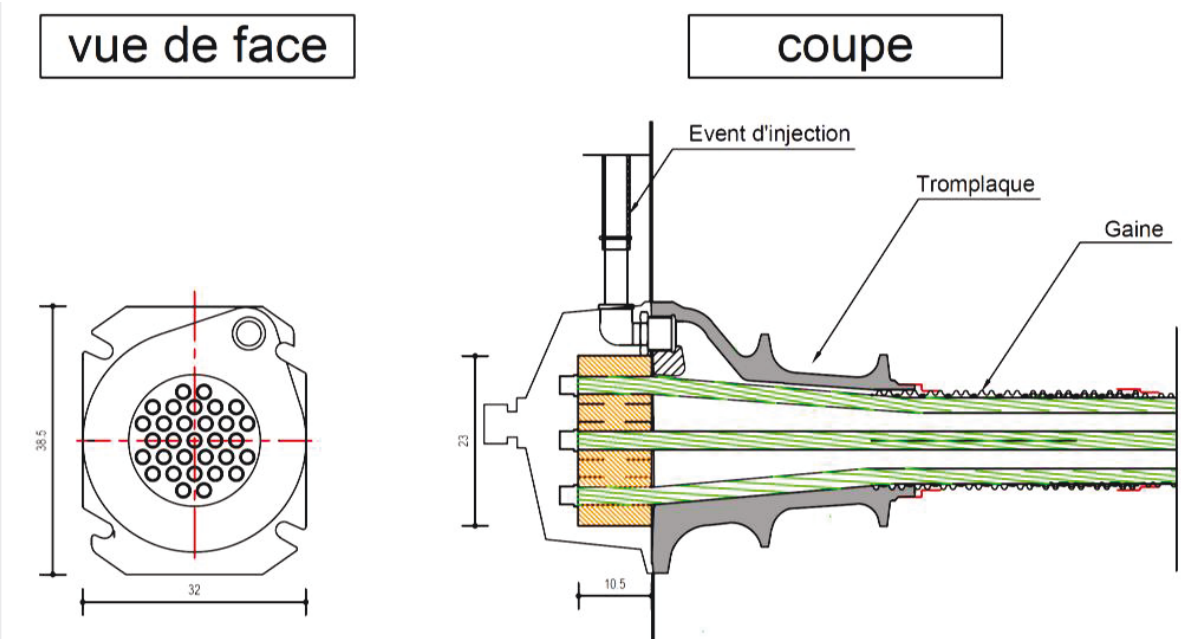


Figure 50: *Coupe sur Tromplaque au droit de l'ancrage actif.*

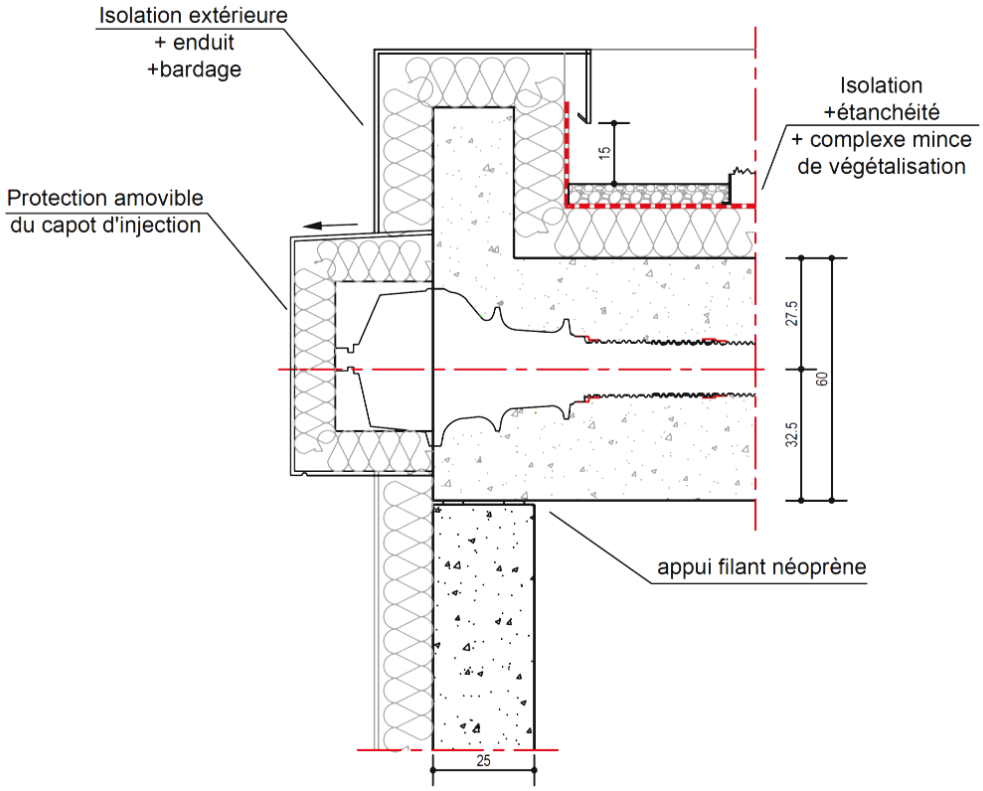


Figure 51: *Coupe sur capotage de la précontrainte.*

4. EXEMPLES D'APPLICATIONS STRUCTURELLES EN BFUP

4.1 Le pont du diable



Figure 52: *Passerelle du pont du diable (R.Ricciotti Architecte)*

Située dans les gorges de l'Hérault en France, sur un site classé au Patrimoine mondial de l'Unesco, la passerelle du Pont du Diable est la première de ce genre en Europe. Cette structure à travée unique a été conçue par l'architecte Rudy Ricciotti et l'ingénieur Romain Ricciotti. Elle mesure 70 m de long et 1,80 m de haut et offre discrétion et légèreté grâce à la résistance apporté par le matériau Ductal® précontraint.

La passerelle est formée de 15 voussoirs préfabriqués en usine à partir d'un seul moule, combinés les uns aux autres afin de former deux poutres isostatiques parallèles faisant office de garde-corps. Elle possède un coefficient d'élancement très élevé (1/38) pour une hauteur statique de 1,80 m. Les deux poutres sont optimisées afin de limiter l'impact de la structure, avec un coefficient d'élancement très élevé et une hauteur statique de 1,80 m. La largeur entre les deux poutres (1,88 m) offre un espace confortable pour les piétons et les cyclistes. La légèreté du pont exige que soient mis en place des amortisseurs de vibrations de manière à limiter les effets de couplage vibratoire entre le vent et la passerelle.

Pour ce projet, le Ductal® a permis une construction plus rapide, plus aisée avec un impact minimal sur le site et des conditions de travail et de sécurité largement améliorées. Une équipe de 6 ouvriers a suffi à construire ce pont de 144 tonnes en moins d'un mois.

4.2 La villa Navarra

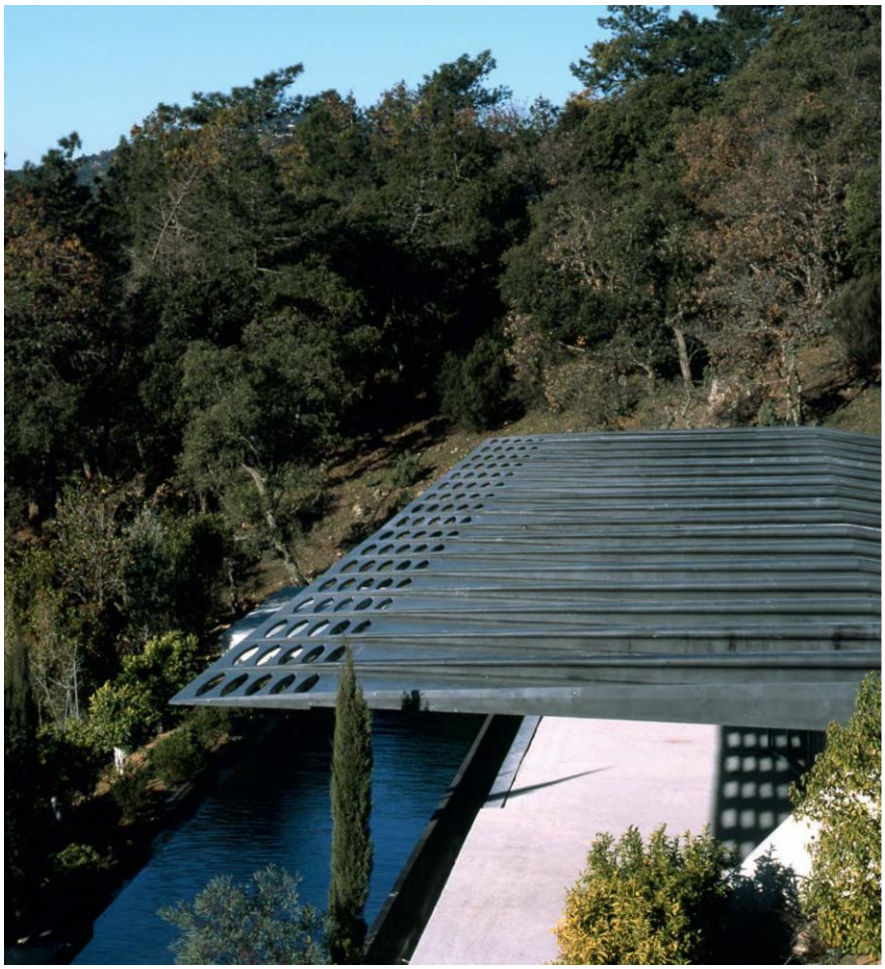


Figure 53: *Casquette de la villa Navarra (R.Ricciotti Architecte)*

Cette œuvre, exceptionnelle par son esthétique et sa technicité, se présente comme une longue silhouette furtive posée à même la roche, simplement mise à nu. Une longueur de 40 m sur 7,7 m et seulement 3 cm d'épaisseur en bout, 17 modules identiques de 2,4m de large fabriqués en usine et assemblés sur place, cette "aile d'avion" est une première mondiale.

Pour Romain Ricciotti, ingénieur Ponts et Chaussées qui a calculé ce projet hors norme, «l'absence d'armature que permet Ductal® laisse les créateurs totalement libres d'imaginer des formes nouvelles. Ici, la grande novation réside dans cette réduction extrême du matériau qui ne travaille qu'en flexion avec une flèche totale de 4 mm sous les variations thermiques. Aux contraintes de transport et de manutention

de pièces aussi grandes (3 tonnes l'unité), Ductal® a permis un optimum mécanique proche des structures acier avec autrement plus de souplesse conceptuelle ».
« Cette toiture dimensionnée au poids propre, au soulèvement au vent, à la dilatation thermique, à la surcharge climatique, est livrée telle quelle sans étanchéité à réaliser », s'enthousiasme Rudy Ricciotti. « Et le plus séduisant sans doute est de mettre en œuvre une très haute technologie qui associe l'industrie aéronautique pour les moules en acier, des calculs de coulages très pointus pour guider les fibres métalliques dans le sens structurel voulu, et au bout du compte une technique de mise en œuvre qui conserve la compétence des gestes artisanaux. En cela, les bétons à ultra-hautes performances constituent une nouvelle épopée de la matière ».

4.3 La passerelle de la paix



Figure 54: *Passerelle de la Paix à Séoul (R.Ricciotti Architecte)*

La passerelle de Seonyu, aussi appelée passerelle de la paix, inaugurée en avril 2002 à Séoul, Corée, est à ce jour la passerelle la plus longue réalisée en Ductal® ultra-hautes performances. Ductal a été choisi pour sa résistance, sa ductilité, son esthétisme et sa durabilité face aux variations climatiques extrêmes qui règnent à Séoul. Ce magnifique pont, équipé d'une travée unique de 120 m et sans support central, franchit la rivière Han pour mener à l'île de Sunyodo, un parc naturel au cœur de la capitale Sud-coréenne.
Conçu par l'architecte français Rudy Ricciotti, la passerelle de la paix présente un arc central de 120 m de long et 4,30 m de large très élancé, et rappelle une voile posée

entre deux rives. Ces lignes sont très élancées et la passerelle présente une dalle de seulement 3 cm d'épaisseur aux endroits où elle est la plus fine. Les qualités mécaniques intrinsèques du Ductal ont rendu possible la construction de cet arc spectaculaire (dont la stabilité provient de sa forme et de son poids). *« Le Ductal, »*affirme M. Ricciotti, *« ...va briser une partie des croyances des architectes : toutes les certitudes des modernistes vont soudainement être ébranlées. Le style des* structures artistiques est voué à changer ».

***Tableau 15** : Caractéristiques de la passerelle de la paix (R.Ricciotti Architecte)*

Portée	120 m
Hauteur	15 m
Epaisseur minimale du tablier	3 cm
Largeur du tablier	4.3 m
Masse totale de Ductal©	220 tonnes
Armatures passives	0
Renforcement par précontrainte	12 tonnes

4.4 Auvent de la gare de péage du viaduc de Millau



***Figure 55:** gare de péage de Millau (Eiffage TP)*

Dans le cadre de la réalisation du viaduc de Millau, un ouvrage annexe, moins médiatisé, mais à l'image de l'audace du viaduc a été réalisé en BFUP par la société Eiffage Travaux Publics. L'architecte Michel Herbert à conçu cette « voile » de 98 m de long sur 28 m de large. Afin de réaliser cette forme hélicoïdale, un concept de 53 voussoirs identiques préfabriqués de 28 m de long, pesant chacun entre 40 et 55 tonnes, a été mis en place. La coque épaisse de 20 à 80 cm de ces voussoirs est creuse (évidements en mousse PSE) et les parois ont uniquement une épaisseur de 10 cm.

La structure est en suite assemblée par 28 câbles de précontrainte.

5. REFLEXIONS

5.1 Impact technologique

5.1.1 Durabilité

Le BFUP propose une densité telle que sa perméabilité et sa durabilité présentent des caractéristiques très supérieures à celles d'un béton ordinaire.

A l'échelle microscopique, l'optimisation de l'empilement granulaire confère à la matrice cimentaire une parfaite compacité.

En plus d'une forte résistance à la compression, cette densité induit une porosité connectée nulle. Il est impossible pour tout élément chimique de traverser par capillarité les parois d'un BFUP.

Le BFUP est donc étanche. Il forme une barrière chimique à l'eau, aux embruns et à toutes agressions chimiques. Il est en cela extrêmement durable, sans besoin de maintenance, contrairement à l'acier.

La durée de vie des BFUP est supérieure à 100 ans.

Tableau 16 *: Indicateurs de durabilité des bétons et ordres de grandeur obtenus pour différentes catégories de bétons. [1] et [43].*

Propriétés	**unités**	**C25/30**	**BHP**	**BFUP**
porosité capillaire	ml/100g	20- 25 %	12 - 20 %	0
porosité à l'eau	%	12-16	9-12	1-6
perméabilité à l'oxygène	10^{-19} m²	1000-10 000	100	<1 (granit)
profondeur de carbonatation	mm après 1 mois	10	2	<0.1
résistance à l'abrasion		4	2.8	1
diffusion des ions chore	10^{-14} m²/s	2000	200	2
teneur en portlandite	kg/m³	76	86	0
résistance au cycle gel-dégel	g/m²	1000	900	10 10

Son excellente étanchéité à l'air et à l'eau en font un matériau idéal pour l'écoconception dans le secteur du bâtiment.

L'étanchéité à l'air et à l'eau permettent d'affiner les façades des bâtiments, mais aussi de réduire la descente de charges et des quantités de matériaux employés.

Cette possible diminution des épaisseurs des voiles de façade est également envisageable de par la possibilité de réduire les enrobages des éventuelles armatures du fait de son excellente durabilité et ductilité.

Cette hypothèse sera à confirmer ou infirmer suite à la prochaine adaptation des recommandations du Setra [1] vis-à-vis de l'Eurocode 2 [6]. L'étanchéité à l'eau peut amener à des expérimentations pour obtention d'avis technique en tant que complexe d'étanchéité des toitures et terrasses étanchées.

Sa résistance dans divers domaines garanti une pérennité de l'ouvrage bien supérieure à celui conçu en béton ordinaire.

5.2 Impact environnemental

5.2.1 Analyse de cycle de vie

Dans le contexte du développement durable, l'évaluation de la contribution des BFUP en termes d'impact environnemental devient un point incontournable.

L'analyse de cycle de vie (ACV) établit un bilan de matière et d'énergie sur l'ensemble des phases de cycle de vie des bâtiments ou des ouvrages, depuis la production des matériaux utilisés jusqu'à la fin de vie, déconstruction, mise en décharge ou recyclage des composants.

Pour réaliser une ACV, trois indicateurs représentatifs peuvent être étudiées :

- l'énergie grise ;
- le GWP (Global Warming Potential) mesurant l'impact sur l'air ;
- la consommation d'eau.

Comme tout nouveau matériau, il est important de prendre en compte les apports de ces nouveaux bétons sur l'ensemble du cycle de vie des ouvrages :

- matières premières utilisées (disponibilité, coûts,..) ;
- énergie consommée ;
- impact environnemental ;
- moyens de manutention ;
- durabilité ;
- réutilisation en fin du cycle de vie.

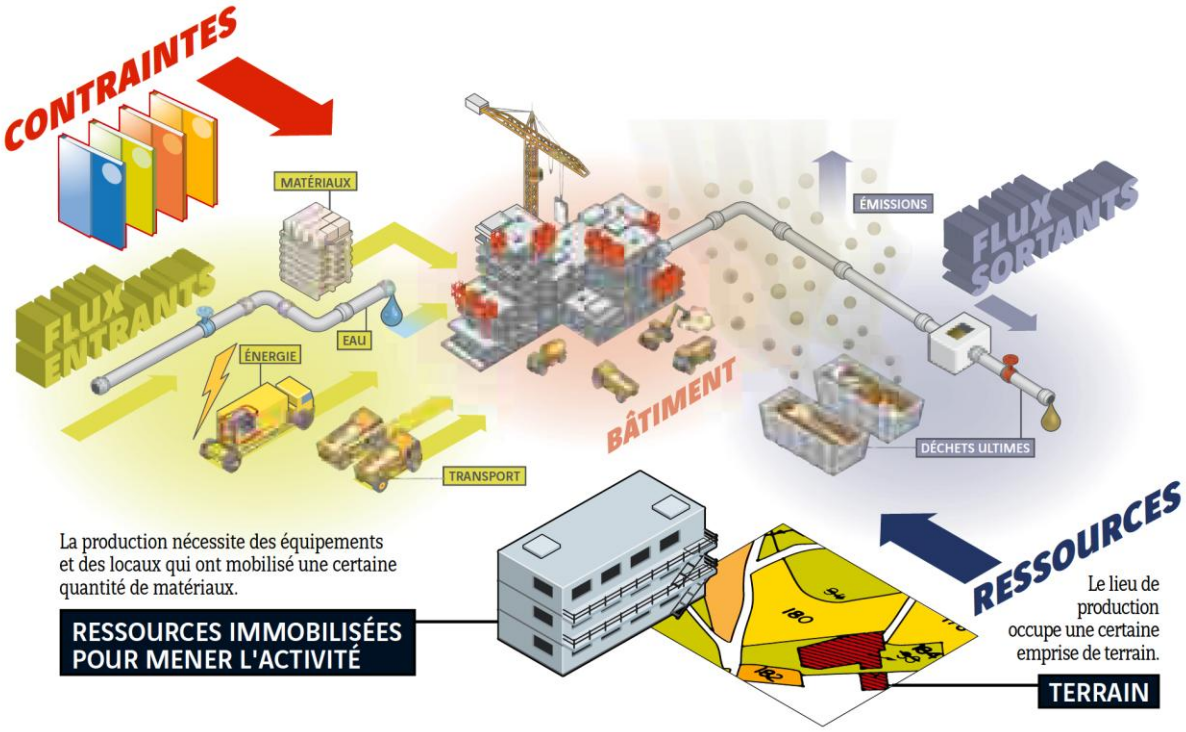


Figure 56: *Principe des flux entrants et sortants du cycle de vie d'un bâtiment [44].*

C'est donc une analyse des flux générés par un ouvrage. Cette démarche s'applique dans les deux étapes essentielles et étroitement liées que sont la conception et la construction.

En réduisant les volumes de matériaux utilisés, on diminue bien évidemment très significativement l'énergie nécessaire :

- à l'extraction et fabrication de ses composants ;
- à leur transport des sites de productions aux sites de fabrication puis sur les chantiers ;
- à leur mise en œuvre sur chantier ;
- à leur déconstruction et recyclage en fin de vie.

Des études et modélisations sont à réaliser au cas par cas, chaque projet étant foncièrement différent.

Par rapport aux émissions de CO^2 par exemple, comparativement aux bétons traditionnels, les BFUP contiennent une quantité de ciment plus importante, mais compte tenu de leurs caractéristiques mécaniques, la quantité de matériau utilisée est beaucoup moins importante à performances mécaniques équivalentes au niveau du produit.

Les éléments structurels pouvant s'affranchir d'armatures présentent une très forte plus value en terme d'économie d'énergie nécessaire à sa déconstruction, mais aussi au niveau de sa revalorisation. On s'affranchit ainsi des étapes de dissociation du béton et de ses armatures.

5.2.2 Energie grise

L'énergie grise est la quantité d'énergie nécessaire à la production et à la fabrication des matériaux ou des produits industriels.

En théorie, un bilan d'énergie grise additionne l'énergie dépensée lors :

- de la conception du produit ou du service ;
- de l'extraction et le transport des matières premières ;
- de la transformation des matières premières et la fabrication du produit ou lors de la préparation du service ;
- de la commercialisation du produit ou du service ;
- de l'usage ou la mise en œuvre du produit ou lors de la fourniture du service ;
- du recyclage du produit.

5.2.3 Le GWP

Le GWP («Global Warming Potential») désigne le potentiel de réchauffement global (PRG) d'un gaz émis dans l'atmosphère, spécialement des gaz à effet de serre.

Le GWP mesure les émissions de gaz dans l'air ramenées en équivalent CO_2. Les impacts sur l'air analysés sont la contribution à l'effet de serre (CO_2) et la contribution à l'acidification atmosphérique.

A titre informatif, la fabrication des matériaux entraîne pour:

- 1 m^3 de béton = 332 kg de CO_2 ;
- 1 tonne de béton = 133 kg de CO_2 ;
- 1 tonne de brique = 246 kg de CO_2.

5.2.4 La consommation d'eau

L'eau reste une des ressources dont la raréfaction vient directement impacter notre environnement.

La consommation à prendre en compte n'est pas seulement celle que l'on utilise pour mettre en œuvre le matériau, mais bien celle nécessaire à sa production finale.

Cela va de l'extraction des matériaux à leur mise en œuvre, mais aussi entre autre leur transport, la préparation des adjuvants et leur conception.
Concernant le BFUP, l'utilisation de superplastifiant provoque un accroissement très important de l'ouvrabilité tout en autorisant une réduction supplémentaire de la teneur en eau (réduction d'eau de 20 à 30 %).

5.2.5 Etude comparative environnementale

Les BFUP constituent une gamme de bétons complémentaire aux bétons traditionnels.
Compte tenu de leurs caractéristiques, les nouveaux bétons se positionnent davantage comme des concurrents vis-à-vis de matériaux tels que l'acier, l'aluminium, les résines, que comme des concurrents au béton armé traditionnel. Ces bétons ouvrent la porte à de nouveaux éléments composites utilisant au mieux les propriétés de matériaux différents (acier, verre, béton traditionnel, bois,…) et les techniques de collage notamment. Les structures composées de BFUP confinés dans des tubes en acier en sont un exemple. Il apparaît clairement aujourd'hui que **les BFUP nécessitent de mener une réflexion en ayant une approche système à l'échelle de l'ouvrage et non plus seulement au niveau du produit.** Le surcoût lié aux matières premières peut être largement compensé par les gains de temps sur le chantier résultant d'un assemblage des éléments plus rapide, de la réduction des dimensions des fondations du fait de l'allègement des structures et des économies réalisées sur le long terme grâce à l'excellente durabilité des BFUP. Ces matériaux permettent de réaliser des produits plus complexes apportant davantage de fonctions à l'ouvrage.

Ces réflexions doivent être menées dès les toutes premières phases de conception, pour arriver à trancher si le BFUP participe ou non à la démarche d'économie des ressources naturelles et améliore ainsi la protection de l'air et de l'eau.
Pour se faire, on pourra se baser sur les données du tableau 17 et réaliser ainsi les quantitatifs après une première étude de conception, pour ainsi établir une première étude environnementale en avant projet.

***Tableau 17** : Données comparatives des différents matériaux*

Matériaux	**Densité** (Kg/m^3)	**Energie primaire (grise)** (Gj/m^3)	**Consommation en eau** (m^3/m^3)	**GWP** (100 ans) (kg $C0_2$ équ./m^3)
BFUP	2500	6.62	10	2051
Armatures	7800	84.94	196.25	27361
Acier structurel	7800	216	196.25	27361
Tôles, Acier	7800	204.98	196.25	27361
Aluminium	2700	684	270	27810
Verre	2500	38.1	44.75	3175

***Tableau 18** : Calcul environnemental de la solution béton armé ordinaire*

Matériaux	**Quantité** (m^3)	**Energie primaire** (Gj)	**Consommation en eau** (m^3)	**GWP** (T $C0_2$ équ.)
Béton	1 492	9 877	14 920	3 061
Acier armatures	13,7	1 164	2 689	375
TOTAL		11 041	17 609	3 436

***Tableau 19** : Calcul environnemental de la solution BFUP avec post précontrainte*

Matériaux	**Quantité** (m^3)	**Energie primaire** (Gj)	**Consommation en eau** (m^3)	**GWP** (T $C0_2$ équ.)
BFUP	807	5 342	8 070	1 656
armatures Précontrainte	14	1 190	2 748	383
TOTAL		6 532	10 818	2 039

Cette étude comparative permet de démontrer la nette différence concernant l'impact environnemental des deux solutions.

La solution traditionnelle en béton armé génère une consommation en énergie primaire supérieure de 70% à celle en BFUP précontraint.

L'écart est identique sur la consommation d'eau et les émissions de CO_2.

Il est important de noter que cet accroissement de nuisance environnementale est à prendre très fortement en compte, du fait de la taille de l'ouvrage traité.

En effet, une majoration de 70% sur de telles quantités est énorme.

***Tableau 20** : Indice de pollution des différentes solutions techniques*

Matériaux	BFUP précontraint	Béton armé
énergie primaire (Gj)	1	1,7
consommation Eau (m^3)	1	1,6
GWP (T $C0_2$ équ.)	1	1,7

5.3 Impact financier du choix du matériau

La réalisation de la solution en BFUP Ductal® précontrainte par post-tension n'est bien évidemment pas la solution la plus économique financièrement.

D'une part du fait du coût des matériaux et procédés employés :

A. Le Ductal® est dix fois plus cher qu'un béton de classe C80/95.
   Contre une fourniture d'un C80/95 à 200 €/m^3, on passe à 1500 €/m^3 en BFUP ;
B. La précontrainte est un système estimé à 6 € le kg de matériel global.
   Ainsi, une gaine avec un toron 31C15 de 37 mètres de longueur, revient à :
   36,58 kg/m x 6 €/m x 37 m= 8121 € l'unité.

Mais il ne faut pas résonner au prix par m^3 de matériau. Il faut penser à l'ouvrage dans sa globalité.

En réduisant les sections, nous diminuons également le prix au m².

De plus, un impact significatif se répercute sur le dimensionnement des fondations, mais aussi sur l'étaiement à mettre en place, du fait de la forte réduction du volume de matériau coulé en place.

***Tableau 21** : Estimation financière des solutions béton armé et Ductal® précontraint.*

	unité	quantité	Prix unitaire €HT	Prix total €HT
Ductal®	m³	807	1 500	1 210 500
Torons	m	2 923	220	643 060
		Prix global		**1 853 560**

	unité	quantité	Prix unitaire	Prix total
Béton C80/95	m³	1 492	200	298 400
Armatures	kg	106 080	2	212 160
		Prix global		**510 560**

En ramenant notre analyse à l'échelle globale du projet, le ratio en devient moins défavorable.

Malgré que le matériau Ductal® en lui-même reste dix fois plus cher qu'une solution traditionnelle, l'option technique BFUP Précontrainte est finalement 3,6 fois plus chère.

6. CONCLUSIONS

Le BFUP, après le béton armé et le béton précontraint, représente la troisième évolution majeure de ce matériau. Devenant ductile, il peut subir des déformations importantes sans rompre, même après l'apparition des premières microfissures.
Son emploi dans le secteur du bâtiment en est encore au stade de la démonstration architecturale et technique.
Ce jeune matériau doit faire ses preuves et voir son utilisation se diffuser largement pour arriver à s'établir en tant qu'alternative aux solutions traditionnelles.

Des exigences architecturale pouvant sembler impossible sont donc bien réalisables en BFUP.
Cette solution, qui à l'origine peut sembler inaccessible aussi bien financièrement que techniquement, s'avère tout à fait viable.
Toutefois, des réticences demeurent encore.

A. **Financièrement** par le coût du matériau réputé injustement exorbitant si l'on se limite à une vision du prix au m^3.

La maîtrise d'œuvre en charge des études de conception doit impérativement étudier le projet non pas à l'échelle unitaire de l'élément singulier, mais au niveau du montant global de l'ouvrage. C'est là que la comparaison doit se faire.
De plus, le prix de fourniture de ce matériau peut être amené à baisser, son utilisation dans les ouvrages de bâtiment en étant seulement à ses balbutiements.
La démocratisation de telles solutions engendrera des coûts de production diminués.

B. **Techniquement,** par le manque de connaissance du matériau de la part des ingénieurs, Il reste peu utilisé. La rareté de ce type de structure, la jeunesse du matériau, son fonctionnement se rapprochant plus de la construction métallique, des règlements de conception semblant différents, tout ceci entraine l'ingénieur vers un domaine lui paraissant inconnu.
Par manque de temps à consacrer à ce nouveau matériau, on se retourne vers une conception traditionnelle et pérenne en béton armé.
Une fois pratiqué, le BFUP se comporte mécaniquement de façon saine et contrôlable par des lois de comportement définies.

C. **Environnementalement**, par un matériau ayant un fort dosage en ciment.

L'optimisation du matériau permet de réduire très fortement l'analyse de cycle de vie de ce genre de structure.

Le choix du matériau doit donc rester une des caractéristiques fondamentales de la construction. Il défini en grande partie l'empreinte écologique de la construction.

Cette étude nous a donc permis de tirer plusieurs enseignements sur l'utilisation du BFUP:

- une utilisation structurelle est possible par l'ajout de fibres métalliques ;
- une forte résistance à la compression (de 150 à 250 MPa), mais aussi en traction de par l'ajout de fibres métalliques ;
- le BFUP non armé, après une déformation élastique, adopte un comportement écrouissant jusqu'à une ouverture de fissure de 0,3 mm, pour après adopter un comportement adoucissant.
- le comportement écrouissant permet d'augmenter la résistance avant la création de macro-fissures localisées ;
- le comportement adoucissant permet d'éviter la localisation des déformations dans une seule macro-fissure et de mobiliser le comportement écrouissant des zones encore intactes du BFUP.
- le matériau est donc ductile, n'amenant pas une rupture de type fragile ;
- Il est particulièrement bien adapté à l'application de précontrainte interne, de par sa forte résistance à la compression ;
- sa densité très élevée et donc sa faible porosité, en font un matériau très durable face aux agents agresseurs externes, qui plus est quasi étanche ;
- son retrait se produit presque en totalité à son jeune âge ;
- son coefficient de fluage est de l'ordre de 0,8 sans traitement thermique, offrant de faibles déformations par rapport à un coefficient d'environ 3 pour un béton ordinaire ;
- la réduction des sections des éléments structurels réduit l'analyse de cycle de vie de l'ouvrage mais aussi son assise en infrastructure.

L'étude d'un élément spécifique d'un ouvrage de bâtiment nous a donc permis de constater la possibilité de concevoir des structures en BFUP dans ce secteur d'activité très fortement marqué par l'emploi du béton armé.

En prolongement de cette étude, il serait très intéressant d'étudier par la suite la conception globale d'un projet et de le concevoir avec une structure en BFUP dans son intégralité.

Ainsi, l'analyse de cycle de vie et l'étude financière pourront être caractérisées par un bâtiment dans sa globalité.

ANNEXES

[1] Fiche de caractéristiques techniques du Ductal© FM Gris, formulation G2.

Ductal®

Fiche de caractéristiques techniques

MATÉRIAU : Matériau réalisé à partir du malaxage d'un mélange de poudres réactives, d'adjuvants liquides et de fibres métalliques.

CONDITIONNEMENT : En vrac, big-bag ou seau, pour le Premix (prémélange sec de poudres réactives).
En vrac, fut ou bidons pour les adjuvants (fluidifiant et accélérateur).
En sacs pour les fibres métalliques

Ductal®-FM Gris
formulation G2

1. SPECIFICITE DE LA FORMULATION IS1000 :

Premix gris :	G2
Fluidifiant :	F2
Accélérateur :	A2
Fibres :	métalliques
E/C :	entre 0,19 et 0,21
Taux de fluidifiant :	entre 4 et 4,5% du poids de ciment
Taux d'accélérateur :	entre 0 et 4% du poids de ciment
Taux volumique de fibres :	environ 2,11%

2. MISE EN OEUVRE :

Ductal® peut être fabriqué à l'aide d'un malaxeur à béton industriel. L'utilisation d'un Premix permet (outre la facilité de stockage) de simplifier la séquence de malaxage et d'en réduire la durée.

Rhéologie : fluide et quasi-autoplaçant

Etalement sans choc au cône ASTM : 170- 260 mm

Ductal® peut être adapté à toutes les techniques de mise en oeuvre : coulage à la benne, pompage, injection ...

Vibration : fréquence < 50Hz, durée < 5min

3. CURE :

Une cure classique à 20°C sur le produit coulé en place conduit aux performances suivantes :

- 24 heures après la prise : Rc > 30 MPa
- 28 jours : Rc > 150 MPa

Le traitement thermique à 90°C, 90%HR, 48 heures conduit aux performances suivantes : Rc > 150MPa

Le retrait moyen observé pendant la cure est de l'ordre de 1mm/m.

4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES :

Résistance en compression :	150 - 180 MPa
Résistance en flexion :	15 - 45 MPa
Module d'Young :	50 à 60 GPa

5. PROPRIETES DE DURABILITÉ :

Densité :	2,4 à 2,5
Porosité capillaire (>10 µm) :	
Si traité thermiquement :	0,5 à 0,7 %
Si non traité thermiquement :	1,2 à 1,6%
Porosité totale :	
Si traité thermiquement :	1,9 à 2,8 %
Si non traité thermiquement :	4 à 6%
Gel-dégel (tenue après 300 cycles)	100 %

6. ASPECT DE PAREMENT :

Les textures les plus diverses peuvent être obtenues grâce à la finesse des grains et à la fluidité du mélange qui permet d'épouser la microstructure de la peau coffrante. Le Ductal®, comme tout matériau à base cimentaire, lorsqu'il est utilisé dans des applications de parement nécessite d'être protégé contre la tachabilité.

AVERTISSEMENT Les valeurs données dans ce document sont indicatives et sont notamment fonction du produit de la gamme Ductal, de la méthodologie d'essai, des matières premières employées, des formules et des équipements utilisés. Il en découle qu'aucune sorte de garantie ou attestation explicite ou implicite n'est donnée quant à la validité, l'exhaustivité, l'exactitude, l'adaptation, la performance de ces informations pour une application particulière ou pour leur convenance, l'aptitude à la vente dans un but particulier.
L'information fournie dans ce document ne peut en aucune manière être considérée comme une licence ou aucun autre droit d'aucune sorte sur cette information ou comme un motif à utiliser aucune invention brevetée sans l'accord du propriétaire du brevet. Il est de même rappelé que tout utilisateur

29Novembre 2010 Révision n°3 - LG

LAFARGE CIMENTS
DISTRIBUTION

BIBLIOGRAPHIE

NORMES

[1] AFGC, SETRA, 2002. Bétons fibrés à ultra-hautes performances. SETRA, AFGC, France.

[2] AFNOR, 2000.Règles BAEL 91 révisées 99. AFNOR, France.

[3] AFNOR, 1992. Règles BPEL 91. AFNOR, France.

[4] CEN (Comité européen de normalisation), 2003. NF EN 1990. Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures. AFNOR, France.

[5] CEN (Comité européen de normalisation), 2003. NF EN 1991-1-1. Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments. AFNOR, France.

[6] CEN (Comité européen de normalisation), 2005. NF EN 1992-1-1. Eurocode 2 - Calcul des structures en béton, Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. AFNOR, France.

[7] SETRA, 2007. Guide technique – appareils d'appui en élastomère fretté. SETRA, France.

[8] SETRA, 2007. ATE n°ETA-06/226, Kit de précontrainte de structures par post-tension Freyssinet. SETRA, France.

OUVRAGES

[9] ACKER P., TORRENTI J.M., ULM F.J., 2004. *Comportement du béton au jeune âge*. Hermes sciences publications, Lavoisier, Paris.

[10] AITCIN P.C., 2001. *Bétons hautes performances*. Eyrolles, Jouve, Paris.

[11] CIMBETON, 2006. *Les bétons. Formulation, fabrication et mise en œuvre*. Cimbéton, Chirat, France.

[12] DAVIDOVICI V., 1995. *Formulaire du béton armé*. Le moniteur, Mame, Tours.

[13] DUPAIN R., LANCHON R., SAINT-ARROMAN J.C., 2000. *Ciments et bétons. Dans Granulats, sols, ciments et bétons. Caractérisation des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire*. Casteilla, Aubin, Paris.

[14] GUYON Y., 1966. *Constructions en béton précontraint. Classes - Etats limites*. Eyrolles, Mame, Tours.

[15] KONIG G., TUE N. V., ZINK M., 2001. *Béton à hautes performances : Mesure, fabrication et application*. Wiley-VCH, Berlin, Allemagne.

[16] LE DELLIOU P., 2003. *Béton précontraint aux Eurocodes*. Presses universitaires de Lyon, Lyon.

[17] MALIER Y., 1992. *Les bétons à hautes performances. Caractérisation, durabilité, applications.* Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paragraphic, l'Union.

[18] MEHTA P. K., MONTEIRO P. J. M., 2005. *Concrete : Microstructure, Properties and Materials*. Mc Graw Hill, Prenthice-Hall, 667 p.

[19] PAILLE J.M., 2009. *Eurocode 2, Calcul des structures en béton*. Eyrolles, Jouve, Paris.

[20] PERCHAT J., ROUX J., 1993. *Pratique du B.A.E.L.91*. Eyrolles, Jouve, Paris.

[21] PERCHAT J., 2007.*Le treillis soudé : calcul et utilisation*. Adets, Imprimeries du confluent.

[22] REYNOUARD J.M., PIJAUDIER-CABOT G., 2005. *Comportement mécanique du béton*. Hermes sciences publications, Lavoisier, Paris.

[23] ROSSI P., 1998. *Les bétons de fibres métalliques*. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Dumas, Saint Etienne.

[24] ROUX J., 2009. *Pratique de l'Eurocode 2*. Eyrolles, Jouve, Paris.

[25] SEDIP, 2010. L*a précontrainte dans le bâtiment*. Sedip, France.

[26] THONIER H., 1993. *Béton précontraint. Dans Conception et calcul des structures de bâtiment - Tome 6*. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Graphique de l'ouest, Le Poiré-sur-Vie, 214-233.

[27] THONIER H., 1993. *Dalle précontrainte à câbles non adhérents. Dans Conception et calcul des structures de bâtiment - Tome 2*. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, La source d'or, Marsat, 531-548.

THESES :

[28] BEHLOUL M., 1996. *Analyse et modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra-hautes performances.* Thèse E.N.S. Cachan, France, 182 p.

[29] HABEL K., 2004. *Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (uhpfrc) and reinforced concrete*. Thèse EPFL n° 3036, Lausanne, Suisse, 195 p.

[30] KHADRA R., 2009. *Guide de dimensionnement pour les ponts dalles selon l'Eurocode.* Mémoire INSA, Strasbourg, France, 72 p.

[31] LOUKILI A., 1996. *Etude du retrait et du fluage de Bétons à Ultra-Hautes Performances*. Thèse E.C. Nantes, Nantes, France.

[32] MITANI H., 2003. *Variations volumiques des matrices cimentaires aux très jeunes âges : approche expérimentale des aspects physiques et microstructuraux*. Thèse ENPC n°5721, Paris, 182 p.

[33] REDAELLI D., 2009. *Comportement et modélisation des éléments de structure en béton fibré à ultra-hautes performances avec armatures passives*. Thèse EPFL n° 4928, Lausanne, Suisse, 290 p.

[34] TURCRY P., 2004. *Retrait et fissuration des bétons autoplaçants. Influence de la formulation.* Thèse n° 367-119, Ecole Centrale de Nantes, 223 p.

[35] WUEST J., 2007. *Comportement structural des bétons de fibres ultra performants en traction dans des éléments composés*. Thèse EPFL n° 3987, Lausanne, Suisse, 244 p.

ARTICLES

[36] BATOZ J.F., RIVALLAIN M., 2009. La contribution des bétons ultra performants au développement durable, Lafarge.

[37] BEHLOUL M., 2008. Note explicative sur la méthodologie de calcul à utiliser pour le Ductal ©, Lafarge, France.

[38] HOLCIM, 2011. Bétons Fibrés Ultra Performants, Zurich, Suisse.

[39] LAFARGE, 2007. Performances mécaniques du Ductal©, France.

[40] MICHELS J., WALDMANN D., MAAS S., ZURBES A., 2008. Capacité portante de planchers-dalle en béton de fibres, 26ème rencontres universitaires de génie civil de Nancy, 4 au 6 juin 2008. Université du Luxembourg, Faculté des Sciences, de la Technologie et de la Communication.

[41] NAAMAN A., 2003. Strain hardening and deflection hardening fiber reinforced cement composites, Proceedings HPFRCC4, RILEM, *Proceedings Pro 30*, p. 9-13.

[42] THONIER H. Calcul des dalles de bâtiment précontraintes par post-tension, Thonier.

[43] VERNET C., 2002. Enseignements tirés des recherches sur les BFUP, Journées d'étude « durabilité des ouvrages en béton ».

[44] VINCI, 2007.Construire en écoconception, Vinci Construction, Nanterre.

[45] WEILER B., GROSSE C., 1996. Pullout Behaviour of Fibers in Steel Fiber Reinforced Concrete, *Otto-Graf-Journal Vol. 7*, pp. 116-127.

Liste des Figures

Figure 1 : (a)Influence de la porosité (MEHTA et MONTEIRO, 2005) et (b) du rapport eau/liant sur la résistance à la compression du béton « ordinaire » [15].
Figure 2 : Différents principes de la précontrainte intérieure [25].
Figure 3 : une formulation typique de BFUP (pour 1 m^3).
Figure 4 : Evolution de la relation entre le rapport E/C et la résistance à la compression [38].
Figure 5 : Types de fibres couramment employés dans les bétons de fibres [45].
Figure 6 : Comparaison du volume de fibres dans un BFUP (3%), à gauche, et dans un béton fibré (0,5%), à droite [38].
Figure 7: Comportement à la traction d'un BFUP et d'un béton de fibre conventionnel [41].
Figure 8: ELS : Loi écrouissante [1].
Figure 9: ELS : Loi adoucissante [1].
Figure 10: ELU : Loi écrouissante [1].
Figure 11: ELU : Loi adoucissante [1].
Figure 12: Vue en plan du cuvier.
Figure 13: Coupe sur cuvier.
Figure 14: Vue en plan de la dalle de couverture.
Figure 15: Loi de calcul en traction à l'ELS.
Figure 16: Loi de calcul en compression à l'ELS.
Figure 17: Loi de calcul en traction à l'ELU.
Figure 18: Loi de calcul en compression à l'ELU.
Figure 19: Diagramme rectangulaire simplifié **à l'ELU.**
Figure 20: Dimensions minimales pour torons 31C15 et tromplaque AnC15Gi [8].
Figure 21: Tracé de la gaine de précontrainte.
Figure 22: définition de δ, l'amplitude de la gaine.
Figure 23: calcul de la section équivalente béton.
Figure 24: schéma du tracé définitif.
Figure 25: Influence de la perte de précontrainte par recul d'ancrage.
Figure 26: représentation du point M, limite de l'effet du recul d'ancrage.
Figure 27: Calcul de $g.E_p$.
Figure 28: Contraintes dans le câble et pertes totales.

Figure 29: Contraintes limites en classe 2 de précontrainte.
Figure 30: Principe d'addition des contraintes.
Figure 31: contraintes sous combinaison rare, avec contrainte maximale σ_1.
Figure 32: contraintes sous combinaison rare, avec contrainte maximale σ_2.
Figure 33: contraintes sous combinaison fréquente, avec contrainte maximale σ_1.
Figure 34: contraintes sous combinaison fréquente, avec contrainte maximale σ_2.
Figure 35: contraintes sous combinaison fréquente, avec contrainte maximale σ_1.
Figure 36: contraintes sous combinaison fréquente, avec contrainte maximale σ_2.
Figure 37: contraintes sous combinaison rare, avec contrainte maximale $\sigma_{2\ et}$ M_{max}.
Figure 38: Détail de l'about de dalle, au droit de l'introduction de la précontrainte.
Figure 39: Vue de face de l'influence de la précontrainte en about de dalle.
Figure 40: Loi simplifiée en traction [1].
Figure 41: Diagramme des contraintes ELU dans la section de Ductal®, $\varepsilon_{u0,3\%}$= 6,55 ‰.
Figure 42: Diagramme des contraintes ELU dans la section de Ductal®, ε_u= 2 ‰.
Figure 43: Equilibre des contraintes ELU dans la section de Ductal®, ε_u= 2 ‰.
Figure 44: σ_{cqp}, Contrainte de compression du béton au niveau du câble sous combinaison quasi permanente.
Figure 45: contraintes sous combinaison caractéristique.
Figure 46: Coupe sur appui néoprène.
Figure 47: Dimensions du néoprène.
Figure 48: Dimensions finales des appuis néoprène.
Figure 49: Vue en plan de la dalle de couverture.
Figure 50: Coupe sur tromplaque au droit de l'ancrage actif.
Figure 51: Coupe sur capotage de la précontrainte.
Figure 52: Passerelle du pont du diable (R.Ricciotti Architecte)
Figure 53: Casquette de la villa Navarra (R.Ricciotti Architecte)
Figure 54: Passerelle de la Paix à Séoul (R.Ricciotti Architecte)
Figure 55: gare de péage de Millau (Eiffage TP)
Figure 56: Principe des flux entrants et sortants du cycle de vie d'un bâtiment [44].

Liste des Tableaux

Tableau 1 : caractérisation d'un béton de classe C80/95.

Tableau 2 : caractérisation d'un BFUP DUCTAL® FM gris 3GM2.0.

Tableau 3: valeurs caractéristiques de la loi de comportement du DUCTAL® en traction à l'ELS.

Tableau 4: valeurs caractéristiques de la loi de comportement du DUCTAL® en compression à l'ELS.

Tableau 5: valeurs caractéristiques de la loi de comportement du DUCTAL® en traction à l'ELU.

Tableau 6: valeurs caractéristiques de la loi de comportement du DUCTAL® en compression à l'ELU.

Tableau 7: définition des tronçons de gaine.

Tableau 8: Contraintes limites en classe 2 de précontrainte.

Tableau 9: Comparatif entre la solution en BA classe C80/95 et celle en BFUP précontraint.

Tableau 10: Caractérisation de la structure et du béton

Tableau 11: Valeurs des coefficients Ψ selon les règlements de calcul.

Tableau 12: f $(\varphi_{(t,t0)})= \Delta\sigma_{c+s+r}$.

Tableau 13: Récapitulatif des pertes au BPEL et à l'EC2.

Tableau 14 : récapitulatif des charges appliquées sur les appuis par bande de plancher de largeur 1 mètre.

Tableau 15 : Caractéristiques de la passerelle de la paix (R.Ricciotti Architecte)

Tableau 16 : Indicateurs de durabilité des bétons et ordres de grandeur obtenus pour différentes catégories de bétons. [1] et [43]

Tableau 17 : Données comparatives des différents matériaux.

Tableau 18 : Calcul environnemental de la solution béton armé ordinaire.

Tableau 19 : Calcul environnemental de la solution BFUP avec post précontrainte.

Tableau 20 : Indice de pollution des différentes solutions techniques.

Tableau 21 : Estimation financière des solutions béton armé et Ductal® précontraint.

RESUME

Dans le cadre de notre activité de bureau d'études, nous avons eu à concevoir une dalle de couverture aux dimensions peu courantes pour le secteur du bâtiment.
L'aspect final de la couverture du futur ouvrage doit offrir à l'œil une sous face totalement lisse, sans aucune ligne structurelle venant la parasiter.
Nous avons donc étudié sa faisabilité en béton ordinaire, puis en BFUP précontraint par post-tension non adhérente.
Ce jeune matériau, offre des résistances très élevées en compression, mais permet également une traction de ce dernier. De plus, sa rupture devient de type non fragile, lui conférant une certaine ductilité de par ses fibres.
En utilisant une formulation de type Ductal© de la société Lafarge, cette dernière technique peut elle assurer la fonction structurelle demandée pour un tel ouvrage ?
Dans quelles conditions ? Avec quelles techniques additionnelles si besoin est? Et à quel coût ?
Pour se faire, la conception a été réalisée en employant le BAEL, BPEL et les préconisations de l'AFGC sur les BFUP, puis vérifiée à L'Eurocode 2 (EC2), standard en devenir.

Mots clés : Bfup, Ductal©, ductilité, dalle, précontrainte, fibres, traction.

SUMMARY

Within the framework of our activity of engineering and design department, we had to design a flagstone of cover to not very current dimensions for the sector of the building. The final aspect of the cover of the future work must offer to the eye under completely smooth face, without any structural line coming to parasitize it.
We thus studied its ordinary concrete feasibility, then in BFUP prestressed by non adherent post-tension.
This young material, offers very high resistances in compression, but also allows a traction of this last. Moreover, its rupture becomes of non fragile type, conferring a certain ductility from its fibres to it.
By using a Ductal© formulation type of the Lafarge company, this last technique can it provide the structural function required for such a work? Under which conditions? With which additional techniques if need be? And at which cost?
To be done, the design was carried out by employing the BAEL, BPEL and the recommendations of the AFGC on the BFUP, then checked with Eurocode 2 (EC2), standard in becoming.

Key words: Bfup, Ductal©, ductility, flagstone, prestressing, fibres, traction.