

Sommaire

Remerciement :	2
Résumé :	3
Liste des tableaux:.....	9
Liste des figures:.....	11
Introduction générale :.....	12
Chapitre 01 : définitions-les données naturelles et les contraintes à respecter:.....	<u>13</u>
1. Introduction :.....	13
2. les données naturelles :.....	13
2.1 Reconnaissance des lieux :	13
2.2 la nature de sol:	13
3. les contraintes dimensionnelles et fonctionnelles :.....	13
3.1la voie portée :.....	13
3.2Programmes de charges :.....	14
3.3le gabarits à réserver au-dessus de la voie franchie :.....	15
3.4l'adaptation architecturale au site :.....	15
3.5Équipements et accessoires :.....	16
3.5.1revêtements du tablier routier :.....	16
3.5.1.1la couche d'étanchéité du tablier en béton :.....	16
3.5.1.2la couche de roulement :.....	16
3.5.2trottoirs :.....	16
3.5.3Dispositifs de retenue :.....	17
3.5.3.1garde- cops : :.....	18
3.5.4les appareils d'appui :.....	18
3.5.5les joints de chaussée ::.....	19
3.5.6les corniches : :.....	19
3.5.7evacuation des eaux :	19
3.5.8les perrés :	19
3.6. Caractéristiques des matériaux :.....	19
4. Conclusion :.....	20
chapitre2 :calcul du tablier :	21
1.Introduction :.....	21
2. La largeur de la voie :.....	21
3. Longueur de la travée :	21
4. Détermination du nombre de poutres et leurs écartements :	21
5. Hauteur de la poutre :	22
6. Épaisseur de l'hourdis :.....	21
7. Les entretoises d'about :.....	22

8.Section de poutre :	22
8.1largeur du talon :	22
8.2Le pied du talon :	23
8.3Le gousset de jonction :	23
8.4 Épaisseur de l'âme :	23
8.5. membrure supérieur:	23
9. caractéristiques géométrique des sections brutes des poutre:	24
10.Conclusion :	26
Chapitre 3:charge et surcharge :	27
3.1 Introduction :	27
3.2charges permanentes :	27
3.3 Surcharge de chaussée :	27
3.3.1 Système de charges A :	28
3.3.2système de charges B :	29
3.3.2.1 sous système bc :	31
3.3.3 sous système bt:	31
3.3.4 sous système br:	32
3.3efforts de freinage:	33
3.4force centrifuge:	33
3.5charge militaires :	34
3.5.1convoi m 80 :	34
3.5.2convoi m 120 :	35
3.6charges exceptionnelles :	36
3.6.1 Le convoi-type d :	37
3.6.2convoi type e :	37
2 .Charges sur les trottoirs :	37
2.1Les divers types de charges :	37
2.2Charges locales :	38
2.3Charges générales :	38
4. charges de vent :	38
5. charges sismiques :	39
6. Charges sur dispositifs de retenue (les garde-corps)	39
Chapitre 4 : modélisation de l'ouvrage par sap2000.14.2.0 :	40
1. Introduction :	40
2. Etapes de modélisation par sap2000 :	40
3. évaluation des efforts internes du tablier :	49

3.1 Les moments fléchissant :	49
3.2. Les efforts tranchants :	50
4.Conclusion :	51
Chapitre 5: étude de la précontrainte :	52
1. Introduction :	52
2. Définition de la précontrainte :	52
3. Les phases d'exécutions de la précontrainte en post-tension :	52
4. Ancrage de précontraint :	53
5. Câble de précontrainte :	53
6. Etude de la précontrainte :	53
7. Calcul de la précontrainte :	54
7.1. Section sur-critique :	54
7.2 Section sous critique:	55
7.3 calcul de l'excentricité (e_0) :	55
7.4 détermination du nombre de câbles :	55
7.5 nombre de câble :	56
7.6 la valeur de la précontrainte réelle :	56
7.7 vérification de la section à l'ELS :	56
7.7.1 la mise en tension :	56
7.7.2 l'exploitation à long terme :	57
8. tracé des câbles :	57
8.1 plan de câblage dans la zone d'about :	57
8.2 équations des câbles :	57
8.3 Les pertes de la précontrainte :	58
8.3.1 Les Pertes instantanées :	59
8.3.1.1. Les pertes de tension par frottement :	59
8.3.1.2. Les pertes de tension par recul d'ancrage :	60
8.3.1.3 Les pertes de tension par déformations du béton :	61
8.3.2 Les Pertes différées :	62
8.3.2.1 Pertes par retrait du béton :	62
8.3.2.2 Pertes par relaxation des câbles :	63
8.3.2.3. Pertes dus aux fluages du béton :	64
8.3.3 Vérification de la flexion à mi- travée :	65
9. Ferrailage de la poutre :	68
9.1. Armature de peau :	68
9.1.1. Sens longitudinal :	68
9.1.2. Sens transversal :	68
9.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues :	68
9.3. Vérification de l'effort tranchant :	69
9.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :	69
9.3.1.1. Contrainte de cisaillement :	69
Conclusion :	69

Chapitre 6: dimensionnement des éléments du tablier.....	73
1 Introduction :	73
2. Moment fléchissant :	73
3. Efforts tranchants :	73
4. Détermination des ferrailages :	73
4.1. Les données :	73
4.2. Résistance aux efforts tranchants :	76
4.2.1. Justification de béton :	76
4.3. Condition de non poinçonnement :	76
5. Etude de la prédalle :	77
5.1. Introduction :	77
5.2. Dimensionnement :	77
5.3. Descentes des charges :	77
5.3.1. Charges permanentes :	77
5.3.2. Charge d'exploitation :	77
5.4. Détermination des moments :	77
5.5. Détermination du ferrailage :	78
6. Etude de l'entretoise :	79
6.1. Introduction :	79
6.2. Calcul des réactions des poutres :	79
6.3. Ferrailage :	79
6.4. Armature transversale :	80
7. Conclusion :	80
Chapitre 7 : les appareils d'appui :	81
1. Introduction :	81
2. les appareils d'appui :	81
3. Les variations linéaires du tablier :	84
4. Dimensionnement des d'appareils d'appuis :	85
5. Vérification de l'appareil d'appuis :	86
4.1 La répartition des efforts horizontaux :	86
4.1.1 Efforts dus aux charges dynamiques :	86
4.1.2 Evaluation du point fixe :	87
4.1.2.1. Chargement statique :	88
4.1.2.2. Chargement dynamique :	88
4.1.3. Efforts horizontaux dans les appuis :	89
4.1.3.1. Variation linéaire du tablier :	89
4.1.3.2 Variation linéaire du tablier :	95

4.1.3.3 Variation linéaire + freinage :	95
4.1.3.4 Vérification sous charge verticale :	96
4.1.3.5 Sécurité au flambement :	96
4.1.3.6 Limitation de la distorsion :	96
4.1.3.7 Condition de non glissement :	97
5.Conclusion :	97
Chapitre 8 : Les appuis de ponts – les culées.....	98
1. Introduction :	98
2. La fonction du culée:	98
2.1La fonction mécanique:	98
2.2La fonction technique:	98
3. Dimensionnement des tête de culées:	98
3.1Le sommier d'appui :	99
3.2Le mur garde –grève :	99
3.3Le muret-caches :	99
3.4Morphologie de la culée remblayée :	99
3.5Dimensionnement de mur de front :	99
3.6Dimensionnement de mur garde-grève :	101
3.7Dimensionnement mur en retour (droit) :	101
3.8Dalle de transition :	101
4. Vérification de la stabilité de la culée :	102
4.1 Sous charges permanentes :	102
4.2 Etude de la culé sur les différentes combinaisons d'actions :	104
4.2.1 Combinaison fondamentale à l'ELU :	104
4.2.2 Combinaison fondamentale à l'ELS :	105
4.2.3 Combinaison fondamentale accidentelle :	106
5. Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée :	107
5.1 Mur garde grève :	107
5.2 Mur de front :	108
5.3Mur en retour :	110
6.Conclision :	111
Conclusion générale.....	112
Bibliographie.....	113
Annexe .	

Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Coupe lithologique au droit de l'ouvrage d'art

Tableau 1-2 : Dimensions des Bordures de trottoirs préfabriquées

Tableau 1-3: Caractéristiques mécaniques de béton

Tableau 1-4: Caractéristiques mécaniques de l'acier

Tableau 1-5: Caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte

Tableau 2-1: écartement entre poutres

Tableau 2-2 : Caractéristique de la section à vide

Tableau 3-1 : Coefficient de dégressivité transversal a_1 de la charge $A(I)$

Tableau 3-2 : valeurs du coefficient b_c

Tableau 3-3 : valeurs du coefficient b_t

Tableau 4-1 :Moment fléchissant dans les poutres en (MN.m)

Tableau 4-2 : Moment fléchissant dans les poutres à L'ELU en (MN.m)

Tableau 4-3 : Moment fléchissant dans les poutres à ELS en (MN.m)

Tableau 4-4 : Les efforts tranchants dans les poutres en (MN)

Tableau 4-5 : Les efforts tranchants dans les poutres à ELU en (MN)

Tableau 4-6 : Les efforts tranchants dans les poutres à ELS en (MN)

Tableau 5-1 : Caractéristique de la section

Tableau 5-2 : Tracé des câbles par rapport à la fibre inférieure

Tableau 5-3 : Valeurs numériques des coefficients « f » et « α »

Tableau 5-4 : Pertes dues au frottement

Tableau 5-5: Perte due au glissement

Tableau 5-6 : Les caractéristiques géométrique nettes des sections

Tableau 5-7 : Les pertes dues à la déformation du béton + raccourcissement élastique

Tableau 5-8 : Les pertes instantanées

Tableau 5-9 : Perte due à la relaxation des aciers

Tableau 5-10 : Les caractéristiques géométriques de la section homogénéisée (poutre + dalle)

Tableau 5-11 : Pertes dus aux fluages du béton

Tableau 5-12 : Les pertes différées

Tableau 5-13 : Récapitulatif des pertes (MPa)

Tableau 5-14 : Calcul de la force de la précontrainte moyenne

Tableau 5-15 : Détermination des forces de précontrainte

Tableau 5-16 : Vérification de la combinaison quasi permanente de P1

Tableau 5-17 : Vérification de la combinaison quasi permanente de P2

Tableau 5-18 : Vérification de la combinaison fréquente de P1

Tableau 5-19 : Vérification de la combinaison fréquente de P2

Tableau 5-20 : Vérification de la combinaison rare de P1

Tableau 5-21 : Vérification de la combinaison rare de P2

Tableau 5-22 : Récapitulatif des résultats des combinaisons

Tableau 6-1 : Récapitulatif des moments fléchissant max dans l'hourdis

Tableau 6-2 : Ferrailage de l'hourdis en travée à l'ELU

Tableau 6-3 : ferrailage de l'hourdis en appui a l'ELU

Tableau 6-4 : ferrailage de l'hourdis en appui a l'ELS

Tableau 6-6 : Moment max de l'entretoise

Tableau 6-7 : Ferrailage de l'entretoise

Tableau 7-1 : Récapitulatif des déplacements

Tableau 7-2 : Récapitulatif des rigidités

Tableau 7-3 : Répartition de variation linéaire du tablier

Tableau 7-4 : répartition de la force de freinage

Tableau 7-5 : Les classes du pont

Tableau 7-6: Coefficient d'accélération des zones A

Tableau 7-7 : Valeur de T1, T2 et S pour la composante horizontale

Tableau 7-8 : Les forces longitudinal

Tableau 7-9 : les forces transversales

Tableau 7-10 : Valeur de T1, T2 et S pour la composante verticale

Tableau 7-11 : Les forces verticales

Tableau 7-12 : Combinaisons sismiques

Tableau 7-13 : Calcul de Hs

Tableau 7-14 : Variation linéaire du tablier

Tableau 7-15 : variation linéaire + freinage

Tableau 8-1 : La descente de charge de la culée

Tableau 8-2 : Calcul en construction avec remblai

Tableau 8-3 : les efforts sollicitant à ELU

Tableau 8-4 : les efforts sollicitant à ELS

Tableau 8-5 : les efforts sollicitant accidentels

Tableau 8-6 : les efforts agissant sur mur garde grève

Tableau 8-7 : le ferrailage du mur garde grève

Tableau 8-8 : Les efforts sollicitant à la culée à l'ELU

Tableau 8-9 : les efforts sollicitant à la culée à l'ELS

Tableau 8-10 : les résultats de la modélisation du mur en retour

Liste des figures

- Fig 1.1 : Conception d'un trottoir sur caniveau
- Fig.1.2: caractéristiques géométriques des bordures de trottoirs
- Fig. 1.3: Appareil d'appui en caoutchouc fretté
- Fig.2.1 : section de poutre à vide**
- Fig. 3.1 : Les éléments du système de charge B
- Fig 3-2 : Disposition du système Mc 80**
- Fig 3-3 : Disposition du système Mc 120**
- Fig 3-4 : Disposition du système Me 120**
- Fig 3-5 : Disposition du système D**
- Fig 3-6 : Disposition du système E**
- Fig.4.1 : contrôle des unités par le SAP2000
- Fig.4.2 : choix du modèle Quick bridge
- Fig.4.3 : définition de type de bridge et leur dimension
- Fig.4.4 : confirmation de l'option Bridge
- Fig.4.5 : Définition des différents éléments du Bridge
- Fig.4.6 : définition de matériaux de réalisation de bridge
- Fig.4.7 : définition de section de poutre
- Fig.4.8 : définition du tablier
- Fig.4.9 : définition d'angle (ouvrage biais)
- Fig.4.10 : schéma de l'ouvrage après affectation de l'angle du biais
- Fig.4.11 : définition de Modèle de chargement
- Fig.4.12 : définition des combinaisons de chargement
- Fig.4.13 : définition d'une seule combinaison à L'ELU
- Fig.4.14 : définition d'une seule combinaison à L'ELU
- Fig.4.15 : définition des lignes de chargement
- Fig.4.16 : affectation du chargement
- Fig.4.17: chargement du tablier
- Fig.4.18: Analyse des données
- Fig. 5.1 : L'emplacement des câbles dans les sections de la poutre**
- Fig. 5.2 : Tension le long du câble
- Fig. 5.3 : diagrammes des contraintes sous « P2 » (combinaison rare)
- Fig. 6.1 : La transmission de la charge « Br »
- Fig. 7.1: Appareil d'appui en néoprène fretté**
- Fig.7.2 : différents types d'appareils d'appui en élastomère fretté selon la norme NF EN 1337-3**
- Fig.7.3 : définition géométrique d'un appareil d'appui**
- Fig. 8.1 : les différents éléments d'une tête de culée
- Fig.8.2 : implantation d'une culée
- Fig.8.3 : coupe schématique d'une tête de culée

1. Introduction générale :

Un Ouvrage d'art est une construction de grande importance permettant de franchir un obstacle sur une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale, mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs, tranchée couverte, digues) et en fin un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires).

Ces Ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances ou l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

Toutefois, cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Par convention, nous appellerons pont tout Ouvrage quel que soit sa dimension, construit in situ.

Le projet élaboré dans ce mémoire consiste en une étude d'un ouvrage d'art routier biais définie comme passage supérieur sur voie ferrée en béton précontrainte, en une seule travée.

En second lieu, le dimensionnement et la modélisation du tablier en utilisant les documents réglementaires (SETRA et Fascicule n° 62, section I et section II pour les surcharges roulantes) nécessaires dans les calculs et le logiciel SAP2000 comme moyen de calcul des efforts internes.

Ensuite l'étude détaillée des différents éléments résistants du pont (appareil d'appuis, culée).

Et en dernier lieu nous concluons notre mémoire par une synthèse générale de l'ouvrage d'art projeté.

Chapitre 1

Définitions-Les données naturelles et les contraintes à respecter.

1. Introduction

Dans chaque cas, le choix du type d'ouvrage dépend des contraintes imposées. Ces conditions sont de deux sortes :

- Les données naturelles, qu'il faut nécessairement respecter et qu'il n'est pas possible de les modifier ;
- Les contraintes dimensionnelles et fonctionnelles qui sont fixées par les maîtres d'ouvrage, en tenant compte de ce qui est imposé ou souhaité par les différents services concernés.

2. Les données naturelles :

2.1 Reconnaissance des lieux :

Le site étudié servant d'assise du projet est classé dans le « zone I » selon le règlement RPA 99 versions 2003, reflétant une très faible sismicité

2.2 La nature de sol

Les sondages carottés effectués à une profondeur de 15 m, ont indiqué que le terrain est homogène, il est constitué par deux formations géologiques principales matérialisées par des calcaires et les tufs recouverts par une mince couche de terre végétale. [2]

Tableau 1.1 : Coupe lithologique au droit de l'ouvrage d'art[2]

N° de la couche	Profondeur en (m)	Epaisseur de la couche (m)	Nature de sol
01	0,40	0,40	Terre végétale
02	1,50	1,1	Croute de calcaire
03	4,50	3	Calcaire dur moyennement dur avec passage de tuf calcaire
04	7,50	3	tuf calcaire friable
05	15	7,5	Calcaire gréseux intercalé par des couches de tuf friable

3. Les contraintes dimensionnelles et fonctionnelles :

3.1 La voie portée :

Les caractéristiques fonctionnelles de la voie portée sont le tracé en plan, le profil en travers et le profil en long.

3.1.1 Le tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée

L'ouvrage étudié est biais avec un angle de biais de 45°.

3.1.2 Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Chaussée bidirectionnelle à deux voies de 3,75 m pour chacune et deux trottoirs de 1,25 m pour chacune de part et d'autre.

Chaussé à une double pente en forme de toit de 2,5% avec dispositif de retenue.

3.1.3 Profil en long

Est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant, en élévation le tracé en plan. des précautions dans la disposition des appareils d'appuis pour que le tablier ne risque pas de se déplacer

L'ouvrage étrié est composé d'une seule travée de 20,30 m, repose sur deux culées.

3.1.4 Le choix de l'emplacement :

Le tracé déterminé pour franchir une voie ferrée, en tenant compte essentiellement de ses avantages pour la circulation.

3.2 Programmes de charges :

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharge routière, superstructures, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale.

3.2.1 Charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

3.2.1.1 Les éléments porteurs :

Ces charges concernent le tablier seul.

3.2.1.2 Les éléments non porteurs :

Telle que (revêtement, la chape, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité...).

3.2.2 Charges de chaussée :

Il s'agit de deux systèmes de charge 'A' et 'B' qui peuvent être disposés sur les chaussées des ponts.

3.2.2.1 Système de charges A.

Le système A est constitué d'une charge uniformément répartie dont l'intensité (en kg/m²) est dégressive suivant la longueur totale chargée L, exprimée en mètres :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l + 12}$$

Avec : L : longueur chargée (portée du pont).

3.2.2.2 Système de charges B :

Il se compose de trois (03) systèmes distincts :

Sous système Bc

Sous système Bt

Sous système Br

3.2.2.3 Efforts de freinage :

Les charges des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

3.2.2.4 Charge militaires :

Convoi Mc80 :

Convoi Mc 120 :

3.2.2.5 Charges exceptionnelles.

Le convoi-type D

Convoi type E :

3.2.3 Charges sur les trottoirs.

3.2.4 Charges de vent.

3.2.5 Charges sismiques.

3.2.6 Charges sur les garde-corps.

3.2.7 Charges sur dispositifs de retenue.

3.3 le gabarits à réserver au-dessus de la voie franchie

C'est espace libre à réserver sous le pont car 'il franchit une voie ferrée : **6,61 m**

3.4 L'adaptation architecturale au site :

Dans tous les cas, on doit se préoccuper au plus haut point de la qualité esthétique de notre ouvrage et de son adaptation au site.

Le plus important dans notre domaine est de ne pas considérer la beauté comme un élément qu'on peut surajouter a un ouvrage fonctionnel au moyen de rectification de détail et de décoration. Elle vient essentiellement de l'équilibre de l'ensemble de l'ouvrage, de ces proportions, de son élégance et qu'il n'est pas possible de la séparer de la conception même du projet, dès le début des études.

3.5 Equipement et accessoires :

Trop souvent considérés les équipements comme accessoires, ils jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vis d'un ouvrage. Ce sont eux qui permettant à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. En second lieu, par le poids qu'ils représentent. En fin par leur caractéristique géométrique, ils influent sur la conception même de la structure, notamment dans le sens transversal.

Un certain nombre d'équipement (étanchéité, appareils d'appui, joints de chaussée) conditionnent le bon fonctionnement et la durabilité de la structure.

3.5.1 Revêtements du tablier routier :

3.5.1.1 La couche d'étanchéité du tablier en béton :

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé, il n'est jamais parfaitement étanche du fait de l'existence d'inévitable petit ségrégation locales.

Dans notre ouvrage d'étanchéité est assurée par feuille préfabriquées comportant une couche de bitume modifié par un polymère et une armature(non tissé de 200 g/m² environ).La feuille est collée à dalle en béton par fusion partielle du liant de la feuille sur un enduit d'imprégnation à froid. Elle est protégée par une couche d'asphalte gravillonné comme l'étanchéité à base d'asphalte.

3.5.1.2 La couche de roulement :

Elle est constituée par un tapis d'enrobés bitumineux dont l'épaisseur courante est de 7 à 8 cm, et dont la masse volumique réelle varie entre 2,2 et 2,5 t/m³.

Lorsqu'une forte proportion de véhicules lourds est attendue sur l'ouvrage, on peut recourir à certaines particulières basées sur l'emploi d'enrobés à liants améliorés par les polymères principalement.

3.5.2 Trottoirs :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants, en général par simple surélévation de 16 à 20 cm, de la circulation automobile. Il n'y en pas sur les ponts des autoroutes : seul un passage de service, de 40 cm de largeur environ, longe les bords du tablier, encadré par une glissière et un garde-corps.

Dans notre ouvrage on a choisie des trottoirs sur caniveau sont les plus intéressant car ils sont légers et permettant de disposer, sous les dalles, des canalisations ou des câbles(électrique, téléphoniques).

Il comprend, de la chaussée vers l'extérieur, une bordure de trottoir, une contre bordure, une contre corniche. La contre bordure(dont le rôle est de buter la bordure de trottoir) et la contre corniche(dont le rôle est de permettre la fixation du corniche préfabriquée)sont coulées en place après exécutions du gros œuvre du tablier pour que ces éléments ne participent pas à la flexion générale car il pourraient être endommagés par excès de compression. Ils comportent donc un ferrailage lié à celui de la structure. La bordure est posée sur bain de mortier, au dessus de la chape d'étanchéité qui est relevée dans une engravure de la contre bordure, spécialement « profilée » pour éviter la pénétration de l'eau sous la chape.

Entre la contre bordure et la contre corniche, on pose des dalles préfabriquées en béton armé, de 4 à 6 cm d'épaisseur et armées par un treillis soudé, que l'on recouvre ensuite par un mince revêtement bitumineux. Leurs dimensions en plan ne dépassent pas 50X80 cm². On dispose également une chape d'étanchéité dans le caniveau sous trottoir, mais sans couche de protection.

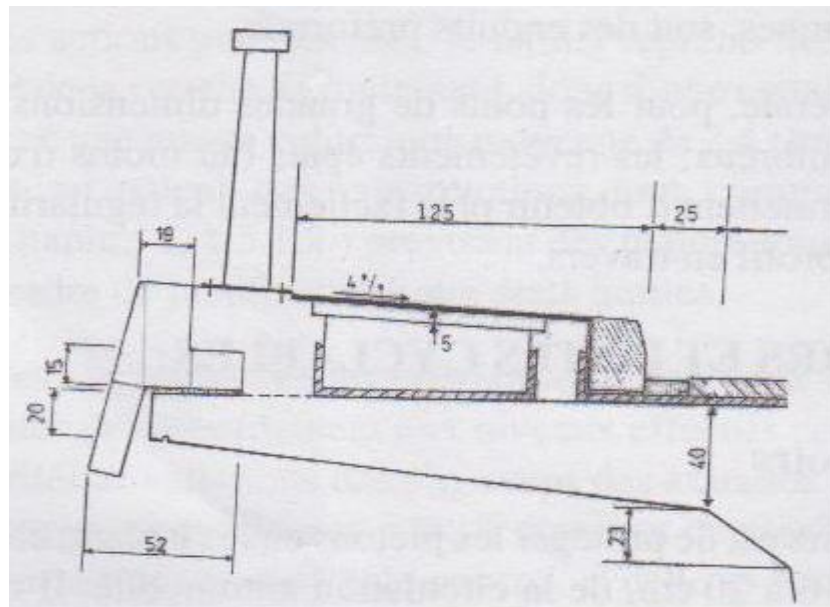


Fig. 1.1 : Conception d'un trottoir sur caniveau

Signalons enfin que les bordures de trottoirs sont généralement en béton (en site urbain, on emploie parfois des bordures en granit, plus robustes) et leurs dimensions sont normalisées, leur hauteur varie de 20 à 30 cm et leur poids de 0,56 à 1,65 kN/m

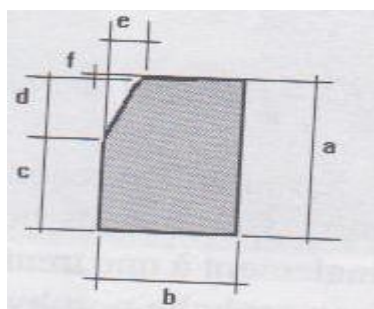


Fig.1.2: caractéristiques géométriques des bordures de trottoirs

Tableau 1-2 : Dimensions des Bordures de trottoirs préfabriquées

Type	a (Cm)	b (Cm)	c (Cm)	d (Cm)	e (Cm)	f (Cm)	Masse (Kg/m)
T1	20	12	10	10	2	0,4	56
T2	25	15	11	14	3	0,5	86
T3	28	17	14	14	3	0,6	108
T4	30	20	16	14	3	0,7	137
T5	30	24	16	14	3	0,8	165

3.5.3 Dispositifs de retenue :

Dispositifs de retenue Sont les équipements, placés sur les bords latéraux des ponts, destinés à retenir les piétons ou des véhicules en perdition.

Les niveaux de sécurité des Dispositif de retenue sont fixés par plusieurs normes, en particulier les normes européennes transposées en normes françaises NF en 1317.1 et 2.

Pour les piétons, le niveau « garde- cops » ;

Pour les véhicules légers, le niveau N(retenu « normal »correspond aux glissières) ;

Pour les véhicules lourds, le niveau H(« Haute » retenue, correspondant aux barrières) ;

3.5.3.1 garde- cops :

En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde- cops ont souvent une fonction esthétique (surtout en milieu urbain).leur conception doit actuellement, respecter les prescriptions du Fascicule 61, Titre II du CPC, reprise par la norme expérimentale XP P 98.405.

La hauteur h minimale est égale à :

$$h_{min} = \min(1,20 ; 0,95 \text{ m} + 0,005H \pm 0,05\text{m})$$

OU H : la hauteur en mètre du trottoir au-dessus du sol ou de l'eau

$$h_{min} = \min(1,20 ; 0,95 \text{ m} + 0,005 \times 6,61 \pm 0,05\text{m})$$

$$h_{min} = \min(1,20 ; 1,00\text{m})$$

$$h_{min} = 1,00 \text{ m}$$

Pour les ponts sur lesquels la circulation de piétons est normalement interdite, la hauteur minimale du garde -corps est 0,90 m.

Du rampant jusqu'à 0,60 m de hauteur, les vides entre trottoir et garde- cops ainsi qu'entre les éléments du garde-corps doivent être de dimension telle qu'on ne puisse y faire pénétrer un cylindre de plus de 15 cm de diamètre (sécurité des enfants).

3.5.4 Les appareils d'appui :

Le tablier de pont repose, sur leurs appuis (deux culées dans notre ouvrage) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou, à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux, et de permettre les mouvements de rotation (dus aux charges d'exploitation ou aux déformations imposées).

Pour notre projet on va utiliser l'appareil d'appui en néoprène fretté.

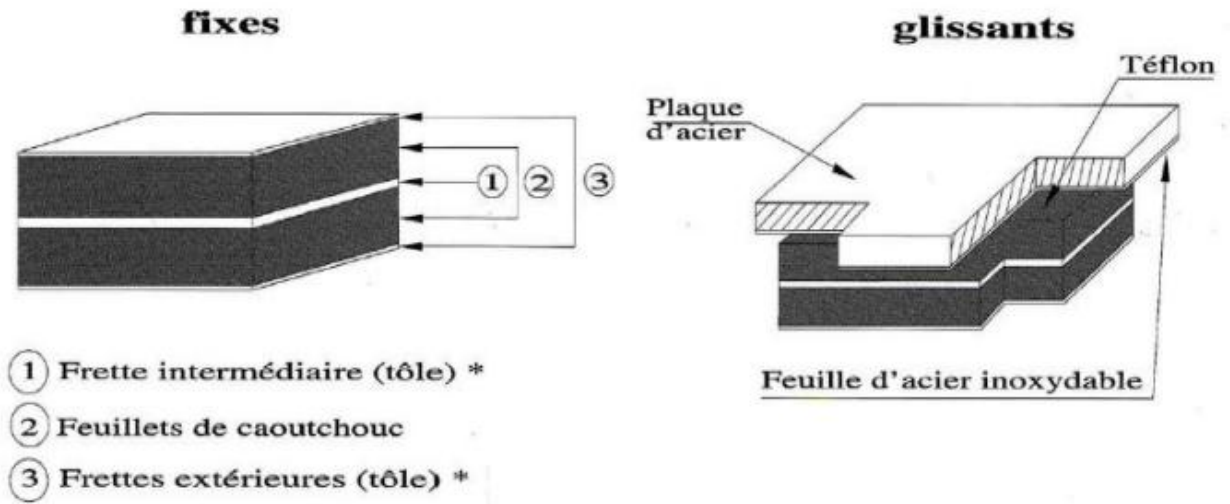


Fig. 1.3: Appareil d'appui en caoutchouc fretté

3.5.5 Les joints de chaussée :

Dont leur rôle est de permettre aux véhicules de franchir le pont dans les meilleures conditions de confort et de sécurité.

Une parfaite continuité entre la chaussée et le joint ne répond pas seulement à une exigence de confort pour l'utilisateur : toute dénivellation provoque une majoration dynamique des effets des véhicules lourds lorsqu'ils franchissent le joint, pouvant atteindre 60 à 70 % des efforts statiques, susceptible d'endommager non seulement le joint lui-même, mais aussi les éléments auquel il est fixé.

3.5.6 Les corniches :

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique : situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent la ligne de l'ouvrage. Une corniche mal alignée se remarque très vite à l'œil nu.

3.5.7 Evacuation des eaux :

Sur un tablier l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers.

Les eaux sont d'abord recueillies sur les côtés de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles ou par une corniche caniveau.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à notre chaussée une double pente en forme de toit qui ne doit pas être inférieure à 2% (2,5% dans notre pont)

3.5.8 Les perrés :

Sont des revêtements installés sur le talus de remblais sous les travées de rives des tabliers de ponts : ils en assurent la protection contre les effets de l'érosion par les eaux de ruissellement, mais jouent également un rôle esthétique important.

En général les perrés sont constitués de matériaux assemblés (pavés, dalles, maçonneries en opus incertum, etc...).

3.6 Caractéristiques des matériaux :

3.6.1 Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. La masse volumique de béton armé $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$

Tableau 1-3: Caractéristiques mécaniques de béton

Résistance (MPa)	Eléments
RN35	-Poutres précontraintes. -Pieux de fondation. -Tablier en béton armé coulé en place et le bossage.
RN27	-Culées, dalle de transition -Barrières et support de barrières, trottoir et autres éléments.

3.6.2 Acier :**Tableau 1-4: Caractéristiques mécaniques de l'acier**

Module de déformation élastique (E_s)	$2,0 \cdot 10^5$ MPa
Poids volumique (γ)	7850 Kg/m ³
Limite élastique : barres lisses (FeE235) (fe)	235 MPa
Limite élastique : aciers tors (FeE500-III) (fe)	500 MPa
Limite élastique : treillis soudé (FeE500-II) (fe)	500 MPa

3.6.3 Les matériaux précontraints :**Tableau 1-5: Caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte**

Câbles à très basse relaxation	TBR
Résistance à la rupture garantie (fprg)	1814 MPa
Résistance élastique garantie (fpeg)	1623 MPa
Surface nominale d'un toron	1668 mm ²
Module de déformation élastique	$1,90 \cdot 10^5$ MPa
Coefficient de relaxation (ρ_{1000})	2,5%
Ancrage et équipements de précontrainte	Post-tension

4. Conclusion :

Il faut nécessairement respecter les données naturelles qu'il n'est pas possible de les modifier et jouer sur les contraintes dimensionnelles et fonctionnelles qui sont fixées par les maîtres d'ouvrage.

Chapitre2

Calcul du tablier

1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments du tablier est important dans la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Le pont étudié est composé d'une seule travée réalisée en poutres précontrainte par post-tension.

À partir de tout les donné, on détermine les dimensions des éléments du tablier

2. La largeur de la voie :

L'ouvrage d'art est constitué de deux (2) voie d'une largeur 3,75 m pour chacune et 2 trottoirs de 1,25 m pour chacune de part et d'autre de la chaussée.

Soit une largeur totale perpendiculaire a l'axe de l'ouvrage de 10 m.

L'ouvrage bais aves un angle de 45°.

La largeur incliné du tablier : $10 \times \sin 45^\circ = 14,14$ m.

3. Longueur de la travée :

On a une seul travée de 20,30 m

4. Détermination du nombre de poutres et leur écartement :

On fixe un nombre de poutres et on calcul l'espacement entre ces poutres à partir de la formule suivante :

$$E = It / (N-1)$$

E : Espacement entre poutres.

It : La largeur du tablier 10m réduit par 0,5 à m de part et d'autre → 9 m

Dans notre cas l'ouvrage Biais

Devient $10,00 - (2 \times 0,50) / \cos 45^\circ = 12,73$ m

N : Nombre des poutres choisis.

Tableau 2-1: écartement entre poutres

Nbr de poutre	5	6	7	8
E(m)	$9/4 = 2,25$	$9/5 = 1,80$	$9/6 = 1,50$	$9/7 = 1,28$
E(m) X	$12,73 / 4 = 3,18$	$12,73 / 5 = 2,54$	$12,73 / 6 = 2,12$	$12,73 / 6 = 1,80$

On adopte 06 poutres avec un espacement de 1,80 m (2,54m) ~~X~~

5. Hauteur De la poutre :

L'élancement des poutres qui est égal au rapport entre la hauteur des poutres et leur portée est généralement compris entre $1/20$ et $1/17$

Avec L_t longueur de la travée 20,30 m

On prend $h_t = 1,20$ m

6. Épaisseur de l'hourdis :

L'hourdis assure la continuité de surface du tablier.

L'épaisseur est donnée en fonction des entre axes des poutres $E(m)$ compris entre 25 cm et 30 cm on prend : $h_d = 25$ cm.

7. Les entretoises d'about :

Les entretoises ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et les encastrent à la torsion sur appuis

- Avec une épaisseur constante et une hauteur sensiblement constante sauf au voisinage immédiat des poutres.
- Les entretoises sur culée sont indispensables pour assurer un bon terme des joints de chaussées d'extrémité

D'après les documents SETRA l'épaisseur de l'entretoise est de l'ordre de 25 à 30 cm ; On prend 30 cm

Hauteur de l'entretoise doit être supérieure ou égale à la hauteur de la poutre réduite par la largeur

$$H_{\text{entretoise}} \geq 1.20 - 0.85$$

$$H_{\text{entretoise}} \geq 0.35 \text{ m}$$

$$H_{\text{entretoise}} = 0,70 \text{ m}$$

8. Section de poutre :

8.1 Largeur du talon :

Ses dimensions doivent être telles qu'on puisse y loger tous les câbles nécessaires dans l'axe de travée et que les contraintes de compression à la construction n'excèdent pas les contraintes admissibles.

D'après le guide S.E.T.R.A ; la largeur du talon est donnée par la formule suivante :

$$b_t \cdot N \geq (I_t/k) \cdot (L_t/h)^2$$

Avec

I_t : la largeur du tablier = 14,14 m ;

L : longueur de la portée = 19,02 m ;

K : coefficient sans dimension $1100 \leq 1300$, On prend $K = 1200$;

$$Bt.6 \geq (14,14/1200).(19,02/1,20)^2$$

$$Bt \geq 0,49 \text{ m}$$

En prend $Bt = 0,50 \text{ m}$

8.2 Le pied du talon :

D'après le guide S.E.T.R.A, le pied du talon à une hauteur entre 10 et 25 cm pour un bétonnage correct du talon. On adopte 25 cm.

8.3 Le gousset de jonction :

Il est indiqué d'incliner les faces supérieures du talon d'un angle compris entre 45° et $\text{Arctg}(3/2) = 56^\circ$; de façon à faciliter le bétonnage.

On adopte une inclinaison de $\alpha = 45^\circ$

$$\text{Hauteur de gousset} = \text{tg } 45^\circ \times 10 = 10 \text{ cm}$$

8.4 Épaisseur de l'âme :

La largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnage et par prescriptions réglementaires : si comme c'est l'usage, des câbles de précontrainte sont relevés dans l'âme, sa largeur doit être au moins égale à trois fois le diamètre du conduit ; il importe d'autre part de connaître à l'avance les conditions de la mise en place du béton.

Lorsque les poutres sont fabriquées dans des coffrages métalliques permettant la vibration externe, il est possible de donner aux âmes une épaisseur réduite, de l'ordre de 21 à 30 cm.

On adopte une épaisseur de 30 cm. Elle doit être telle que :

- la couverture réglementaire soit respectée : $e \geq 3,5D$
Avec D : diamètre extérieur d'une gaine.
Soit : $D = 7,5 \text{ cm} \leftrightarrow e \geq 26,25 \text{ cm}$
- la mise en œuvre du béton soit facile, les plus gros granulats (2,5 cm) doivent passer entre les câbles et les étriers, en général $e \geq 18 \text{ cm}$
- la résistance de l'effort tranchant soit assurée, à partir de cette condition il est difficile, d'estimer la valeur de e , néanmoins nous vérifions après calcul la résistance à l'effort tranchant.
En fin, nous prendrons $e = 0,50 \text{ cm}$ en section d'about et $e = 0,30 \text{ cm}$ en section médiane.

8.5 membrure supérieure

La largeur de la table de compression doit être suffisante pour assurer la stabilité des poutres au déversement latéral.

Il est prévu ainsi une largeur au moins égale $0,3 H$ à $0,4 H$

$$H : \text{hauteur de la poutre} + \text{Dalle} = 1,2 + 0,25 = 1,45 \text{ M}$$

$$0,43 \text{ à } 0,58 \text{ m}$$

En prend $b = 0,50 \text{ m}$

Le gousset de jonction de la membrure supérieure :

Il joue un triple rôle

- facilite la mise en œuvre du béton
- il renforce l'encastrement de la table sur l'âme, augmente ainsi sa
- résistance à la flexion et la rupture.
- Il permet d'entries (loger) les ancrages des câbles
On adopte $\alpha=45^\circ$

9. Caractéristiques géométrique des sections brutes des poutres :

La section de la poutre est décomposée en élément simple dont la géométrie connue (triangle, rectangle, carré).

Notations :

B_i : la section brute de l'élément i .

Z_i : la distance du centre de gravité de la $i^{\text{ème}}$ section à la base de la poutre.

S_i : moment statique de la section $S_i = B_i \times Z_i$.

V_{inf} : distance du centre de gravité de la section totale à la fibre inf. (à vide et en charge), par rapport à son centre de gravité.

V_{sup} : distance du centre de gravité de la section totale à la fibre sup (à vide et en charge).

I_i : le moment d'inertie de l' $i^{\text{ème}}$ section par rapport à la base de la poutre.

I'_i : le moment d'inertie de l' $i^{\text{ème}}$ section par rapport à son centre de gravité.

I_0 : moment d'inertie total par rapport au centre de gravité de la section totale (à vide et en charge).

W_i : module d'inertie de la section par rapport à la fibre inf. $W_i = I_0 / V_{\text{inf}}$.

W_s : module d'inertie de la section par rapport à la fibre sup. $W_s = I_0 / V_{\text{sup}}$.

I : le rayon de giration de la section $i^2 = I_0 / B_i$

ρ = le rendement de la section (c'est-à-dire meilleur qualité au moindre cout).

$$\rho = I_0 / B_i \cdot V_{\text{inf}} \cdot V_{\text{sup}} = i^2 / V_{\text{inf}} \cdot V_{\text{sup}}$$

$\rho \leq 45\% \rightarrow$ section massif

$\rho \leq 50\% \rightarrow$ section normal

$\rho \leq 55\% \rightarrow$ section elancé

Pour une section rectangulaire $I'_i = bh^3/12$.

Pour une section triangulaire $I'_i = bh^3/36$.

$I_i = I'_i + B_i \times (Z_i)^2$ théorème de transport de Huygens

$$V_{\text{inf}} = \frac{\sum S_i}{\sum B_i} V_{\text{sup}} = h - V_{\text{inf}}$$

$$I_0 = \sum (I_i + B_i x (Z_i)^2)$$

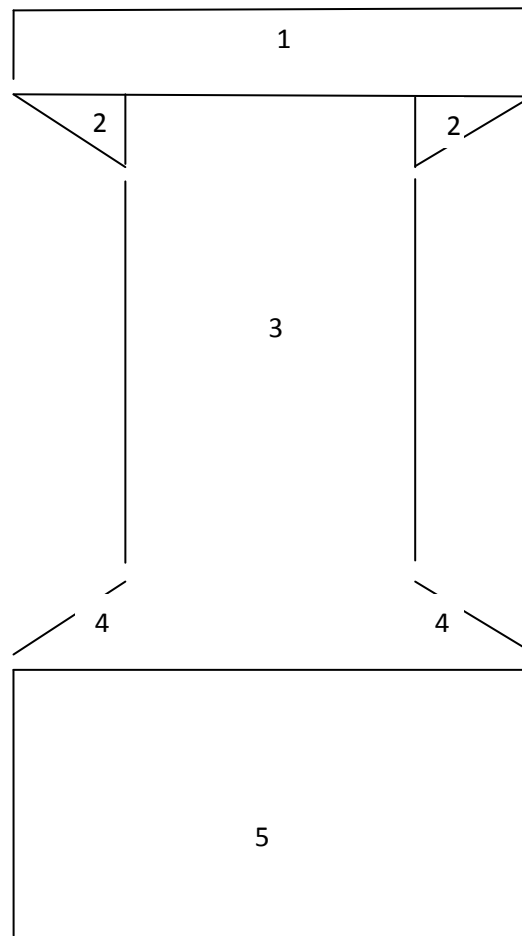


Fig.2.1 :section de poutre à vide

Tableau 2-2 : Caractéristique de la section à vide

Sections	Dimensions cm	B_i cm^2	Z_i cm	S_i cm^3	I_i cm^4	I_i cm^4
(1)	10x50	500	115	57500	4166,67	6616666,67
(2) x2	(10x10)/2	100	106,67	10667	555,56	1138404,45
(3)	30x85	2550	67,5	172125	1335312,5	12953750
(4) x2	(10x10)/2	100	28,33	2833	555,56	80814,45
(5)	50x25	1250	12,5	15625	65104,17	260416,67

Poutre seul		4500	/	258750	1405694,46	21050052,24
dalle	254x25	6350	132,5	841375	330729,17	111812916,7
Poutre+dalle(en charge)		10850	/	1100125	1736423,63	132862968,9
à vide (Poutre seul)						
V_{inf}	V_{sup}	I_0	W_i	W_s	I_2	ρ
(cm)	(cm)	Cm4	Cm3	Cm3	cm	(%)
57,5	62,5	6151137,24	106976,30	98418,20	1366 ,92	38,03
En charge (poutre +dalle)						
101,39	43,61	20179433,76	199027,85	462724,92	1859,56	42,06

10. Conclusion :

La poutre préfabriquée étudiée d'une manière efficace et standardisés. Il reste à vérifier la hauteur, déterminer l'espacement des poutres et la largeur de la dalle qui collabore dans la section composite.

Chapitre 3

Charges et surcharges

3.1 Introduction :

Le présent chapitre vise les charges permanentes, les charge sur les chaussés et leurs effets annexés, les charges sur les trottoirs, les charges de vent, les charges sismiques, les charges sur les garde cops et sur les dispositifs de retenue, applicables au calcul des ponts-routes.

3.2 Charges permanentes :

On a 06 poutres avec 2 entretoises

Section d'about : $1,2 \times 0,5 = 0,6 \text{ m}^2$

Section médiane : $0,5 \times 0,25 + \{(0,1 \times 0,10) / 2\} \times 4 + 0,10 \times 0,50 + 0,30 \times 0,85 = 0,45 \text{ m}^2$

Poutres : $25 \times 06 \times 20,30 \times 0,45 = 1370,25 \text{ KN}$

Dalle : $25 \times 201,5 \times 0,25 = 1259,38 \text{ KN}$

Entretoise :

Longueur cumulé entretoise = $14,14 - (2 \times 0,50) = 11,15 \text{ m}$

$25 \times 11,15 \times 0,70 \times 0,30 = 58,74 \text{ KN}$

Revêtement : $22 \times 152,25 \times 0,08 = 267,96 \text{ KN}$

Trottoir : $4,5 \times 2 \times 20,30 = 182,7 \text{ KN}$

Gard-cops : $2 \times 1 \times 20,30 = 40,6 \text{ KN}$

Corniche : $2 \times 1,12 \times 20,30 = 45,47 \text{ KN}$

$G = 3325,1 \text{ KN}$

3.3 Surcharges de chaussée:

Pour une raison de commodité de calculs, il est cependant loisible, dans certains cas, de décomposer les efforts appliqués à un élément en deux parties, l'une résultant d'un effet local du à la charge B, l'autre résultant d'un effet général du à la charge A. Ces deux effets partiels peuvent être alors cumulés, les règlements fixant les conditions de ce cumul et les modalités de prise en compte du résultat.[3]

La charge B est ordinairement seule à envisager pour la justification des éléments du tablier, c'est-à-dire dalles sous chaussée, longerons, entretoises, pièces de pont..[3]

Par contre les deux systèmes A et B sont à envisager successivement pour toutes les justifications dans lesquelles la structure est prise dans son ensemble, sous réserve des cas particuliers. Cependant, suivant les errements habituels, les justifications peuvent ne faire état que du système dont les effets sont les plus importants ; la comparaison des effets développés par les deux systèmes dépend non seulement de la classe du pont, mais aussi de facteurs tels que la largeur roulable et la nature de la structure porteuse, ces facteurs se traduisant par des coefficients de majoration dynamique et surtout des coefficients d'excentrement différents sous charges non centrées sur l'axe mécanique de la structure..[3]

Pour des longueurs chargées inférieures à 10 m le système B est à considérer comme prépondérant dans tous les cas.

Dans le cas des ouvrages de troisième classe le système B est généralement prépondérant.

Largeurs roulable LR : Il est rappelé que la largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures ; elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les surlargeurs éventuelles, telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc. Dans le cas où l'on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y a lieu de considérer celle-ci dans son état définitif.

Largeurs chargeables Lc : La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe.

$L_c = L_r$ s'il ya des bordures.

$L_c = L_r$ diminuée de 50 cm le long de chaque dispositif de retenue.

$L_c = L_r = 7,5$ m dans notre ouvrage.

Classe du ponts-routiers :

Les ponts-routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

- Sont rangés en première classe :
 - tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m ;
 - tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées ;
 - les ponts, de largeur roulable inférieure à 7 m ;

• Sont rangés en deuxième classe les ponts, autres que ceux énumérés ci-dessus, supportant des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5.50 m et 7 m valeurs limites exclues.

• Sont rangés en troisième classe les ponts, autres que ceux énumérés ci-dessus, supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5.50 m

3.2.1 Système de charges A.

la valeur A (l) ne s'applique entièrement qu'aux ouvrages de première classe supportant une ou deux voies de 3,50 m, ainsi qu'aux ouvrages de deuxième classe à deux voies de 3 m dans les cas où une seule de ces deux voies est chargée. [3]

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l + 12}$$

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{20,30+12} = 1344,55 \text{ kg/m}^2 = 13,44 \text{ KN/m}^2$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées la valeur de A (l) est multipliée par les coefficients a_1 du tableau suivant :

Tableau 3-1 : Coefficient de dégressivité transversal a_1 de la charge A(l)

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	»	»	»
	Troisième	0,9	0,8	»	»	»

$$(a_1) = 1 \text{ donc } A_1 = a_1 A(l) = 1344,55 \text{ Kg/m}^2$$

Pour les grandes longueurs chargées, la charge $a_1 A(l)$ prend une valeur plancher égale à $(400 - 0,2 \cdot l) \text{ Kg/m}^2$, de sorte que la densité de la charge effective $q(L)$ peut être mise sous la forme :

$$q(L) = \sup\{ a_1 A(l) ; (400 - 0,2 \cdot l) \} \text{ Kg/m}^2$$

$$q(L) = \sup\{ 1344,55 ; 400 - 0,2 \times 20,15 \} \text{ Kg/m}^2$$

$$q(L) = \sup\{ 1344,55 ; 395,97 \} \text{ Kg/m}^2$$

$$q(L) = 1344,55 \text{ Kg/m}^2$$

la charge $q(L)$ est multiplier par un Coefficient $a_2 = v_0/v$

v : la largeur du voie ;

$$v_0 = 3,5 \text{ m pour les pont 1ere classe.}$$

$$A_2 = a_2 A_1 = (3,50/3,75) \times 1344,55 = 1254,91 \text{ Kg/m}^2.$$

Finalement, la charge due au système A est multipliée par un coefficient γ_Q qui vaut

$$\gamma_Q = 1,20 \text{ à l'ELS}$$

$$\gamma_Q = 1,07 \times 1,5 = 1,61 \text{ à l'ELU}$$

$$A = 1254,91 \times 1,20 = 1505,89 \text{ Kg/m}^2 \text{ à l'ELS}$$

$$A = 1254,91 \times 1,61 = 2020,41 \text{ Kg/m}^2 \text{ à l'ELU}$$

3.2.2 Système de charges B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

Le système Bc se compose de camions types ;

Le système Br se compose d'une roue isolée ;

Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

Les deux premiers systèmes Bc et Br s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

Les éléments du système B sont schématisés ci-dessous, les longueurs étant exprimées en mètres et les masses en tonnes.

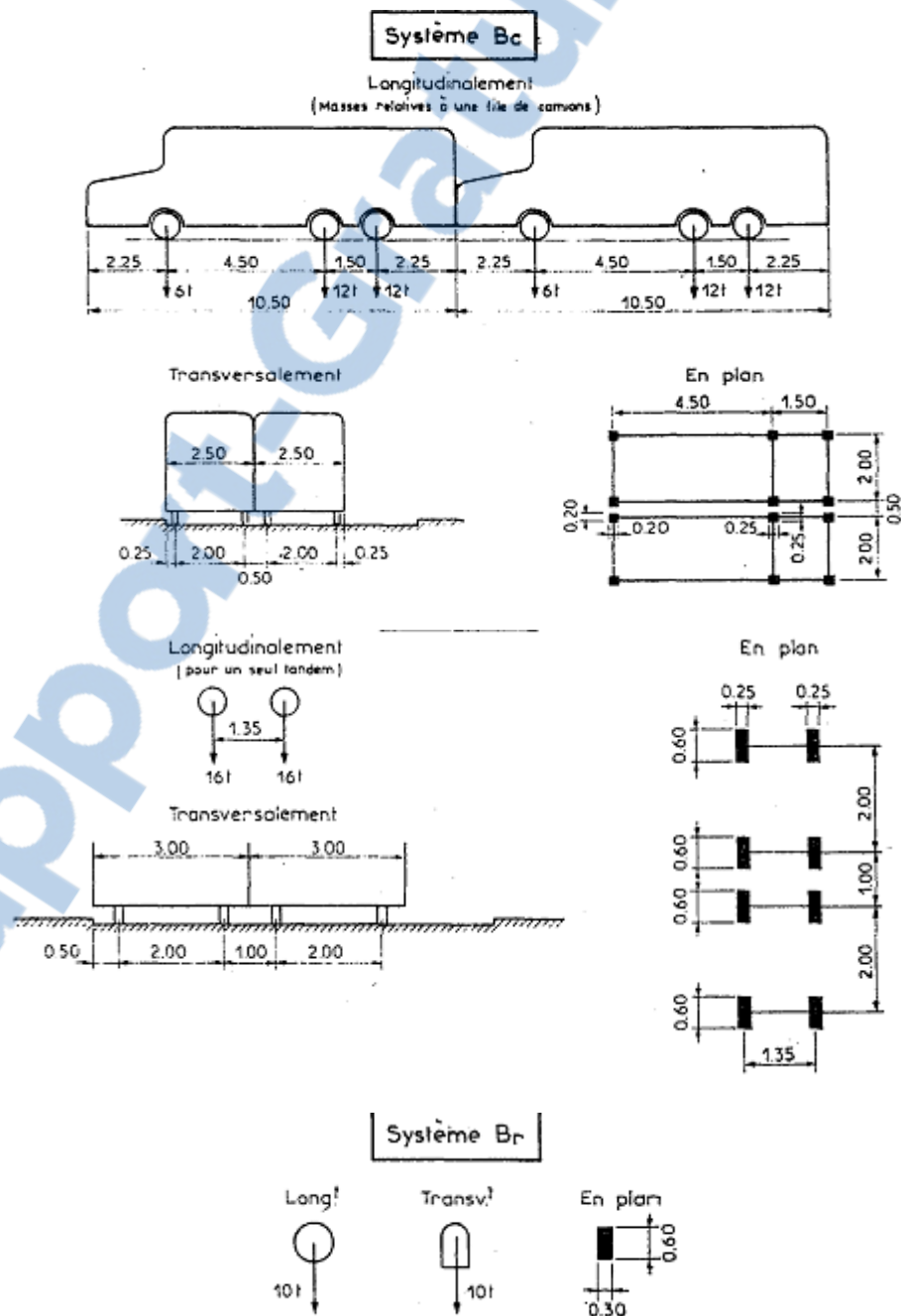


Fig. 3.1 : Les éléments du système de charge B

3.2.2.1 Sous système Bc :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale 30 t.

Masse portée par chacun des essieux arrière 12 t.

Masse portée par l'essieu avant 6 t.

Longueur d'encombrement 10,50 m.

Largeur d'encombrement 2,50 m.

Distance des essieux arrière 1,50 m.

Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4,50 m.

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25 m de côté.

Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,20 m de côté.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50 m de largeur. Les diverses bandes peuvent être contiguës ou séparées.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

Tableau 3-2 : valeurs du coefficient bc

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
I	1,2	1,1	0,95	0,80	0,70
II	1	1	-	-	-
III	1	0,8	-	-	-

$$B_c = 2 \times 2 \times 30 = 120 \text{ t}$$

$$B_c \times b_c = 120 \times 1,1 = 132 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}} = 1,079$$

$G=3311,78 \text{ KN}$; $S=1,32 \text{ KN}$; $L=20,30 \text{ m}$

$\delta Bc=1,079 \times 132=142,43 \text{ t}$ $t=1424,3 \text{ KN}$.

3325,1

3.2.3 Sous système Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivants :

Masse portée par chaque essieu 16 t.

Distance des deux essieux 1,35 m.

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

Dans les ponts biais, il est loisible, pour faciliter les calculs, de décaler suivant le biais les 2 tandems, ainsi que les roues homologues de chacun des essieux.

La charge Bt= $16 \times 4= 64 \text{ t}$

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients bt suivants :

Tableau 3-3 : valeurs du coefficient bt

Classe du pont	Première classe	Deuxième classe
Coefficient	1,0	0,9

La charge Bt est affectée au coefficient de pondération $bt = 1$

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes Bc ,Br, Bt est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L : la longueur du travée étudié ;

G : le poids total de la dite travée ;

S : poids total maximal des essieux du système (Bc ou Bt) disposé sur cette travée.

$\delta \times Bt=64 \times 1,079= 69,056 \text{ t}$ $t=690,56 \text{ KN}$

3.2.4 Sous système Br :

Le sous-système Br se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire de $0,60 \times 0,30 \text{ m}$

Sous système Br est frappé du même coefficient de majoration dynamique que Bt

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

$$10 \times 1,079 = 10,79 \text{ t} = 107,9 \text{ KN}$$

3.3 Efforts de freinage :

- **Effort de freinage correspondant à la charge A :**

L'effort est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière

S : surface chargée en m²

$$F_{AL} = \frac{AxS}{20 + 0,0035 S} = \frac{2028,23 \times 201,5}{20 + 0,0035 \times 201,5} = 19738,39 \text{ kg} \cong 197,38 \text{ KN}$$

$$F_{AL} = \frac{AxS}{20 + 0,0035 S} = \frac{2028,23 \times 201,5}{20 + 0,0035 \times 201,5} = 19738,39 \text{ kg} \cong 197,38 \text{ KN}$$

Remarque: L'effet le plus défavorable n'est pas forcément obtenu en chargeant la plus grande longueur possible.

- **Effort de freinage correspondant à la charge Bc :**

Un camion au maximum peut freiner sur le pont ; l'effort horizontal correspondant à prendre en compte est égal à son poids soit : 30 t

Remarque :

- Cet effort de freinage ne doit pas être majoré pour effet dynamique.
- Les coefficients bc ne s'appliquent pas à cet effort.
- Lorsque le pont est constitué par une série de tabliers successifs; un seul camion Bc peut freiner sur un seul des tabliers.

3.4 Force centrifuge :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. Il est d'usage de considérer l'action sismique sur un pont comme le résultat d'un mouvement (translation) d'ensemble du sol selon les trois directions auquel peut se superposer, si le pont est assez long ou si les conditions géotechniques sont très variables d'un point à un autre, un système de déplacements différentiels (dans les trois directions) au droit des différents appuis.

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'art "RPOA".

Classification de la zone sismique :

Le site étudié servira d'assise du projet est classé dans le « zone I » selon le règlement RPA 99 versions 2003, reflétant une sismicité faible

Classification de l'ouvrage :

L'ouvrage est rangé en groupe I (groupe des ouvrages stratégiques).

3.5 Charge militaires :

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois militaires de l'une des classes M 80 ou 120, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules types décrits ci-après, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les surcharges des systèmes A et B.

Chaque classe se compose de deux systèmes distincts Me et Mc, dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont, chaque système étant exclusif de toute autre charge routière :

Le système Mc se compose de véhicules types à chenilles ;

Le système Me se compose d'un groupe de deux essieux.

3.5.1 Convoi M 80 :

Un véhicule type du système Mc 80 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale 72 t.

Longueur d'une chenille 4,90 m.

Largeur d'une chenille 0,85 m.

Distance d'axe en axe des deux chenilles 2,80 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

Les deux essieux qui constituent le système Me 80 sont distants de 1,50 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 22 tonnes, sa largeur est de 3,50 m ; sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 3,50 m et le côté longitudinal 0,12 m.

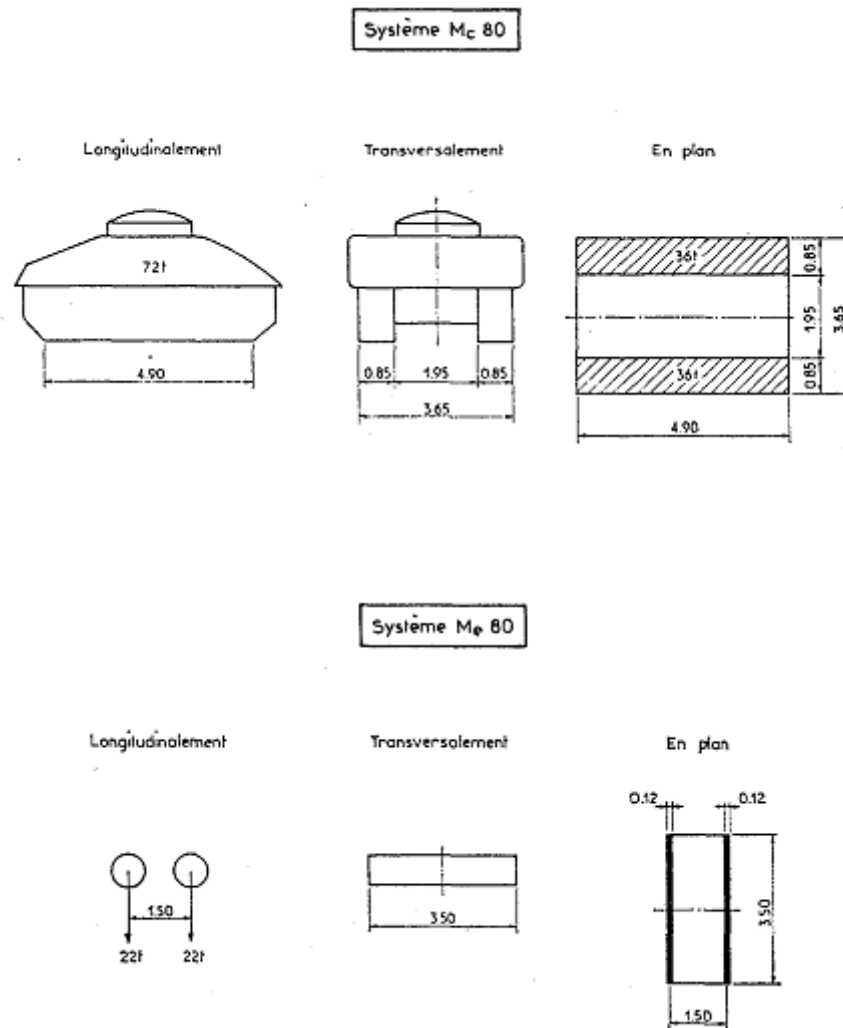


Fig 3-2 : Disposition du système Mc 80

3.5.2 Convoi M 120 :

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale 110 t.

Longueur d'une chenille 6,10 m.

Largeur d'une chenille 1 m.

Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

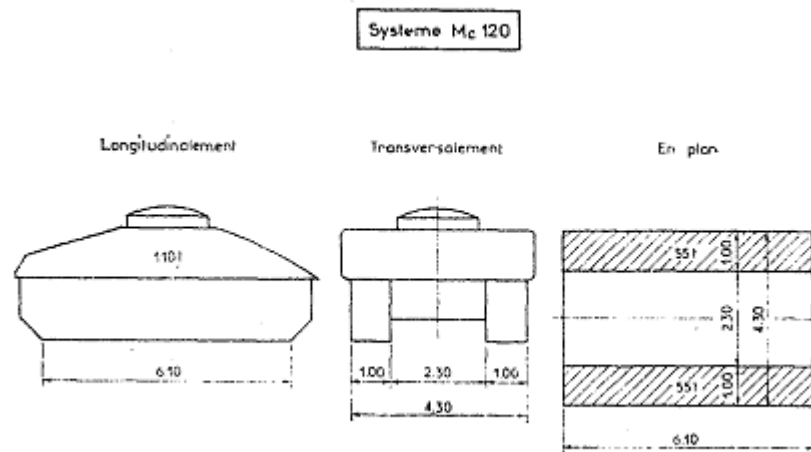


Fig 3-3 : Disposition du système Mc 120

Les deux essieux qui constituent le système Me 120 sont distants de 1,80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 33 tonnes, sa largeur est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 4 m et le côté longitudinal 0,15 m.

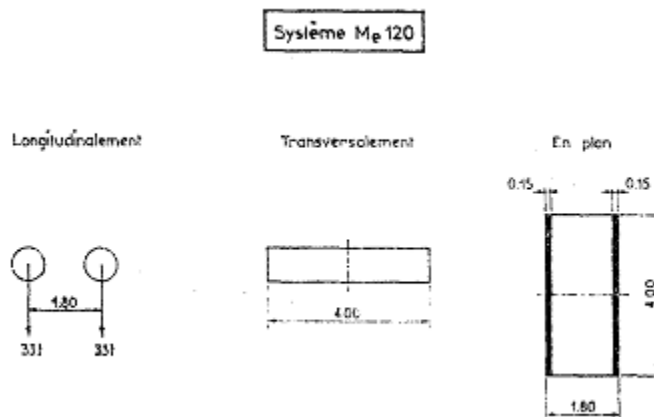


Fig 3-4 : Disposition du système Me 120

$G=3311,78 \text{ KN}$; $S=1100 \text{ KN}$; $L=20,30 \text{ m}$

$\delta Bc=1,079 \times 132=142,43 \text{ t}=1424,3 \text{ KN}$.

$Mc120= 1100 \times 1,12=1235,56 \text{ KN}$

3.6 Charges exceptionnelles.

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule-type correspondant décrit ci-après, susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les charges des systèmes A et B .

3.6.1 Le convoi-type D

comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11 mètres de long ; la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres.

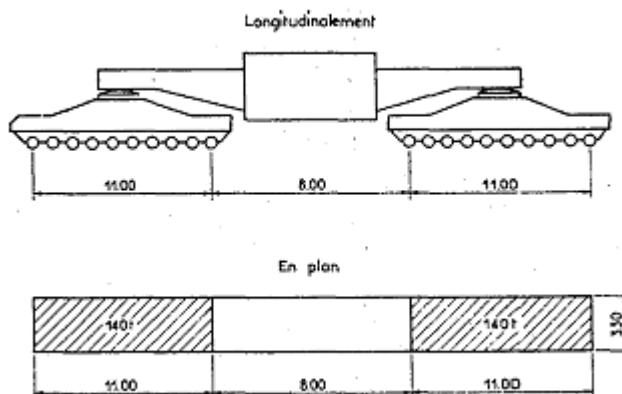


Fig 3-5 : Disposition du système D

3.6.2 Convoi type E :

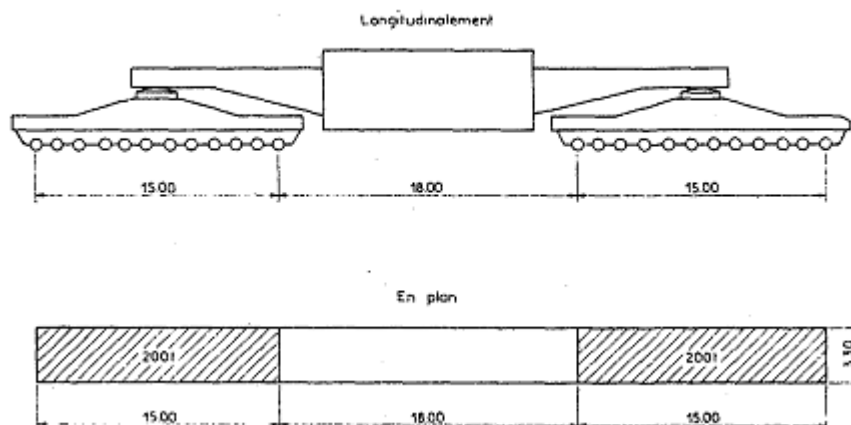


Fig 3-6 : Disposition du système E

2 . Charges sur les trottoirs.

2.1 Les divers types de charges.

Les trottoirs et les pistes cyclables, qui leur sont assimilées, supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou des trottoirs, ou de ponts réservés exclusivement à la circulation des piétons et des cycles.

Les charges qui sont utilisées dans la justification des éléments de tabliers prennent le nom de charges locales, celles qui servent à la justification des fermes maîtresses sont appelées charges générales. Les diverses charges de trottoirs ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques.

2.2 Charges locales :

Une charge uniforme de 450 kilogrammes par mètre carré est supportée par les trottoirs de tous les ouvrages, y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées et des pistes cyclables. Elle est prise en compte pour le calcul de tous les éléments des couvertures et des tabliers, dalles, longerons, pièces de pont, suspentes, entretoises, mais non pour celui des fermes principales. Elle est disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé. Les effets peuvent éventuellement se cumuler avec ceux du système B ou des charges militaires.

Sur les trottoirs en bordure d'une chaussée, il y a lieu de disposer dans la position la plus défavorable pour l'élément considéré une roue isolée de 6 tonnes dont la surface d'impact est un carré de 0,25 m de côté.

Les effets de cette roue ne se cumulent pas avec ceux des autres charges de chaussée ou de trottoirs. Ils sont à prendre en compte uniquement lorsqu'il s'agit d'état-limite ultime.

Pour leur prise en compte dans les justifications vis-à-vis des états-limites ultimes, les charges locales de trottoirs sont traitées comme les charges des systèmes A et B.

2.3 Charges générales.

- Pour la justification des fermes maîtresses qui supportent à la fois une chaussée et un ou des trottoirs, il y a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kilogrammes par mètre carré de façon à produire l'effet maximal envisagé. Dans le sens de la largeur, chaque trottoir est chargé dans sa totalité, mais les deux trottoirs, s'il y en a deux, peuvent n'être pas chargés simultanément.

Dans le sens de la longueur, les zones chargées sont choisies de la manière la plus défavorable.

- Pour la justification des fermes maîtresses des ouvrages qui sont réservés à la circulation des piétons et des cycles, on doit disposer une charge uniforme, a , dont l'intensité, fonction de la longueur chargée, l : est donnée en kilogrammes par mètre carré par la formule :

$$a(l) = 200 + 15.000./l + 50 = 2,16 \text{ KN/m}^2$$

où l : est exprimée en mètres.

Dans le sens de la largeur, les zones chargées sont déterminées dans chaque cas de manière à produire l'effet maximal envisagé. Dans le sens de la longueur elles sont déterminées dans le même but en respectant les règles pour la charge de chaussée A.

- Pour leur prise en compte dans les justifications vis-à-vis des états-limites ultimes, les charges générales de trottoirs sont traitées comme les charges des systèmes A et B.

4 Charges de vent.

1. Dans les circonstances courantes, on peut admettre, pour évaluer l'action du vent sur les ponts en service, les hypothèses simplificatrices suivantes :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression de 2.000 newtons par mètre carré (N/m²).

Sur une surface partiellement masquée (par une poutre à treillis comportant des vides et des pleins par exemple), le vent développe la pression qui s'exerce en avant du masque, multipliée par le rapport de la surface des vides à la surface totale de ce masque (les surfaces sont évaluées en projection sur un plan normal au vent).

Lorsque le vent souffle, le pont n'est supposé porter aucune charge de chaussée ou de trottoir et les effets du vent et des charges ne sont pas susceptibles de se cumuler.

- Pour les ponts en cours d'exécution, on peut admettre, dans les circonstances courantes, les hypothèses simplificatrices suivantes :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression égale à :

1.000 N/m² s'il s'agit de phases de chantier dont la durée n'excède pas un mois ; 1.250 N/m² s'il s'agit de phases de chantier dont la durée excède un mois. Sur une surface partiellement masquée, on applique la même règle qu'en § .1

Lorsque le vent souffle, le pont n'est supposé porter aucune charge mobile, de chaussée ou de trottoir ; il y a lieu cependant de tenir compte du poids des équipements provisoires, tels qu'équipages mobiles, avant- becs, etc., ainsi que la surface que ceux-ci offrent au vent.

- Lorsque le pont comporte des piles hautes et minces en élévation, il a lieu de prendre en compte un vent oblique exerçant sur les faces latérales des piles une action concomitante des effets envisagés en paragraphe ci-dessus.

5 Charges sismiques.

Dans les régions sujettes aux séismes, les ponts doivent être conçus pour résister aux charges, dites sismiques, dont le programme est fixé par le C.P.S. ou les textes en vigueur.

$$G=3311,78 \text{ KN}$$

$$\text{Effort verticale : } V_s=(7/100).G= 231,82 \text{ KN}$$

$$\text{Effort horizontal : } V_h=(1/10).G=331,19 \text{ KN}$$

6.Charges sur dispositifs de retenue (les garde-corps).

La masse des garde-corps varie de 20 à 50 Kg par mètre selon le type.

des garde-corps sont dimensionnés pour résister séparément :

- à une densité uniforme de charge horizontale au droit de la main courante d'intensité égale à

$$q = 500 (1 + b) \text{ newtons par mètre linéaire.}$$

avec maximum de 2.500 N/m.

q : donnée en fonction de la largeur du trottoir, b, exprimée en mètres.

Avec :

Maximum de 2500N /m, pour les ponts avec trafic piétons autorisé

Maximum de 1000N /m, pour les ponts avec trafic piétons non autorisé

- à une densité uniforme de charge verticale sur la main courante d'intensité égale à 1000N/m

- à une charge concentrée de 1000 N sur tout élément non vertical du garde-corps

- Pour leur prise en compte dans les justifications vis-à-vis des états-limites ultimes, les charges sur garde-corps sont traitées comme les charges des systèmes A et B.

Chapitre 4

Modélisation de l'ouvrage par SAP2000.14.2.0

1 Introduction :

- La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement d'un ouvrage sous les différentes conditions.
- Le SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception de structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil ; il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure.

2 Etapes de modélisation par SAP2000



Fig.4.1 : contrôle des unités par le SAP2000

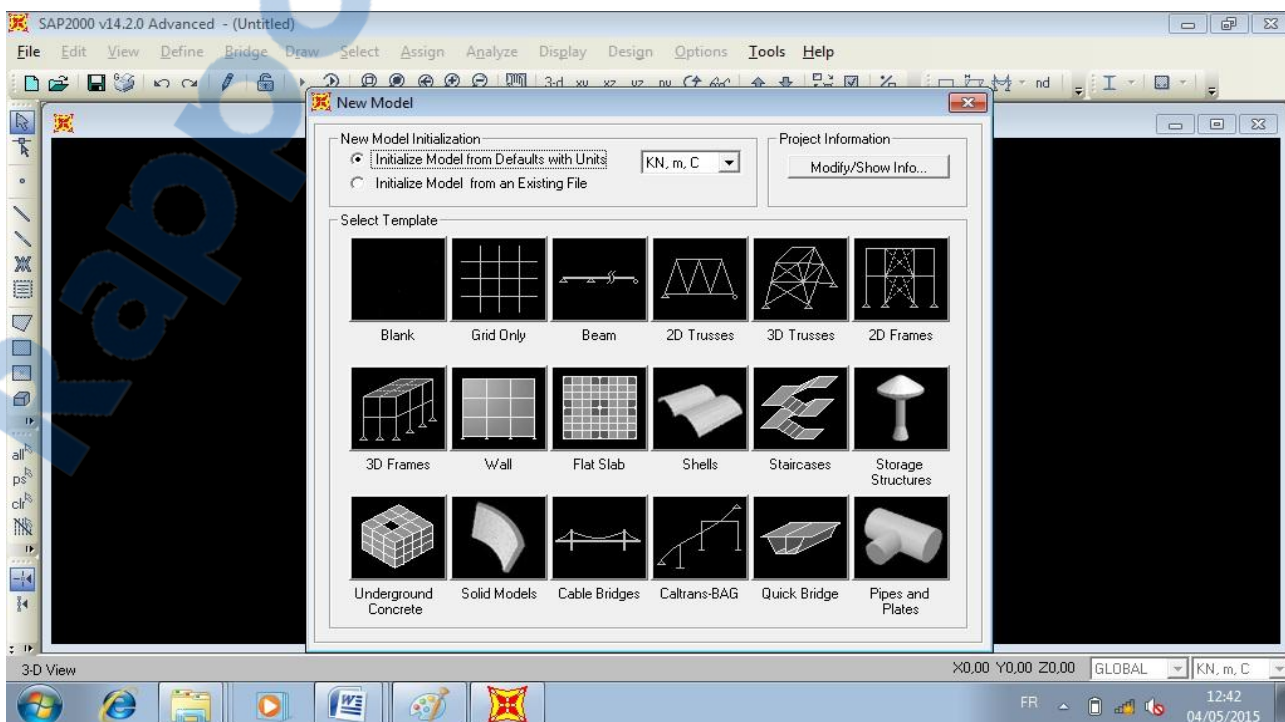


Fig.4.2 : choix du modèle Quick bridge

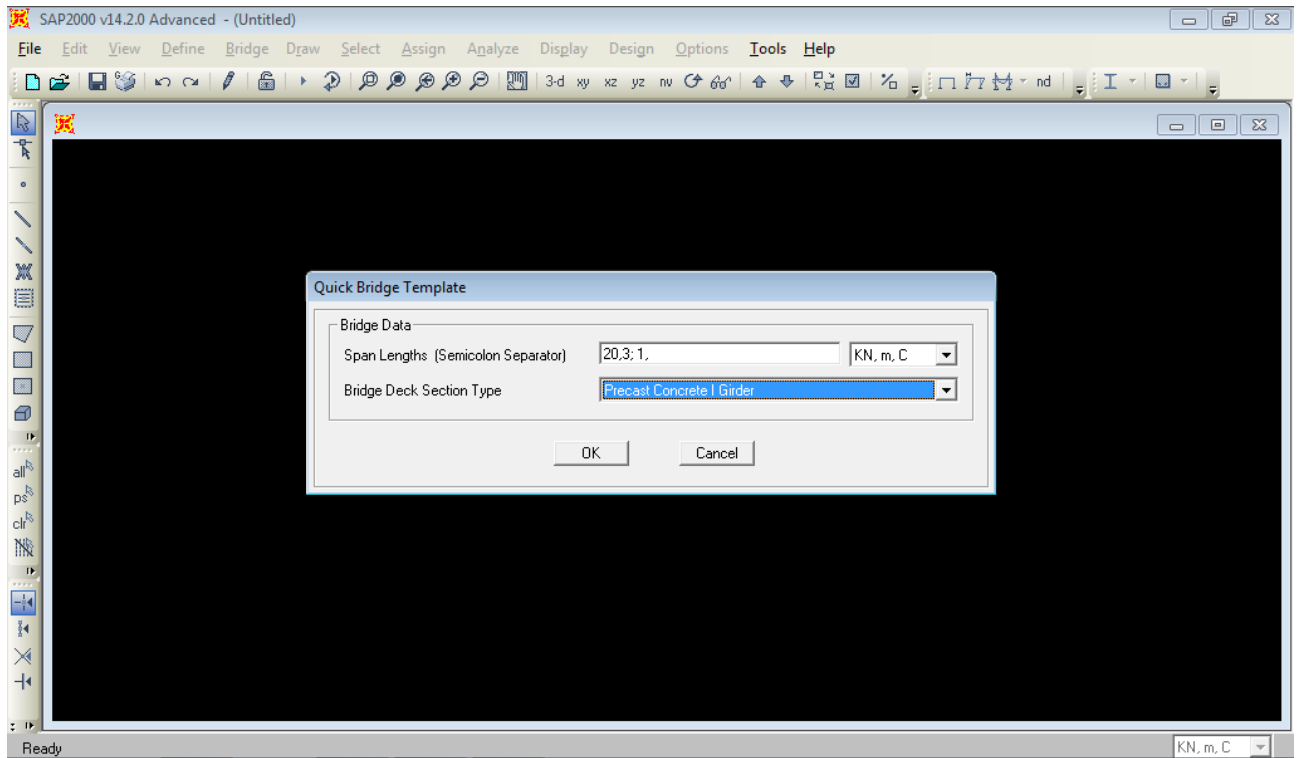


Fig.4.3 : définition de type de bridge et leur dimension

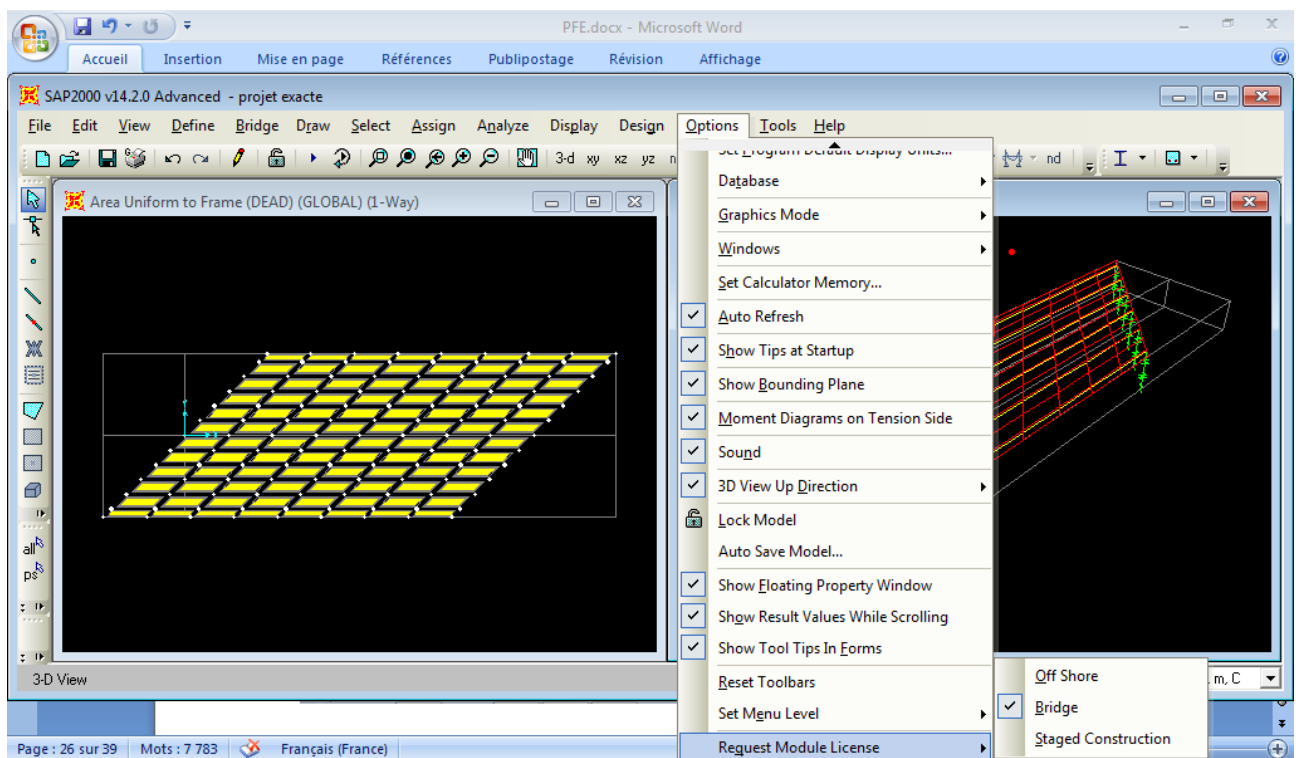


Fig.4.4 : confirmation de l'option Bridge

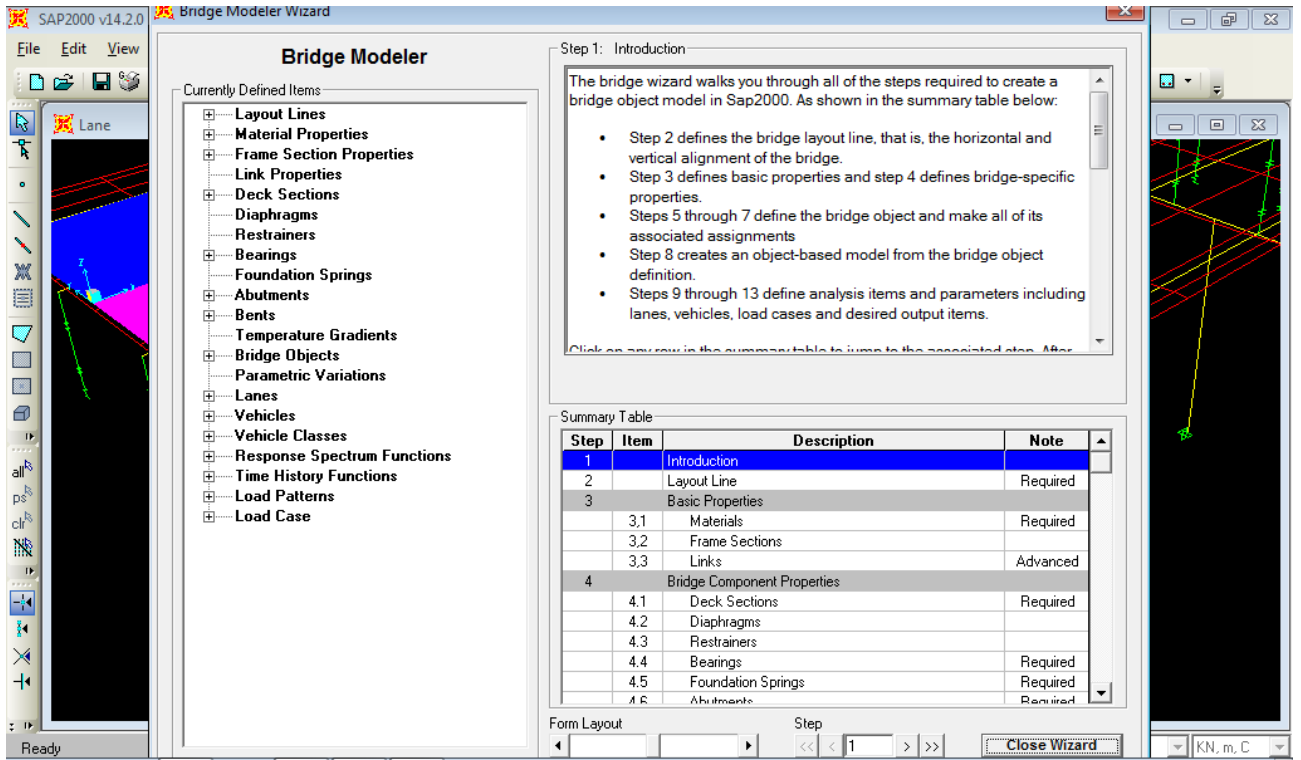


Fig.4.5 : Définition des différents éléments du Bridge

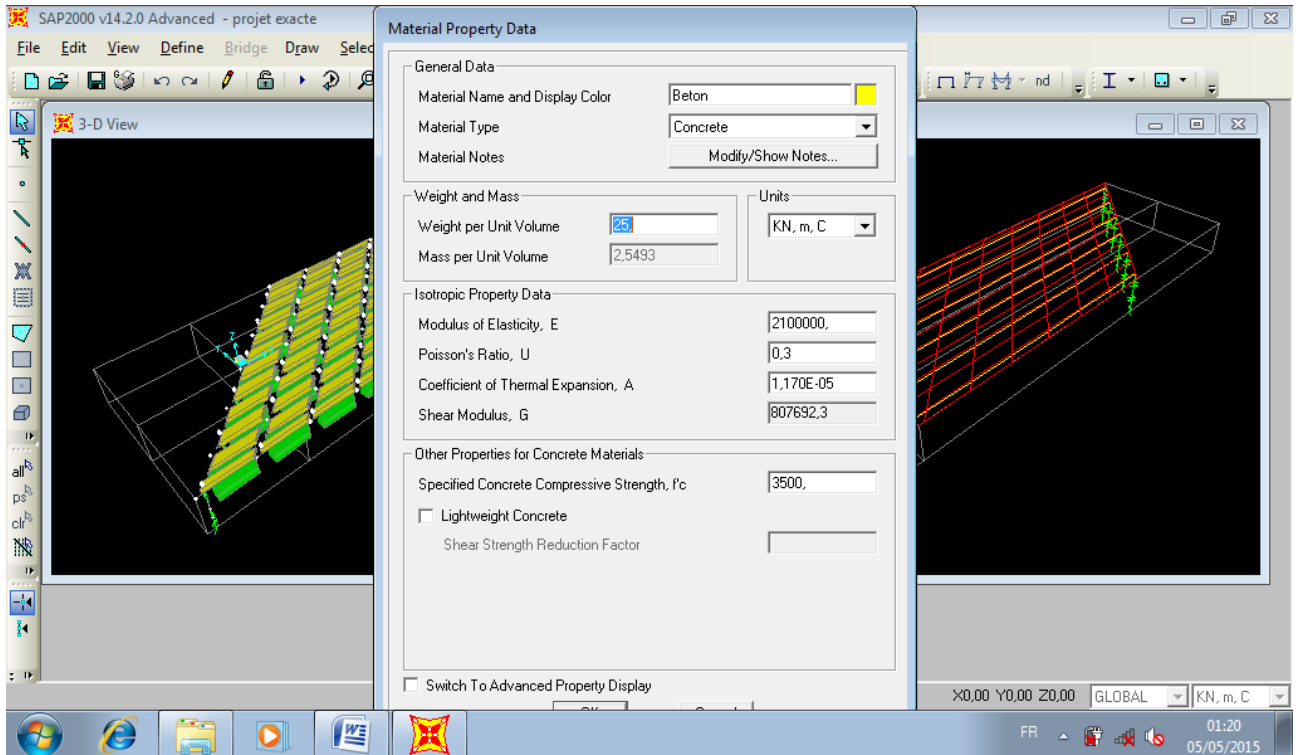


Fig.4.6 : définition de matériaux de réalisation de bridge

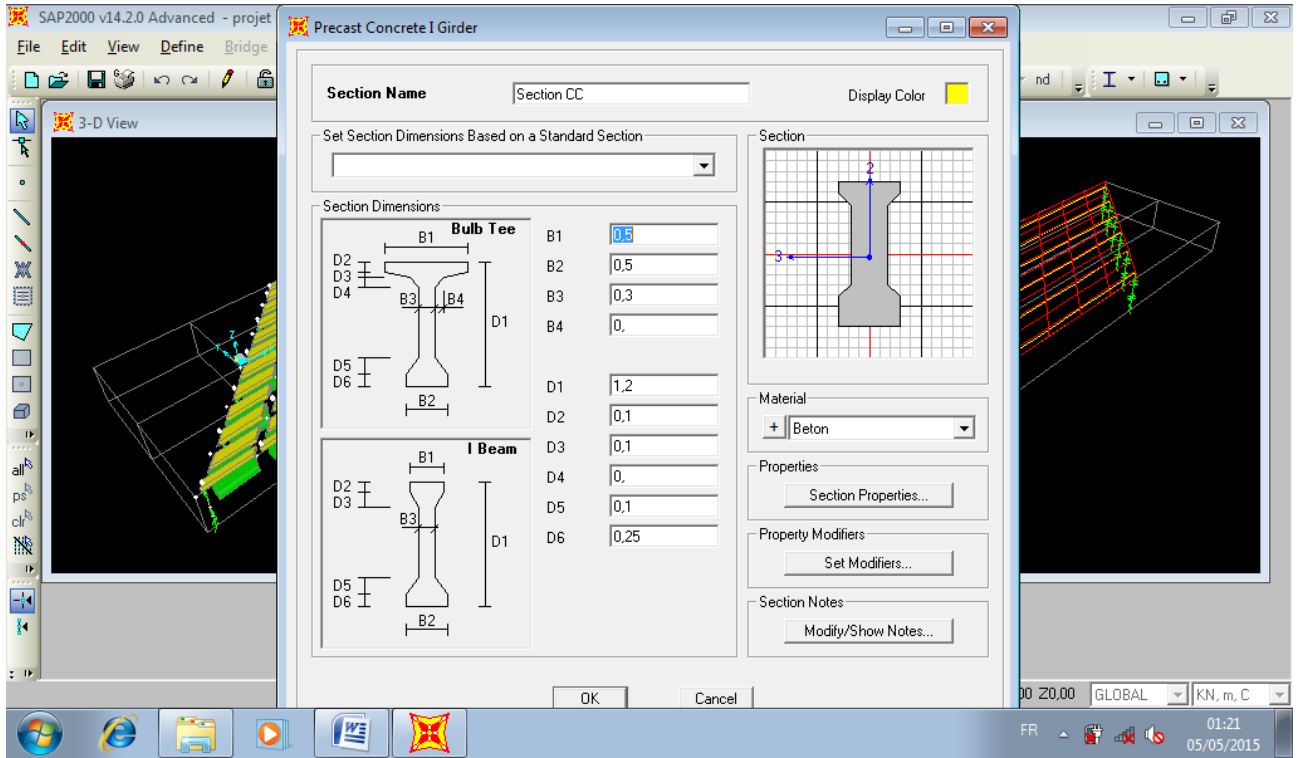


Fig.4.7 : définition de section de poutre

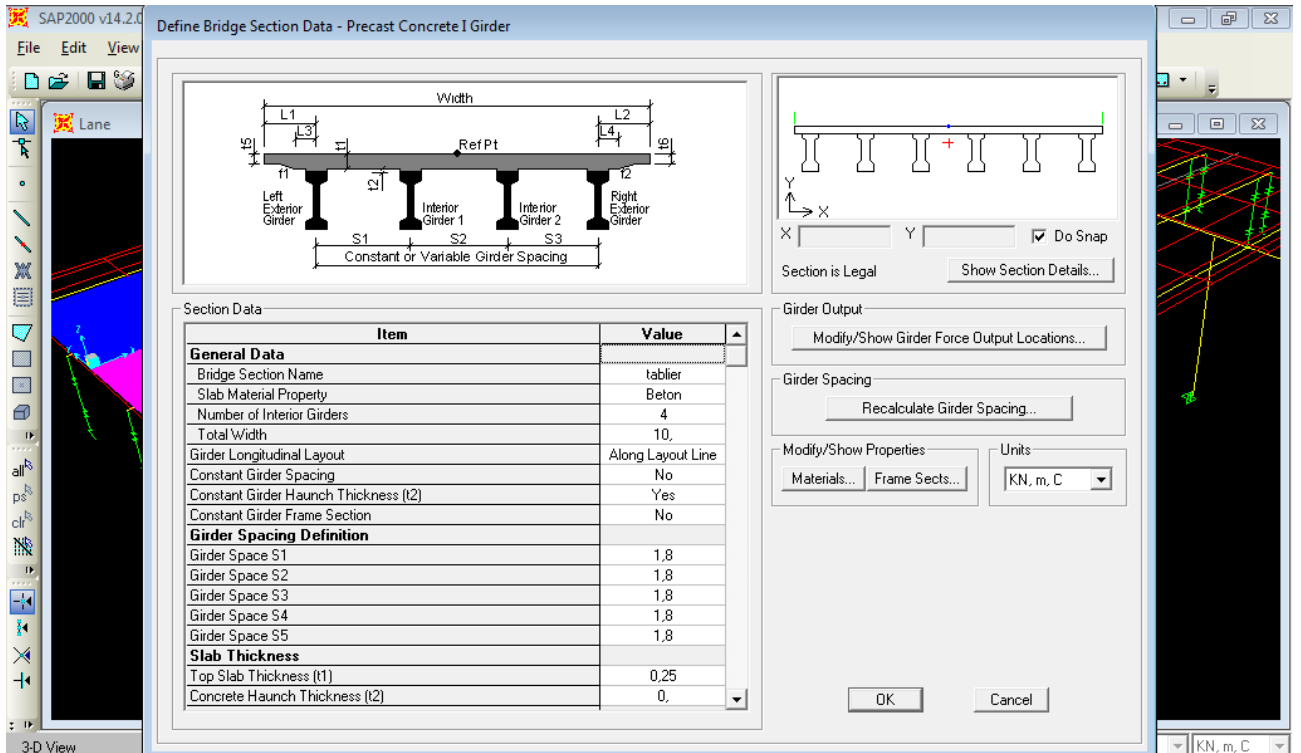


Fig.4.8 : définition du tablier

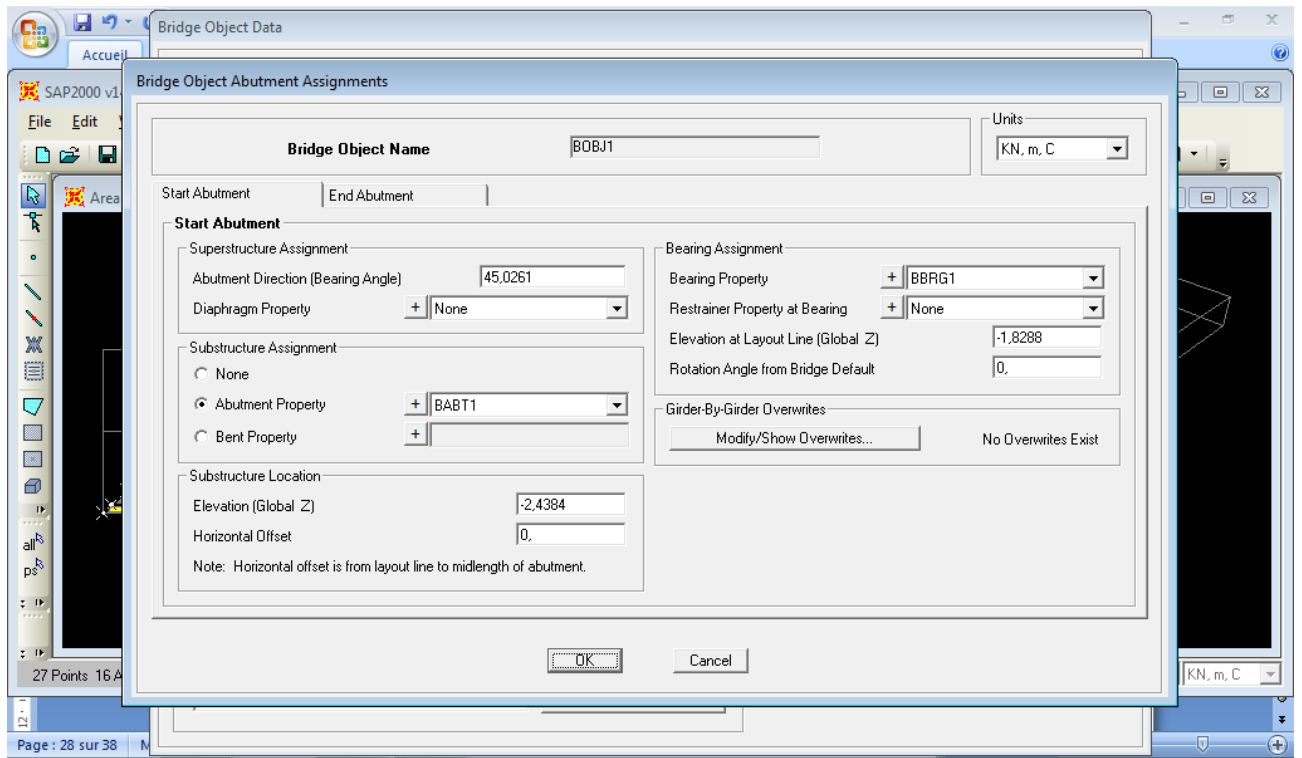


Fig.4.9 : définition d'angle (ouvrage biais)

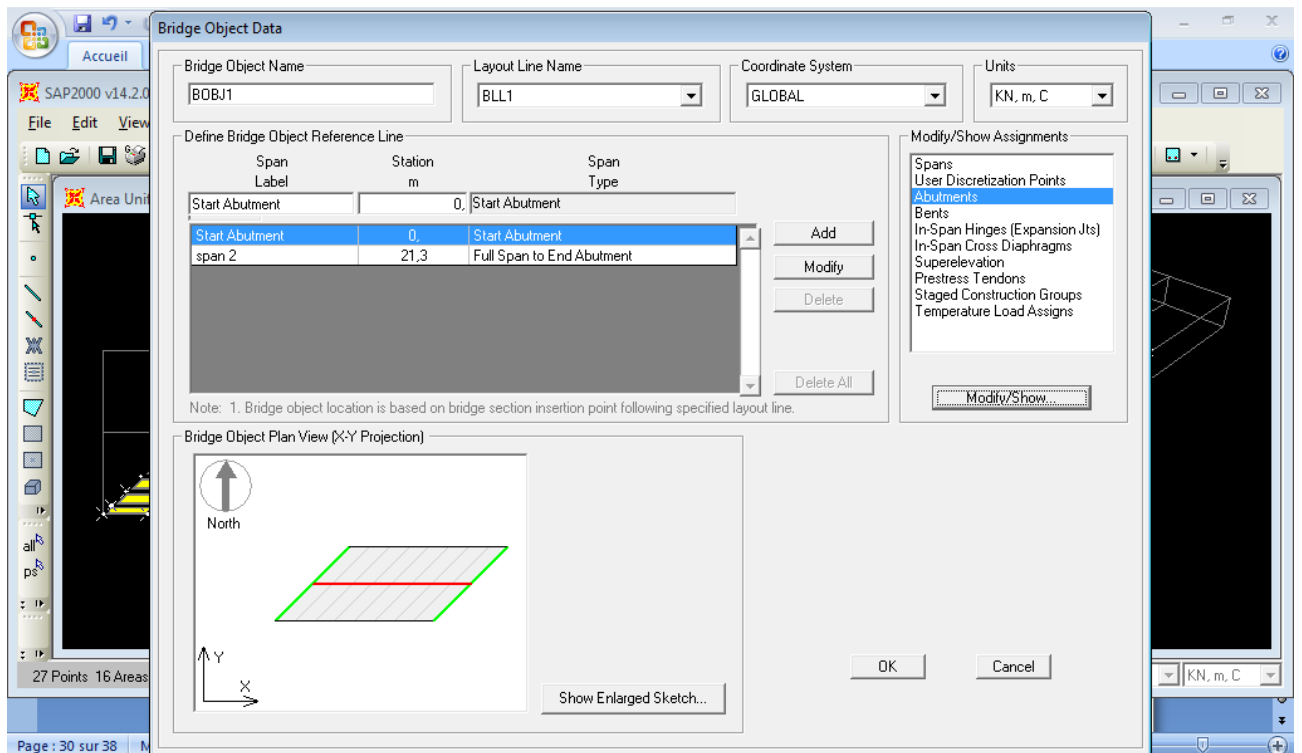


Fig.4.10 : schéma du l'ouvrage après affectation du l'angle du biais

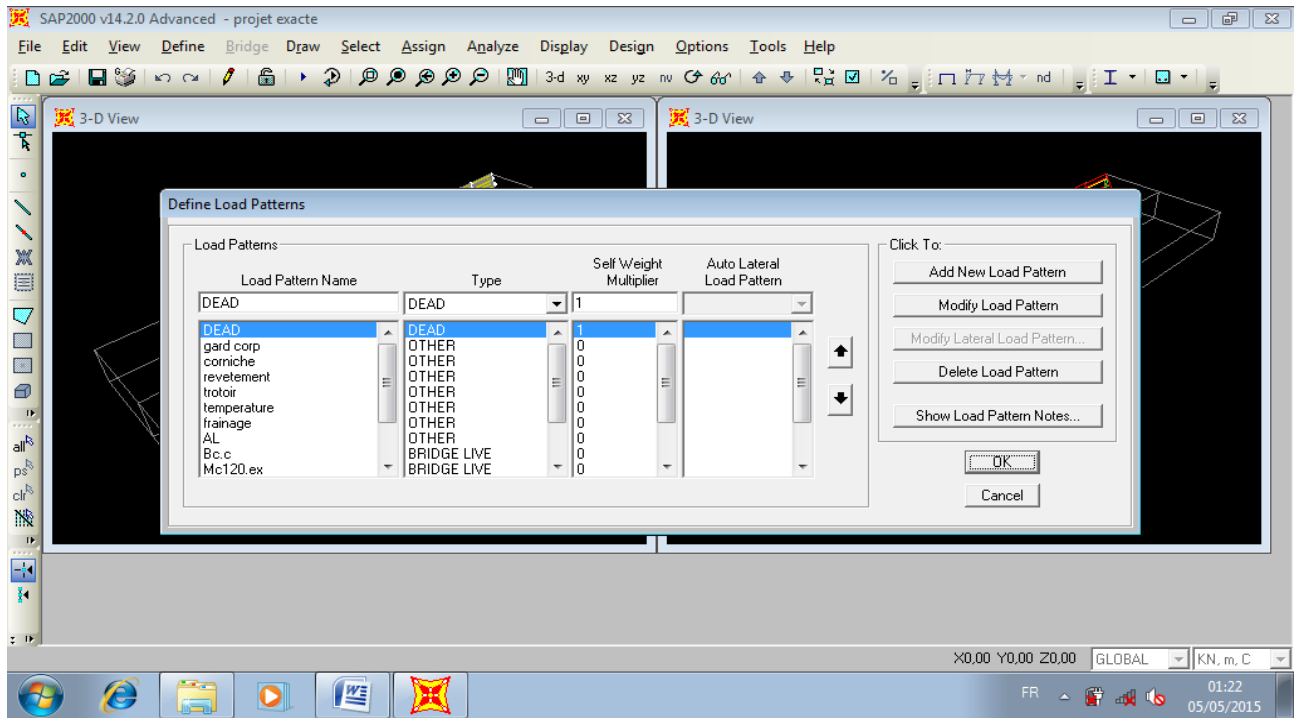


Fig.4.11 :définition de Modèle de chargement

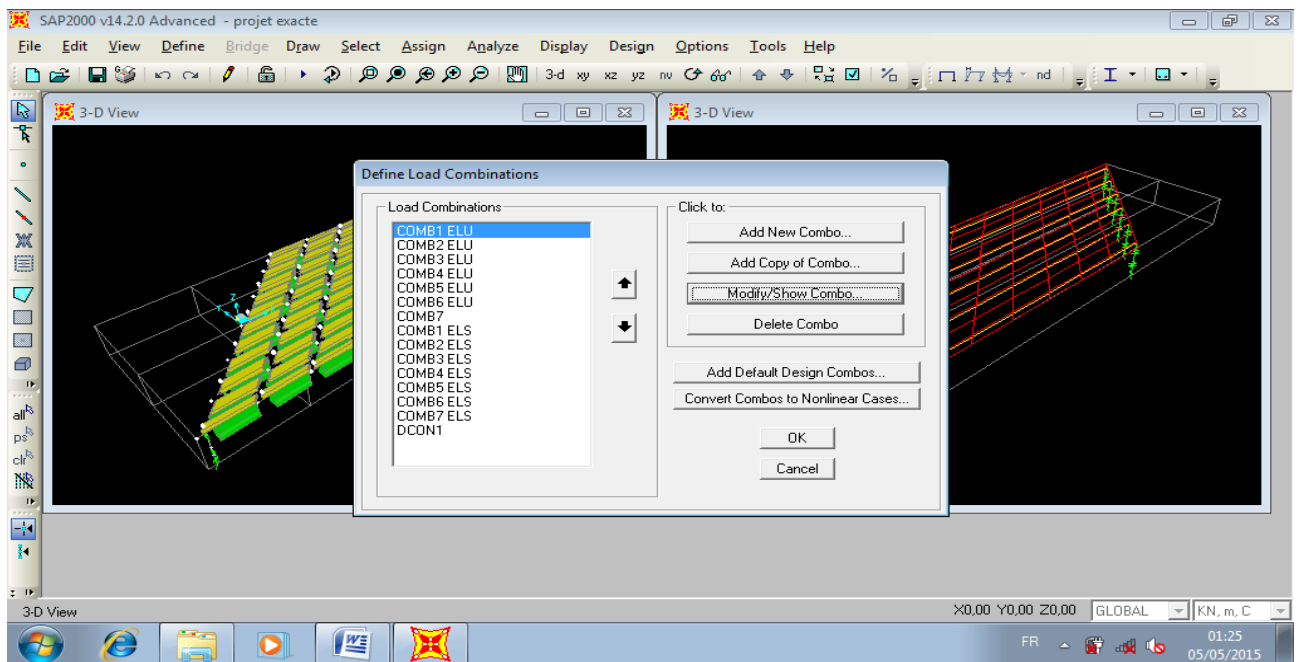


Fig.4.12 :définition des combinaisons de chargement

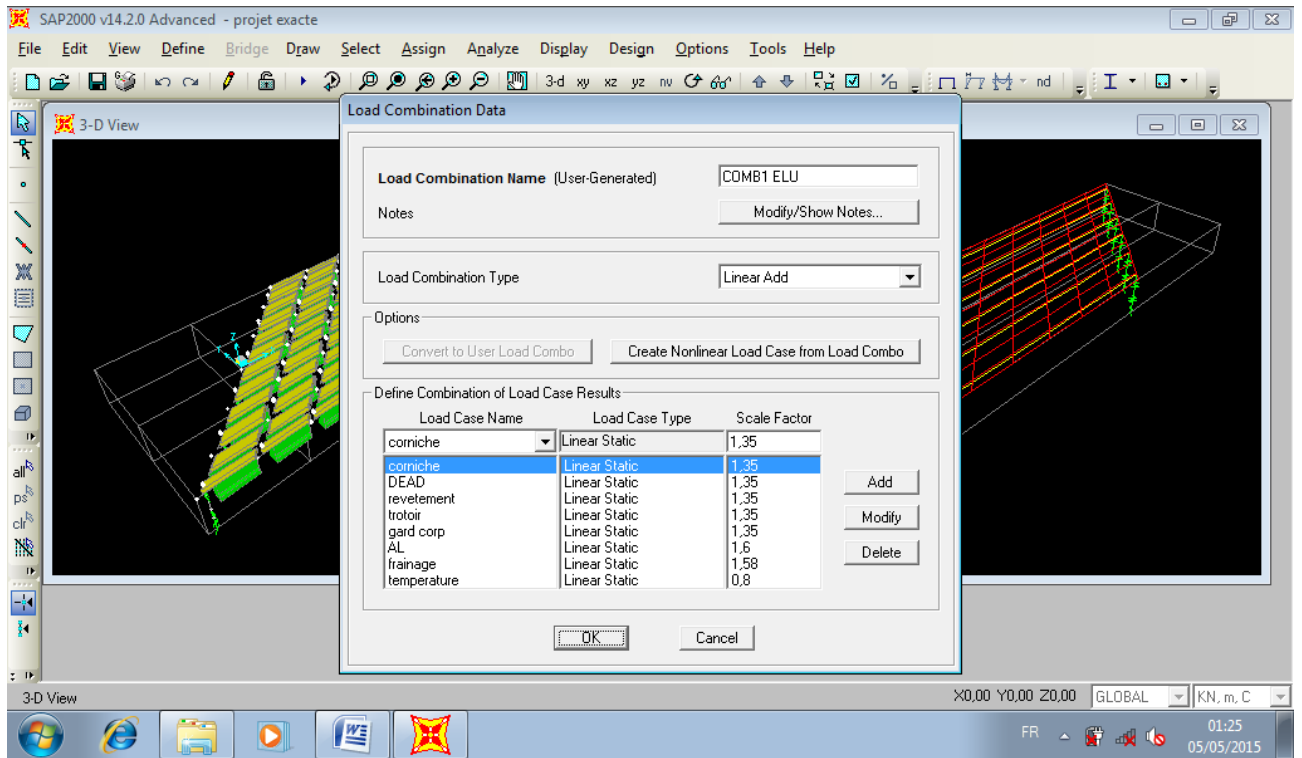


Fig.4.13 :définition d'une seule combinaison a L'ELU

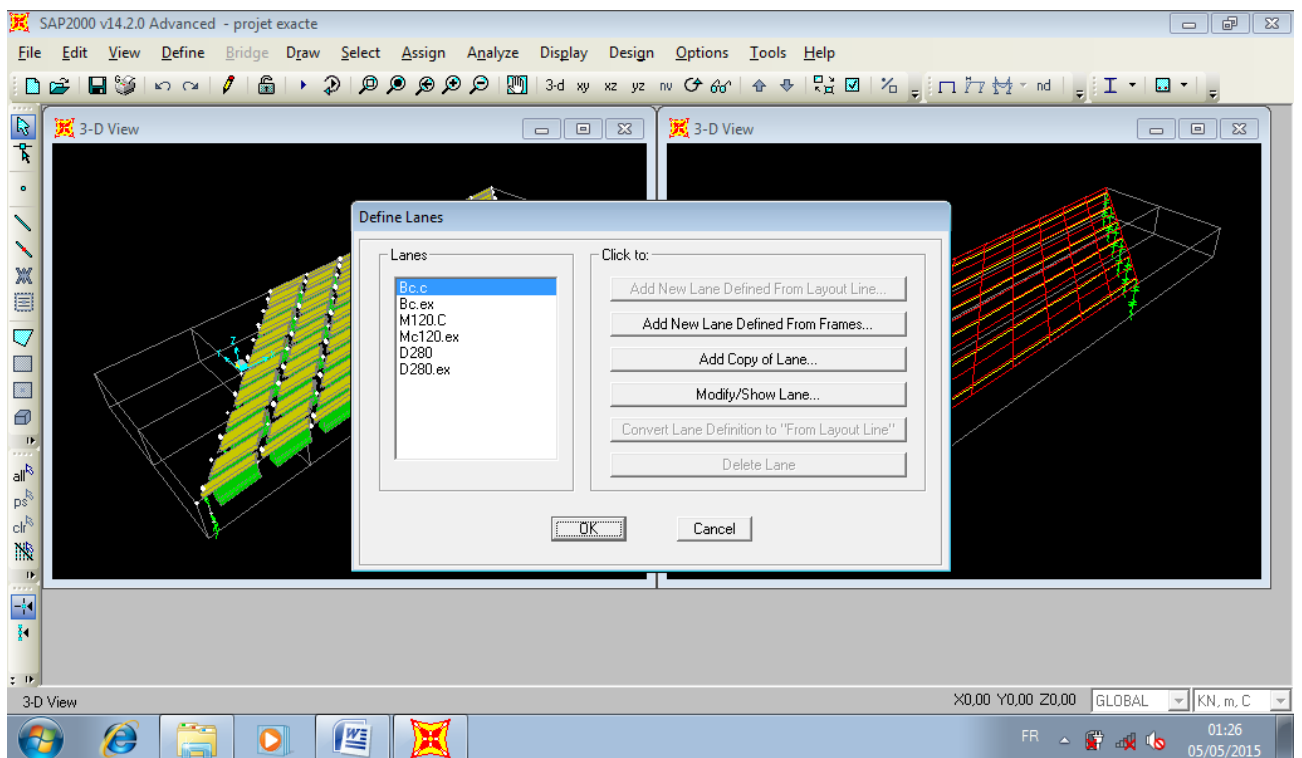


Fig.4.14 :définition d'une seule combinaison a L'ELU

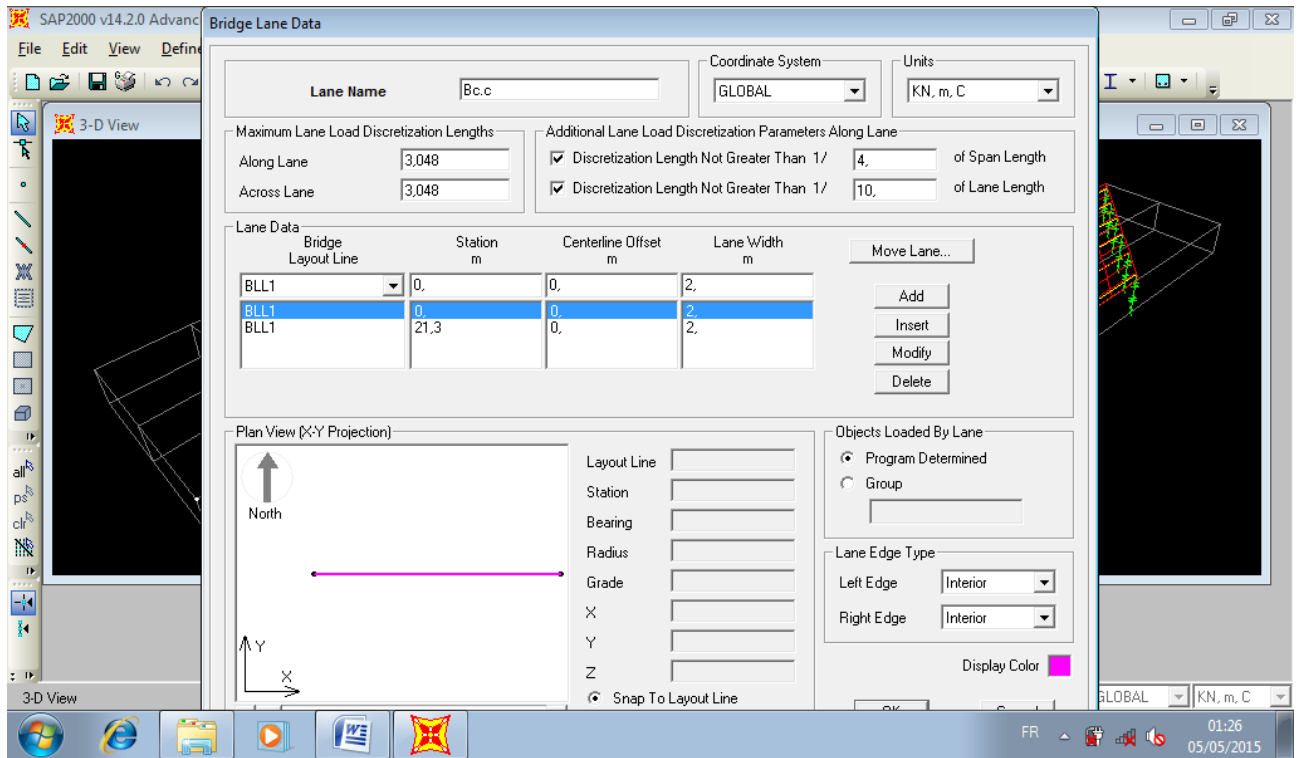


Fig.4.15 :définition des lignes de chargement

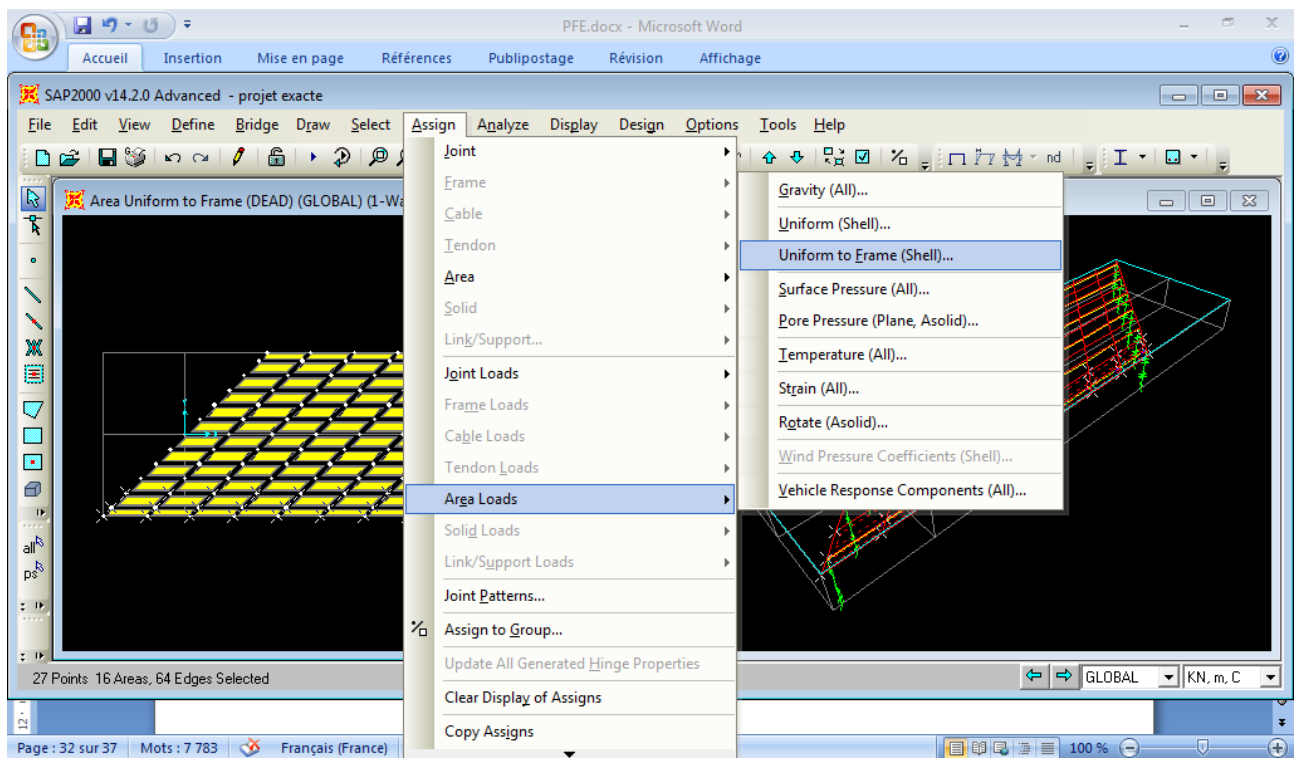


Fig.4.16 :affectation du chargement

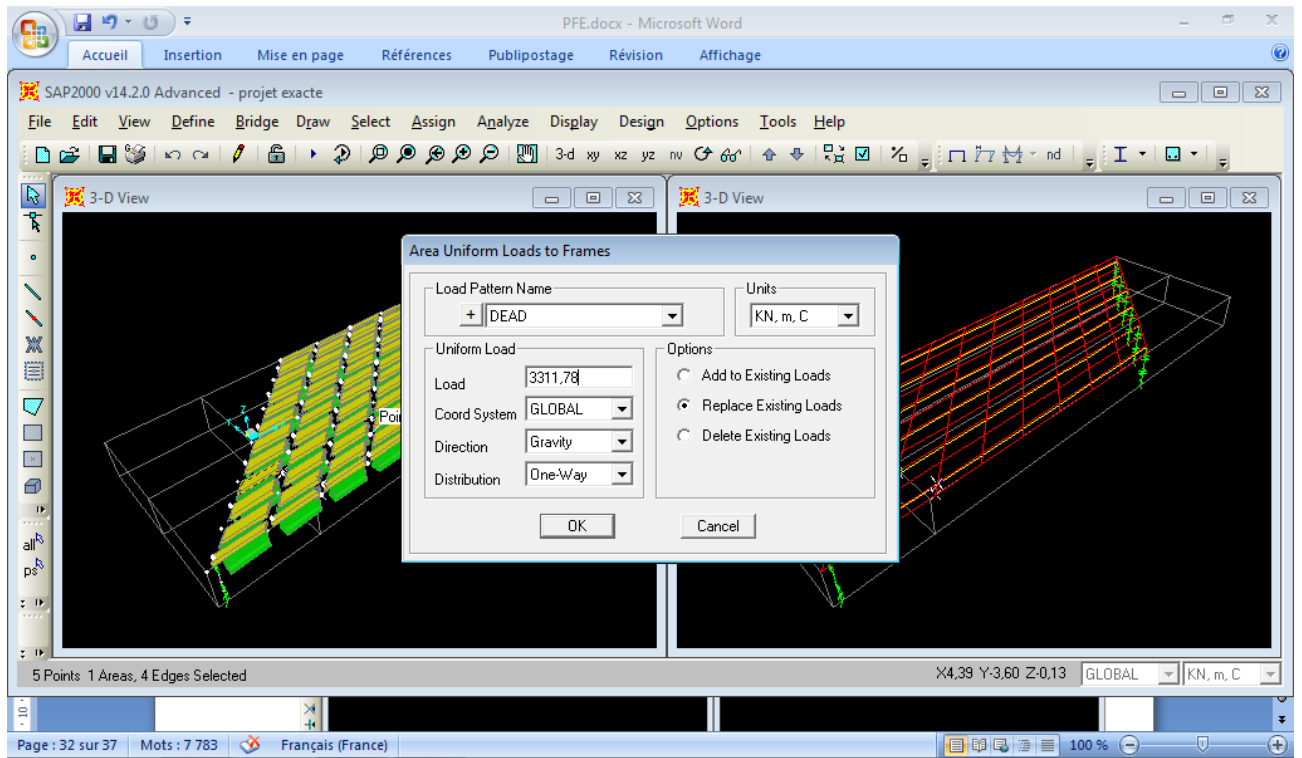


Fig.4.17:chargement du tablier

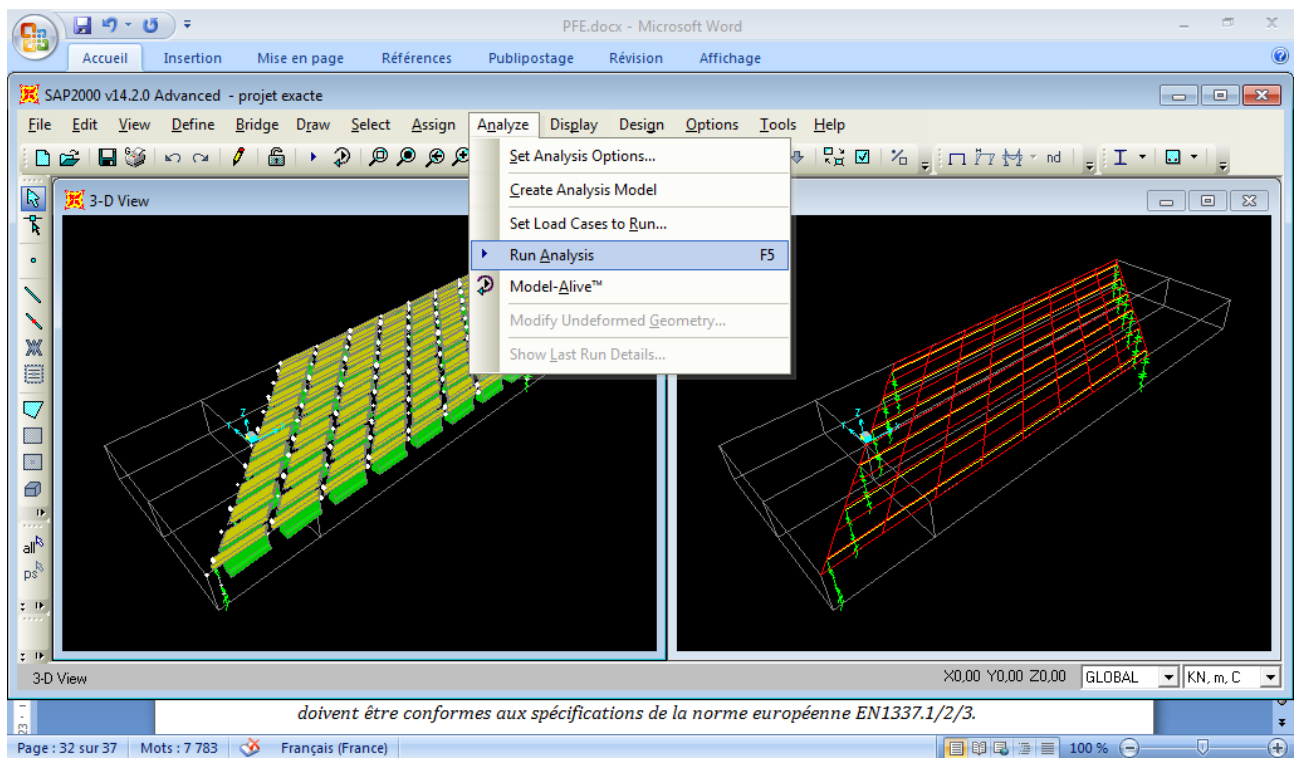


Fig.4.18: Analyse des donnés

3 Evaluation des efforts internes du tablier :

3.1 Les moments fléchissant :

Tableau 4-1 : Moment fléchissant dans les poutres en (MN.m)

	Poutre gauche	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Poutre droite
G	4,188	3,973	3,898	3,857	3,851	3,978
Q	0,135	0,104	0,082	0,07	0,067	0,072
AL	1,404	1,521	1,652	1,738	1,779	1,843
Bc.c	1,301	1,398	1,468	1,468	1,398	1,301
Bc.ex	1,752	1,645	1,564	1,357	1,104	0,893
Mc120.c	1,431	1,553	1,492	1,492	1,553	1,431
Mc120.ex	2,012	1,879	1,678	1,493	1,109	0,797
D280	2,246	2,464	2,655	2,655	2,464	2,246

Tableau 4-2 : Moment fléchissant dans les poutres à L'ELU en (MN.m)

	Poutre gauche	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Poutre droite
1,35 G+1,6A(l)+1,5Q + 0,8 Temp	8,104	7,954	8,03	8,095	8,147	8,429
1,35 G+1,6Bc centré+1,5Q + 0,8 Temp	7,94	7,757	7,726	7,653	7,537	7,562
1,35 G+1,6Bc excentré+1,5Q + 0,8 Temp	8,66	8,152	7,878	7,485	7,067	6,909
1,35 G+1,35 Mc120 entré+1,5Q+ 0,8 Temp	7,79	7,617	7,33	7,328	7,397	7,412
1,35 G+1,35 Mc120 Excentré+1,5Q+ 0,8 Temp	8,579	8,057	7,653	7,33	6,798	6,556
1,35 G+1,35 D280+1,5Q+ 0,8 Temp	8,889	8,847	8,972	8,899	8,627	8,512

Tableau 4-3 :Moment fléchissant dans les poutres à ELS en (MN.m)

	Poutre gauche	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Poutre droite
G+1,2 A(l)+1,17Q +1,6 temp	6,009	5,903	5,963	6,014	6,053	6,263
G+1,2Bc centré+1,17Q +1,6 temp	5,885	5,755	5,736	5,683	5,593	5,613
G+1,2Bc excentré+1,17Q +1,6 temp	6,426	6,051	5,849	5,557	5,243	5,123
G+ Mc120 entré+1,17Q +1,6 temp	5,755	5,631	5,473	5,42	5,472	5,482
G+ Mc120 excntré+1,17Q +1,6 temp	6,34	5,956	5,659	5,422	5,028	4,848
G+ D280+1,17Q +1,6 temp	6,569	6,541	6,637	6,584	6,383	6,297

3.2. Les efforts tranchants :**Tableau 4-4 :Les efforts tranchants dans les poutres en (MN)**

	Poutre gauche	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Poutre droite
G	0,526	0,486	0,477	0,473	0,474	0,487
Q	0,021	0,01	0,007	0,006	0,006	0,01
AL	0,13	0,191	0,213	0,223	0,221	0,209
Bc.c	0,131	0,209	0,237	0,237	0,209	0,131
Bc.ex	0,221	0,231	0,272	0,203	0,144	0,08
Mc120.c	0,151	0,266	0,182	0,182	0,266	0,151
Mc120.ex	0,247	0,279	0,219	0,264	0,13	0,072
D280	0,206	0,29	0,393	0,393	0,29	0,206

Tableau 4-5 : Les efforts tranchants dans les poutres à ELU en (MN)

	Poutre gauche	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Poutre droite
1,35 G+1,6A(l)+1,5Q + 0,8 Temp	0,952	0,98	0,998	1,006	1,004	1,01
1,35 G+1,6Bc centré+1,5Q + 0,8 Temp	0,953	1,008	1,036	1,029	0,985	0,884
1,35 G+1,6Bc excentré+1,5Q + 0,8 Temp	1,098	1,044	1,092	0,975	0,882	0,801
1,35 G+1,35 Mc120 entré+1,5Q+ 0,8 Temp	0,948	1,033	0,903	0,895	1,01	0,879
1,35 G+1,35 Mc120 Excentré +1,5Q+ 0,8 Temp	1,077	1,051	0,952	1,006	0,827	0,771
1,35 G+1,35 D280+1,5Q+ 0,8 Temp	1,022	1,066	1,21	1,18	1,043	0,953

Tableau 4-6 : Les efforts tranchants dans les poutres à ELS en (MN)

	Poutre gauche	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Poutre droite
G+1,2 A(l)+1,17Q +1,6 temp	0,705	0,727	0,742	0,748	0,746	0,75
G+1,2Bc centré+1,17Q +1,6 temp	0,706	0,749	0,77	0,765	0,732	0,655
G+1,2Bc excentré+1,17Q +1,6 temp	0,814	0,776	0,812	0,724	0,655	0,593
G+ Mc120 entré+1,17Q +1,6 temp	0,7	0,764	0,668	0,662	0,747	0,649
G+ Mc120 excntré+1,17Q +1,6 temp	0,795	0,777	0,704	0,744	0,612	0,57
G+ D280+1,17Q +1,6 temp	0,755	0,788	0,878	0,873	0,772	0,704

4. Conclusion

Ce chapitre décrit les étapes de bases impliquées dans la création d'un modèle de pont. Ainsi explique comment les charges sont appliquées, y compris l'importance de voies, véhicule les définitions, les classes de véhicules, et les cas de charge.

Chapitre 5

Etude de la précontrainte

9. Définition de la précontrainte :

Le béton précontraint est un matériau auquel on fait subir un traitement mécanique préalable pour le rendre apte à résister aux deux sens de sollicitation compression et traction.

La précontrainte peut être appliquée au béton de deux manières différentes, par :

- Pré-tension : la mise en tension des armatures avant le coulage du béton.
- Poste-tension : la mise en tension des armatures après le coulage du béton.

10. Les phases d'exécutions de la précontrainte en post-tension :

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives : cadres, épingles, étriers, aciers longitudinaux, chaises des supports des gaines.
- Mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armatures pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.
- Mise en place d'étanchéité des gaines.
- Mise en place des plaques d'appui aux extrémités des gaines.
- Coulage du béton
- Durci-cément du béton pour atteindre la résistance minimale pour la mise en tension.
- L'enfilage des câbles pendant le durcissement du béton :
 - Fil par fil ou toron par toron pour les câbles réalisés sur chantier, on procède alors par poussage à l'intérieur de la gaine.
 - Le câble en entier, ce qui permet de réaliser des câbles réguliers et évite le croisement des fils.
- Mise en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons ou fils dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.
- Mise en tension d'un seul côté (ancrage actif à une extrémité) pour les câbles courts ou des deux côtés pour les câbles longs (un ancrage actif à chaque extrémité).

11. Ancrage de précontraint :

- Maintenir en permanence l'état de tension du câble de précontrainte qui lui est imposé par le vérin de mise en tension à l'aide de la plaque d'ancrage et la clavette.
- Transféré à la structure l'effort de précontrainte par une simple plaque d'acier.
- Assuré le remplissage des vides par le produit de protection injecté après mise en tension du câble. Il s'agit d'un ensemble comportant un ajutage, un robinet et un capot étanche.

12. Câble de précontrainte :

- Il s'agit d'un faisceau de torons(ou de fils), non câblées, constituant l'élément qui transmet l'effort de précontrainte à l'intérieur de la structure, tout le long de son trajet. Il est le plus souvent constitué de torons de 13 à 15 mm, généralement enfilées individuellement par poussage, dans le conduit réservé à cet effet dans la structure.
- Dans la pratique les câbles sont composés de 1à55torons ; les plus fréquemment utilisés comportant 7,12 ou 17 torons.

13. Etude de la précontrainte :

Etude de la précontrainte selon les règle B.P.E.L :

Le calcul se fera pour la poutre la plus sollicité

Tableau 5-1 : Caractéristique de la section

Sections	Dimensions cm	B_i cm ²	Z_i cm	S_i Cm ³	I_i Cm ⁴	I_i Cm ⁴
(1)	10x50	500	115	57500	4166,67	6616666,67
(2) x2	(10x10)/2	100	106,67	10667	555,56	1138404,45
(3)	30x85	2550	67,5	172125	1335312,5	12953750
(4) x2	(10x10)/2	100	28,33	2833	555,56	80814,45
(5)	50x25	1250	12,5	15625	65104,17	260416,67
Poutre seul		4500	/	258750	1405694,46	21050052,24
dalle	254x25	6350	132,5	841375	330729,17	111812916,7
Poutre+dalle(en charge)		10850	/	1100125	1736423,63	132862968,9
à vide (Poutre seul)						
V_{inf} (cm)	V_{sup} (cm)	I_0 Cm ⁴	W_i Cm ³	W_s Cm ³	I_2 cm	ρ (%)
57,5	62,5	6151137,24	106976,30	98418,20	1366 ,92	38,03
En charge (poutre +dalle)						
101,39	43,61	20179433,76	199027,85	462724,92	1859,56	42,06

L'étude du précontraint est basé sur des contrainte flexionnelles, la section la plus sollicité est alors la section médiane (poutre seul)

14. Calcul de la précontrainte :

La section considérée peut être sous-critique (cas où le fuseau de passage est strictement située hors de la zone d'enrobage) ; ou sur-critique (cas où le passage à une de ces frontières qui coupe la zone d'enrobage) ; ainsi la valeur minimal de précontrainte est :

$$P_{\min} = \sup(P_{\text{sous}} ; P_{\text{sur}}).$$

14.1. Section sur-critique :

$$P_{\text{sur}} = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{s}{h} (\overline{\sigma}_t \cdot V_{\text{sup}} + \overline{\rho}_t s \cdot V_{\text{inf}})$$

M_{\max} : moment dû à la charge permanent plus la surcharge = 176,8 kN.m

M_{\min} due à la charge permanent 6,54 kN.m

M_Q : moment dû à la surcharge d'exploitation.

ρ : Rendement géométrique

h : Hauteur de la poutre 1,20 m

S : Section de la poutre

$\overline{\sigma}_t$: Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure.

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

$$= (M_G + M_Q) - M_G = 0,7 \text{ MN.m}$$

$$\overline{\sigma}_t = -f_{t28} = (0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}) = -2,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{combinaison rares.}$$

Avec : f_{c28} : la résistance du béton à 28 j

$$\overline{\sigma}_s = -1,5 f_{t28} = -4,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{combinaison quasi - permanente.}$$

$$\overline{\sigma}_c = 0,5 f_{c28} = 17,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{combinaison quasi - permanente.}$$

$$\overline{\rho}_t s = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa} \rightarrow \text{combinaison rares.}$$

$$P_{\text{sur}} = \frac{0,7}{0,38 \cdot 1,2} + \frac{0,45}{1,2} ((-2,7 \cdot 0,62) - (4,05 \cdot 0,57))$$

$$P_{\text{sur}} = 1,45 \text{ MN}$$

7.8 Section sous critique

$$P_{\text{sous}} = \frac{M_{\max} + \rho \cdot S \cdot V_{\text{sup}} \cdot \overline{\sigma}_t}{\rho \cdot V_{\text{sup}} + V_{\text{inf}} - d}$$

avec :

d : la distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre inférieure.

$$d = h - 0,9h = 1,2 - 0,9 \cdot 1,2 = 0,12 \text{ m}$$

$$P_{\text{sous}} = \frac{0,1768 + 0,38 \cdot 0,45 \cdot 0,62 \cdot (-2,7)}{0,38 \cdot 0,62 + 0,57 - 0,12} = -0,16 \text{ MN}$$

$$P_{\min} = \sup(P_{\text{sous}}, P_{\text{sur}}) ;$$

$P_{\min} = 1,45 \text{ MN}$ la section est sur- critique

$$\frac{I}{V} \geq \frac{P_{\text{sur}} \cdot \rho \cdot h}{\sigma_{\text{cs}} + \frac{v_{\text{inf}}}{v_{\text{sup}}} \cdot \sigma_{\text{ti}}}$$

$$\frac{I}{V} = \frac{0,06151137}{0,62} = 0,099 \rightarrow (1)$$

$$\frac{P_{\text{sur}} \cdot \rho \cdot h}{\sigma_{\text{cs}} + \frac{v_{\text{inf}}}{v_{\text{sup}}} \cdot \sigma_{\text{ti}}} = \frac{1,45 \cdot 0,38 \cdot 1,20}{21 + \frac{0,57}{0,62} \cdot (-2,7)} = 0,036 \rightarrow (2)$$

(1) > (2) condition vérifié

$$\frac{I}{V_{\text{sup}}} \geq \frac{\Delta M}{\Delta \sigma_{\text{ti}}}$$

$$\frac{I}{V_{\text{sup}}} = \frac{0,06151137}{0,57} = 0,1079 \rightarrow (3)$$

$$\frac{\Delta M}{\Delta \sigma_{\text{ti}}} = \frac{0,7}{20,2} = 0,034 \rightarrow (4)$$

(3) \geq (4) Condition vérifié

Donc la section est sur-critique

7.9 calcul de l'excentricité (e_0) :

$$e_0 = -(v_{\text{inf}} - d') = -(0,57 - 0,12) = -0,45$$

7.10 détermination du nombre de câbles :

Fixions à priori l'intensité des pertes (AP) à 35% de la tension initiale P_0 . En tenant compte de ces pertes, la valeur de la précontrainte.

$$P_0 = \frac{P_{\min}}{0,98 - 1,2 \left(\frac{\Delta P}{P_0} \right)} = \frac{1,45}{0,98 - 1,2 \left(\frac{0,35 P_0}{P_0} \right)} = \frac{1,45}{0,98 - 1,2 \left(\frac{0,35 P_0}{P_0} \right)} = \frac{1,45}{0,98 - 1,2 \left(\frac{0,35 P_0}{P_0} \right)} = 2,58 \text{ MN}$$

7.11 nombre de câble :

$$n = P_0 / P$$

avec P : la précontrainte développée pour un câble.

$P = \sigma P_0$: Contrainte à l'origine

$$\sigma P_0 = \min(0,8 f_{\text{prg}}; 0,9 f_{\text{peg}})$$

f_{prg} : Contrainte garantie à la ruine ;

f_{peg} : : Contrainte garantie élastique.

Dans notre projet, le type d'acier choisi est 12T15 à T.B.R. (Très basse relaxation) en classe II.

$$P_{\text{sur}} = 10,358 \text{ MN}$$

$$12T15 \begin{cases} f_{prg} = 1860 \text{MPa} \\ f_{peg} = 1553 \text{MPa} \\ A_p = 1668 \text{mm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{p0} = \min(0,8 \times f_{prg}; 0,9 \times f_{peg}) \\ = \min(1488 ; 1397,7)$$

$$\sigma_{p0} = 1397,7 \text{MPa}$$

$$P = \sigma_{p0} \times A_p = 1397,7 \times 1668 \cdot 10^{-6} = 2,33 \text{MN}$$

$$n = P_0 / P = 9,24 / 2,33 = 3,96$$

on prend 4 câbles.

7.12 la valeur de la précontrainte réelle :

$$P_0 = n \times P = 4 \times 2,33 = 9,32 \text{MN}$$

7.13 vérification de la section à l'ELS :

7.13.1 la mise en tension :

on considérant la poutre seul

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P_0 \rightarrow P_1 = 6,7 \text{MN} ;$$

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P_0 \rightarrow P_2 = 5,22 \text{MN} ;$$

$$\text{On a } M_{\min} = 4,65 \text{MN}$$

Donc il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \text{fibre sup } \sigma_s \geq \overline{\sigma}_{ts} = -1,5 \text{ft}28 = -4,05 \text{MPa} \\ \text{fibre inf } \sigma_i \leq \overline{\sigma}_{ci} = -0,5 \text{ft}28 = 17,5 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\min} \cdot V}{I} + P_1 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V}{I} \right)$$

$$\sigma_s = \frac{4,65 \times 0,62}{0,615} + 6,7 \left(\frac{1}{0,45} + \frac{-0,45 \cdot 0,62}{0,615} \right)$$

$$\sigma_s = 16,53 \text{MPa} > \overline{\sigma}_{ts} = -4,05 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$\sigma_i = \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} + P_1 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V'}{I} \right)$$

$$\sigma_i = \frac{4,65 \times 0,57}{0,615} + 6,7 \left(\frac{1}{0,45} + \frac{-0,45 \cdot 0,57}{0,615} \right)$$

$$\sigma_i = 16,40 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{ci} = 17,5 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

7.13.2 l'exploitation à long terme :

La vérification est faite à 28j, en considérant la section composite.

$$\text{On à } \begin{cases} P_2 = 5,22 \text{MN} \\ M_{\max} = 7,94 \text{MN} \end{cases}$$

Donc il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \text{fibre supérieur: } \sigma_i < \overline{\sigma_s} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa} \\ \text{fibre inférieur: } \sigma_s > \overline{\sigma_t} = -f_{t28} = -2,7 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_i = \frac{M_{\max}}{I} + P_2 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V_{\text{sup}}}{I} \right)$$

$$= \frac{7,94.0,436}{0,2} + 5,22 \left(\frac{1}{0,63} + \frac{-0,43.0,436}{0,2} \right)$$

$$\sigma_i = 20,70 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 21 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max} \cdot V'}{I} + P_2 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V_{\text{inf}}}{I} \right)$$

$$\sigma_s = \frac{7,9.1,01}{0,2} + 5,22 \left(\frac{1}{0,63} + \frac{-0,43.1,01}{0,2} \right)$$

$$\sigma_s = 37,04 > \overline{\sigma_t} = -2,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Donc la section est correctement dimensionnée

15. tracé des câbles :

8.3 plan de câblage dans la zone d'about :

En utilisant le document « FRESSINET INTERNATIONAL », le tracé s'effectue de la manière suivante :

8.4 équations des câbles :

On choisit un repère (x, y), dont l'axe x passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe y passe par le milieu de la poutre.

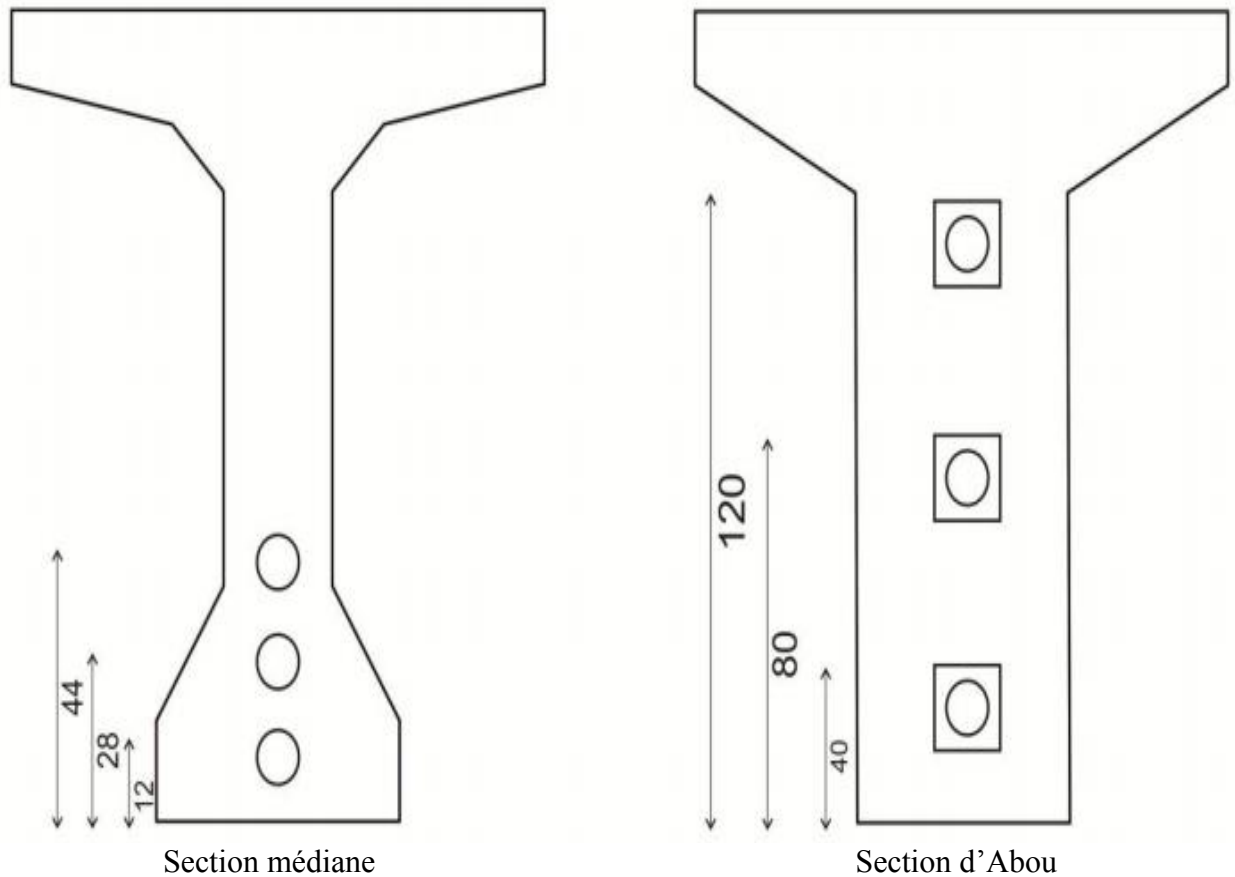


Fig.5.1 : L'emplacement des câbles dans les sections de la poutre

L'équation des câbles serait alors de la forme : $y = ax^2 + b$

1er câble Pour $x = 0 \rightarrow y = b = 0.12$

Pour $x = L/2 = 16.7 \text{ m} \rightarrow y = 1.54 = a.(16,7)^2 + 0,12 \rightarrow a = 0.001$

Câble 01 $\rightarrow y_1 = 0.001x^2 + 0.12$

De même les équations des autres câbles seraient donc :

Câble 02 $\rightarrow y_2 = 0.00186x^2 + 0.28$

Câble 03 $\rightarrow y_3 = 0.00272x^2 + 0.44$

Tableau 5-2 : Tracé des câbles par rapport à la fibre inférieure (cm)

	0	4,175	8,35	12,525	16,7
1er câble	0,12	0,137431	0,189723	0,276876	0,39889
2ème câble	0,28	0,312421	0,409684	0,571789	0,798735
3ème câble	0,44	0,487411	0,629645	0,866702	1,198581

8.3 Les pertes de la précontrainte :

Pour éviter toute rupture de la poutre au cours du temps, nous sommes obligés d'estimer

les différentes pertes qui peuvent exister.

Nous avons deux catégories de pertes :

8.3.1 Les Pertes instantanées :

Dans le cas de la post tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

8.3.1.1. Les pertes de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x », sa nouvelle valeur par la relation :

$$\sigma_{pfr}(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-(f_{a1} + px)}$$

$$\Delta\sigma_{frott} = \sigma_{p0} \cdot \sigma_{pfr}(x)$$

e : La base de logarithmes népériens.

σ_{p0} : La tension à l'origine

f : Coefficient de frottement en courbe rd⁻¹.

α_1 : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd).

ρ : Coefficient de frottement en ligne (m⁻¹).

x : La distance de la section considérée (m).

Pour cette vérification on prend le câble moyen (câble 02).

$$y = 0.00186x^2 + 0.28$$

$$\alpha_1 = 0.00372x$$

D'après le tableau qui donne les valeurs numériques des coefficients en fonction de la nature des armatures on a :

$$f = 0,16$$

$$\rho = 0,002$$

$$\sigma_{p0} = 1451,2\text{MPa}$$

Tableau 5-3 : Valeurs numériques des coefficients « f » et « α »

x(m)	0	8,35	16,7	25,05	33,4
Y(m)	0,8	0,41	0,28	0,41	0,8
α (rd)	0	0,031062	0,062124	0,093186	0,124248
tg α	0	0,031	0,0622	0,0934	0,1248

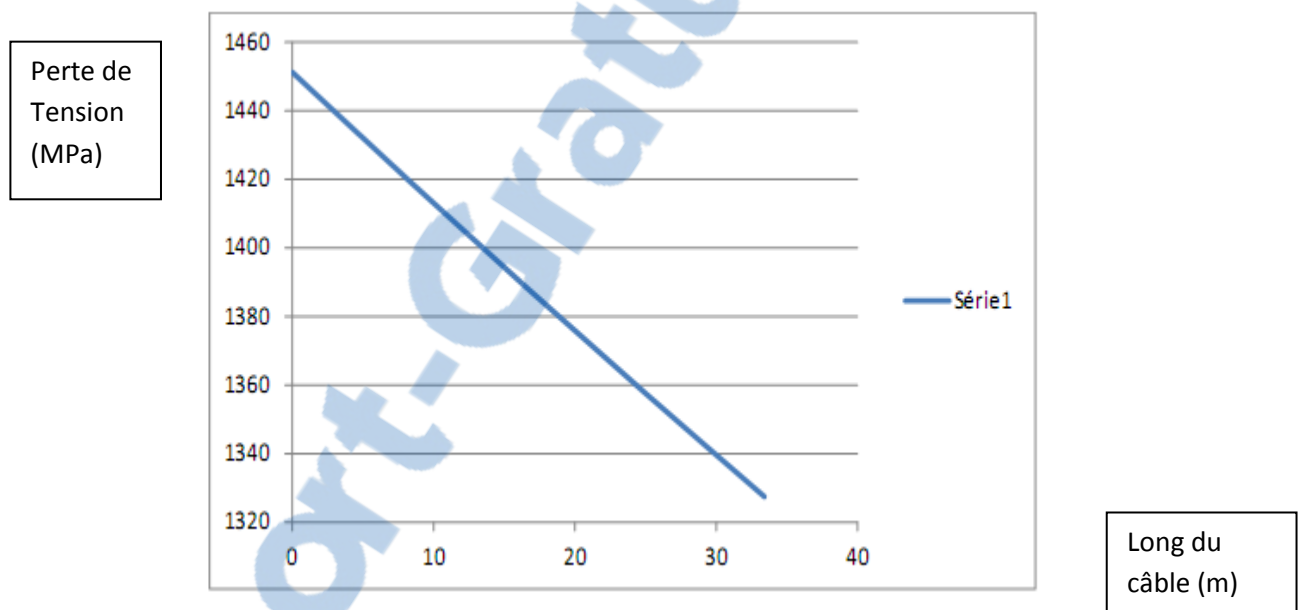
Tableau 5-4 : Pertes dues au frottement

σ_p	1451,2	1419,225	1387,904	1357,275	1327,273
σ_{p0}	0	31,97521	63,29585	93,92529	123,9266

8.3.1.2. Les pertes de tension par recul d'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, ou de la déformation de l'ancrage.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

**Fig.5.2 : Tension le long du câble**

$$\text{Pour } x = L/4 = 8.35 \text{ m} \quad A1 = 266.94.$$

$$\text{Pour } x = L/2 = 16.7 \text{ m} \quad A2 = 1056.108.$$

$$g.E_p = 0.005 \times 1.95 \cdot 10^5 = 950 \text{ MPa.}$$

$A1 \leq g \cdot E_p \leq A2 \rightarrow$ l'effet de recul d'ancrage se fait sentir entre $L/4$ et $L/2$

$$\rightarrow 8.35 \leq d \leq 16.7 \text{ m}$$

$$d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p \cdot L_{AB}}{\Delta\sigma_{AB}}} = \sqrt{\frac{950 \cdot 16,7}{1451,2 - 1387,904}} = 15,83 \text{ m}$$

$$d < \frac{L}{2} = 16,7 \text{ m} \rightarrow \text{on Tire les câbles des deux extrémités}$$

$$\frac{\sigma_{p0} - \sigma_p(d)}{d} = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_p(16,7)}{16,7} \rightarrow \sigma_p(d) = 1391,20 \text{ MPa}$$

Tableau 5-5: Perte due au glissement

X(m)	0	8.35	15.83	16.7	17.52	25.05	33.4
$\sigma_{pfr}(x)$ MPa	1451.2	1419.26	1391.2	1388.04	1391.2	1419.26	1451.2
$\sigma_{pg}(x)$ MPa	1331.2	1363.2	1391.2	1388.04	1391.2	1363.2	1331.2
$\Delta\sigma_g(x) = \sigma_{pfr}(x) - \sigma_{pg}(x)$ MPa	120	56	0	0	0	56	120

- **Détermination de l'excentricité « ep »**

Pour les calculs on utilise les sections nettes :

Tableau 5-6 : Les caractéristiques géométrique nettes des sections

x	B(m2)	V'(m)	V(m)	I(m4)	Ep(m)
0	1.00757	1.127	0.623	0.2986	0.327
L/4=5,075	0.87072	1.187	0.566	0.2661	0.777
L/2=10,15	0.87072	1.189	0.561	0.2605	0.909
3L/4=15,22	0.87072	1.187	0.566	0.2661	0.777
L=20,30	1.00757	1.127	0.623	0.2986	0.327

$$ep = v' - y$$

8.3.1.3 Les pertes de tension par déformations du béton :

- **Raccourcissement élastique « $\Delta\sigma_{el}$ »**

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{N-1}{2N} \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_b = \frac{3-1}{6} \cdot \frac{1,90 \times 10^5}{11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}} \sigma_b = 1,76 \sigma_b$$

Ces pertes dues au non simultanété de la mise en tension des câbles.

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_p^2}{I} - \frac{M_g \cdot e_p}{I}$$

$$P = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_g - \Delta\sigma_f)$$

Tableau 5-7 : Les pertes dues à la déformation du béton + raccourcissement élastique

X (m)	0	5.075	10.15	15.225	20.30
P MPa	6.661325	6.981581	7.261805	6.981581	6.661325
Ep cm	0.327	0.777	0.909	0.777	0.327
Mg Mpa	0	2.92374	3.89852	2.92374	0
I _{Cm4}	0.2986	0.2661	0.2605	0.2661	0.2986
B _{Cm2}	1.00757	0.87072	0.87072	0.87072	1.00757
σ _b (x) MPa	8.996705	15.32083	17.77008	15.32083	8.996705
Δσ _{el} MPa	15.8342	26.96465	31.27535	26.96465	15.8342

- **Les pertes instantanées**

Tableau 5-8 : Les pertes instantanées

X(m)	0	8,35	16,7	25,05	33,4
Δσ _{fr} MPa	0	31,97	63,24	31,97	0
Δσ _{fg} MPa	120	56	0	56	120
Δσ _{el} MPa	15,855	26,964	31,275	26,964	15,855
Δσ _i MPa	135,855	114,934	94,515	114,934	135,855
$\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta P_0} \%$	9.36	7.91	6.51	7.91	9.36

8.3.2 Les Pertes différées :

Elles sont liées à l'évolution rhéologique des matériaux, acier et béton au cours du temps et comprennent :

8.3.2.1 Pertes par retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps ; dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton. La valeur de la perte de précontrainte vaut:

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_{\tau} \cdot [1 - r(j)] \cdot E_p$$

Avec : ε_{τ} : le raccourcissement du climat $\varepsilon_{\tau} = 2,5 \cdot 10^{-4}$

$$r(j) = \frac{j}{j+9,rm} \text{ avec :}$$

j : Age du béton à la date de la mise en tension.

rm : Rayon moyen de la pièce en cm.

- **Détermination de rm :**

$$r_m = \frac{\text{section brute}}{\text{périmètre}} = \frac{5108}{517,12} = 9,87 \text{ cmr}(28) = \frac{28}{28 + 9 \cdot r_m} = 0,23$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 2,5 \cdot 10^{-4} [1 - 0,23] \cdot 1,90 \cdot 10^5 \rightarrow \Delta\sigma_{\text{ret}} = 36,57 \text{ MPa}$$

8.3.2.2 Pertes par relaxation des câbles :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

A la relaxation normale « RN »

Très basse relaxation « TBR »

Compte tenue de faible différence des coûts existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible fait choisir en général « TBR »

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en pourcentage

$$\rho_{1000} = 2,5\%$$

$$\Delta\sigma_{\text{rel}}(x) = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot (\mu - u_0) \cdot \sigma_{\text{pi}}(x)$$

Avec σ_{pi} : La tension initial de l'acier c.-à-d. après perte instantané

$$\sigma_{\text{pi}} = \sigma_{\text{p0}} \cdot \Delta\sigma_i$$

$$\mu = \frac{\sigma_{\text{pi}}}{f_{\text{prg}}} \text{ avec } f_{\text{prg}} = 1814 \text{ MPa}$$

u_0 : Un coefficient pris égal à 0.43 pour TBR

Tableau 5-9 : Perte due à la relaxation des aciers

	0	8,35	16,7	25,05	33,4
σ_{pi} MPa	1315,345	1336,266	1356,685	1336,266	1315,345
μ	0,725107	0,736641	0,747897	0,736641	0,725107
$\Delta\sigma_{\text{rel}}$ MPa	58,22523	61,46301	64,6929	61,46301	58,22523

8.3.2.3. Pertes dus aux fluages du béton :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps, on constate que la déformation totale augmente et atteint trois fois la déformation instantanée.

Pour le calcul du fluage, on va considérer les caractéristiques géométriques de la section

Homogénéisée (poutre + dalle), soit après injection du coulis de ciment

$$B_h = B_n + N \cdot (n_p \cdot A_p).$$

$$n_p = 15$$

Tableau 5-10 : Les caractéristiques géométriques de la section homogénéisée (poutre + dalle)

X(m)	B(m ²)	V'(m)	V(m)	I(m ⁴)	ep(m)
0	1.03124	1.118	0.632	0.3038	0.318
5,075	0.88774	1.164	0.586	0.2787	0.754
10,15	0.88774	1.162	0.588	0.2808	0.882
15,22	0.88774	1.164	0.586	0.2787	0.754
20,30	1.03124	1.118	0.632	0.3038	0.318

$$\Delta\sigma_{\text{fluage}} = (\sigma_{\text{bm}}(X) + \sigma_{\text{bf}}(X)) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\sigma_{\text{bf}} = \frac{P_f}{S} + \frac{P_f \cdot e_p^2}{I} - \frac{M_g \cdot e_p}{I}$$

$$P_m = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x))$$

$$P_f = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{\text{rel}}(x) - \Delta\sigma_r(x))$$

Tableau 5-11 : Pertes dus aux fluages du béton

σ_{pi} (MPa)	135.555	114.934	94.515	114.934	135.855
P_m (MPa)	6.58	6.686675	6.788852	6.686675	6.58
P_{bm} (MPa)	8.57	13.26236	14.20972	13.26236	8.57
P_f (MPa)	6.10	6.196118	6.282132	6.196118	6.10
P_{bf} (MPa)	7.95	11.70908	12.23512	11.70908	7.95
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	87.305	131.867	139.6476	131.867	87.305

Tableau 5-12 : Les pertes différées

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta\sigma_r$ (MPa)	36.57	36.57	36.57	36.57	36.57
$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	58.22523	61.46301	64.6929	61.46301	58.22523
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	87.3	131.867	139.6476	131.867	87.3
$\Delta\sigma_d$ (MPa)	182.0952	229.9	240.9105	229.9	182.0952

Tableau 5-13 : Récapitulatif des pertes (MPa)

	0	L/4	L/2	3L/4	L
$\Delta\sigma_d$ (MPa)	182.0952	229.9	240.9105	229.9	.0952
$\Delta\sigma_i$ (MPa)	135,855	114,934	94,515	114.934	135.855
$\Delta\sigma = \Delta\sigma_i - \Delta\sigma_d$ (MPa)	317.9502	344.834	335.4255	344.834	317.9502
$\Delta\sigma\%$	21.90	23.76	23.11	23.76	21.90

8.3.3 Vérification de la flexion à mi- travée :

La vérification est effectuée à mi travée, point critique en flexion. On vérifiera que les Contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant deux phases :

- Phase 1 :

A la mise en tension, en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50%.

Le B.P.E.L donne :

$P_m = P_0 - \Delta\sigma_i$; dans cette phase, on considère que les pertes instantanées.

Tableau 5-14 : Calcul de la force de la précontrainte moyenne

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
σ_0 (MPa)	1451.2	1451.2	1451.2	1451.2	1451.2
$\Delta\sigma_i$ (MPa)	135.855	114.934	94.515	114.934	135.855
P_m (MPa)	6.581986	6.686675	6.788852	6.686675	6.581986
P_m (%)	3.290993	3.343338	3.394426	3.343338	3.290993

- **Phase 2 :**

Cette étape commence dès que la dalle est coulée jusqu'à la mise en service de la structure, dans cette phase, on considère les pertes instantanées et différées.

- **En service :**

Tableau 5-15 : Détermination des forces de précontrainte

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta\sigma_i$ (MPa)	135.855	114.934	94.515	114.934	135.855
$\Delta\sigma_r$ (MPa)	36.57	36.57	36.57	36.57	36.57
$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	58.22523	61.46301	64.6929	61.46301	58.22523
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	87.3	131.867	139.6476	131.867	87.3
Δ_p (MPa)	1.542463	1.674289	1.624515	1.674289	1.542463
P_0 (MPa)	7.26	7.26	7.26	7.26	7.26
P_1 (MPa)	6.17123	6.065769	6.105588	6.065769	6.17123
P_2 (MPa)	5.263844	5.105653	5.165382	5.105653	5.263844

La vérification des contraintes est satisfaisante cependant nous récapitulons le cas de la section médiane $x=L/2 = 16.70$ est la plus défavorable

Tableau 5-16 : Vérification de la combinaison quasi permanente de P1

COMBIAISON QUASI PERMANANTE: P1			
P1/S	$P1*e*Vs/I$	$Mmin*Vs/I$	
6.8776759	11.27655	8.16247863	3.763603153
P1/S	$P1*e*Vi/I$	$Mmin*Vi/I$	
6.8776759	22.28461	16.1306125	13.03167679

Tableau 5-17 : Vérification de la combinaison quasi permanente de P2

COMBIAISON QUASI PERMANANTE: P2			
P2/S	$P2 \cdot e \cdot V_s / I$	$M_{min} \cdot V_s / I$	
5.818575	9.5400632	5 8.1624786	23.521117
P2/S	$P2 \cdot e \cdot V_i / I$	$M_{min} \cdot V_i / I$	
5.818575	18.852982	16.130613	-29.16502

Tableau 5-18 : Vérification de la combinaison fréquente de P1

COMBIAISON FREQUENTE: P1				
P1/S	$P1 \cdot e \cdot V_s / I$	$M_{min} \cdot V_s / I$		
6.8776759	11.27655	8.16247863	4.129569231	30.44628
P1/S	$P1 \cdot e \cdot V_i / I$	$M_{min} \cdot V_i / I$		
6.8776759	22.28461	16.1306125	8.160815385	-39.6984

Tableau 5-19 : Vérification de la combinaison fréquente de P2

COMBIAISON FREQUENTE: P2				
P2/S	$P2 \cdot e \cdot V_s / I$	$M_{min} \cdot V_s / I$		
5.8185753	9.5400632	8.162478632	4.129569231	27.65069
P2/S	$P2 \cdot e \cdot V_i / I$	$M_{min} \cdot V_i / I$		
5.8185753	18.852982	16.13061254	8.160815385	-37.3258

Tableau 5-20 : Vérification de la combinaison rare de P1

COMBIAISON RARE: P1					
P1/S	$P1 \cdot e \cdot V_s / I$	$M_{min} \cdot V_s / I$			
6.8776759	11.2765514	8.162479	5.61168907	0.173317704	9.54861
P1/S	$P1 \cdot e \cdot V_i / I$	$M_{min} \cdot V_i / I$			
6.8776759	22.2846134	16.13061	11.4081651	0.339330484	1.962842

Tableau 5-21 : Vérification de la combinaison rare de P2

COMBINAISON RARE: P2					
P2/S	$P2 \cdot e \cdot V_s / I$	$M_{min} \cdot V_s / I$			
5.8185753	9.5400632	8.162478632	5.559615385	0.171709	10.17232
P2/S	$P2 \cdot e \cdot V_i / I$	$M_{min} \cdot V_i / I$			
5.8185753	18.852982	16.13061254	10.98685897	0.33933	-2.78524

Tableau 5-22 : Récapitulatif des résultats des combinaisons

		combinaison quasi-permanente	combinaison	fréquente
P1	F_s	3.76	7.89	9.54
	F_i	13.03	4.87	1.96
P2	F_s	4.44	8.57	10.17
	F_i	8.54	0.38	-2.78

9. Ferrailage de la poutre :

Nous choisissons des armatures (H.A) constituées de nuance feE500

9.1. Armature de peau :**9.1.1. Sens longitudinal :**

Leur but est de répartir les effets de retrait et la variation de la température disposée dans la zone périphérique de la poutre, un minimum de 3 cm²/m.

On prend 3T12 = 3.39 cm²/m.

9.1.2. Sens transversal :

On dispose 2cm²/m comme ferrailage.

On propose : cadre de 4T14 = 6.16 cm² avec espacement de 15 cm.

9.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues :

Dans notre cas nous n'avons pas de traction, donc pas d'armature passive mais nous disposerons quand même une section minimale de 0.5% de la section du béton.

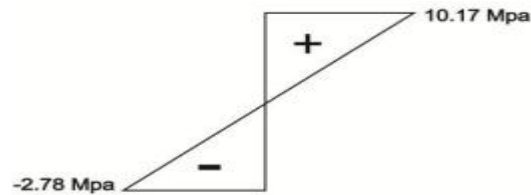


Fig. 5.3 : diagrammes des contraintes sous « P2 » (combinaison rare)

$$A_{st} = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

$$\sigma_s : 10,17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i : 2,78 \text{ Mpa}$$

$$2,78/y = 10,17/h-y$$

$$Y = 0,37 \text{ m} < 0,47 \text{ m}$$

$$B_t = 0,1427 \text{ m}^2$$

$$N_{bt} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_i \cdot B_t = 0,1983 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0,1427}{1000} + \frac{0,1983 \cdot 2,7}{500 \cdot 2,27} = 5,27 \text{ cm}^2$$

9.3. Vérification de l'effort tranchant :

9.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

9.3.1.1. Contrainte de cisaillement :

Pour une section homogène, le cisaillement en un point de cote « y » est donné par la formule :

$$\tau = \frac{V_r}{b_n \cdot Z}$$

Avec :

V_r : L'effort tranchant réduit ;

I_0 : Le moment d'inertie total de la section / à son Centre De Gravité ;

$S(y)$: Le moment statique / à l'axe de la poutre, situé au dessus de l'ordonnée « y ».

$b(y)$: La largeur de la section à l'ordonnée « y ».

$$b_n = b_0 - 1/2 \cdot 0,08 = 0,47 - 0,5 \cdot 0,08 = 0,43 \text{ m}$$

$$z = I/S = 0,3038 / (0,6034 \cdot 0,398) = 1,26 \text{ m}$$

L'effort tranchant réduit :

$$V_r = V - P \sin \alpha$$

On travaille sur la poutre la plus défavorable.

L'inclinaison « α » du câble moyen n°2 :

$$Y = a \cdot x^2$$

On prend : $x = 16.7\text{m}$

Y : l'ordonnée du câble moyen en about

$$a = y/x^2 = 0.8 / 16.7^2 = 2.86 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{donc : } \alpha = y' = 2 \cdot a \cdot x = 2 \cdot 2.86 \cdot 10^{-3} \cdot 16.7 = 5.45^\circ$$

$$V = V_{\text{max}} \text{ en ELS} = 0.878$$

$$P(x=0) = 0.5 (1.02 P_0 - 0.8 \Delta_{pi})$$

$$\Delta_{pi} = \left(\frac{\Delta_{\sigma i}}{\sigma_{p0}} \right) \cdot P_0 = \frac{135,855}{1451,2} \cdot (7.26) = 0.67 \text{ Mn}$$

$$P = 0.5 (1.02 (7.26) - 0.8 (0.67)) = 3.43 \text{ MN}$$

$$V_r = 0.878 - 3.43 \sin (5.45^\circ) = 0.38 \text{ MN}$$

$$\tau(y) = \tau(0) = \frac{0.38}{0.43 \times 1.26} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = \sqrt{0.4 x f_{tj} x (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x}$$

$$\tau_2 = \sqrt{0.4 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x}$$

σ_x : Contrainte normale longitudinale

$$\sigma_x(y) = \frac{p}{B} + \frac{(p \cdot e_p + M)y}{I}$$

Au niveau du centre de gravité G : $\sigma_x(0) = P/B$

B : la section brute d'about (poutre + dalle)

P : la précontrainte en service (on considère les pertes instantanées et différées dans cette phase)

- **Calcul du cisaillement à l'ELS :**

La détermination de l'état de contrainte est faite au niveau du centre de gravité de la section homogène d'about (poutre + dalle).

- **Contrainte normale longitudinale :**

$$\sigma_x(y) = \frac{p}{B} + (p \cdot e_p + M) \frac{y}{I}$$

La contrainte de compression au centre de gravité du béton vaut :

$$\sigma_x = \sigma_g = \frac{p}{B}$$

$$P = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta_p$$

$$\Delta_p = \frac{\Delta_\sigma}{\sigma_{p0}} \cdot P_0 = \frac{317.9502}{1451.2 \times 7.26} = 1.59 \text{ MPa}$$

$$P = 0.98 (7.26) - 1.2 (1.59) = 5.20 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_x(x) = \frac{5.20}{1.03124} = 5.04 \text{ MPa}$$

- **Méthode pratique de justification :**

La vérification de la contrainte de cisaillement s'écrit :

$$\tau \leq \text{Min}(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$$

avec

$$\bar{\tau}_1 = \sqrt{0.4 \times 2.7 \times \left(2.7 + \frac{2}{3} \times 5.04\right)} = 2.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_2 = \sqrt{0.4 \times \frac{2.7}{35} \times (0.6 \times 35 - 5.04)} = 0.71 \text{ MPa}$$

donc: $\sigma_x \leq \text{Min}(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2) = 0.71 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de la compression :**

La condition qui doit vérifiée est : $\sigma_x < 0.4 f_{cj}$.

$$\sigma_x = 5.04 \text{ Mpa} < 0.4 * 35 = 14 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Calcul à l'ELU :**

Il faut que : $V_u = 1.187 \text{ MN}; P = 5.20 \text{ MN}$

$$V_{ru} = V_u - P \sin(5.45) = 0.451 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ru}}{b_n \cdot z} = \frac{0.451}{0.43 \times 1.26} = 0.830$$

$$\tau_u = 0.830 \text{ MPa} \leq \frac{35}{4 \times 1.5} = 5.83 \text{ MPa condition vérifiée}$$

- **L'inclinaison des bielles :**

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x} = \frac{2 \times 0.830}{5.04} = 0.329$$

$$\beta_u = 9.11^\circ \rightarrow \beta < 30^\circ$$

- **Détermination des armatures verticales :**

Les règles B.P.E.L précisent que β_u est bornée inférieurement à 30°

$$\frac{A_t}{b_n \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq (\tau_u - f_{tj}/3) \tan \beta_u$$

$$\frac{A_t}{0.43 \cdot S_t} \cdot \frac{500}{1.15} \geq (0.830 - 2.7/3) \cdot 0.577$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq -3.40 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

On adopte le ferrailage minimum :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.4 \frac{b_n \cdot \gamma_s}{f_e} = 0.4 \frac{0.43 \times 1.15}{500}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 3.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend comme ferrailage T14 = 1.16 cm²

- **L'espacement maximum des cadres :**

$$St \leq \text{Min} (0.8h; 3b_0; 1) = St \leq \text{min} (1.2; 1.41; 1) = 1 \text{ m.}$$

10. conclusion :

Lorsque la portée déterminante dépasse les vingtaines de mètre, la solution poutres précontraints prend la relève du béton armée. La dalle précontrainte trouve son intérêt économique dans la simplicité de ses formes, ce qui influe directement sur le cout en main-d'œuvre.

Chapitre 6

Dimensionnement des éléments du tablier

1. Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert à couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges est à transmettre ses derniers aux poutres.

2. Moment fléchissant :

L'hourdis a été modélisé dans notre étude en élément Shell. La figure ci-dessus présente les valeurs des moments maximums obtenus dans le sens longitudinal en appuis.

Le tableau présente les valeurs des moments maximums et minimum dans les deux sens longitudinal et transversal et pour les deux combinaisons ELU et ELS

Tableau 6-1 : Récapitulatif des moments fléchissant max dans l'hourdis

	ELU(KN.m)	ELS(KN.m)
Moment transversal en travée (M22 T)	97.65	72.6
Moment longitudinal en travée (M11 T)	78.13	57.91
Moment transversal en appui (M22 a)	-106.97	-80.87
Moment longitudinal en appui (M11 a)	-85.60	-64.50

3. Efforts tranchants :

Les valeurs des efforts tranchants trouvés sont les suivants :

Longitudinalement $T = 300.73$ KN

Transversalement $T = 365.54$ KN

4. Détermination des ferrailages :

4.1. Les données :

Béton dosé a 350kg/m^3

$f_{c28} = 35\text{MPa}$

$b = 1.5$

Fissuration préjudiciable.

Acier a haute adhérence.

On détermine le ferrailage par un mètre linaire, pour cela on prend la largeur $b = 1\text{m}$

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} f_{bc} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - \mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha)$$

$$d = 0.9 * h \quad h=0.225\text{m} \quad d = 0.225\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

$$A_{st} \sigma_{st} = \frac{Fe}{1,5} = \frac{500}{1,5} = 434,78 \text{ MPa}$$

- En travée :

Tableau 6-2 : Ferrailage de l'hourdis en travée à l'ELU

	Sens transversal	Sens longitudinal
Mu(KN.m)	97.65	78.13
μ	0.09	0.07
α	0.12	0.10
Z(m)	0.21	0.21
As (cm ²)	10.52	8.32

$\mu=0.097 < \mu_R = 0.392$ Section à simple armatures

-En appui :

Tableau 6-3 : ferrailage de l'hourdis en appui a l'ELU

	Sens transversal	Sens longitudinal
Mu(KN.m)	-106.97	-85.6
μ	0.10	0.08
α	0.14	0.11
Z(m)	0.21	0.21
As (cm ²)	11.59	9.16

$\mu=0.106 < \mu_R = 0.392$ Section à simple armatures

ELS :

Les conditions à vérifier sont :

Détermination de la position de l'axe neutre (y)

$$bx^2/2 - 2n A_{st} (d - x) = 0 \dots\dots\dots (A_{sc}=0)$$

n: coefficient d'équivalence =15

x : la position de l'axe neutre en mètre

I : moment d'inertie en (m4)

$$\eta = 1.6 \text{ HA}$$

$$bx^2/2 - 2n A_{st} (d - x) = 0$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot x < \sigma_{bc} = 0,6F_{c28} = 21\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d-x)}{I} < \sigma_{st} = \min(2/3f_e ; \eta 150)$$

Tableau 6-4 : ferrailage de l'hourdis en appui a l'ELS

	Longitudinal en travée	Longitudinal en appui	Longitudinal en travée	Longitudinal en appui
Delta	2804402.25	2804402.25	3387099.24	3387099.24
X	6.86	6.86	7.39	7.39
X	0.06	0.06	0.07	0.07
l	3.68	3.68	4.12	4.12
σ_{st}	36.85	41.04	39.84	44.38
σ_{bc}	1.07	1.20	1.30	1.44
A_{st}	10.05	10.05	12.06	12.06
A_{st}	5T16	5T16	6T16	6T16
Esp	20	20	15	15

- **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} > \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} > \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = \frac{0,23 \cdot 2,7}{500} \cdot 1 \times 0,225 \cdot 10^4 = 2,8 \text{ cm}^4 / \text{ml}$$

4.2. Résistance aux efforts tranchants :

4.2.1. Justification de béton :

On adopte des armatures droites avec $\alpha=90^\circ$

Transversalement

$$T_u = 365.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{\tau_u}{b \cdot d} \leftrightarrow \tau_u = \frac{365,54 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,225}$$

$$\tau_u = 1.624 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \tau_{adm} = 3.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.336 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la section qu'on a adopté est bonne et puisque τ_u est trop faible donc ya pas une armature transversal.

- **Longitudinalement :**

$$\tau_u = 300.73 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{\tau_u}{b \cdot d} \leftrightarrow \tau_u = \frac{365,54 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,225}$$

$$\tau_u = 1.336 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \quad \tau_{adm} = 3.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.336 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

4.3. Condition de non poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées telle que le « Br. » ;

il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement :

- **Condition à vérifier :**

$$Q_U \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{cj}$$

Avec :

Q_U : Charge de calcul à l'état limite ultime.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Epaisseur totale de la dalle.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à 28 jour.

h_r : Hauteur du revêtement

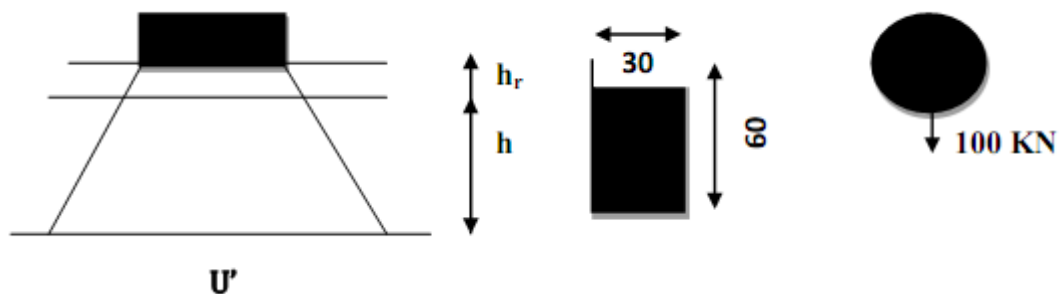


Fig.6.1 : La transmission de la charge « Br »

$$Q_U = 1.5 \text{ br} \cdot Q \rightarrow Q_u = 100 \text{ KN} = 10 \text{ t.}$$

$$U_c = 2(U' + V') \text{ avec : } U' = U + h + 2 h_r \rightarrow U' = 30 + 25 + 2 \cdot 8 = 71 \text{ cm.}$$

$$V' = V + h + 2 h_r \rightarrow V' = 60 + 25 + 2 \cdot 8 = 101 \text{ cm.}$$

$$U_c = 2(71 + 101) = 344 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 10 \text{ t} < 0.045 \times 3.44 \times 0.25 \times (3500/1.5) = 90.3 \text{ t.}$$

Donc la condition de non poinçonnement est vérifiée, il n'y a pas de risque de poinçonnement.

5. Etude de la prédalle :

5.1. Introduction :

C'est une dalle préfabriquée servant de coffrage perdu pour la dalle (l'hourdis).

5.2. Dimensionnement :

On prend une section de : $(a \cdot b) = (0.60 \cdot 1.5)$.

On adopte comme épaisseur de la prédalle $e_p = 0.08 \text{ m}$.

La longueur de la prédalle on propose : 1.5 m.

On utilise pour le ferrailage des ronds lisses FeE 215 ($\sigma_s = 187 \text{ MPa}$).

5.3. Descentes des charges :

5.3.1. Charges permanentes :

- Poids de la dalle :

$$g_1 = 0.25 \times 25 \times 1 = 6.25 \text{ KN/ml}$$

- Poids de la prédalle :

$$g_2 = 0.08 \times 25 \times 1 = 2 \text{ KN/ml}$$

Donc la charge permanente $G = g_1 + g_2 = 8.25 \text{ KN/ml}$

5.3.2. Charge d'exploitation :

D'après le règlement B.A.E.L : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

5.4. Détermination des moments :

On suppose que la dalle est une poutre de 1 m de largeur appuyée sur les deux

$$M_g = (G \times L^2) / 8 = 8.25 \times 0.6^2 / 8 = 0.371 \text{ KN.m.}$$

$$M_q = (Q \times L^2) / 8 = 1 \times 0.6^2 / 8 = 0.045 \text{ KN.m.}$$

$$M_u = 1.35 M_g + 1.5 M_q \leftrightarrow M_u = 0.56 \text{ KN.m.}$$

$$M_s = M_g + M_q \leftrightarrow M_s = 0.41 \text{ KN.m.}$$

5.5. Détermination du ferrailage :

Tableau 6-5 : Détermination du ferrailage

Mu(MN.m)	0.56 10 ⁻³
μ	0.00557828
α	0.006992407
Z(m)	0.224370683
Z(m)	0.224370683

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 0.574132716$$

→ $\mu = 0.0055 < \mu_R = 0.392$ Section à simple armatures

La valeur de ferrailage est faible, donc on ferraille avec A_{min}

$$A_{min} > \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

Vérification des contraintes :

$\sigma_c = 0.73 \text{ MPa} < \sigma_{c,lim} = 16.2 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

$\sigma_s = 17 \text{ MPa} < \sigma_{s,lim} = 207.31 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Condition de non fragilité

$$A_{s,min} > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,054 \times \frac{2,22}{500} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$A_{s,min} = 4,52 > 0,55 \rightarrow$ Condition vérifiée.

6. Etude de l'entretoise :

6.1. Introduction :

Les entretoises assurent des charges entre les poutres et permettent de bloquer les poutres à la torsion sur les appuis.

Le rôle des entretoises est de :

Eviter le diversement des poutres lors du coulage de l'hourdis

Elles sont indispensables pour se lever le tablier en vue d'un changement des appareils d'appuis.

6.2. Calcul des réactions des poutres :

Les entretoises se calculent comme des poutres reposant sur appuis (vérins) chargées par les réactions des poutres. Il ne sera tenu compte que des charges dues au poids propre du tablier. Dans notre cas, on suppose pour le soulèvement (5 vérins).

Tableau 6-6 : Moment max de l'entretoise

	ELU	ELS
Moment maximum en travée	$M_t = 109.30 \text{ KN.m}$	$M_t = 81 \text{ KN.m}$
Moment maximum en appuis	$M_{app} = 428.60 \text{ KN.m}$	$M_{app} = 317.5 \text{ KN.m}$

6.3. Ferrailage :

Les résultats du ferrailage seront calculés par le logiciel SOCOTEC.

Tableau 6-7 : Ferrailage de l'entretoise

	ELU			ELS	
Moment maximum en travée Mt	109.30	Asc = 0	3T14	81	bc = 2.5 < 15 MPa
		Ast = 2.94			st = 175 < 400MPa
Moment maximum en appuis Mapp	428.60	Asc = 0	3T14	317.5	bc = 6.43 < 15 MPa
		Ast = 11.88			st = 268 < 400MPa

6.4. Armature transversale :

$$T_u = 503 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{0,503}{0,35 \times 1,08} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{adm} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,33 < \tau_{adm} = 3,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

16. Conclusion

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts. On suppose que le pont soit rigidement entretoisé, ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restantes dans un même plan et les moments correspondants donnés par l'effort local (flexion locale).

Chapitre7

Les appareils d'appui

1. Introduction :

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure et non des équipements pour lesquels il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère alors comme de la matière consommable.

2. Les appareils d'appui :

Le tablier de pont repose, sur leurs appuis (deux culées dans notre ouvrage) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou, à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux, et de permettre les mouvements de rotation (dus aux charges d'exploitation ou aux déformations imposées).

Dans notre ouvrage on a choisie appareils d'appuis en élastomère fretté. Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère(en général, un poly-chloroprène de marque « Néoprène ») et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (non apparentes), la liaison entre les tôles et l'élastomère étant obtenue par vulcanisation. L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3 mm, et l'épaisseur des feuilles d'élastomère est, en général, de 8, 10, 12 et 16 mm).

Ces appareils d'appui sont fabriqués aux dimensions définies dans chaque projet particulier et doivent être conformes aux spécifications de la norme européenne EN1337.1/2/3.

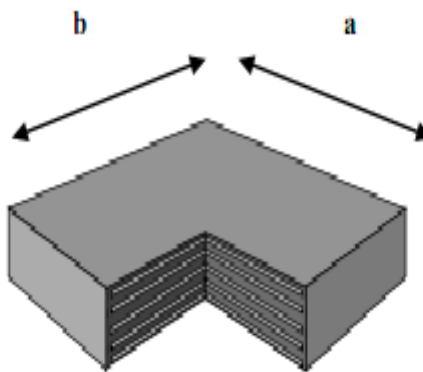


Fig.7.1: Appareil d'appui en néoprène fretté

Le principal intérêt de ces appareils d'appui, en dehors de leur cout relativement modéré, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent : ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations. Mais ces déformatins s'accompagnent de contrainte de cisaillement à l'intérieur des feuilletts d'élastomère qu'il convient de limiter pour éviter leur détérioration. En effet, si les appareils d'appui sont mal dimensionnés, ils finissent par subir des déchirures par lesquels l'ozone contenu dans l'air amorce un processus de décomposition.

La norme NF EN 1337-3 s'applique à six types d'appareils d'appui tels que définis dans le tableau de la figure :

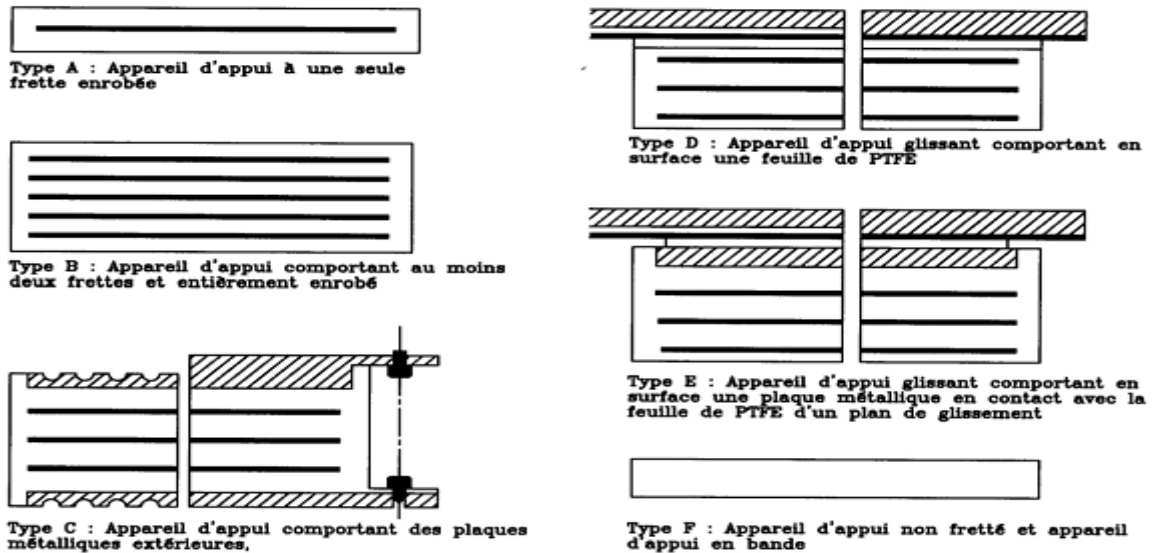


Fig.7.2 : différents types d'appareils d'appui en élastomère fretté selon la norme NF EN 1337-3

Il est rappelé que les appareils de type A (monofrette) ou de type F (non frettés ou en bande) ne concernent pas le domaine des ouvrages d'art.

2 Caractéristiques des appareils d'appui

a. Définition géométrique

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B de la norme NF EN 1337-3 est donnée sur la **Fig. 7.3** Dans laquelle a , b , a' , b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire, D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire. a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.[5]

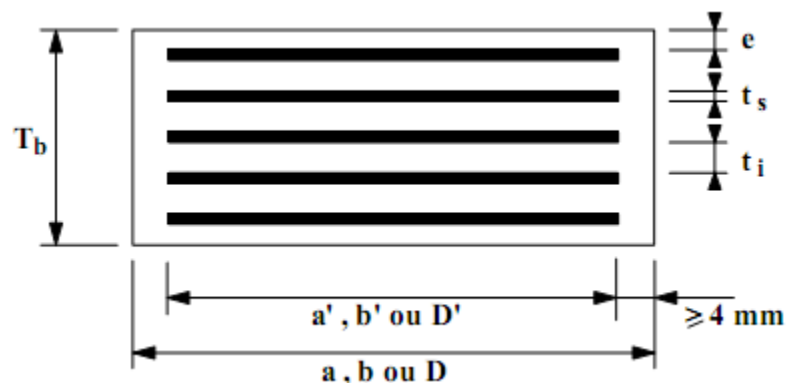


Fig. 7.3: définition géométrique d'un appareil d'appui

En fonction du nombre n de feuilletts intermédiaires, on définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

Épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e$

Épaisseur nominale totale d'élastomère : $T_e = n t_i + 2e$

Épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur.

$$Tq = n t_i + 2 e \quad \text{si } e > 2,5 \text{ mm}$$

$$Tq = n t_i \quad \text{si } e \leq 2,5 \text{ mm}$$

En effet, si l'épaisseur nominale de l'enrobage est supérieure à 2,5 mm, elle doit être prise en compte dans le calcul, en deçà elle est négligée (EN § 5.3.3).*

* L'intérêt d'un feuillet d'enrobage compris entre 0,5 et 0,7 fois le feuillet intermédiaire est d'assurer les mêmes fonctions que les feuillets intermédiaires et de mieux s'adapter aux défauts de surface des supports, sans déformer les frettes de proximité. Un feuillet d'enrobage mince ne peut absorber de translation et pratiquement aucune rotation et un défaut de planéité du support peut se traduire par un décollement localisé.

b. Caractéristiques de l'élastomère

Le principal paramètre physique de l'élastomère qui intervient dans le dimensionnement de l'appareil d'appui est son module de cisaillement conventionnel G.

Sauf spécification contraire, la valeur nominale G du module de cisaillement conventionnel est de 0,9 MPa.

Sous les effets dynamiques, la norme conseille d'augmenter la valeur de calcul du module de l'élastomère. Sous l'effet horizontal des charges d'exploitation¹⁰, nous proposons un module G_{dyn} pris égal à 1,8 MPa dans les calculs. Pour les séismes, on se reportera à l'annexe 1 du présent document.

Il existe un module G à basses températures. Ceci ne serait valable qu'à partir d'une température ambiante inférieure à - 25°C à partir de laquelle le Polychloroprène commence à cristalliser. Certains pays nordiques, notamment la Finlande, intègrent un module G basse température dans les calculs mais uniquement dans les régions à température inférieure à - 30°C.

c. Caractéristiques des frettes internes

L'épaisseur des frettes doit être supérieure ou égale à 2 mm. L'acier utilisé est de nuance S235 ou à allongement de rupture équivalent (il est recommandé, dans ce cas, de demander qu'il soit fourni un certificat du producteur attestant un allongement au moins égal à celui d'un acier S235). La limite élastique à utiliser dans les calculs est donc de 235 MPa (épaisseur inférieure à 16 mm dans la norme NF EN 10025).

d. Caractéristiques des frettes extérieures

Pour les appareils d'appui de type C, l'épaisseur des frettes extérieures est de 15 mm pour des feuillets d'élastomère

D'épaisseur inférieure ou égale à 8 mm et de 18 mm au-delà. L'acier utilisé est également de nuance S235 ou équivalent.

e. Caractéristiques des plaques de glissement

Les caractéristiques des plans de glissement sont données par la norme NF EN 1337-2.

Les systèmes de glissement se composent généralement d'une plaque en acier inoxydable reposant sur une face de l'appareil d'appui sur laquelle est adhérisée une feuille de poly-tétrafluoroéthylène (PTFE) (cf. le § 2.2.4 de ce guide). Il s'agit des appareils d'appui de types D et E.

Pour un appareil d'appui rectangulaire en plan

a : petit côté ; b : grand coté ; t : épaisseur d'un feuillet.

Les différentes contraintes de cisaillement sont les suivantes :

- **Contraintes de cisaillement dû à l'effort vertical Fz :**

$$\tau_N = \frac{1,5}{\beta} \sigma_m = \frac{1,5Fz}{\beta ab} \text{ avec } \beta = \frac{ab}{2t(a+b)}$$

$$a \cdot b \geq \frac{Fz}{\sigma_m}$$

Condition de non cheminement et condition de non écrasement

$$2\text{MPa} \leq \frac{Fz}{a \cdot b} \leq 8 \text{ à } 15\text{MPa}$$

3. Les variations linéaires du tablier :

Elles sont dues aux retraits, fluage et la température :

- **Retraits (ΔL_r) :**

Le retrait peut se définir comme une diminution du volume du béton au cours de son durcissement, par séchage qui résulte de l'évaporation de la partie d'eau qui n'a pas servi à l'hydratation du ciment.

On suppose que 60% du retrait total sera effectué avant la pose des poutres.

$$\Delta L_r = \frac{100 - 60}{100} \cdot \Delta \varepsilon_r \text{ avec } \begin{cases} L = 100,5 \text{ m (longueur du tablier)} \\ L = 66,8 \text{ m (longueur du 2ème tablier)} \\ \varepsilon_r = 2,5 \cdot 10^{-4} \text{ (déformation due au retrait)} \end{cases}$$

1er tablier : $\Delta L_r = 10,05 \text{ mm}$.

- **Fluage (ΔL_f) :**

Le fluage correspond à un raccourcissement différé du béton. Sous contrainte de compression, chaque fibre de la section subit une déformation qui évolue avec le temps.

On suppose que 40% du fluage total s'effectue avant la pose des poutres. On n'admet que le fluage total est 2.5 fois de déformation élastique.

$$\Delta L_f = \frac{100 - 40}{100} \cdot \frac{\sigma_m}{E_{ij}} \cdot 2,5L$$

Avec : m : la contrainte de compression de la fibre neutre du tablier ($\sigma_m = 6.5 \text{ MPa}$).

E_{ij} : module d'élasticité du béton ($E_{ij} = 35981.73 \text{ MPa}$).

1er tablier : $t = 27.23 \text{ mm}$.

▪ **Température (ΔL_t) :**

1er tablier :

Longue durée : $\Delta L_t = \mp 25 \cdot 10^{-5} L \cdot 0,4 = \mp 10,05 \text{ mm}$

Courte durée : $\Delta L_t = \mp 35 \cdot 10^{-5} L \cdot 0,4 = \mp 14,07$

3 Dimensionnement des d'appareils d'appuis :

a. Dimensionnement en plan :

Section de calcul :

La détermination de l'appareil d'appuis, on considère les efforts normaux comme suit :

$N_{\max} = 1238.058 \text{ KN}$.

D'après le RPOA on prend un coefficient de sécurité égal à 1.5.

$$a \cdot b \geq \frac{N}{\sigma_{\text{moy}}} \rightarrow \left[a \cdot b > \frac{130,1627}{1,5} \rightarrow a \cdot b > 867,751 \text{ cm}^3 \right]$$

D'après le tableau de FREYSSINET :

$$a \cdot b = 1200 \text{ cm} > 867,751 \text{ cm}^2$$

$t = 14 \text{ mm}$.

$a = 400 \text{ mm}$.

$b = 300 \text{ mm}$.

$T = 70 \text{ mm}$.

b. Hauteur nette de l'élastomère (T) :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} = 40 \leq T \leq 80$$

On prend $T = 70 \text{ mm}$.

$$t = 14 \text{ mm fixée par les normes} \quad n = \frac{T}{t} = \frac{70}{14} = 5 \text{ feuilles}$$

4.3. Epaisseur des frettes (e) :

$$e \geq \frac{\sigma_m \cdot a}{\sigma_e \beta}$$

Avec : σ_e : limite élastique des frettes ($\sigma_e = 2150 \text{ Kg/cm}$ pour l'acier E24) avec $e < 3 \text{ mm}$.

$$\beta: \text{coefficient de forme } \beta = \frac{a \cdot b}{(a \cdot b)2t} = 6,12)$$

$$\sigma_m \frac{N}{a \cdot b} = \frac{130,1627}{1200} = 108,46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 3,00 \text{ mm.}$$

On prend $e = 3 \text{ mm}$.

Donc la désignation de l'appui est : 400. 300. 5. (14+ 3).

5. Vérification de l'appareil d'appuis :

Pour la vérification de l'appareil, il faut établir la répartition des efforts horizontaux.

Cette dernière, au niveau des appareils d'appuis se fera avec l'influence des déformations des appuis.

5.1 La répartition des efforts horizontaux :

5.1.1 Efforts dus aux charges dynamiques :

Les efforts horizontaux dus aux charges dynamiques (freinage, vent, séisme) sont

Exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis. La répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis.

- **Les charges de freinage :**

Le freinage le plus défavorable est celui de Bc.

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids.

Parmi les camions un seul est supposé freiner.

D'après le fascicule 61 un seul camion est supposé freiner tel que :

$$F_{BC} = 300 \text{ KN.}$$

- **Effort dû au vent :**

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression extrême de 3 KN/m^2 .

L'effort du vent est : $H_v = f \cdot g \cdot h \cdot L$.

Avec :

La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$$g = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$f = 1/2$ en phase de chantier.

$f = 2/3$ pour le reste.

$H_v = 87.675$ KN en phase de chantier.

$H_v = 116.9$ KN pour le reste.

Total des variations linéaire :

Courte durée : $\Delta L_{min} = 51.35$ mm.

$\Delta L_{max} = 14.07$ mm.

Longue durée : $\Delta L_{min} = 47.33$ mm.

$\Delta L_{max} = 10.05$ mm.

5.1.2 Evaluation du point fixe :

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage.

Il est donc primordial de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres. En théorie, l'appareil d'appui doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation, c'est-à-dire par six raideurs.

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le [tableau 5-2](#). Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction vertical et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne :

$$X = \frac{\sum ki - Xi}{\sum ki}$$

K_i : la rigidité du ième appuis ($K_i = \frac{1}{\delta_i}$)

$$\delta_i = \delta_{1_i} + \delta_{2_i} = \frac{Tl}{n \cdot G \cdot A_L} + \frac{hi}{3 \cdot E \cdot I}$$

Avec :

δ_{1_i} : Déformation à l'élastomère.

δ_{2_i} : Déformation à l'appui.

T_i : épaisseur d'élastomère = 0.07m.

A_i : surface d'élastomère = 0.12 m².

G : module de cisaillement de l'appareil.

h : la hauteur de la pile.

n : nombre des appareils d'appuis par éléments porteurs.

I : moment d'inertie de la pile.

$$I = \frac{3,14 \cdot D^4}{64} \cdot 3(D = 1,10m) = 0,161 m^4$$

4.1.2.1. Chargement statique :

G= 90t/m². et E= 11.5. 10⁵ t/m².

$$\delta_{11} = \delta_{14} = \frac{0,07}{6 \times 90 \times 0,12} = 10,80 \cdot 10^{-4} m/t$$

$\delta_{21} = 0$ (Déplacement nul).

$$\delta_{24} = \frac{6,00}{3 \times 11,5 \times 100000 \times 0,161} = 10,8 \cdot 10^{-4} m/t$$

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \frac{0,07}{12 \times 90 \times 0,12} = 5,40 \cdot 10^{-4} m/t$$

$$\delta_{22} = \frac{5,40}{3 \times 11,5 \times 100000 \times 0,161} = 9,72 \cdot 10^{-4} m/t$$

$$\delta_{23} = \frac{6,10}{3 \times 11,5 \times 100000 \times 0,161} = 10,98 \cdot 10^{-4} m/t$$

4.1.2.2. Chargement dynamique :

G = 120 t/m². et E= 34.5 10⁵ t/m².

$$\delta_{11} = \delta_{14} = \frac{0,07}{6 \times 120 \times 0,12} = 8,10 \cdot 10^{-4} m/t$$

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \frac{0,07}{12 \times 120 \times 0,12} = 4,05 \cdot 10^{-4} m/t$$

$\delta_{21} = 0$ (Déplacement nul).

$$\delta_{24} = \frac{6,00}{3 \times 34,5 \times 100000 \times 0,161} = 3,6 \cdot 10^{-4} m/t$$

$$\delta_{22} = \frac{5,40}{3 \times 34,5 \times 100000 \times 0,161} = 3,24 \cdot 10^{-4} m/t$$

$$\delta_{23} = \frac{6,10}{3 \times 34,5 \times 100000 \times 0,161} = 1,09 \cdot 10^{-4} m/t$$

Les valeurs de déplacement et des rigidités sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau 7-1 : Récapitulatif des déplacements

Xi	$\delta 1i10^{-4}m/t$		$\delta 2i10^{-4}m/t$		$\delta i10^{-4}m/t$	
	lent	Inst	lent	Inst	lent	Inst
0	10.8	8.1	0	0	10.8	8.1
20,30	4.05	4.05	9.72	3.24	15.12	7.29

Tableau 7-2 : Récapitulatif des rigidités

Xi						
X(m)	Lent	Inst	lent	inst	lent	inst
0	0.92592593	1.2345679	0	0	34.7992352	22.8347294
20,30	0.66137566	1.37174211	22.0899471	45.8161866	24.8565966	25.3719215

D'où le centre élastique (point fixe) $X = \frac{22.0899471}{0.66137566} = 33,40$ m

4.1.3. Efforts horizontaux dans les appuis :

4.1.3.1. Variation linéaire du tablier :

La valeur de la variation linéaire du tablier est donnée par la formule suivante :

$$\Delta L_i = \Delta L_t \cdot \left(\frac{x}{L_t}\right)$$

Avec :

$$\Delta L_t = \Delta L_{min} = 47,33 \text{ mm}$$

L_t : la longueur total du pont = 100.5 m.

$$H_{ve}(t) = n \cdot G \cdot A_i \cdot \Delta L_i \cdot 1/T_i$$

Avec :

$$n = 6 \quad \text{appui 1 et 2.}$$

Tableau 7-3 : Répartition de variation linéaire du tablier

Appui	1	2
ΔL_i	0.01936056	0.00358389
H_{ve}	15.6820538	5.80590752

- **Force de freinage**

La force de freinage est donnée par la formule suivante :

$$H_f = H_f \cdot \frac{K_i}{\sum K_i} \text{ avec : } H_f = 30 t$$

Tableau 7-4 : répartition de la force de freinage

Appui	1	2
Hf(t)	6.85041882	7.61157646

- **Séisme**

Introduction

L'étude sismique a une importance capitale lors du dimensionnement des ponts pour cela le présent chapitre a été consacré à l'étude dynamique du pont étudié et pour cela on utilise le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art RPOA avec la méthode mono modale spectrale.

a) Détermination des actions sismique :

L'action sismique est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA.

- **Classe de l'ouvrage**

Les ponts sont classés en trois groupes comme montré dans le tableau suivant :

Tableau 7-5 : Les classes du pont

Groupe de ponts	importance
Groupe 1	pont stratégique
groupe 2	pont important
groupe 3	pont d'importance moyenne

D'après le tableau notre pont est rangé en groupe 2 : pont important.

- **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable.

Zone I : faible.

Zone IIa : moyenne.

Zone IIb : élevée.

Zone III : très élevée.

Notre ouvrage se situe à Tlemcen → zone I.

- Coefficient d'accélération des zones :

Il est déterminé par le tableau suivant :

Tableau 7-6: Coefficient d'accélération des zones A

groupe de pont	Zone sismique			
	1	2a	2b	3
1	0.15	0.25	0.3	0.4
2	0.12	0.2	0.25	0.3
3	0.1	0.15	0.2	0.25

Groupe 2

→ A= 0.12.

Zone 1

b) Classification des sols :

D'après le rapport géotechnique notre ouvrage est implanté dans un sol meuble donc le site considéré dans cette étude est S3.

c) Analyse dynamique spectrale :

Le spectre de réponse élastique utilisé pour l'étude dynamique spectral du pont définit par deux composants, horizontale et verticale, elles sont définies comme suit :

$$T = 2\eta \sqrt{\frac{M(t)}{K\left(\frac{KN}{M}\right)}}$$

M : la masse de tablier.

K : la rigidité.

a. Les composantes horizontales :

i. Direction longitudinale :

$$S_{ae}(T, \zeta) = \begin{cases} AgS\left(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)\right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 < T < T_2 \\ 2,5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 < T < 3,0 s \end{cases}$$

$$2,5\eta \text{ AgS} \left(\frac{3T^2}{T^2} \right) \quad T > 3,0 \text{ s}$$

G : accélération de la pesanteur.

S : coef de site donné par le tableau.

A : coef d'accélération de zone.

$$\eta : \text{facteur de correction de l'amortissement} \left(\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \right)$$

ζ : taux d'amortissement = 5%.

T1, T2 : période caractéristique associé à la catégorie de site donné par le tableau suivant :

Tableau 7-7 : Valeur de T1, T2 et S pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

$$M_t = 508 * 3 = 1524 \text{ t.}$$

$$K = 5406.53 \text{ KN/m.}$$

$$T = 1.054 \text{ s}$$

$$T_1 = 0.2 \text{ s} \quad \rightarrow \quad 0.5 < T < 3 \text{ s} \quad \rightarrow \quad \text{on prend la 3eme équation}$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$S = 1.2 \text{ s}$$

$$S_{ae}(T, \zeta) = 2.5 * 1 * 0.12 * 9.81 * 1.2 * (0.5/1.054) = 1.67.$$

$$F_l = M * S_{ae} = 1524 * 1.67 = 2545 \text{ KN.}$$

Tableau 7-8 : Les forces longitudinal

Appuis	1	2	3	4
%	22,83	25,37	35,98	15,8
Fx	581,0235	645,6665	915,691	402,11

ii. Direction transversal :

Pour vérifier si le tablier est rigide la condition suivante :

$$\frac{L}{B} < 5 \rightarrow \frac{100,5}{10} = 10 > 5 \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée donc le tablier est flexible.}$$

Tableau 7-9 : les forces transversales

Appuis	Rigidité (KN/M)	Masse	T(s)	Sae	Fy
1	12345,6	254	0,90078346	1,96029355	497,914562
2	13717,4	508	1,20852489	1,4611201	742,249009
3	19455,2	508	1,01478409	1,74007458	883,957886
4	8547	254	1,08260406	1,63106723	414,291076

b. Les composantes verticales :

En général les périodes verticales sont nettement plus faibles que les périodes horizontales. On adopte en valeur moyenne de 0.5s.

Pour calculer les périodes on utilise la méthode de Rayleigh.

$$Sae^v(T) \text{ m/s}^2 \begin{cases} Ag \alpha \left(1 + \frac{T^2}{T_1^2}\right) (2,5\eta - 1) & 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta Ag \alpha & T_1 < T < T_2 \\ 2,5 \eta Ag \alpha \left(\frac{T_2}{T_1}\right) & T_2 < T < 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta Ag \alpha \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

G : accélération de la pesanteur (9.81m/s).

α : coef qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité.

$\alpha = 0.7$ pour les zones sismiques I IIa, IIb.

$\alpha = 1$ pour la zone sismique III

A : coef d'accélération de zone.

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}$)

ζ : taux d'amortissement = 5%.

T1, T2 : période caractéristique associé à la catégorie de site donné

T = 2/3 T1.

T = 0.7s.

Tableau 7-10 : Valeur de T1, T2 et S pour la composante verticale

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.5	0.4
S	1	1	1	1

Pour notre pont on a le site S3 :

$$T = 0.7s$$

$$T1 = 0.2s \quad 0.5 < T < 3s \quad \text{on prend la 3eme équation}$$

$$T2 = 0.5s$$

$$S = 1s$$

$$Sae^v(T) m/s^2 \left\{ 2,5 \eta Ag \alpha \left(\frac{T2}{T1} \right) = 2,5 \cdot (1) \cdot (0,12) \cdot (9,81) \cdot (0,7) \cdot \left(\frac{0,5}{0,7} \right) = 1,47 \right.$$

Tableau 7-11 : Les forces verticales

Appuis	Masse	Sae	Fz
1	254	1.47	373.38
2	508	1.47	746.76
3	508	1.47	746.76
4	254	1.47	373.38

Combinaisons sismiques :

La réponse dynamique est déterminée en combinant les actions sismiques comme suit :

Tableau 7-12 : Combinaisons sismiques

Appuis	Fx	Fy	Fz	Fx+(0.3Fy)+(0.3Fz)	Fy+(0.3Fx)+(0.3Fz)	Fz+(0.3Fx)+(0.3Fy)
1	581.02	497.91	373.38	842.407	784.23	697.059
2	645.66	742.24	746.76	1092.36	1159.966	1163.13
3	915.69	883.95	746.76	1404.903	1382.685	1286.652
4	402.11	414.29	373.38	638.411	646.937	618.3

Tableau 7-13 : Calcul de Hs

Appuis	1	2	3	4
Hs(t)	84.24	115.996	140.49	64.693
$\sigma = \frac{\Delta L_S}{Tl}$	0.975	0.67127315	0.81302083	0.748761574

4.1.3.2 Variation linéaire du tablier :

On doit vérifier que $\frac{\Delta L_i}{T_i} < 0.5$ sachant $T_i = 0.07m$.

Tableau 7-14 : Variation linéaire du tablier

appui	1	2	3	4
$\frac{\Delta L_i}{T_i}$	0.27657943	0.05119848	0.17418247	0.39956343

On remarque que la condition est vérifiée dans tout les cas.

4.1.3.3 Variation linéaire + freinage :

La variation linéaire due au freinage est exprimée par :

$$\Delta L_F = \frac{H_f \cdot T_i}{n \cdot G \cdot A_i} \rightarrow \frac{\Delta L_F}{T_i} = \frac{H_f}{n \cdot G \cdot A_i}$$

Condition admissible qui doit être vérifiée est :

$$\frac{\Delta L_i}{T_i} = \frac{\Delta L_{Fi}}{T_i} < 0,7$$

$$\frac{\Delta L_{Fi}}{T_1} = \frac{\Delta L_{F4}}{T_4} = \frac{5,46}{6.120.0,09} = 0,084$$

$$\frac{\Delta L_{F2}}{T_2} = \frac{10,22}{12.120.0,09} = 0,078$$

Tableau 7-15 : variation linéaire + freinage

appui	1	2
$\frac{\Delta L_{Fi}}{T_i}$	0.084	0.078
$\frac{\Delta L_i}{T_i} = \frac{\Delta L_{Fi}}{T_i}$	0.36057943	0.12919848

4.1.3.4 Vérification sous charge verticale :

On doit vérifier que :

$$\tau n = \frac{150\sigma_m}{B} < 3G$$

σ_m : Contrainte de compression sous N_{max} .

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \cdot b} = \frac{130.1627.1000}{1200} = 108,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{(a \cdot b)2t} = 6,12$$

G : module d'élasticité transversale du néoprène = 9Kg/cm².

$$\tau n = \frac{1,50.108,46}{6,12} = 26.58 < 27 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{donc la condition est vérifiée.}$$

4.1.3.5 Sécurité au flambement :

On doit vérifier que : $\gamma_s \cdot p_u < p_c$.

Avec :

γ_s : coefficient de forme = 3.

p_u : valeur maximale des charges verticales sous combinaison à l'état limite ultime.

p_c : la charge critique de l'appareil d'appui.

$$p_c = 4GBS^2d/h.$$

B : aire nominale en plan de l'appui (B= a*b).

d : somme d'une épaisseur de frettes + l'astometre.

G : module des cisaillements.

h : la hauteur total de l'appareil d'appui.

S : facteur de forme 6.12.

$$p_c = 4 * 1.2 * 0.12 * 6.12^2 * 0.017/0.085 = 5.31 \text{ MN.}$$

$$\gamma_s \cdot p_u = 3 * 1.301 = 3.9 \text{ MN.} < 5.31 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

4.1.3.6 Limitation de la distorsion :

$$P = \frac{P_U}{P_C} = \frac{1,301}{5,31} = 0,24$$

$$P < 0,25$$

$$0,7 < \delta_0 < 2$$

$$\delta_0 = \frac{c}{hc} \frac{0,3}{0,07} = 4,28 \quad \delta_0 = 2$$

Avec : c : petit côté pour un appui rectangulaire ($c=0,3$ m).

T : épaisseur total d'élastomère ($hc=0,07$ m).

δ : déplacement max en tête de l'appareil d'appui.

$$\delta = 0,975 \text{ m.}$$

On doit vérifier que : $\delta < 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7)$.

Avec : c : petit côté pour un appui rectangulaire ($c=0,3$ m).

T : épaisseur total d'élastomère ($hc=0,07$ m).

δ : déplacement max en tête de l'appareil d'appui.

$$\delta = 0,975 \text{ m.}$$

On doit vérifier que : $\delta < 0,7 + 4(\delta - 0,7)$. → Condition vérifiée.

4.1.3.7 Condition de non glissement :

On doit vérifier que : $H < f * N$.

Avec : H : l'effort horizontal = $842,4/6 = 140$ KN.

N : l'effort vertical = $1307 - (642/6) = 1200$ KN.

f : coefficient de frottement $f = 0,1 + 0,6/ = 0,16$.

$H < f * N \rightarrow H/N < f \rightarrow 0,116 < 0,16 \rightarrow$ la condition est vérifiée.

5. Conclusion :

On devra donc apporter tout le soin nécessaire à leur choix, leur qualité, leur conception et leur mise en oeuvre. D'autant que le cout du produit lui-même est sans commune mesure avec celui des opérations d'interventions pour soulever la structure et réparer les bossages : un rapport de 1 à 50 est considéré comme un minimum

Chapitre 8

Les appuis de ponts – les culées

1 Introduction

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, fonction qui comprend une fonction mécanique et une fonction technique.

2. La fonction du culée :

2.1 La fonction mécanique

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

Une bonne transmission des efforts au sol de fondation ;

La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui ;

La limitation des déplacements verticaux (tassements).

Les culées sont soumises à des efforts horizontaux à caractère permanent ou variable. Vis-à-vis des efforts caractère permanent, il faut que la culée soit suffisamment rigide et bien équilibrée pour que les déplacements en tête demeurent dans des limites acceptables.

Enfin, les tassements, après réalisation de la superstructure, doivent être limités.

2.2 La fonction technique

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

Il on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage ;

L'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque des conduites ou des canalisations passent à l'intérieur du tablier.

3. Dimensionnement des tête de culées

La tête de culée comporte :

-un sommier d'appui

-un mur garde-grève, doté d'un corbeau avant contenant une réservation pour le joint de chaussée et un corbeau arrière, sur lequel prend appui la dalle de transition.

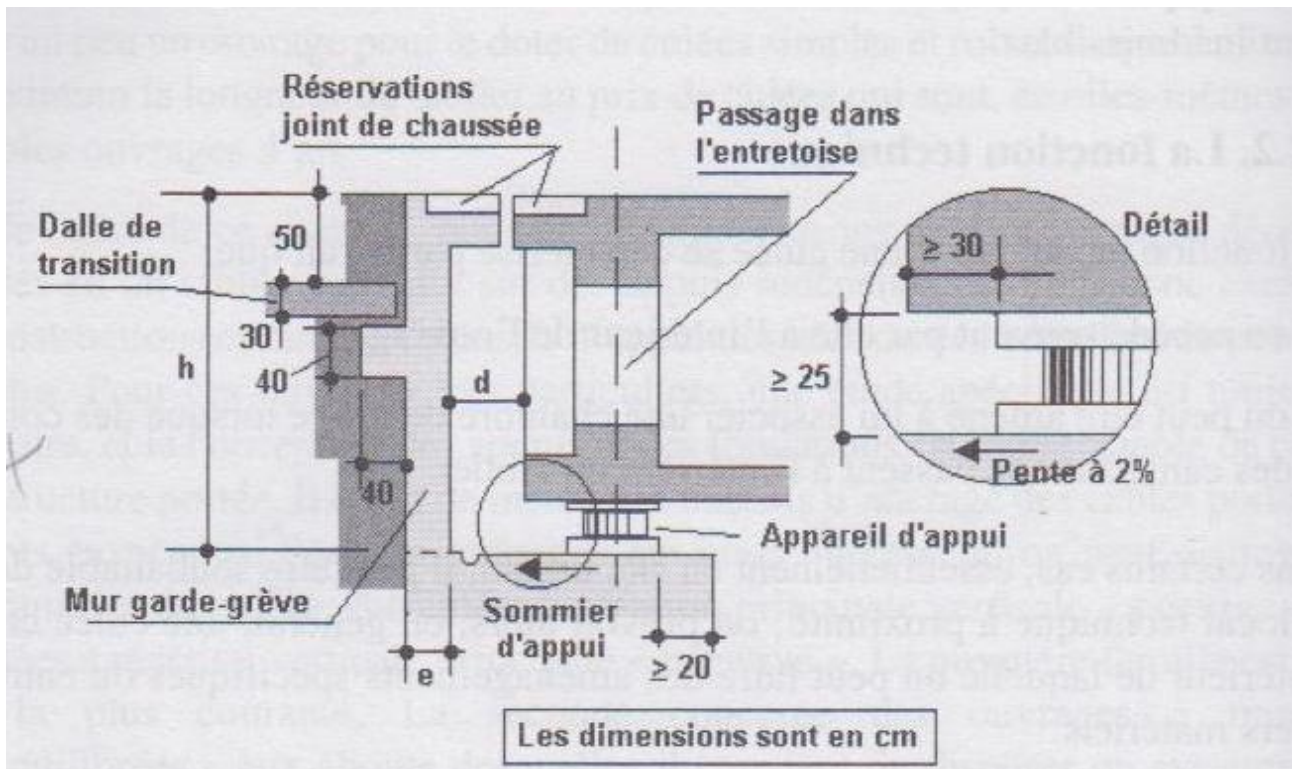


Fig. 8.1 : les différents éléments d'une tête de culée

3.1 Le sommier d'appui :

Le sommier d'appui est l'élément sur lequel repose l'about du tablier. Dans le cas de culées remblayées, il est intégré au mur de front. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre :

- _ L'implantation des appareils d'appui ;
- _ La mise en place de vérins pour changer ces derniers s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réactions d'appui ;
- _ assurer l'évacuation des eaux,

La dimension transversale du sommier dépend du type de culée considéré et de l'espace que l'on veut ménager entre d'about du tablier et le mur garde-grève, espace destiné à faciliter l'accès pour les opérations de visite et d'entretien, ou à permettre la mise en tension de câbles de précontrainte extérieurs au béton. La dimension d peut atteindre 2,5 m pour les ponts en béton précontrainte à câblage externe.

3.2 Le mur garde-grève :

Le mur garde-grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il s'agit d'une voile en béton armé, construite après achèvement du tablier (pour faciliter la mise en tension de câbles de précontrainte) par reprise de bétonnage sur le sommier

3.3 Le muret-caches :

Quel que soit le type de culée, on dispose généralement des muret-caches aux extrémités latérales des têtes de culées. Ils permettent de protéger les appareils d'appuis des terres lorsque le tracé du remblai extérieur recoupe la partie basse du tablier. Par ailleurs, ces murs ont une fonction esthétique.

3.4 Morphologie de la culée remblayée :

La culée remblayée est constituée par un de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier ; les autres sont les murs latéraux, appelé mur en retour.

Le mur front est un voile épais présentant, partie supérieure, un redan horizontal sur lequel repose le tablier, et un mur garde-grève à l'arrière qui isole le tablier du remblai.

La culée remblayée assure à la fois une fonction porteuse et une fonction de soutènement du remblai

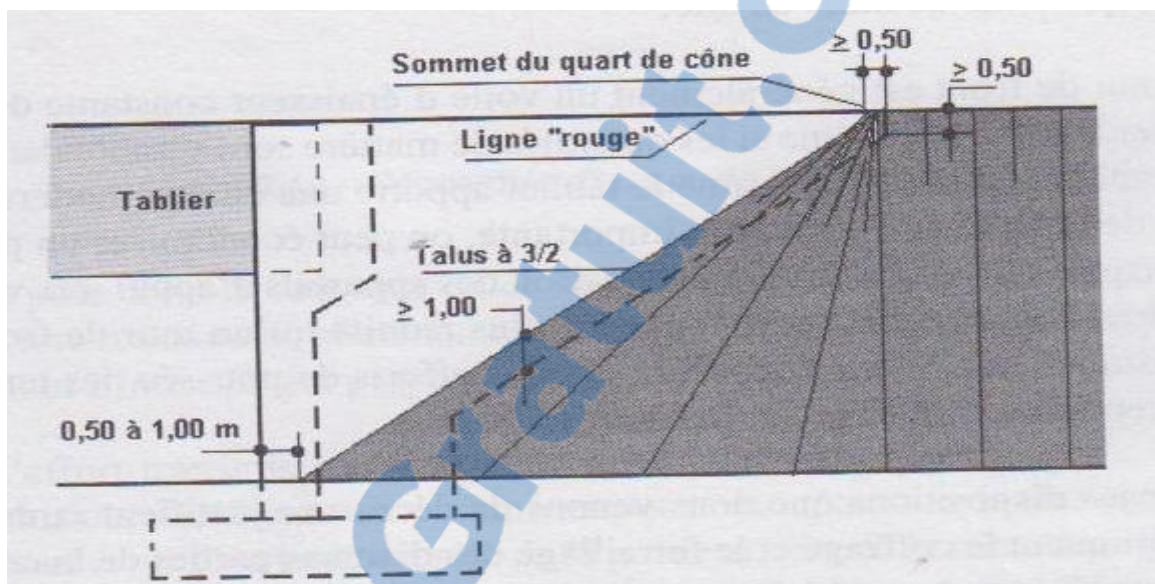


Fig.8.2 : implantation d'une culée

3.5 Dimensionnement de mur de front :

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 0,80 à 1,20 m selon la hauteur. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de visée certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans de bonnes conditions. D'une manière générale, on cherchera autant que possible à centrer la descente de charge vertical du tablier dans l'axe du mur de front. Le débord du nu du mur par rapport au nu des appareils d'appuis ne doit pas être inférieur à une vingtaine de centimètre.

$e = e1 + e2 + e3 + e4$ avec :

$e1$: distance d'entraxes de l'appareil d'appui et le bord ($e1 = 35\text{cm}$).

$e2$: about de la poutre ($e2 = 50\text{cm}$)

$e3$: épaisseur de joint de dilatation ($e3 = 9\text{cm}$)

$e4$: épaisseur de mur garde grève ($e4 = 25\text{cm}$)

$e = 1.1\text{m}$

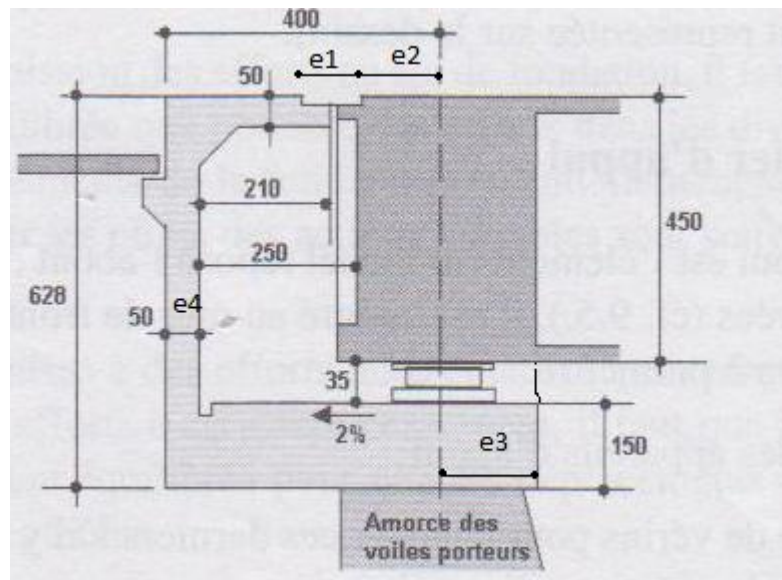


Fig.8.3 : coupe schématique d'une tête de culée

3.6 Dimensionnement de mur garde-grève :

H : hauteur = 1.95m

e : épaisseur = 0.25m

3.7 Dimensionnement mur en retour (droit) :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf éventuellement, en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation éventuelle des barrières.

Ils sont encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans la partie arrière.

Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès du pont.

Les dimensions de mur en retour sont :

- L'épaisseur :

$$h/12 = 7.11/12 = 0.6m$$

3.8 Dalle de transition :

Le rôle de la dalle de transition se résume essentiellement à la limite des déformations dues aux tassements éventuels.

- **La longueur :**

$$L = \min (6m ; \max (3m ; 06H))$$

On prend $L = 4m$

- **La largeur :**

$l = \text{largeur de la chaussée} + \text{les largeurs des trottoirs}$

$$l = (2 * 3.75) + 1.25 + 0.55 = 9.3$$

- **L'épaisseur :**

L'épaisseur varie entre $L/20$ et $L/17$

On prend $e = 0.3m$

4. Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismique.

4.1 Sous charges permanentes :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismiques.

Tableau 8-1 : La descente de charge de la culée

	Eléments		$V_i(t)$	d/o	M/0
Culée	Mur garde grève	1	$0,25*1,96*9,3*2,5$	2,875	32,75344
	Mur de front	2	$5,15*1,1*9,3*2,5$	2,05	270,0081
	Corbeau	3	$(0,4*0,4)+(0,8*0,4)+(0,4*0,4/2)*9,3*2,5$	3	39,06
	Semelle	4	$6*1,5*9,3*2,5$	3	627,75
	Mur en retour	5	$3,4*7*9,3*2,5$	4,3	2379,405
	Dalle de transition	6	$((3,4*0,11)/2)*9,3*2,5$	4,3	18,69533
		7	$4*0,3*9,3*2,5$	5	139,5
			950,9715		3507,172

- **Calcul de l'excentricité $V_i/0$:**

$$e = \frac{M}{V} = \frac{3507}{950.9715} = 3,68m$$

- **Calcul en construction avec remblais :**

- Poussé des terre :

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot L$$

Avec :

Ka : coefficient actif

Poids volumique du remblai, on prend 1.8 t/m³

h : hauteur de la culée = 8.61m

L : longueur du mur de front

$$\varphi = 30^\circ \quad K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = 0,333$$

$$P_h = \frac{1}{2} \cdot (0,333) \cdot (1,8) \cdot (8,61)^2 \cdot 9,71 = 213,78t$$

Son bras de levier est : $h/3 = 8.61/3 = 2.87m$

▪ **Poids des terres arrière :**

$$P_t = 3.4 \cdot 9.4 \cdot (8.61 - 1.5) \cdot 1.8 = 409.02t$$

Son bras de levier est : 4.3m

▪ **Poids des terres avant :**

$$P_{av} = 0.5 \cdot 1.5 \cdot 10 \cdot 2.5 = 18.75t$$

Son bras de levier est : 0.75 m

▪ **Surcharge de remblai vertical :**

$$q_v = q \cdot L \cdot S$$

Avec $q = 1t/m^2$

$$q_v = 1 \cdot 3.4 \cdot 9.3 = 31.62t$$

Son bras de levier est : 4.3m

▪ **Surcharge de remblai horizontal :**

$$q_h = K_a \cdot q \cdot h \cdot L$$

$$q_h = 0.333 \cdot 1 \cdot 8.61 \cdot 9.3 = 26.66t$$

Tableau 8-2 : Calcul en construction avec remblai

Désignation	Vi(t)	Hi(t)	d/o(m)	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
culée	451.313125		2.93	1324	
poussé des terres		213.787339	-2.87		-613.56966
poids des terres arrières	409.02408		4.3	1758.803544	
poids des terres avant	18.75		0.75		
surcharge remblais h		26.664309	-4.3	14.0625	-114.65653
surcharge remblais v	31.62		4.3	135.966	
Réaction du tablier	253.96		2.05	520.618	
	1164.667205	240.451648		3753.450044	-728.22619

- **Réduction des efforts M V H au niveau du centre de la semelle :**

$$M_c = (M_s/o + M_r/o) - (V_i * d/c) \rightarrow -468.77 \text{ t.m}$$

$$V = 1164.66 \text{ t}$$

$$H = 240.45 \text{ t}$$

4.2 Etude de la culé sur les différentes combinaisons d'actions :

4.2.1 Combinaison fondamentale à l'ELU :

$$1.35G + 1.6A(l) + 1.6 Q_{tr} + 1.6 Q_f + 0.8Q_{vl}$$

Tableau 8-3 : les efforts sollicitant à ELU

Désignation	Coef	V	H	d	Mv	Mh
culée	1.35	608.85			1787.4	
poussé des terres	1.35		288.612908	-2.87		-
poids des terres arrière	1.35	552.183		4.3	2374.3848	828.31905

poids des terres avant	1.35	25.3125		0.75	18.984375	
réaction du tablier	1.35	342.846		2.05	702.8343	
surcharge A(l)	1.6	190.4		2.05	390.32	
Freinage	1.6		10.88	6.8		
variation linéaire	0.8		12.544	6.8		73.984
surcharge trottoir	1.5	9.39		2.05	19.2495	85.2992

Réduction des efforts M V H AU NIVEAU DU CENTRE DE LA SEMELLE $M_c = -881,37231$

$V_c = 1728,98101$

$H_c = 312,036908$

4.2.2 Combinaison fondamentale à l'ELS

$G + 1.2 [A(l) + Q_{tr}] + 1.2Q_f + 0.6 Q_{vl}$

Tableau 8-4 : les efforts sollicitant à ELS

Désignation	Coef	V	H	d	Mv	Mh
culée	1	451			1324	
poussé des terres	1		213.7873392	-2.87		-
poids des terres	1	409.024		4.3	1758.8035	613.56966
arrières	1	18.75		0.75	14.0625	
poids des terres avant	1	253.96		2.05	520.618	
réaction du tablier	1.2	142.8		2.05	292.74	
surcharge A(l)	1.2		8.16	6.8		
Freinage	0.6		9.408	6.8		55.488
variation linéaire	1.2	7.512		2.05	15.3996	63.9744
		1283.05	231.3553392		3925.6236	

$$M_c = -656,54666$$

réduction des efforts M V H au niveau de la semelle

$$V_c = 1283,04608$$

$$H_c = 231,355339$$

1.1.3 Combinaison fondamentale accidentelle :

$$G + 0.2[A(l) + Q_{tr}] + 0.4 Q_{vl} + Q_s$$

Tableau 8-5 : les efforts sollicitant accidentels

Désignation	Coef	V	H	d	M _v	M _h
culée v	1	467,236			1324	
culée h	1		505,12	-3		-1515,36
poussé des terres	1		256,54481	-2,87		-736,2836
poids des terres	1	423,7489469		4,3	1822,1205	
arrières	1	19,425		0,75	14,56875	
poids des terres avant	1	253,96		2,05	520,618	
réaction du tablier	0,2	23,8		2,05	48,79	
surcharge A(l)	0,4		6,272	6,8		-42,6496
variation linéaire	0,2	1,252		2,05	2,5666	
surcharge trottoir	1		8,424	6,8		-57,2832
Séisme	Coef	1189,421947	776,36081		3732,6638	-2351,5764

réduction des efforts M V H au niveau de la semelle $M_c = -2187,178415$

$$V_c = 1189,421947$$

$$H_c = 776,3608071$$

5. Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée :

5.1 Mur garde grève :

Il se calcule comme une console encastrée sur le mur de front, il est soumis au surcharge du Remblai et à la masse des terres.

La surcharge du remblai $q = 1 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_h = K_p * h + K_q * q$$

Avec : $K_p = K_q = K_a = 0.333$

$$h = 0 \quad \sigma_h = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 1.96\text{m} \quad \sigma_h = 15.07 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 8-6 : les efforts agissant sur mur garde grève

Z(m)	KN/m ²	Force(KN)	d/o(m)
0	3.33	6.5268	0.98
1.96	15.07	11.5052	0.6533333

Moment d'encastrement

$$M = F_1 * d_1 + F_2 * d_2 = 13.91 \text{ KN.m}$$

Tableau 8-7 : le ferrailage du mur garde grève

Mu (MN.m)	0.01391
b	0.25
d	1.764
μ	0.00902
α	0.01128
Z(m)	0.1763204
Ast(cm ²)	1.81

$$\mu = 0.009 < \mu_R = 0.392 \quad \text{Section à simple armatures}$$

5.2 Mur de front :

Le mur de front est soumis à la flexion composée

Pour évaluer le moment d'encastrement au pieds du mur ; on prend en considération :

- Poids propre
- Poussée des terres
- Surcharge du remblai
- Variation linéaire
- Effort de freinage
- Séisme

Combinaison fondamentale à l'ELU :

$$1.35G + 1.5Q_{tr} + 1.6A(l) + 1.6 Q_f + 0.8 Q_{vl}$$

Tableau 8-8 : Les efforts sollicitant à la culée à l'ELU

Désignation	Coef	Efforts	Vi	Hi	d/o(m)	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
M.G.G	1,35	1,225	1,65375		1,625	2,68734375	
M.F	1,35	14,1625	19,119375		0,55	10,5156563	
Corbeau	1,35	1,4	1,89		1,5	2,835	
Poussée de	1,35	22,21739037		29,993477	1,37		41,09106
terres	1,35	27,30752688	36,865161		0,55	20,2758387	
Réaction d	0,8	1,614830072		1,29186406	5,3		6,84688
tablier	1,6	0,70030896		1,12049434	5,3		5,93862
Variation linéaire	1,6	5,008	8,0128		0,55	4,40704	
Surcharge A(l)	1,6	12,2554068	19,608651		0,55	10,784758	
			92,249737	36,7065304		65,7856367	65,91851

réduction des efforts M V H au niveau de la semelle $M_c = 276,61$

$$V_c = 92,2497372$$

$$H_c = 36,7065304$$

Combinaison fondamentale à l'ELS :

$$G + Q + 1.2 [A(l) + Q_{tr}] + 1.2 Q_f + 0.6 Q_{vl}$$

Tableau 8-9 : les efforts sollicitant à la culée à l'ELS

Désignation	Coef	Efforts	Vi	Hi	d/o(m)	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
M.G.G	1	1,225	1,225		1,625	1,990625	
M.F	1	14,1625	14,1625		0,55	7,789375	
Corbeau	1	1,4	1,4		1,5	2,1	
Poussée des terres	1	22,21739037		22,2173904	1,37		30,43782
Surcharge remblai	1	2,86713		2,86713	2,8		8,027964
h	1	27,30752688	27,307527		0,55	15,0191398	
Surcharge remblai	0,6	1,614830072		0,96889804	5,3		5,13516
v	1,2	0,70030896		0,84037075	5,3		4,453965
Réaction du tablier	1,2	5,008	6,0096		0,55	3,30528	
Variation linéaire			68,211115	26,8937892		47,8129883	48,05491

réduction des efforts M V H au niveau de la semelle $M_c = 204.39$

$$V_c = 68,211115$$

$$H_c = 26,8937892$$

Ferraillage du mur de front :

$$h = 1.1 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.99 \text{ m}$$

$$N_u = V_i = 92.24$$

$$M_u = 65.78 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{65,78}{92,24} = 0,71 > \frac{h}{6} = 0,18 \rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$M_a = M_u + N_u(d - h/2) = 106 \text{ t.m}$$

5.3 Mur en retour :

Cas fondamentale :

Chargées et surchargées par :

- Poussée des terres
- Surcharge du remblai

Détermination des contraintes le long du mur :

$$K_a = 0.333$$

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$q = 1 \text{ t/m}^2$$

- ELU

Poussée des terres $z=0$; $P(0) = 0$

$$z=7.11\text{m} ; P(7.11) = K_a \cdot \gamma \cdot 1,35 = 57.53\text{KN}$$

$$\text{surcharge : } P(0)=P(7,11)=K_a \cdot q \cdot 1,6=5,32\text{KN}$$

- ELS

Poussée des terres $z=0$; $P(0) = 0$

$$z=7.11\text{m} ; P(7.11) = K_a \cdot \gamma \cdot 1,35 = 42.62 \text{ KN}$$

$$\text{surcharge : } P(0)=P(7,11)=K_a \cdot q \cdot 1,2=4 \text{ KN}$$

La modélisation du mur en retour par le logiciel SAP 2000 a conduit aux résultats suivants :

Tableau 8-10 : les résultats de la modélisation du mur en retour

Moments (KN,m)	sens vertical		sens horizontal	
	M22	F22	M11	F11
ELU	182,4	79,65	132,7	4,87
ELS	123,75	59	89,95	3,58

Ferraillage de mur en retour :

Sens vertical :

A l'aide du logiciel LOBIBAT on adoptera :

Coté remblai : T20 $e = 15\text{cm}$ poutre inférieure

T16 $e = 15\text{cm}$ poutre supérieure

Coté extérieur au remblai : T14 $e = 15\text{cm}$ inférieure et supérieure

Sens horizontal :

Coté remblai : T16 e = 15cm poutre inférieure

T14 e = 15cm poutre supérieure

Coté extérieur au remblai : T14 e = 15cm inférieur et supérieur

6. Conclusion

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou, à la limite, itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- la nature et le mode construction du tablier ;
- les contraintes naturelles du site ;
- les contraintes fonctionnelles du projet.

Conclusion générale

Les problèmes relatifs aux ouvrages d'art notamment les ponts qui regroupent plusieurs types classés en familles, sont beaucoup plus complexes pour qu'une étude permette de conclure un bon fonctionnement de l'ouvrage projeté.

Aussi, la compétence de l'ingénieur projeteur réside dans ses aptitudes en connaissances approfondies et particulièrement en géotechnique, la résistance des matériaux, un peu de l'économie et la maîtrise de l'outil informatique qui est devenue universellement répandues la réalisation des études.

Bien entendue, toute étude demeure basse sur le modèle numérique adéquat avec un logiciel de calcul qui répondent aux exigences du calcul de charges préalablement préparé

Dans notre étude, nous avons jugé utile et satisfaisant, l'utilisation du logiciel SAP2000 car il répond à nos besoins par affichage graphiques communicatifs et sa bibliographie riches en éléments permettant la conception du modèle numérique et la description du comportement de l'ouvrage approche de la réalité. Compte tenue des donnés géotechniques recueillis et situation du cite enceinte du projet

L'ouvrage projeté est du type pont à poutre en béton précontrainte cela est justifier par l'utilisation de ce types du béton pour des porté importantes plus il est économique pour résisté charges appliqué aux éléments du béton armé.

Notre objectif était d'aboutir à des résultats acceptables pour une construction résistante et stable.

BIBLIOGRAPHIE

1. La liste des références bibliographiques :

- Grattasat, G. Conception des ponts. Cours de l'école national des ponts et chaussées EYROLLES. Paris 1987.[1]
- Rapport d'études géotechniques, EPE SERSID SPA, 2013.[2]
- Marchés publics, cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics relevant des services de l'équipement, fascicule N° 61 : conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, titre II. Programmes de charges et épreuves des ponts-routes. commission centrales des marchés, groupe permanent d'étude des marchés de travaux, ministères de l'équipement et du logement, ministère de l'économie et des finances. Paris 1980.[3]
- Jean, Armand Calgaro. Projet et construction des ponts. Paris : presse de l'école national des ponts et chaussée,(2000).[4]
- Guide technique Appareil d'appui en élastomère fretté utilisé dans les ponts,viaducs.[5]
- Guide S.E.T.R.A : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (Ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint).[6]
- K. Retri, F. Ghezouani ; Etude et conception d'un pont à poutres en béton précontraint sur autoroute est ouest W8(PK 91+092),projet de fin d'étude université de Tlemcen,2010.
- W. BEKKAL BRIKCI, W. DALI YOUCEF, étude d'un ouvrage d'art en béton précontraint projet de fin d'étude université de Tlemcen,2013.