

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

**Ecole Nationale Polytechnique**



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
**ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE**



**Laboratoire Génie Sismique et  
Dynamique des Structures**

Département Génie Civil

Laboratoire Génie Sismique et Dynamique des Structures

# **Mémoire de projet de fin d'études**

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

## **Thème**

**Conception et étude du Viaduc V5  
sur la pénétrante reliant la ville de Tizi-Ouzou à  
l'Autoroute Est-Ouest au PK 15+500**

**Réalisé par :**

Aghiles BEGRICHE  
Achour MENASRI

**Encadré par :**

Mme D.CHERID  
Mme H.MOHABBEDINE

**Composition du Jury :**

Président	M. S. BELKACEMI.....	Pr ENP
Rapporteur	Mme. D.CHERID.....	MAA ENP
	Mme. H.MOHABBEDINE.....	MAA ENP
Examineur	M. R.BOUTEMEUR.....	MAA ENP
	M. M. DEMIDEM.....	MAA ENP

**Promotion: juin 2016**

Ecole Nationale Polytechnique 10, Rue des frères OUDDEK Hassen Badi  
BP 182 16200 El-Harrach, Alger, ALGERIE.  
Tel : 023 82 85 35 / Fax : 023 82 85 29



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Ecole Nationale Polytechnique**



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
**ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE**



**Laboratoire Génie Sismique et  
Dynamique des Structures**

**Département Génie Civil**

**Laboratoire Génie Sismique et Dynamique des Structures**

# **Mémoire de projet de fin d'études**

**En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil**

## **Thème**

**Conception et étude du Viaduc V5  
sur la pénétrante reliant la ville de Tizi-Ouzou à  
l'Autoroute Est-Ouest au PK 15+500**

**Réalisé par :**

Aghiles BEGRICHE  
Achour MENASRI

**Encadré par :**

Mme D.CHERID  
Mme H.MOHABBEDINE

**Composition du Jury :**

Président	M. S. BELKACEMI.....	Pr ENP
Rapporteur	Mme. D.CHERID.....	MAA ENP
	Mme. H.MOHABBEDINE.....	MAA ENP
Examineur	M. R.BOUTEMEUR.....	MAA ENP
	M. M. DEMIDEM.....	MAA ENP

**Promotion: juin 2016**

Ecole Nationale Polytechnique 10, Rue des frères OUDDEK Hassen Badi  
BP 182 16200 El-Harrach, Alger, ALGERIE.  
Tel : 023 82 85 35 / Fax : 023 82 85 29

*Je rends grâce à Dieu,  
et dédie ce modeste travail:  
À mon défunt Père, pour qui l'instruction représentait beaucoup, paix à son âme.*

*À ma Mère, pour son soutien, son support et ces encouragements*

*À mon Frère, mes Sœurs, et mes Beaux-frères, qui m'ont épaulé en tout temps.*

*À mon frère et binôme Achour MENASRI (Adel).*

*À mes amis et frères:  
Mehdi Belkacem CHERIKH  
Ahmed Walid MOULAHOUIM (Vourdar)*

*À toute la promotion 2013/2016 de l'ENP.*

*À tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

*Alger le 11/06/2016  
Aghiles BEGRICHE*

*Je rends grâce à Dieu,  
et dédie particulièrement ce modeste travail:  
À mon père. Il a assuré avec loyauté tout mon cursus.  
À ma mère, pour son soutien maternel inconditionnel.  
À mes frères et sœurs, ils m'ont épaulé en tout temps.  
À celle qui a l'exaltante mission de partager mes joies et peines.  
À mon frère et binôme Aghiles BEGRICHE.  
À mon frère Tahar et à toute la famille ABBAS.  
À mes amis de la promotion 2012 de l'EPSTT, que dieu les accueille en son vaste  
paradis.  
À toute la promotion 2013/2016 de l'ENP.  
À tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

*Alger, le 11/06/2016  
Achour MENASRI*

# REMERCIEMENTS

Nous exprimons nos sincères remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, de par leurs actes ou leurs conseils, ont contribué à la réalisation de ce projet.

En particulier, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à :

- Nos encadreurs, **Mme. D. CHERID** et **Mme. H. MOHABBEDDINE**, enseignantes au département Génie Civil de l'**Ecole Nationale Polytechnique**, pour leur constante disponibilité et leurs conseils avisés.
- Monsieur **Kamel BIREM**, ingénieur à l'**E.N.G.O.A**, pour nous avoir fait confiance en nous confiant ce projet.
- Pr. **A. BALI**, Pr. **S. BELKACEMI** à Monsieur **R. BOUTEMEUR**, enseignants au département Génie Civil de l'**Ecole Nationale Polytechnique**, pour leur disponibilité.
- Monsieur **Nadjib ZOURGUI**, Chercheur au **C.G.S (Centre de Recherche en Génie Parasismique)** et spécialisé en ouvrage d'art, qui nous a fait profiter de sa vaste expérience dans les Ouvrages d'Art.
- Monsieur **Lounas HAMADACHE**, Chercheur au **C.D.L (Laboratoire de développement de la construction LAFARGE)**, qui nous a initiés à l'utilisation du béton blanc.
- Monsieur **Wissem BENAÏSSA**, Ingénieur à **COSIDER Tunnel**, pour son soutien.
- Tout le corps professoral de l'Ecole Nationale Polytechnique. Nos aptitudes résident dans la qualité des enseignements que vous nous avez prodigués.
- Nos familles pour nous avoir encouragés et soutenus tout au long de notre parcours.

*Nous vous réitérons notre profonde gratitude.*

Aghiles BEGRICHE      MENASRI Achour

## ملخص

الغرض من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر مزدوج على الطريق السريع الرابط بين مدينة تيزي وزو و الطريق السريع شرق-غرب في شمال الجزائر .

في نهاية التصميم، تم اختيار اثنين من الجسور المتعددة الركائز 40 متر ذوي المدى 120 متر. أجري التصميم والدراسة استخداما للمستندات التالية:

**Les guides SETRA, RCPR, RPOA, BAEL, BPEL**

أجريت المخططات و التصاميم باستخدام البرنامج **Autodesk AutoCAD** ، أجريت عمليات المراجعة الحاسوبية باستخدام البرنامج **Autodesk Robot Structural Analysis** و **SAP2000** ( للتحقق من الدراسة الاهتزازية ) ، تم تنفيذ النماذج الثلاثية الأبعاد باستخدام البرنامج **Autodesk 3dsMAX** .

## كلمات البحث

جسر، البنية الفوقية، البنية التحتية، التحميل المسبق .

## Summary

The aim of this work is to design and study a double Highway Viaduct (bridge) that links the city of Tizi-Ouzou to the east-west highway in the north of Algeria. At the end of the design process we decided to work on an independent spans bridge with prestressed beams 40m by post tension process with a length of 100m.

The design and study were performed using following documents:

**Les guides SETRA, RCPR, RPOA, BAEL, BPEL.**

Plans were made using the software **Autodesk AutoCAD**, the verification of the calculations was ensured by using **Autodesk Structural Analysis, SAP2000** (for the dynamic study), the modeling was performed by **Autodesk 3dsMAX**.

## Key words

Viaduct, Bridge, Superstructure, Infrastructure, Prestressed process.

## Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un double viaduc autoroutier sur le tracé de la pénétrante reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest au nord de l'Algérie.

A l'issue de la conception, le choix s'est porté sur deux Viaducs à travées indépendantes à poutre précontraintes par post-tension (40m) d'une longueur de 120m.

La conception et l'étude ont été menées en utilisant les documents suivants :

**Les guides SETRA, RCPR, RPOA, BAEL, BPEL.**

Les plans et schémas ont été réalisés à l'aide du logiciel **Autodesk AutoCAD**, les vérifications des calculs ont été effectués à l'aide d'**Autodesk Robot structural Analysis, SAP2000** (pour la vérification de l'étude dynamique).

Les modélisations ont été réalisées à l'aide d'**Autodesk 3dsMAX**.

## Mots clés

Viaduc, VIPP, Superstructure, Infrastructure, Précontrainte.

# TABLES DES MATIERES

<b>LISTE DES FIGURES .....</b>	<b>18</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX .....</b>	<b>23</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>26</b>
<b>CHAPITRE 1 CHAPITRE INTRODUCTIF .....</b>	<b>28</b>
<b>I-INTRODUCTION.....</b>	<b>28</b>
<b>II-GENERALITES.....</b>	<b>29</b>
<b>II-1-ÉLEMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT .....</b>	<b>29</b>
<b>III-PRESENTATION DE L'ENTREPRISE E.N.G.O.A .....</b>	<b>29</b>
<b>IV-PRESENTATION DU PROJET .....</b>	<b>30</b>
<b>IV-1-DONNEES RELATIVES A L'OUVRAGE A PROJETER .....</b>	<b>30</b>
<b>IV-1-1-SITUATION DE L'OUVRAGE.....</b>	<b>30</b>
<b>IV-1-2-TRACE EN PLAN .....</b>	<b>31</b>
<b>IV-1-3-PROFIL EN LONG .....</b>	<b>32</b>
<b>IV-1-4-PROFIL EN TRAVERS .....</b>	<b>33</b>
<b>IV-1-5-LES DONNEES NATURELLES .....</b>	<b>33</b>
<b>IV-1-5-1-CADRE GEOLOGIQUE GENERAL .....</b>	<b>33</b>
<b>IV-1-5-2-LES DONNEES GEOTECHNIQUES.....</b>	<b>33</b>
<b>IV-1-5-3-LES DONNEES SISMIQUES.....</b>	<b>34</b>
<b>CHAPITRE 2 CONCEPTION.....</b>	<b>35</b>
<b>I-INTRODUCTION.....</b>	<b>35</b>
<b>II-DEMARCHE DE CONCEPTION .....</b>	<b>36</b>
<b>II-1-RECOLTE DE DONNEES .....</b>	<b>36</b>
<b>II-1-1-LES DONNEES ADMINISTRATIVES.....</b>	<b>36</b>
<b>II-1-2-LES DONNEES FONCTIONNELLES .....</b>	<b>36</b>
<b>II-1-3-LES DONNEES NATURELLES .....</b>	<b>36</b>
<b>II-1-4-LES DONNEES D'ENVIRONNEMENT .....</b>	<b>36</b>
<b>II-1-5-LES DONNEES ARCHITECTURALES ET PAYSAGERES.....</b>	<b>36</b>
<b>II-1-6-LES DONNEES DE GESTION.....</b>	<b>36</b>
<b>II-2-ANALYSE DES DONNEES ET MARGE DISPONIBLE .....</b>	<b>37</b>
<b>II-2-1-AGREGATION MULTICRITERE .....</b>	<b>37</b>
<b>II-2-1-1-APPROCHE PAR AGREGATION TOTALE.....</b>	<b>37</b>
<b>II-2-1-1-a-LA SOMME DES NOTES .....</b>	<b>37</b>
<b>II-2-1-1-b-CRITERES A PRENDRE EN COMPTE DANS L'ANALYSE</b>	
<b>MULTICRITERE .....</b>	<b>38</b>



<b>III-PROPOSITION DE VARIANTES .....</b>	<b>38</b>
<b>III-1-VARIANTE MIXTE (ACIER-BETON).....</b>	<b>38</b>
<b>III-1-1-DISTRIBUTION DES TRAVEES ET IMPLANTATION DES APPUIS .....</b>	<b>39</b>
<b>III-1-2-LE PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE.....</b>	<b>40</b>
<b>III-1-3-PRE DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE .....</b>	<b>41</b>
<b>III-1-3-1-ÉLANCEMENT DE POUTRE.....</b>	<b>41</b>
<b>III-1-3-2-HAUTEUR DE POUTRE .....</b>	<b>41</b>
<b>III-1-3-3-GEOMETRIE DE LA POUTRE.....</b>	<b>41</b>
<b>III-1-3-3-a-EPAISSEUR DE L'AME .....</b>	<b>41</b>
<b>III-1-3-3-a-LARGEUR DES SEMELLES .....</b>	<b>41</b>
<b>III-1-3-3-c-EPAISSEUR DES SEMELLES:.....</b>	<b>41</b>
<b>III-1-3-5-GEOMETRIE DES PIECES DE PONT .....</b>	<b>42</b>
<b>III-1-3-5-a-L'AME.....</b>	<b>42</b>
<b>III-1-4-1-AVANTAGE .....</b>	<b>43</b>
<b>III-1-4-2-INCONVENIENTS.....</b>	<b>43</b>
<b>III-2-VARIANTE EN BETON PRECONTRAIT A VOUSOIRS COULES SUR PLACE PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF.....</b>	<b>44</b>
<b>III-2-1-DISTRIBUTION DES TRAVEES ET IMPLANTATION DES APPUIS .....</b>	<b>44</b>
<b>III-2-2-PRE DIMENSIONNEMENT DE LA GEOMETRIE DU VOUSOIR .....</b>	<b>45</b>
<b>III-2-2-1-HAUTEUR DE VOUSOIR .....</b>	<b>45</b>
<b>III-2-2-2-LARGEUR TOTALE.....</b>	<b>46</b>
<b>III-2-2-3-LARGEUR DE LA NERVURE DE L'INTRADOS.....</b>	<b>46</b>
<b>III-2-2-4-LARGEUR DE L'ENCORBELLEMENT .....</b>	<b>46</b>
<b>III-2-2-5-HOURDIS SUPERIEUR.....</b>	<b>46</b>
<b>III-2-2-6-HOURDIS INFERIEUR .....</b>	<b>47</b>
<b>III-2-2-7-EPAISSEUR DES AMES.....</b>	<b>47</b>
<b>III-2-2-8-PRE DIMENSIONNEMENT DES GOUSSETS .....</b>	<b>47</b>
<b>III-2-2-9-DECOUPAGE DES VOUSOIRS .....</b>	<b>48</b>
<b>III-2-3-LES AVANTAGES ET INCONVENIENTS.....</b>	<b>48</b>
<b>III-2-3-1-AVANTAGE .....</b>	<b>48</b>
<b>III-2-3-2-INCONVENIENTS.....</b>	<b>48</b>
<b>III-3-VARIANTE EN BETON PRECONTRAIT VIPP .....</b>	<b>48</b>
<b>III-3-1-DISTRIBUTION DES TRAVEES ET IMPLANTATION DES APPUIS .....</b>	<b>48</b>
<b>III-3-2-PRE-DIMENSIONNEMENT DU TABLIER .....</b>	<b>49</b>
<b>III-3-2-1-ELANCEMENT DU TABLIER .....</b>	<b>49</b>
<b>III-3-2-2-ENTRAXE ET NOMBRE DES POUTRES.....</b>	<b>49</b>
<b>III-3-2-3-EPAISSEUR DE L'HOURLDIS .....</b>	<b>49</b>
<b>III-3-2-4-HAUTEUR DE POUTRE .....</b>	<b>49</b>
<b>III-3-2-5-EPAISSEUR DE L'AME .....</b>	<b>50</b>
<b>III-3-2-6-TABLE DE COMPRESSION.....</b>	<b>50</b>
<b>III-3-2-7-TALON.....</b>	<b>50</b>
<b>III-3-3-ENTRETOISE SUR APPUIS .....</b>	<b>51</b>
<b>III-3-4-LES AVANTAGES ET INCONVENIENTS .....</b>	<b>52</b>
<b>III-3-4-1-AVANTAGES.....</b>	<b>52</b>
<b>III-3--2-INCONVENIENTS .....</b>	<b>52</b>
<b>IV-APPLICATION DE LA METHODE WSM.....</b>	<b>53</b>
<b>VI-1-CALCUL DE LA SOMME PONDEREE.....</b>	<b>53</b>
<b>VI-2-DIAGRAMME RADAR POUR L'EVALUATION DES VARIANTES.....</b>	<b>54</b>

V-CONCLUSION .....	55
CHAPITRE 3 CHARGES & SURCHARGES.....	56
I-INTRODUCTION.....	56
II-CALCUL DES CHARGES HORS-TRAFFIC (PERMANENTES) .....	57
II-1-POIDS DES POUTRES.....	57
II-2-POIDS DE LA DALLE (L'HOUDIS).....	57
II-3-CALCUL DES COMPLEMENTS DES CHARGES PERMANENTES .....	57
II-3-1-REVETEMENT ET ETANCHEITE .....	58
II-3-2-LES BARRIERES .....	58
II-3-3-LES CORNICHES .....	58
II-4-EVALUATION DES EFFORTS INTERNES DUS AUX CHARGES PERMANENTES .....	59
III-CALCUL DES SURCHARGES (CHARGES DE TRAFIC) .....	59
III-1-CARACTERISTIQUES DU VIADUC .....	59
III-1-1-LARGEUR ROULABLE .....	59
III-1-2-LARGEUR CHARGEABLE .....	60
III-1-3-NOMBRES DE VOIES .....	60
III-1-4-CLASSE DU VIADUC .....	60
III-2-SYSTEMES DE CHARGE.....	61
III-2-1-SYSTEME DE CHARGE A.....	61
III-2-1-1- CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS ET LES MOMENTS FLECHISSANT MAX .....	61
III-2-2-SYSTEME DE CHARGE B <sub>C</sub> .....	62
III-2-2-1-DISPOSITION DANS LE SENS TRANSVERSAL .....	62
III-2-2-2-DISPOSITION DANS LE SENS LONGITUDINALE .....	62
III-2-2-3-CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE .....	62
III-2-2-4- CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT.....	63
III-2-2-5-CALCUL DE MOMENT FLECHISSANT .....	63
III-2-2-5-a-DETERMINATION DE LA SECTION DANGEREUSE.....	63
III-2-2-5-b- CALCUL DE M <sub>MAX</sub> (MOMENT MAXIMAL) .....	64
III-2-3-SYSTEME DE CHARGE B <sub>R</sub> .....	65
III-2-3-1-COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE.....	65
III-2-3-2-EVALUATION DES EFFORTS INTERNES ( T <sub>MAX</sub> ET M <sub>MAX</sub> ) .....	65
III-2-3-2-a-EFFORT TRANCHANT .....	65
III-2-3-2-b-LE MOMENT FLECHISSANT .....	65
III-2-4-SYSTEME DE CHARGE B <sub>T</sub> .....	66
III-2-4-1-DETERMINATION DE LA SECTION DANGEREUSE .....	66
III-2-4-2-CALCUL DE MOMENT FLECHISSANT .....	67
III-2-4-2-CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT.....	67
III-2-5-CHARGES MILITAIRES.....	67
III-2-5-1-SYSTEME M <sub>C80</sub> .....	68
III-2-5-1-a-LE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE .....	68
III-2-5-1-b-CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT .....	68
III-2-5-1-c-CALCUL DE MOMENT FLECHISSANT.....	68
III-2-5-2-SYSTEME M <sub>C120</sub> .....	69

III-2-5-2-a-LE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE .....	69
III-2-5-2-b-CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT .....	69
III-2-5-2-c-CALCUL DE MOMENT FLECHISSANT.....	70
III-2-5-3-SYSTEME $M_{C80}$ .....	70
III-2-5-3-a-LE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE .....	70
III-2-5-3-b-DETERMINATION DE LA SECTION DANGEREUSE .....	71
III-2-5-3-c-CALCUL DE MOMENT FLECHISSANT.....	71
III-2-5-3-d-CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT .....	71
III-2-5-4-SYSTEME ME120.....	72
III-2-5-4-a-LE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE .....	72
III-2-5-4-b-DETERMINATION DE LA SECTION DANGEREUSE .....	72
III-2-5-4-c-CALCUL DE MOMENT FLECHISSANT.....	72
III-2-5-4-d-CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT .....	73
III-2-6-CHARGE EXCEPTIONNELLES .....	73
III-2-6-1-CONVOI TYPE D240 .....	73
III-2-6-1-a-CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT .....	73
III-2-6-1-b-CALCUL DE MOMENT FLECHISSANT .....	74
III-2-6-2-CONVOI TYPE D280 .....	74
III-2-6-2-a-CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT .....	74
III-2-6-2-b-CALCUL DE MOMENT FLECHISSANT .....	75
III-2-6-3-CONVOI TYPE E400 .....	75
III-2-6-3-a-CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT .....	75
III-2-6-3-b-CALCUL DE MOMENT FLECHISSANT .....	75
III-2-6-4-CONVOI TYPE E360 .....	76
III-2-6-4-a-CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT .....	76
III-2-6-4-b-CALCUL DE MOMENT FLECHISSANT .....	76
IV-CONCLUSION.....	77
CHAPITRE 4 ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE .....	78
I-INTRODUCTION.....	78
II-REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS.....	79
II-1-METHODES DE CALCUL .....	79
II-2-REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS FLECHISSANT .....	81
II-3-REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANTS .....	83
II-4-COMBINAISON DE CHARGES (SELON LE RCPR).....	85
III-ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DES POUTRES .....	86
III-1-PRINCIPE DU BETON PRECONTRAIT .....	86
III-2-PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION .....	86
III-2-1-LES PHASES DE MONTAGE DE LA PRECONTRAIT .....	87
III-2-2-CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....	87
III-2-2-1-BETON.....	87
III-2-2-2-ACIERS ACTIFS 12T15.....	87
III-2-3-CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS DE POUTRE ...	88
III-2-3-1-CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE SANS HOURDIS .....	88
III-2-3-1-a-SECTION COURANTE (MIS-TRAVEE).....	88
III-2-3-1-b-SECTION INTERMEDIAIRE.....	89

III-2-3-1-c-SECTION D'ABOUT .....	90
III-2-3-2-CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES AVEC HOURDIS.....	91
III-3-CALCUL DU NOMBRE DE CABLE .....	92
III-3-1-DIMENSIONNEMENT .....	92
III-3-2-DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES A MI-TRAVEE .....	93
III-3-3-DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES A L'ABOUT .....	94
III-3-4-TRACE DES CABLES .....	95
III-3-4-1-DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES .....	95
III-3-4-1-a-POSITION DES CABLES A L'ABOUT .....	95
III-3-4-1-b- POSITION DES CABLES A MI TRAVEE .....	96
III-3-4-2- FONCTIONS DE TRACE DES CABLES .....	96
III-3-5-CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES .....	98
III-3-5-1-SECTION D'ABOUT .....	98
III-3-5-2-SECTION A MIS-TRAVEE .....	99
III-3-6-CALCUL DES PERTES DE TENSION .....	99
III-3-6-1-PERTES INSTANTANEEES .....	100
III-3-6-1-a- PERTES DUES AU FROTTEMENT .....	100
III-3-6-1-b- PERTES A LA MISE EN CHARGE DE L'ANCRAGE (RENTREE D'ANCRAGE) .....	100
III-3-6-1-c- PERTES DUES AU RACCOURCISSEMENT INSTANTANE DU BETON .....	102
III-3-6-2- PERTES DIFFEREES .....	103
III-3-6-2-a- PERTES DUES AU RETRAIT DU BETON .....	103
III-3-6-2-b- PERTES DUES A LA RELAXATION DES ACIERS .....	103
III-3-6-2-c- PERTES DUES AU FLUAGE DU BETON.....	104
III-3-6-3- CALCUL DE POURCENTAGE DES PERTES TOTALES .....	104
III-3-7-CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES.....	105
III-3-7-1-VERIFICATION A L'ELS .....	105
III-3-7-1-a-VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES .....	105
III-3-7-1-b-VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	107
III-3-7-2-VERIFICATION A LA RUPTURE A L'E.L.U.....	109
III-3-7-2-a-SECURITE A LA RUPTURE EN FLEXION .....	109
III-3-7-2-b-SECURITE A LA RUPTURE PAR EFFORT TRANCHANT .....	110
III-3-7-2-c-VERIFICATION DE L'INCLINAISON DES BIELLES .....	111
III-3-7-3-FERRAILLAGE DE LA POUTRE.....	111
III-3-7-3-a-CALCUL DES ARMATURES PASSIVES LONGITUDINALES .....	111
III-3-7-3-b-CALCUL DES ARMATURES PASSIVES TRANSVERSALES .....	112
III-3-7-3-c-DETERMINATION DES ARMATURES DE PEAU .....	113
III-3-7-3-d-CALCUL DES ARMATURES DE LA TABLE DE COMPRESSION ....	113
III-3-7-3-e-ETUDE DE LA ZONE D'APPLICATION DE FORCES CONCENTREES (ZONE D'ABOUT).....	115
IV-ETUDE DE L' HOURDIS .....	119
IV-1-ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE .....	119
IV-1-1- CALCUL DES COEFFICIENT $\mu\alpha$ SOUS DIFFERENTS CAS DE CHARGES..	120
IV-1-2- CALCUL DE $M_y$ .....	121
IV-1-2-1-SURCHARGE AL .....	121
IV-1-2-2-SURCHARGE $B_c$ .....	121

IV-1-2-3-SURCHARGE $B_T$ .....	122
IV-1-2-4-SURCHARGE $M_{C120}$ .....	122
IV-1-2-5-SURCHARGE $D_{240}$ .....	123
<b>IV-2-ETUDE DE LA FLEXION LOCALE.....</b>	<b>124</b>
IV-2-1- MOMENT $M_a$ ET $M_b$ AU CENTRE DE LA DALLE .....	124
IV-2-1-1-MOMENT DUE AU POIDS PROPRE .....	124
IV-2-1-2-MOMENT DUE A LA SURCHARGE BC .....	125
IV-2-1-2-a-MOMENT LONGITUDINAL .....	125
IV-2-1-2-b-MOMENT TRANSVERSAL.....	126
IV-2-1-3-MOMENT DU A LA SURCHARGE BT .....	126
IV-2-1-3-a-MOMENT LONGITUDINAL .....	126
IV-2-1-3-b-MOMENT TRANSVERSAL.....	126
IV-2-1-4-MOMENT DUE A LA SURCHARGE BR .....	126
IV-2-1-4-a-MOMENT LONGITUDINAL .....	126
IV-2-1-4-b-MOMENT TRANSVERSAL.....	127
IV-2-1-5-MOMENT DUE SURCHARGE $D_{240}$ .....	127
IV-2-1-5-a-MOMENT LONGITUDINAL .....	127
IV-2-1-5-b-MOMENT TRANSVERSAL.....	127
IV-2-2- MOMENT DE CONTINUTE.....	128
IV-2-2-1-SYSTEME BC.....	128
IV-2-2-2-SYSTEME $M_{C120}$ .....	128
<b>IV-3-FERRAILLAGE DE L'HOUDIS.....</b>	<b>128</b>
IV-3-1- RESUME DES MOMENT A PRENDRE EN COMPTE POUR FERRAILLER L'HOUDIS .....	128
IV-3-1-1-EN FLEXION TRANSVERSALE.....	128
IV-3-1-2-EN FLEXION LOCALE .....	129
IV-3-1-3-MOMENT DE CONTINUTE SUR POUTRE .....	129
IV-3-2- CALCUL DES SECTION D'ARMATURE .....	129
IV-3-2-1-TRANSVERSALEMENT .....	129
IV-3-2-1-a-LA NAPPE SUPERIEURE.....	129
IV-3-2-1-b-LA NAPPE INFERIEURE .....	130
IV-3-2-2-LONGITUDINALEMENT .....	130
IV-3-2-2-a-LA NAPPE SUPERIEURE.....	130
IV-3-2-2-b-LA NAPPE INFERIEURE .....	131
IV-4-VERIFICATION AU POINÇONNEMENT .....	131
IV-5-ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT .....	131
IV-5-1- EFFORT TRANCHANT DUE AU POIDS PROPRE.....	131
IV-5-2- EFFORT TRANCHANT DUE A LA SURCHARGE $D_{240}$ .....	132
IV-5-3- EFFORT TRANCHANT SELON LA COMBINAISON DE CHARGE $G+D_{240}$ .132	
IV-5-4- VERIFICATION PAR RAPPORT A L'EFFORT TRANCHANT .....	132
<b>V-CALCUL DES DEFORMATIONS .....</b>	<b>132</b>
V-1-FLECHES ET CONTRE-FLECHES.....	132
V-1-1-FLECHE DUE AU POIDS PROPRE .....	132
V-1-2- FLECHE DUE A LA SURCHARGE $D_{240}$ .....	133
V-1-3- FLECHE DUE A LA PRECONTRAINTE.....	133
V-1-4- FLECHE TOTALE .....	134
V-1-5- VERIFICATION DE LA FLECHE .....	134
V-2-CALCUL DES ROTATIONS .....	134

V-2-1-ROTATION DUE AU POIDS PROPRE .....	134
V-2-2-ROTATION DUE A LA SURCHARGE D240 .....	135
V-2-3- ROTATION D'APPUI SOUS L'EFFET DE LA PRECONTRAINTES .....	135
V-2-4- ROTATION TOTALE .....	135
V-3-CALCUL DES DEPLACEMENTS .....	135
V-3-1-DEPLACEMENT DUE A UNE ROTATION D'APPUIS .....	135
V-3-2- DEPLACEMENT DUE AU RETRAIT DE BETON .....	135
V-3-3- DEPLACEMENT DUE AU FLUAGE .....	136
V-3-4- DEPLACEMENT DUE A LA VARIATION DE TEMPERATURE .....	136
V-3-5- DEPLACEMENT TOTALE .....	136
VI-CONCLUSION .....	136
CHAPITRE 5 ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE .....	137
I-INTRODUCTION .....	137
II-APPAREILS D'APPUIS ET BOSSAGES .....	138
II-1- APPAREILS D'APPUIS .....	138
II-1-1-DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI.....	138
II-1-1-1-DIMENSIONNEMENT EN PLAN DE L'ELASTOMERE.....	138
II-1-1-2-DIMENSIONNEMENT EN HAUTEUR DE L'ELASTOMERE .....	139
II-1-2-VERIFICATION DE L'EPAISSEUR DES FRETTEES .....	139
II-1-3-COEFFICIENT DE FORME .....	139
II-1-4-VERIFICATION DES DEFORMATIONS DE CALCUL MAXIMAL .....	139
II-1-4-1-DEFORMATION DUE AUX CHARGES DE COMPRESSION .....	139
II-1-4-2-DISTORSION.....	139
II-1-4-3-DEFORMATION DUE A LA ROTATION ANGULAIRE .....	140
II-1-4-4-DEFORMATION DE CALCUL MAXIMAL .....	140
II-1-5-LES CRITERES DE STABILITE .....	140
II-1-5-1-LA ROTATION .....	140
II-1-5-2-FLAMBEMENT.....	140
II-1-5-3-NON GLISSEMENT.....	140
II-1-6-VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELU .....	141
II-1-6-1-CONTRAINTES ENGENDREES PAR DES EFFORTS VERTICAUX.....	141
II-1-6-1-a-CONTRAINTES NORMAL SOUS L'EFFORT VERTICAL MAXIMAL. 141	
II-1-6-1-b-CONTRAINTES DE CISAILLEMENT AU NIVEAU DE FRETTAGE ....	141
II-1-6-2-CONTRAINTES ENGENDREES PAR UNE ROTATION .....	141
II-1-6-3-CONTRAINTES ENGENDREES PAR DES EFFORTS HORIZONTAUX....	141
II-1-6-3-a-DISTORSION DUE AUX DEFORMATIONS LENTES.....	141
II-1-6-3-b-DISTORSION DUE A L'EFFORT DE FREINAGE .....	141
II-1-6-3-c-VERIFICATION DE LA CONTRAINTES .....	142
II-2-LES BOSSAGES.....	142
II-2-1-CALCUL DE LA POSITION DE BOSSAGE .....	142
II-2-2-CALCUL DES DIMENSIONS DE BOSSAGE .....	143
II-2-2-1-DIMENSIONNEMENT EN PLAN.....	143
II-2-2-2-DIMENSIONNEMENT EN HAUTEUR.....	143
II-2-3-FERRAILLAGE DU BOSSAGE .....	143

II-2-3-1-ARMATURES DE CHAINAGE .....	143
II-2-3-2-ARMATURES DE PROFONDEUR.....	143
II-2-3-3-ARMATURES DE DIFFUSION .....	143
II-2-3-3-a-FERRAILLAGE DE SURFACE .....	143
II-2-3-3-b-FERRAILLAGE INFERIEUR OU D'ECLATEMENT .....	143
III-ETUDE DYNAMIQUE.....	145
III-1-ANALYSE SISMIQUE.....	145
III-1-1-ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE .....	145
III-1-1-1-PRINCIPE DE LA METHODE .....	145
III-1-1-2-EVALUATION DES EFFORTS SISMIQUES PAR LA METHODE MONOMODALE .....	146
III-2-SEISME LONGITUDINAL .....	146
III-2-1-DETERMINATION DE LA MASSE DU SYSTEME.....	146
III-2-2-DETERMINATION DE LA RAIDEUR LONGITUDINALE DU SYSTEME .....	146
III-2-2-1-RAIDEUR DE LA PILE ( $K_{PILE}$ ).....	146
III-2-2-2-RAIDEUR DE LA CULEE ( $K_{CULEE}$ ).....	147
III-2-2-3-RAIDEUR DE SYSTEME ( $K_{SYS}$ ) .....	148
III-2-3-PERIODE PROPRE LONGITUDINAL DE L'OUVRAGE .....	148
III-2-4-SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE $S_{AE}$ .....	148
III-2-5-EFFORT LONGITUDINAL.....	148
III-2-5-1-EFFORT TOTAL .....	148
III-2-5-2-EFFORT SUR PILE.....	148
III-2-5-3-EFFORT SUR CULEE .....	148
III-2-6-DEPLACEMENTS .....	148
III-2-6-1-DEPLACEMENT DU TABLIER.....	148
III-2-6-2-DEPLACEMENT DE LA TETE DE LA PILE.....	149
III-3-VERIFICATION AUTOMATIQUE .....	149
III-3-1-MODELISATION DE L'OUVRAGE .....	149
III-3-2-ANALYSE DES RESULTATS .....	150
IV-PRE DIMENSIONNEMENT ET ETUDE DE LA PILE.....	150
IV-1-PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA PILE.....	150
IV-1-1-LE CHEVETRE.....	150
IV-1-2-LES FUTS.....	151
IV-1-3-LES SEMELLES.....	151
IV-2-REPARTITION DES CHARGES SUR LA PILE .....	152
IV-2-1-POIDS PROPRE DU CHEVETRE .....	152
IV-2-2-POIDS PROPRE DU TABLIER.....	152
IV-2-3-SURCHARGE A(L).....	153
IV-2-4-SURCHARGE BC.....	153
IV-2-5-SURCHARGE MC120.....	153
IV-2-6-SURCHARGE D240 .....	154
IV-2-7- REPARTITION DES EFFORTS SUR LES POUTRES .....	154
IV-3-ETUDE DU CHEVETRE .....	155
IV-3-1-ETUDE A LA FLEXION .....	155
IV-3-1-1-CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS.....	155
IV-3-1-2-FERRAILLAGE DU CHEVETRE .....	156

IV-3-1-2-a-NAPPE INFERIEURE .....	156
I-3-1-2-b-NAPPE SUPERIEURE .....	156
I-3-1-2-c-ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT .....	156
IV-3-2-FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA TORSION .....	157
IV-3-2-1-LES ARMATURES LONGITUDINALES .....	157
IV-3-2-2-LES ARMATURES TRANSVERSALES .....	157
IV-4-ETUDE DES FUTS .....	158
IV-4-1-COMBINAISONS DE CHARGE .....	158
IV-4-2-VERIFICATION AU FLAMBEMENT.....	158
IV-4-3-FERRAILLAGE DES FUTS.....	159
IV-4-3-1- ARMATURES LONGITUDINALES.....	159
IV-4-3-1- a-EN CONDITION NORMALE.....	159
IV-4-3-1- b- EN CONDITION SISMIQUE .....	159
IV-4-3-2-ARMATURES TRANSVERSALES.....	160
IV-5-ETUDE DE LA SEMELLE .....	160
IV-5-1-COMBINAISON DE CHARGE .....	161
IV-5-2-FERRAILLAGE DE LA SEMELLE .....	161
IV-5-2-1-ARMATURES TRANSVERSALES INFERIEURES.....	161
IV-4-2-1-a-EN CONDITION NORMALE.....	161
IV-4-2-1-b-EN CONDITION SISMIQUE .....	162
IV-5-2-2-ARMATURES DE REPARTITIONS INFERIEURES .....	162
IV-5-2-3-ARMATURES TRANSVERSALES SUPERIEURES .....	162
IV-5-2-4-ARMATURES DE REPARTITIONS SUPERIEURES.....	162
IV-5-2-5-VERIFICATION DE LA COMPRESSION DES BIELLES .....	162
IV-5-2-6-ARMATURES DE CISAILLEMENT.....	162
VI-6-BUTEES DE SECURITE (RPOA).....	163
V- PRE DIMENSIONNEMENT ET ETUDE DES CULEES.....	164
V-1-CHOIX DU TYPE DE LA CULEE .....	164
V-2-PRE-DIMENSIONNEMENT .....	164
V-3-ETUDE DE LA CULEE NORD .....	166
V-3-1-SOLLICITATION DE LA CULEE NORD.....	166
V-3-1-1-LES COEFFICIENTS D'ACCELERATION SISMIQUE.....	167
V-3-1-2-CALCUL DES SOLLICITATIONS .....	167
V-3-1-3-CALCUL DES PUSSEES STATIQUES.....	169
V-3-1-3-a-POUSSEES STATIQUES DUES AUX TERRES .....	169
V-3-1-3-b-POUSSEES STATIQUES DUES AUX SURCHARGE D'EXPLOITATION .....	169
V-3-2-FERRAILLAGE DE LA CULEE .....	169
V-3-2-1-FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION (D.D.T) .....	169
V-3-2-1-a-CALCUL DU FERRAILLAGE .....	170
V-3-2-2-FERRAILLAGE DU MUR-GARDE-GREVE(MGG) .....	171
V-3-2-2-a-CALCULE DU FERRAILLAGE.....	172
V-3-2-3-CORBEAU ARRIERE (APPUIS DE LA DALLE DE TRANSITION) .....	173
V-3-2-3-a-CALCUL DE FERRAILLAGE DU CORBEAU .....	174
V-3-2-4-MURS EN RETOUR.....	175
V-3-2-4-a-FLEXION PAR RAPPORT A L'AXE VERTICAL.....	176
V-3-2-4-b-FLEXION PAR RAPPORT A L'AXE HORIZONTAL .....	177
V-3-2-5-MUR DE FRONT .....	178



V-3-2-5-a-VERIFICATION AU FLAMBEMENT.....	179
V-3-2-5-b-ARMATURES LONGITUDINALES.....	179
V-3-2-5-c-ARMATURES TRANSVERSALES.....	179
V-3-2-5-d-ARMATURES HORIZONTALES.....	179
V-3-2-6-SEMELLE.....	180
V-3-2-6-a-ARMATURES TRANSVERSALES INFERIEURES.....	180
V-3-2-6-b-ARMATURES DE REPARTITIONS INFERIEURES.....	180
V-3-2-6-c-ARMATURES TRANSVERSALES SUPERIEURES.....	181
V-3-2-6-d-ARMATURES DE REPARTITIONS SUPERIEURES.....	181
V-3-2-6-e-VERIFICATION DE LA COMPRESSION DES BIELLES.....	181
V-3-2-6-f-ARMATURES DE CISAILLEMENT.....	181
VI-CONCLUSION.....	182
CONCLUSION GENERALE.....	183
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	184
ANNEXES.....	186

# LISTE DES FIGURES

FIGURE 1-1: LOGO DE L'E.N.G.O.A .....	29
FIGURE 1-2: AXES PRINCIPAUX DU RESEAU AUTOROUTIER ALGERIEN.....	30
FIGURE 1-3: SITUATION DU PROJET (IMAGE SATELLITAIRE). ....	31
FIGURE 1-4: VISUALISATION DE LA BRECHE EN 3D (IMAGE SATELLITAIRE).....	31
FIGURE 1-5: TRACE EN PLAN DE LA VOIE.....	32
FIGURE 1-6: PROFIL EN LONG.....	32
FIGURE I-7: PROFIL EN TRAVERS DES CHAUSSEES.....	33
FIGURE I-8: CARTE DE ZONAGE SISMIQUE D'ALGERIE .....	34
FIGURE 2-1: COUPE TRANSVERSALE D'UN TABLIER BIPOUTRE-MIXTE TYPE. ....	39
FIGURE 2-2:PROFIL EN LONG DE LA VARIANTE BIPOUTRE MIXTE (AUTOCAD 2016).....	40
FIGURE 2-3: COUPE TRANSVERSALE DE LA VARIANTE BIPOUTRE PROPOSEE .....	40
FIGURE 2-4: SYMBOLES DES DIMENSIONS TRANSVERSALES DE POUTRE METALLIQUE .....	42
FIGURE 2-5: PRINCIPE DE L'ENCORBELLEMENT SUCCESSIF .....	44
FIGURE 2-6: PROFIL EN LONG DE LA VARIANTE A VOUSOIRS PRECONTRAINTS .45	
FIGURE 2-7: SYMBOLES DES DIMENSIONS D'UN VOUSOIR TYPE. ....	45
FIGURE 2-8: DIMENSIONS TRANSVERSALE DU VOUSOIR .....	47
FIGURE 2-9: PROFIL EN LONG DE LA VARIANTE VIPP.....	49
FIGURE 2-10: DIMENSIONS DES SECTIONS DE POUTRE.....	51
FIGURE 2-11: SUPERPOSITION DES SECTIONS DE POUTRE.....	51
FIGURE 2-12: SCHEMA D'UNE ENTRETOISE SUR APPUI.....	52
FIGURE 2-13: GRAPHIQUE DES SOMMES PONDEREES. ....	53
FIGURE 2-14: DIAGRAMME RADAR ET MODELISATION 3D DU TABLIER BIPOUTRE MIXTE .....	54
FIGURE 2-15: DIAGRAMME RADAR ET MODELISATION 3D DU TABLIER A VOUSOIR EN BETON PRECONTRAIT. ....	54
FIGURE 2-16: DIAGRAMME RADAR ET MODELISATION 3D DU TABLIER VIPP. ....	54
FIGURE 2-17: SUPERPOSITION DES DIAGRAMMES RADAR.....	55
FIGURE 3-1: REPARTITION DES SECTIONS D'UNE POUTRE.....	57
FIGURE 3-2: DIMENSIONS DE LA DALLE REVENANT A LA POUTRE .....	57
FIGURE 3-3: DIMENSIONS DES CORNICHES.....	58
FIGURE 3-4: REPARTITION LONGITUDINALE DES CHARGES HORS TRAFIC.....	59
FIGURE 3-5: CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE TRANSVERSALE DU TABLIER ETUDIE. ....	60
FIGURE 3-6: REPARTITION LONGITUDINALE DU CHARGEMENT A. ....	61

<b>FIGURE 3-7: DISPOSITION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE DE CAMIONS B<sub>C</sub>.</b>	<b>62</b>
<b>FIGURE 3-8: REPARTITION LONGITUDINALE DES CONVOIS BC POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT.....</b>	<b>63</b>
<b>FIGURE 3-9: POSITION DE LA SECTION DANGEREUSE SOUS BC.....</b>	<b>64</b>
<b>FIGURE 3-10: SYSTEME DE CHARGE BR.....</b>	<b>65</b>
<b>FIGURE 3-11: POSITION LONGITUDINALE DE BR POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT.....</b>	<b>65</b>
<b>FIGURE 3-12: POSITION LONGITUDINALE DE BR POUR LE CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT.....</b>	<b>65</b>
<b>FIGURE 3-13: CARACTERISTIQUES DU CHARGEMENT BT.....</b>	<b>66</b>
<b>FIGURE 3-14: POSITION DE LA SECTION DANGEREUSE SOUS BT.....</b>	<b>66</b>
<b>FIGURE 3-15: POSITION DE B<sub>T</sub> POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT.....</b>	<b>67</b>
<b>FIGURE 3-16: CARACTERISTIQUES DU CHARGEMENT MC80.....</b>	<b>68</b>
<b>FIGURE 3-17: POSITION DE MC80 POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT... </b>	<b>68</b>
<b>FIGURE 3-18: POSITION DE MC80 POUR LE CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT.. </b>	<b>69</b>
<b>FIGURE 3-19: CARACTERISTIQUES DU CHARGEMENT MC120.....</b>	<b>69</b>
<b>FIGURE 3-20: POSITION DU CHARGEMENT MC120 POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT.....</b>	<b>69</b>
<b>FIGURE 3-21: POSITION DU CHARGEMENT MC120 POUR LE CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT.....</b>	<b>70</b>
<b>FIGURE 3-22: CARACTERISTIQUES DU CHARGEMENT ME80.....</b>	<b>70</b>
<b>FIGURE 3-23: POSITION DE LA SECTION DANGEREUSE SOUS ME80.....</b>	<b>71</b>
<b>FIGURE 3-24: POSITION DU CONVOI MC80 POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT.....</b>	<b>71</b>
<b>FIGURE 3-25 : CARACTERISTIQUES D'UN CONVOI ME120.....</b>	<b>72</b>
<b>FIGURE 3-26: POSITION DE LA SECTION DANGEREUSE SOUS ME120.....</b>	<b>72</b>
<b>FIGURE 3-27: POSITION DU CONVOI MC120 POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT.....</b>	<b>73</b>
<b>FIGURE 3-28: CARACTERISTIQUE D'UN CONVOI D240.....</b>	<b>73</b>
<b>FIGURE 3-29: POSITION DU CONVOI D240 POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT.....</b>	<b>73</b>
<b>FIGURE 3-30: POSITION DU CONVOI D240 POUR LE CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT.....</b>	<b>74</b>
<b>FIGURE 3-31: CARACTERISTIQUE D'UN CONVOI D280.....</b>	<b>74</b>
<b>FIGURE 3-32: POSITION DU CONVOI D280 POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT.....</b>	<b>74</b>

<b>FIGURE 3-33: POSITION DU CONVOI D280 POUR LA DETERMINATION DU MOMENT FLECHISSANT.....</b>	<b>75</b>
<b>FIGURE 3-34: CARACTERISTIQUE D'UN CONVOI E400.....</b>	<b>75</b>
<b>FIGURE 3-35: POSITION DU CONVOI E400 POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT.....</b>	<b>75</b>
<b>FIGURE 3-36: POSITION DU CONVOI E400 POUR LE CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT.....</b>	<b>75</b>
<b>FIGURE 3-37: CARACTERISTIQUE D'UN CONVOI E360.....</b>	<b>76</b>
<b>FIGURE 3-38: POSITION DU CONVOI E360 POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT.....</b>	<b>76</b>
<b>FIGURE 3-39: POSITION DU CONVOI E360 POUR LE CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT.....</b>	<b>76</b>
<b>FIGURE 4-1: POSITION DES AXES ACTIFS ET DE NOS POUTRES.....</b>	<b>81</b>
<b>FIGURE 4-2: LIGNES D'INFLUENCE DE K POUR LES POUTRES I, II, III, IV .....</b>	<b>82</b>
<b>FIGURE 4-3 LIGNES D'INFLUENCE DE E' POUR LES POUTRES I, II, III, IV .....</b>	<b>84</b>
<b>FIGURE 4-4: SECTORISATION DE LA SECTION A MIS TRAVEE.....</b>	<b>88</b>
<b>FIGURE 4-5: SECTORISATION DE LA SECTION INTERMEDIAIRE. ....</b>	<b>89</b>
<b>FIGURE 4-6: SECTORISATION DE LA SECTION D'ABOUT. ....</b>	<b>90</b>
<b>FIGURE 4-7:SECTIONS DE POUTRE AVEC HOURDIS. ....</b>	<b>91</b>
<b>FIGURE 4-8: FUSEAU DE PASSAGE DU CABLE POUR UNE SECTION SUR-CRITIQUE.93</b>	
<b>FIGURE 4-9: MODELISATION EN 3D D'UN CABLE T15 (AUTODESK 3DSMAX) .....</b>	<b>94</b>
<b>FIGURE 4-10: POSITIONNEMENT DES CABLES A L'ABOUT. ....</b>	<b>95</b>
<b>FIGURE 4-11: POSITION DES CABLES A MIS TRAVEE. ....</b>	<b>96</b>
<b>FIGURE 4-12:TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE SUR UNE DEMI-POUTRE... 98</b>	
<b>FIGURE 4-13:ANGLES DE RELEVAGE DES CABLES A L'ABOUT. ....</b>	<b>98</b>
<b>FIGURE 4-14: SECTION D'ABOUT AVEC CABLES .....</b>	<b>98</b>
<b>FIGURE 4-15: SECTION D'ABOUT AVEC CABLES (AVEC HOURDIS) .....</b>	<b>98</b>
<b>FIGURE 4-16: SECTION COURANTE AVEC CABLES.....</b>	<b>99</b>
<b>FIGURE 4-17: SECTION COURANTE AVEC CABLES (AVEC HOURDIS) .....</b>	<b>99</b>
<b>FIGURE 4-18:TENSION LE LONG DU CABLE, AVANT ET APRES RELACHEMENT DE LA PRESSION DANS LE VERIN.....</b>	<b>100</b>
<b>FIGURE 4-19: SECTION QUI RESISTE AUX CONTRAINTES TANGENTIELLES.....</b>	<b>108</b>
<b>FIGURE 4-20: DIAGRAMMES DES CONTRAINTES/DEFORMATIONS DU BETON ET DES ACIERS.....</b>	<b>109</b>
<b>FIGURE 4-21: DIAGRAMME DES CONTRAINTES MAXIMALES AU NIVEAU DE LA FIBRE INFERIEUR A MIS TRAVEE.....</b>	<b>112</b>
<b>FIGURE 4-22: SOLLICITATION DE LA TABLE DE COMPRESSION.....</b>	<b>114</b>

<b>FIGURE 4-23: DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE (LIGNES DE FORCE), SOUS L'EFFET D'UN SEUL CABLE.....</b>	<b>115</b>
<b>FIGURE 4-24: ZONE DE REGULARISATION DES ANCRAGES.....</b>	<b>116</b>
<b>FIGURE 4-25: FERRAILLAGE DE LA POUTRE (AUTOCAD).....</b>	<b>118</b>
<b>FIGURE 4-26: POSITION DE LA DALLE PAR RAPPORT AUX POUTRES.....</b>	<b>123</b>
<b>FIGURE 4-27: SCHEMA DE FERRAILLAGE TRANSVERSAL DE L'HOUDIS. ....</b>	<b>130</b>
<b>FIGURE 4-28: SCHEMA DE FERRAILLAGE LONGITUDINAL DE L'HOUDIS. ....</b>	<b>131</b>
<b>FIGURE 4-29: SCHEMA DE LA FLECHE D'UN CHARGEMENT REPARTIE .....</b>	<b>133</b>
<b>FIGURE 4-30: SCHEMA DE LA FLECHE D'UN CHARGEMENT PARTIELLEMENT REPARTIE .....</b>	<b>133</b>
<b>FIGURE 4-31: MOMENT DUE A LA PRECONTRAINTE .....</b>	<b>134</b>
<b>FIGURE 4-32: DEPLACEMENT DUE A LA ROTATION SUR APPUI .....</b>	<b>135</b>
<b>FIGURE 5-1: COUPE LONGITUDINALE DE L'APPAREIL D'APPUI .....</b>	<b>142</b>
<b>FIGURE 5-2: POSITION DE L'APPAREIL D'APPUI.....</b>	<b>142</b>
<b>FIGURE 5-3: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE BOSSAGE.....</b>	<b>144</b>
<b>FIGURE 5-4:HAUTEUR DES BOSSAGES .....</b>	<b>144</b>
<b>FIGURE 5-5: MODELISATION 3D DE L'EMPLACEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI SUR LE BOSSAGE. ....</b>	<b>144</b>
<b>FIGURE 5-6: RAIDEURS DES APPUIS.....</b>	<b>147</b>
<b>FIGURE 5-7: MODELE 3D DU TABLIER.....</b>	<b>149</b>
<b>FIGURE 5-8: MODELE AUTOMATIQUE SAP2000 .....</b>	<b>149</b>
<b>FIGURE 5-9: DIMENSIONS TRANSVERSALES DU CHEVETRE .....</b>	<b>151</b>
<b>FIGURE 5-10: DISPOSITION DES PIEUX.....</b>	<b>151</b>
<b>FIGURE 5-11: DIMENSIONS DE LA SEMELLE ET DE FUT.....</b>	<b>152</b>
<b>FIGURE 5-12: REACTION DUE AU POIDS DU TABLIER.....</b>	<b>152</b>
<b>FIGURE 5-13: REACTION DUE A LA SURCHARGE A(L), UNE TRAVEE CHARGEE ....</b>	<b>153</b>
<b>FIGURE 5-14:REACTION DUE A LA SURCHARGE A(L), DEUX TRAVEES CHARGEES .....</b>	<b>153</b>
<b>FIGURE 5-15:REACTION DUE A LA SURCHARGE BC, UNE TRAVEE CHARGEE.....</b>	<b>153</b>
<b>FIGURE 5-16:REACTION DUE A LA SURCHARGE BC, DEUX TRAVEES CHARGEES</b>	<b>153</b>
<b>FIGURE 5-17:REACTION DUE A LA SURCHARGE MC120 , UNE TRAVEE CHARGEE</b>	<b>153</b>
<b>FIGURE 5-18:REACTION DUE A LA SURCHARGE MC120, DEUX TRAVEES CHARGEES .....</b>	<b>153</b>
<b>FIGURE 5-19:REACTION DUE A LA SURCHARGE D240, UNE TRAVEE CHARGEE....</b>	<b>154</b>
<b>FIGURE 5-20:REACTION DUE A LA SURCHARGE D240, DEUX TRAVEES CHARGEES .....</b>	<b>154</b>
<b>FIGURE 5-21: SCHEMA STATIQUE DU CHEVETRE .....</b>	<b>155</b>
<b>FIGURE 5-22: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELS.....</b>	<b>155</b>

<b>FIGURE 5-23: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT .....</b>	<b>155</b>
<b>FIGURE 5-24: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU CHEVETRE .....</b>	<b>158</b>
<b>FIGURE 5-25: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU FUT.....</b>	<b>160</b>
<b>FIGURE 5-26: SCHEMA DE REPARTITION DES EFFORTS SELON LA METHODE DES BIELLES <sup>[21]</sup> .....</b>	<b>161</b>
<b>FIGURE 5-27:FERRAILLAGE INFERIEUR DE LA SEMELLE.....</b>	<b>162</b>
<b>FIGURE 5-28: FERRAILLAGE SUPERIEUR DE LA SEMELLE .....</b>	<b>163</b>
<b>FIGURE 5-29: COUPE TRANSVERSALE DU FERRAILLAGE DE LA SEMELLE.....</b>	<b>163</b>
<b>FIGURE 4-30: DIMENSIONS ET FERRAILLAGE DES PLOTS PARASISMIQUES .....</b>	<b>164</b>
<b>FIGURE 5-31:COUPE TRANSVERSALE, ET LONGITUDINALE DE LA CULEE NORD. 165</b>	
<b>FIGURE 5-32:COUPE TRANSVERSALE, ET LONGITUDINALE DE LA CULEE SUD.....</b>	<b>165</b>
<b>FIGURE 5-33:DETAILS DES SOMMETS DE CULEES .....</b>	<b>166</b>
<b>FIGURE 5-34: SOLLICITATION DE LA DDT .....</b>	<b>169</b>
<b>FIGURE 5-35: SOLLICITATIONS SUR LE MGG.....</b>	<b>171</b>
<b>FIGURE 5-36: SCHEMA DE FERRAILLAGE (EN PLAN) DU MUR GARDE GREVE .....</b>	<b>173</b>
<b>FIGURE 5-37: SOLLICITATION DU CORBEAU ARRIERE. ....</b>	<b>174</b>
<b>FIGURE 5-38: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU CORBEAU.....</b>	<b>175</b>
<b>FIGURE 5-39: SOLLICITATION DU MUR EN RETOUR. ....</b>	<b>177</b>
<b>FIGURE 5-40: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE MUR EN RETOUR.....</b>	<b>180</b>
<b>FIGURE 5-41: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE MUR FRONTAL .....</b>	<b>181</b>
<b>FIGURE 5-42:FERRAILLAGE INFERIEUR DE LA SEMELLE.....</b>	<b>182</b>
<b>FIGURE 5-43: FERRAILLAGE SUPERIEUR DE LA SEMELLE .....</b>	<b>190</b>
<b>FIGURE B-1: DIMENSIONS EN PLAN DES CORNICHES .....</b>	<b>191</b>
<b>FIGURE B-2: COUPE TRANSVERSALE A-A (DIMENSIONS ET FERRAILLAGE DE LA CORNICHE). ....</b>	<b>191</b>
<b>FIGURE B-3: POSITION D'UNE GARGOUILLE. ....</b>	<b>191</b>
<b>FIGURE C-1: ABAQUE DE WALTHER N°154.....</b>	<b>193</b>
<b>FIGURE C-2: ABAQUES N°9;10;15;20 (BULLETIN TECHNIQUE N°1 ; SETRA).....</b>	<b>194</b>
<b>FIGURE C-3: ABAQUES N°25;30 (BULLETIN TECHNIQUE N°1; SETRA) .....</b>	<b>195</b>

## LISTE DES TABLEAUX

<b>TABLEAU 2-1: DIMENSIONS DU PROFIL DE LA POUTRE.....</b>	<b>42</b>
<b>TABLEAU 2-2: NOTE DES CRITERES POUR CHAQUE VARIANTE. ....</b>	<b>53</b>
<b>TABLEAU 2-3: SOMME PONDEREE DE CHAQUE VARIANTE .....</b>	<b>53</b>
<b>TABLEAU 3-1: RECAPITULATIF DES CHARGES HORS TRAFIC.....</b>	<b>58</b>
<b>TABLEAU 3-2: VALEURS DE A EN FONCTION DU NOMBRE DE VOIES CHARGEES ..</b>	<b>61</b>
<b>TABLEAU 3-3: EFFORTS MAX DUE AU CHARGEMENT A .....</b>	<b>62</b>
<b>TABLEAU 3-4: VALEURS DU COEFFICIENT DYNAMIQUE EN FONCTION DES VOIES CHARGEES.....</b>	<b>63</b>
<b>TABLEAU 3-5: EFFORT MAXIMAUX SOUS B<sub>C</sub>.....</b>	<b>64</b>
<b>TABLEAU 3-6: EFFORTS DUE AU CHARGEMENT B<sub>T</sub>.....</b>	<b>67</b>
<b>TABLEAU 3-7: RECAPITULATIF DES EFFORTS CALCULES EN FONCTION DU NOMBRE DE VOIES CHARGEES.....</b>	<b>77</b>
<b>TABLEAU 4,1: METHODE DE CALCUL A RETENIR.....</b>	<b>79</b>
<b>TABLEAU 4-2: POSITION DES AXES ACTIFS ET DES POUTRES.....</b>	<b>80</b>
<b>TABLEAU 4-3: LES VALEURS DU COEFFICIENT <math>\mu_{0,2}</math> POUR <math>\theta=0,62</math>.....</b>	<b>82</b>
<b>TABLEAU 4-4: LES VALEURS DU COEFFICIENT <math>\mu_{0,2}</math> (<math>\theta=0,62</math>) POUR LES POUTRES.....</b>	<b>82</b>
<b>TABLEAU 4,5: VALEURS DES MOMENTS A L/2.....</b>	<b>83</b>
<b>TABLEAU 4-6: LES VALEURS DU COEFFICIENT <math>\varepsilon'_{0,2}</math> POUR <math>\theta=0,62</math> (SECTION SUR APPUI).....</b>	<b>84</b>
<b>TABLEAU 4-7: LES VALEURS DU COEFFICIENT <math>\varepsilon'_{0,2}</math> POUR <math>\theta=0,62</math> POUR LES POUTRES (SECTION SUR APPUI).....</b>	<b>84</b>
<b>TABLEAU 4-8: EFFORTS TRANCHANTS EN X=0.....</b>	<b>85</b>
<b>TABLEAU 4-9: EFFORTS TRANCHANTS MAX SOUS COMBINAISON DE CHARGE ....</b>	<b>85</b>
<b>TABLEAU 4-10: MOMENTS MAX SOUS COMBINAISON DE CHARGE .....</b>	<b>85</b>
<b>TABLEAU 4-11: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES SECTORIELLES DE LA SECTION COURANTE SANS HOURDIS. ....</b>	<b>88</b>
<b>TABLEAU 4-12: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION COURANTE SANS HOURDIS.....</b>	<b>89</b>
<b>TABLEAU 4-13: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES SECTORIELLES DE LA SECTION INTERMEDIAIRE SANS HOURDIS.....</b>	<b>89</b>
<b>TABLEAU 4-14: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION INTERMEDIAIRE SANS HOURDIS .....</b>	<b>89</b>
<b>TABLEAU 4-15: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES SECTORIELLES DE LA SECTION INTERMEDIAIRE SANS HOURDIS.....</b>	<b>90</b>

<b>TABLEAU 4-16: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION INTERMEDIAIRE SANS HOURDIS.</b> .....	<b>90</b>
<b>TABLEAU 4-17: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L' HOURDIS ET DES SECTIONS DE POUTRE.</b> .....	<b>91</b>
<b>TABLEAU 4-18: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS AVEC HOURDIS.</b> .....	<b>91</b>
<b>TABLEAU 4-19: CALCUL DES FONCTIONS DE TRACES DES CABLES DE PRECONTRAINTE</b> .....	<b>97</b>
<b>TABLEAU 4-20: POSITIONS DU CABLE 1.</b> .....	<b>97</b>
<b>TABLEAU 4-21: POSITIONS DU CABLE 2.</b> .....	<b>97</b>
<b>TABLEAU 4-22: POSITIONS DU CABLE 3.</b> .....	<b>97</b>
<b>TABLEAU 4-23: CALCUL DES PERTES PAR FROTTEMENT</b> .....	<b>100</b>
<b>TABLEAU 4-24: CALCULE DES LONGUEURS DE CABLES.</b> .....	<b>101</b>
<b>TABLEAU 4-25: CALCUL DES PERTES DE RECU D'ENCRAGES.</b> .....	<b>101</b>
<b>TABLEAU 4-26: CALCUL DES PERTES DE RACCOURCISSEMENT A 7 JOURS ET A 28 JOURS</b> .....	<b>102</b>
<b>TABLEAU 4-27: TOTALE DES PERTES INSTANTANEEES</b> .....	<b>103</b>
<b>TABLEAU 4-28: CALCUL DES PERTES DE RELAXATION DES ACIERS.</b> .....	<b>104</b>
<b>TABLEAU 4-29: CALCUL DES PERTES DE FLUAGE.</b> .....	<b>104</b>
<b>TABLEAU 4-30: TOTALE DES PERTES DIFFEREES.</b> .....	<b>104</b>
<b>TABLEAU 4-31: POURCENTAGE DES PERTES TOTALES.</b> .....	<b>104</b>
<b>TABLEAU 4-32: VERIFICATION DES NORMALES A L'E.L.S.</b> .....	<b>107</b>
<b>TABLEAU 4-33: VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'E.L.S.</b> .....	<b>108</b>
<b>TABLEAU 4-34: VERIFICATION DES MOMENTS RESISTANTS.</b> .....	<b>110</b>
<b>TABLEAU 4-35: VERIFICATION DES CONTRAINTES DE TRACTION AU NIVEAU DES CABLES.</b> .....	<b>117</b>
<b>TABLEAU 4-36: VERIFICATION DES CONTRAINTES DE COMPRESSION AU NIVEAU DES CABLES.</b> .....	<b>117</b>
<b>TABLEAU 4-37: CALCUL DU FRETTAGE D'ECLATEMENT AU NIVEAU DE CHAQUE CABLE.</b> .....	<b>117</b>
<b>TABLEAU 4-38: LES VALEURS DE COEFFICIENT <math>\mu_0 \times 10^{-4}</math> POUR <math>\Theta = 0,62</math></b> .....	<b>119</b>
<b>TABLEAU 4-39: LES VALEURS DE COEFFICIENT <math>\mu_1 \times 10^{-4}</math> POUR <math>\Theta = 0,62</math></b> .....	<b>120</b>
<b>TABLEAU I-40: LES VALEURS DE COEFFICIENT <math>\mu_{0,2} \times 10^{-4}</math> POUR <math>\Theta = 0,62</math></b> .....	<b>120</b>
<b>TABLEAU 4-41: LES VALEURS DE COEFFICIENT <math>\mu_{0,2}</math> POUR LES DIFFERENTES CHARGES.</b> .....	<b>120</b>
<b>TABLEAU 4-42: <math>M_y</math> POUR LES POSITIONS 0 ET b/4.</b> .....	<b>122</b>



<b>TABLEAU 4-43: <math>M_y</math> POUR LES POSITIONS <math>b/2</math> ET <math>3b/4</math>.....</b>	<b>122</b>
<b>TABLEAU 4-44: MOMENTS DUS A LA FLEXION LOCALE .....</b>	<b>129</b>
<b>TABLEAU 5-1: MOMENT ET EFFORT DUS AU SEISME .....</b>	<b>150</b>
<b>TABLEAU 5-2: REACTION SUR PILE POUR CHAQUE POUTRE (LES CHARGES DE TABLIER).....</b>	<b>154</b>
<b>TABLEAU 5-3: LES COMBINAISONS DE CHARGE POUR LES REACTIONS .....</b>	<b>154</b>
<b>TABLEAU 5-4: IMPLANTATION DES MURS DE FRONTS DE CHAQUE CULEES .....</b>	<b>165</b>
<b>TABLEAU 5-5: COEFFICIENTS D'ACCELERATION ET DE POUSSEE .....</b>	<b>167</b>
<b>TABLEAU 5-6: SOLLICITATION SUR LA CULEE NORD.....</b>	<b>168</b>
<b>TABLEAU 5-7: PUSSEES STATIQUES DUES AUX TERRES. ....</b>	<b>169</b>
<b>TABLEAU 5-8: PUSSEES STATIQUES DUES AUX SURCHARGE D'EXPLOITATION.....</b>	<b>169</b>
<b>TABLEAU 5-9: TOTAL DES MOMENTS SOLLICITANT LA CULEE. ....</b>	<b>169</b>
<b>TABLEAU 5-10: CALCUL DES SOLLICITATIONS SUR LE MUR DE FRONT .....</b>	<b>178</b>
<b>TABLEAU C-1: LES VALEURS DE COEFFICIENT <math>\mu_0 \times 10^{-4}</math> POUR <math>\theta=0,60</math> .....</b>	<b>192</b>
<b>TABLEAU C-2: LES VALEURS DE COEFFICIENT <math>\mu_0 \times 10^{-4}</math> POUR <math>\theta=0,70</math> .....</b>	<b>192</b>
<b>TABLEAU C-3: LES VALEURS DE COEFFICIENT <math>\mu_1 \times 10^{-4}</math> POUR <math>\theta=0,60</math> .....</b>	<b>192</b>
<b>TABLEAU C-4: LES VALEURS DE COEFFICIENT <math>\mu_1 \times 10^{-4}</math> POUR <math>\theta=0,70</math> .....</b>	<b>193</b>

# Introduction Générale

Viaduc vient du latin *via*, voie, et *ducere*, conduire, avec l'influence de aqueduc [1].C'est un pont de grande hauteur et/ou de grande longueur, ouvrage d'art routier ou ferroviaire composé de nombreuses travées de portée limitée [2].

Un projet d'ouvrage d'art répond à un certain nombre d'objectifs:

- Le franchissement d'obstacle et la suppression de conflit d'intersection: fleuve, voie ferrée, routes, zone industrielle, zone protégée;
- La stabilité structurelle durable;
- L'intégration d'une exploitation spécifique: routière, ferrée, piétonne, cyclable - parfois à usage multiple;
- Projet intégré à un aménagement plus global: restructuration, ou nouveau flux

Le souci de l'Ingénieur est donc de "comment le construire?", en assurant parfaitement sa sécurité et son service, tout en optimisant le coût.

La conception et l'étude d'un Viaduc constitue un travail de synthèse de discipline, telles que la résistance des matériaux, la statique, la dynamique, et la mécanique des sols, ajouter à cela le fait de faire appel à une certaine réflexion autour de la projection et l'implantation de l'ouvrage, tout en étant encadré par la législation en vigueur. Cela peut se résumer en ce que l'on appelle l'[Art de l'Ingénieur](#) d'où la dénomination "[Ouvrage d'Art](#)".

Nous commencerons par présenter les données relatives au projet et au futur ouvrage à projeter, puis nous définirons les variables adéquates. À l'issue de cette conception nous ferons une étude multicritère. La variable retenue fera l'objet de calculs et de vérifications pour la validation du projet, nous nous appuierons sur des calculs définissant les sollicitations relatives aux éléments de la superstructure. Nous procéderons aussi à la détermination des déformations induites par ces mêmes sollicitations. Dans un second temps, nous mettrons en exergue le rôle des éléments et équipements servant à maintenir la stabilité et à supporter le tablier du viaduc.

Nous terminerons l'étude par une conclusion générale dans laquelle nous exposerons les points essentiels abordés dans ce mémoire ainsi que les résultats et recommandations auxquels nous sommes arrivés à son issue.

# Chapitre 1

# Chapitre introduction

## I-Introduction

Les ouvrages d'art (ponts et viaducs, soutènements) constituent des maillons essentiels des réseaux d'infrastructures. S'ils sont souvent porteurs d'images et de symboles, leur situation est souvent stratégique pour l'économie locale. Ils constituent ainsi un fort enjeu pour la collectivité. Ce sont des objets de haute technicité qui nécessitent de faire appel à des spécialistes, depuis leurs conception et étude, jusqu'au contrôle des travaux, puis, la surveillance.

## II-Généralités

### II-1-Éléments constitutifs d'un Pont

La structure principale d'un pont est divisée en deux:

**La Superstructure**, qui comporte:

- **Le tablier:** élément sur lequel repose la voie de circulation. Il comporte essentiellement des poutres et des dalles.

**L'infrastructure**, qui comporte:

- **Les fondations:** système qui permet à l'ouvrage de reposer sur le sol et de lui transmettre les charges qu'il reçoit.
- **Les appuis :** On distingue deux types d'appuis:

**Les culées:** qui sont les appuis extrêmes du tablier.

**Les piles:** qui sont les appuis intermédiaires.

#### Remarque

On peut citer aussi les équipements nécessaires à son utilisation: les gardes corps, les dispositifs de retenue, les trottoirs, les corniches, etc.

## III-Présentation de l'entreprise E.N.G.O.A

L'Entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'Art « **E.N.G.O.A** » S.P.A, au capital social de 3.640.000.000 DA, à vue le jour par le décret n°83-191 du 12 Mars 1983, suite à la restructuration organique de la SONATRO. Elle a pour domaines d'activités, les opérations d'études et de réalisation des ouvrages d'art de toute nature ainsi que les travaux de génie-civil s'y rapportant: Viaducs, tunnels, passage souterrains, passerelles, barrages, structures à étages ainsi que toutes autres constructions de nature socioculturelle et toutes opérations pouvant se rattacher directement ou indirectement à son objet, ou susceptible d'en faciliter l'extension ou le développement. Les effectifs de l'entreprise au 31/12/2014 sont de 4275 agents (Cadres:203, Maîtrise:466, Exécution: 3.601) repartis sur quinze (15) Directions de Tavaux de Wilaya.



Figure 1-1: Logo de l'E.N.G.O.A

## IV-Présentation du projet

S'inscrivant dans le cadre du schéma directeur National du Ministère des travaux Publics, développé par l'Agence Nationale des Autoroutes (A.N.A), la pénétrante reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djabahia sur 48 km, traverse une zone à relief accidenté, fait qui rend nécessaire la réalisation d'ouvrages d'arts, 10 000 mètres de viaducs (23 viaducs), et 1620 mètre de tunnel (2 tunnels bitubes).



Figure 1-2: Axes principaux du Réseau Autoroutier Algérien.

C'est au PK 15+500 en partant de Tizi-Ouzou, que se situe l'ouvrage à concevoir, au niveau d'une brèche de 127,5 mètres linéaire, portant une liaison répondant aux caractéristiques autoroutières avec une vitesse de référence de 110 km/h, constitué de deux chaussées à trois voies séparées par un terre-plein central.

### IV-1-Données relatives à l'ouvrage à projeter

#### IV-1-1-Situation de l'ouvrage

Le site appelé à recevoir l'ouvrage V5 fait partie du lot tronçon 4.2 entre le PK\* 15+441 et le PK15+569 vers l'Autoroute EST-Ouest.

\*PK: Point Kilométrique.

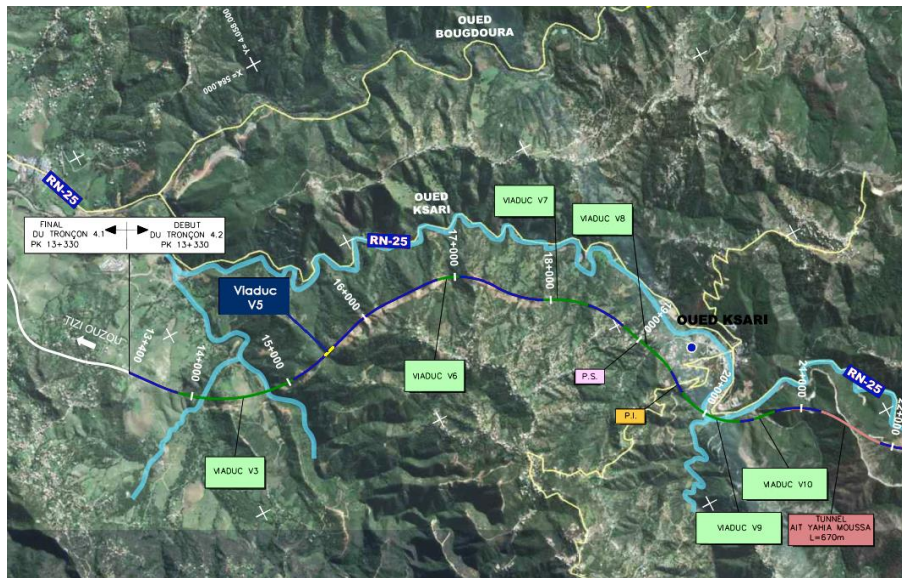


Figure 1-3: Situation du projet (image satellitaire).



Figure 1-4: visualisation de la brèche en 3D (image satellitaire).

## IV-1-2-Tracé en plan

Le tracé de la chaussée portée par l'ouvrage, en plan, est droit de longueur totale de 116m et d'une largeur de  $2 \times 13,00\text{m}$  comportant un T.P.C\* de 0,70m.

\*T.P.C: Terre plein Central

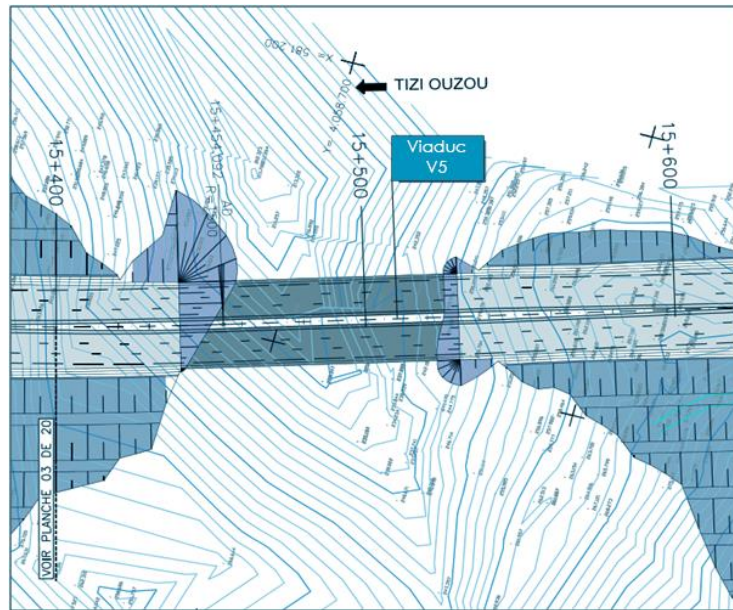


Figure 1-5: tracé en plan de la voie.

### IV-1-3-Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. Le profil en long exposé dans la figure ci-dessous présente une pente longitudinale de 5%, et un tirant d'air moyen de 10m.

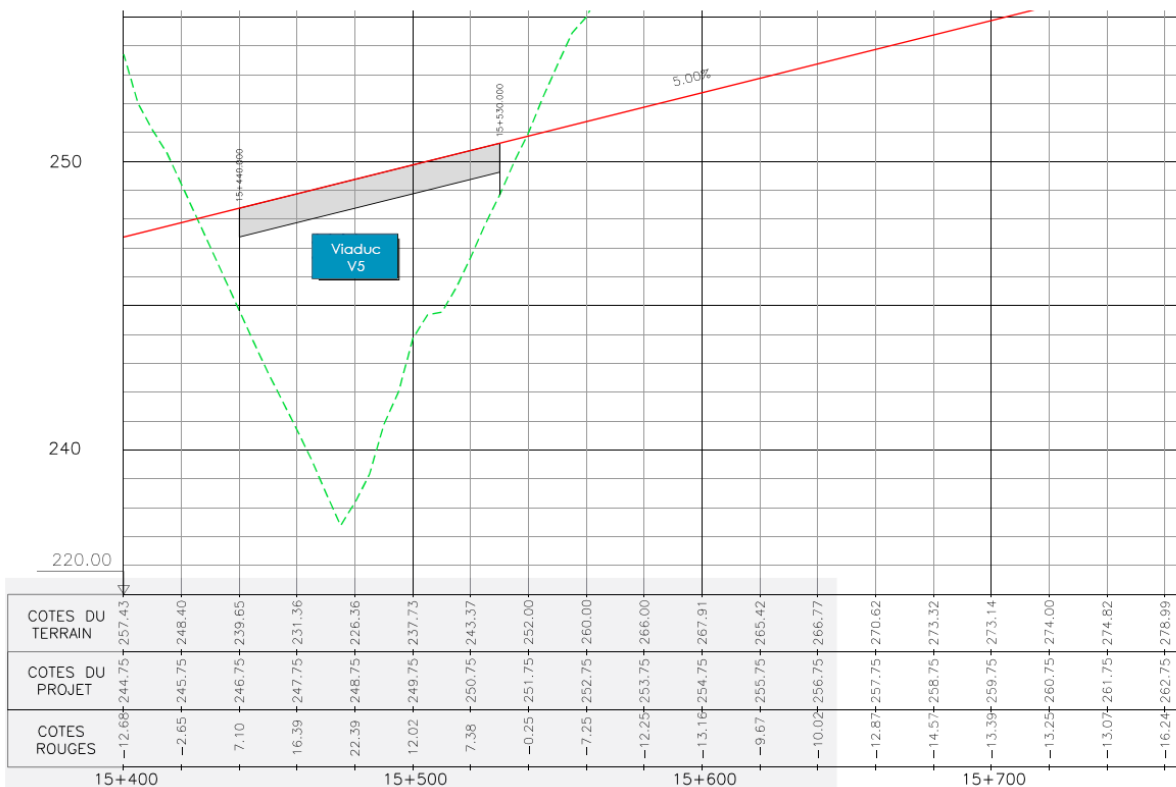


Figure 1-6: Profil en long.



### IV-1-4-Profil en travers

Il représente la coupe transversale de notre voie de passage, qui doit être définie lors de l'A.P.S\*. Il permet de définir les largeurs roulables et les trottoirs (si présent). Dans notre cas l'ouvrage est constitué d'une chaussée bidirectionnelle comportant les caractéristiques suivantes :

- 2×trois voies de **3,5 m**.
- une sur-largeur de **1 m** sur les extrêmes de gauche.
- une sur-largeur de **1,5 m** sur les extrêmes de droite.
- Un double dévers de **2,5%** vers l'extérieur pour chaque chaussée.

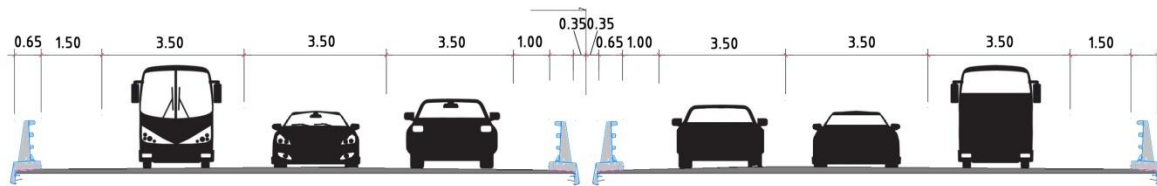


Figure 1-7: Profil en travers des chaussées.

## IV-1-5-Les données naturelles

### IV-1-5-1-Cadre géologique général

Le parcours a lieu sur un substrat marneux appartenant à la dépression Mio-plioquaternaire de Draa Ben Khedda, localisée au Nord du massif Montagneux de la « Grande Kabylie ». Sur le substrat Miocène signalé, des différentes formations superficielles (entre lesquelles les alluviales sont prédominants) sont développées. En ce qui concerne à la géomorphologie, il s'agit d'une zone avec des reliefs tendres avec petites collines. En respect à l'hydrogéologie, le substrat marneux est imperméable et les alluvions ont des caractéristiques très perméables.

### IV-1-5-2-Les données géotechniques

Le terrain est une marne argileuse raide, (classe S2). Les Résultats obtenus à ce stade du projet, concernent les essais pressiométrique (in-situ) effectués jusqu'à 18 m de profondeur.

\*A.P.S: Avant-Projet Sommaire

### IV-1-5-3-Les données sismiques

En se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA [3]), selon la norme citée les ponts qui franchissent ou longent des autoroutes, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants, du groupe 2. La carte de zonage sismique, révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la Zone II-a, et pour ce groupe, le coefficient d'accélération à prendre en compte est  $A = 0,20$ .

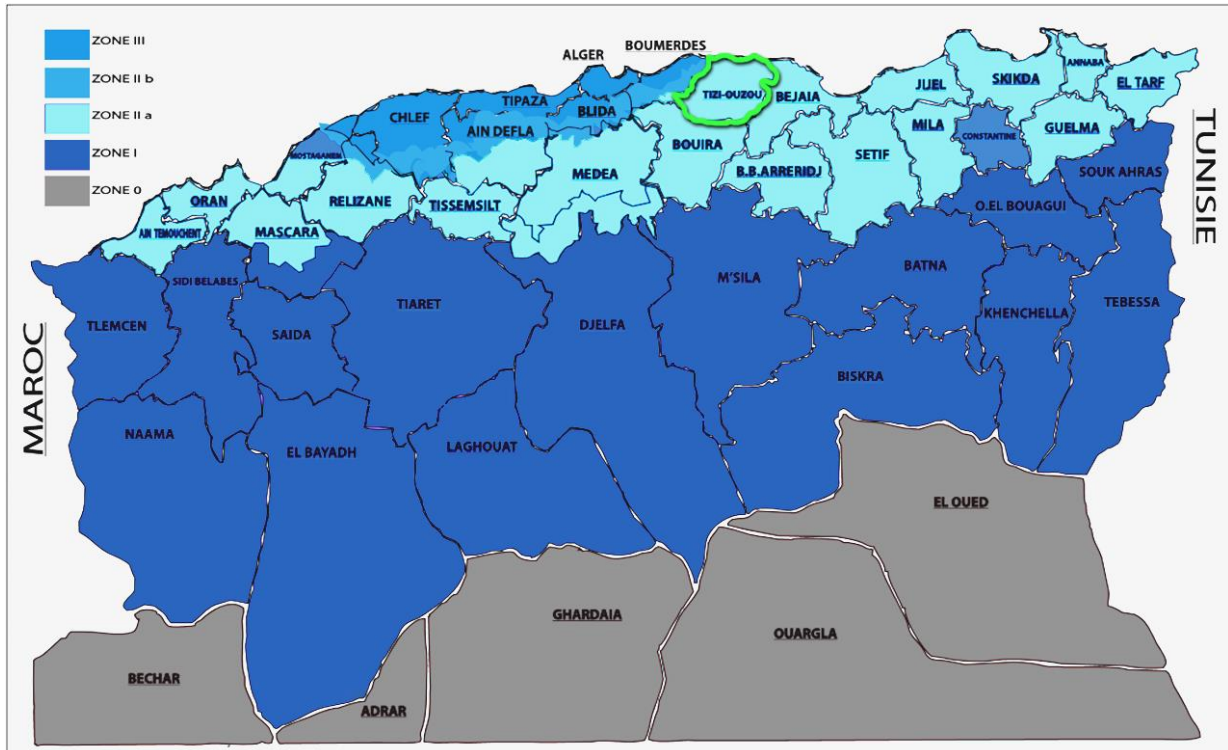


Figure 1-8: Carte de zonage sismique d'Algérie [3].

# Chapitre 2

# Conception

## I-Introduction

La conception d'un ouvrage d'art s'articule autour d'une optimisation technico-économique, vis-à-vis d'un ensemble de contraintes naturelles et fonctionnelles imposées d'elles même au projeteur.

## II-Démarche de conception [3]

L'ingénieur projeteur responsable de l'étude se doit d'être capable d'apporter des solutions à la fois techniques, économiques et originales lorsque se posent des problèmes de complexité inhabituelle; et cette étude doit reposer sur une certaine procédure.

### II-1-Récolte de données [3]

#### II-1-1-Les données administratives

Elles définissent le cadre administratif et réglementaire dans lequel se situe le projet, en particulier les délais et les contraintes de financement de l'opération.

#### II-1-2-Les données fonctionnelles

Elles constituent l'ensemble des caractéristiques permettant à l'ouvrage d'assurer ses fonctions. Elles intègrent les données d'exploitation, en service et en construction.

#### II-1-3-Les données naturelles

Elles rassemblent les éléments techniques de l'environnement de l'ouvrage influant directement sur sa conception.

#### II-1-4-Les données d'environnement

Elles rassemblent les spécificités écologiques du site.

#### II-1-5-Les données architecturales et paysagères

Elles mettent en évidence la qualité du site.

#### II-1-6-Les données de gestion

Elles traduisent la sensibilité de l'ouvrage aux opérations de surveillance, d'entretien ou de réparation.

## II-2-Analyse des données et marge disponible

Au cours des premières étapes de la conception, il est nécessaire de se disposer d'une méthode qui permet à la fois d'analyser quantitativement et qualitativement les diverses alternatives du projet, et qui permet de faire le choix qui répond aux différents critères sur lesquels ce choix est basé. À ce stade nous nous basons sur l'une des méthodes d'agrégation multicritères.

### II-2-1-Agrégation multicritère

De nombreuses méthodes existent afin de permettre aux décideurs de faire un choix informé. Dans l'esprit des experts ce choix existe, et le processus d'aide à la décision doit le faire ressortir. Pour faire notre choix (Variante de Viaduc), nous avons pris comme méthode l'Approche par Agrégation Totale.

#### II-2-1-1-Approche par agrégation totale [4]

Le but est de réduire tous les critères à prendre en compte en un critère unique, on considère que tous les jugements sont comparables les uns aux autres, donc une relation de dominance entre toutes les actions possibles est issue de cet assemblage de jugement.

##### II-2-1-1-a-La somme des notes

Egalement appelée la somme pondérée ou **Weight Sum Method (WSM)**, cette méthode est la plus simple et la plus utilisée. Elle requiert que les critères soient quantitatifs et qu'ils s'étendent sur la même échelle. Elle se calcule comme suit :

$$\text{somme pondérée} = a \times \text{Crit A} + b \times \text{Crit B} + c \times \text{Crit C} + \dots$$

$$\text{moyenne pondérée} = \frac{a \times \text{Crit A} + b \times \text{Crit B} + c \times \text{Crit C} + \dots}{a + b + c + \dots}$$

Les coefficients a, b et c sont des coefficients de pondérations, plus le critère est important plus la valeur attribuée à son coefficient sera grande.

### II-2-1-1-b-Critères à prendre en compte dans l'analyse multicritère

Le choix de la solution la mieux adaptée doit prendre en compte les critères suivants :

- **Exécution:** Vu son importance dans le choix du type de pont, ce critère sera majoré par un coefficient de pondération de 40%.
- **Entretien:** Ce critère vient en deuxième position après la technique d'exécution, son importance s'inscrit dans le fait qu'il faut assurer une durabilité et une fiabilité acceptable, donc il sera majoré par un coefficient de pondération de 30%.
- **Economie:** Ce critère vient dans la troisième position, son coefficient de pondération est de 20%.
- **Esthétique:** C'est le dernier critère à prendre en compte, puisque le projet est situé dans un endroit moins aménagé, son coefficient de pondération est de 10%.

## III-Proposition de variantes

Etant donnée la largeur importante de la chaussée (29,3m), nous optons pour l'implantation de deux viaducs jumeaux, cela dans le but :

- De faciliter l'étude, l'exécution, l'entretien et la surveillance.
- De diminuer le cout de réalisation et d'entretiens.

Dans ce rapport nous nous intéresserons uniquement au Viaduc "Ouest". À travers les données concernant l'ouvrage à projeter et le projet, présentées dans le chapitre précédent, et les moyens techniques dont dispose l'organisme de réalisation l'E.N.G.O.A, trois propositions sont présentées à ce stade du rapport.

### III-1-Variante Mixte (Acier-béton)

Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé, par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

Nous optons pour la conception bipoutre, la plus appropriée à notre projet, car elle s'adapte parfaitement à notre brèche: La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va de 30 à 110m pour les travées continues et de 25 à 90 m environ, pour les travées indépendantes [5], de plus elle réduit le nombre des assemblages et les couts due au temps d'usinage.

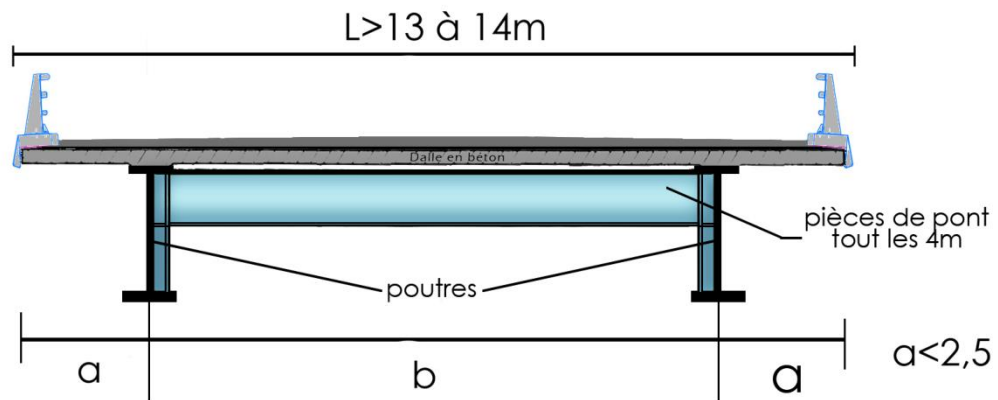


Figure 2-1: Coupe transversale d'un tablier Bipoutre-mixte type.

### III-1-1-Distribution des travées et Implantation des appuis

Le rapport de portée  $\psi$  doit être compris entre les valeurs de 0,65 et 0,8; notre choix s'est donc porté sur 2 travées de rive de 33 m et une travée centrale de 50m:

$$0,65 < \left[ \frac{l}{L} = \frac{33}{50} = 0,66 \right] < 0,8$$

Le système choisi est hyperstatique pour une meilleure reprise des efforts par l'acier.

Les deux appuis intermédiaires sont donc implantés:

**Pour l'appui Nord....PK 15+474,30**

**Pour l'appui Sud.....PK 15+524,30**

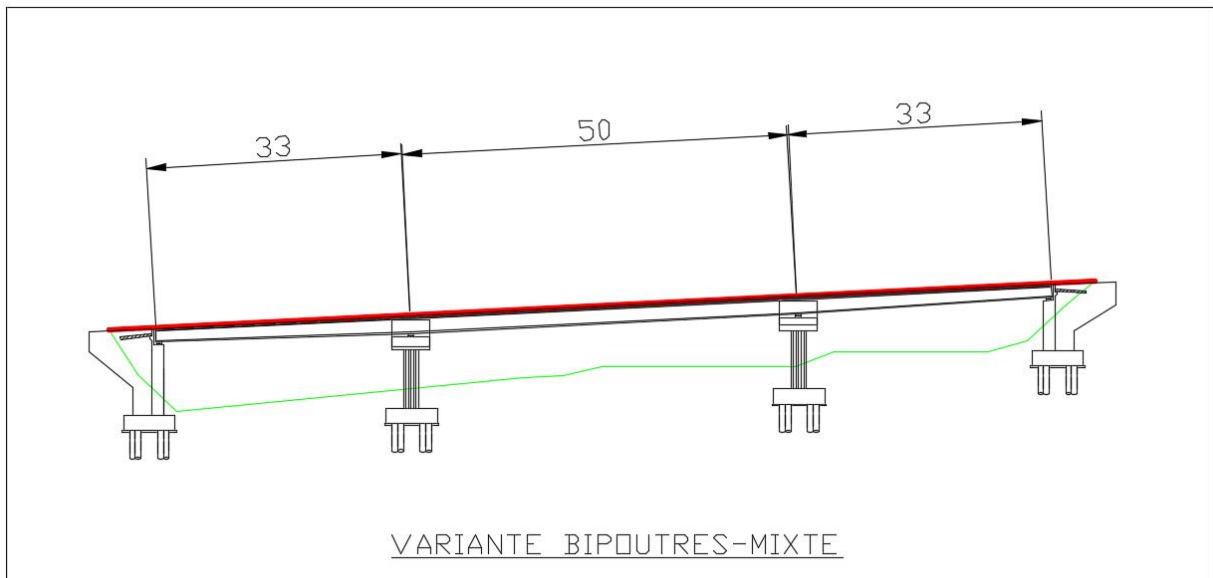


Figure 2-2: Profil en long de la variante Bipoutre mixte (AutoCAD 2016).

### III-1-2-Le pré-dimensionnement de la dalle

La voie portée étant assez large 14,30 m, nous optons pour un tablier qui repose longitudinalement sur deux poutres avec un entraxe de 10m, et transversalement sur des pièces de pont tous les 4m, connectées à la dalle en béton de 22 cm d'épaisseur (suivant les recommandations du Guide SETRA [5]).

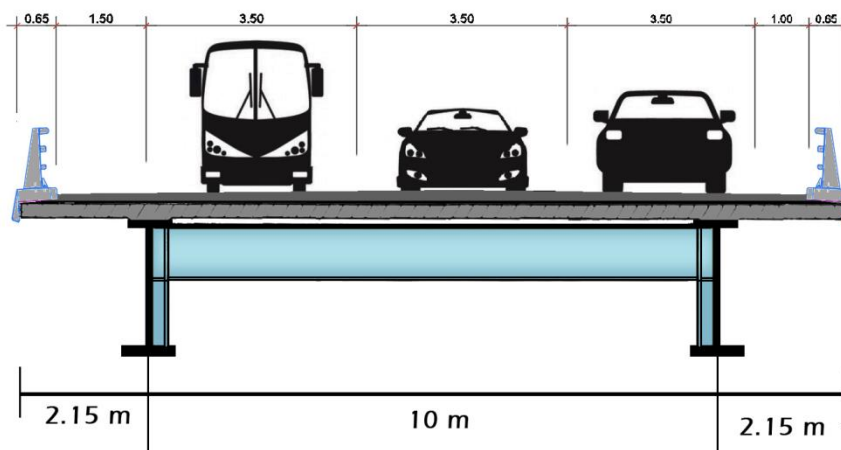


Figure 2-3: Coupe Transversale de la variante Bipoutre proposée.



### III-1-3-Pré dimensionnement de la poutre

Nous réaliserons le pré dimensionnement d'une poutre en I sur la base des recommandations du guide SETRA [5].

#### III-1-3-1-Élancement de poutre

L'élancement doit être compris pour les hauteurs variables entre les valeurs de 1/40 et 1/50 à mis travée, 1/25 sur appuis. Pour les hauteurs constantes il doit être de 1/28 [5].

#### III-1-3-2-Hauteur de poutre

On opte pour une hauteur constante sur la travée centrale:

$$L/28=50/28=1,78\text{m}$$

On prend 1,80m

Et une hauteur variable pour les deux Travées de rives:

Sur Culée:

$$L/25=1,35\text{m}$$

Sur appuis intermédiaire:

On garde la hauteur constante de la travée centrale, qui est de:

1,8m

#### III-1-3-3-Géométrie de la poutre

##### III-1-3-3-a-Epaisseur de l'âme

Elle doit être supérieur ou égale à 0,005  $h_w$ (hauteur d'âme), et supérieur ou égale à 12mm pour les poutres redis longitudinalement.

##### III-1-3-3-b-largeur des semelles

Elle doit être comprise entre 400 et 1300 mm.

##### III-1-3-3-c-Epaisseur des semelles:

Nous avons à titre indicatif:  $b/t \leq 30$ .

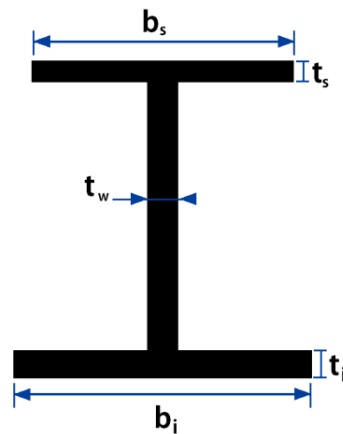


Figure 2-4: Symboles des dimensions transversales de la poutre métallique.

Les valeurs retenues sont répertoriées dans le tableau qui suit:

**Tableau 2-1: dimensions du profil de la poutre**

DIMENSIONS (mm)	SUR APPUIS		MI-TRAVEE	
	RIVE	INTERMEDIAIRE	RIVE	INTERMEDIAIRE
$t_w$	20	20	20	20
$b_s$	500	600	500	600
$b_i$	600	800	700	800
$t_s$	30	30	20	20
$t_i$	20	20	30	30

### III-1-3-4-Géométrie des pièces de pont

#### III-1-3-4-a-L'âme

L'épaisseur varie entre 10 et 12mm [5], on choisit:

$$e_p = 12 \text{ mm}$$

La Hauteur  $h_p$  varie entre  $1/10^{\text{ème}}$  et  $1/15^{\text{ème}}$  de la portée de la pièce [5], on prend:

$$h_p = 1 \text{ m}$$

### III-1-4-Les avantages et inconvénients

Nous citons les avantages et les inconvénients les plus remarquables dans le milieu du Génie Civil

#### III-1-4-1-Avantages

- La possibilité de franchir les grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- La légèreté, donc la diminution du nombre de pieux.
- Des possibilités d'extension et de réparation.
- De multiples possibilités et une flexibilité de conception architecturale.
- Bon comportement en zone sismique.

#### III-1-4-2-Inconvénients

- L'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- Le coût élevé des matériaux et de la main d'œuvre qualifiée.
- La résistance et la stabilité de la structure en place, doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur chantier.
- La sensibilité au gradient thermique.
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le Voilement lors du montage ainsi qu'en service.

## III-2-Variante en béton précontraint à voussoirs coulés sur place par encorbellement successif

La plus importante famille de ponts construits en encorbellement est constituée par les ponts dont le tablier est assimilable, à une poutre continue. Ces ponts sont, en général, construits à partir des appuis en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles; chaque voussoir est solidarisée au précédent, dès qu'il ait atteint une résistance suffisante, il devient Autoporteur et sert de base de départ à une nouvelle avancée. Ces voussoirs sont fixés à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite.

Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées situées de part et d'autre de l'appui considéré on dit que l'on a construit un fléau.

On appelle l'opération de solidarisation des fléaux entre eux « **Clavage** ».

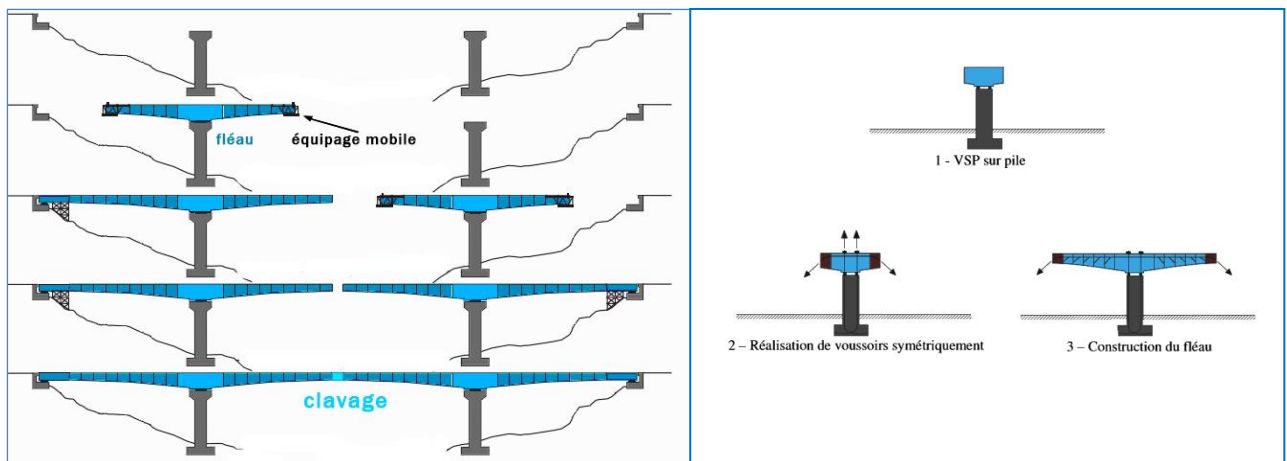


Figure 2-5: Principe de l'encorbellement successif.

### III-2-1-Distribution des travées et implantation des appuis

Afin d'optimiser au maximum cette méthode de construction, nous optons pour une longueur globale de 116m répartie sur deux travée continues de 58m chacune; le tablier reposera simplement et sur les culées et sur l'unique pile centrale, implantée au **PK 15+499,30**.

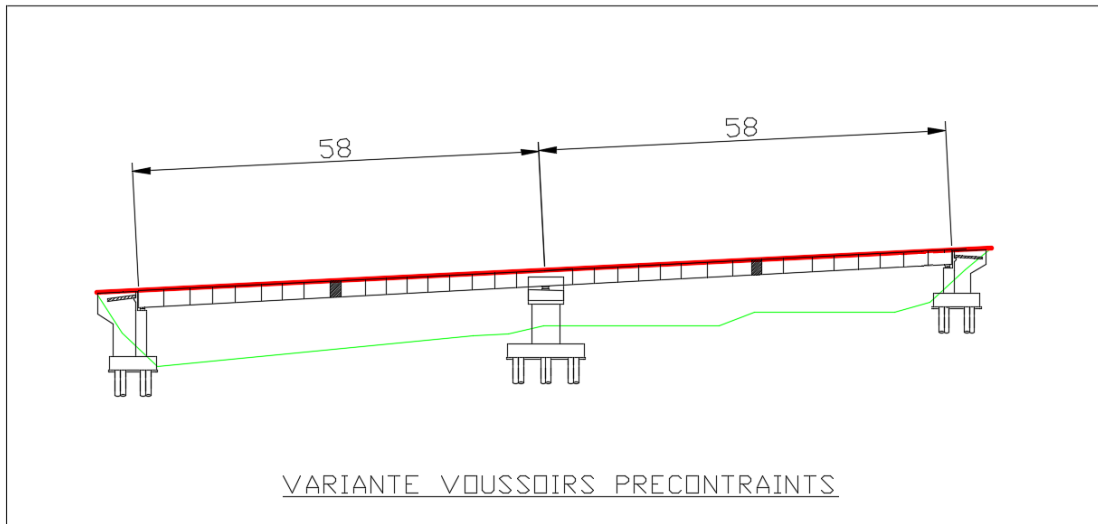


Figure 2-6: Profil en long de la variante à voussoirs précontraints.

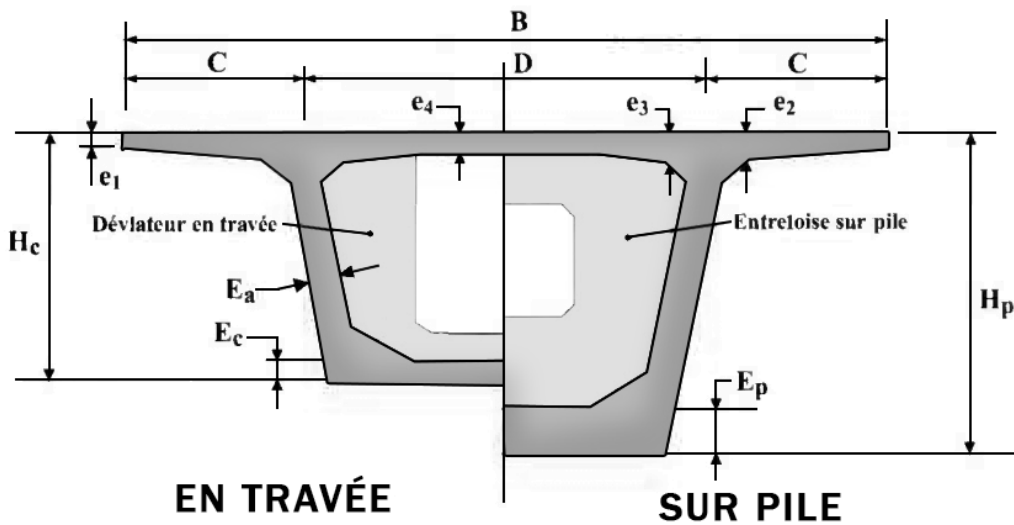


Figure 2-7: Symboles des dimensions d'un voussoir type.

### III-2-2-Pré dimensionnement de la géométrie du voussoir

#### III-2-2-1-Hauteur de voussoir

La travée principale ayant une longueur de 58m, la hauteur sera constante sur tout le tablier, avec:

$$L/25 < H < L/20 \quad [6]$$

Nous choisissons:

$$H=2,4m$$

### III-2-2-2-Largeur totale

La largeur totale étant une donnée de départ, relative à la portée:

$$B=14,30\text{m}$$

### III-2-2-3-Largeur de la nervure de l'intrados

Selon le guide SETRA[6], pour  $12\text{m}<B<16\text{m}$ , les concepteurs ont parfois eu recours au caisson unique à trois âmes, mais le bilan économique étant plutôt défavorable à la troisième âme fait que la tendance est de concevoir, soit un caisson à deux âmes, soit deux caissons (à deux âmes) construits séparément si le poids des voussoirs correspondants à un caisson unique est jugé trop fort eu égard au matériel utilisé, et comme il est recommandé de ne pas trop dépasser 2,50 m pour la largeur du hourdis se trouvant en encorbellement au-delà du nu extérieur d'une âme de rive, nous optons donc pour un caisson unique à deux âmes avec:

$$D=8\text{m}$$

### III-2-2-4-Largeur de l'encorbellement

On déduit **C** de la distance **D** arrêtée précédemment [6]:

$$C = (B-D)/2 = (14,30-8)/2=3,15\text{m}$$

### III-2-2-5-Hourdis supérieur

L'épaisseur en extrémité  $e_1$  dépend du dispositif de retenue choisi [6], nous optons pour l'épaisseur relative à la barrière type BN4 [8]:

$$e_1 = 24 \text{ cm}$$

À l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur  $e_2$  dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel. En première approximation, on pourra retenir pour  $e_2$  1/7 à 1/8 de la largeur de l'encorbellement mesurée pour un hourdis en béton armé

$$e_2 = 40\text{cm}$$

L'épaisseur de l'Hourdis à mi- portée:

$$D/30 \leq e_4 \leq D/25$$

On prend:

$$e_4=27\text{cm}$$

À l'encastrement, la valeur est estimée en mètre à:

$$e_3 = 0,10 \cdot D/25$$

(**D** l'entraxe des âmes en mètres)

On vérifie également que:

$$e_3 > e_2 - 0,10 \text{ m}$$

et

$$e_3 > 1,5 e_4$$

Nous avons donc:

$$e_3 = 46 \text{ cm}$$

### III-2-2-6-Hourdis inférieur

L'épaisseur est tirée de l'intervalle:

$$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$$

On prend:

$$E_p = 40 \text{ cm}$$

### III-2-2-7-Epaisseur des âmes

Nous avons:

$$E_a = L/275 + 1,25 \times B/L - 0,125$$

Donc:

$$E_a = 40 \text{ cm}$$

### III-2-2-8-Pré dimensionnement des goussets

À la phase de conception les goussets sont dessinés de manière empirique dans les calculs, il ne sont fixés avec précision qu'après détermination du câblage et du ferrailage.

Le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle  $\alpha$  compris entre 30 et 45° pour faciliter le bétonnage, leurs contour extérieur est souvent circulaire, pour des raisons esthétiques. Quant aux goussets inférieurs, leur pente est comprise entre 40 et 45°.

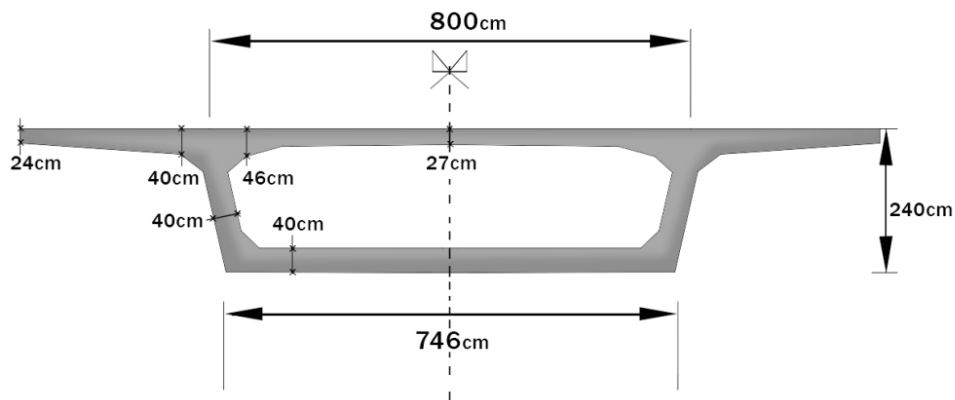


Figure 2-8: Dimensions transversales du voussoir.

### III-2-2-9-Découpage des voussoirs

Comme nous avons un tablier assez large nous optons pour des voussoirs courants de 3m et un voussoir sur pile de 8m.

### III-2-3-Les avantages et inconvénients

Nous citons les avantages et les inconvénients les plus remarquables dans le milieu du Génie Civil

#### III-2-3-1-Avantages

- L'entretien n'est demandé qu'au bout d'une certaine période de mise en service.
- La structure massive du tablier donne de belles formes esthétiques.
- La portée de ce type de viaduc est importante, ce qui diminue les appuis au sol.
- Dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués on peut citer la rapidité de construction.

#### III-2-3-2-Inconvénients

- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre.
- Nécessite des échafaudages importants.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et des câbles et pour la mise en tension.
- Ils présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages (temps d'étude plus important).
- L'aspect économique est assez élevé.

## III-3-Variante en béton précontraint VIPP

(Viaduc à travée indépendantes à Poutres Précontraintes par post-tension)

Le tablier de ce type de pont est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, solidarisiées transversalement par des entretoises (si nécessaire) et surmontées d'un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

### III-3-1-Distribution des travées et implantation des appuis

La longueur totale de l'ouvrage est arrêtée à 120 m suivant la ligne du projet, car nous optons pour 3 travées de longueurs de poutre identiques, 40m, afin d'optimiser la rentabilité des coffrages lors de la préfabrication des poutres, et de limiter les appuis au sol:

**Appui Nord: PK 15+484,98**

**Appui Sud: PK 15+524,98**



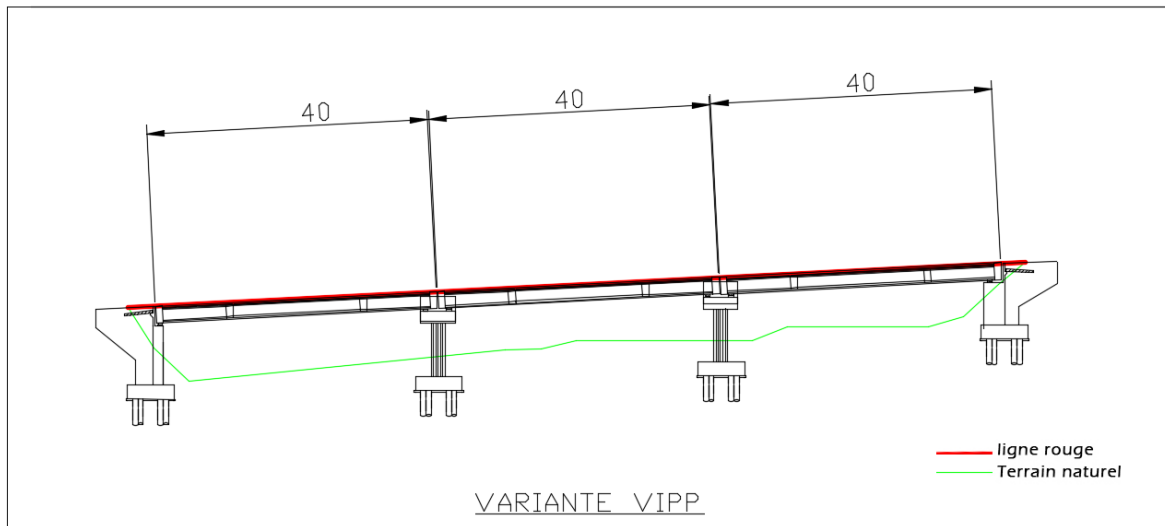


Figure 2-9: Profil en long de la variante VIPP.

### III-3-2-Pré-dimensionnement du tablier

#### III-3-2-1-Elancement du tablier

L'élancement normal pour ce type de tablier varie entre  $L/22$  et  $L/17$ , pour des longueurs de poutre type  $L=33/40$  m soit dans notre cas:

$$1,81\text{m} \leq H \leq 2,35\text{m}, \text{ nous choisirons } H= 2,25\text{m}$$

#### III-3-2-2-Entraxe et nombre des poutres

L'entraxe peut varier entre 0.9m et 3m, il résulte d'une optimisation entre les poutres légères et rapprochées, nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes et plus espacées (faisant appel à un hourdis plus épais).

Afin d'avoir une meilleure rigidité du tablier et de faciliter l'exécution (levage et mise en place des poutres), nous obtenons pour notre tablier de 14,3m de largeur, 8 poutres avec un entraxe de 1,70m.

#### III-3-2-3-Epaisseur de l'hourdis

Nous choisissons un hourdis général (plus courant), d'une épaisseur de 25 cm (épaisseur suffisante pour l'ancrage des barrières de sécurité BN4).

#### III-3-2-4-Hauteur de poutre

Nous aurons une hauteur de poutre de 2,00m, déduite de la hauteur générale de tablier et de l'épaisseur du hourdis.

### III-3-2-5-Epaisseur de l'âme

Au voisinage des appuis l'âme devra résister aux efforts tranchants, elle sera donc plus épaisse qu'en partie courante, on prendra une épaisseur de 34cm à partir de l'axe de l'appareil d'appuis jusqu'au quart de la portée, en partie courante on se fixe une épaisseur de 24cm (minimum 3 fois le diamètre de la gaine de câble de précontrainte). Pour les zones d'about (50cm, de l'axe de l'appareil d'appuis jusqu'à l'extrémité de la poutre), on assurera une épaisseur constante entre l'âme et la table inférieure soit 70cm.

### III-3-2-6-Table de compression

La largeur de la table est en général de  $0,6 \times h$ .

Nous avons :

$$b_{tc} = 1,2m$$

Nous fixons une épaisseur minimale de 10cm (cas d'un hourdis général).

L'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset fait 5cm par rapport à l'épaisseur d'extrémité.

Le gousset de jonction entre la table et l'âme est de 15cm×15cm (valeurs retenue dans la pratique).

### III-3-2-7-Talon

La largeur du Talon totale est déduite de cette formule:

$$b_T = \frac{l \times L^2}{H^2 \times K}$$

$$\text{Avec } 1100 \leq K \leq 1300$$

**l** étant la largeur du tablier, **L** la portée de la travée et **H** la hauteur totale du tablier.

Donc:

$$b_T = 5,2m$$

$$\frac{b_T}{8} = 0,65m$$

Nous choisissons un talon pour chaque poutre:

$$b_t = 0,70m$$

Avec une épaisseur qui peut aller de 10cm à 20cm. Nous la fixons à 15cm.

Le plan incliné du talon doit avoir une pente se rapprochant de 1,5.

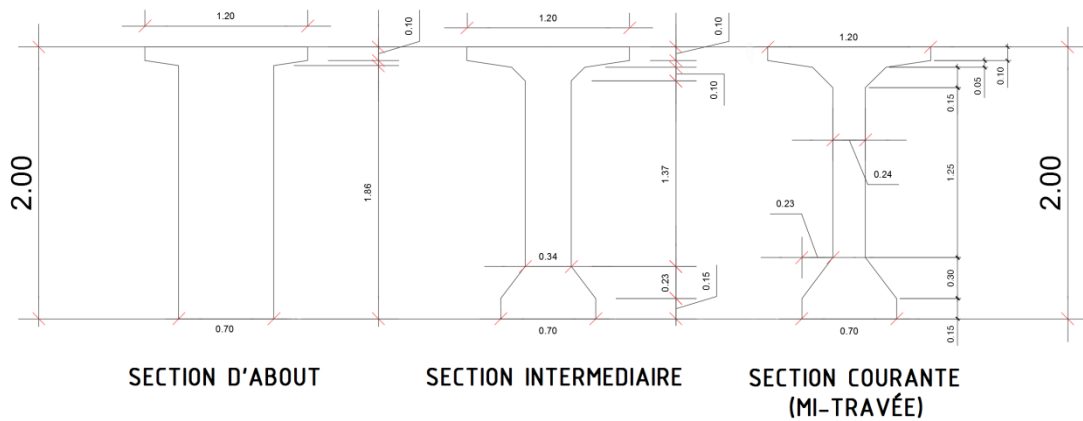


Figure 2-10: Dimensions des sections de poutre.

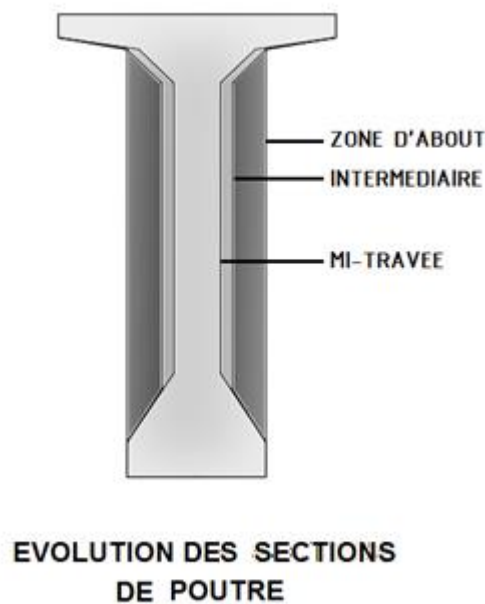


Figure 2-11: Superposition des sections de poutre.

### III-3-3-Entretoise sur appuis

On fera appel aux entretoises si la répartition des efforts entre les poutres par l'hourdis n'est pas assurée. Leur épaisseur se situe entre 25 et 30cm, on prend 25cm ce qui est suffisant pour la résistance, avec une hauteur qui laisse un espace de 80 cm entre le chevêtre d'appuis et l'entretoise, dans le but de faciliter l'accès aux appareils d'appuis.

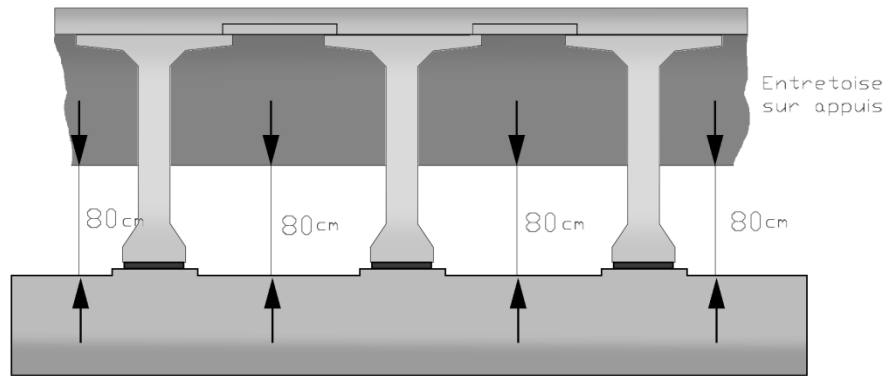


Figure 2-12: Schéma d'une entretoise sur appui.

### III-3-4-Les avantages et inconvénients

#### III-3-4-1-Avantages

- Grande simplicité de leur conception (absence d'efforts parasites dus au fluage du béton)
- La préfabrication, synonyme de qualité du béton coulé en poste fixe,
- Bonne réutilisation des coffrages
- Rapidité du délai de construction.

On peut noter à l'actif de ce type d'ouvrage l'absence à peu près complète de pathologie structurale grave et les désordres que l'on a pu constater par le passé étaient principalement dus à une mauvaise injection des câbles de précontrainte [23].

#### III-3-4-2-Inconvénients

Le principal inconvénient de ce type de tablier réside en la nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et des câbles et pour la mise en tension des câbles.

Nous pouvons aussi citer le fait que les longueurs de travées soient limitées à 40m (longueur maximale des coffrages de poutre en Algérie).

## IV-Application de la méthode WSM

Nous utilisons une échelle de 0 à 6 pour noter chaque variante par rapport aux critères déjà fixés et pondérés, tel que :

- Excellent : 6
- Très bon : 5
- Bon : 4
- Moyen : 3
- Passable : 2
- Pas bon : 1
- Médiocre : 0

Les notations sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2-2: Note des critères pour chaque variante.

		MIXTE	CAISSON	VIPP
Exécution	0,4	5	3	5
Entretien	0,3	4	5	6
Economie	0,2	2	3	5
Esthétique	0,1	4	5	3

## VI-1-Calcul de la somme pondérée

Tableau 2-3: Somme pondérée de chaque variante.

Variante	Mixte	Caisson	VIPP
WSM	4	3,5	4,8

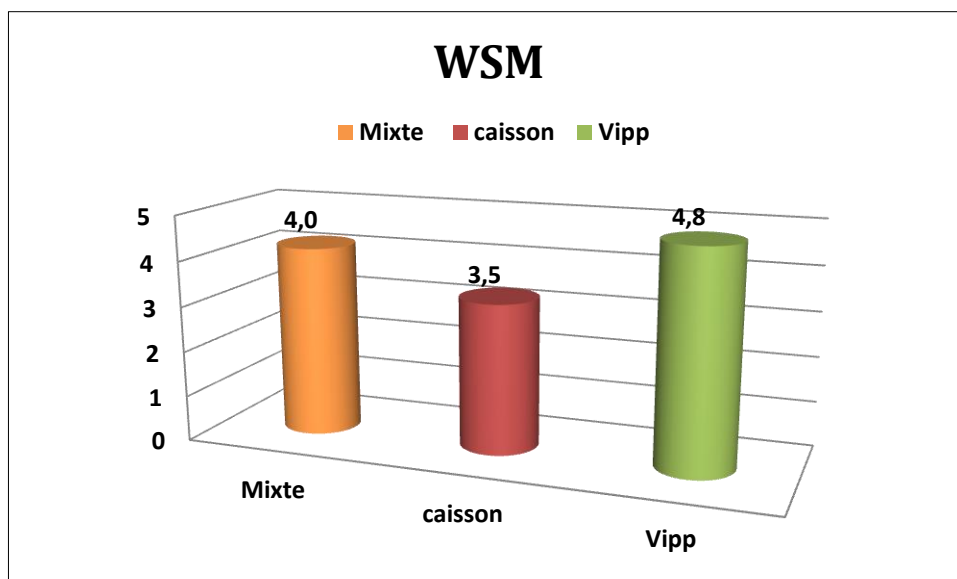


Figure 2-13: Graphique des Sommes pondérées.

## VI-2-Diagramme radar pour l'évaluation des variantes

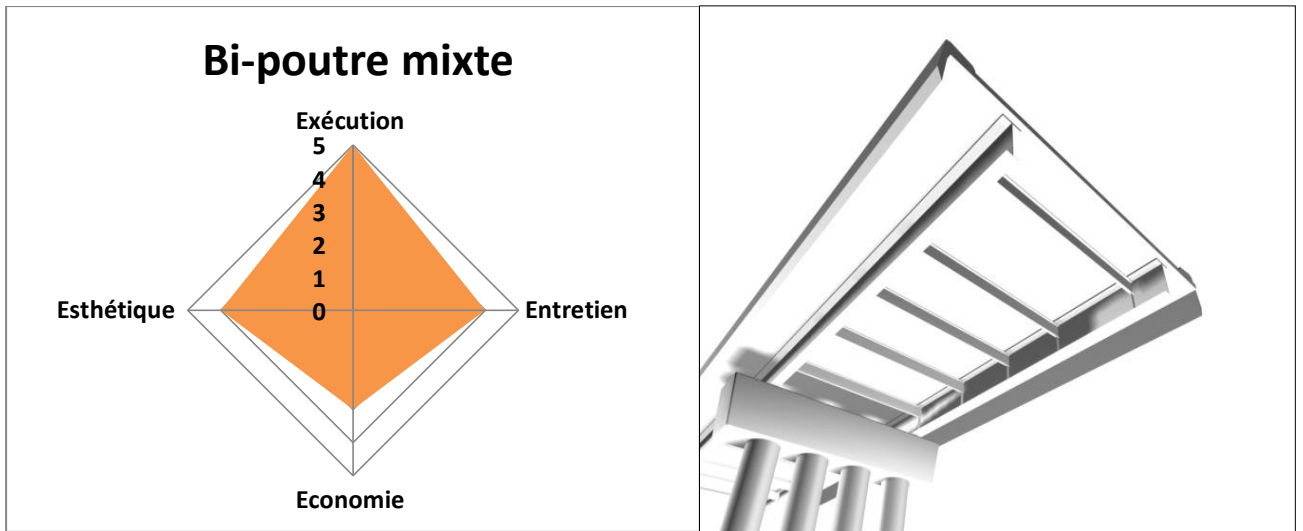


Figure 2-14: Diagramme Radar et modélisation 3D du tablier bipoutre mixte.

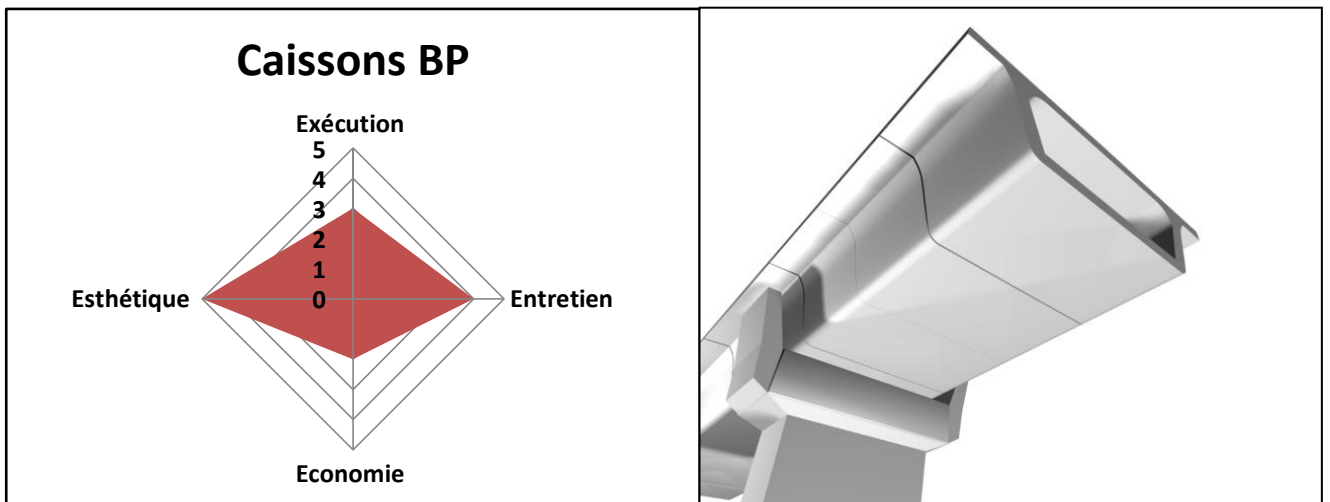


Figure 2-15: Diagramme Radar et modélisation 3D du tablier à Voussoir en béton précontraint.

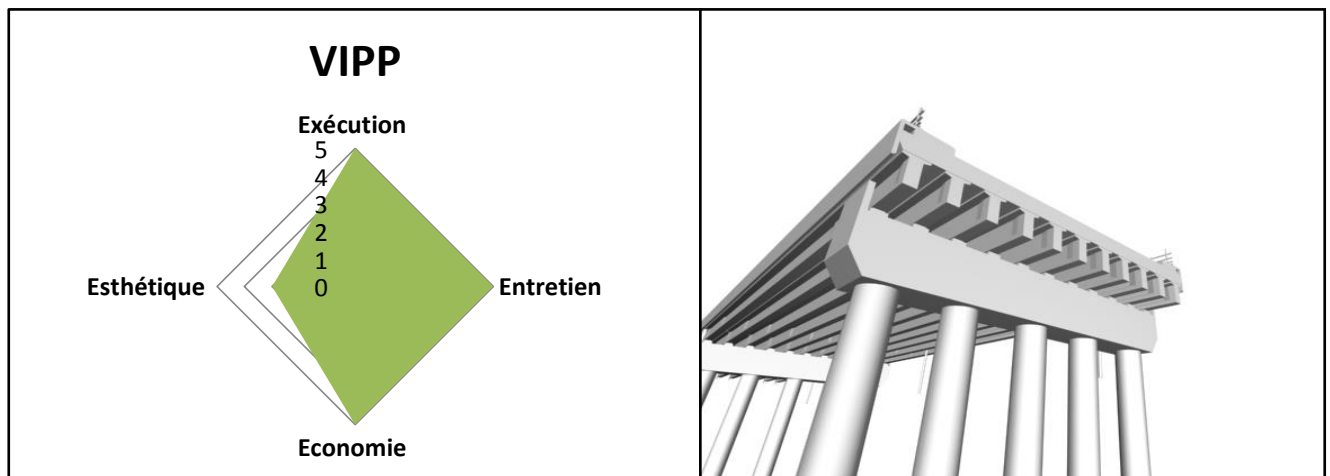


Figure 2-16: Diagramme Radar et modélisation 3D du tablier VIPP.

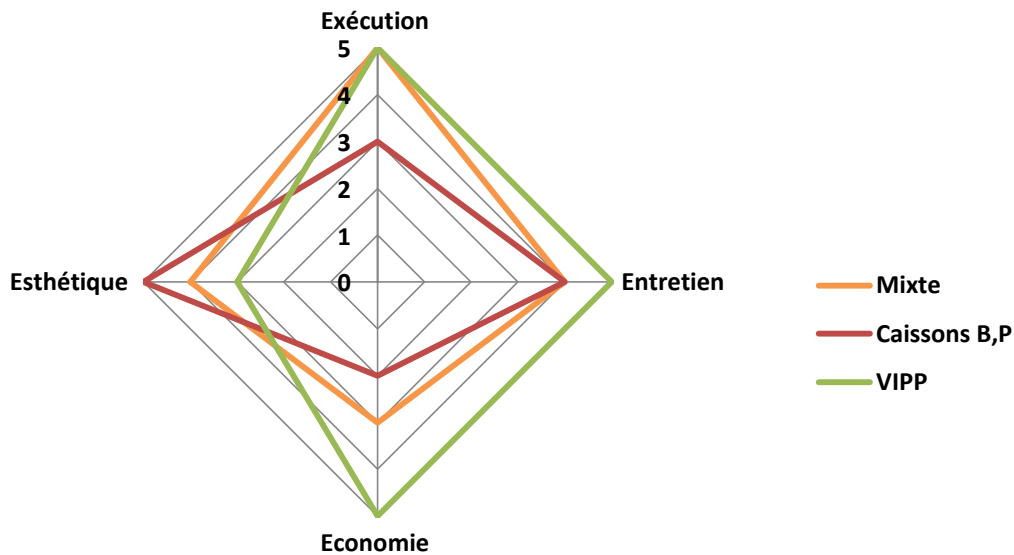


Figure 2-17: Superposition des Diagrammes Radar.

## V-Conclusion

Après avoir pris en compte les moyennes et l'expérience de l'entreprise par rapport aux différentes variantes existantes ; et l'analyse des résultats donnés par la méthode WSM et le schéma RADAR , nous optons pour la variante VIPP, qui représente la variante la mieux adaptée à ce projet.

### Remarque

Afin de palier au manque esthétique de la variante VIPP, nous proposons la réalisation de ce viaduc entièrement en Béton Blanc, afin de mieux intégrer cette variante à l'environnement montagneux de la zone d'implantation. Le béton sera formulé à base de ciment blanc 52.5N (Malaki LAFARGE) présent sur le marché, qui offre au béton des performances assez intéressantes (temps de prise, résistance au jeune âge, dosage en ciment moindre que celui d'un ciment gris 42.5N pour les mêmes performances), et un sable blanchâtres.

# Chapitre 3

# Charges & Surcharges

## I-Introduction

Les charges que reçoit l'ouvrage se divisent selon leurs rôles dans la structure portante du viaduc, en deux catégories, les charges hors trafic qui sont permanentes (CP), et les charges de trafic (charges roulantes)



## II-Calcul des charges hors-traffic (Permanent)

### II-1-Poids des poutres

Le poids propre d'une poutre par mètre linéaire est :

$$P_p \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right) = [2 \times (P_1 + P_2 + P_3)]/L;$$

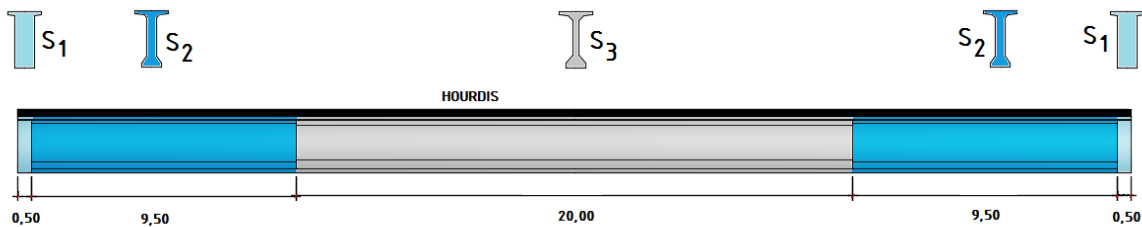


Figure 3-1: Répartition des sections d'une poutre.

Avec:

- $L=40\text{m}$
- $P_1(\text{KN}) = l_1 \times S_1 \times 25$  ;  $S_1 = 1,4595\text{m}^2$  ;  $l_1 = 0,5\text{m}$  ; donc  $P_1 = 18,2437\text{ kN}$
- $P_2(\text{KN}) = l_2 \times S_2 \times 25$  ;  $S_2 = 0,8988\text{m}^2$  ;  $l_2 = 9,5\text{m}$  ; donc  $P_2 = 213,4650\text{ kN}$
- $P_3(\text{KN}) = l_3 \times S_3 \times 25$  ;  $S_3 = 0,7680\text{m}^2$  ;  $l_3 = 10\text{m}$  ; donc  $P_3 = 192\text{ kN}$

$$\rightarrow P_p = 21,1854\text{ kN/m}$$

### II-2-Poids de la Dalle (l'Hourdis)

Donné par la formule suivante:

$$P_D \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right) = b \times e \times \gamma$$

b: largeur d'hourdis; e: épaisseur d'hourdis;  $\gamma$ : poids volumique du béton

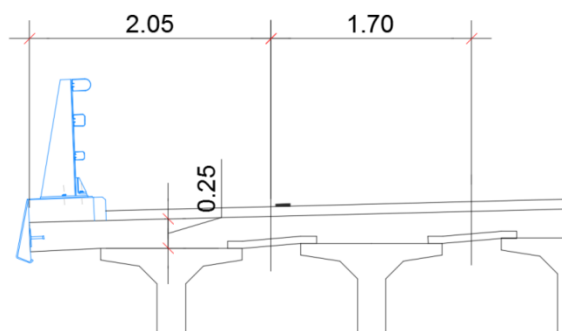


Figure 3-2: Dimensions des parties de dalle revenant aux poutres.

Poids de la dalle revenant à la poutre intermédiaire:

$$P_{D,int} = 1,70 \times 0,25 \times 25 = 10,625 \text{ kN/m}$$

Poids de la dalle revenant à la poutre de rive:

$$P_{D,rive} = 2,05 \times 0,25 \times 25 = 12,8125 \text{ kN/m}$$

Le poids total de la dalle:

$$P_{D,tot} = 6 \times 10,625 + 2 \times 12,8125 = 89,375 \text{ kN/m}$$

La charge totale est:

$$\rightarrow CP = 8 \times P_p + P_{D,tot} = 258,8582 \text{ kN/m}$$

## II-3-Calcul des compléments des charges permanentes

### II-3-1-Revêtement et étanchéité

Comportant une épaisseur de couche de roulement de  $e=0,08\text{m}$ , avec  $\gamma_{rev}=22 \text{ kN/m}^3$ , étalée sur la largeur roulable  $l_r=13\text{m}$ ; et une couche d'étanchéité que l'on négligera, nous avons donc:

$$P_{Rev} = 0,08 \times 13 \times 22 = 22,88 \text{ kN/m}$$

### II-3-2-Les barrières

Une barrière de chaque côté, de type BN4:

$$P_b = 2 \times 0,65 = 1,3 \text{ kN/m}, \text{ (Guide SETRA [8])}$$

### II-3-3-Les corniches

Le poids des corniches par mètre linéaire est:

$$P_c = 2 \times (0,2343 \times 25) = 11,715 \text{ kN/m}$$

La charge totale est:

$$\rightarrow CPP = 35,895 \text{ kN/m}$$

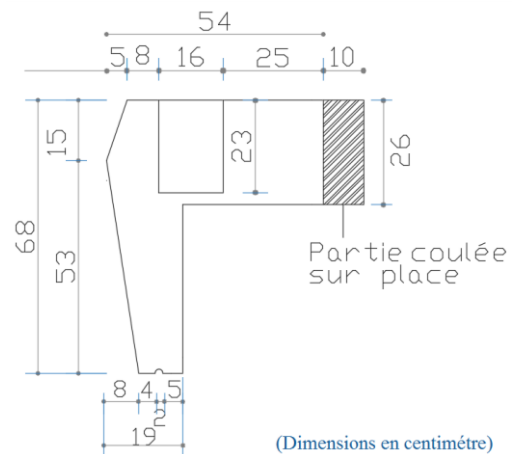


Figure 3-3: Dimensions des Corniches

Tableau 3-1: récapitulatif des charges hors trafic.

Éléments	Poids linéaire (kN/m)	Poids (kN)
Poutres	169,4832	6779,328
Dalle	89,375	3575
Corniches	11,715	468,6
Revêtements + étanchéités	22,88	915,2
Barrières	1,3	52
Total	294,7532	11790,128

## II-4-Evaluation des efforts internes dus aux charges permanentes

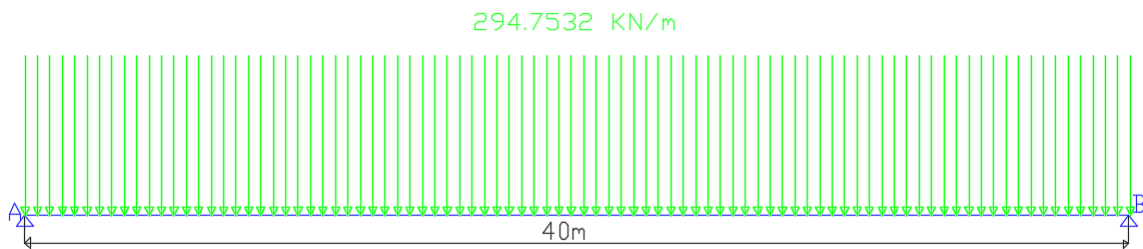


Figure 3-4: Répartition longitudinale des charges hors trafic.

Le moment engendré par les charges permanentes, à mi travée, est:

$$M_{\max}(\text{KN. m}) = G \times \frac{l^2}{8} = 294,7532 \times \frac{40^2}{8}$$

$$M_{\max} = 58950,64 \text{KN. m}$$

L'effort tranchant engendré par les charges permanentes, aux appuis, est:

$$T_{\max}(\text{KN}) = G \times \frac{l}{2} = 294,7532 \times \frac{40}{2}$$

$$T_{\max} = 5895,064 \text{ kN}$$

## III-Calcul des Surcharges (Charges de trafic)

C'est l'évaluation des actions due au trafic, il convient de les classer en actions de trafic concerné et en autres actions spécifiques exercées sur le pont.

Le calcul de ces actions se fera tout en se basons sur le RCPR [9] (Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

### III-1-Caractéristiques du viaduc

#### III-1-1-Largeur roulable

C'est la largeur comprise entre les dispositifs de retenue et les bordures, elle comprend la chaussée (voies de circulation) et les sur-largeurs telles que les bandes d'arrêts [9].

$$l_r = l_t - 2 \times 0,65 = 14,30 - 1,30 = 13 \text{m}$$

$l_t$ : largeur totale de l'ouvrage.

### III-1-2-Largeur chargeable

Elle se déduit de la largeur roulable tout en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue, dans notre cas 2 barrières.

$$l_c = l_r - 2 \times 0.5 = 13 - 1 = 12\text{m}$$

### III-1-3-Nombres de voies

La chaussée comporte un nombre de voies de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable [9].

Dans notre cas la chaussée comporte 3 voies de 3,50 m chacune, mais pour le calcul des actions dues au chargement uniforme conformément au RCPR, et pour prendre en considération les bandes de 1,5m et de 1m, nous posons  $N=4$ voies de 3m.

### III-1-4-Classe du Viaduc

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m sont de première classe selon le RCPR.

$$l_r = 13\text{m} > 7\text{m}$$

notre viaduc est de **1<sup>ère</sup> classe**.

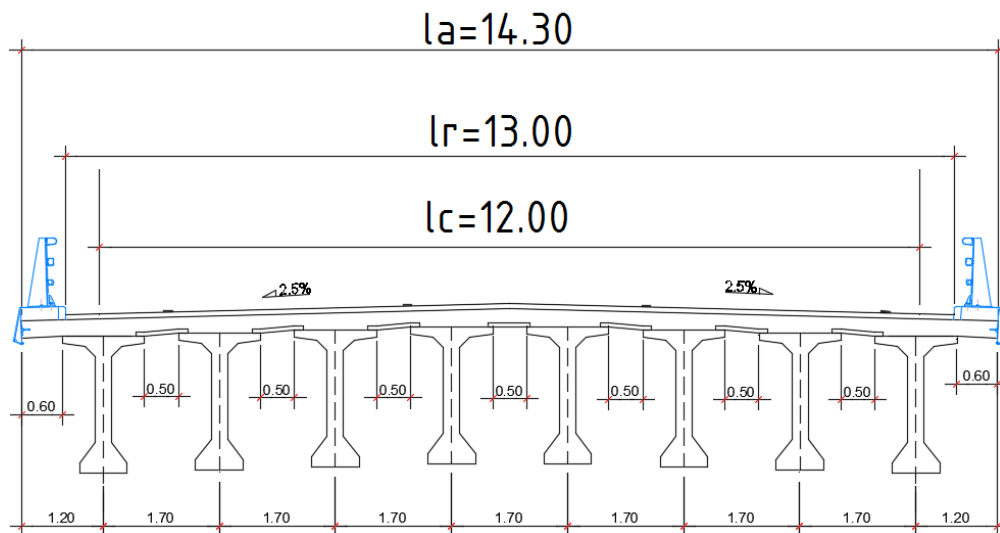


Figure 3-5: Caractéristiques géométriques transversales du tablier étudié.

## III-2-Systèmes de charge

### III-2-1-Système de charge A

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dans l'intensité est donné par la formule suivante :

$$A \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = A(l) \times a_1 \times a_2 \times n \times v$$

La charge  $A(l)$  exprimée en  $\text{kN/m}^2$  est donnée en fonction de la longueur chargée  $l(\text{m})$  par la formule:

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{l + 12}$$

Donc:

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{40+12} = 2,3 + 6,923 = 9,223 \text{ kN/m}^2$$

Détermination de  $a_1$  et  $a_2$  :

- $a_1$  est en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées (tab 4.1 du RCPR [9])
- $a_2$  est donnée par:

$$a_2 = \frac{V_0}{V}, \text{ avec } v_0 = 3,5\text{m et } v = 3\text{m}$$

Donc;

$$a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3,5}{3} = 1,167$$

Le tableau suivant résume les valeurs de  $A$  ( $\text{kN/m}$ ):

Tableau 3-2: Valeurs de  $A$  en fonction du nombre de voies chargées.

Nombre de voies chargées	$a_1$	$a_2$	$A$ ( $\text{kN/m}$ )
1 voie chargée	1	1,167	32,2897
2 voies chargées	1	1,167	64,5795
3 voies chargées	0,9	1,167	87,1823
4 voies chargées	0,75	1,167	96,8691

#### III-2-1-1-Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant max

Les poutres sont isostatiques, le moment fléchissant maximum et l'effort tranchant maximum, sont donnés par les formules suivantes :

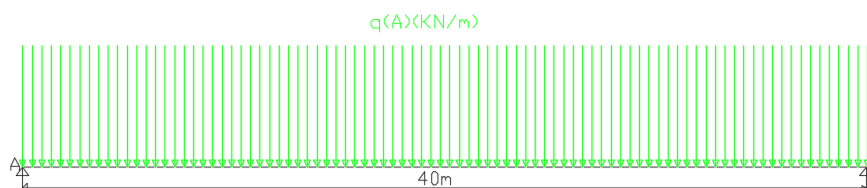


Figure 3-6: Répartition longitudinale du chargement A.

$$M_{\max}(\text{kN.m}) = A \times \frac{l^2}{8}$$

$$T_{\max}(\text{kN}) = A \times \frac{l}{2}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-3: Efforts max dû au chargement A.

Nombres de voies chargées	A (kN/m)	M <sub>max</sub> (kN.m)	T <sub>max</sub> (kN)
1 voie chargée	32,2897	6457,94	645,794
2 voies chargées	64,5795	12915,9	1291,59
3 voies chargées	87,1823	17436,46	1743,646
4 voies chargées	96,8691	19373,82	1937,382

### III-2-2-Système de charge B<sub>c</sub>

#### III-2-2-1-Disposition dans le sens transversal

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies, chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,5m de largeur.

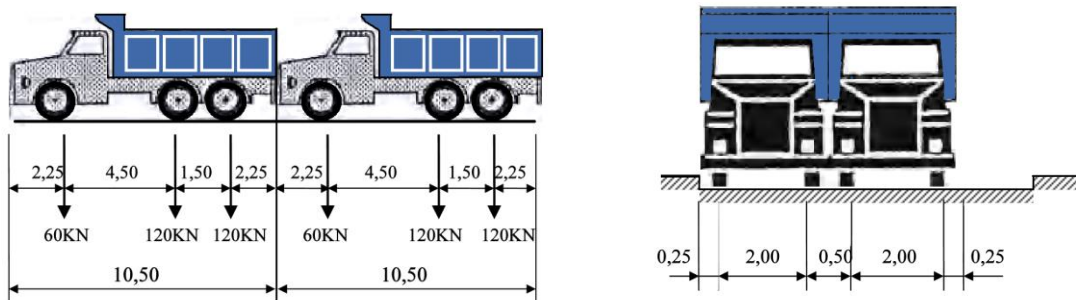


Figure 3-7: Disposition longitudinale et Transversale de camions B<sub>c</sub>[9]

#### III-2-2-2-Disposition dans le sens longitudinal

Chaque file comporte deux camions au plus, l'emplacement de ces files est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable.

Le calcul des actions dues au chargement B<sub>c</sub> se fera pour un seul convoi, puis il sera multiplié par le coefficient de majoration dynamique, le nombre de voies et le coefficient b<sub>c</sub>.

#### III-2-2-3-Calcul du coefficient de majoration dynamique

Il est donné par la formule suivante:

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} = 1,0444 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

Tableau 3-4: Valeurs du coefficient dynamique en fonction des voies chargées.

Nombres de voies chargées	S (kN)	G (kN)	$\Delta$	$b_c$
1 voie chargée	600	11790,128	1,0520	1,2
2 voies chargées	1200	11790,128	1,0600	1,1
3 voies chargées	1800	11790,128	1,0665	0,95
4 voies chargées	2400	11790,128	1,0740	0,8

### III-2-2-4- Calcul de l'effort tranchant

Suivant la ligne d'influence de l'effort tranchant dans le cas d'une poutre isostatique, la position des camions qui va causer l'effort tranchant max est la suivante:

$$\sum M_{/A} = 0 \leftrightarrow R_B \times 40 = 4230 \text{ kN} \rightarrow R_B = 105,75 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_A = T_{\max 1} = 494,25 \text{ kN}$$

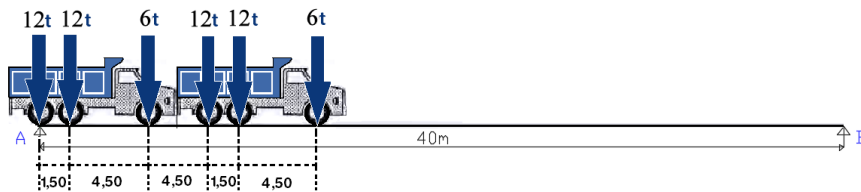


Figure 3-8: Répartition longitudinale des convois Bc pour le calcul de l'effort tranchant.

### III-2-2-5 -Calcul de moment fléchissant

Calculer le moment fléchissant maximum, revient à déterminer la position des camions (section dangereuse) dans le sens longitudinale qui va engendrer ce dernier. Pour déterminer cette section, nous allons appliquer le théorème de **BARRES**.

#### III-2-2-5 -a-Détermination de la section dangereuse

**Théorème de BARRES :** "Le moment fléchissant due aux surcharges mobiles en droit ( $p_i$ ) sera maximum lorsque cette charge ( $p_i$ ) et la résultante R du système sont symétriques par rapport au centre de la poutre "[10]

Le choix de la charge qui se situe sur la section dangereuse doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sum_1^{k-1} P_K \leq \frac{R}{2} \leq \sum_1^K P_K$$

Soit  $P_3$  la charge située sur la section dangereuse:

$$\sum_1^{3-1} P_K = 180 \leq \frac{600}{2} \leq \sum_1^3 P_K = 300 \rightarrow \text{Vérfifiée}$$

Position de la section dangereuse:

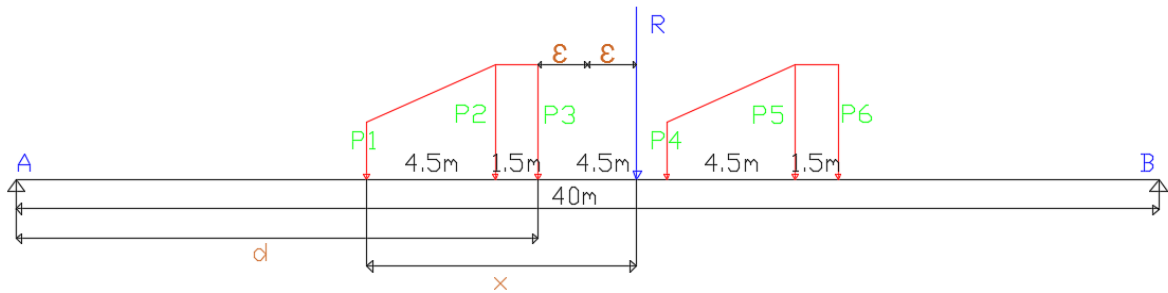


Figure 3-9: Position de la section dangereuse sous Bc.

$$\sum M/P1 = 0 \leftrightarrow x = \frac{5670}{600} = 9,45m$$

$$2\varepsilon + 6 = x \rightarrow \varepsilon = 1,725m$$

$$d + \varepsilon = \frac{l}{2} \rightarrow d = 18,275m$$

III-2-2-5-b-Calcul de  $M_{max}$  (moment maximal)

$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow R_B \times 40 = 13035 \rightarrow R_B = 325,875 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_A = 274,125 \text{ kN}$$

$$M_{max} = R_A \times 18,275 - 60 \times 6 - 120 \times 1,5 = 274,125 \times 18,275 - 60 \times 6 - 120 \times 1,5$$

$$M_{max1} \approx 4470 \text{ kN.m}$$

Les efforts tranchants et les moments fléchissants réels :

Tableau 3-5: Efforts maximaux sous Bc

Nombres de voies chargées	$\delta$	bc	$T_{max}(kN)$	$M_{max}(kN.m)$
1 voie chargée	1,0520	1,2	623,93	5642,928
2 voies chargées	1,0600	1,1	1152,59	10424,04
3 voies chargées	1,0665	0,95	1502,29	13586,67
4 voies chargées	1,0740	0,8	1698,64	15362,50

Avec :

$$T_{max} = T_{max1} \times \delta \times b_c \times n$$

et

$$M_{max} = M_{max1} \times \delta \times b_c \times n$$

n: nombre de files;



### III-2-3-Système de charge Br

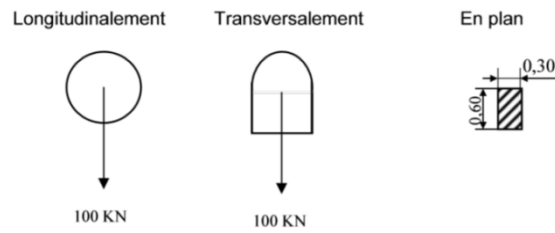


Figure 3-10: Système de charge Br [9]

#### III-2-3-1-Coefficient de majoration dynamique

Il est donné par la formule

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0,2 l} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

Avec :  $G = 11790,128 \text{ kN}$  et  $S = 100 \text{ kN}$

Nous avons donc:  $\delta = 1,0457$

#### III-2-3-2-Evaluation des efforts internes ( $T_{\max}$ et $M_{\max}$ )

##### III-2-3-2-a-Effort tranchant

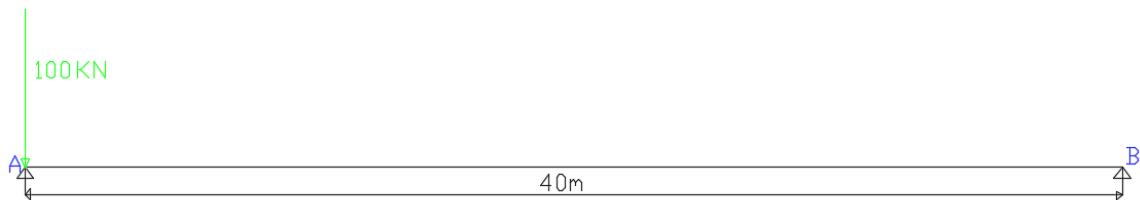


Figure 3-11: Position longitudinale de Br pour le calcul de l'effort tranchant.

$$T_{\max} = R_A \times \delta = 104,6 \text{ kN}$$

##### III-2-3-2-b-Le moment fléchissant

Le moment fléchissant maximum se produit lorsque la charge concentrée se situe au centre de la poutre.

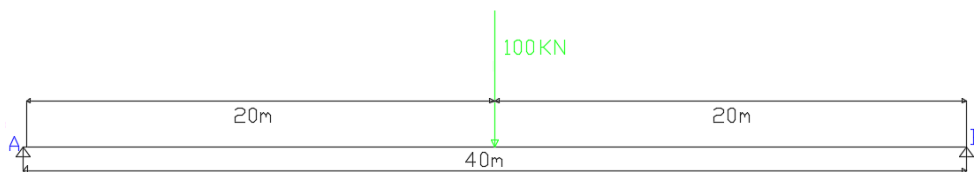


Figure 3-12: Position longitudinale de Br pour le calcul du moment fléchissant.

$$M_{\max} = R_A \times \frac{l}{2} \times \delta = 1045,9 \text{ kN}.$$

### III-2-4-Système de charge $B_t$

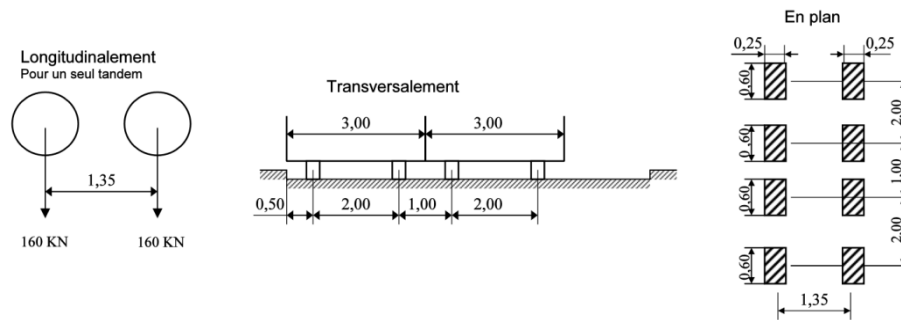


Figure 3-13: Caractéristiques du Chargement  $B_t$  [9].

Les valeurs calculées pour le système  $B_t$  sont multipliées par un coefficient  $b_t$  et un coefficient de majoration dynamique tel que :

$$b_t = \begin{cases} 1,2 & \text{(1ère classe)} \\ 1 & \text{(2ème classe)} \end{cases} \quad \text{et} \quad \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,21} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{G}{S}}$$

#### III-2-4-1-Détermination de la section dangereuse

De même manière que pour le système  $B_c$ , nous allons appliquer le théorème de BARRES. Soit  $P_2$  la charge qui se situe sur la section dangereuse:

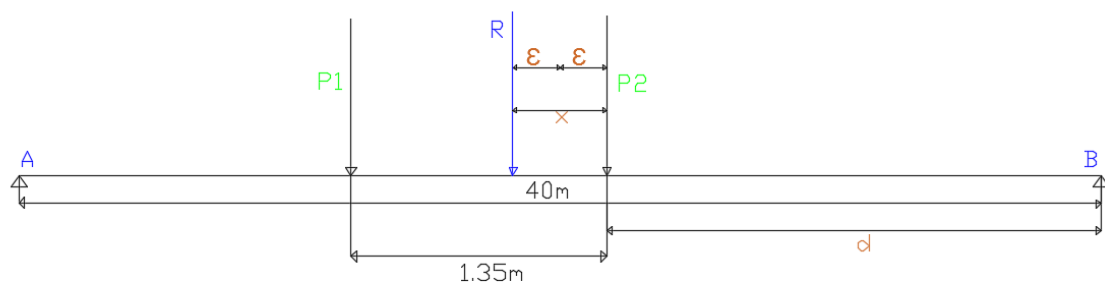


Figure 3-14: Position de la section dangereuse sous  $B_t$ .

$$\sum_1^1 P_K = 160 \leq \frac{320}{2} \leq \sum_1^2 P_K = 320 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Position de la section dangereuse:

$$\begin{aligned} \sum M/P_2 = 0 &\leftrightarrow x = \frac{216}{320} = 0,675\text{m} \\ 2\epsilon = x &\rightarrow \epsilon = 0,3375\text{m} \\ d + \epsilon = \frac{l}{2} &\rightarrow d = 19,6625\text{m} \end{aligned}$$

### III-2-4-2-Calcul du moment fléchissant

$$\begin{aligned}\sum M_{/B} = 0 &\leftrightarrow R_A \times 40 = 6508 \rightarrow R_A = 162,7 \text{ kN} \\ &\rightarrow R_B = 157,3 \text{ kN} \\ M_{\max 1} &= R_B \times 19,6625 = 157,3 \times 19,6625 \\ M_{\max 1} &= 3093 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

### III-2-4-3-Calcul de l'effort tranchant

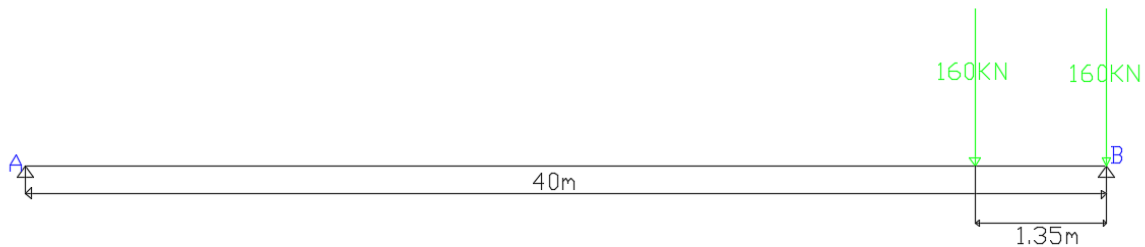


Figure 3-15: Position de  $B_t$  pour le calcul de l'effort tranchant

$$\begin{aligned}\sum M_{/A} = 0 &\leftrightarrow R_B \times 40 = 12584 \rightarrow R_B = 314,6 \text{ kN} \\ &\rightarrow R_B = T_{\max 1} = 314,6 \text{ kN}\end{aligned}$$

Les efforts tranchants et moments fléchissant réels sont:

Tableau 3-6: Efforts dûs au chargement  $B_t$

Nombres de voies chargées	$\delta$	bt	$T_{\max}$ (kN)	$M_{\max}$ (kN.m)
1 voie chargée	1,0485	1,2	395,83	3891,61
2 voies chargées	1,0525	1,2	794,68	7812,92

Avec :

$$T_{\max} = T_{\max 1} \times \delta \times b_t \times n$$

et:

$$M_{\max} = M_{\max 1} \times \delta \times b_t \times n$$

n: nombre de files

### III-2-5-Charges militaires

Dans certains cas les convois militaires sont plus susceptibles d'être plus défavorables que les surcharges des systèmes A et B, composés de deux classes  $M_{80}$  et  $M_{120}$ . Chaque classe se compose de deux systèmes distincts  $M_c$  et  $M_e$ , et il y'a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont. Ces charges seront majorées par le coefficient de majoration dynamique, et sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

### III-2-5-1-Système Mc80

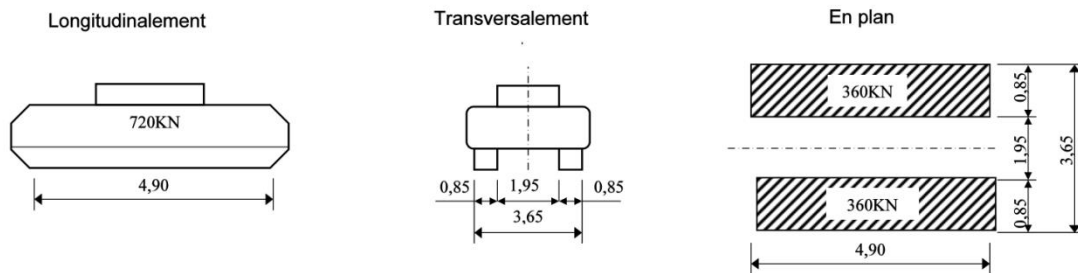


Figure 3-16: Caractéristiques du chargement Mc80 [9]

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

#### III-2-5-1-a-Le coefficient de majoration dynamique

Donné par la formule suivante:

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2I} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} ;$$

#### III-2-5-1-b-Calcul de l'effort tranchant

Avec:  $G=11790,128 \text{ kN}$  et  $S=1395,92 \text{ kN}$

Nous avons:

$$\delta = 1,0617$$

À  $x=0$  :  $\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B \times 40 = 27246,184 \rightarrow R_B = 681,1546 \text{ kN}$   
 $\rightarrow R_A = T_{\max 1} = 714,7654 \text{ kN}$ , donc  $T_{\max} = T_{\max 1} \times \delta = 758,858 \text{ kN}$

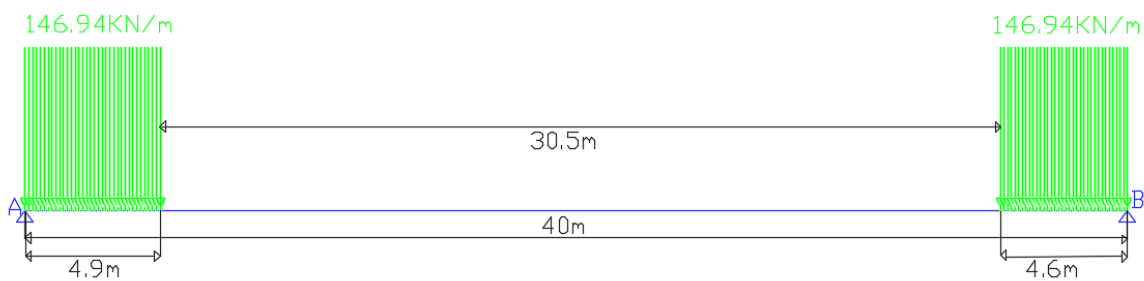


Figure 3-17: Position de Mc80 pour le calcul de l'effort tranchant.

#### III-2-5-1-c-Calcul du moment fléchissant

Avec:  $G=11790,128 \text{ kN}$  et  $S=720 \text{ kN}$

Nous avons:

$$\delta = 1,0535$$

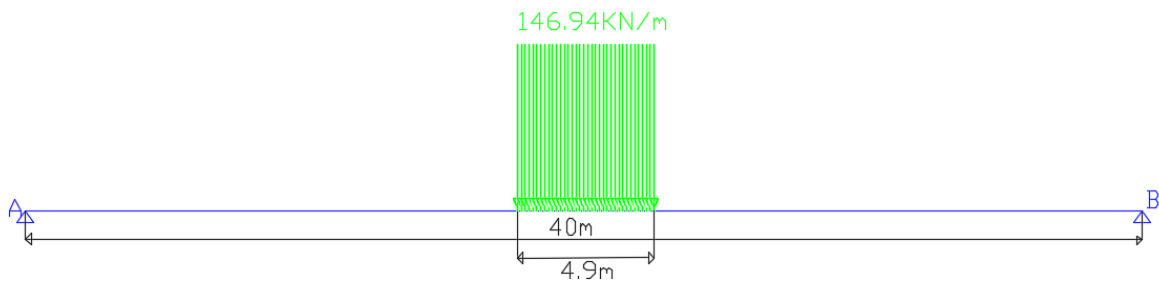


Figure 3-18: Position de Mc80 pour le calcul du moment fléchissant.

$$R_A = R_B = 360 \text{ kN}$$

$$M_{\max 1} = R_A \times 20 - 360 \times \left(\frac{4.9}{4}\right) = 6759 \text{ kN.m}$$

Donc:

$$M_{\max} = M_{\max 1} \times \delta = 7120,60 \text{ kN.m}$$

### III-2-5-2-Système Mc<sub>120</sub>

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

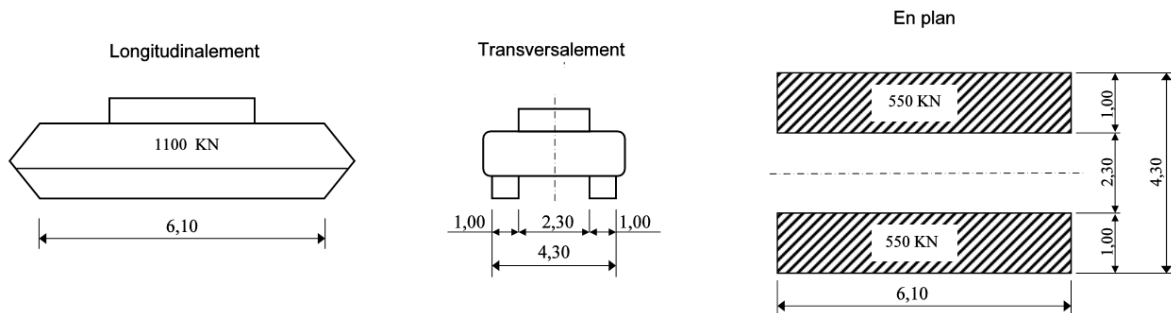


Figure 3-19: Caractéristiques du chargement Mc120 [9].

#### III-2-5-2-a-Le coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,21} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{G}{S}} \text{ Avec: } G=11790,128 \text{ kN et } S=1713,115 \text{ kN} \rightarrow \delta = 1,065$$

#### III-2-5-2-b-Calcul de l'effort tranchant

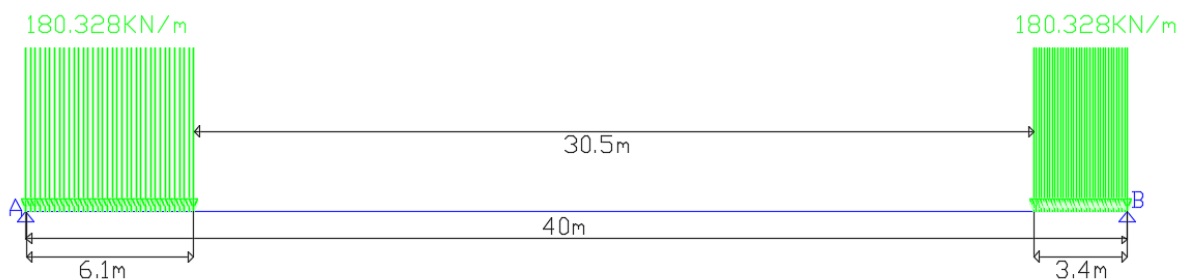


Figure 3-20: Position du chargement Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant.

Nous avons en  $x=0$  :

$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow R_B \times 40 = 26837,3045 \rightarrow R_B = 670,9326 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_A = T_{\max 1} = 1042,182 \text{ kN}$$

Donc:

$$T_{\max} = T_{\max 1} \times \delta = 1110,415 \text{ kN}$$

### III-2-5-2-c-Calcul du moment fléchissant

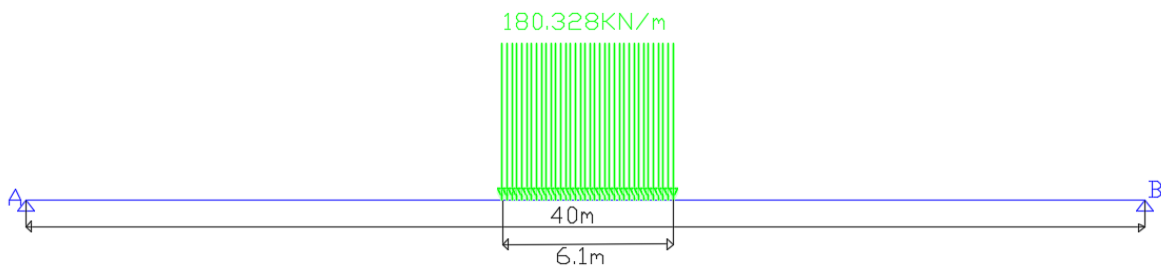


Figure 3-21: Position du chargement Mc120 pour le calcul du moment fléchissant.

$$R_A = R_B = 550 \text{ kN}$$

$$M_{\max 1} = R_A \times 20 - 550 \times \left(\frac{6,1}{4}\right) = 10161,25 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc: } M_{\max} = M_{\max 1} \times \delta = 10751,62 \text{ kN.m}$$

### III-2-5-3-Système Mc80

La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 3,50 m et le côté longitudinal 0,12m

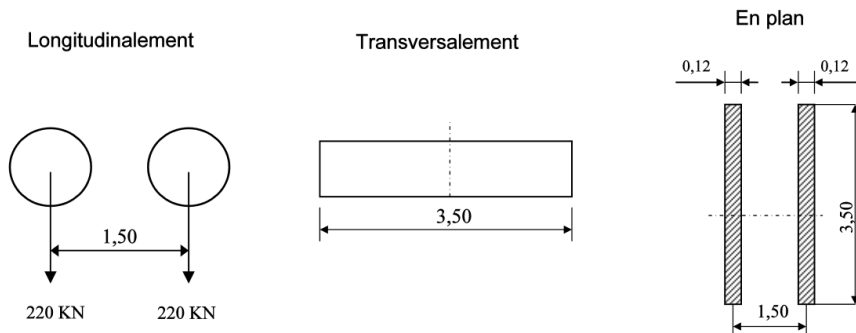


Figure 3-22: Caractéristiques du chargement Mc80 [9]

#### III-2-5-3-a-Le coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 I} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} ;$$

Avec:

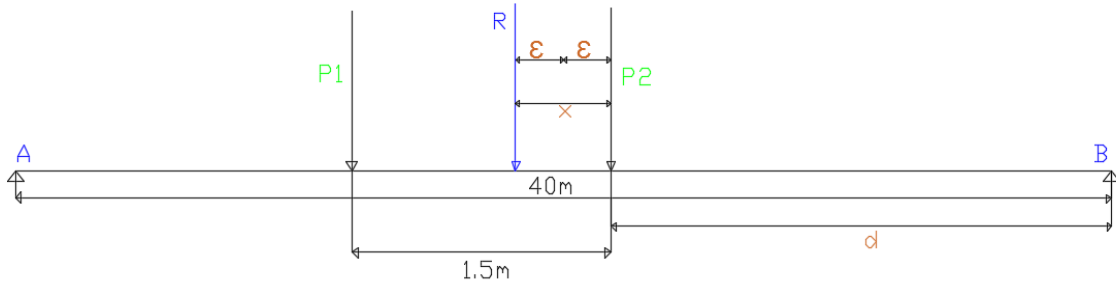
$$G=11790,128 \text{ kN et } S=440 \text{ kN}$$

Nous avons:

$$\delta = 1,05$$

### III-2-5-3-b-Détermination de la section dangereuse

De même manière que le système B<sub>c</sub>, nous allons appliquer le théorème de BARRES.  
Soit P<sub>2</sub> la charge qui se situe sur la section dangereuse:



. Figure 3-23: Position de la section dangereuse sous Mc80

$$\sum_1^1 P_K = 220 \leq \frac{440}{2} \leq \sum_1^2 P_K = 440 \rightarrow \text{Vérfiée}$$

Position de la section dangereuse:

$$\begin{aligned} \sum M/P_2 = 0 &\leftrightarrow x = \frac{330}{440} = 0,75\text{m} \\ 2\epsilon = x &\rightarrow \epsilon = 0,375\text{m} \\ d + \epsilon = \frac{l}{2} &\rightarrow d = 19,625\text{m} \end{aligned}$$

### III-2-5-3-c-Calcul du moment fléchissant

Nous avons:

$$\sum M/B = 0 \leftrightarrow R_A \times 40 = 8965 \rightarrow R_A = 224,125 \text{ kN donc } R_B = 215,875 \text{ kN}$$

$$M_{\max 1} = R_B \times 19,625 = 4236,547 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc: } M_{\max} = M_{\max 1} \times \delta = 4448,374 \text{ kN.m}$$

### III-2-5-3-d-Calcul de l'effort tranchant

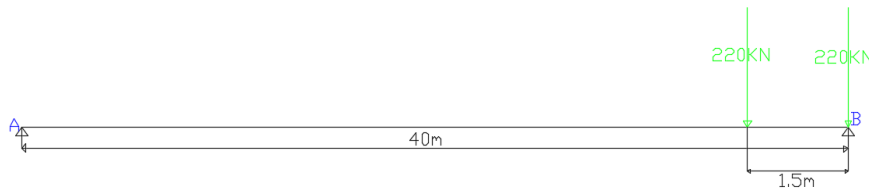


Figure 3-24: Position du convoi Mc80 pour le calcul de l'effort tranchant.

Nous avons, en x=0 :

$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow R_B \times 40 = 17270 \rightarrow R_B = 431,75 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_B = T_{\max 1} = 431,75 \text{ kN}$$

Donc:

$$T_{\max} = T_{\max 1} \times \delta = 453,337 \text{ kN}$$

### III-2-5-4-Système Me120

La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 4 m et le côté longitudinal 0,15m

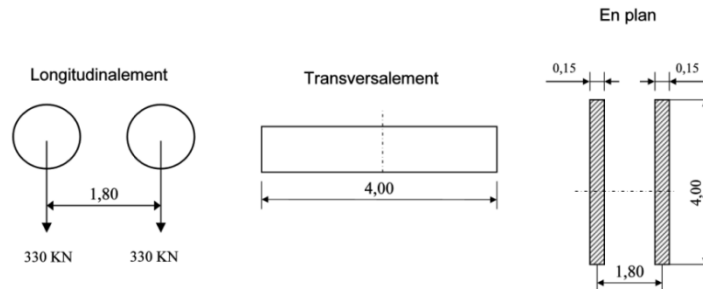


Figure 3-25: Caractéristiques d'un convoi Me120 [9].

#### III-2-5-4-a-Le coefficient de majoration dynamique

Nous avons:

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2l} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} ;$$

Avec:

$$G=11790,128 \text{ kN et } S=660 \text{ kN}$$

Nous obtenons:

$$\delta = 1,053$$

#### III-2-5-4-b-Détermination de la section dangereuse

De même manière que le système B<sub>c</sub>, nous allons appliquer le théorème de BARRES. Soit P<sub>2</sub> la charge qui se situe sur la section dangereuse:

$$\sum_1^1 P_K = 330 \leq \frac{660}{2} \leq \sum_1^2 P_K = 660 \rightarrow \text{Vérfifiée}$$

Position de la section dangereuse:

$$\begin{aligned} \sum M/P_2 = 0 &\leftrightarrow x = \frac{594}{660} = 0,9\text{m} \\ 2\varepsilon = x &\rightarrow \varepsilon = 0,45\text{m} \\ d + \varepsilon = \frac{1}{2} &\rightarrow d = 19,55\text{m} \end{aligned}$$

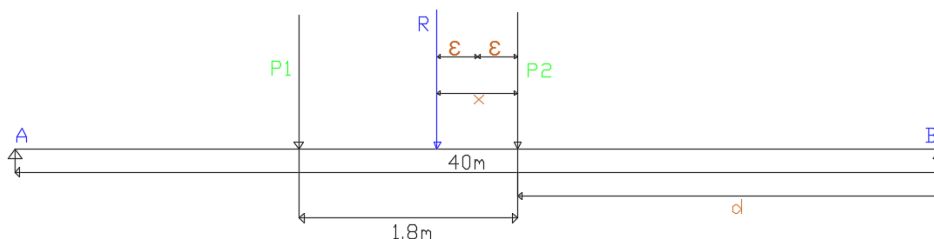


Figure 3-26: Position de la section dangereuse sous Me120.

#### III-2-5-4-c-Calcul du moment fléchissant

Nous avons:

$$\begin{aligned} \sum M/B = 0 &\leftrightarrow R_A \times 40 = 13497 \text{ kN.m} \\ \rightarrow R_A = 337,425 \text{ kN} &\text{ donc } R_B = 322,575\text{kN} \end{aligned}$$



$$M_{\max 1} = R_B \times 19,55 = 6306,341 \text{ kN.m}$$

Donc:  $M_{\max} = M_{\max 1} \times \delta = 6640,577 \text{ kN.m}$

### III-2-5-4-d-Calcul de l'effort tranchant

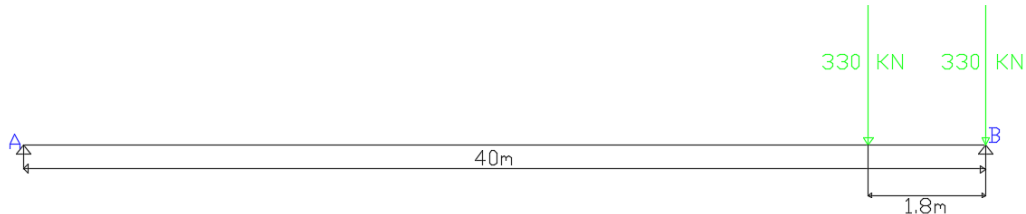


Figure 3-27: Position du convoi Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant.

Nous avons en  $x=0$  :

$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow R_B \times 40 = 25806 \rightarrow R_B = 645,15 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_B = T_{\max 1} = 645,15 \text{ kN}$$

Donc:

$$T_{\max} = T_{\max 1} \times \delta = 679,343 \text{ kN}$$

### III-2-6-Charge exceptionnelles

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels de l'un des D ou E, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule type correspondant susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les charges des systèmes A et B. Ces charges ne sont pas majorées, et sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge [9].

#### III-2-6-1-Convoi type D240

Poids réparti sur un rectangle de 3.20m de largeur et de 18.60m de longueur.

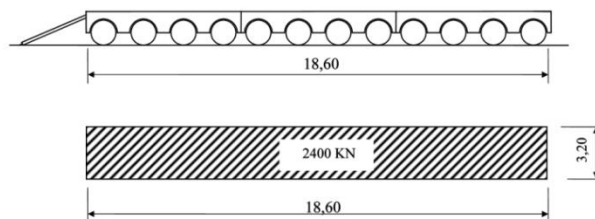


Figure 3-28: Caractéristique d'un convoi D240 [9]

#### III-2-6-1-a-Calcul de l'effort tranchant

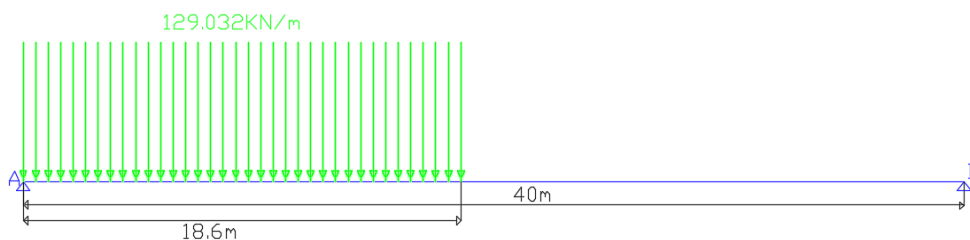


Figure 3-29: Position du convoi D240 pour le calcul de l'effort tranchant.

Nous avons en  $x=0$  :

$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow R_B \times 40 = 22320 \rightarrow R_B = 558 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_A = T_{\max} = 1842 \text{ kN}$$

### III-2-6-1-b-Calcul du moment fléchissant

Nous avons en  $x=20\text{m}$  :

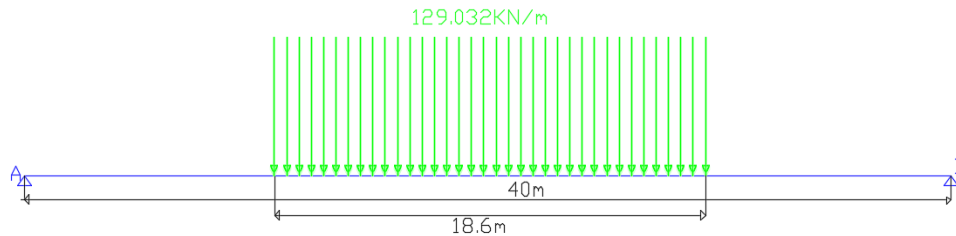


Figure 3-30: Position du convoi D240 pour le calcul du moment fléchissant.

$$R_A = R_B = 1200 \text{ kN}$$

$$M_{\max 1} = R_A \times 20 - 1200 \times \left(\frac{18,6}{4}\right) = 18420 \text{ kN.m}$$

### III-2-6-2-Convoi type D280

Poids réparti sur un rectangle de 3.30 m de large et 11 mètres de long.

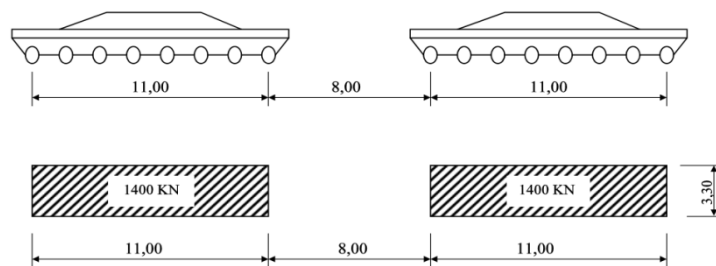


Figure 3-31: Caractéristiques d'un convoi D280 [9].

#### III-2-6-2-a-Calcul de l'effort tranchant

Nous avons en  $x=0$  :

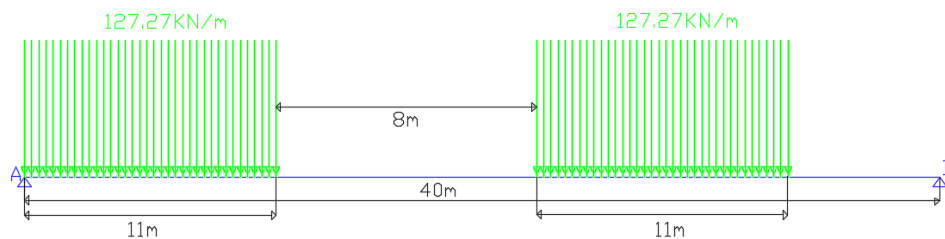


Figure 3-32: Position du convoi D280 pour le calcul de l'effort tranchant.

$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow R_B \times 40 = 42000 \rightarrow R_B = 1050 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_A = T_{\max} = 1350 \text{ kN}$$

III-2-6-2-b-Calcul du moment fléchissant

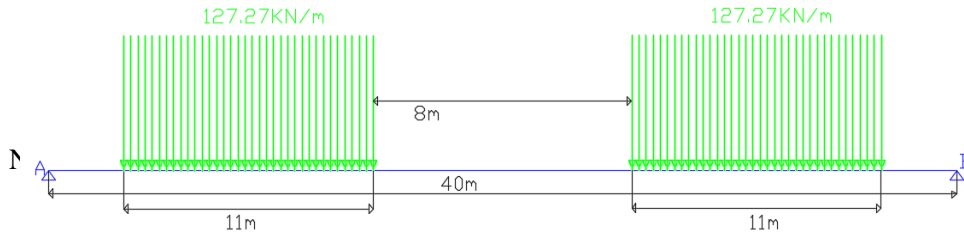


Figure 3-33: Position du convoi D280 pour la détermination du moment fléchissant

$$R_A = R_B = 1400 \text{ kN}$$

$$M_{\max 1} = R_A \times 20 - 1400 \times (9,5) = 14700 \text{ kN.m}$$

III-2-6-3-Convoi type E400

Poids réparti sur un rectangle de 3,30 m de large et 15 mètres de long.

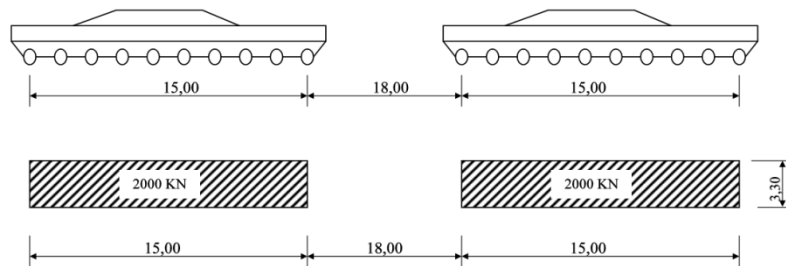


Figure 3-34: Caractéristiques d'un convoi E400 [9].

III-2-6-3-a-Calcul de l'effort tranchant

Nous avons en  $x=0$  :

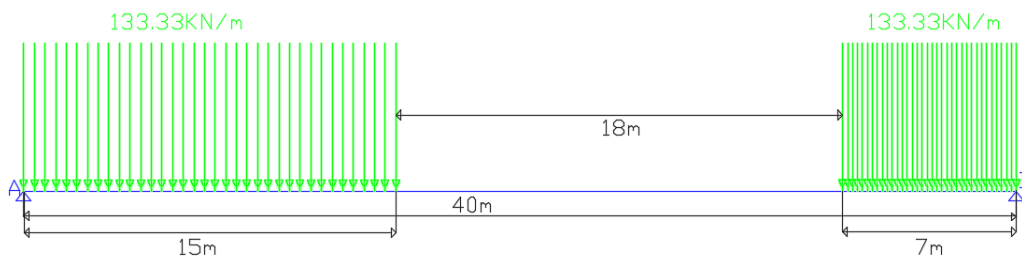


Figure 3-35: Position du convoi E400 pour le calcul de l'effort tranchant.

$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow R_B \times 40 = 49091 \rightarrow R_B = 1227,275 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_A = T_{\max} = 1706,725 \text{ kN}$$

III-2-6-3-b-Calcul du moment fléchissant

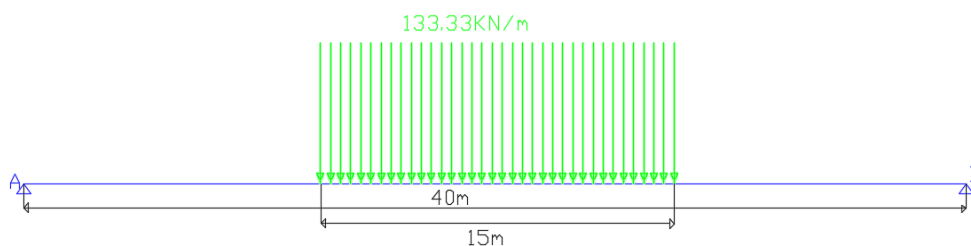


Figure 3-36: Position du convoi E400 pour le calcul du moment fléchissant.

Nous avons en  $x=20\text{m}$  :

$$R_A = R_B = 1000 \text{ kN}$$

$$M_{\max 1} = R_A \times 20 - 1000 \times \left(\frac{15}{4}\right) = 16250 \text{ kN.m}$$

### III-2-6-4-Convoi type E360

- Poids réparti sur un rectangle de 5,10m de large et de 18,60m de long.

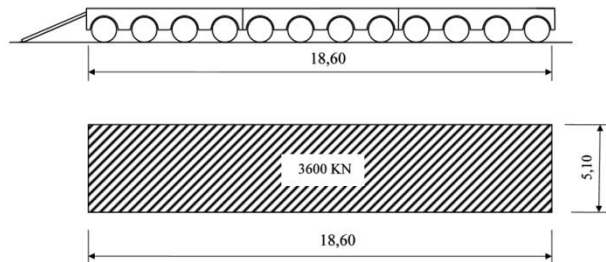


Figure 3-37: Caractéristique d'un convoi E360 [9].

#### III-2-6-4-a-Calcul de l'effort tranchant

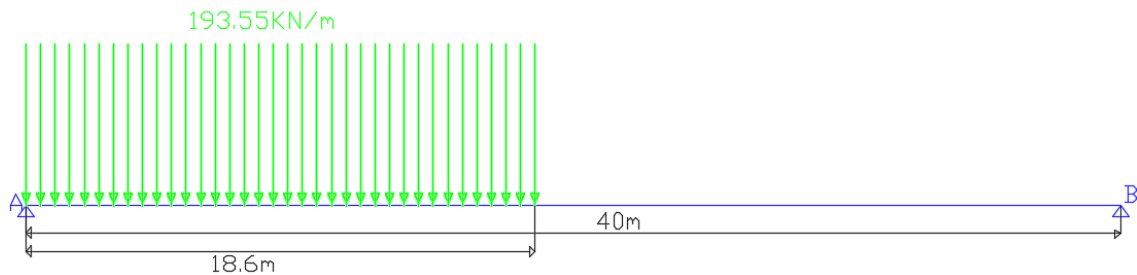


Figure 3-38: Position du convoi E360 pour le calcul de l'effort tranchant.

Nous avons en  $x=0$

$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow R_B \times 40 = 33480 \rightarrow R_B = 837 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_A = T_{\max} = 2763 \text{ kN}$$

#### III-2-6-4-b-Calcul du moment fléchissant

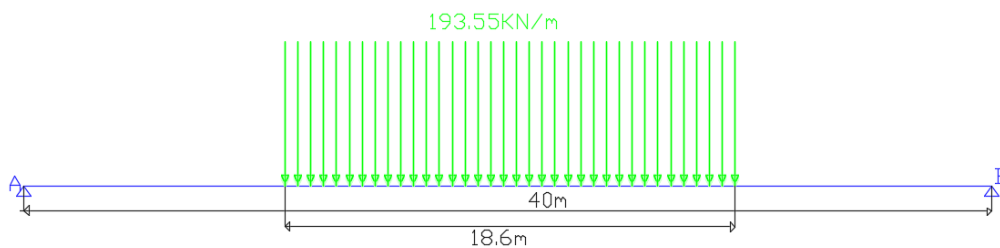


Figure 3-39: Position du convoi E360 pour le calcul du moment fléchissant.

Nous avons en  $x=20\text{m}$  :

$$R_A = R_B = 1800 \text{ kN}$$

$$M_{\max 1} = R_A \times 20 - 1800 \times \left(\frac{18,6}{4}\right) = 27630 \text{ kN}$$

## IV-Conclusion (Récapitulatif des efforts calculés)

Les résultats obtenus au cours de ce chapitre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-7: Récapitulatif des efforts calculés en fonction du nombre de voies chargées.

Charges et surcharges		Effort tranchantMax (kN)	Moment fléchissantMax (kN.m)
Charges permanentes		5895,064	58950,64
<b>Système de Charge A</b>	4 voies chargées	1937,382	19373,82
<b>Système de charge B</b>	B <sub>c</sub> 4 files	1698,64	15362,50
	B <sub>t</sub> 2 tandems	794,68	7812,92
	B <sub>r</sub>	104,6	2091,8
<b>Charges militaires</b>	Mc80	758,858	7120,60
	Mc120	1110,415	10751,62
	Me80	453,337	4448,374
	Me120	679,343	6640,577
<b>Convois exceptionnels</b>	D240	1842	18420
	E360	2763	27630

Nous pouvons passer à l'étude de la superstructure, dans le chapitre qui suit.

# Chapitre 4

# Étude de la

# Superstructure

## I-Introduction

La superstructure est la partie aérienne d'une structure [2], en d'autres termes c'est la partie structurelle qui se tient sur des colonnes (des piliers) ou sur d'autres éléments de soutien [11]. Dans notre cas la superstructure se résume aux poutres surmontées de l'hourdis (le tablier).

## II-Répartition transversale des efforts

Les sollicitations longitudinales ont été calculées dans le chapitre précédent en assimilant notre superstructure à un élément barre; mais cela n'étant pas suffisant pour la connaissance des sections les plus sollicitées transversalement, nous procédons à une répartition transversale de ces efforts horizontaux.

### II-1-Méthodes de calcul

- **1<sup>ère</sup> cas:** Poutres sans entretoise → section déformable (fonctionnement différent des méthodes classiques de la RDM pour les poutres).
- **2<sup>ème</sup> cas:** Entretoises → rigidité → section indéformable.

Tableau 4-1: Méthode de calcul à retenir.

Section	Déformable	Indéformable
Méthode de COURBON	NON	OUI
Méthode de GUYON-MASSONNET	OUI	OUI

Nous nous situons dans le premier cas, lorsque la rigidité torsionnelle des éléments d'un pont ne peut être négligée, la section transversale du pont est considérée comme étant déformable, donc on utilise la méthode de Guyon-Massonnet (développée originalement par Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet en 1954).

#### II-1-1-Hypothèse & Principe

Lorsque la rigidité de l'entretoise est supérieure ou égale à 0,3 nous devons tenir compte de la valeur exacte de cette dernière. La méthode de Guyon-Massonnet est d'autant plus appréciée lorsqu'il s'agit de pont à poutres multiples où nous tenons compte de l'effet de la résistance du pont à la torsion.

La méthode de calcul consiste à substituer au pont réel un pont à structure continue de même rigidité moyenne à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel, analysable rigoureusement par le calcul différentiel, et de manière approchée l'effet de la répartition transversale des charges.

#### II-1-2-Calcul du paramètre d'entretoisement $\theta$

Le paramètre d'entretoisement est donné par la formule suivante:

$$\theta = \frac{b^4}{L} \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Où :

- $\rho_P = \frac{E \times I_P}{b_0}$  ..... Rigidité flexionnelle par unité de longueur des poutres; avec  $b_0 = 1,7m$
- $\rho_E = \frac{E \times I_E}{l_0}$  ..... Rigidité flexionnelle par unité de longueur des entretoises; avec  $l_0 = 1m$
- $I_P$  ..... Inertie moyenne de la poutre
- $I_E$  ..... Inertie moyenne de l'entretoise
- $2b$  ..... Largeur active pour Guyon Massonnet
- $L$  ..... Longueur de la poutre
- $E$  ..... Module de Young

Nous obtenons:

$$\theta = 0,62$$

### II-1-3-Calcul du paramètre de torsion $\alpha$

Le paramètre de torsion est donné par:

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \sqrt{\rho_P \rho_E}}$$

Avec:

- $\gamma_P = \frac{G \times \Gamma_P}{b_0}$  ..... Rigidité torsionnelle par unité de longueur des poutres; avec  $b_0=1,7m$
- $\gamma_E = \frac{G \times \Gamma_E}{l_0}$  ..... Rigidité torsionnelle par unité de longueur des entretoises; avec  $l_0=1m$
- $\Gamma_P$  ..... Inertie de torsion de la poutre
- $\Gamma_E$  ..... Inertie de torsion de l'entretoise
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  ..... module de torsion avec  $\nu$ , coefficient de poisson

Nous obtenons:

$$\alpha = 0,2$$

Par ces deux paramètre adimensionnels ( $\alpha = 0,2$  ;  $\theta = 0,62$ ), le comportement de la structure est complètement définie.

### II-1-4-Abscisses des fibres étudiées

Les abscisses sont comptées à partir de l'axe de la poutraison, cinq fibres théoriques sont définies dans la méthode de Guyon-Massonnet avec les excentricités: ( $e=0$ ;  $e=b/4$ ;  $e=b/2$ ;  $e=3b/4$ ;  $e=b$ )  
 Puis on place les différentes sections dans leurs positions actives:

Tableau 4-2: Position des axes actifs et des poutres.

Poutres	Positions/axe(e=0) (m)	Positions actives
I	0.85	b/8
II	2.55	3b/8
III	4.25	5b/8
IV	5.95	7b/8



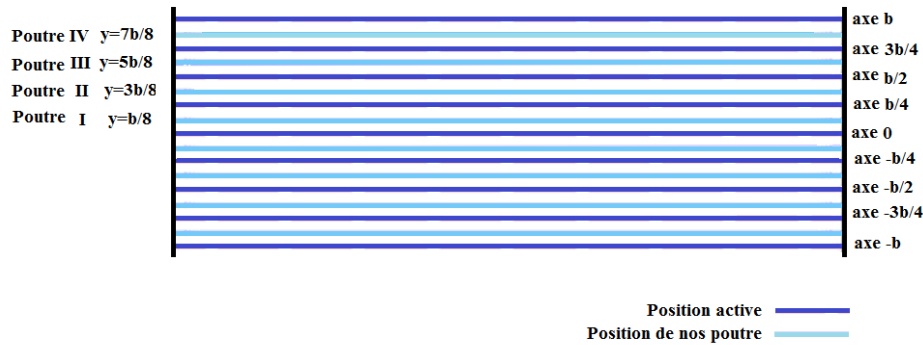


Figure 4-1: Positions des axes actifs et des poutres.

## II-2-Répartition transversale des moments fléchissant

### II-2-1-Coefficient de Répartition Transversal "K" (CRT)

K est un coefficient déterminé par les tableaux de Guyon Massonnet, il dépend de:

- La valeur du paramètre de torsion  $\alpha$
- La valeur du paramètre d'entretoisement  $\theta$
- L'excentricité de la charge  $e$
- L'ordonnée de la poutre considérée

Nous avons pour:

$$\begin{aligned}\alpha = 0 &\rightarrow K_0 \\ \alpha = 1 &\rightarrow K_1\end{aligned}$$

Pour  $\alpha$  quelconque (dans notre cas  $\alpha=0,2$ ), l'interpolation n'est pas linéaire. Elle est donnée par les relations de **Sattler** [12];

$$\begin{aligned}\theta = 0,62 &\rightarrow 0,1 \leq \theta \leq 1 \rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha(1 - e^{\theta_0}) \\ \text{avec: } \theta_0 &= \frac{0,065 - \theta}{0,663}\end{aligned}$$

$K_1$  et  $K_0$  sont donnés par les tables de Guyon-Massonnet en fonction de  $\theta$ , de  $e$  et de  $y$ .

On procède à une interpolation linéaire par rapport à  $\theta$  entre les valeurs de  $y$  données dans les tableaux de Guyon-Massonnet.

Nous avons:  $\theta = 0,62 \rightarrow 0,60 \leq \theta \leq 0,65$

Les valeurs des coefficients  $K_0$  et  $K_1$  pour les deux valeurs  $\theta=0,60$  et  $\theta=0,65$  en fonction de l'excentricité  $e$  et l'ordonnée  $y$ , sont données par les tableaux de Guyon Massonnet.

Tableau 4-3: Les valeurs du coefficient  $K_{0,2}$  pour  $\theta=0,62$

$\frac{e}{y}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,471948	0,749744	1,028012	1,270928	1,385464	1,270928	1,028012	0,749744	0,471996
b/4	0,093	0,380064	0,67966	0,988468	1,270928	1,437716	1,392252	1,237148	1,059436
b/2	-0,1481	0,102876	0,372884	0,67966	1,028012	1,392252	1,699404	1,835128	1,91456
3b/4	-0,315224	-0,117816	0,102876	0,380064	0,749744	1,237148	1,835128	2,474992	3,054496
b	-0,45544	-0,322424	-0,1481	0,093	0,471948	1,059436	1,91456	3,054496	4,406352

Tableau 4-4: Les valeurs du coefficient  $K_{0,2}$  ( $\theta=0,62$ ) pour les poutres

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
POUTRE I	0,282474	0,564904	0,853836	1,129698	1,328196	1,354322	1,210132	0,993446	0,765716
POUTRE II	-0,02755	0,24147	0,526272	0,834064	1,14947	1,414984	1,545828	1,536138	1,486998
POUTRE III	-0,231662	-0,00747	0,23788	0,529862	0,888878	1,3147	1,767266	2,15506	2,484528
POUTRE IV	-0,385332	-0,22012	-0,022612	0,236532	0,610846	1,148292	1,874844	2,764744	3,730424

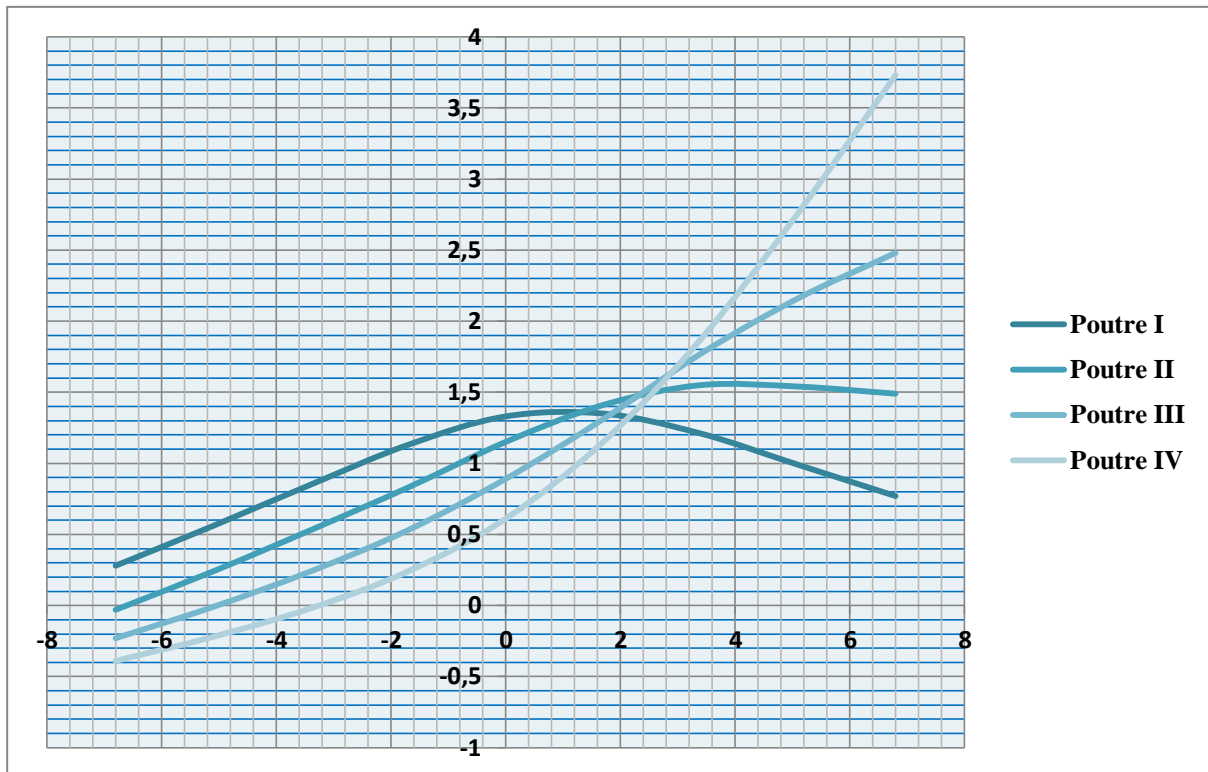


Figure 4-2: Lignes d'influence de K pour les poutres I, II, III, IV.

## II-2-2-Répartition des moments fléchissant

Tableau 4-5: Valeurs des Moments à L/2  
(Moments max pour chaque poutre, pour chaque chargement)

Charges et surcharges		Moment fléchissant Max/poutre (KN.m)	Poutre I		Poutre II		Poutre III		Poutre IV	
			K	M (kN.m)	K	M (kN.m)	K	M (kN.m)	K	M (kN.m)
Charges permanentes		7368,83	1	7368,83	1	7368,83	1	7368,83	1	7368,83
Système de Charge AL	4 voies chargées	2421,7275	1.05	2542,81	1.03	2494,38	1	2421,73	0,93	2252,21
Système de charge B	B <sub>e</sub> 4 files	1920,3125	1.14	2189,16	1.2	2304,38	1,24	2381,19	1,25	2400,39
	B <sub>i</sub> 2 tandems	976,615	1.26	1230,53	1.47	1435,63	1,76	1718,84	2,01	1963
	B <sub>r</sub>	130,74	1.35	176,49	1.55	202,645	2,33	304,62	3,27	427,51
Charges militaires	Mc120	1343,9525	1.27	1706,82	1.49	2002,49	1,84	2472,87	2,175	2923,10
Convois exceptionnels	D240	2302,5	1.36	3131,4	1.54	3545,85	1,99	4581,98	2,4	5526

## II-3-Répartition transversale des efforts tranchants

### II-3-1-Coefficient de Répartition Transversale $\varepsilon$

$\varepsilon$  est un coefficient déterminé à partir des tableaux de Guyon Massonnet, il dépend de:

- La valeur du paramètre de torsion  $\alpha$ ;
- La valeur du paramètre d'entretroisement  $\theta$ ;
- L'excentricité de la charge  $e$ ;
- L'ordonnée de la poutre considérée;

Pour:

$$\alpha = 0 \rightarrow \varepsilon_0$$

$$\alpha = 1 \rightarrow \varepsilon_1 \text{ et } \varepsilon'_\alpha$$

Pour  $\alpha$  quelconque (dans notre cas  $\alpha=0,2$ ), l'interpolation n'est pas linéaire. Elle est donnée par les relations suivantes ;

$$\text{En section sur appui: } \varepsilon'_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon_0) \times \alpha$$

$$\text{En section courante: } \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \alpha \text{ si } |Y| + |e| \leq \frac{3b}{4}$$

$$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \sqrt{\alpha} \text{ si } |Y| + |e| > \frac{3b}{4}$$

Avec:  $\varepsilon_1$  et  $\varepsilon_0$  donnés par les tables de Guyon Massonnet en fonction de  $\theta$ ,  $e$  et  $y$ .

On procède à une interpolation linéaire par rapport à  $\theta$  entre les valeurs de  $y$  données dans les tableaux de Guyon-Massonnet.

Nous avons:

$$\theta = 0,62 \rightarrow 0,60 \leq \theta \leq 0,70$$

Les valeurs des coefficients  $\varepsilon_0$  et  $\varepsilon_1$  pour les deux valeurs  $\theta=0,60$  et  $\theta=0,70$  en fonction de l'excentricité  $e$  et l'ordonnée  $y$ , sont donnés par les tableaux de Guyon Massonnet.

Tableau 4-6: Les valeurs du coefficient  $\varepsilon'_{0,2}$  pour  $\theta=0,62$  (section sur appui)

$\frac{e}{y}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,035543	0,095278	0,157766	0,222779	0,286319	0,222787	0,157766	0,095278	0,035575
b/4	-0,02726	0,029449	0,089466	0,154268	0,22366	0,294071	0,240983	0,187858	0,138953
b/2	-0,54645	-0,01731	0,033657	0,092131	0,16168	0,243811	0,336133	0,313123	0,298129
3b/4	-0,09074	-0,05357	-0,01298	0,037478	0,105816	0,199493	0,322612	0,472451	0,516756
b	-0,10978	-0,08363	-0,05321	-0,00975	0,059215	0,14975	0,327351	0,540288	0,797166

Tableau 4-7: Les valeurs du coefficient  $\varepsilon'_{0,2}$  pour  $\theta=0,62$  pour les poutres (section sur appui)

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
<b>POUTRE I</b>	0,00414386	0,06236324	0,12361628	0,188523	0,25498934	0,25842854	0,199375	0,141568	0,087264
<b>POUTRE II</b>	-0,28685474	0,00607	0,06156172	0,1232	0,1926701	0,26894092	0,288558	0,25049	0,218541
<b>POUTRE III</b>	-0,31859544	-0,0354414	0,01034058	0,064805	0,13374808	0,22165208	0,329373	0,392787	0,407442
<b>POUTRE IV</b>	-0,10025856	-0,0686014	-0,0330929	0,013866	0,08251534	0,17462131	0,324982	0,506369	0,656961

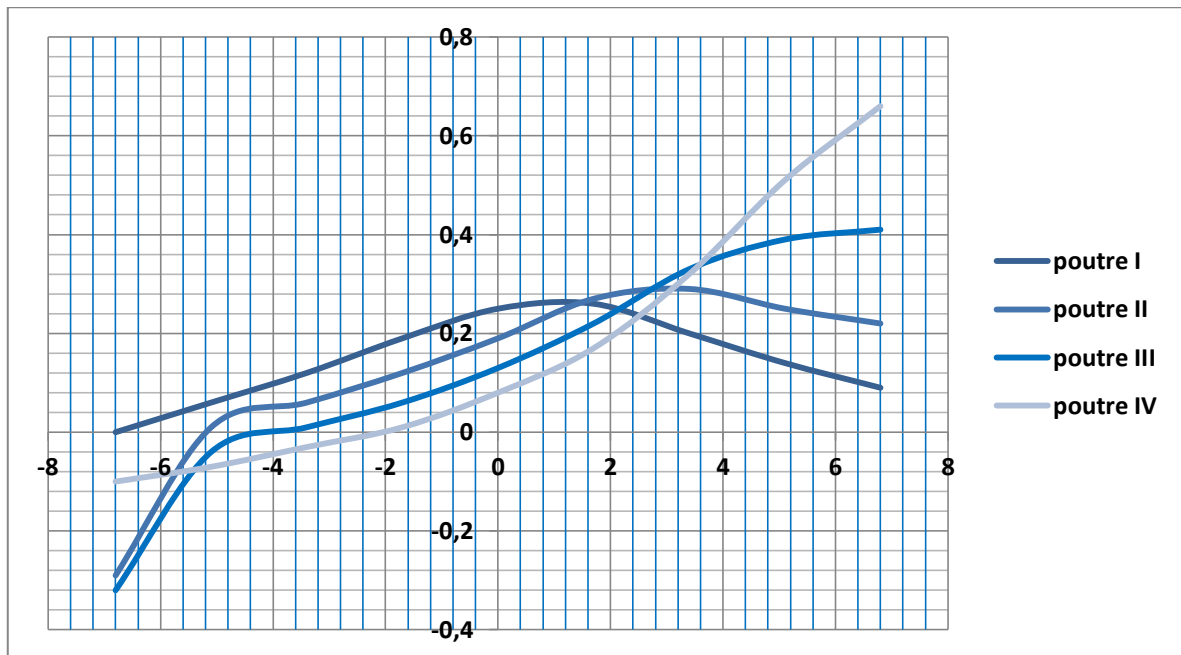


Figure 4-3: Lignes d'influence de  $\varepsilon'$  pour les poutres I, II, III, IV

## II-3-2-Répartition des efforts tranchants

Tableau 4-8: Efforts tranchants en  $x=0$   
(Efforts max de chaque poutre pour chaque chargement)

Charges et surcharges		Effort tranchant Max	Poutre I		Poutre II		Poutre III		Poutre VI	
			$\varepsilon$	T (kN)	$\varepsilon$	T (kN)	$\varepsilon$	T (kN)	$\varepsilon$	T (kN)
Charges permanentes		736,883	1	736,883	1	736,883	1	736,883	1	736,883
Système de Charge AL	4 voies chargées	1937.382	0.17	329.35	0.17	329.35	0.153	296.52	0.147	284.79
Système de charge B	$B_e$ 4 files	1698.64	0.193	327.83	0.203	344.82	0.205	348.22	0.196	332.93
	$B_i$ 2 tandems	794.68	0.225	178.8	0.255	202.64	0.308	244.76	0.313	248.73
	$B_r$	104.6	0.26	27.2	0.29	30.33	0.4	41.84	0.51	53.346
Charges militaires	Mc120	1110.415	0.23	255.4	0.255	283.16	0.325	360.88	0.4	444.17
Convois exceptionnels	D240	1842	0.244	449.448	0.275	506.55	0.36	663.12	0.384	707.33

## II-4-Combinaison de charges (selon le RCPR [9])

Tableau 4-9: Efforts tranchants max sous combinaison de charge (kN)

		Poutre I	Poutre II	Poutre III	Poutre IV
ELS	G+1.2A(L)	786,29	786,29	781,35	779,6
	G+1.2Bc	786,06	788,61	789,12	786,82
	G+Mc120	768,81	772,28	782	792,4
	G+D240	793,06	800,2	819,77	825,3
ELU	1.35G+1.6A(L)	1060,66	1060,66	1054,08	1051,75
	1.35G+1.6Bc	1060,36	1063,76	1064,44	1061,38
	1.35G+1.35Mc120	1037,9	1042,57	1055,7	1069,75
	1.35G+1.35D240	1070,64	1080,27	1106,7	1114,15

Tableau 4-10: Moments max sous combinaison de charge (kN.m)

		Poutre I	Poutre II	Poutre III	Poutre IV
ELS	G+1.2A(L)	10420,202	10362,086	10274,906	10071,482
	G+1.2Bc	9995,822	10134,086	10226,258	10249,298
	G+Mc120	9075,65	9371,32	9841,7	10292
	G+D240	10500,23	10914,68	11950,81	12894,83
ELU	1.35G+1.6A(L)	14016,416	13938,93	13822,689	13551,456
	1.35G+1.6Bc	13450,576	13634,93	13757,824	13788,544
	1.35G+1.35Mc120	12252,127	12651,282	13286,295	13894,106
	1.35G+1.35D240	14175,31	14734,82	16133,594	17408,02

Nous retenons:

À l'ELS :

- Moment max en  $x=L/2 \rightarrow G+D240 \rightarrow 12894,83$  kN.m
- Effort tranchant en  $x=0 \rightarrow G+D240 \rightarrow 1444.213$  kN

**À l'E.L.U :**

- Moment max en  $x=L/2 \rightarrow 1,35 (G+D240) \rightarrow 17408,02 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant en  $x=0 \rightarrow 1,35 (G+D240) \rightarrow 1949,69 \text{ kN}$

**Conclusion**

Étant donné la bonne répartition des efforts entre les poutres, nous n'aurons pas besoins d'entretoises puisque l'hourdis assure parfaitement cette fonction.

## III-Etude de la Précontrainte des poutres

### III-1-Principe du béton précontraint

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais résiste peu, et aléatoirement à la traction. Il est donc intéressant de construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans des zones où les charges extérieures développent des tractions de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas fissurer) et donc résistant à tout cas de charge. L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontrainte (ou la précontrainte).

**Le remède ne doit pas péché par excès:** la compression totale du béton doit rester inférieure à une valeur raisonnable de façon à éviter tout risque de fissuration longitudinale des éléments précontraints par excès de compression (alors que les tractions y développent généralement des fissures transversales)

On distingue deux modes de précontraintes:

- Précontrainte par post-tension.
- Précontrainte par pré-tension.

Pour notre ouvrage il sera question de post tension.

### III-2-Précontrainte par Post-tension

La technique de post-tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre le câble de précontrainte. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, la précontrainte est enfilée et tendue, l'élément en béton est donc coulé au préalable, avec des réservations pour l'exécution de la mise en tension.

La post-tension permet de mettre en œuvre des forces de précontrainte beaucoup plus importantes que la pré-tension, puisque la résistance du banc de préfabrication n'est plus un facteur limitant.

La précontrainte est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis). Les câbles couramment utilisés sont constitués de torons T13 ou T15 super (93 mm<sup>2</sup> et 150 mm<sup>2</sup> de section) de toutes nuances (1770 ou 1860 MPa). Les armatures sont principalement caractérisées par leur contrainte à la rupture " $f_{prg}$ " et par leur contrainte limite conventionnelle d'élasticité à 0,1% " $f_{peg}$ ". Les câbles sont mis en place dans des conduits métalliques en feuillard. Pour la post-contrainte, le transfert des efforts des câbles vers le béton se fait au niveau des ancrages des câbles. L'effort important qui y transite demande un dimensionnement et une fabrication soignée. Le système actuellement utilisé par l'entreprise de réalisation (E.N.G.O.A) est "**Le système Freyssinet**".

### III-2-1-Les phases de montage de la précontrainte

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- Pose de gaines;
- Montage des ancrages;
- Mise en place des torons (Par tirage, par enfilage);
- Pré blocage des ancrages fixés;
- Bétonnage;
- Mise en tension des câbles;
- Coupe des sur-longueurs;
- Injection;
- Cachetage des ancrages.

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe, le vérin prend appui sur la "plaque d'about". Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte, pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble. Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment dans le but d'assurer l'adhérence entre l'acier et le béton, de même que la protection de l'acier contre la corrosion, l'injection est effectué soit au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages, soit de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

### III-2-2-Caractéristiques des matériaux

#### III-2-2-1-Béton

- **La résistance en compression**.....à 28 jours est de  $f_{c28} = 35\text{MPa}$
- **La résistance en traction**.....à 28 jours est de  $f_{t28} = 0,6+0,06f_{c28} = 2,7\text{MPa}$
- **Contraintes admissibles**.....En compression  $0,6f_{c28} = 21\text{MPa}$   
En traction  $-1,5f_{t28} = -4,05\text{MPa}$

#### III-2-2-2-Aciers actifs 12T15

- **La contrainte maximale de rupture garantie**..... $f_{prg} = 1770\text{ MPa}$
- **La contrainte limite conventionnelle d'élasticité**..... $f_{peg} = 1600\text{ MPa}$
- **Aire de la section d'un câble**..... $A_p = 1668\text{ mm}^2$

### III-2-3- Caractéristiques géométriques des sections de poutre

La géométrie des poutres est élaborée de manière à obtenir de bonnes caractéristiques mécaniques, les poutres comportent une table de compression (constituant la fibre supérieure) et un large talon (fibre inférieure), reliés entre eux par une âme de faible épaisseur variable.

#### III-2-3-1- Caractéristiques géométrique sans hourdis

##### III-2-3-1-a- Section courante (mis-travée)

- Aire de la section:  $B=7680 \text{ cm}^2$
- Centre de gravité par rapport à l'axe centrale:

$$X_G = 0,0000 \text{ cm}$$

$$Y_G = 2,776 \text{ cm}$$

- Distance du centre de gravité par rapport aux fibres extrêmes:

$$V = 97,2240 \text{ cm}$$

$$V' = 102,7760 \text{ cm}$$

- Périmètre:  $P= 674,78 \text{ cm}$

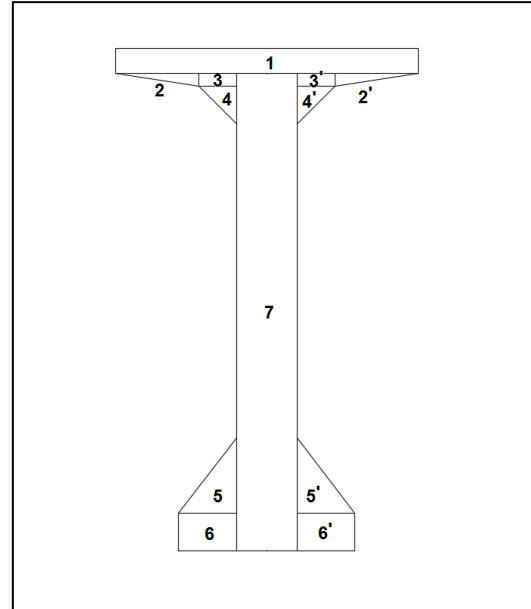


Figure 4-4: Sectorisation de la section à mis travée.

Tableau 4-11: Caractéristiques géométriques sectorielles de la section courante sans hourdis.

Désignation	b (cm)	h (cm)	$B_i \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (cm)}$	$S_{/(\Delta)} \text{ (cm}^3\text{)}$	$B_i \times Y_i^2 \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_{G0} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{/\Delta} \text{ (cm}^4\text{)}$
1	120	10	1200	195	234 000	$4\,563 \times 10^4$	10 000	$4564 \times 10^4$
2	33	5	82,5	188,3	15 534,75	2 925 193,425	114,5833	2 925 308
2'	33	5	82,5	188,3	15 534,75	2 925 193,425	114,5833	2 925 308
3	15	5	75	187,5	14 062,5	2 636 718,75	156,25	2 636 875
3'	15	5	75	187,5	14 062,5	2 636 718,75	156,25	2 636 875
4	15	15	112,5	180	20 250	$3\,645 \times 10^3$	1 406,25	3 646 406,25
4'	15	15	112,5	180	20 250	$3\,645 \times 10^3$	1 406,25	3 646 406,25
5	23	30	345	25	8 625	215 625	17 250	232 875
5'	23	30	345	25	8 625	215 625	17 250	232 875
6	23	15	345	7,5	2 587,5	19 406,25	6 468,75	25 875
6'	23	15	345	7,5	2 587,5	19 406,25	6 468,75	25 875
7	24	190	4 560	95	433 200	$41\,154 \times 10^3$	$13\,718 \times 10^3$	54 872 000
Somme	-	-	7680	-	789 319,5	-	-	119 446 678



Tableau 4-12: Caractéristiques géométriques de la section courante sans hourdis.

$B_{Brute}$ (cm <sup>2</sup> )	$B_{net}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_{Brute}$ (cm <sup>3</sup> )	$S_{net}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_{brute}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{net}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{GBrute}$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho$ (%)
7680	7296	789 319,5	749 853,525	119 446 678	107 502 010,2	38 323 577,07	52,56

III-2-3-1-b-Section intermédiaire

- Aire de la section:  $B=8987,64 \text{ cm}^2$
- Centre de gravité par rapport à l'axe centrale:

$$X_G = 0,0000 \text{ cm}$$

$$Y_G = 3,4060 \text{ cm}$$

- Distance du centre de gravité par rapport aux fibres extrêmes:

$$V = 96,593 \text{ cm}$$

$$V' = 103,406 \text{ cm}$$

- Périmètre:  $P= 667,2500\text{cm}$

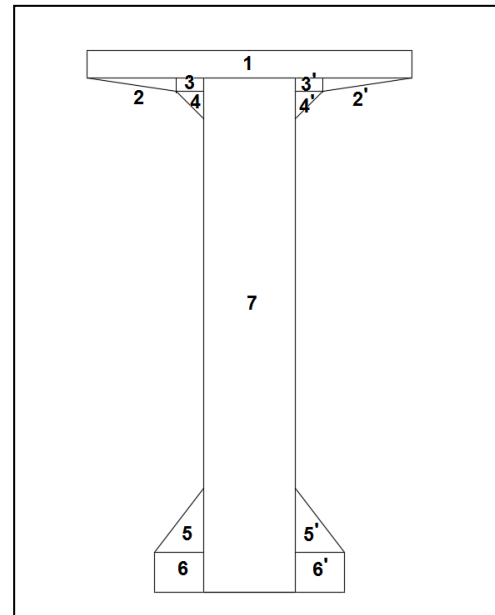


Figure 4-5: Sectorisation de la section intermédiaire.

Tableau 4-13: Caractéristiques géométriques sectorielles de la section intermédiaire sans hourdis.

Désignation	b (cm)	h (cm)	$A_i$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_i$ (cm)	$S_{(i)}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_i \times Y_i^2$ (cm <sup>3</sup> )	$I_{G0}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{\Delta}$ (cm <sup>4</sup> )
1	120	10	1 200	195	234 000	45 630 000	10 000	45 640 000
2	33	5	82,5	188,3	15 534,75	2 925 193,425	114,5833	2 925 308
2'	33	5	82,5	188,3	15 534,75	2 925 193,425	114,5833	2 925 308
3	10	5	50	187,5	9 375	1 757 812,5	104,166	1 757 916,66
3'	10	5	50	187,5	9 375	1 757 812,5	104,166	1 757 916,66
4	10	10	50	181,626	9 081,3	1 649 400,194	277,77	1 649 477,964
4'	10	10	50	181,626	9 081,3	1 649 400,194	277,77	1 649 677,964
5	18	23,48	211,32	22,8	4 818,096	109 852,588	6 472,384	116 324,9728
5'	18	23,48	211,32	22,8	4 818,096	109 852,588	6 472,384	116 324,9728
6	18	15	270	7,5	2 025	15 187,5	5 062,5	20 250
6'	18	15	270	7,5	2 025	15 187,5	5 062,5	20 250
7	34	190	6 460	95	613 700	58 301 500	19 433 833,33	77 735 333,33
Somme	-	-	8987,64	-	929 368,292	-	-	136 314 288,5

Tableau 4-14: Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis.

$B_{Brute}$ (cm <sup>2</sup> )	$B_{net}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_{Brute}$ (cm <sup>3</sup> )	$S_{net}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_{brute}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{net}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{GBrute}$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho$ (%)
8987,64	8538,258	929 368,292	882 899,877	136 314 288,5	122 682 859,7	40 212 030,9	47,15

III-2-3-1-c-Section d'about

- **Aire de la section:**  $B=14\,594,75\text{ cm}^2$
- **Centre de gravité par rapport à l'axe centrale:**  
 $X_G = 0,0000\text{ cm}$   
 $Y_G = 3,8300\text{ cm}$
- **Distance du centre de gravité par rapport aux fibres extrêmes:**  
 $V = 96,1700\text{ cm}$   
 $V' = 103,8300\text{ cm}$
- **Périmètre:**  $P= 633,0000\text{cm}$

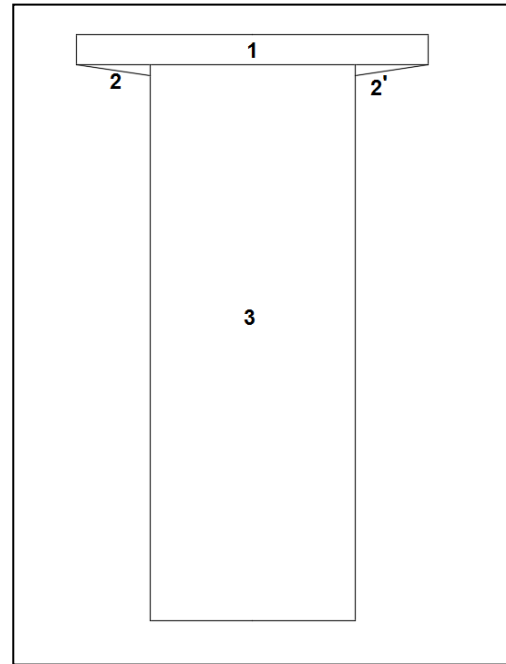


Figure 4-6: Sectorisation de la section d'about.

Tableau 4-15: Caractéristiques géométriques sectorielles de la section intermédiaire sans hourdis.

Désignation	b (cm)	h (cm)	Bi (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>i</sub> (cm)	S/(Δ) (cm <sup>3</sup> )	Ai × Yi <sup>2</sup> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>G0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>A</sub> (cm <sup>4</sup> )
1	120	10	1 200	195	234 000	45 630 000	10 000	45 630 000
2	25	3,79	47,375	188,7	8 939,6625	1 686 914,314	37,8055	1 686 952,12
2'	25	3,79	47,375	188,7	8 939,6625	1 686 914,314	37,8055	1 686 952,12
3	70	190	13 300	95	1 263 500	120 032 500	40 010 833,33	160 043 333,3
Somme	-	-	14 594,75	-	1 515 379,325	-	-	209 047 237,5

Tableau 4-16: Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis.

B <sub>Brute</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>net</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>Brute</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>net</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>brute</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>net</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>GBrute</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ (%)
14 594,75	13 865,013	1 515 379,325	1 439 610,359	209 047 237,5	188 142 513,8	51705402,19	37,35

III-2-3-2-Caractéristiques géométriques avec hourdis

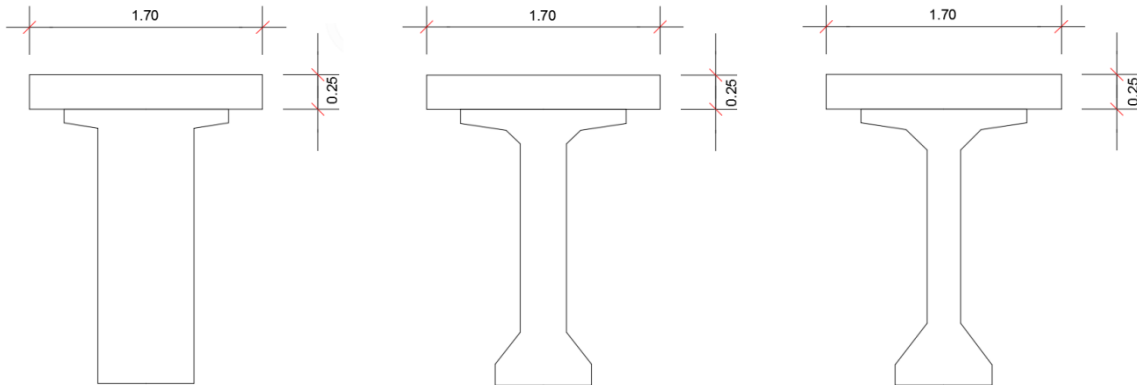


Figure 4-7: Sections de poutre avec hourdis.

Tableau 4-17: Caractéristiques géométriques de l'hourdis et les sections des poutres.

Désignation	b (cm)	h (cm)	$B_i$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_i$ (cm)	$S_{(\Delta)}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_i \times Y_i^2$ (cm <sup>3</sup> )	$I_{G0}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{/\Delta}$ (cm <sup>4</sup> )
Hourdis	170	25	4250	212,5	903 125	191 914 062,5	221 354,1667	192 135 416,7
Section Courante (mis-travée)			7680	102,7760	789 319,5			119 446 678
Section intermédiaire			8987,64	103,4060	929 368,292			136 314 288,5
Section d'about			14 594,75	103,8300	1 515 379,325			209 047 237,5

Tableau 4-18: Caractéristiques géométriques des sections avec hourdis.

Caractéristiques géométriques	Section Courante (mis-travée)	Section intermédiaire	Section d'about
V (cm)	83,1354	86,5695	96,6616
V' (cm)	141,8646	138,4305	128,3384
$B_{Brute}$ (cm <sup>2</sup> )	11 930	13 237,64	18 844,75
$B_{net}$ (cm <sup>2</sup> )	11 333,5	12 575,758	17 902,5125
$S_{Brute}$ (cm <sup>3</sup> )	1 692 444,5	1 832 493,292	2 418 504,325
$S_{net}$ (cm <sup>3</sup> )	1 607 822,275	1 740 868,627	2 297 579,109
$I_{brute}$ (cm <sup>4</sup> )	311 582 094,7	328449705,2	401 182 654,2
$I_{net}$ (cm <sup>4</sup> )	280 423 885,2	295604734,7	361 064 388,8
$I_{GBrute}$ (cm <sup>4</sup> )	71 484 132,69	74 776 742,54	90 795 678,74
$\rho$ (%)	53,48	49,62	40,88

### III-3-Calcul du nombre de câble

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi-travée:

- Section nette..... $B_{net}=11\ 333,5\ \text{cm}^2$
- L'inertie nette de la poutre..... $I_{net}=280\ 423\ 885,2\ \text{cm}^4$
- Hauteur totale..... $h = 2,25\ \text{m}$
- Distance du centre de gravité par rapport à la fibre inférieure..... $V'= S / B = 141,8646\text{cm}$
- Distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure..... $V = h - V' = 83,1354\text{cm}$
- Rendement mécanique de la section..... $\rho = 53,48\%$
- Distances minimales entre le barycentre des câbles et la fibre extrême..... $d'= 0,1h = 0,225\text{m}$

#### N.B

- Le nombre de câble est calculer à l'ELS selon le BPEL et la vérification se fait à l'ELU.
- Les justifications sont faites selon la classe II.
- En situation d'exploitation, la contrainte de traction est limitée à  $f_{tj}$ .
- En situation d'exécution, les contraintes de traction sont partout bornées à  $0,7f_{tj}$ .

#### III-3-1-Dimensionnement [13]

La Précontrainte minimale est donnée par:

$$P_{\min} = \max [PI ; PII]$$

Avec:

$$PI = \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\rho h} + B_{net}\sigma_t$$

$$PII = \frac{\sigma_t \frac{I}{v'} + M_{\max}}{\rho \times v + v' - d'}$$

Où:

- PI est La précontrainte minimale en section sous critique.....  $e_0 = - (c' + \frac{M_{\min}}{P})$
- PII est la précontrainte minimale en section sur critique..... $e_0 = - (v' - d)$
- $\sigma_t$  est la Contrainte de traction du béton en négative..... $\sigma_t = - (0.6 + 0.06f_{c28}) = - 2,7\ \text{MPa}$
- $M_{\max}$  est le moment maximum à ELS..... $M_{\max} = M_G + M_Q = 12,89483\ \text{MN.m}$
- $M_{\min}$  est le moment minimum à ELS..... $M_{\min} = M_G = 7,36883\ \text{MN.m}$

Nous avons:

$$P_I = 1,53 \text{ MN}$$

$$P_{II} = 4,61 \text{ MN}$$

Par conséquent:

$$P_{\min} = \text{Max} (1,53 ; 4,61)$$

$$P_{\min} = 4,61 \text{ MN}$$

Comme  $P_I < P_{II}$  notre section est une section **sur-critique** (le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique  $P_I$  n'est plus suffisant. La précontrainte doit reprendre 100 % des charges permanentes) dont l'excentricité est:

$$e_0 = -(v' - d') = -1,1936 \text{ m}$$

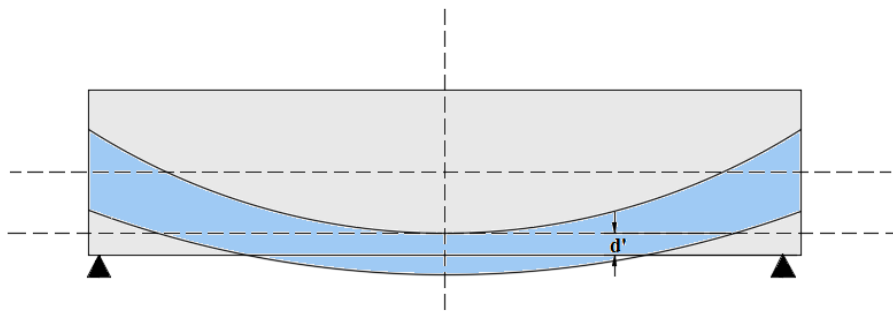


Figure 4-8: Fuseau de passage du câble pour une section sur-critique.

### III-3-2-Détermination du nombre de câbles à mi- travée

Les câbles utilisés sont des câbles 12T15 standard ayant les caractéristiques suivantes:

- La section de 12T15.....1668 mm<sup>2</sup>
- Le diamètre du toron.....15,2 mm
- Diamètre des gaines..... $\varnothing = 80\text{mm}$
- Contrainte limite de rupture garantie..... $f_{\text{prg}} = 1770 \text{ MPa}$
- Contrainte limite d'élasticité garantie..... $f_{\text{peg}} = 1600 \text{ MPa}$
- Coefficient de frottement angulaire..... $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$
- Coefficient de frottement linéaire..... $\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
- Recul d'ancrage..... $g = 6\text{mm}$
- Relaxation à 1000 heures..... $\rho_{1000} = 2,5\%$  **Très Basse Relaxation(TBR)**
- Module d'élasticité de l'acier de précontrainte..... $E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$
- Contrainte à l'origine..... $\sigma_{p0} = 0,8 \times f_{\text{prg}} = 1416 \text{ MPa}$   
(Cas de poste tension(BPEL))

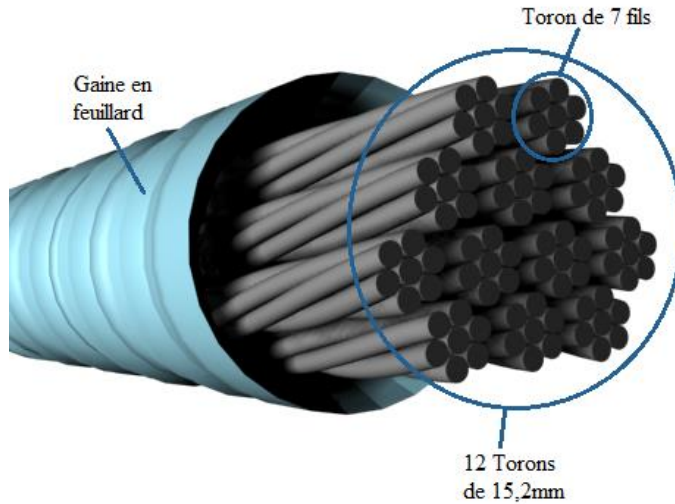


Figure 4-9: Modélisation en 3D d'un Câble T15 (Autodesk 3dsMax).

La force exercée sur un seul câble  $P_0$  est comme suit:

$$P_0 = \min [ (0,8 \times f_{prg} \times A_p); (0,9 \times f_{peg} \times A_p)]$$

Avec:  $A_p = 139 \times 12 = 1668 \text{mm}^2$

$$P_0 = \min [(0,8 \times 1770 \times 1668 \times 10^{-6}); (0,9 \times 1600 \times 1668 \times 10^{-6})]$$

$$P_0 = \min [2,36 ; 2,40]$$

Donc:

$$P_0 = 2,36 \text{ MN}$$

En estimant les pertes de précontrainte à 25% de  $P_0$  on aura :

$$P \leq 0,75 \times n \times P_0$$

$$2,60 \leq \frac{P}{0,75 \times P_0} \leq n$$

Nous avons :

$$n=3$$

### III-3-3-Détermination du nombre de câbles à l'about

Nous prendrons en considération les caractéristiques de la poutre seule à mis-travée (sans hourdis):

- $B_{net} = \dots\dots\dots 0,7296 \text{ m}^2$
- $I_{nette} = \dots\dots\dots 1,075 \text{ m}^4$
- $V' = \dots\dots\dots 1,027760 \text{ m}$
- $V = \dots\dots\dots 0,972240 \text{ m}$
- $f_{c28} = \dots\dots\dots 35 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = \dots\dots\dots - 2,7 \text{ MPa}$
- $M_G = \dots\dots\dots 7,36883 \text{ MN.m}$
- $e_0 = \dots\dots\dots -(V' - d') = -0,80276 \text{ m}$

Sachant que la contrainte au niveau de la fibre supérieure est égale à:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_{\text{net}}} + \frac{V}{I_{\text{net}}}(M_G - M_P) \geq -1,5f_{tj}$$

On en tire l'équation:

$$\sigma_{\text{sup}} = 0,65 P + 6,66 \geq -4,05 \text{ MPa}$$

Et sachant aussi que la contrainte au niveau de la fibre inférieure est égale à:

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_{\text{net}}} - \frac{V'}{I_{\text{net}}}(M_G - M_P) \leq 0,6f_{cj}$$

On trouve que:

$$\sigma_{\text{inf}} = 2,1380 P - 7,0450 \leq 21 \text{ MPa}$$

Nous avons:

$$0,75 \times n \times P_0 \leq 13,1174 \text{ MPa}$$

D'où:

$$n \leq 7,41$$

Nous optons pour la conservation des trois câbles au niveau de l'about.

### III-3-4-Tracé des câbles

#### III-3-4-1-Disposition constructive des câbles

##### III-3-4-1-a-Position des câbles à l'about

Nous prenons un espacement de 50cm entre deux câbles successifs (afin de laisser assez d'espace aux organes d'ancrage), et on détermine a et b (figure 4,) de telle sorte que le point d'application de la résultante des forces de précontrainte sortant sur la face d'about coïncide avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'about).

$$\sum M_{\text{Fibre inférieure}} = 0$$

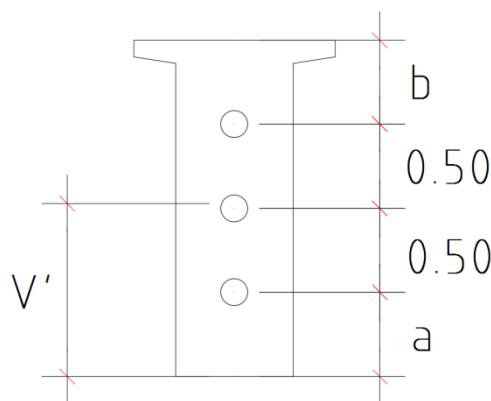


Figure 4-10:Positionnement des câbles à l'about.

Donc :

$$(P_1+P_2+P_3) V' = P_1 \times a + P_2 \times (50 + a) + P_3 \times (100 + a)$$

Avec :  $D = 50 \text{ cm}$  ;  $P_1 = P_2 = P_3 = P_c$  ;  $V' = 102,776 \text{ cm}$ ,

On aura:

$$3 \times P_c \times V' = 3 \times P_c \times a + P_c \times 150$$

D'où:

$$a = V' - 50 = 52,776 \text{ cm}$$

$$b = 47,224 \text{ cm}$$

### III-3-4-1-b-Position des câbles à mi travée

La distance entre deux câbles est fixée selon les recommandations du BPEL qui dans notre cas est égale ou supérieure au diamètre de gaine, nous prenons l'espacement égale à 8cm, le diamètre de la gaine étant  $\Phi = 8 \text{ cm}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} d_{1-2} = \Phi + \Phi = 16,00 \text{ cm} \\ d_3 = d' + 2\Phi = 30,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

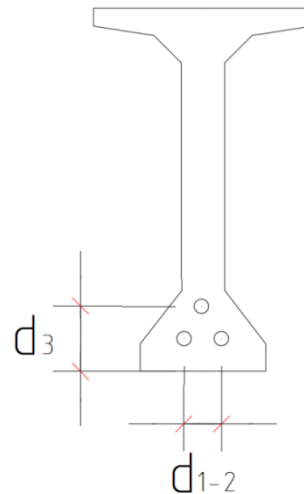


figure 4-11: Position des câbles à mi travée.

### III-3-4-2-Fonctions de Tracé des câbles

Pour la trajectoire des câbles nous admettons les hypothèses suivantes:

- La précontrainte  $P(x)$  est constante sur le tronçon considéré  $P(x) = P_0 = \text{constante}$ .
- L'inclinaison  $\alpha(x)$  des câbles de précontrainte par rapport à l'axe  $x$  parallèle à l'axe longitudinal est faible.
- Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont:

$$\begin{aligned} y &= Ax^2 + Bx + C \\ y' &= 2Ax + B \\ y'' &= 2A \\ Y' &= \text{tg } \theta \end{aligned}$$



Tableau 4-19: Calcul des fonctions de tracés des câbles de précontrainte.

Câble 1		Câble 2		Câble 3	
$y = Ax^2 + Bx + C$		$y = Ax^2 + Bx + C$		$y = Ax^2 + Bx + C$	
$x=0$	$y=C=0,145$ $y' = \text{tg } \theta = 2Ax+B = 0$ $B=0$	$x=0m$	$y=C=0,145$ $y' = \text{tg } \theta = 2Ax+B = 0$ $B=0$	$x=0m$	$y=C=0,305$ $y' = \text{tg } \theta = 2Ax+B = 0$ $B=0$
$x=20$ $y=0,53$	$A=(y-c)/20^2 = 0,0009625$ $\text{tg } \theta = 0,0385$	$x=20m$ $y=1,03$	$A=(y-c)/20^2 = 0,0022125$ $\text{tg } \theta = 0,0885$	$x=20m$ $y=1,53$	$A=(y-c)/20^2 = 0,0030625$ $\text{tg } \theta = 0,1225$
Equation du câble 1	$0,0009625x^2+0,145$	Equation du câble 2	$0,0022125x^2+0,145$	Equation du câble 3	$0,0030625x^2+0,305$

L'Allure des câbles au niveau de points distincts est résumée dans les tableaux suivants:

Tableau 4-20: Positions du Câble 1.

X	0	1,25	2,5	5	10	20
X=20-x	20	18,75	17,5	15	10	0
Y=y	0,145	0,14650	0,14885	0,17	0,24125	0,53
tg $\theta$	0	0,00240625	0,0048125	0,009625	0,01925	0,0385
$\theta(^{\circ})$	0	0,1378	0,2757	0,5514	1,1028	2,2048
$\theta(\text{rad})$	0	0,002399	0,0048	0,009625	0,01925	0,03848

Tableau 4-21: Positions du Câble 2.

X	0	1,25	2,5	5	10	20
X=20-x	20	18,75	17,5	15	10	0
Y=y	0,145	0,14845	0,15882	0,2003	0,36625	1,03
tg $\theta$	0	0,005531	0,0110625	0,022125	0,04425	0,0885
$\theta(^{\circ})$	0	0,316899	0,6338087	1,267462	2,53368	5,0575
$\theta(\text{rad})$	0	0,005530	0,0110620	0,022121	0,04422	0,08827

Tableau 4-22: Positions du Câble 3.

X	0	1,25	2,5	5	10	20
X=20-x	20	18,75	17,5	15	10	0
Y=y	0,305	0,30978	0,3241	0,38156	0,61125	1,53
tg $\theta$	0	0,007656	0,01531	0,030625	0,06125	0,1225
$\theta(^{\circ})$	0	0,438647	0,87713	1,754135	3,50498	6,9839
$\theta(\text{rad})$	0	0,007656	0,01530	0,030615	0,06117	0,1219

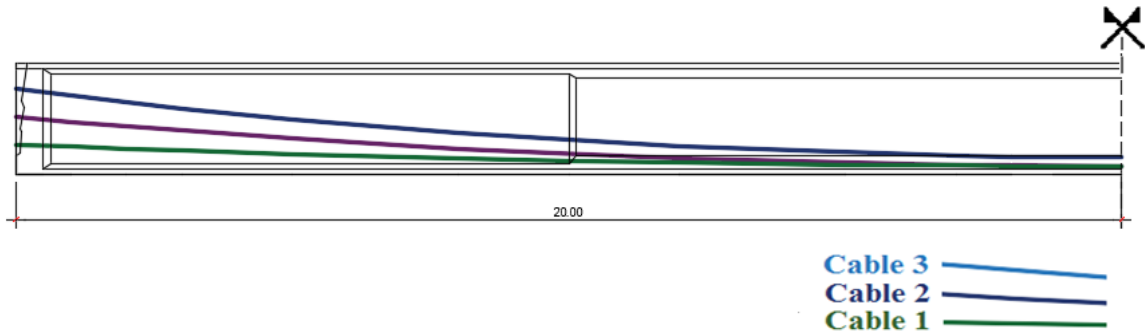


Figure 4-12: Tracé des câbles de précontrainte sur une demi-poutre.

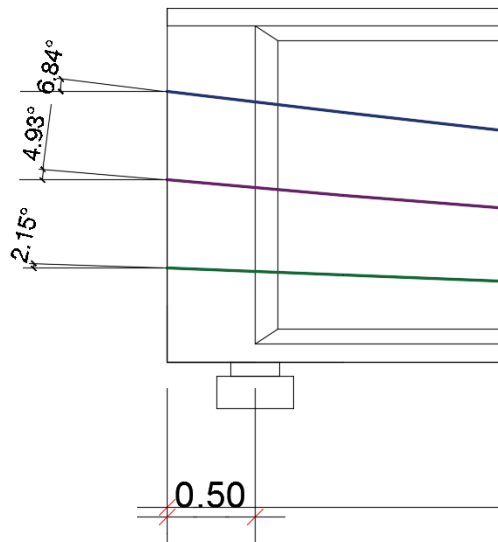


Figure 4-13: Angles de relevage des câbles à l'about.

### III-3-5- Caractéristiques géométriques des sections nettes (avec passage de gaines)

L'introduction des câbles dans la poutre change les caractéristiques géométriques des sections nettes.

#### III-3-5-1- Section d'about

##### Sans hourdis

- $B=1,4445m^2$
- $V' = 1,0384m$
- $V = 0,9616m$
- $S_{/\Delta} = 1,4999m^3$
- $I_{/\Delta} = 2,0721m^4$
- $I_{GN} = 0,5146m^4$
- $\rho = 35,67\%$ .

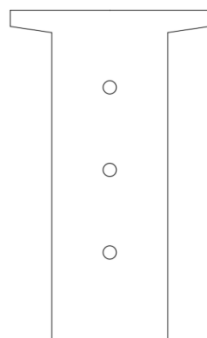


Figure 4-14: Section d'about avec câbles

##### Avec hourdis

- $B=1,8694m^2$
- $V' = 1,2854m$
- $V = 0,9646m$
- $S_{/\Delta} = 2,4030m^3$
- $I_{/\Delta} = 3,9934m^4$
- $I_{GN} = 0,9045m^4$
- $\rho = 39,02\%$ .

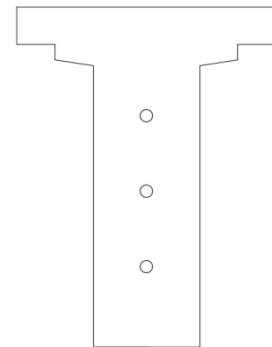


Figure 4-15: Section d'about avec câbles (avec hourdis)

**III-3-5-2-Section à mis-travée**

**Sans hourdis**

- $B=0,7529m^2$
- $V' = 1,0443m$
- $V = 0,9557m$
- $S_{/\Delta} = 0,7863m^3$
- $I_{/\Delta} = 1,1938m^4$
- $I_{GN} = 0,3726m^4$
- $\rho = 49,60\%$ .

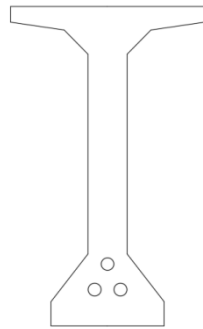


Figure 4-16: Section courante avec câbles

**Avec hourdis**

- $B=1,7792m^2$
- $V' = 1,4343m$
- $V = 0,8157m$
- $S_{/\Delta} = 1,6895m^3$
- $I_{/\Delta} = 3,1152m^4$
- $I_{GN} = 0,6920m^4$
- $\rho = 33,24\%$

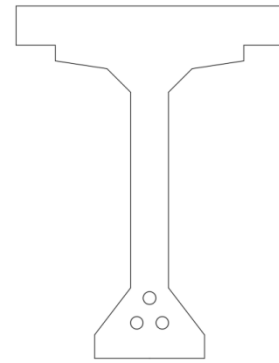


Figure 4-17: Section courante avec câbles (avec hourdis)

**III-3-6-Calcul des pertes de tension**

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une période donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force de précontrainte exigent une évaluation des pertes de précontrainte, rangées en deux catégories:

**Les pertes instantanées**

- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul à l'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

**Les pertes différées**

- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

La tension  $\sigma_p(x)$  d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtient, compte tenu des frottements, à partir de la tension  $\sigma_{p0}$  à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-f\alpha - \varphi x}$$

- $\alpha = \theta(0) - \theta(x)$  rad.....L'angle de relevage du câble x
- $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$  .....Coefficient de frottement en courbe
- $\varphi = 0,002m^{-1}$  .....Coefficient de perte de tension par unité de longueur
- $\sigma_{p0}$ .....Contrainte de tension à l'origine

### III-3-6-1-Pertes instantanées

#### III-3-6-1-a-Pertes dues au frottement

La perte due au frottement dans la section considérée, est donné par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) = \sigma_{p0}(1 - e^{-f\alpha - \varphi x})$$

Tableau 4-23: Calcul des pertes par frottement.

Position x (m)	20	18,75	17,5	15	10	0	
Câble 1	$\alpha$ (rad)	0,03848	0,036081	0,03368	0,028855	0,01923	0
	$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x)$ (MPa)	64,9133	60,9458	56,9667	48,9678	32,8346	0
Câble 2	$\alpha$ (rad)	0,08827	0,08274	0,077208	0,066149	0,04405	0
	$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x)$ (MPa)	76,9674	72,2787	67,5732	58,1138	39,0003	0
Câble 3	$\alpha$ (rad)	0,1219	0,114244	0,1066	0,091285	0,06073	0
	$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x)$ (MPa)	85,0486	79,8770	74,6883	64,2437	43,1284	0
Moyenne $\Delta\sigma_{\text{frot}}$	75,6431	71,0338	66,4049	57,1084	38,3211	0	

#### III-3-6-1-b-Pertes à la mise en charge de l'ancrage (rentrée d'ancrage)

Lors du report de l'effort du vérin à l'ancrage, le câble subit un léger raccourcissement g, le glissement de l'armature par rapport à son ancrage engendre une perte de tension. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance "d" à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

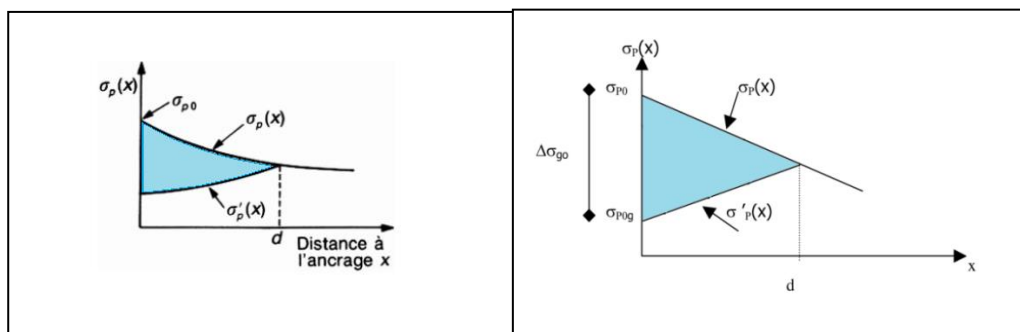


Figure 4-18: Tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin (à gauche le graphe d'origine, à droite sa simplification).

En assimilant les branches d'exponentielle à des droites, la perte par recul d'ancrage peut être évaluée à partir de l'aire d'un triangle.

La longueur de glissement du bloc d'ancrage est donnée par:

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma_{p0} \left( f \times \frac{\alpha}{l} + \varphi \right)}}$$

Avec:

- $g = 6 \text{ mm}$ .....l'intensité du recul d'ancrage
- $E_a = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$ .....module d'élasticité de l'acier
- $L$ .....longueur du câble (calculée avec Auto CAD)

Le calcul des longueurs de glissement sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau 4-24: Calcul des longueurs de câbles.

Câble	L(m)	$\alpha$ (rad)	$f(\alpha/L) + \varphi$	d (m)
1	40,010	0,03848	0,002173117	19,24748
2	40,052	0,08827	0,0023966	18,32833
3	40,096	0,1219	0,002547237	17,77813

### Remarque

Vu que les longueurs de glissement sont inférieures à 20m, il sera possible lors de l'exécution de la précontrainte, de procéder à la mise en tension des deux côtés de la poutre.

La perte quant à elle est donnée par la formule suivante, qui résulte du développement mathématique de la simplification triangulaire du diagramme de tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin:

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = \Delta\sigma'_p(x) = \sigma_{p0} \times 2 \times (f(\alpha/L) + \varphi) \times (d - x)$$

Tableau 4-25: Calcul des pertes de recul d'ancrages.

Section X(m)	Câble	$f(\alpha/L) + \varphi$	$\Delta\sigma_{\text{recul}}(\text{MPa})$	Moyenne $\Delta\sigma_{\text{recul}}$
0	1	0,002173117	118,4541	123,6996
	2	0,0023966	124,3975	
	3	0,002547237	128,2474	
10	1	0,002173117	56,91146	56,5165
	2	0,0023966	56,5258	
	3	0,002547237	56,1096	
20	1	0,002173117	0	0
	2	0,0023966	0	
	3	0,002547237	0	

**III-3-6-1-c- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton**

Toute action permanente appliquée postérieurement à la réalisation de l’ancrage d’un câble de précontrainte provoque dans le béton adjacent une variation de contrainte, donc un raccourcissement. La valeur des pertes est donnée par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{n - 1}{2n} \times E_a \times \frac{\sigma_b(x)}{E_{ij}}$$

Avec:

- n=3.....Nombre de câbles dans la section considérée
- $E_a=1,9 \times 10^5$  MPa.....Module d’élasticité de l’acier
- $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ .....Module de déformation longitudinale instantanée du béton
- $\sigma_{bj}(x)$ .....contrainte normale du béton du béton au jour j

**NB:** La section considérée est la section de la poutre seule sans hourdis.

$$\begin{array}{l} \text{Au septième jour} \\ \text{Au vingt-huitième jour} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} f_{c7} = 23,1788 \text{ MPa} \\ E_{i7} = 31\,363,4 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ E_{i28} = 35\,981,73 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Nous avons la contrainte dans le béton:

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} + \frac{M_{poutre} \times e}{I}$$

Avec:

- $P=n \times A_p \times (\sigma_0 - \Delta\sigma_{frot} - \Delta\sigma_{recul})$ .....Effort de précontrainte
- $M_{poutre}$ .....Moment de la poutre seule
- $e = V' - y$ .....Excentrement des câbles de précontrainte dans la section considérée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 4-26: Calcul des pertes de raccourcissement à 7 jours et à 28 jours

Section X(m)	0	10	20
P	6,4666	6,6111	6,7071
$I_{net}$	2,0721	1,1938	1,1938
$B_{net}$	1,4445	0,7529	0,7529
e	0	0,6380	0,8193
$M_{poutre}$	0	3,1793	4,2370
$\sigma_{b7}(x)$	2,2383	3,8184	3,43198
$\sigma_{b28}(x)$	4,4767	9,3359	9,7718
$\Delta\sigma_{rac7}$	4,5198	7,7106	6,9303
$\Delta\sigma_{rac28}$	7,8796	16,4326	17,1998

Récapitulatif des pertes instantanées:

Tableau 4-27: Total des pertes instantanées

Section X(m)	0	10	20
$\Delta\sigma_{\text{rot}}$	0	38,3211	75,6431
$\Delta\sigma_{\text{recul}}$	123,6996	56,5165	0
$\Delta\sigma_{\text{rac28}}$	7,8796	16,4326	17,1998
$\Delta\sigma_{\text{inst}}$	131,5792	111,2702	92,8429

### III-3-6-2- Pertes différées

#### III-3-6-2-a- Pertes dues au retrait du béton

La valeur des pertes est donnée par la formule:

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = E_a \times \varepsilon_r \times (1 - r(j))$$

Avec:

- $E_a = 1,9 \times 10^5$  MPa.....Module d'élasticité de l'acier
- $\varepsilon_r = 0,0003$  (pour les régions tempérées).....Retrait total du béton
- $r(j) = \frac{j}{j+9r_m}$ .....une fonction du temps variant de 0 à 1
- $r_m = B/U$ ...(U: périmètre).....le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres

Pour la section d'about:

- $r_m = 1,4445 / 6,33 = 22,82$  cm
- $r(7) = 0,03296$
- $r(28) = 0,1200$
- $r(\infty) = 1$

La perte due au retrait maximal est:

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 55,1213 \text{ MPa}$$

Pour la section courante:

- $r_m = 0,7529 / 6,7478 = 11,158$  cm
- $r(7) = 0,0651$
- $r(28) = 0,2180$
- $r(\infty) = 1$

La perte due au retrait maximal est:

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 53,2893 \text{ MPa}$$

#### III-3-6-2-b- Pertes dues à la relaxation des aciers

$$\Delta\sigma_{\text{relax}}(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left( \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec:

- $\rho_{1000} = 2,5\%$ .....relaxation à 1000 heures
- $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \sigma_{inst}$ .....Contrainte initiale moins les pertes instantanées
- $\mu_0 = 0,43$ .....Coefficient pris pour l'armature TBR
- $f_{prg} = 1770$  MPa.....Contrainte limite de rupture garantie

Après calcul, nous obtenons:

Tableau 4-28: Calcul des pertes de relaxation des aciers.

Section X(m)	0	10	20
$\sigma_{pi}$	1284,4208	1304,7298	1323,1571
$\Delta\sigma_{relax}$	56,9630	60,1093	63,0245

### III-3-6-2-c- Pertes dues au fluage du béton

La valeur des pertes est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{flu}(x) = 2,5 \times \sigma_b \times \frac{E_a}{E_{ij}}$$

Avec:

$\sigma_b$  Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application.

N.B: On considère la section de la poutre et de l'hourdis

Tableau 4-29: Calcul des pertes de fluage.

Section X(m)	0	10	20
P	5,8664	5,9614	6,0390
$I_n$	3,9934	3,1152	3,1152
$B_n$	1,8694	1,7792	1,7792
e	0,2554	1,0279	1,2093
$M_g^*$	0	5,5284	7,3687
$\sigma_b$	3,2340	3,5483	3,3687
$\Delta\sigma_{flu}$	42,7000	46,8416	44,4707

\* $M_g$ : Moment due au poids propre du tablier

Récapitulatif des pertes différées totales, données par la relation:

$$\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{relax}$$

Tableau 4-30: Total des pertes différées.

Section X(m)	0	10	20
$\Delta\sigma_{ret}$	55,1213	53,2893	53,2893
$\Delta\sigma_{flu}$	42,7000	46,8416	44,4707
$\Delta\sigma_{relax}$	56,9630	60,1093	63,0245
$\Delta\sigma_{diff}$	154,7843	160,2402	160,7845

### III-3-6-3-Calcul de pourcentage des pertes total

Tableau 4-31: Pourcentage des pertes totales.

Section X(m)	0	10	20
$\Delta\sigma_{inst}$	131,5792	111,2702	92,8429
$\Delta\sigma_{diff}$	154,7843	160,2402	160,7845
$\Delta\sigma_{totale}$	286,3635	271,5102	253,6274
%	20,23	19,19	17,93



**Remarque:**

Comme les pourcentages sont inférieurs à 25%, l'estimation de départ est vérifiée. Le nombre de câbles est accepté (3 câbles de 12T15).

**III-3-7-Calcul justificatif des poutres****III-3-7-1-Vérification a l'ELS****III-3-7-1-a-Vérification des contraintes normales**

Nous avons:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_{\text{net}}} + \frac{V}{I_{\text{net}}} (M_G - M_P) \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_{\text{net}}} - \frac{V'}{I_{\text{net}}} (M_G - M_P) \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

Avec les valeurs caractéristiques de la précontrainte selon (Article 4.1.31.BPEL):

**En phase de construction:**  $P_1 = n \times A_p \times (1,02 \sigma_{p0} - 0,8 \Delta \sigma)$

**En phase d'exploitation:**  $P_2 = n \times A_p \times (0,98 \sigma_{p0} - 1,2 \Delta \sigma)$

La vérification se fait selon les cinq étapes suivantes:

**• Première étape (Mise en tension à 50 %)**

Après 7 jours, la mise en tension est de 50 % et les pertes considérées sont estimées à 10 %.

On a  $f_{c7} = 23,1788$  MPa, comme nous sommes en construction:

$$\sigma_{\text{max}} = 0,6 f_{c7} \rightarrow \sigma_{\text{max}} = 13,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = -1,5 f_{t7} \rightarrow \sigma_{\text{min}} = -2,98 \text{ MPa}$$

Application numérique:

**Contraintes dues au moment de la précontrainte:**

$$P = 3 \times 1668 \times 10^{-6} \times (1416(1,02 - 0,8 \times 0,1))/2 = 3,3302 \text{ MN}$$

$$M_P = P \times e_0 = -2,7284 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{V}{I_{\text{net}}} \times M_P = -2,1876 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{V'}{I_{\text{net}}} \times M_P = 2,3867 \text{ MPa}$$

Contraintes dues à la précontrainte:

$$P = 3,186 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_{\text{net}}} = \frac{3,3302}{0,7529} = 4,4232 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_{\text{net}}} = \frac{3,3302}{0,7296} = 4,4232 \text{ MPa}$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre :

$$M_G = 21,1854 \times \frac{40^2}{8} = 4,2371 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_G \times V}{I_{\text{net}}} = 3,3973 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_G \times V'}{I_{\text{net}}} = -3,7064 \text{ MPa}$$

Contrainte totale:

$$\sigma_{\text{sup}} = \sum \sigma_{\text{sup}} = 5,6329 \text{ MPa} > -2,98 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \sum \sigma_{\text{sup}} = 3,1034 \text{ MPa} < 13,91 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée}$$

#### • Deuxième étape (Mise en tension à 100%)

La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours. Les pertes considérées sont de 20 % :

$$\sigma_{\text{max}} = 0,6 f_{cj} \rightarrow \sigma_{\text{max}} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = -1,5 f_{tj} \rightarrow \sigma_{\text{min}} = -4,05 \text{ MPa}$$

#### • Troisième étape (Mise en tension à 100%)

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase sont les efforts dus à la deuxième phase plus le poids propre de l'hourdis coulé sur place; l'hourdis n'étant pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.

#### • Quatrième étape

Tablier à vide (poutres + superstructures), Les pertes considérées sont de 25% :

$$\sigma_{\text{max}} = 0,5 f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = -4,05 \text{ MPa}$$

• Cinquième étape

L'ouvrage étant en service, la mise en tension est déjà faite à 100 %, les pertes considérées sont de 25 %,  $f_{cj} = 35\text{MPa}$ , on calcule le moment max à l'ELS et  $\sigma_{\max} = 0,6f_{c28} = 21\text{MPa}$ .

Le tableau ci-dessous résume les valeurs prises en compte au niveau de chaque étape de vérification (BPEL) et leurs résultats:

Tableau 4-32: Vérification des contraintes normales à l'E.L.S.

	Première étape	Deuxième étape	Troisième étape	Quatrième étape	Cinquième étape
$B_{\text{net}}(\text{m}^2)$	0,7529	0,7529	0,7529	1,7792	1,7792
$I_{\text{net}}(\text{m}^4)$	1,1938	1,1938	1,1938	3,1152	3,1152
$V(\text{m})$	0,9572	0,9572	0,9572	0,8168	0,8168
$V'(\text{m})$	1,0443	1,0443	1,0443	1,4343	1,4343
Hauteur(m)	2	2	2	2,25	2,25
$d'(\text{m})$	0,225	0,225	0,225	0,225	0,225
$e_0(\text{m})$	0,8193	0,8193	0,8193	1,2093	1,2093
$M_G(\text{MN.m})$	4,2371	4,2371	6,80	6,8000	12,8948*
$P(\text{MN})$	3,3302	6,0937	5,8102	5,8102	4,8183
$M_p(\text{MN.m})$	-2,7284	-4,9926	-4,7603	-7,0263	-5,8267
$N(\text{MN})$	4,4232	8,0936	7,7171	3,2656	2,7081
$\sigma_{\text{sup}}(\text{MPa})$	5,6329	7,4878	9,3525	3,2062	4,5613
$\sigma_{\text{inf}}(\text{MPa})$	3,1034	8,7545	5,9328	3,3698	-0,5462
$\sigma_{\text{min}}(\text{MPa})$	-2,98	-4,05	-4,05	-4,05	-2,7
$\sigma_{\text{max}}(\text{MPa})$	13,91	21	21	17,5	21
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

\*Le Moment  $M_G$  introduit à la Cinquième étape est le moment maximal, l'ouvrage étant considéré en service.

III-3-7-1-b-Vérification des contraintes tangentielles

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représentée par l'âme, elle doit être dimensionnée pour résister à cet effort et permettre un enrobage correct des armatures passives et actives. La vérification des contraintes tangentielles s'effectue suivant les cinq étapes citées plus haut. Le but de cette vérification est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage. Les contraintes prises en considération sont au niveau du centre de gravité de la section à une distance  $d/2$  de l'appui soit 1m.

Nous devons vérifier:

$$\tau^2 \leq 0,4f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

$$\tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} \left( 0,6f_{cj} + \sigma_x \right) \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

•  $\sigma_x = \frac{P}{B_{\text{net}}} + \frac{y}{I_{\text{net}}} (M_G - M_p)$ .....Contrainte normale longitudinale

La contrainte tangentielle au niveau d'une section est donnée par la formule suivante:

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} \times S}{b_{net} \times I}$$

- $V_{red}=V_G-V_P$ .....Effort tranchant réduit
- $V_G$ .....Effort tranchant dû au poids propre
- $V_P=\Sigma P \sin\theta$ .....Effort tranchant dû à la précontrainte totale
- $S$ .....Moment statique de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour les étapes 1, 2, 3 on prend le moment statique de la poutre seule, et pour les étapes 4 et 5 on prend celle de la poutre + hourdis)
- $b_{net}$ .....Épaisseur nette de l'âme
- $I$ .....Moment d'inertie de la section considérée

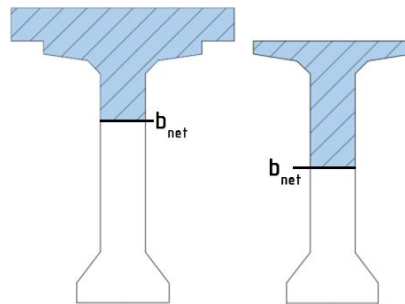


Figure 4-19: Section qui résiste aux contraintes tangentielles.

Tableau 4-33: Vérification des contraintes tangentielles à l'E.L.S.

	Première étape	Deuxième étape	Troisième étape	Quatrième étape	Cinquième étape (en service)
$V_G$ (MN)	0,4237	0,4237	0,6799	0,6799	0,7368
$V_P$ (MN)*	0,2057	0,4457	0,4179	0,4179	0,4179
$V_Q$ (MN)	-	-	-	-	0,7073
$I$ (m <sup>4</sup> )	0,3999	0,3999	0,3999	0,7427	0,7477
$S$ (m <sup>3</sup> )	0,2699	0,2699	0,2699	0,4415	0,4415
$b_{net}$ (m)	0,26	0,26	0,26	0,26	0,34
$V_{red}$	0,2180	-0,0220	0,2620	0,2620	1,0262
$T$	0,5686	-0,0571	0,6801	0,5990	1,7822
$f_{tj}$	1,9946	2,7	2,7	2,7	2,7
$\sigma_x$	3,5479	6,3074	6,3074	4,0180	4,7717
$\tau^2$	0,3233	0,0032	0,4625	0,3588	3,1762
$0,4f_{tj}(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x)$	3,4784	7,4573	7,4573	5,8089	6,3516
$\frac{2f_{tj}}{f_{cj}}(0,6f_{cj} - \sigma_x)(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x)$	7,7552	15,6525	15,6525	14,0925	14,7251
<b>Vérification</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

\* $\Sigma \sin\theta=0,235$

Remarque

Les limites de contraintes tangentielles sont largement respectées en toutes phases d'exécutions.

### III-3-7-2-Vérification à la rupture à l'E.L.U

La vérification aux états limites ultimes est une vérification de sécurité vis à vis de la rupture soit par allongement critique des aciers, soit par rupture du béton (compression ou traction). Elle consiste à s'assurer que les sollicitations de calcul  $S_u$  sont inférieures à un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistantes ultimes  $S_{lim}$ . Les hypothèses de calcul sont les suivantes:

- les sections droites restent planes;
- la résistance à la traction du béton est négligée;
- les matériaux ne subissent aucun glissement relatif;
- le diagramme des déformations de la section est un diagramme limite tel que défini par la règle des trois pivots (BAEL);
- Les diagrammes contraintes-déformations du béton et des aciers se déduisent de ceux qui suivent:

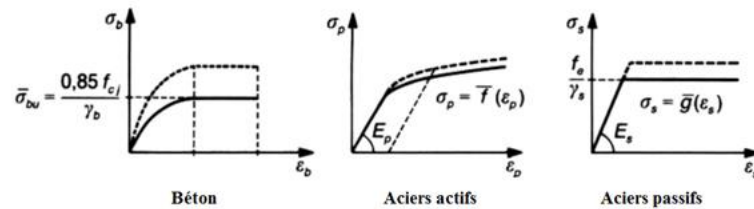


Figure 4-20: Diagrammes des contraintes/déformations du béton et des aciers [13].

#### III-3-7-2-a-Sécurité à la rupture en flexion

La combinaison à l'ELU doit vérifier les inégalités suivantes:

$$M_U = 1,35M_G + 1,35M_{D240} \leq M_{RB}$$

$$M_U = 1,35M_G + 1,35M_{D240} \leq M_{RA}$$

Tel que:

- $M_U = 1,35(7,36883) + 1,35(5,526) = 17,4080$  MN.m
- $M_{RB}$  représente le moment résistant du béton et  $M_{RA}$  celui des aciers actifs (précontrainte).

#### • Calcul du moment résistant des Aciers actifs (Calcul R.D.M)

$$M_{RA} = (h-d') \times A_p \times n \times f_{prg} = 17,9358 \text{ MN.m}$$

Avec:

- $n=3$ .....nombre de câbles.

### • Calcul du moment résistant du béton

Pour l'âme:

$$M_{RB \text{ âme}} = 0,8e \times (h-d')^2 \times f_{bu} = 15,6151 \text{ MN.m}$$

- $f_{bu}$ .....Résistance ultime à la compression
- $e$ .....épaisseur de l'âme

Pour l'hourdis:

Nous prenons en considération comme hauteur  $h_H$  l'épaisseur de la table de compression et de l'hourdis, le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en fonction de la valeur minimale des résultats suivants:

$$M_{RBH} = 0,8(b_{tc} - e) \times \left( (h - d') - \frac{h_H}{2} \right) h_H \times f_{c28} = 9,2201 \text{ MN.m}$$

Nous avons:

$$M_{RB} = M_{RB \text{ âme}} + M_{RBH} = 24,8352 \text{ MN.m}$$

Procédons à la vérification:

Tableau 4-34: Vérification des moments résistants.

Moments	Valeurs	
$M_U$	17,4080	17,4080
$M_R$	17,9358	24,8352
Vérification	Vérifiée	Vérifiée

### III-3-7-2-b-Sécurité à la rupture par effort tranchant

Nous avons:

$$V_U = 1,35V_G + 1,35V_{D240} - V_P = 1,35(0,7368) + 1,35(0,7073) - 0,4179 = 1,63773 \text{ MN}$$

D'où:

$$\tau_U = \frac{V_U \times S}{b_{net} \times I} = 2,8442 \text{ MPa}$$

Nous vérifions que:

$$\tau_U \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

Et nous avons:

$$\tau_U = 2,8442 \text{ MPa} < \frac{f_{c28}}{6} = 5,8333 \text{ MPa}$$

**La sécurité vis-à-vis de l'effort tranchant est vérifiée!**

### III-3-7-2-c-Vérification de l'inclinaison des bielles

L'angle de fissuration le plus probable avec la ligne moyenne de la poutre (qui ne doit pas dépasser 30°) est calculé suivant la formule suivante [13]:

$$\tan 2\beta_U = \frac{2\tau_U}{\sigma_x} = \frac{2 \times 2,8442}{P/B_{net}} = 0,9456$$

$$\beta_U = 21,7^\circ < 30^\circ$$

Donc:

**La condition est vérifiée!**

### III-3-7-3-Ferraillage de la poutre

Le ferraillage (armatures passives) est arrêté selon les recommandations du BPEL 91[13].

#### III-3-4-3-a-Calcul des armatures passives longitudinales

La section théorique à prendre en compte est donnée par la formule qui suit:

$$A_S = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}}$$

- $B_t$ .....la section du béton tendu
- $N_{Bt}$ .....La résultante de traction du béton tendu
- $f_e$ .....La limite élastique de l'acier passif utilisée
- $\sigma_t$ .....La contrainte caractéristique de traction du béton
- $h_{bt}$ .....lieu où la contrainte est nulle
- $\sigma_{bt}$ .....La valeur absolue de la contrainte maximale de traction

#### Remarque

Dans notre cas, il a été calculé précédemment que la traction maximale se produit à la cinquième phase (en service) et cela au niveau de la fibre inférieure (tableau 4-32), avec  $\sigma_{bt} = |\sigma_{inf}| = 0,5462 \text{MPa}$ , et  $\sigma_{sup} = 4,5612 \text{MPa}$ .

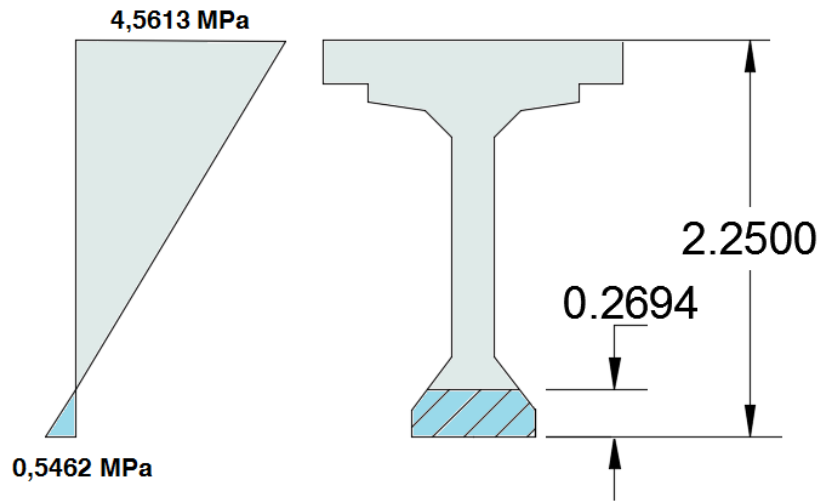


Figure 4-21: Diagramme des contraintes maximales au niveau de la fibre inférieure à mis travée.

Avec:

- $B_t=0,1776\text{m}^2$
- $\sigma_{bt}=0,5462\text{ MPa}$
- $N_{Bt}=0,5 \times \sigma_{bt} \times B_t= 0,05\text{ MN}$

Nous avons:

$$A_s= 7,9550\text{ cm}^2$$

Nous optons pour:

$$4\text{HA}16 \rightarrow 8,04\text{ cm}^2$$

### III-3-7-3-b-Calcul des Armatures passives transversales

Ils doivent vérifier l'inégalité suivante [13]:

$$\frac{A_t}{b_n S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \left( \tau_{redU} - \frac{f_{tj}}{3} \right) \tan \beta_U$$

Avec:

- $A_t$ .....Section minimale des armatures transversales
- $S_t$ .....Espacemen des armatures
- $\beta_U$ .....Angle des bielles

Tel que:

$$\frac{A_{t\ min}}{S_t} \geq \frac{0,6 \times b_n \times \gamma_s}{f_e}$$

Avec:

$$S_t < \min (0,8h ; 0,3b_{ame} ; 1\text{m}) = \min (1,6\text{m}; 1,02\text{m}; 1\text{m})=1\text{m}$$



Nous avons:

$$\frac{A_t}{S_t} = 5,78 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > \frac{A_{t \min}}{S_t} = 0,000485 \text{cm}^2/\text{m}$$

Nous fixons:  $S_t=0,20\text{m}$  en zone d'appui.

Nous obtenons:

$$A_t=2,312\text{cm}^2$$

Nous arrêtons: **1cadre HA14 tous les 20 cm** de l'appui à une distance de 1m, et **1 cadre HA14 tous les 40cm** sur le reste de la longueur de la poutre.

### III-3-7-3-c-Détermination des armatures de peau

La répartition des armatures de peau (conformément au BPEL 91<sub>[13]</sub>) doit être régulière, leur espacement est adapté en fonction de la dimension des pièces. La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre (**longitudinalement**) doit être d'au moins **3cm<sup>2</sup>** par mètre linéaire de parement mesuré perpendiculairement à leur direction sans être inférieure à 0,10 % de la section du béton. La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section **transversale** doit être d'au moins **2cm<sup>2</sup>** par mètre linéaire de parement mesuré perpendiculairement à leur direction.

Nous choisissons:

**Longitudinalement:** comme:  $A_{s \min} = 0,1\% B_{\text{net}} = 7,529\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{7HA12}$

**Transversalement:** comme:  $A_{s \min} = 2\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{4HA8}$

### III-3-7-3-d-Calcul des armatures de la table de compression

L'aile de la poutre étant sollicitée par les efforts suivants:

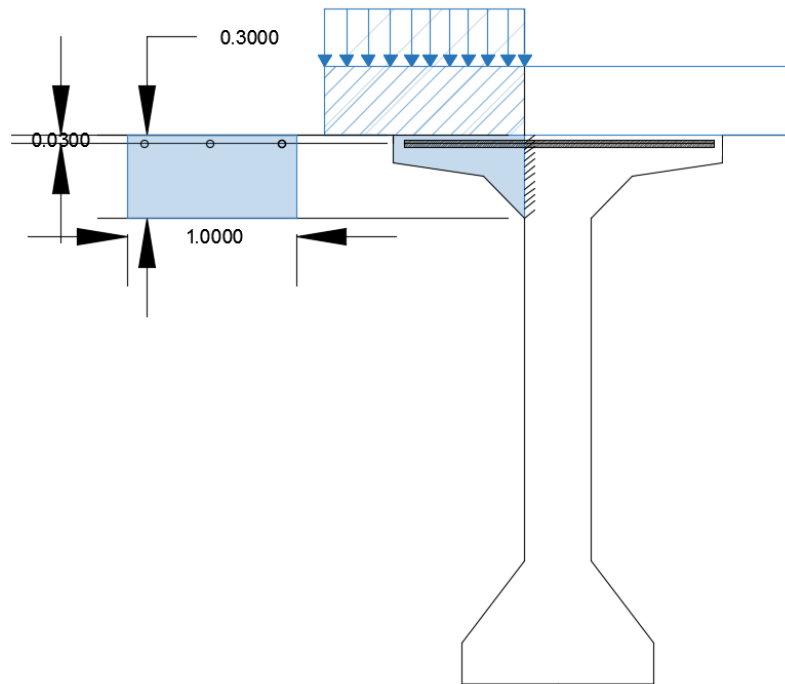


Figure 4-22: Sollicitation de la table de compression.

- Poids propre de la table:  $G_1=0,075 \times 1 \times 25=1,875$  kN/m
- Poids propre du béton frais de l'hourdis:  $G_2=0,73 \times 0,25 \times 1 \times 25=4,56$  kN/m
- Charge des ouvriers et équipements sur la poutre:  $Q=450\text{kg/m}=4,5$  kN/m

La partie extérieure qui travaille en console supporte un moment:

$$M_c = 1,35 (G_1 + G_2) \times 0,48^2 / 2 + 1,5Q \times 0,48^2 / 2 = 1,0007 + 0,7776 = 2,3133 \text{ kN.m}$$

$$\text{Nous calculons: } \mu = \frac{M_c}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{2,3133 \times 10^3}{1 \times 0,27^2 \times 19,83 \times 10^6} = 0,0016$$

Comme  $\mu$  est très petit, on choisira une section minimale  $A_{s_{\min}} = 0,1\% B$  avec  $B = 0,30\text{m}^2$

Donc:

$$A_{s_{\min}} = 3\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{3HA12 \text{ soit une barre HA12 tous les 30cm}}$$

### III-3-7-3-e-Etude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about)

Lorsque des armatures de précontrainte sont ancrées dans une section SA d'une pièce prismatique, les contraintes équilibrant les sollicitations isostatiques de précontrainte correspondantes ne sont réparties selon le principe de Navier qu'à partir d'une section SR (Section de Régularisation) à la distance LR (Longueur de Régularisation) en aval de SA. La diffusion des lignes de forces comprend une partie de compression radiale du béton, et une partie de traction de poussée au vide. Les essais montrent que la zone de régularisation s'étant à la distance LR souvent égale à  $h$  [13].

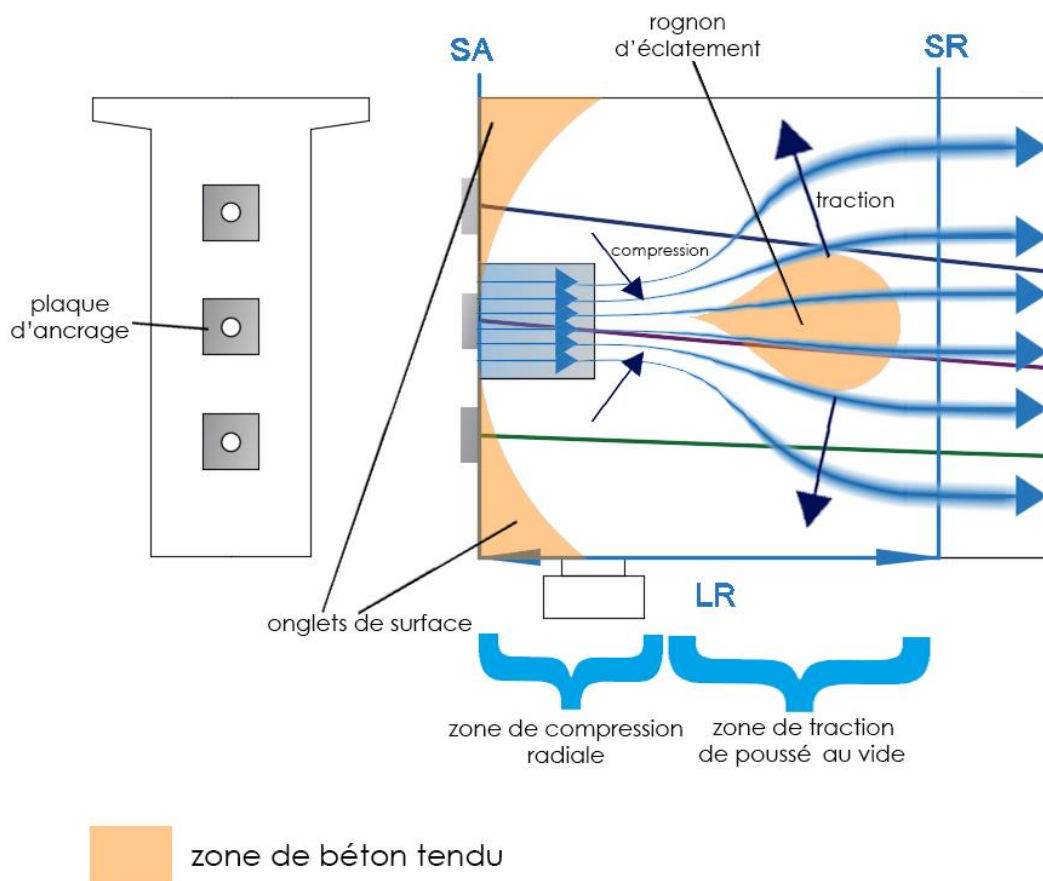


Figure 4-23: Diffusion de la précontrainte (Lignes de force), sous l'effet d'un seul câble.

Pour pallier à ce phénomène, nous nous devons respecter les dispositions constructives citées par le BPEL, et apporter les ferrailages adéquats dans cette zone.

• Effets de surface

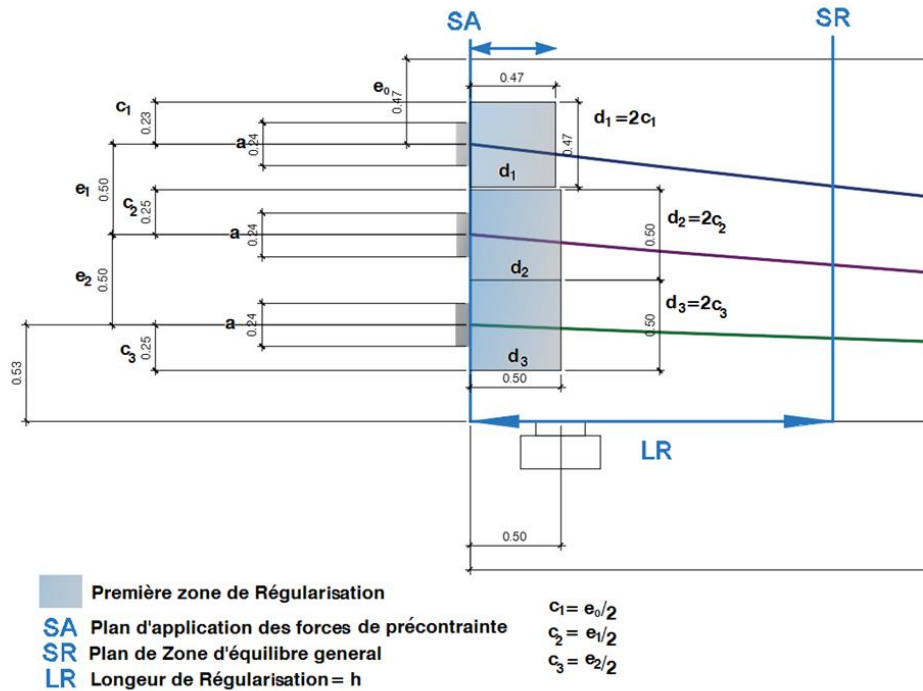


Figure 4-24: Zone de régularisation des ancrages.

**Frettage de surface:**

La zone au voisinage de SA est renforcée par un ferrailage de surface (frettage de surface)  $A_s$  donnée par la formule:

$$A_s = 0,04 \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{s \text{ lim}}}$$

Avec:

- $F_{j0} = P_0 = 2,36 \text{ MN}$ .....Force à l'origine
- $\sigma_{s \text{ lim}} = 2/3 f_e$ .....contrainte de traction limite

Nous avons:  $A_s = 3,54 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **un cadre HA12 (4,524 cm<sup>2</sup>) autour de chaque ancrage.**

• Effets d'éclatement

**Vérification des contraintes du béton**

La contrainte de traction du béton doit vérifier:

$$\sigma_{tj} = 0,5 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{F_{j0}}{bd_j} \leq 1,25 f_{tj}$$

Avec:

- $d_j$ .....la hauteur du prisme symétrique associée au niveau j
- $a_j$ .....Dimension moyenne dans le plan d'étalement des organes d'ancrage (On prend la plus grande dimension de 24 cm)
- $b$ .....base du talon

On trouve:

Tableau 4-35: Vérification des contraintes de traction au niveau des câbles.

		contrainte de traction au niveau j		$1,25 f_{tj}$	vérification
$F_{j0}=2,36 \text{ MN}$ $j=1,2,3$	$a_1=0,24\text{m}$	$\sigma_{x1}$	1,7551 MPa	4,05 MPa	vérifiée
	$d_1=0,47\text{m}$				
$b=0,7\text{m}$	$a_2=0,24\text{m}$	$\sigma_{x2}$	1,7531 MPa	4,05 MPa	vérifiée
	$d_2=0,5\text{m}$				
	$a_3=0,24\text{m}$	$\sigma_{x3}$	1,7531 MPa	4,05 MPa	vérifiée
	$d_3=0,5\text{m}$				

La contrainte moyenne de compression longitudinale quant à elle, doit vérifier:

$$\sigma_{xj} = \frac{F_{j0}}{bd_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Nous avons:

Tableau 4-36: Vérification des contraintes de compression au niveau des câbles.

		contrainte de compression au niveau j		$2/3f_{cj}$	vérification
$F_{j0}=2,36 \text{ MN}$ $j=1,2,3$	$d_1=0,47\text{m}$	$\sigma_{x1}$	7,1732 MPa	23,33 MPa	vérifiée
	$d_2=0,5\text{m}$	$\sigma_{x2}$	6,7428 MPa	23,33MPa	vérifiée
$b=0,7\text{m}$	$d_3=0,5\text{m}$	$\sigma_{x3}$	6,7428 MPa	23,33MPa	vérifiée

**Frettage d'éclatement:**

La section au niveau j est obtenue par la formule qui suit:

$$A_{ej} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) F_{j0}}{k_j 2/3 f_e};$$

$k_j=1$  pour les ancrages d'extrémités et 1,5 pour les ancrages intermédiaires et:

$$A_e = \max \left( A_{ej\max} ; 0,15 \frac{F_{j0\max}}{\frac{2}{3} f_e} \right)$$

Tableau 4-37: Calcul du fretage d'éclatement au niveau de chaque Câble.

j	$k_j$	$A_{ej}$
1	$k_1=1$	10,8 cm <sup>2</sup>
2	$k_2=1,5$	7,67 cm <sup>2</sup>
3	$k_3=1$	11,5 cm <sup>2</sup>

Donc;

$$A_e = \max (11,67 ; 13,275) = 13,275 \text{ cm}^2$$

**2 cadre de HA16 sur la distance de  $d_j=50\text{cm}$ , soit un cadre tous les 25cm**

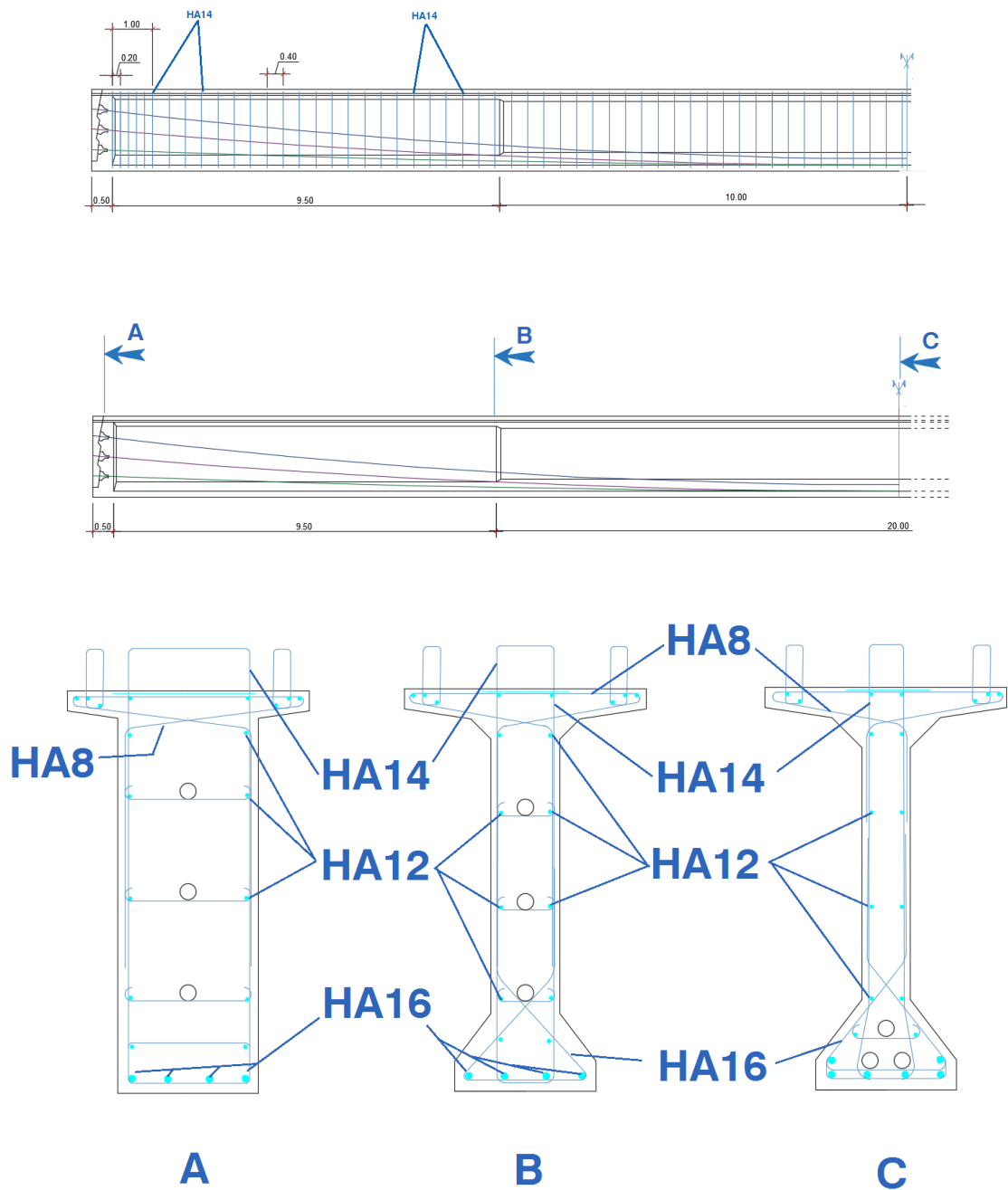


Figure 4-25: Ferrailage de la poutre(AutoCAD).

## IV-Etude de l'hourdis

Vu que le tablier n'est pas rigidifié par des entretoises, l'hourdis assure le rôle d'entretoisement, il doit garantir la répartition transversale des efforts.

On calcule les efforts transversaux (M et T) par la méthode de Guyon Massonnet, et on supposera que le pont est rigidement entretoisé (dans la section transversale du tablier, les poutres restent dans le même plan).

Nous avons à étudier:

- Une flexion transversale de l'hourdis
- Une flexion locale

### IV-1-Etude de la flexion transversale

#### IV-1-1-Calcul des coefficients $\mu_\alpha$ sous différents cas de charges

$\mu_\alpha$  est donné par les formules d'interpolations non linéaires suivantes :

$$\theta \leq 0.1 \quad \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\alpha^{0.05}$$

$$0,1 \leq \theta \leq 1 \quad \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\alpha^\beta \text{ avec } \beta = (1 - e^{\theta_0}) \text{ et } \theta_0 = \frac{0,065 - \theta}{0,663}$$

$$1 \geq \theta \quad \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\alpha^{0.5}$$

Dans notre cas:  $\theta=0,62$  et  $\alpha=0,2$

$$\mu_{0,2} = \mu_0 + 0.4 (\mu_1 - \mu_0)$$

$\mu_1$  et  $\mu_0$  sont donnés dans les tables de Guyon Massonnet pour les différentes valeurs de  $\theta$ , allons de 0 à 1 par pas de 0,1.

Pour déterminer les tables de  $\mu_1$  et  $\mu_0$  pour  $\theta=0,62$ , il suffit de faire une interpolation linéaire par rapport à  $\theta$ .

N.B: Les tables de  $\mu_1$  et  $\mu_0$  pour  $\theta=0,60$  et  $\theta=0,70$  sont jointes dans l'annexe.

Tableau4-38: Les valeurs du coefficient  $\mu_0 \times 10^{-4}$  pour  $\theta=0,62$ .

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-1610,94	-868,778	-84,196	826,21	1949,71	826,21	-84,196	-868,778	-1610,94
b/4	-1023,32	-638,622	-225,9	273,624	931,056	1801,096	385,168	-886,54	-2105,94
b/2	-498,634	-344,808	-176,916	35,862	334,228	756,45	1321,148	-496,176	-2263,42
3b/4	-134,64	-100,726	-62,938	-12,44	63,098	176,662	337,472	544,334	-1722,52
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau 4-39: Les valeurs du coefficient  $\mu_1 \times 10^{-4}$  pour  $\theta=0,62$ .

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-495,896	-363,252	-151,782	274,288	1163,92	274,288	-151,782	-363,252	-495,896
b/4	-381,358	-340,308	-267,694	-98,892	292,706	1147,782	214,13	-278,402	-598,658
b/2	-268,528	-267,592	-257,686	-211,486	-69,362	286,978	1084,1	45,174	-643,634
3b/4	-149,874	-159,858	-169,792	-171,218	-141,854	-34,702	243,252	870,374	-520,202
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau I-40: Les valeurs du coefficient  $\mu_{0,2} \times 10^{-4}$  pour  $\theta=0,62$ .

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-1164,92	-666,567	-111,230	605,4412	1635,394	605,4412	-111,2304	-666,567	-1164,92
b/4	-766,53	-519,296	-242,617	124,6176	675,716	1539,7704	316,7528	-643,284	-1503,03
b/2	-406,59	-313,921	-209,224	-63,0772	172,792	568,6612	1226,3288	-279,636	-1615,50
3b/4	-140,73	-124,378	-105,679	-75,9512	-18,8828	92,1164	299,784	674,75	-1241,59
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau 4-41: Les valeurs du coefficient  $\mu_{0,2}$  pour les différentes charges.

		Position 0		Position b/4		Position b/2		Position 3b/4	
		$\mu$ négatif	$\mu$ positif	$\mu$ négatif	$\mu$ positif	$\mu$ négatif	$\mu$ positif	$\mu$ négatif	$\mu$ positif
AL	1 voie	0.046	0.118	0.042	0.109	0.027	0.082	0.012	0.041
	4 voies	/	0.016	/	0.015	/	0.012	/	0.007
Bc	1 voie	0.062	0.103	0.056	0.093	0.061	0.086	0.012	0.044
	4 voies	/	0.037	/	0.025	/	0.02	/	0.005
Bt	1 voie	0.062	0.103	0.056	0.093	0.061	0.086	0.012	0.044
	2 voies	0.015	0.08	0.02	0.07	0.019	0.044	0.01	0.015
Mc120		0.02	0.074	0.028	0.075	0.022	0.055	0.011	0.029
D240		0.043	0.115	0.04	0.106	0.026	0.08	0.011	0.04

### IV-1-2-Calcul de $M_y$

La méthode de Guyon Massonnet nous donne le moment fléchissant par unité de largeur de dalle, par la formule suivante:  $M_y = P \times b \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$

- $M_y$  .....Moment transversal (Le moment fléchissant transversal est maximum à mi- portée).
- b.....à mi largeur de pont.
- x.....Abscisse de la bande étudiée en flexion transversale.
- L.....Portée en mètre.
- P.....Poids de la charge à étudier selon le type.

-Pour une charge uniformément répartie:  $P = \frac{4q}{\pi}$

-Pour une charge concentrée:  $P = \frac{\sum p_i}{L} \sin\left(\frac{\pi d_i}{L}\right)$

-Pour une charge partiellement répartie:  $P = \frac{4q}{\pi} \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) \sin\left(\frac{\pi c}{L}\right)$



### IV-1-2-1-Surcharge AL

Pour 4 voies chargées :

$$A=96,8691\text{KN/m} \rightarrow P=123,34 \text{ kN/m}$$

Donc

$$M_y = 838,69\mu_\alpha$$

### IV-1-2-2-Surcharge Bc

Pour le système Bc, on prend les positions des roues comme elles sont disposées dans le théorème de BARRES :

$$1^{\text{ère}} \text{ roue de } 30\text{kN} ; x=12,275\text{m} \rightarrow \sin(12,275\pi/40)=0,82$$

$$2^{\text{ème}} \text{ roue de } 60 \text{ kN} ; x=16,775\text{m} \rightarrow \sin(16,775\pi/40)=0,97$$

$$3^{\text{ème}} \text{ roue de } 60 \text{ kN} ; x=18,275\text{m} \rightarrow \sin(18,275\pi/40)=0,99$$

$$4^{\text{ème}} \text{ roue de } 30 \text{ kN} ; x=22,775\text{m} \rightarrow \sin(22,775\pi/40)=0,98$$

$$5^{\text{ème}} \text{ roue de } 60 \text{ kN} ; x=27,275\text{m} \rightarrow \sin(27,275\pi/40)=0,84$$

$$6^{\text{ème}} \text{ roue de } 60 \text{ kN} ; x=28,775\text{m} \rightarrow \sin(28,775\pi/40)=0,77$$

$$P = \frac{\sum 2p_i}{L} \sin \frac{(\pi d_i)}{L}$$

→ Une file de roues

$$P = \frac{2 \times 30}{40} (0,82 + 0,98) + \frac{2 \times 60}{40} (0,97 + 0,99 + 0,84 + 0,77)$$

$$P = 13,41 \text{ kN/m}$$

→ Pour 4 files de camion : on doit majorer  $M_y$  par les coefficients  $\delta_{bc}$  et  $b_c$

$$M_y = 4 \times 26,82 \times 6,8 \times 1,074 \times 0,8 \times \mu_\alpha = 626,79\mu_\alpha$$

### IV-1-2-3-Surcharge Bt

$$\rightarrow 1^{\text{ère}} \text{ roue de } 80 \text{ kN} ; x=19,6625\text{m} \rightarrow \sin(19,6625\pi/40)=0,999$$

$$\rightarrow 2^{\text{ème}} \text{ roue de } 80 \text{ kN} ; x=21,0125 \text{ m} \rightarrow \sin(21,0125\pi/40)=0,996$$

$$P = \frac{\sum 2p_i}{L} \sin \frac{(\pi d_i)}{L}$$

$$\rightarrow \text{Une file de roues } P = \frac{2 \times 80}{40} (0,999 + 0,996) = 7,98 \text{ kN/m}$$

Pour 2 files de camion : on doit majorer  $M_y$  par les coefficients  $\delta_{bt}$  et  $b_t$

$$M_y = 2 \times 15,96 \times 6,8 \times 1,0525 \times 1,2 \times \mu_\alpha = 274,14\mu_\alpha$$

## IV-1-2-4-Surcharge Mc120

$$P = \frac{4q}{\pi} \sin \frac{(\pi d)}{L} \sin \frac{(\pi c)}{L}$$

Avec:  $q=180,328\text{kN/m}$ ,  $d=20\text{m}$  et  $c=3,05\text{m}$

$$\rightarrow P = \frac{4 \times 180,328}{\pi} \sin \frac{(\pi \times 20)}{40} \sin \frac{(\pi \times 3,05)}{40} = 54,46 \text{ kN/m}$$

On doit majorer  $M_y$  par le coefficient  $\delta_{Mc120}$

$$M_y = 54,46 \times 6,8 \times 1,0581 \times \mu_\alpha = 391,95\mu_\alpha$$

## IV-1-2-5-Surcharge D240

$$P = \frac{4q}{\pi} \sin \frac{(\pi d)}{L} \sin \frac{(\pi c)}{L}$$

Avec:  $q=129,032\text{kN/m}$ ,  $d=20\text{m}$  et  $c=9,3\text{m}$

$$\rightarrow P = \frac{4 \times 129,032}{\pi} \sin \frac{(\pi \times 20)}{40} \sin \frac{(\pi \times 9,3)}{40} = 109,61 \text{ kN/m}$$

$$M_y = 109,61 \times 6,8 \times \mu_\alpha = 745,35\mu_\alpha$$

Les valeurs de  $M_y$  pour les différentes charges sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau 4-42:  $M_y$  pour les positions 0 et b/4.

			Position 0				Position b/4			
			$\mu$ négatif	$M_y < 0$	$\mu$ positif	$M_y > 0$	$\mu$ négatif	$M_y < 0$	$\mu$ positif	$M_y > 0$
AL	1 voie	$279.56\mu_{0,2}$	0.046	12.86	0.118	33	0.042	11.74	0.109	30.47
	4 voies	$838.69\mu_{0,2}$	/	/	0.016	13.42	/	/	0.015	12.58
Bc	1 voie	$230.23\mu_{0,2}$	0.062	14.27	0.103	23.71	0.056	12.89	0.093	21.41
	4 voies	$626.79\mu_{0,2}$	/	/	0.037	23.2	/	/	0.025	15.67
Bt	1 voie	$136.55\mu_{0,2}$	0.062	8.47	0.103	14.06	0.056	7.65	0.093	12.7
	2 voies	$274.14\mu_{0,2}$	0.015	4.11	0.08	21.9	0.02	5.48	0.07	19.19
Mc120		$391.95\mu_{0,2}$	0.02	7.84	0.074	29.00	0.028	10.97	0.075	29.40
D240		$745.35\mu_{0,2}$	0.043	<b>32.05</b>	0.115	<b>85.72</b>	0.04	29.81	0.106	79.00

Tableau 4-43:  $M_y$  pour les positions b/2 et 3b/4.

			Position b/2				Position 3b/4			
			$\mu$ négatif	$M_y < 0$	$\mu$ positif	$M_y > 0$	$\mu$ négatif	$M_y < 0$	$\mu$ positif	$M_y > 0$
AL	1 voie	$279.56\mu_{0,2}$	0.027	7.55	0.082	22.92	0.012	3.35	0.041	11.46
	4 voies	$838.69\mu_{0,2}$	/	/	0.012	10.06	/	/	0.007	5.87
Bc	1 voie	$230.23\mu_{0,2}$	0.061	14.04	0.086	19.8	0.012	2.76	0.044	10.13
	4 voies	$626.79\mu_{0,2}$	/	/	0.02	12.54	/	/	0.005	3.13
Bt	1 voie	$136.55\mu_{0,2}$	0.061	8.33	0.086	11.74	0.012	1.64	0.044	6.01
	2 voies	$274.14\mu_{0,2}$	0.019	5.2	0.044	12.06	0.01	2.74	0.015	4.11
Mc120		$391.95\mu_{0,2}$	0.022	8.62	0.055	21.56	0.011	4.31	0.029	11.37
D240		$745.35\mu_{0,2}$	0.026	19.38	0.08	59.63	0.011	8.20	0.04	29.8

## IV-2-Etude de la flexion locale

On part du principe que la dalle travaille dans les deux sens X et Y, et qu'elle est simplement appuyée sur les poutres, en tenant compte de la continuité de la dalle .

Les moments sont obtenus au moyen des abaques de PIGEAUD qui visent à déterminer directement les moments fléchissants maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires.

Pour calculer les moments dus aux surcharges, les abaques donnent directement les moments en fonction de E, a et b

- E : hauteur de répartition ( $\frac{3}{4}$  de l'épaisseur de la chaussée+ $\frac{1}{2}$  épaisseur de la plaque)
- a : petite portée «  $l_x$  »
- b: grande portée «  $l_y$  »

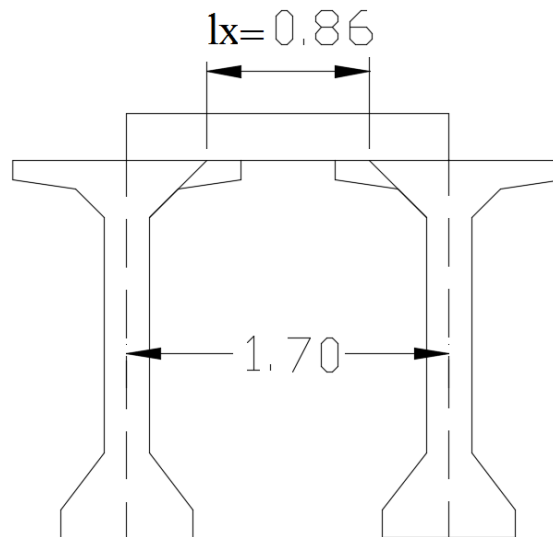


Figure4-26: Position de la dalle par rapport aux poutres.

Dans notre cas :

$$E = \frac{3}{4} \times 8 + \frac{1}{2} \times 25 = 18,5\text{cm} = 0,185\text{m}$$

$$a = l_x = 0,86\text{m} ; b = l_y = 40\text{m}$$

### IV-2-1-Moments $M_a$ et $M_b$ au centre de la dalle

Les abaques donnent les moments  $M_a$  et  $M_b$ :

$M_a$ : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX); ce moment est dit « transversal »

$M_b$ : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b est de largeur d'unité) ; ce moment est dit « longitudinal ».

#### IV-2-1-1-Moment dû au poids propre

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, l'abaque de Pigeaud donne le moment  $M_1$  obtenue avec l'argument  $\rho = \frac{a}{b}$  ( $a < b$ ) et la fonction  $M_2$  obtenue avec l'argument inverse

$\rho' = \frac{b}{a}$  ( $a < b$ ), on en déduit les valeurs des moments fléchissants unitaires au centre.

$$M_a = (M_1 + \vartheta M_2)P$$

$$M_b = (M_1 + \vartheta M_2)P$$

$\nu$ : Coefficient de poisson égal à 0,15 pour le béton.

$$\rho = \frac{a}{b} = \frac{0,86}{40} = 0,0215 < 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans le sens de la portée}$$

$$\rho' = \frac{b}{a} = \frac{40}{0,86} = 46,51$$

$$\rho = 0,0215 \rightarrow M_1=0,004$$

$$\rho = 46,51 \rightarrow M_2=0,003$$

Le poids total de la dalle est :

$$P_{D,tot} = [(25 \times 0,25) + (22 \times 0,08)] \times 0,86 \times 40 = 275,544 \text{ kN}$$

$$M_a = (0,004 + 0,15 \times 0,003) \times 275,544 = 1,226 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_b = (0,003 + 0,15 \times 0,004) \times 275,544 = 0,99 \text{ kN.m/ml}$$

Le moment  $M_a$  est réduit à:

- En travée :  $M'_a = 0,8 M_a = 0,8 \times 1,226 = 0,981 \text{ kN.m/ml}$
- Sur appuis :  $M''_a = -0,5 M_a = -0,5 \times 1,226 = -0,613 \text{ kN.m/ml}$

Le moment  $M_b$  est réduit à :

- En travée :  $M'_b = 0,8 M_b = 0,8 \times 0,99 = 0,792 \text{ kN.m/ml}$
- Sur appuis :  $M''_b = -0,5 M_b = -0,5 \times 0,99 = -0,495 \text{ kN.m/ml}$

#### IV-2-1-2-Moment dû à la surcharge Bc

Le coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2l} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

- $L = \inf [\text{sup (entre axe des poutres de rive, largeur rouable), portée de la poutre}]$
- $L = \inf [\text{sup (11,9m ; 13m); 40m}] = 13 \text{ m}$
- $G = \text{poids total d'une section de couverture de côté 13m}$

Poids propre de l'hourdis :  $0,25 \times 13^2 \times 25 = 1056,25 \text{ kN}$

Poids propre du revêtement :  $0,08 \times 13^2 \times 22 = 297,44 \text{ kN}$

Poids propre de la superstructure :  $13 \times (1,3 + 11,715) = 169,195 \text{ kN}$

Donc le poids total est :  $G = 1056,25 + 297,44 + 169,195 = 1522,885 \text{ kN}$

Dans un panneau de 13 m on ne peut déposer que deux camion Bcd' où la surcharge S :

$$S = 2 \times 300 = 600 \text{ kN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 13} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{1522,885}{600}} = 1,17$$

#### IV-2-1-2-a-Moment longitudinal

On utilise l'abaque SETRA (Bulletin technique N°1, calcul des hourdis de ponts), notre dalle est supposée simplement appuyée sur les quatre cotés.

Ces abaques sont fonction de (E, b et a), pour notre cas :  $a = 0,86 \text{ m}$  ;  $b = 40 \text{ m} \rightarrow \text{infini}$ ;

$E = 0,185 \text{ cm}$   $a = 0,86 \text{ m}$  ne figure pas dans les abaques on prend  $a = 2 \text{ m}$ .

De l'abaque N°25  $\rightarrow M_b = 1260 \text{ daN.m/ml} = 12,6 \text{ kN.m/ml}$

Le moment  $M_b$  est réduit à :

- En travée :  $M'_b = 12,6 \times 1,1 \times 1,17 \times 0,8 = 12,97 \text{ kN.m/ml}$
- Sur appuis :  $M''_b = 12,6 \times 1,1 \times 1,17 \times 0,5 = -8,1 \text{ kN.m/ml}$

#### IV-2-1-2-b-Moment transversal

De la même façon on tire le moment transversal de l'abaque n°9:

$$M_a = 2480 \text{ daN.m/ml} = 24,80 \text{ kN.m/ml}$$

Le moment  $M_a$  est réduit à :

- En travée :  $M'_a = 24,80 \times 1,1 \times 1,17 \times 0,8 = 25,53 \text{ kN.m/ml}$
- Sur appuis :  $M'_a = 24,8 \times 1,1 \times 1,17 \times 0,5 = -15,96 \text{ kN.m/ml}$

#### IV-2-1-3-Moment du à la surcharge Bt

$$G = 1522,885 \text{ kN}; S = 640 \text{ kN} \rightarrow \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 13} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{1522,885}{640}} = 1,168$$

##### IV-2-1-3-a-Moment longitudinal

De l'abaque N°15 (b=40m, a=2m, E=0.185m)

$$M_b = 1100 \text{ daN.m/ml} = 11 \text{ kN.m/ml}$$

Le moment  $M_b$  est réduit à :

- En travée :  $M'_b = 11 \times 1 \times 1,168 \times 0,8 = 10,28 \text{ kN.m/ml}$
- Sur appuis :  $M'_b = 11 \times 1 \times 1,168 \times 0,5 = -6,424 \text{ kN.m/ml}$

##### IV-2-1-3-b-Moment transversal

De l'abaque N°10 (b=40m, a=2m, E=0.185m)

$$M_a = 2280 \text{ daN.m/ml} = 22,8 \text{ kN.m/ml}$$

Le moment  $M_a$  est réduit à :

- En travée :  $M'_a = 22,8 \times 1 \times 1,168 \times 0,8 = 21,30 \text{ kN.m/ml}$
- Sur appuis :  $M'_a = 22,8 \times 1 \times 1,168 \times 0,5 = -13,3 \text{ kN.m/ml}$

#### IV-2-1-4-Moment dû à la surcharge Br

$$G = 1522,885 \text{ kN}; S = 100 \text{ kN} \rightarrow \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 13} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{1522,885}{100}} = 1,12$$

##### IV-2-1-4-a-Moment longitudinal

De l'abaque N°20 (b=40m, a=2m, E=0,185m)

$$M_b = 1140 \text{ daN.m/ml} = 11,4 \text{ kN.m/ml}$$

Le moment  $M_b$  est réduit à :

- En travée :  $M'_b = 11,4 \times 1,12 \times 0,8 = 10,21 \text{ kN.m/ml}$
- Sur appuis :  $M'_b = 11,4 \times 1,12 \times 0,5 = -6,38 \text{ kN.m/ml}$

**IV-2-1-4-b-Moment transversal**

De l'abaque N°30 ( $b=40\text{m}$ ,  $a=2\text{m}$ ,  $E=0,185\text{m}$ )

$$M_a = 1620\text{daN.m/ml} = 16,20 \text{ kN.m/ml}$$

Le moment  $M_a$  est réduit à :

- En travée :  $M'_a = 16,20 \times 1,12 \times 0,8 = 14,5 \text{ kN.m/ml}$
- Sur appuis :  $M'_a = 16,20 \times 1,12 \times 0,5 = -9,07 \text{ kN.m/ml}$

**IV-2-1-5-Moment dû à la surcharge D240**

D240 est une charge uniformément répartie sur un rectangle (UxV) au milieu de la dalle.

$$U = a + 2 E = 0,86 + 2 \times 0,185 = 1,23 \text{ m}$$

$$V = b + 2 E = 18,6 + 2 \times 0,185 = 18,97 \text{ m}$$

$$U/a = 1,43 ; V/a = 22,05 ; V/b = 0,47 \text{ et } \rho = 0,0215$$

Donc :  $M_1 = 0,041$  et  $M_2 = 0$  (résultats de MARCUS ; Guide Setra : bulletin technique N°1)

$$\text{La charge } P = \frac{2400 \times 0,86}{3,2} = 645 \text{ kN}$$

**IV-2-1-4-a-Moment longitudinal**

$$M_b = (0,00 + 0,15 \times 0,041) \times 645 = 3,95 \text{ kN.m/ml}$$

Le moment  $M_b$  est réduit à :

- En travée :  $M'_b = 3,95 \times 0,8 = 3,16 \text{ kN.m/ml}$
- Sur appuis :  $M'_b = 3,95 \times 0,5 = 1,98 \text{ kN.m/ml}$

**IV-2-1-4-b-Moment transversal**

$$M_a = (0,041 + 0,15 \times 0,00) \times 645 = 26,445 \text{ kN.m/ml}$$

Le moment  $M_a$  est réduit à :

- En travée :  $M'_a = 26,445 \times 0,8 = 21,156 \text{ kN.m/ml}$
- Sur appuis :  $M'_a = 26,445 \times 0,5 = -13,22 \text{ kN.m/ml}$

## IV-2-2-Moments de continuité

Pour déterminer les moments de continuité dans les dalles de couverture des ponts à poutre, on considère que la dalle est encastrée sur un côté et simplement appuyée sur les trois autres, puis on calcule les moments d'encastrement à l'aide des abaques de PUCHER (elles visent à déterminer les moments fléchissants maximaux produits au milieu des cotés encastrés de la dalle, par les surcharges réglementaires ; [guide SETRA]), ces abaques sont en fonction de :

- A : demi-largeur de l'âme
- E : hauteur de répartition
- b : petit côté
- b : grand côté

Sur les ponts de 1<sup>ère</sup> classe, le cas de charge le plus défavorable est constitué par les camions Bc et par le char Mc120.

### IV-2-2-1-Système Bc

De l'abaque N°15 (A=0,24/2=0,12m ; E= 0.185m ; a=2m ; b=40m)

$$M_{cp}=15,7\text{kN.m/ml}$$

$$M'_{cp} = 15,70 \times 1,1 \times 1,17 = 20,21 \text{ kN.m/ml}$$

### IV-2-2-2-Système Mc120

$$G = 1522,885 \text{ kN} ; S = 1100 \text{ kN} \rightarrow \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 13} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{1522,885}{1100}} = 1,2$$

De l'abaque N°26 et N°25 (A=0.24/2=0.12m ; E= 0.185m ; a=2m ; b=40m)

$$A=0,1 \rightarrow M_{cp}=37 \text{ kN.m/ml}$$

$$A=0,2 \rightarrow M_{cp}=39 \text{ kN.m/ml}$$

Par interpolation:  $A=0,12 \rightarrow M_{cp}=37,4 \text{ kN.m/ml}$

$$M'_{cp}=37,4 \times 1,2=44,88 \text{ kN.m/ml}$$

## IV-3-Ferraillage de l'hourdis

### IV-3-1-Résumé des moments à prendre en compte pour ferrailer l'hourdis

#### IV-3-1-1-En Flexion transversale

- Moment en travée: 85,72 kN.m/ml
- Moment sur appuis: -32,05 kN.m/ml



### IV-3-1-2-En Flexion locale

Tableau 4-44: Moments dus à la flexion locale

	Moment longitudinal (KN.m/ml)		Moment transversal (KN.m/ml)	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
<b>G</b>	0.792	-0.495	0.981	-0.613
<b>Bc</b>	12.97	-8.1	25.53	-15.96
<b>Bt</b>	10.28	-6.424	21.3	-13.3
<b>Br</b>	10.21	-6.38	14.5	-9.07
<b>D240</b>	3.16	-1.98	21.156	-13.22

### IV-3-1-3-Moment de continuité sur poutre

$$M'_{cp} = 44,88 \text{ kN.m/ml}$$

Les combinaisons de charge sont :

Moment transversal :

- **En travée** →  $M_t = 1,35 \times 0,981 + 1,6 \times 25,53 + 1,35 \times 85,72$

$$M_t = 157,894 \text{ kN.m/ml}$$

- **Sur appuis** →  $M_t = 1,35 \times (0,613 + 44,88 + 32,05) = -104,68 \text{ kN.m/ml}$

Moment longitudinal :

- **En travée** →  $M_l = 1,35 \times 0,792 + 1,6 \times 12,97 = 21,82 \text{ kN.m/ml}$

- **Sur appuis** →  $M_l = 1,35 \times 0,495 + 1,6 \times 8,1 = 13,62 \text{ kN.m/ml}$

## IV-3-2-Calcul des sections d'armatures (voir annexe C)

### IV-3-2-1-Transversalement

#### IV-3-2-1-a-La nappe supérieure

- $b = 1 \text{ m}$
- $d = 0,9h = 0,225 \text{ m}$
- $M_U = 104,68 \text{ kN.m/ml}$

$$A_s = 13,37 \text{ cm}^2$$

Comme 1HA16 →  $2,01 \text{ cm}^2$ , on prend **7HA16 par mètre linéaire avec un espacement de 14.3cm**

**Vérification de condition de non fragilité:**

La section doit vérifier:

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{0,23 \times 2,7 \times 1 \times 0,225}{400}$$

$$A_s \geq 3,5 \text{ cm}^2$$

On constate que  $A_s > A_{s,\min}$ , le minimum est **vérifiée**

#### IV-3-2-1-b-La nappe inférieure

- $M_U = 157,894 \text{ kN.m/ml}$
- $b = 1 \text{ m}$
- $d = 0,9h = 0,225 \text{ m}$

$$A_s = 21,61 \text{ cm}^2$$

Comme  $1\text{HA}20 \rightarrow 3,14 \text{ cm}^2$ , on prend **7HA20 par mètre linéaire avec un espacement de 14,3cm**

On constate que:  $A_s > A_{s,\min}$  (la condition de non fragilité est **vérifiée**)

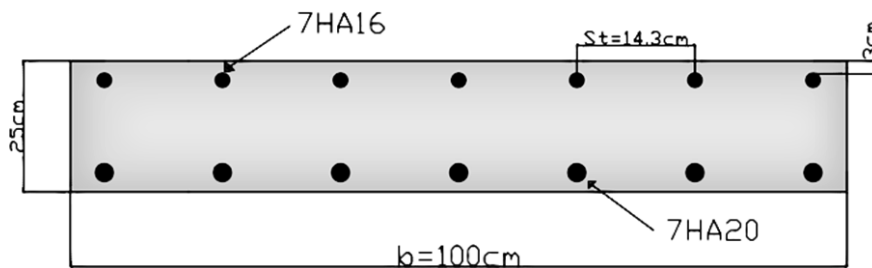


Figure 4-27: Schéma de ferrailage transversal de l'hourdis.

#### IV-3-2-2-Longitudinalement

##### IV-3-2-2-a-La nappe supérieure

- $M_U = 13,62 \text{ kN.m/ml}$
- $b = 1 \text{ m}$
- $d = 0,9h = 0,225 \text{ m}$

$$A_s = 1,75 \text{ cm}^2$$

##### Vérification de condition de non fragilité:

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{0,23 \times 2,7 \times 1 \times 0,225}{400}$$

$$A_s \geq 3,49 \text{ cm}^2$$

On constate que:  $A_s < A_{s,\min}$  (**la condition n'est pas vérifiée**)  $\rightarrow A_s = 3,49 \text{ cm}^2$

Comme  $1\text{HA}8 \rightarrow 0,5 \text{ cm}^2$ , on prend **7HA8 par mètre linéaire avec un espacement de 14,3cm**

### IV-3-2-2-b-La nappe inférieure

- $M_U = 21,82 \text{ kN.m/ml}$
- $b = 1 \text{ m}$
- $d = 0,9h = 0,225 \text{ m}$

$$A_s = 2,8 \text{ cm}^2$$

On constate que:  $A_s < A_{s\text{min}}$  (la condition n'est pas vérifiée)  $\rightarrow A_s = 3,49 \text{ cm}^2$

Comme  $1\text{HA}8 \rightarrow 0,5 \text{ cm}^2$ , on prend **7HA8 par mètre linéaire** avec un espacement de **14,3cm**

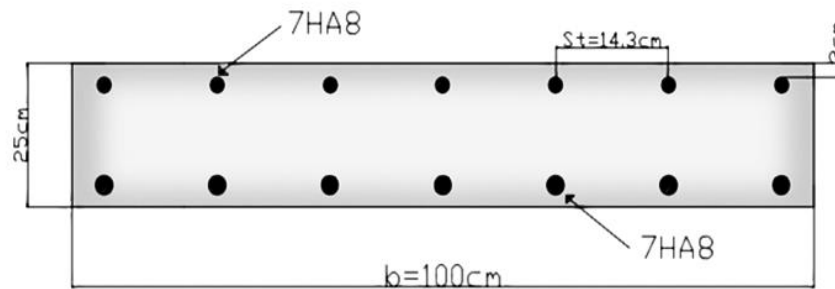


Figure 4-28: Schéma de ferrailage longitudinal de l'hourdis.

## IV-4-Vérification au poinçonnement

Pour éviter la rupture par poinçonnement, il faut vérifier que :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_d \times f_{c28}$$

Avec:  $Q_u = 1,6 \times 100 = 160 \text{ kN}$  (correspond à la charge Br)

$$U_c = 2 \times (97 + 67) = 328 \text{ cm} = 3,28 \text{ m}$$

Donc:

$$Q_u = 0,16 \text{ MN} \leq 0,045 \times 3,28 \times 0,25 \times 35 = 1,29 \text{ MN}$$

La condition est **vérifiée** (pas de poinçonnement).

## IV-5-Etude de l'effort tranchant

### IV-5-1-Effort tranchant dû au poids propre

Nous avons:

$$\text{Selon } x : T_x = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} = 3,59 \text{ kN}$$

$$\text{Selon } y : T_y = \frac{P}{3 \times l_y} = 2,42 \text{ kN}$$

Avec:  $P = 290,25 \text{ kN}$ ;  $l_x = 0,86 \text{ m}$  et  $l_y = 40 \text{ m}$

### IV-5-2-Effort tranchant dû à la surcharge D240

- Impact réel :  $u \times v = 0,86 \times 18,6 = 16 \text{ m}^2$
- Impact après diffusion :  $u' \times v' = 1,23 \times 18,97 = 23,33 \text{ m}^2$

La charge  $P=645\text{kN}$

- Au milieu de  $v$ :  $T = \frac{645}{2 \times 18,97 + 1,23} = 16,47 \text{ kN}$
- Au milieu de  $u$ :  $T = \frac{645}{3 \times 18,97} = 11,33 \text{ kN}$

### IV-5-3-Effort tranchant selon la combinaison de charge G+D240

Transversalement →  $T = 11,33 + 2,42 = 13,75 \text{ kN}$

Longitudinalement →  $T = 16,47 + 3,59 = 20,06 \text{ kN}$

### IV-5-4-Vérification par rapport à l'effort tranchant

Il faut que :  $\frac{T}{b \times d} \leq \tau_u$

avec:  $T = 20,06 \text{ kN}$ ;  $b = 1\text{m}$  et  $d = 0,225 \text{ m}$

$$\tau_u = \min\left(0,15 \times \frac{35}{1,5}; 4\text{MPa}\right) = 3,5 \text{ MPa}$$

On a :  $0,09\text{MPa} < 3,5$  → la condition est **vérifiée**, donc: armature minimale.

## V-Calcul des déformations

Sous l'effet des sollicitations auxquelles elle est soumise, une poutre se déforme, il est nécessaire d'évaluer les valeurs de ces déformations pour le dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appui, en outre on doit vérifier que ces déformations restent sous une valeur limite admissible.

### V-1-Flèches et contre flèches

Les flèches sont comptées positivement vers le bas (poids propre et surcharges) et négativement vers le haut (contre flèche).

#### V-1-1-Flèche due au poids propre

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie, la flèche est donnée par la formule de la R.D.M suivante (Tableau 6; formulaire C2 060, Résistance des matériaux [24]).

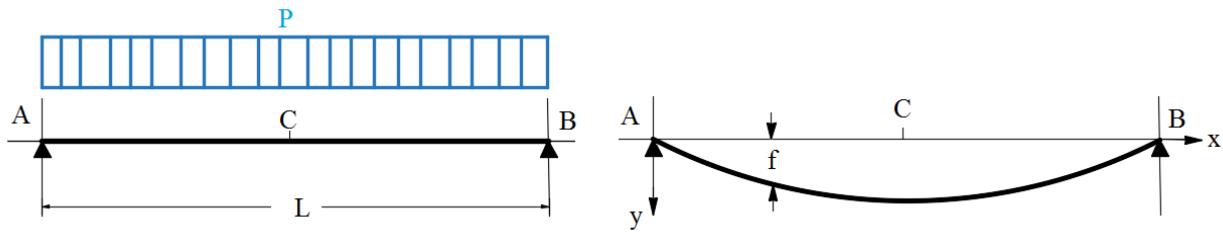


Figure 4-29: Schéma de la flèche d'un chargement repartie

$$f_G = \frac{5 \times P \times L^4}{384 EI}$$

Avec:

- P=36,85kN/ml
- L=40m
- E = 12102,95 MPa
- I=65113179,07 cm<sup>4</sup> (inertie équivalente avec hourdis)

$$f_G = \frac{5 \times 36,85 \times 40^4 \times 10^8}{384 \times 12102,95 \times 10^3 \times 65113179,07} \rightarrow f_G = 15,6\text{cm}$$

### V-1-2-Flèche due à la surcharge D240

La flèche sous une charge uniformément répartie «P» sur une longueur «b» est donnée par la formule suivante:

$$f_{D240} = \frac{P}{48 EI} \times [b(b + 2c) \frac{1}{2} (3l^2 - (b + 2c)^2 - b^2) + 2l (\frac{1}{2} - a)^4]$$

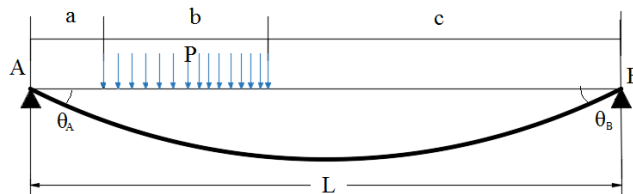


Figure 4-30: schéma de la flèche d'un chargement partiellement repartie.

$$P=38,71 \text{ kN/ml et } b=18,6\text{m; } a=c=10,7\text{m} \rightarrow f_{D240} = 3,71 \text{ cm}$$

### V-1-3-Flèche due à la précontrainte

D'après la méthode de VERESCHEAGUINE, la flèche due à la précontrainte est donnée par la formule :

$$f_p = \int_0^{L/2} \frac{M_p}{EI} x dx = \frac{1}{EI} \sum A_i x_{G,i} \quad \text{avec: } \begin{cases} M_p \text{ moment de précontrainte} \\ A_i: \text{l'aire de la section } i \\ x_{G,i} : \text{distance de centre de gravité de la section } i \end{cases}$$

Le centre de gravité est donné par :  $x_G = \frac{x}{3} \left( \frac{y_0 + 2y_f}{y_0 + y_f} \right)$

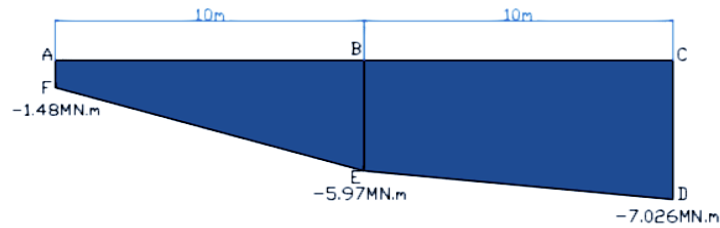


Figure4-31: Moment dû à la précontrainte.

$$\text{Triangle ABEF} \rightarrow x_{G1} = \frac{10}{3} \left( \frac{1,48 + 2 \times 5,97}{1,48 + 5,97} \right) = 5,96 \text{ m}$$

$$\text{Triangle BCDE} \rightarrow x_{G2} = \frac{10}{3} \left( \frac{5,97 + 2 \times 7,026}{5,97 + 7,026} \right) = 15,164 \text{ m}$$

La flèche due au précontraint est:

$$f_p = \frac{A_{ABEF} x_{G1} + A_{BCDE} x_{G2}}{EI} \text{ avec: } \begin{cases} A_{ABEF} = -35,992 \text{ MN.m}^2 \\ A_{BCDE} = -63,102 \text{ MN.m}^2 \\ E = 12102,95 \text{ MPa} \\ I = 65113179,07 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$f_p = \frac{35,992 \times 5,96 + 63,102 \times 15,164}{12102,95 \times 65113179,07 \times 10^{-8}} = -0,15 \text{ m} \rightarrow f_p = -15 \text{ cm}$$

### V-1-4- La flèche totale

- Flèche en service à vide :  $f_{\text{tot}} = f_p + f_G = 15,6 - 15 = 0,6 \text{ cm}$
- Flèche en service à charge :  $f_{\text{tot}} = f_p + f_G + f_{D240} = 15,6 - 15 + 3,71 = 4,31 \text{ cm}$

### V-1-5- vérification de la flèche

$$f_{\text{lim}} = \frac{L}{500} = 8 \text{ cm}$$

$$f_{\text{tot}} = 4,31 \text{ cm} < f_{\text{lim}} = 8 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition } \textbf{vérifiée}$$

## V-2-Calcul des rotations

### V-2-1-Rotation due au poids propres

La rotation d'une poutre isostatique de longueur  $l$  sous une charge uniformément répartie  $P$  est donnée par la formule de la R.D.M :

$$\theta_G = \frac{P \times l^3}{24 EI}$$

A.N :

$$\theta_G = \frac{36,85 \times 40^3}{24 \times 12102,95 \times 65113179,07 \times 10^{-8}} = 12,46 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

### V-2-2-Rotation sous la surcharge D240

La rotation au niveau de l'appui sous une charge uniformément répartie « P » sur une longueur « b » est donnée par :

$$a = b \rightarrow \theta_A = \theta_B = \frac{P \times b \times (b + 2c)}{48 E \times I \times l} [4l^2 - (b + 2c)^2 - b^2]$$

$$\theta_A = \theta_B = \frac{38,71 \times 18,6 \times (18,6 + 2 \times 10,7)}{48 \times 12102,95 \times 10^3 \times 65113179,07 \times 10^{-8} \times 40} [4 \times 40^2 - (18,6 + 21,4)^2 - 18,6^2]$$

$$\theta_A = \theta_B = 8,47 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

### V-2-3-Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte

Nous avons:

$$\theta_p = \frac{1}{2EI} \int_0^L M_p dx = \frac{A}{EI} \text{ avec } A : \text{l'aire de diagramme de } M_p$$

$$\theta_p = \frac{-99.1094}{12102,95 \times 65113179,07 \times 10^{-8}} = -12,57 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

### V-2-4-Rotation total

En service à vide:

$$\theta_{\text{tot}} = \theta_p + \theta_G = 12,46 \times 10^{-3} - 12,57 \times 10^{-3} = -0,11 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

En service en charge:

$$\theta_{\text{tot}} = \theta_p + \theta_G + \theta_{D240} = (12,46 - 12,57 + 8,47) \times 10^{-3} = 8,36 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

## V-3-Calcul des déplacements

### V-3-1-Déplacement dû à une rotation d'appui

Il est calculé par la formule:

$$d_\theta = \frac{\sin(\theta) \times h}{2} = \frac{\theta \times h}{2}$$

AN :

$$d_\theta = \frac{\theta \times 2,2}{2} \rightarrow d_\theta = \frac{8,36 \times 10^{-3} \times 2,2}{2}$$

$$\rightarrow d_\theta = 9,2 \times 10^{-3} \text{ m} = 9,2 \text{ mm}$$

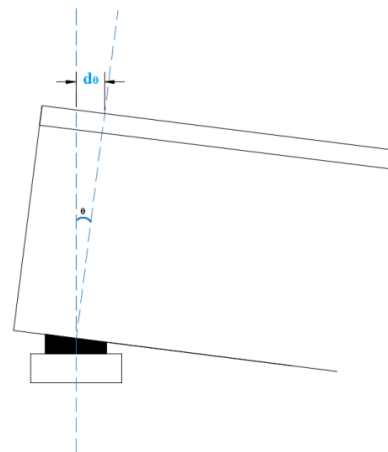


Figure4-32: Déplacement due à la rotation sur appui.

### V-3-2-Déplacement dû au retrait de béton

Le BPEL propose les formules suivantes :

$$d_r = \frac{l}{2} \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)]$$

Avec:

$\varepsilon_r$  la valeur finale du retrait,  $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$  (BPEL ; climat tempéré sec [13])

$r(t) = \frac{t}{t+9r_m}$  : une fonction de temps varie entre 0 et 1,  $r(t \rightarrow \infty) = 1$

$$d_r = \frac{1}{2} \varepsilon_r = \frac{40}{2} \times 3 \times 10^{-4} \rightarrow d_r = 0,006\text{m} = 6\text{mm}$$

### V-3-3-Déplacement dû au fluage

Calculé par la formule:  $d_{fl} = \frac{1}{2} \frac{\Delta\delta_{fl}}{E_p}$

Avec:

$$\Delta\delta_{fl} = \frac{45,1743 + 49,1716}{2} = 47,173 \text{ MPa et } E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$d_{fl} = \frac{40}{2} \times \frac{47,173}{2 \times 10^5} \rightarrow d_{fl} = 4,7 \times 10^{-3} \text{ m} = 4,7 \text{ mm}$$

### V-3-4-Déplacement dû à la variation de température

Il est Calculé par la formule:

$$d_T = \frac{1}{2} \varepsilon_t$$

- $\varepsilon_t = \pm 3 \times 10^{-4}$  ... .. longue durée
- $\varepsilon_t = \pm 2 \times 10^{-4}$  ... .. courte longue durée

$$d_T = \frac{40}{2} \times 3 \times 10^{-4} = \pm 6 \times 10^{-3} \text{ m} = 6\text{mm (longue durée)}$$

$$d_T = \frac{40}{2} \times 2 \times 10^{-4} = \pm 4 \times 10^{-3} \text{ m} = 4\text{mm (courte durée)}$$

### V-3-5-Déplacement total

Il résulte de cette formule:

$$d_{lmax} = \frac{2}{3} (d_\theta + d_r + d_{fl}) + d_T$$

AN:

$$d_{lmax} = \frac{2}{3} (9,2 + 6 + 4,7) + 6 = 19,26\text{mm}$$

## VI-CONCLUSION

Après l'étude de la superstructure, la détermination et la vérification des efforts et déplacements qu'elle subit, nous pouvons passer au pré dimensionnement et à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.



# Chapitre 5

# Étude de

# l'Infrastructure

## I-Introduction

L'infrastructure est la partie inférieure et généralement porteuse d'un ouvrage [2]. Pour notre structure elle comporte les appuis et leurs fondations. Il est question dans ce chapitre du pré-dimensionnement et de l'étude des éléments qui supportent notre ouvrage.

## II-Appareils d'appuis et bossages

### II-1- Appareils d'appuis

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure, on devra apporter le soin nécessaire à leur choix (qualité, conception et mise en œuvre).

On distingue deux types d'appareils d'appuis les plus utilisés :

- Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF)
- Les appareils d'appui à pot (AAP)

Pour notre ouvrage, nous avons choisi les AAEF de type B puisque ils remplissent les conditions suivantes :

- Réactions limites à 12MN (pour des réactions >20MN → AAP)
- Leur Comportement vis-à-vis du séisme est meilleur que celui des AAP
- Rotations moins importantes
- Un cout moindre (au fort séisme les AAEF se déchirent et leurs remplacements seront moins couteux)

Nous allons ainsi dimensionner nos appareils d'appui suivant la norme **NF EN 1337-3**

#### II-1-1-Dimensionnement de l'appareil d'appui

##### II-1-1-1-Dimensionnement en plan de l'élastomère

On désigne par  $a \times b$ , l'aire de l'appareil d'appui où :

- $a$  : côte parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.
- $b$  : côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

La section est dimensionnée pour que la contrainte verticale ( $P/ab$ ) soit comprise entre 3 MPa (condition de non-cheminement) et 15MPa (condition de non-écrasement) sous sollicitation maximale en service :

$$R_{\max_{\text{ser}}} = 1,444 \text{ MN}$$

$$\frac{1,444}{15} \leq A \leq \frac{1,444}{3} \rightarrow 0,09626\text{m}^2 \leq A \leq 0,48\text{m}^2$$

$$\text{Soit } A = 0,16\text{m}^2 (350\text{mm} \times 450\text{mm}) \quad \begin{matrix} a = 0,35\text{m} \\ b = 0,45\text{m} \end{matrix}$$

Nous déduisons ainsi les dimensions en plan des frettes, en prenant en compte un enrobage de 5mm sur chaque côté:

$$\begin{matrix} a' = 0,3 - 0,01 = 0,34\text{m} \\ b' = 0,4 - 0,01 = 0,44\text{m} \end{matrix} \rightarrow A' = 0,15\text{m}^2$$

### II-1-1-2-Dimensionnement en hauteur de l'élastomère

Nous avons:  $\frac{a}{10} \leq T_e \leq \frac{a}{5}$

$T_e$  étant la hauteur totale de l'élastomère:

$$35\text{mm} \leq T_e \leq 70\text{mm}$$

Soit:

$$T_e = 41\text{mm}$$

Soit le nombre de feuillets  $n=3$ , et  $e=2,5\text{mm}$  ( $e$ : épaisseur de l'enrobage extérieur) d'où l'épaisseur d'un feuillet d'élastomère est:

$$t_e = \frac{T_e - 2e}{n} = \frac{41 - 5}{3} = 12\text{mm}$$

### II-1-2-Vérification de l'épaisseur des frettes

$$t_s \geq \frac{1,3 \times F_z \times (t_1 + t_2)}{A' \times f_k} \text{ avec } \begin{cases} F_z = 1,444\text{MN} \text{ est la Réaction maximale sur appui} \\ A' = 0,15\text{m}^2 \text{ est la Section en plan de frettes} \\ f_k = 235\text{MPa} \text{ est la Contrainte limite de l'acier} \end{cases}$$

$$t_s \geq \frac{1,3 \times 1,444 \times (0,012 + 0,012)}{0,113 \times 235} = 1,01\text{mm}$$

La norme **NF EN 1337-3** exige une épaisseur  $t_s = 4\text{mm}$

### II-1-3-Coefficient de forme

$$\text{feuillet interne} \rightarrow S = \frac{0,29 \times 0,39}{2(0,29 + 0,39) \times 0,012} = 6,93$$

$$\text{feuillet externe} \rightarrow S = \frac{0,29 \times 0,39}{2(0,29 + 0,39) \times 1,4 \times 0,012} = 4,95$$

### II-1-4-Vérification des déformations de calcul maximal

#### II-1-4-1-Déformation due aux charges de compression

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1,5 \times F_{z,d}}{G \times A_r \times S} \text{ avec } \begin{cases} F_{z,d} = 1,444\text{MN} \\ G = 0,9\text{MPa} \\ S = 6,93 \end{cases}$$

Calcul de  $A_r$  :

$$A_r = A' \left(1 - \frac{dx}{a'}\right) = 0,14 \text{ m}^2 \quad \text{avec } \begin{cases} A' = 0,113\text{m}^2 \\ a' = 0,34\text{m} \\ dx = 0,0193\text{m} \end{cases}$$

$$\text{Donc: } \varepsilon_{c,d} = 2,48$$

#### II-1-4-2-Distorsion

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{V_{xy,d}}{T_e} \text{ avec } \begin{cases} T_e = 0,041\text{m} \\ V_{xy,d} = 0,0193 \end{cases}$$

$$\text{Donc: } \varepsilon_{q,d} = 0,47 \rightarrow \varepsilon_{q,d} < 1 \text{ vérifiée}$$

### II-1-4-3-Déformation due à la rotation angulaire

$$\varepsilon_{\alpha,d} = \frac{a'^2 \times \alpha}{2 \sum t_i^3} \quad \text{avec } \alpha = 8,36 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\text{Donc: } \varepsilon_{\alpha,d} = 1,1$$

### II-1-4-4-Déformation de calcul maximal

$$\varepsilon_{\text{tot},d} = K_L(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{\alpha,d}) \quad \text{avec } K_L = 1$$

$$\rightarrow \varepsilon_{\text{tot},d} = 4.05 \rightarrow \varepsilon_{\text{tot},d} < 7 \quad \text{vérifiée}$$

## II-1-5-Les critères de stabilité

### II-1-5-1-La rotation

Il faut que :

$$\sum V_{z,d} - \frac{a' \times \alpha_d}{K_{r,d}} \geq 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} K_{r,d} = 3 \text{ (annexe B; NF EN1337 - 3)} \\ a' = 0.34 \text{ m} \\ \alpha_d = 8,36 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

Avec:  $\sum V_{z,d}$  : Déformation verticale

$$\sum V_{z,d} = T_e \frac{F_z}{A'} \left( \frac{1}{5 G \times S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) \quad \text{avec } E_b = 2000 \text{ MPa}$$

$$\sum V_{z,d} = 0,041 \times \frac{1,444}{0,14} \left( \frac{1}{5 \times 0,9 \times 6,93^2} + \frac{1}{2000} \right) \rightarrow \sum V_{z,d} = 2,15 \times 10^{-3} \text{ m} = 2,15 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } \left[ \sum V_{z,d} - \frac{a' \times \alpha_d}{K_{r,d}} \right] = 1,2 \geq 0 \quad \text{vérifiée}$$

### I-1-5-2-Flambement

$$\text{Il faut que : } \frac{F_{z,d}}{A_r} \leq \frac{2 \times a' \times G \times S_1}{3 T_e}; \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} a' = 0,34 \text{ m} \\ G = 0,9 \text{ MPa} \\ S_1 = 6,93 \\ T_e = 0,041 \text{ m} \\ F_{z,d} = 1,444 \text{ MN} \\ A_r = 0,14 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc: } \frac{F_{z,d}}{A_r} = 10,314 \leq \frac{2 \times a' \times G \times S_1}{3 T_e} = 34,48 \quad \text{vérifiée}$$

### II-1-5-3-Non glissement

Il faut que :

$$\delta_{c,dmin} = \frac{F_{z,dmin}}{A_r} > 3; \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} F_{z,dmin} = 736,883 \text{ KN} \\ A_r = 0,14 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

Donc:

$$\delta_{c,dmin} = 5,26 > 3 \quad \text{Vérifiée}$$

## II-1-6-Vérification des contraintes à l'ELU

### II-1-6-1-Contraintes engendrées par des efforts verticaux

#### II-1-6-1-a-Contrainte normale sous l'effort vertical maximal

Il faut que

$$\delta_m = \frac{N_{u,max}}{A} \leq 15 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{u,max} = 1,950 \text{ MN} \\ A = 0,1575 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

Donc:  $\delta_m = 12,38 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$  **vérifiée**

#### II-1-6-1-b-Contrainte de cisaillement au niveau du frettage

Il faut que

$$\tau_N = \frac{1,5 \delta_m}{\beta} \leq 2,7 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta_m = 12,38 \text{ MPa} \\ \beta = 8,203 \end{array} \right.$$

$$\beta = \frac{45 \times 35}{2 \times 1,2 \times 80} = 8,203$$

Donc:  $\tau_N = 2,26 \text{ MPa} \leq 2,7 \text{ MPa}$  **vérifiée**

### II-1-6-2-Contrainte engendrée par une rotation

Il faut que  $\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left( \frac{a}{t} \right)^2 \alpha_t \leq \tau_N$

Avec:  $\alpha_t = \frac{\alpha_{cal} + 0,01}{4} = \frac{0,0084 + 0,01}{4} = 0,0046$

Donc:  $\tau_\alpha = 1,76 \leq \tau_N = 2,26 \text{ MPa}$  **vérifiée**

### II-1-6-3-Contraintes engendrées par des efforts horizontaux

#### II-1-6-3-a-Distorsion due aux déformations lentes

Il faut que:

$$\tau_{H1} = \frac{G U_1}{T_e} \leq 0,5G \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} G = 0,9 \text{ MPa} \\ U_1 = 0,0193 \\ T_e = 0,041 \end{array} \right.$$

Donc:  $\tau_{H1} = 0,42 \leq 0,5G = 0,45 \text{ MPa}$  **vérifiée**

#### II-1-6-3-b-Distorsion due à l'effort de freinage

##### Calcul des efforts de freinage

Système A(L) :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0,0035 S} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} A = 8,07 \text{ kN/m}^2 \\ S = 480 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

L'effort par appareil d'appui est:

$$F_{/AAEF} = 11,17 \text{ kN}$$

Système Bc :

L'effort par appareil d'appui est:

$$F = \frac{P \times b_c}{14} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} A = 300 \text{ kN} \\ b_c = 1,2 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow F_{/AAEF} = 22,5 \text{ kN}$$

### II-1-6-3-c-Vérification des contraintes

$$\tau_{H2} = \frac{F}{ab} = 0,143 \text{ MPa avec } \begin{cases} F = 0,0225 \text{ MN} \\ a = 0,35\text{m} \\ b = 0,45\text{m} \end{cases}$$

Il faut que:

$$\tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} = 0,492 < 0,7G = 0,63 \text{ MPa } \textbf{Vérifiée}$$

#### Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées; les appareils d'appuis que nous avons choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

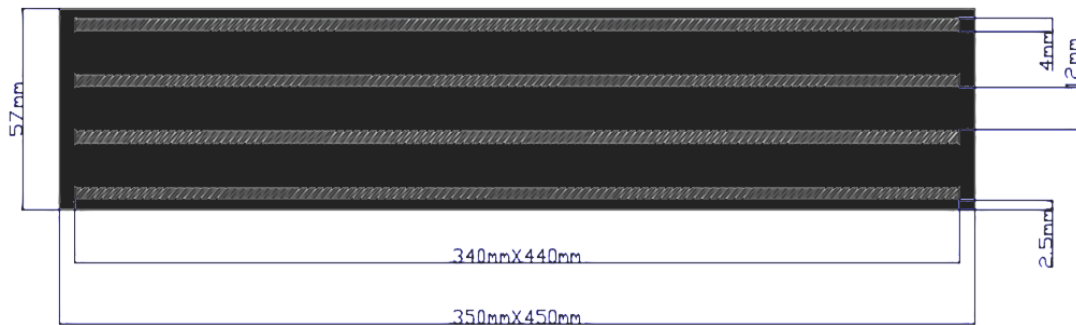


Figure 5-1: Coupe longitudinale de l'appareil d'appui

## II-2-Les bossages

Un bossage d'appui, est une partie saillante d'une pile ou d'un tablier de pont sur laquelle vient s'appuyer l'appareil d'appui. Sa fonction est d'offrir une surface parfaitement horizontale et la bonne altimétrie à l'appareil pour qu'il puisse fonctionner normalement.

Un bossage est positionné en dessous de chaque élément de descente de charge. En général il y en a deux transversalement. Mais pour les ponts multi poutres, il y en a autant que de poutres.

Les bossages disposés sur la pile sont en général en béton armé. Ils sont construits après finition de la pile, à partir de fers laissés en attente.

### II-2-1-Calcul de la position de bossage

Nous avons:

$$H_0 = 15 + 0,2(D_1 - 50) \quad [16]$$

avec:  $H_0 = 20\text{cm}$  : hauteur minimale

Donc:

$$D_1 = 75\text{cm}$$

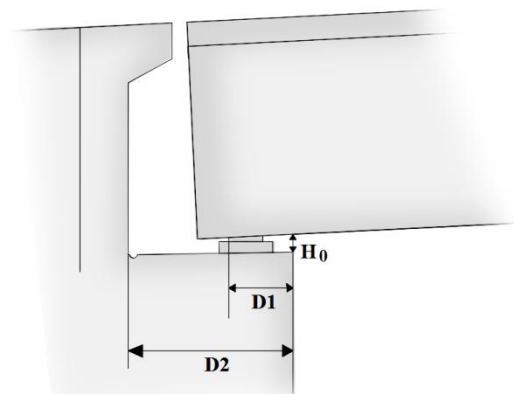


Figure 5-2: Position de l'appareil d'appui

## II-2-2-Calcul des dimensions de bossage

Après avoir fixé  $D_1=75\text{cm}$  et  $H_0=20\text{cm}$ , nous pourrions en déduire les dimensions en plan du bossage et de sa hauteur.

### II-2-2-1-Dimensionnement en plan

$$D_1 = a + \left(\frac{a_b - a}{2}\right) + 30 \rightarrow a_b = 55\text{cm}$$

$$\text{On prend } \begin{cases} a_b = 55\text{cm} \\ b_b = 65\text{cm} \end{cases} \rightarrow A_b = 0,3575\text{m}^2$$

### II-2-2-2-Dimensionnement en hauteur

$$T_b \geq H_0 - T_a \text{ avec } \begin{cases} H_0 = 20\text{cm} \\ T_a = 5,7\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Donc: } T_b \geq 14,3 \text{ soit: } T_b = 15\text{cm}$$

## II-2-3-Ferraillage du bossage

### II-2-3-1-Armatures de chaînage

La section calculée doit reprendre un effort  $N = 25\% N_{\max}$

$$A_c = \frac{0,25N_{\max}}{\sigma_s} \text{ avec } \begin{cases} N_{u,\max} = 1,950\text{MN et } \sigma_s = 348\text{MPa} \\ N_{\text{ser},\max} = 1,444\text{MN et } \sigma_s = 228,63\text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{Donc } A_c = \begin{cases} \text{ELS} \rightarrow 15,79\text{cm}^2 \\ \text{ELU} \rightarrow 14\text{cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{Soit 8HA16}$$

### II-2-3-2-Armatures de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_h = \frac{0,125N_{\max}}{\sigma_s} \text{ avec } \begin{cases} N_{u,\max} = 1,950\text{MN et } \sigma_s = 348\text{MPa} \\ N_{\text{ser},\max} = 1,444\text{MN et } \sigma_s = 228,63\text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{Donc: } A_c = \begin{cases} \text{ELS} \rightarrow 7,9\text{cm}^2 \\ \text{ELU} \rightarrow 7\text{cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{Soit 4HA16}$$

### II-2-3-3-Armatures de diffusion

#### II-2-3-3-a-Ferraillage de surface

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% de  $N_{\max}$  :

$$A_s = \frac{0,04N_{\max}}{\sigma_s} \text{ avec } \begin{cases} N_{u,\max} = 1,950\text{MN et } \sigma_s = 348\text{MPa} \\ N_{\text{ser},\max} = 1,444\text{MN et } \sigma_s = 228,63\text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{Donc: } A_c = \begin{cases} \text{ELS} \rightarrow 2,52\text{cm}^2 \\ \text{ELU} \rightarrow 2,24\text{cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{Soit 4HA10}$$

#### II-2-3-3-b-Ferraillage inférieur ou d'éclatement

Ce sont des armatures capables de reprendre 10%  $N_{\max}$

$$A_c = \frac{0,1N_{\max}}{\sigma_s} \text{ avec } \begin{cases} N_{u,\max} = 1,950\text{MN et } \sigma_s = 348\text{MPa} \\ N_{\text{ser},\max} = 1,444\text{MN et } \sigma_s = 228,63\text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{Donc: } A_c = \begin{cases} \text{ELS} \rightarrow 6,3\text{cm}^2 \\ \text{ELU} \rightarrow 5,6\text{cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{Soit 8HA10}$$

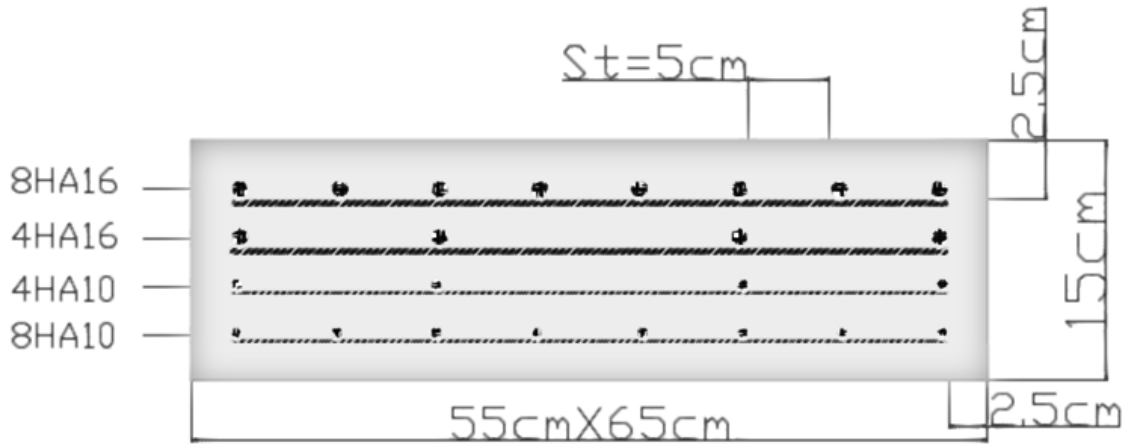


Figure 5-3: Schéma de ferrailage de bossage

La variation de la hauteur des bossages pour assurer le devers de 2,5% est illustrée sur la figure suivante:

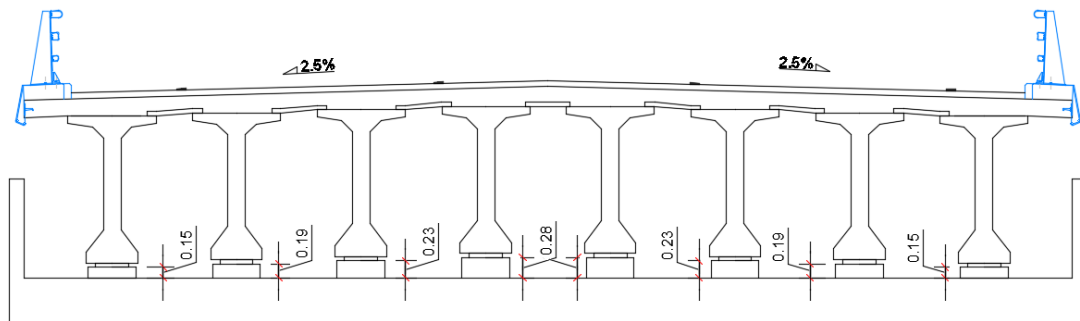


Figure 5-4: Hauteur des bossages

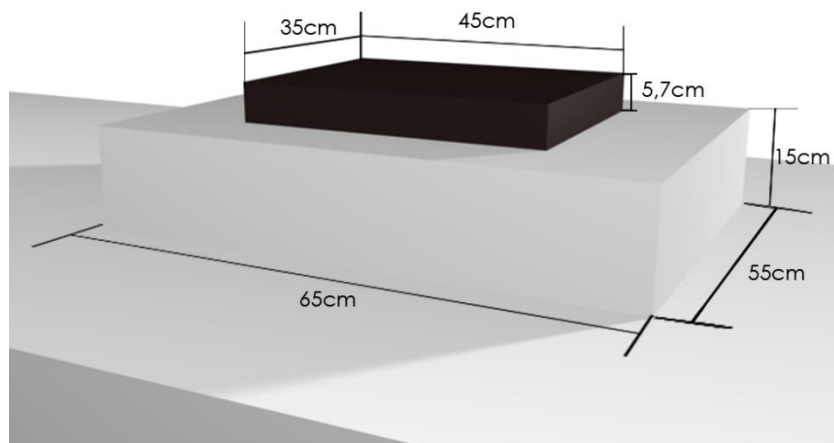


Figure 5-5: Modélisation en 3D de l'emplacement de l'appareil d'appui sur le bossage.



## III-Etude dynamique

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible. Il n'y a pas de protection absolue et de risque « nul », mais une protection relative et un risque « acceptable ».

Dans le cas de faible ou de moyenne sismicité (cas de notre ouvrage), l'excitation verticale ne génère pratiquement aucun dégât, car les ouvrages sont conçus de manière à reprendre les charges verticales (le poids propre et les surcharges d'exploitations), à l'inverse, la composante horizontale d'un séisme, peut causer des sollicitations importantes que les autres actions. Dans les Viaducs à poutre, cette action est très importante que ce soit dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

### III-1-Analyse sismique

Il existe plusieurs méthodes d'analyse sismique d'un pont, elles dépendent de la zone sismique, de la géométrie et de l'importance de l'ouvrage. Parmi les méthodes indiquées dans le guide RPOA [17]:

- Analyse monomodale spectrale (mode fondamentale)
- La méthode multimodale spectrale

Pour l'étude de notre ouvrage nous ferons appel à la méthode "**monomodale spectrale**", puisque nous nous situons dans une zone de moyenne sismicité et l'ouvrage dispose d'une géométrie simple.

#### III-1-1-Analyse monomodale spectrale

La très grande majorité des ouvrages (ponts à poutres, à voussoir, ponts dalle) s'analysent en dynamique grâce à cette méthode. Dans cette méthode simplifiée, on fait l'hypothèse que la charge sismique peut être considérée comme une force statique équivalente horizontale ou verticale appliquée au tablier dans une des trois directions (longitudinale, transversale ou verticale).

##### III-1-1-1-Principe de la méthode

C'est une méthode simplifiée où les mouvements de la structure sont à tout instant proportionnels à une déformée privilégiée, appelée mode fondamental. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle.

### III-1-1-2-Evaluation des efforts sismiques par la méthode monomodale

Nous devons vérifier la validité de cette méthode suivant les critères du guide RPOA [17]:

#### Critère n°1 : Masses modales

La masse en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale  $M_{\text{modale}} > 0,7M_{\text{totale}}$

Cette condition est considérée comme vérifiée si  $M_{\text{pile}} < 0,43M_{\text{tablier}}$

#### Critère n°2 : Angle de biais

L'ouvrage étudié ne présente aucun angle biais, le tablier de notre ouvrage est bien droit (tablier perpendiculaire aux appuis)

#### Critère n°3 : Angle de courbure

L'ouvrage étudié ne présente aucune courbure, il n'y a pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

#### Critère n°4 : La symétrie transversale

Elle représente la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique  $e$ ) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

## III-2-Séisme longitudinal

### III-2-1-Détermination de la masse du système

La masse du système est égale à:

$$M_{\text{sys}} = G + \alpha Q$$

Avec:

Q : charge d'exploitation

G : poids propre

$$\alpha = \begin{cases} 20\% \text{ charges d'exploitation routière pour les ponts routiers urbains} \\ 30\% \text{ des charges d'exploitation pour les pont ferroviaire} \\ 0\% \text{ pour les autres cas} \end{cases}$$

Dans notre cas (hors urbain)  $\alpha = 0$ .

La masse du système est donc la masse du tablier seul, les surcharges routières n'étant pas prises en compte.

$$\text{Donc: } M_{\text{sys}} = 35370,38 \text{ kN}$$

### III-2-2-Détermination de la raideur longitudinale du système

La raideur du système comprend la raideur des piles et la raideur des culées.

#### I-2-2-1-Raideur de la pile ( $K_{\text{pile}}$ )

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui qui sont montés en série, le chevêtre lui est supposé infiniment rigide.

$$K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{fût}}} + \frac{1}{K_{\text{aa}}}}$$

La raideur des appareils d'appui est calculée selon le guide d'application du RPOA (§5.1.2.2), par la formule suivante :

$$\text{Un seul appareil } K_{\text{aa}} = \frac{G a b}{e} \left\{ \begin{array}{l} a = 0,35\text{m} \\ b = 0,45\text{m} \\ G = 1,2 \text{ MPa en condition sismique} \\ e = 0,041\text{m épaisseur du caoutchouc de l'appareil d'appui} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow K_{\text{aa}} = 4,61 \text{ MN/m}$$

Dans notre cas la pile comprend 16 appareils d'appuis,

$$\rightarrow K_{\text{aa}} = 16 \times 4,61 = 73,76 \text{ MN/m}$$

La raideur d'un fût encastré en bas et articulé en tête est calculée selon le guide d'application du RPOA (§5.1.2.2) par la formule suivante :

$$K_{\text{fût}} = n \frac{3EI}{h^3} \left\{ \begin{array}{l} n = 4 ; \text{ nombre de fût} \\ E = 33000\text{MPa} \\ I = 0,102\text{m}^4; \text{ moment d'inertie d'un fût} \\ h = 5,9\text{m}; \text{ hauteur du fût} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow K_{\text{fût}} = 196,67 \text{ MN/m}$$

Donc la raideur de la pile est :

$$K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{196,67} + \frac{1}{73,76}} \rightarrow K_{\text{pile}} = 53,642 \text{ MN/m}$$

### III-2-2-2-Raideur de la culée ( $K_{\text{culée}}$ )

La raideur à prendre en compte est celle des appareils d'appui puisque la culée est considérée comme étant infiniment rigide:

$$K_{\text{culée}} = 8 \times 4,61 \rightarrow K_{\text{culée}} = 36,88 \text{ MN/m}$$

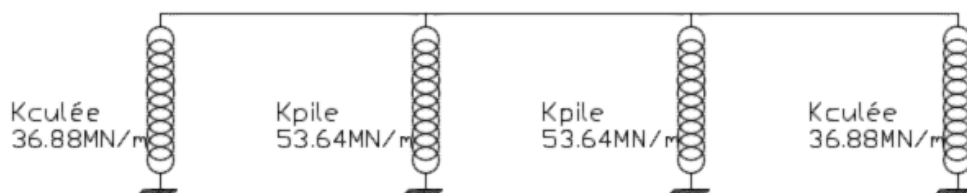


Figure 5-6: Raideurs des appuis.

### III-2-2-3-Raideur de système ( $k_{sys}$ )

La raideur totale du système est un assemblage en parallèle des 4 rigidités (2 culées et 2 piles).

La raideur totale est la somme des raideurs des appuis:

$$K_{sys} = 2 \times K_{pile} + 2 \times K_{culée} \rightarrow K_{sys} = 181,04 \text{ MN/m}$$

### III-2-3-Période propre longitudinale de l'ouvrage

La période propre de l'ouvrage est égale à:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{sys}}{K_{sys}}} \rightarrow T = 0,878 \text{ s}$$

### III-2-4-Spectre de réponse élastique $S_{ae}$

On utilise le spectre de réponse élastique de la composante horizontale du règlement RPOA [17]:

- Site S2  $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \\ S = 1,1 \end{cases}$
- Groupe et Zone II. a  $\rightarrow A = 0,2$
- Le taux d'amortissement est de 5%  $\rightarrow \eta = 1$
- Accélération de la pesanteur  $g=9,81 \text{ m/s}^2$

$$T_2 < T = 0,878 \text{ s} < 3 \text{ s} \rightarrow S_{ae}^h = 2,5 \times \eta \times A \times g \times S \times \left(\frac{T_2}{T}\right)$$

$$S_{ae}^h = 2,458 \text{ m/s}^2$$

### III-2-5-Effort longitudinal

#### III-2-5-1-Effort total

$$F_{long} = M \times S_{ae}^h \text{ avec: } \begin{cases} M = 35370,38 \text{ kN} \\ S_{ae}^h = 2,458 \text{ m/s}^2 \end{cases} \rightarrow F_{long,tot} = 8,694 \text{ MN}$$

#### III-2-5-2-Effort sur pile

$$F_{long,pile} = \frac{K_{pile}}{K_{sys}} F_{long,tot} \text{ avec: } \begin{cases} K_{pile} = 53,64 \text{ MN/m} \\ K_{sys} = 181,04 \text{ MN/m} \end{cases} \rightarrow F_{long,pile} = 2,58 \text{ MN}$$

#### III-2-5-3-Effort sur culée

$$F_{long,culée} = \frac{K_{culée}}{K_{sys}} F_{long,tot} \text{ avec: } \begin{cases} K_{culée} = 36,88 \text{ MN/m} \\ K_{sys} = 181,04 \text{ MN/m} \end{cases} \rightarrow F_{long,culée} = 1,77 \text{ MN}$$

### III-2-6-Déplacements

#### III-2-6-1-Déplacement du tablier

$$d_{tablier} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_{ae}^h \text{ avec: } \begin{cases} T = 0,878 \text{ s} \\ S_{ae}^h = 2,458 \text{ m/s}^2 \end{cases}$$

$$\rightarrow d_{tablier} = 4,8 \text{ cm}$$

### III-2-6-2-Déplacement de la tête de la pile

$$d_{\text{pile}} = \frac{F_{\text{long,pile}}}{K_{\text{fût}}} \text{ avec } \begin{cases} F_{\text{long,pile}} = 2,58 \text{ MN} \\ K_{\text{fût}} = 196,67 \text{ MN/m} \end{cases} \rightarrow d_{\text{pile}} = 1,3 \text{ cm}$$

Le déplacement de la tête de pile est inférieur au déplacement du tablier, puisque ce dernier ne transmet pas son déplacement aux piles, mais il repose sur des appareils d'appui qui encaissent ce déplacement.

## III-3-vérification automatique

Afin de déterminer la période et les efforts sollicitant les piles nous nous appuyons sur le logiciel **SAP2000 v14.1.0**, en modélisant les travées et les piles en s'articulant sur les hypothèses suivantes:

- Les culées sont supposées infiniment rigides.
- les piles sont modélisées par des éléments barres.
- la répartition transversale des efforts sur le chevêtre est faite par des barres transversales.
- les appareils d'appui sont des appuis élastiques qui ont une rigidité K calculé précédemment.
- les piles sont supposées encastrées dans le sol.
- la masse du tablier seule participe au séisme.

### III-3-1-Modélisation de l'ouvrage

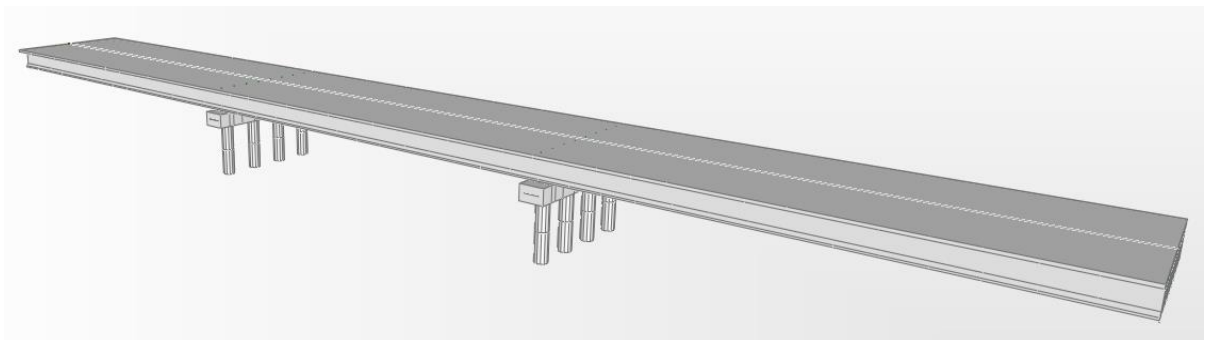


Figure 5-7: Modèle 3D du tablier

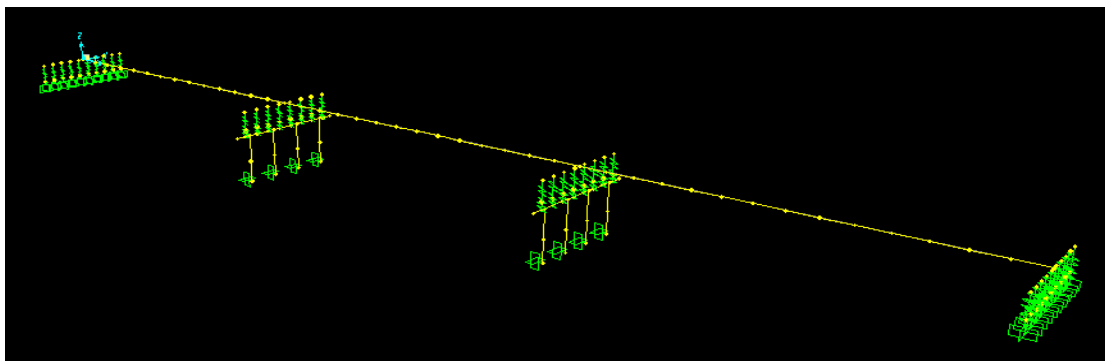


Figure 5-8: Modèle automatique SAP2000

### III-3-2-Analyse des résultats

Nous nous intéressons qu'aux efforts verticaux et moments fléchissants pour lesquels nous étudierons le ferrailage à L'E.L.A.

Après introduction des combinaisons de charge dans le logiciel SAP2000, nous trouvons les sollicitations défavorables pour chaque fût. Le tableau suivant présente les extrêmes globaux.

Tableau 5-1: Moment et effort dus au séisme

N° fût	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
48	24,9	0,073	581,015	4,928	3722,8951	0,1361
51	24,734	0,014	585,125	2,2124	3737,1937	0,0255
54	24,734	0,014	585,125	2,2124	3737,1937	0,0255
57	24,9	0,073	581,015	4,928	3722,8951	0,1362
pile 1	99,268	0,174	2332,28	14,2808	14920,178	0,3233

## IV-Pré dimensionnement et étude de la pile

Comme Notre ouvrage franchit une brèche (obstacle naturel), nous optons pour la solution d'une pile portique multi fût, pour sa légèreté (économie de matériaux) et son bon comportement face aux actions sismiques.

### IV-1-Pré dimensionnement des éléments de la pile [19][20]

#### IV-1-1-Le chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- La longueur du chevêtre est la même que la largeur de tablier ( $L=14,3\text{m}$ )
- La hauteur du chevêtre est comprise entre  $L/15$  et  $L/10$ [19], soit  $h=1,4\text{m}$
- La largeur du chevêtre est calculée à partir de l'emplacement des appuis (SETRA [20]) soit  $B=2,3\text{m}$

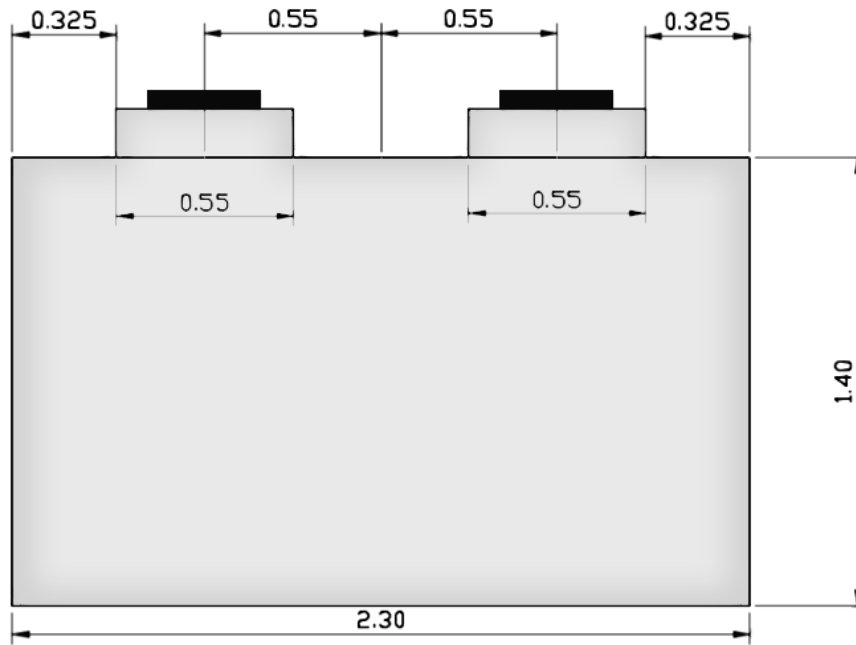


Figure 5-9: Dimensions transversales du chevêtre

### IV-1-2-Les fûts

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre constant.

- Pour notre projet nous optons pour quatre fûts de diamètre ( $\psi = 1,2\text{m}$ ).
- La hauteur des fûts est calculée de la base du chevêtre jusqu'à la fondation,  $H=5,9\text{m}$

### IV-1-3-Les semelles

La semelle repose sur deux lignes de quatre pieux avec un entraxe entre pieux  $e=3,6\text{m}$  [19]

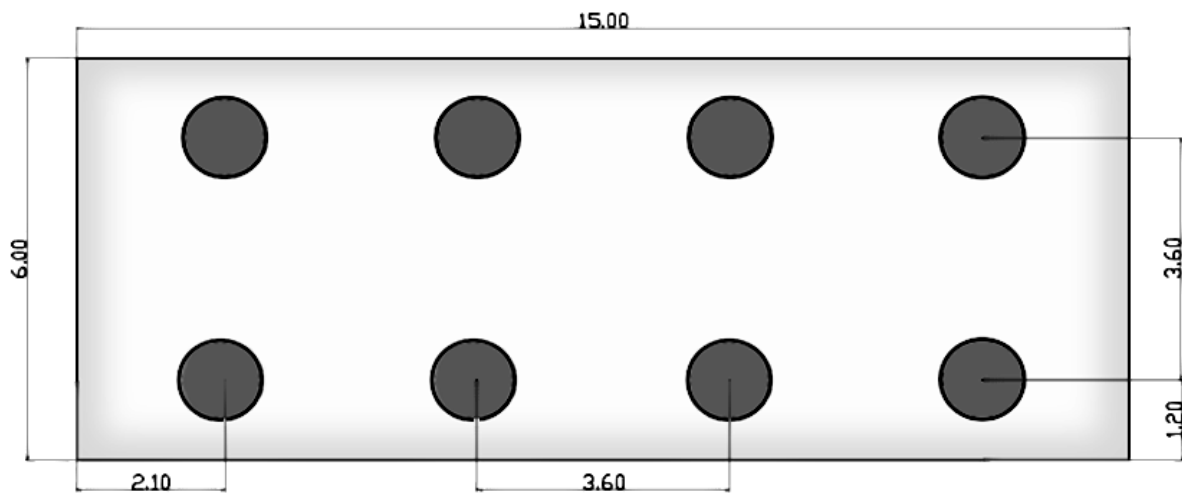


Figure 5-10: Disposition des pieux

- La largeur de la semelle est telle que  $B > e + \psi + 2 \times 0,15$  soit  $B=6m$
- La hauteur de la semelle est telle que  $h \geq \frac{e}{2}$  soit  $h=1,8m$
- La longueur de la semelle est de 15m, pour assurer une bonne répartition des efforts provenant des fûts.

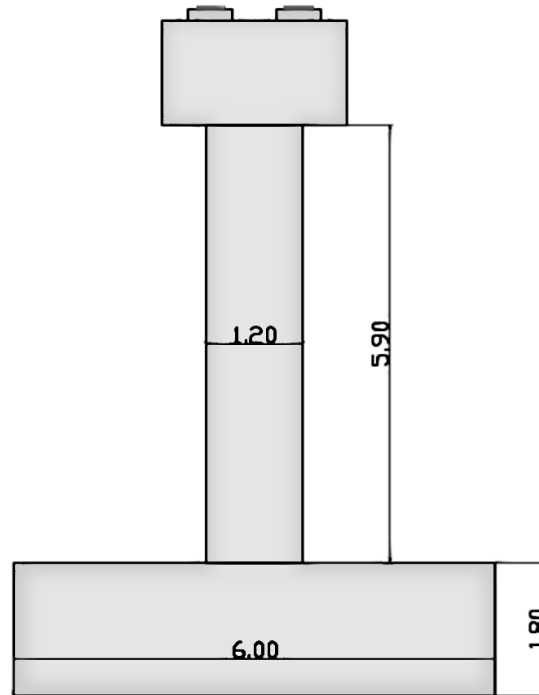


Figure 5-11: Dimensions de la semelle et du fût

## IV-2-Répartition des charges sur la pile

Les réactions sont calculées à partir de la ligne d'influence.

### IV-2-1-Poids propre du chevêtre

- $N_{Gc} = (2,3 \times 1,4 \times 25 \times 14,3) = 1151,15 \text{ kN}$   
(cette charge sera uniformément répartie sur la longueur du chevêtre)
- $N_1 = (2,3 \times 0,2 \times 1,8 \times 25) = 20,7 \text{ kN}$   
(charge concentrée sur les bords du chevêtre)
- $N_2 = 0,65 \times 0,55 \times 0,15 \times 25 = 1,34 \text{ kN}$   
(poids propre du bossage)

### IV-2-2-Poids propre du tablier

$$N_{Gt} = R_1 + R_2 = 2 \times 294,75 \left( \frac{40}{2} \right)$$

$$N_{Gt} = 11790,128 \text{ KN}$$

$$M_{t,Gt} = 3242,25 \text{ KN.m}$$

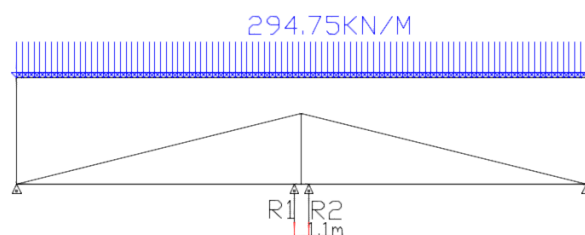


Figure 5-12: Réaction due au poids du tablier



### IV-2-3-Surcharge A(L)

Une travée chargée :

$$R_1 = 96,8691 \times \frac{40}{2} = 1937,38 \text{ kN}$$

$$M_{t,AL} = \frac{1937,38 \times 1,1}{2}$$

$$M_{t,AL} = 1065,56 \text{ kN.m}$$

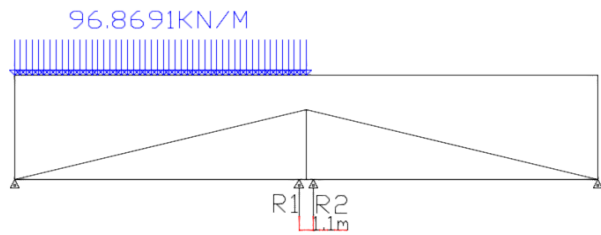


Figure 5-13: Réaction due à la surcharge A(L), une travée chargée

Deux travées chargées :

$$A(L) = 2,3 + \frac{360}{12+80} = 6,123 \text{ kN/m}^2$$

$$A = 65,256 \text{ KN/m}$$

$$N_{AL} = R_1 + R_2 = 2 \times 65,526 \left(\frac{40}{2}\right)$$

$$N_{AL} = 2610,24 \text{ kN}$$

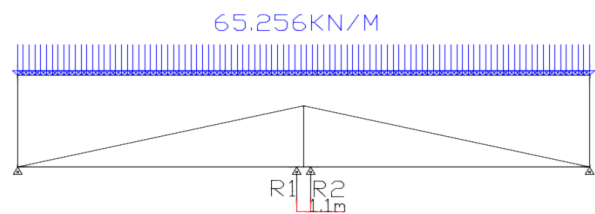


Figure 5-14: Réaction due à la surcharge A(L), deux travées chargées

### IV-2-4-Surcharge Bc

Une travée chargée :

$$R_1 = 1698,64 \text{ kN}$$

$$M_{t,Bc} = \frac{1698,64 \times 1.1}{2}$$

$$M_{t,Bc} = 934,252 \text{ kN.m}$$

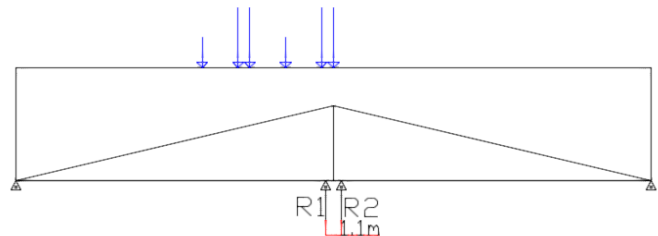


Figure 5-15: Réaction due à la surcharge Bc, une travée chargée

Deux travées chargées :

$$N_{Bc} = 521,25 \times 4 \times 1,074 \times 0,8$$

$$N_{Bc} = 1791,432 \text{ KN}$$

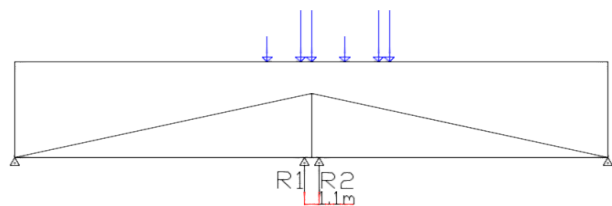


Figure 5-16: Réaction due à la surcharge Bc, deux travées chargées

### IV-2-5-Surcharge Mc120

Une travée chargée:

$$R_1 = 1110,415 \text{ KN}$$

$$M_{t,Mc120} = \frac{1110,415 \times 1,1}{2}$$

$$M_{t,Mc120} = 610,73 \text{ kN.m}$$

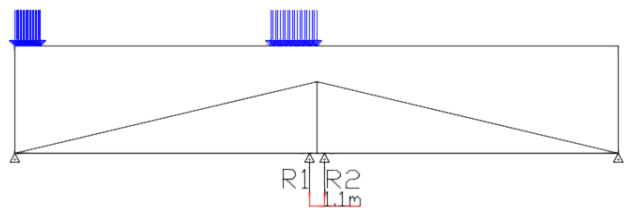


Figure 5-17: Réaction due à la surcharge Mc120 , une travée chargée

Deux travées chargées :

$$N_{Mc120} = 180,328 \times 6,867 \times 1,065$$

$$N_{Mc120} = 1318,80 \text{ kN}$$

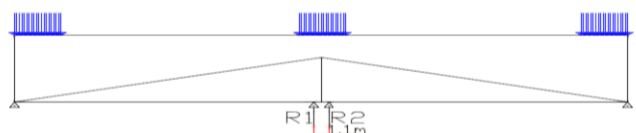


Figure 5-18: Réaction due à la surcharge Mc120, deux travées chargées

### IV-2-6-Surcharge D240

Une travée chargée :

$$R_1 = 1842 \text{ kN}$$

$$M_{t,D240} = \frac{1842 \times 1,1}{2}$$

$$M_{t,D240} = 1013,1 \text{ kN.m}$$

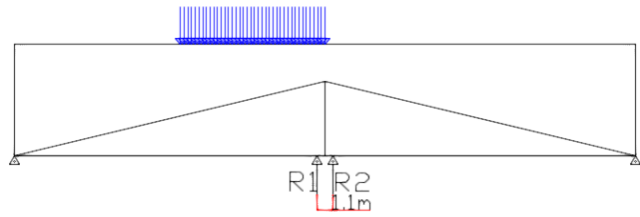


Figure 5-19: Réaction due à la surcharge D240, une travée chargée

Deux travées chargées :

$$N_{D240} = 16,438 \times 129,032$$

$$N_{D240} = 2121,03 \text{ kN}$$

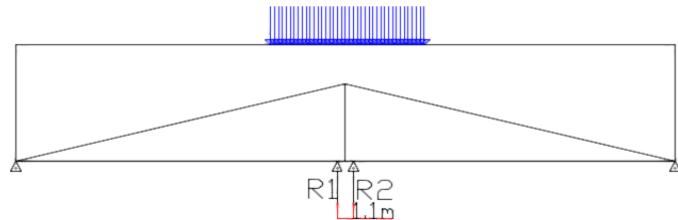


Figure 5-20: Réaction due à la surcharge D240, deux travées chargées

### IV-2-7- Répartition des efforts sur les poutres

Tableau 5-2: Réaction sur pile pour chaque poutre (les charges de tablier)

	Poutre I		Poutre II		Poutre III		Poutre IV	
	ξ	N (KN)	ξ	N (KN)	ξ	N (KN)	ξ	N (KN)
<b>G tablier</b>	1	1473,776	1	1473,776	1	1473,776	1	1473,776
<b>AL</b>	0,17	443,7408	0,17	443,7408	0,153	399,36672	0,147	383,70528
<b>Bc</b>	0,193	345,746376	0,203	363,660696	0,205	367,24356	0,196	351,120672
<b>Mc120</b>	0,23	303,324	0,255	336,294	0,325	428,61	0,4	527,52
<b>D240</b>	0,244	517,53132	0,275	583,28325	0,36	763,5708	0,384	814,47552

Tableau 5-3: Les combinaisons de charge pour les réactions

	Poutre I	Poutre II	Poutre III	Poutre IV
<b>ELS (kN)</b>	2006,26496	2057,05925	2237,3468	2288,25152
<b>ELU (kN)</b>	2708,4577	2777,02999	3020,41818	3089,13955

Le poids propre du chèvêtre :

$$ELS \rightarrow \begin{cases} \text{charge uniformément répartie } N_{Gc,ser} = \frac{1151,15}{14,3} = 80,5 \text{ kN/m} \\ \text{charge concentrée sur chaque bord } N'_1 = 20,7 \text{ kN} \end{cases}$$

$$ELU \rightarrow \begin{cases} \text{charge uniformément répartie } N_{Gc,ELU} = 80,5 \times 1,35 = 108,675 \text{ kN/m} \\ \text{charge concentrée sur chaque bord } N'_1 = 20,7 \times 1,35 = 27,945 \text{ kN} \end{cases}$$

## IV-3-Etude du chevêtre

### IV-3-1-Etude à la flexion

#### IV-3-1-1-Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants

Pour cela nous procedons à un calcul automatique sous **Robot Structural Analysis 2014**:

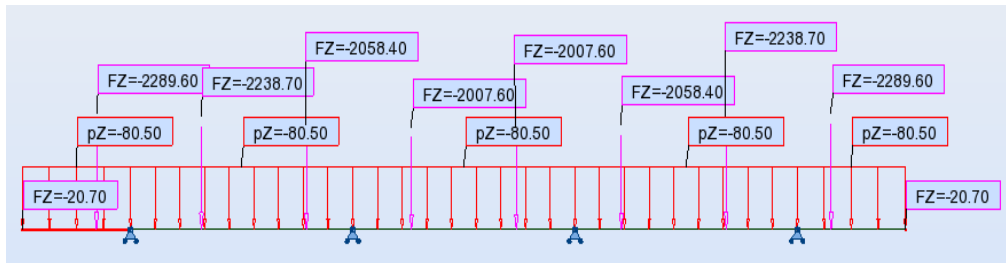


Figure 5-21: Schéma statique du chevêtre

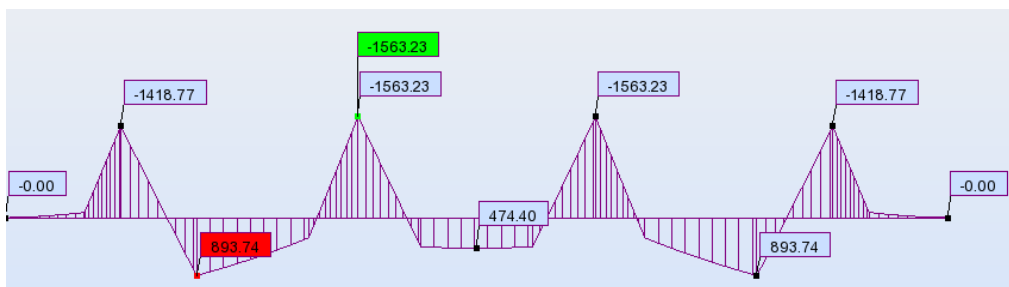


Figure 5-22: Diagramme du moment fléchissant à L'ELS

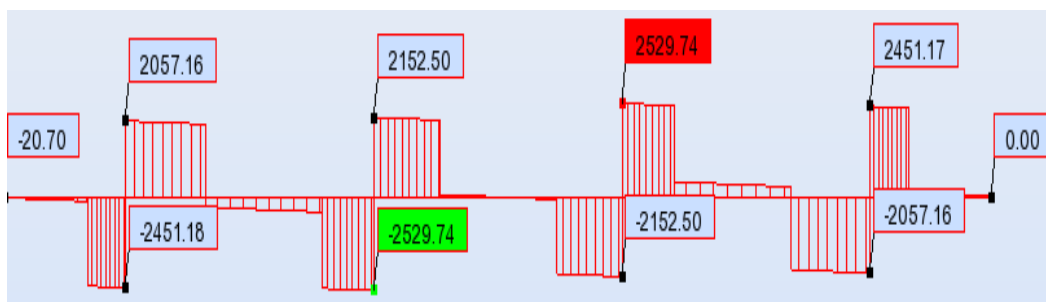


Figure 5-23: Diagramme de l'effort tranchant

- Les moments fléchissants à prendre en compte dans les calculs sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \text{sup: } 1563,23 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \text{inf: } 893,74 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{array} \right. \\ \text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} \text{sup: } 2110,36 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \text{inf: } 1206,6 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

- L'effort tranchant à prendre en compte dans les calculs est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELS : } 2529,74 \text{ kN} \\ \text{ELU : } 3415,15 \text{ kN} \end{array} \right.$$

### IV-3-1-2-Ferrailage du chevêtre (voir annexe C)

#### IV-3-1-2-a-Nappe inférieure

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 2,3\text{m} \\ d = 1,26\text{m} \\ f_{bu} = 15,3\text{MPa} \\ M_u = 1206,6 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc: } A_s = 29,6\text{cm}^2$$

#### Vérification à L'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 3,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{vérifiée} \\ \sigma_s = 240,36 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\text{Soit: } \sigma_s = \overline{\sigma}_s = 207,31 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A_s = 36,34 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 12 \text{ HA } 20$$

#### IV-3-1-2-b-Nappe supérieure

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 2,3\text{m} \\ d = 1,26\text{m} \\ f_{bu} = 15,3\text{MPa} \\ M_u = 2110,36\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc: } A_s = 51,75\text{cm}^2$$

#### Vérification à L'ELS

$$\text{Donc } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 5,42 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{vérifiée} \\ \sigma_s = 231,667 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } \sigma_s = \overline{\sigma}_s = 207,31 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A_s = 64,75 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 14 \text{ HA } 25$$

#### I-3-1-2-c-Etude de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ avec } V_u = 3415,15 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 1,1485 \text{ MPa}$$

$$\text{La contrainte limite est } \overline{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \overline{\tau}_u = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc: } \tau_u = 1,1485 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,7 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

#### Armature transversale minimale

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \text{ Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\rightarrow A_t = 8,48 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8\text{HA}1$$

### IV-3-2-Ferraillage du chevêtre à la torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

Le moment de torsion à prendre en compte dans les calculs est donné par la combinaison:

$$G+D240$$

$$M_t = \begin{cases} 794,31 \text{ kN.m à ELS} \\ 1072,3185 \text{ kN.m à ELU} \end{cases}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tu}}{2 \times A \times b_0} \text{ avec } \begin{cases} A = 2,422 \text{ m}^2 \text{ l'aire de contour à mi-épaisseur des parois} \\ b_0 = 0,23 \text{ épaisseur fictive de la paroi} \end{cases}$$

$$\rightarrow \tau_t = 0,96 \text{ MPa}$$

La condition à vérifier est:

$$\tau_t + \tau_t \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_t + \tau_t = 2,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

#### IV-3-2-1-Les armatures longitudinales

$$\frac{A_l f_e}{U \gamma_s} = \frac{M_{tu}}{2 \times A} \text{ avec } \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,15 \\ A = 2,422 \text{ m}^2 \\ U = 6,48 \text{ m périmètre} \end{cases}$$

$$\rightarrow A_l = 41,24 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9\text{HA}25$$

#### IV-3-2-2-Les armatures transversales

$$\frac{A_t f_e}{S_t \gamma_s} = \frac{M_{tu}}{2 \times A} \text{ avec: } S_t = 0,25\text{m}$$

$$\rightarrow A_t = 6,4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}12$$

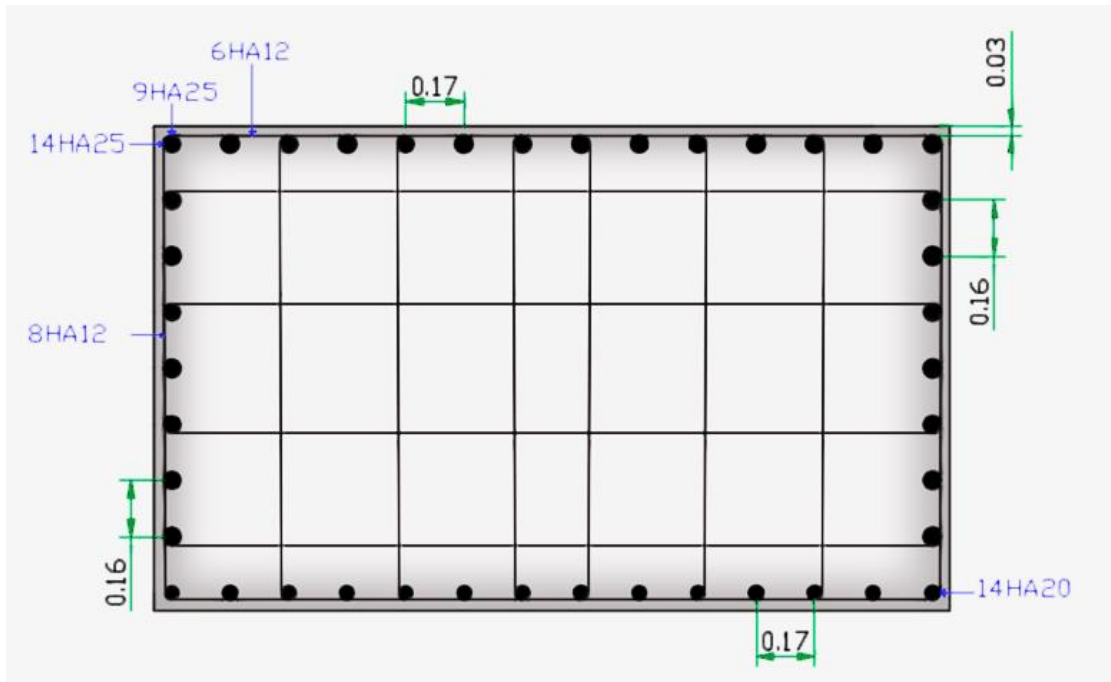


Figure 5-24: Schéma de ferrailage du chevêtre

## IV-4-Etude des fûts

Les fûts sont sollicités par un effort normal provenant des charges permanentes (poids propre du tablier, poids propre du chevêtre, poids propre des fûts) et les surcharges routières, et par un moment de flexion à leurs bases provenant des forces de freinage ou par l'action sismique.

### IV-4-1-combinaisons de charge

Les sollicitations suivantes sont calculées pour un seul fût :

$$\text{ELS} \begin{cases} N = 2696,56 \text{ kN} \\ M = 1314 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} N = 3640,356 \text{ kN} \\ M = 1773,9 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELA} \begin{cases} N = 3281,685 \text{ kN} \\ M = 3737,194 \text{ kN.m} \end{cases}$$

### IV-4-2-Vérification au flambement

Longueur de flambement :  $L_f = 0,7 \times L_0 \rightarrow L_f = 4,13 \text{ m}$

Elancement mécanique :  $\lambda = \frac{L_f}{\varphi} \rightarrow \lambda = 13,77$

D'où:  $\lambda = 13,77 < 50$ , pas de risque de flambement

### IV-4-3-Ferraillage des fûts

Le ferraillage des fûts se fait à la flexion composé par les abaques de Walther (voir annexe)

#### IV-4-3-1- armatures longitudinales

On a  $\frac{h'}{\psi} = 0,04$  avec  $\begin{cases} h' = 0,05\text{m} \text{ enrobage} \\ \varphi = 1,2\text{m} \text{ diamètre du fût} \end{cases} \rightarrow \text{abaque N}^\circ 154$

##### IV-4-3-1- a-En condition normale

$$\frac{M_u}{\pi \times R^2 \times \varphi \times \beta_w} = 0,048$$

$$\frac{N_u}{\pi \times R^2 \times \beta_w} = 0,12$$

Pour:  $\sigma_s = 460 \text{ MPa} \rightarrow w = 0,26$

Par interpolation:  $\sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow w = 0,226$

La section d'armature est:  $A_1 = \frac{w \times \pi \times R^2 \times \beta_w}{\sigma_s} \rightarrow A_1 = 172,5 \text{ cm}^2$

##### IV-4-3-1- b- En condition sismique

$$\frac{M_A}{\pi \times R^2 \times \varphi \times \beta_w} = 0,102$$

$$\frac{N_A}{\pi \times R^2 \times \beta_w} = 0,11$$

Pour:  $\sigma_s = 460 \text{ MPa} \rightarrow w = 0,3$

Par interpolation:  $\sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow w = 0,26$

La section d'armature est:  $A_1 = \frac{w \times \pi \times R^2 \times \beta_w}{\sigma_s} \rightarrow A_1 = 198,5 \text{ cm}^2$

**Soit 25HA32**

#### IV-4-3-2-Armatures transversales

L'espacement de armatures est tel que :

$$S_t \leq \min(12 \phi_1 ; \varphi ; 20\text{cm}) \text{ En zone courante}$$

$$S_t \leq \min(8 \phi_1 ; 0,5\varphi ; 20\text{cm}) \text{ En zone critique}$$

Soit:  **$S_t = 15 \text{ cm}$**  en zone critique et  **$S_t = 20 \text{ cm}$**  en zone courante

Le guide de conception [20] propose une section d'armature  $\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3}$

Soit  **$\phi_t = 12\text{mm}$**

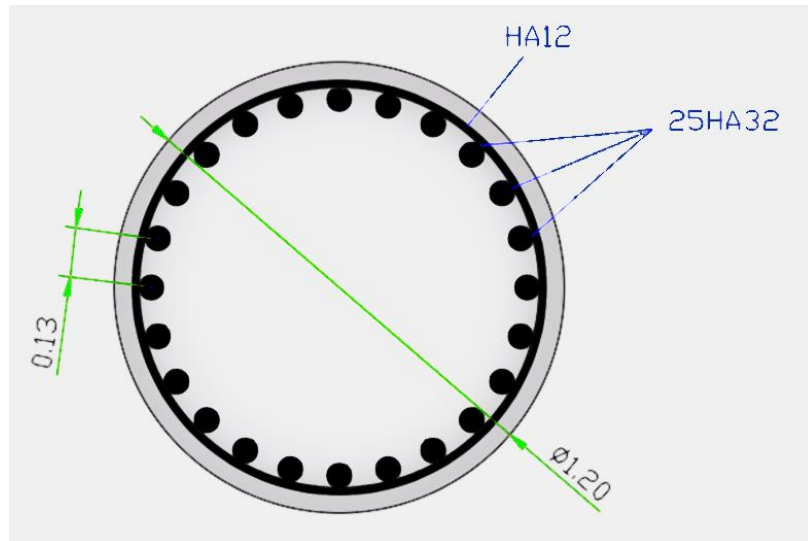


Figure 5-25: Schéma de ferrailage du fût

## IV-5-Etude de la semelle

### IV-5-1-Combinaison de charge

- Poids propre de la semelle :  $P_s = 4050$  kN
- Poids propre du tablier :  $P_t = 11790$  kN
- Poids propre du chevêtre :  $P_c = 1214$  kN
- Poids propre des fûts :  $P_f = 667,28$  kN
- Surcharge AL :  $P_{Al} = 2610,24$  kN
- Poids des terres :  $P_{terre} = 1215$  kN

$$\text{À l'E. L. S} \begin{cases} N = 21546,52 \text{ kN} \\ M = 1314 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{À l'E. L. U} \begin{cases} N = 29087,8 \text{ kN} \\ M = 1773,9 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{À l'E. L. A} \begin{cases} N = 23878,8 \text{ kN} \\ M = 14920,2 \text{ kN.m} \end{cases}$$



## IV-5-2-ferrailage de la semelle

Nous appliquons la méthode des bielles, sous certaines conditions:

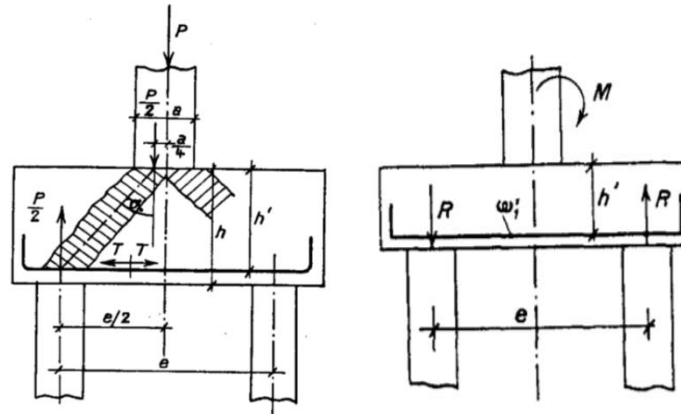


Figure 5-26: Schéma de répartition des efforts selon la méthode des bielles [21]

- $\tan \alpha = \frac{h'}{\left(\frac{e-a}{2}\right)} \rightarrow \alpha = 49,4^\circ ; 45 \leq \alpha = 49,4^\circ \leq 55^\circ$
- $h' = 1,75m \rightarrow \left(\frac{B-a}{4}\right) = 1,2 \leq h' \leq (B-a) = 4,8m$

Donc: **la méthode des bielles est applicable.**

### IV-5-2-1-Armatures transversales inférieures

Ces armatures sont disposées sur une bande de 3m sur pieux

#### IV-5-2-1-a-En condition normale

$$R_{\max} = \frac{N_u}{8} + \frac{M_u}{4 \times e} = 3636 + 123,2 \rightarrow R_{\max} = 3759,2 \text{ kN} ; \rightarrow R_{\max} < Q_p \text{ vérifiée}$$

$$R_{\min} = \frac{N_u}{8} - \frac{M_u}{4 \times e} = 3636 - 123,2 \rightarrow R_{\min} = 3512,8 \text{ kN} ; \rightarrow R_{\min} > 0 \text{ vérifiée}$$

$$A_s = \frac{R_{\max} \times \tan \alpha}{f_{su}} \rightarrow A_s = 125,31 \text{ cm}^2$$

#### IV-5-2-1-b-En condition sismique

$$R_{\max} = \frac{N_A}{8} + \frac{M_A}{4 \times e} = 2985 + 1036,13 \rightarrow R_{\max} = 4021,13 \text{ kN} ; \rightarrow R_{\max} < Q_p \text{ vérifiée}$$

$$R_{\min} = \frac{N_A}{8} - \frac{M_A}{4 \times e} = 2985 - 1036,13 \rightarrow R_{\min} = 1948,87 \text{ kN} ; \rightarrow R_{\min} > 0 \text{ vérifiée}$$

$$A_s = \frac{R_{\max} \times \tan \alpha}{f_e} \rightarrow A_s = 116,6 \text{ cm}^2$$

On prend la section qui satisfait les sollicitations les plus défavorables :

$$A_s = 125,31 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 16\text{HA}32 \text{ avec espacement de } 20\text{cm}$$

Entre les différentes bandes, on placera des armatures transversales telle que :

$$A = \frac{A_s}{3} = 41,77 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6\text{HA}32 \text{ avec espacement de } 12\text{cm}$$

### IV-5-2-2-Armatures de répartitions inférieures

La section des armatures de répartition doit être au minimum égale à  $0,1\%A$  avec  $A = 10,8\text{m}^2$   
 Soit une section de  $108\text{ cm}^2 \rightarrow 35\text{HA}20$  avec un espacement de 18 cm

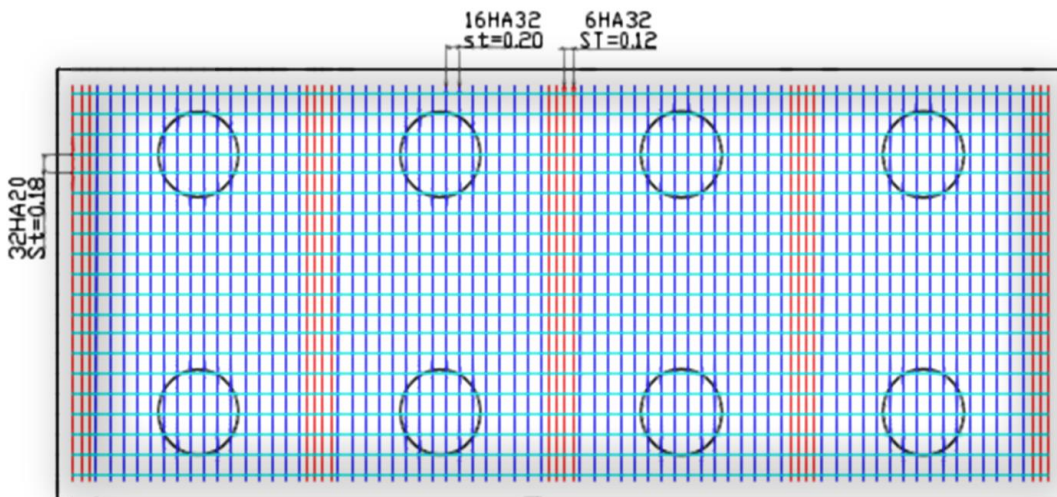


Figure 5-27: Ferrailage inférieur de la semelle

### IV-5-2-3-Armatures transversales supérieures

Les armatures transversales supérieures doivent être au minimum égales à  $0,1\%A$

$$A = 27\text{m}^2 \rightarrow A_s = 270\text{ cm}^2 \text{ soit } 54\text{HA}25 \text{ avec espacement de } 28\text{ cm}$$

### IV-5-2-4-Armatures de répartitions supérieures

Les armatures des répartition supérieures doivent être au minimum égales à  $0,05\%A$

$$A = 10,8\text{m}^2 \rightarrow A_s = 54\text{cm}^2 \text{ soit } 27\text{HA}16 \text{ avec espacement de } 23\text{ cm}$$

### IV-5-2-5-Vérification de la compression des bielles

Nous vérifions la condition suivante:

$$\sigma = \frac{Nu}{S \times (\sin \alpha)^2} = \frac{5,905}{1,131 \times 0,578} = 9,033\text{MPa} < 0,9f_{c28} = 24,3\text{MPa}$$

### IV-5-2-6-Armatures de cisaillement

Des cadres calculés au minimum pour reprendre un cisaillement  $\tau_u$  égal à 0,4 Mpa sont disposés dans un maillage d'espacement maximal de 40 cm, de façon à tenir chaque armature longitudinale au moins un lit sur deux [9].

Soit  $S_t = 25\text{ cm}$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4\text{MPa} \text{ avec } b = 1\text{m}$$

$$\rightarrow A_t = 2,5\text{cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}10/\text{ml}$$

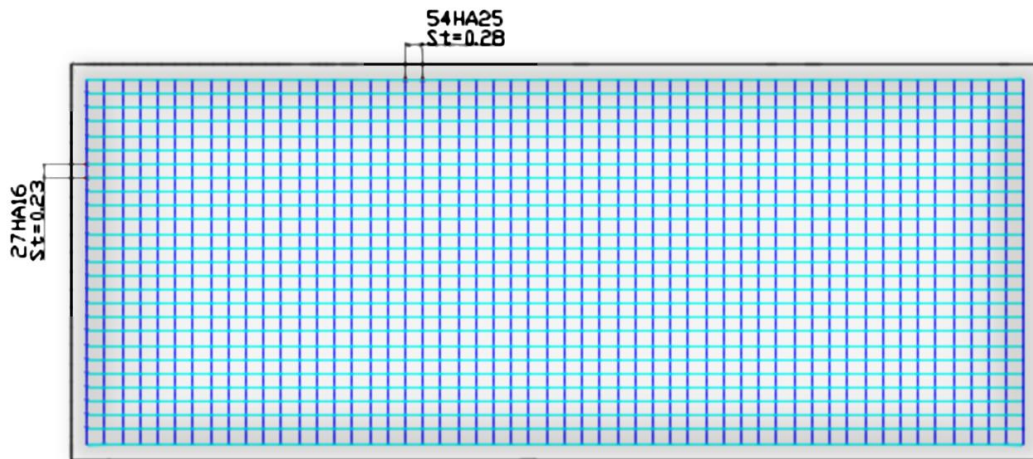


Figure 5-28: Ferrailage supérieur de la semelle

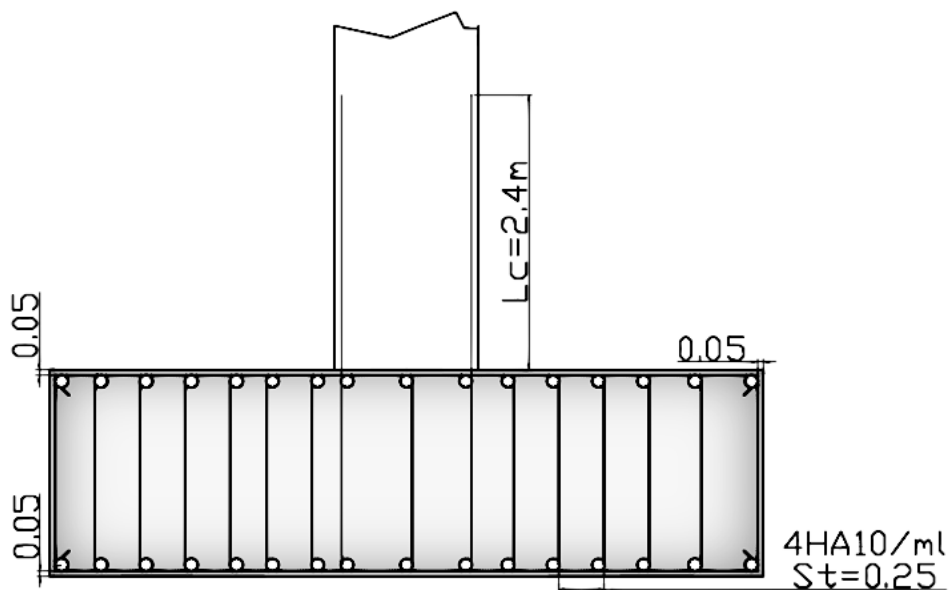


Figure 5-29: Coupe transversale du ferrailage de la semelle.

## VI-6-Butées de sécurité (RPOA)

L'environnement des appareils d'appui, doit être complété par les dispositions permettant de se prémunir contre les déplacements entre le tablier et ses appuis provoqués par le séisme. Ces déplacements sont difficilement prévisibles par le calcul et il convient de prendre la mesure complémentaire qui est la mise en place de butées de sécurité.

Les butées (appelées aussi plots parasismiques) de sécurité n'entrent en jeu qu'en cas de rupture de l'appareil d'appui. Elles doivent être conçues de telle sorte qu'elles laissent libre un jeu égal au déplacement calculé sous la combinaison sismique. Ces butées doivent être calculées pour reprendre 40% des efforts sismiques de calcul.

L'emplacement, les dimensions et le ferrailage des butées sont dans la Figure 4-30:

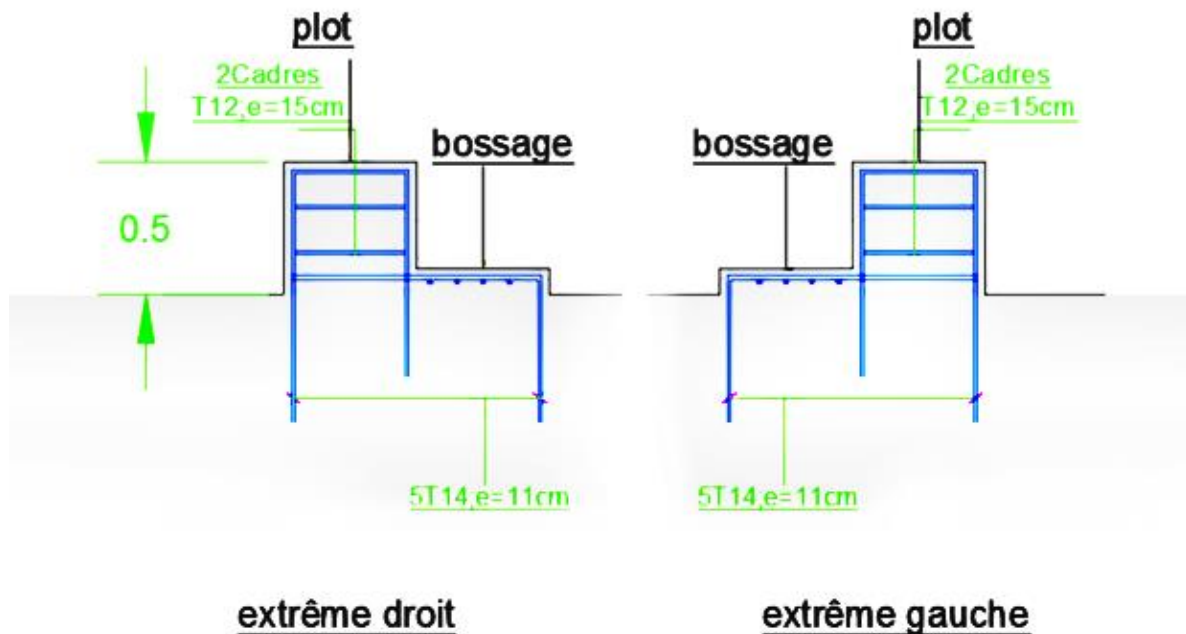


Figure 4-30: Dimensions et ferrailage des plots parasismiques

## V- Pré dimensionnement et étude des culées

La culée est un Ouvrage servant d'appui à l'extrémité du tablier, assurant la double fonction de transmission des charges provenant du tablier et de soutien des terres.

### V-1-Choix du type de la culée

Il existe deux types principaux de culée:

- **les culées enterrées**, dont la structure porteuse est noyée dans les remblais d'accès à l'ouvrage, elles assurent essentiellement une fonction porteuse.
- **les culées remblayées**, constituées par un ensemble de murs en béton armé, deux latéraux et un frontal sur lequel repose le tablier, elles assurent aussi bien la fonction porteuse que retenue des terres.

Dans notre cas, nous retenons la culée remblayée qui est la mieux adaptée à notre ouvrage et au relief de la brèche.

### V-2-Pré-dimensionnement

Le pré dimensionnement des culées de notre ouvrage a été réalisé sur la base des recommandations de J.A CALAGRO à travers son ouvrage [19]

Les dimensions de nos deux culées et leurs implantations sont détaillées dans le tableau et figures qui suivent:

Tableau 5-4: Implantation des Murs de Fronts de chaque Culée

	MF* Culée Nord	MF* Culée Sud
PK 15+	15+445,38	15+564,59
Altitude (m)	242,525	250,485

MF\*: Mur de Front.

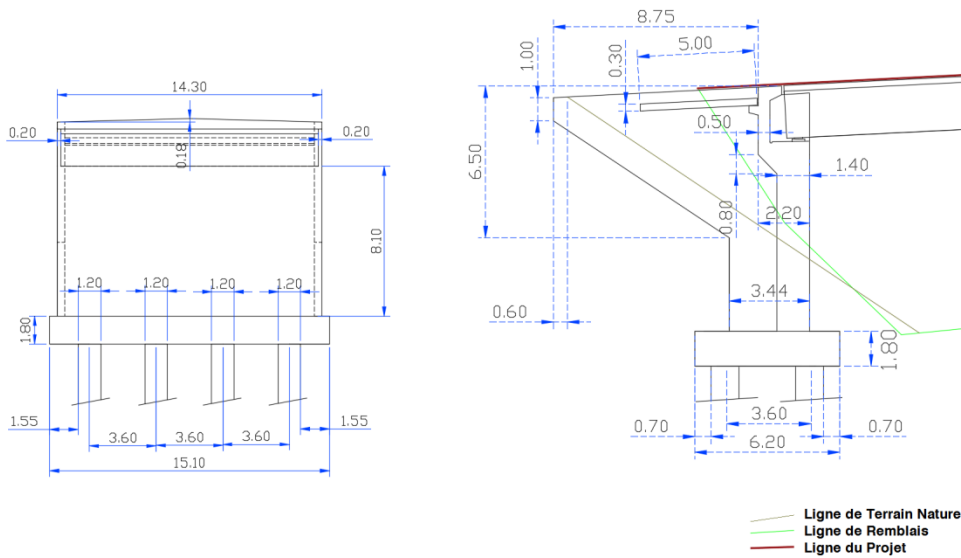


Figure 5-31: Coupe transversale, et longitudinale de la culée Nord

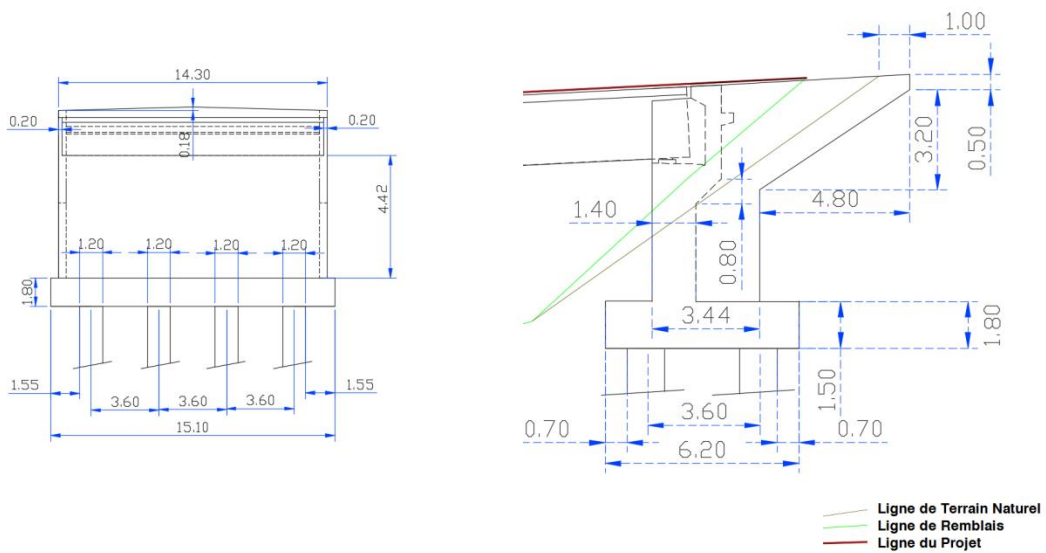


Figure 5-32: Coupe transversale, et longitudinale de la culée Sud.

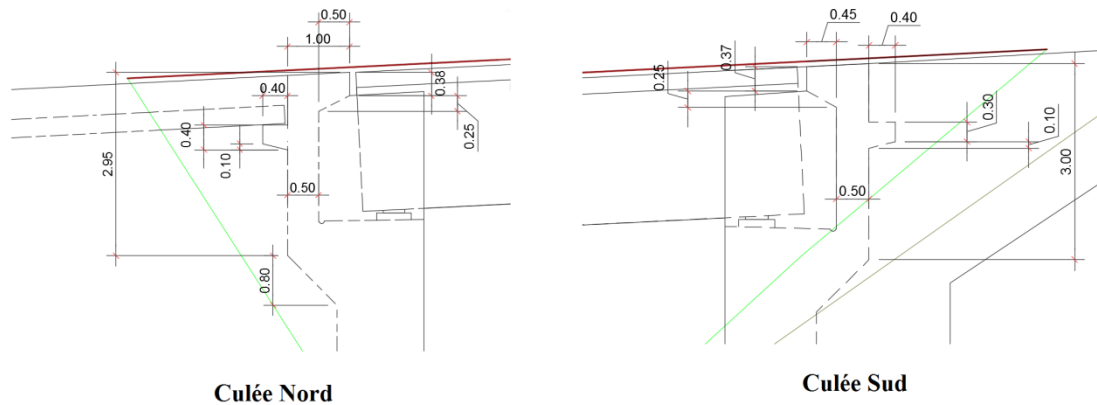


Figure 5-33:Détails des sommets de Culées

**Remarque**

Nous choisissons de procéder à l'étude de la Culée Nord, la plus volumineuse des deux.

## V-3-Etude de la Culée nord

### V-3-1-Sollicitation de la Culée Nord

Selon le RPOA [17]:

**Les matériaux de remblaiement** derrière la structure doivent avoir les caractéristiques suivantes :

- Être sableux ou granuleux, ne pas contenir d'éléments organiques, putrescibles, combustibles, solubles, polluants ou corrosifs vis à vis du béton.
- Leur teneur en fines définie comme le passant à 0,08mm, doit être inférieure à 8%
- Ne pas contenir d'éléments dont la plus grande dimension est supérieure à 100mm ( $D < 100\text{mm}$ )
- Être insensible à l'eau
- Avoir un angle de frottement interne  $\varphi \geq 30^\circ$

Dans notre cas "Culée liée de manière flexible au tablier", les actions à prendre en compte sont les suivantes:

- Poussées des terres incluant les effets sismiques (mur de soutènement)
- forces d'inertie agissant sur la masse de la culée et sur la masse du remblai supportée éventuellement par la culée.
- actions transmises par les appareils d'appui.

#### Concernant les Murs de soutènement:

Pour le calcul de la poussée dynamique des terres, nous appliquerons la méthode de **Monobé-Okabé** décrite dans le RPOA. Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques:

- $k_h = A = 0,2$
- $k_v = 0,3k_h = 0,06$

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur:

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad}$$

Avec

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

- $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) = (12,01 ; 10,68)$
- H..... est la hauteur du mur
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ..... est le poids volumique des terres
- $\varphi = 30^\circ$ ..... l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion
- $\delta = 0$ ..... l'angle de frottement sur le mur
- $\beta = -2,86^\circ$ ..... angle de la surface du remblai sur l'horizontal

### V-3-1-1-Les coefficients d'accélération sismique

Nous prenons en considération les trois cas suivants:

- **Cas 1**..... Sans séisme
- **Cas 2**..... Séisme "horizontal+vertical vers le haut (-)
- **Cas 3**..... Séisme "horizontal+vertical vers le bas (+)

Le coefficient de poussée  $K_{ad}$  est résumé dans le tableau suivant en fonction des cas:

Tableau 5-5: Coefficients d'accélération et de poussée

Cas	$K_h$	$K_v$	$\theta$	$K_{ad}$
1	0,0000	0,0000	0,0000	0,3434
2	0,2	-0,06	12,01	0,5071
3	0,2	+0,06	10,68	0,4843

### V-3-1-2-Calcul des sollicitations

Les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant, en sachant que le poids volumique du béton est pris à  $25 \text{ kN/m}^3$ , et celui des terres à  $20 \text{ kN/m}^3$ . Par mesure de sécurité nous prendrons en considération une surcharge sur remblais de  $10 \text{ kN/m}^2$





### V-3-1-3-Calcul des poussées statiques

#### V-3-1-3-a-poussées statiques dues aux terres

Nous faisons le calcul des poussées agissant sur une hauteur H et une largeur L, suivant la formule :

$$P_t = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times \gamma \times H^2 \times L$$

Tableau 5-7: Poussées statiques dues aux terres.

Eléments	$K_{ad}$	H	L	Pt	BDL	$M_R$
Mur frontal et garde grève	0,3434	10,50	14,30	5413,96	5,25	25 555,5
	0,5071	10,50	14,30	7994,81	5,25	37 740
	0,4843	10,50	14,30	7635,35	5,25	36 041
Semelle	0,3434	1,80	15,10	168,048	0,9	84,023
	0,5071	1,80	15,10	248,112	0,9	124,05
	0,4843	1,80	15,10	237,024	0,9	118,512

#### V-3-1-3-b-poussées statiques dues aux surcharges d'exploitation

Tableau 5-8: Poussées statiques dues aux surcharges d'exploitation.

Eléments	$K_{ad}$	H	L	Pt	BDL	$M_R$
Mur frontal et garde grève	0,3434	10,50	14,30	2707	5,25	12777,5
	0,5071	10,50	14,30	3997,40	5,25	18870
	0,4843	10,50	14,30	3817,70	5,25	18020,5
Semelle	0,3434	1,80	15,10	83,952	0,9	41,976
	0,5071	1,80	15,10	124,05	0,9	62,028
	0,4843	1,80	15,10	118,512	0,9	59,256

Le total des Moments renversant et stabilisant pour chaque cas de figure est:

Tableau 5-9: Total des moments sollicitant la culée.

CAS	$M_R$	$M_S$
1	38 459	14 687,775
2	94 750,56	13 806,506
3	94 088,75	15 569,03

### V-3-2-Ferraillage de la culée

#### V-3-2-1-Ferraillage de la Dalle De Transition (D.D.T)

La DDT est une dalle en béton armé, située sous la chaussée, elle a pour rôle d'éviter qu'il ne se produise des dénivèlements entre les remblais d'accès et l'ouvrage. Elle est soumise aux forces suivantes:

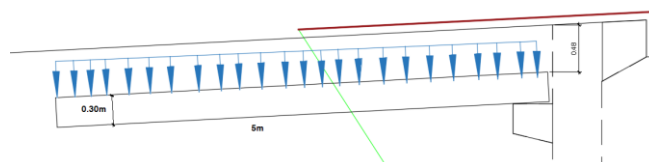


Figure 5-34: Sollicitation de la DDT

- Son poids propre:

$$G_{pp}=0,3 \times 25=7,5 \text{ kN/m}^2$$

- Le poids du remblai et du revêtement de la chaussée:

$$G_{PT}=(0,48 \times 20)+(0,08 \times 22)=11,36 \text{ kN/m}^2$$

- Les surcharges sur remblais:  $Q=10 \text{ kN/m}^2$

Ce qui produit les moments:

$$M_G=58,94 \text{ kNm/ml}$$

$$M_Q=31,25 \text{ kNm/ml}$$

et les efforts tranchants:

$$T_G=47,15 \text{ kN/ml}$$

$$T_Q=25 \text{ kN/ml}$$

Nous avons à l'ELU:

$$M_{ELU}=171,76 \text{ kNm/ml}$$

$$T_{ELU}=103,65 \text{ kN/ml}$$

À l'ELS:

$$M_{ELS}=127,23 \text{ kNm/ml}$$

$$T_{ELS}=76,78 \text{ kN/ml}$$

### V-3-2-1-a-Calcul du ferrailage

La section des armatures minimale est prise égale à 0.15% de la section de béton, soit  $4.5 \text{ cm}^2$

#### Armatures longitudinales:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ d = 0,25 \text{ m} \\ f_{bu} = 15,3 \text{ MPa} \\ M_u = 171,76 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc } A_s = 21,22 \text{ cm}^2$$

#### Armatures Transversales:

La dalle est soumise à:

$$\tau_{ELU} = \frac{T_{ELU}}{bd} = \frac{103,65}{0,25} = 414,6 \text{ kPa}$$

et la contrainte admissible est:

$$\tau'_{ELU} = \min \left[ 4 \text{ MPa} ; 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] = 2,7 \text{ MPa}$$

Nous avons:

$$\tau_{ELU} = 0,4146 \text{ MPa} < \tau'_{ELU} = 2,7 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Les armatures doivent remplir la condition:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_{ELU} \times b}{0,8 \times f_e}$$

$$S_t \leq \min[0,9d ; 40 \text{ cm}] = 27 \text{ cm}, \text{ nous choisissons un espacement de } 25 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{\tau_{ELU} \times b \times S_t}{0,8 \times f_e} = 3,24 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour **5HA10**

Vérification à L'ELS :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 11,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{vérifiée} \\ \sigma_s = 276,27 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{non vérifiée} \end{cases}$$

Soit  $\sigma_s = \overline{\sigma}_s = 207,31 \text{ MPa}$

$$\rightarrow A_s = 29 \text{ cm}^2 > A_{s,\min} ; \text{ Soit } 6\text{HA}25/\text{ml} ; \text{ St}=16\text{cm}$$

### V-3-2-2-Ferrailage du Mur-Garde-Grève(MGG)

Le MGG est soumis à des forces verticales et horizontales qui produisent des efforts de flexion (efforts tranchants négligés), maximaux au niveau de la section d'encastrement à l'arrière du mur de front:

- Poids propre;
- réaction des charges sur le mur;
- réaction de la dalle de transition;
- Poussée des terres;
- Poussée de charge locale en arrière du mur;
- Forces de freinage d'un essieu lourd type B<sub>c</sub>

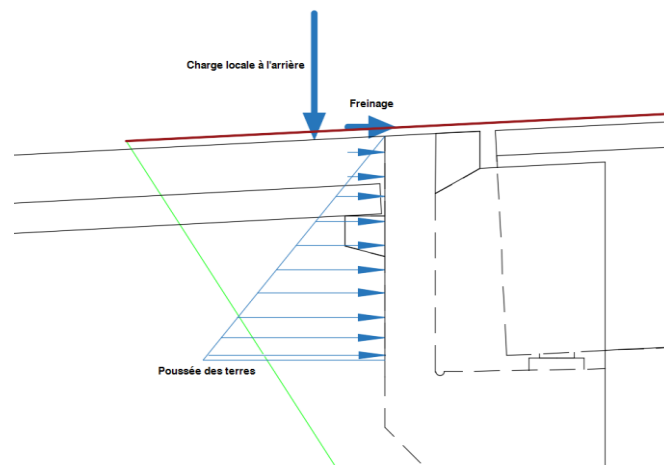


Figure 5-35: Sollicitations sur le MGG

Comme l'effet des forces verticales est plutôt favorable (pas de moment), elles seront négligées, nous avons donc trois forces à prendre en considération:

- la poussée des terres;
- la poussée d'une charge locale en arrière du mur;
- les forces de freinage d'un essieu B<sub>c</sub>

La poussée des terres horizontale, obtenue par la valeur des poussées multipliées par le bras de levier à 1/3 de la hauteur du mur nous donne:

$$M_{Pt\ ELU} = 1,35 \times 0,3434 \times 20 \times \frac{2,35^3}{6} = 21,40 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{Pt\ ELS} = 0,3434 \times 20 \times \frac{2,35^3}{6} = 15,85 \text{ kNm/ml}$$

La poussée due à une charge locale située en arrière du mur, est calculée sur la base du fait que la sollicitation totale due aux poids lourds  $B_c$  soit plus défavorable pour une hauteur entre 0,5m et 3m, que celles de charges sans freinage tel que  $B_t$  ou autre convois militaire, ou de type E ou D [20].

La valeur du moment fléchissant  $M_p$  à une profondeur  $h$ , est donnée par la formule qui suit:

$$M_p = K \times \frac{120}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} \times dx \quad \text{kNm/ml}$$

Avec:

- $K=K_{ad} \times \eta \times \delta \times b_c$  ..... Coefficient
- $K_{ad}=0,3434$  ..... Coefficient de poussée
- $\eta=1,2$  (à l'ELU);  $1,6$  (à l'ELS) ..... Coefficient de pondération
- $\delta \approx 1$  ..... Coefficient de majoration dynamique
- $b_c \approx 1$  ..... Coefficient (chapitre 03) en fonction du nombre de voies chargées

Nous tirons la valeur de  $M_p/K$  du tableau (p29 SETRA PP73 [20]):

$$M_p/K=85 \text{ kNm/ml}$$

D'où:

$$M_{p\ ELU}=46,70 \text{ kNm/m}$$

$$M_{p\ ELS}=35 \text{ kNm/m}$$

Quant à l'effort dû à la force de freinage prise égale au poids d'une roue de  $B_c$ :

$$M_F = \frac{60h}{0,25+2h} \times \eta$$

D'où:

$$M_{F\ ELU}=45,62 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{F\ ELS}=34,22 \text{ kNm/ml}$$

Notre mur doit faire face à un moment total:

$$M_{Total\ ELU}=113,72 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{Total\ ELS}=85,07 \text{ kNm/ml}$$

### V-3-2-2-a-Calcul du ferrailage

La section des armatures minimale est prise égale à 0,15% de la section de béton, soit  $7,5\text{cm}^2$

#### Armatures longitudinales:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1\text{m} \\ d = 0,45\text{m} \\ f_{bu} = 15,3\text{MPa} \\ M_u = 113,72 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc: } A_s = 7,8\text{cm}^2$$

## Vérification à L'ELS:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5,37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{vérifiée} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{non vérifiée} \end{cases}$$

Soit  $\sigma_s = \overline{\sigma}_s = 207,31 \text{ MPa}$

$\rightarrow A_s = 10 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} ; \text{ Soit } 9\text{HA}12/\text{ml} ; S_t=10 \text{ cm}$

## Armatures transversales:

$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$  Soit  $S_t = 30 \text{ cm}$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$A_t = 3 \text{ cm}^2$  Soit  $5\text{HA}10/\text{ml}$

## Armatures horizontales:

$1\text{HA}10$  tous les  $15 \text{ cm}$  sur les deux faces

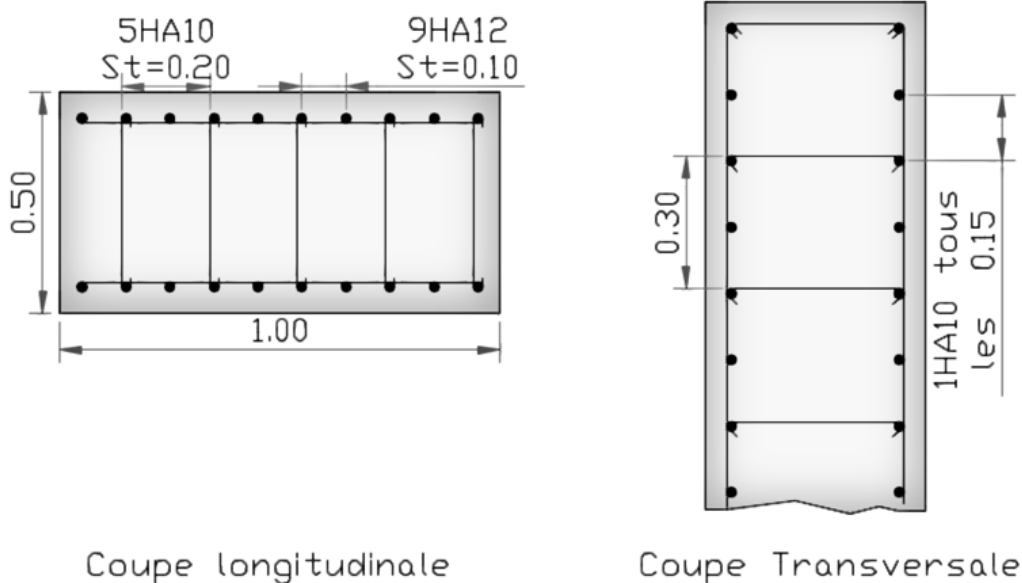


Figure 5-36: Schéma de ferrailage (en plan) du mur garde grève

### V-3-2-3-Corbeau arrière (appuis de la dalle de transition)

Le corbeau arrière subit les réactions dues au chargement de la dalle de transition qui repose sur lui:

- la Réaction due au poids de remblais, au poids propre de la dalle et celui du revêtement est égale à:  $47,15 \text{ kN/ml}$
- la réaction due au poids propre du corbeau est égale à:  $3,5 \text{ kN/ml}$
- la réaction due aux surcharges sur remblais est égale à:  $25 \text{ kN/ml}$

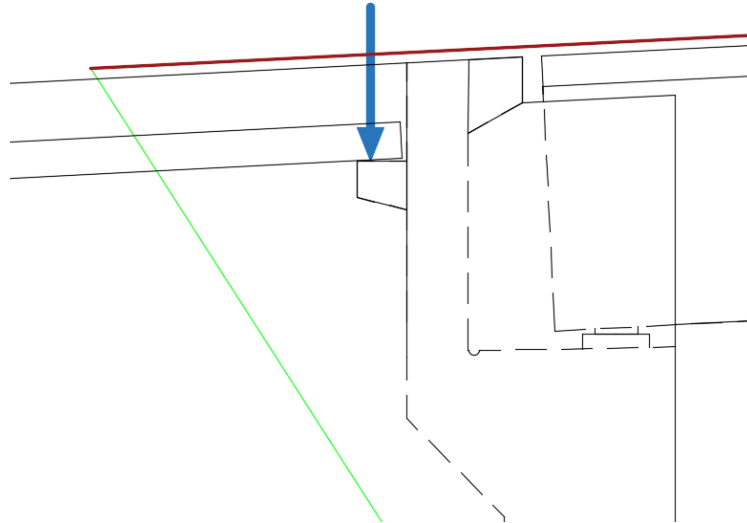


Figure 5-37: Sollicitation du corbeau arrière.

Les combinaisons de charges nous donnent:

- à l'ELU..... $1,35G+1,6Q=68,38+40=108,37$  kN/ml
- à l'ELS..... $G+1,2Q=50,65+30=80,65$  kN/ml

Les moments de flexion aux états limites sont:

$$M_{ELU}=43,351 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{ELS}=32,112 \text{ kNm/ml}$$

### V-3-2-3-a-Calcul de ferrailage du corbeau

La section des armatures minimale est prise égale à 0.15% de la section de béton, soit  $6 \text{ cm}^2$

#### Armatures longitudinales

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1\text{m} \\ d = 0,36\text{m} \\ f_{bu} = 15,3\text{MPa} \\ M_u = 43,35 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc } A_s = 3,73 \text{ cm}^2$$

#### Vérification à L'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 5,37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{vérifiée} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow A_s = 3,73 \text{ cm}^2 < A_{s,\min}; \text{ Soit } A_s = A_{s,\min} = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend le ferrailage type (PP.73 [20]), **10HA10/ml St=10 cm**

**Nous disposerons aussi un goujon de diamètre D tout les 2m, comme fixation pour la D.D.T.**

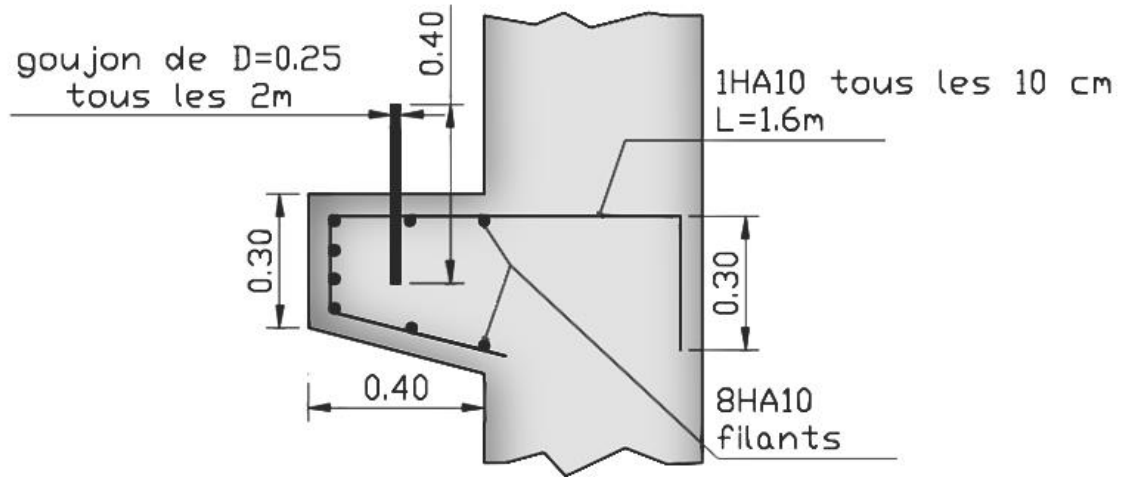


Figure 5-38: Schéma de ferrailage du corbeau

### V-3-2-4-Murs en retour

Les murs en retour ont pour rôle le soutènement des terres du remblai d'accès à notre ouvrage, ils seront tous deux, soumis aux forces suivantes:

- Poids propre du mur, des corniches et des barrières;
- Poussée horizontale répartie;
- Charge concentrée, représentant les actions en cours de construction, les poussées dues à des charges locales sur remblais et des charges accidentelles. Elles sont appliquées à 1m de l'extrémité, comprennent une charge verticale de 40 kN et une charge horizontale de 20 kN.

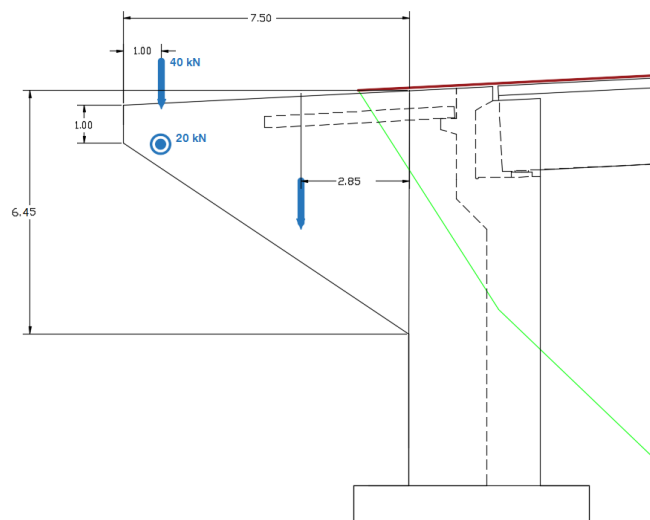


Figure 5-39: Sollicitation du mur en retour.

Nous avons comme forces verticales, le poids propre (mur et corniches), et une charge concentrée de 40 kN à 1m de l'extrémité. Ces forces engendrent à l'encastrement sur le poteau:

- un effort tranchant:

$$T = \left( 25 \times \frac{(6,45+1) \times 7,5}{2} \times 0,40 \right) + (3 \times 7,5) + 40 = 342,5 \text{ kN}$$

- un moment d'axe horizontal:

$$M = 280 \times 2,85 + 40 \times 6,5 + 22,5 \times 3,75 = 1142,375 \text{ kNm}$$

Comme forces horizontales, une force concentrée de 20 kN à 1m de l'extrémité, et une poussée répartie sur la surface du mur d'intensité uniforme égale à  $10h/3 + 5$ . Ces forces engendrent à l'encastrement sur le poteau:

- un effort tranchant:

$$H = 20 + \left( \frac{6,45 \times 10}{3} + 5 \right) = 760,34 \text{ kN}$$

- un moment d'axe vertical:

$$M = (20 \times (7,5 - 1)) + \left( \left( \frac{6,45 \times 10}{3} + 5 \right) \times 2,85 \right) = 2240 \text{ kNm}$$

### V-3-2-4-a-Flexion par rapport à l'axe vertical

#### Armatures longitudinales:

La section des armatures minimale est prise égale à 0,15% de la section de béton, soit  $38,7\text{cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 6,45\text{m} \\ d = 0,35\text{m} \\ f_{bu} = 15,3\text{MPa} \\ M_u = 3024 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc } A_s = 291\text{cm}^2$$

#### Vérification à L'ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 14,6 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{vérifiée} \\ \sigma_s = 260\text{nMPa} > \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } \sigma_s = \overline{\sigma}_s = 207,31 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A_s = 375\text{cm}^2 > A_{s,\text{min}} ; \text{ Soit } 47\text{HA}32 / \text{ml} ; S_t = 14\text{cm}$$

#### Armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \text{ Soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4\text{MPa}$$

$$A_t = 19,35\text{cm}^2 \text{ Soit } 25\text{HA}10$$

#### Armatures verticales:

**1HA10 tous les 15 cm** sur les deux faces



## V-3-2-4-b-Flexion par rapport à l'axe horizontal

Armatures longitudinales:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0,4\text{m} \\ d = 5,805\text{m} \\ f_{bu} = 15,3\text{MPa} \\ M_u = 1542,2 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc  $A_s = 8,2\text{cm}^2$ 

Vérification à L'ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 2 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{vérifiée} \\ \sigma_s = 244,21 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Soit  $\sigma_s = \overline{\sigma}_s = 207,31 \text{ MPa}$  $\rightarrow A_s = 10\text{cm}^2 > A_{s,\text{min}}$  ; Soit **2HA32**

## Remarque

Vu que les armatures calculées par rapport à la flexion transversale remplissent cette section, donc on n'ajoute pas d'armatures supplémentaires dans les fibres supérieures

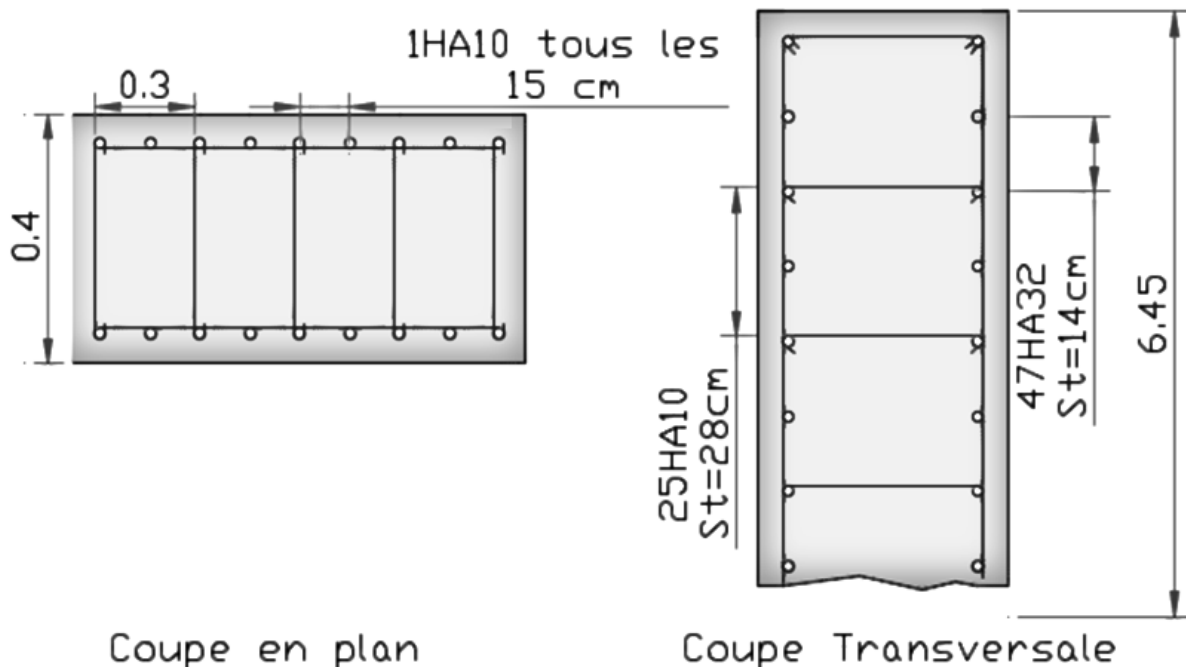


Figure 5-40: Schéma de ferrailage de mur en retour

## V-3-2-5-Mur de front

Les Sollicitations subies par le Mur de Front sont résumées dans le tableau qui suit :

Tableau 5-10: Calcul des Sollicitations sur le Mur de Front

Éléments	Conditions	Poids (kN)	forces Horizontales	forces Verticales	Bras de levier horizontal	Bras de levier vertical	Moments Résultants
Poids propre Mur frontal	Normales	4070	0	4070	0	4,05	0
	Sismiques		814	4314,2			3296,70
Poussées statiques	Normales	/	8120,96	/	/	3,50	28 423,36
	Sismiques		9745,15	/			34 108
Réaction du tablier	Normales	5895	0	5895	0,21	8,24	1237,95
	Sismiques		1179	6248,7			11 027,187
Poids MGG	Normales	910	0	910	-1,16	8,62	-1055,6
	Sismiques		182	964,6			450
Poids Mur-cache	Normales	42,5	0	42,5	-0,14	9,12	-5,95
	Sismiques		8,5	45,05			71,213
Poids des corbeaux	Normales	135,75	0	135,75	-1,23	9,90	-166,98
	Sismiques		27,15	143,895			91,80
Poids de la DDT	Normales	506,25	0	506,25	-4,04	9,70	-2045,25
	Sismiques		101,25	536,625			-1185,84
Poids de remblais sur DDT	Normales	675	0	675	-4,02	10,08	-2713,5
	Sismiques		135	715,5			-1515,51
Poids des murs en retour+ poteaux	Normales	1212,5	0	0	-3,95	6,80	0
	Sismiques		242,5	72,75			1361,64
Forces de freinage B <sub>c</sub>	Normales	/	180	0	/	10,46	1882,8
	Sismiques		0	0			0
Bossages d'appuis	Normales	15,2	0	15,2	0,214	8,18	3,2528
	Sismiques		3,04	16,112			28,32
Total	Normales	3134,5	8300,96	12 250			25 560,10
	Sismiques		12 437,60	13 057,43			47 733,51

**Dans les conditions normales (sans séisme):**

À l'ELU:

$$N_{ELU} = 1,35 \times 12250 / 13,50 = 1225 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ELU} = 2556 \text{ kNm/ml}$$

À l'ELS:

$$N_{ELS} = 12250 / 13,50 = 907,40 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ELS} = 1893,34 \text{ kNm/ml}$$

**Dans les conditions sismiques :**

$$N_{ELA} = 967,22 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ELA} = 3535,81 \text{ kNm/ml}$$

Le ferrailage vertical est calculé en flexion composée. Les sollicitations les plus défavorables se trouvent dans les conditions sismiques :

Nous dimensionnons un rectangle de 1m de base, de 1,4m de hauteur et de 5cm d'enrobage.

**V-3-2-5-a-Vérification au flambement**

Longueur de flambement :  $L_f = 0,7 \times L_0 \rightarrow L_f = 5,67 \text{ m}$

Elongement mécanique :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow \lambda = 19,64$

D'où  $\lambda = 19,64 < 50$  pas de risque de flambement

**V-3-2-5-b-Armatures longitudinales**

La section des armatures minimale est prise égale à 0,15% de la section de béton, soit  $21 \text{ cm}^2$

**Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple**

**À l'ELS :**

$$A_{s1} = 72,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} - \frac{Ns}{\sigma_s} = 29 \text{ cm}^2$$

**À l'ELU :**

$$A_{s1} = 58,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} - \frac{Ns}{f_{su}} = 23,3 \text{ cm}^2$$

**À l'ELA :**

$$A_{s1} = 70 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} - \frac{N_A}{\sigma_s} = 46 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = 46 \text{ cm}^2 > A_{s,\min}; \text{ Soit } 8\text{HA}25/\text{ml}; S_t=14 \text{ cm}$$

**V-3-2-5-c-Armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \text{ Soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t = 3 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5\text{HA}10/\text{ml}$$

**V-3-2-5-d-Armatures horizontales**

**1HA10 tous les 15 cm** sur les deux faces

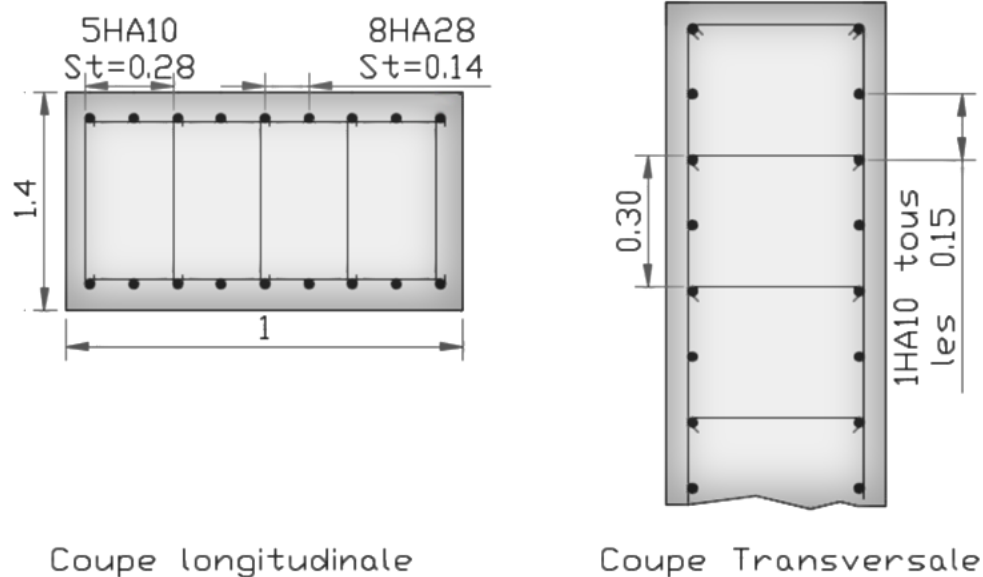


Figure 5-41: Schéma de ferrailage de mur frontal

### V-3-2-6-Semelle

#### V-3-2-6-a-Armatures transversales inférieures

Ces armatures sont disposées sur une bande de 3m sur pieux

$$R_{\max} = \frac{N_u}{8} + \frac{M_u}{4 \times e} = 4456.72 + 3919 \rightarrow R_{\max} = 8375.7 \text{ kN} ; \rightarrow R_{\max} < Q_p \text{ vérifiée}$$

$$R_{\min} = \frac{N_u}{8} - \frac{M_u}{4 \times e} = 4456.72 - 3919 \rightarrow R_{\min} = 537.72 \text{ kN} ; \rightarrow R_{\min} > 0 \text{ vérifiée}$$

$$A_s = \frac{R_{\max} \times \tan \alpha}{f_{su}} \rightarrow A_s = 279 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 279 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 34\text{HA32} \text{ avec espacement de } 10 \text{ cm}$$

Entre les différentes bandes, on placera des armatures transversales telle que :

$$A = \frac{A_s}{3} = 93 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 12\text{HA32} \text{ avec espacement de } 6 \text{ cm}$$

#### V-3-2-6-b-Armatures de répartitions inférieures

La section des armatures de répartition doit être au minimum égale à 0,1% A avec  $A = 10,8\text{m}^2$

Soit une section de  $108 \text{ cm}^2 \rightarrow 35\text{HA20}$  avec un espacement de 18 cm

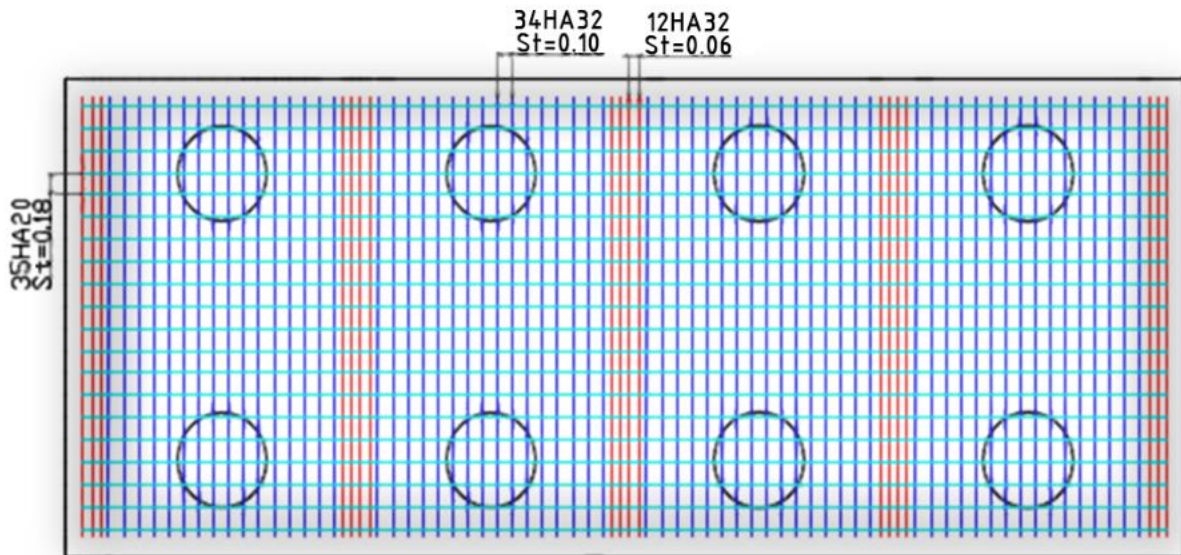


Figure 5-42:Ferrailage inférieur de la semelle

### V-3-2-6-c-Armatures transversales superieures

Les armatures transversales superieures doivent etre au minimum égale à 0,1% A

$$A=27\text{m}^2 \rightarrow A_s = 270 \text{ cm}^2 \text{ soit } 54\text{HA25} \text{ avec espacement de } 28 \text{ cm}$$

### V-3-2-6-d-Armatures de répartition supérieures

Les armatures de répartition superieures doivent être au minimum égale à 0,05% A

$$A=10,8\text{m}^2 \rightarrow A_s = 54\text{cm}^2 \text{ soit } 27\text{HA16} \text{ avec espacement de } 23 \text{ cm}$$

### V-3-2-6-e-Vérification de la compression des bielles

Nous vérifions la condition suivante:

$$\sigma = \frac{N_u}{S \times (\sin \alpha)^2} = \frac{8.375}{1,131 \times 0,578} = 12.8\text{MPa} < 0,9f_{c28} = 24,3\text{MPa}$$

### V-3-2-6-f-Armatures de cisaillement

Des cadres calculés au minimum pour reprendre un cisaillement  $\tau_u$  égal à 0,4 Mpa sont disposés dans un maillage d'espacement maximal de 40 cm, de façon à tenir chaque armature longitudinale au moins un lit sur deux [9].

Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4\text{MPa} \text{ avec } b = 1\text{m}$$

$$\rightarrow A_t = 2,5\text{cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA10/ml}$$

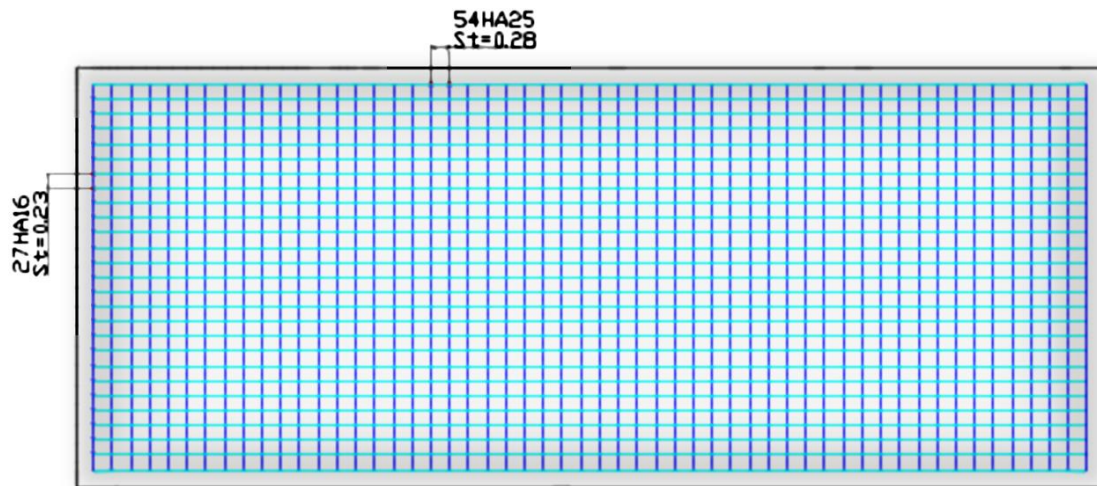


Figure 5-43: Ferrailage supérieur de la semelle

## VI-CONCLUSION

Le Pré dimensionnement et l'étude des piles et culées terminés, nous devrions passer à l'étude des fondations profondes "pieux", mais pour des raisons de retard de réception des résultats des essais de sols en laboratoire (triaxiale, cisaillement) nous sommes dans l'obligation de nous arrêter à ce stade de l'étude.

# Conclusion générale

Le projet de fin d'étude représente une transition entre la formation et le domaine professionnel, l'occasion pour le futur Ingénieur de faire ses armes, de mettre en pratique ses connaissances théoriques acquises durant cinq années de formation.

Après analyse des données du projet et prise en compte des moyens et expériences de l'entreprise de réalisation par rapport aux différentes conceptions que nous avons proposé, nous avons procédé à l'évaluation de ces dernières par la méthode WSM, qui nous a orienté vers la variante VIPP, mieux adaptée à ce projet. La conception retenue, à fait l'objet de calculs et de vérifications pour la validation des éléments de la structure (superstructure et infrastructure), calculs appuyés sur les sollicitations et déformations supportées par l'ouvrage, encadrés par les règlements en vigueur (RCPR, RPOA, BAEL, BPEL).

Ce mémoire représente quatre longs mois de recherche, de réflexion et de travail acharné, ce qui nous a permis d'acquérir énormément de connaissances, et d'approfondir celles acquises auparavant, il nous a accordé la chance de nous frotter aux acteurs du domaine (Ingénieurs et Chercheurs), de maîtriser les règlements en vigueur, régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, il nous a poussé à utiliser l'outil informatique et réaliser des modélisations et simulations correctes. Ce travail nous a fait comprendre que l'Ingénieur est une personne qui a comme devoir "la résolution de problèmes", par l'apport de solutions concrètes, techniquement et économiquement réalisables.

***"Ne me dites pas que ce problème est difficile. S'il n'était pas difficile, ce ne serait pas un problème".***

**Ferdinand Foch**  
**02/10/1851-20/03/1929**

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- A. BERNARD-GELY, J. A. (1994). Conception des Ponts. Paris: Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. (réf n°3)
- A. BERNARD-GELY, & J.A CALGARO. (s.d.). Conception des ponts . Paris: Technique de l'ingénieur . (réf n°23)
- A. GUERRIN. (1967). Traité de béton armé, TOME III. Paris: Dunod. (réf n°21)
- A. MENASRI. (2016). Application de la méthode de GUYON-MASSONNET pour la répartition transversale des efforts pour un pont à poutre multiples . HARRACHE-ALGER : ENP.
- AFNOR. ( Septembre 2005). NF EN 1337-3, Appareils d'appui structuraux, partie 3 : appareils d'appui en élastomère . 11 avenue Francis de pressensé-93571 Saint-Denis. (réf n°15)
- BAEL91. (mars 1992). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites . (réf n°14)
- BPEL99. (Avril 1992). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites . (réf n°13)
- Ch. MASSONNET. (1962). Complément à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples. (réf n°12)
- Guillemet, P. (1997). Ouvrages en béton armé. Paris: DUNOD.
- INERIS . (2009). Panorama des méthodes d'analyse multicritère comme outils d'aide à la décision . (réf n°4)
- J. A. CALGARO, M. V. (1991). Projet et construction des ponts: Généralités-Fondations-Appuis-Ouvrage Courants. Paris: Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. (réf n°19)
- Jean COURBON, & J-N THEILLOUT. (s.d.). *Résistance des matériaux ( Formulaire )* . Paris : Techniques de l'ingénieur .
- Jean-Paul Roy, J. L.-L. (2008). Le dictionnaire professionnel du BTP. Paris: EYROLLES. (réf n°2)
- larousse. (2016). Consulté le Février 2016, sur [www.larousse.fr](http://www.larousse.fr). (réf n°1)
- lesdifinitions. (2016). Consulté le mai 2016, sur [www.lesdifinitions.fr](http://www.lesdifinitions.fr). (réf n°11)
- MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS . (2009). REGLES DEFINISSANT LES CHARGES A APPLIQUER POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTES . ALGER. (réf n°9)
- MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS. (2008). Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. ALGER. (réf n°17)
- SETRA , & LCPC. ( Octobre 1978). Environnement des appareils d'appui en élastomère fretté. 58, Boulevard Lefèvre -75015 PARIS . (réf n°16)



- SETRA. (1972). Calculs de hourdis de ponts; bulletin technique N°1. 46. AVENUE ARISTIDE BRIAND • 92 - BAGNEUX .
- SETRA. (s.d.). Appuis des tabliers P.P. 73 (1.3.1). 46 ,Avenue Aristide Briand BP 100 - 92 223 - BAGNEUX . (réf n°20)
- SETRA. (s.d.). Appuis des tabliers P.P. 73 (1.3.2). 46 ,Avenue Aristide Briand BP 100 - 92 223 - BAGNEUX . (réf n°20)
- SETRA. (Février 1996). Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension. 46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cedex - FRANCE . (réf n°7)
- SETRA. (juin 2003). Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, Guide de conception. 46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cedex - France. (réf n°6)
- SETRA. (Novembre 1996). Equipements latéraux des ponts . 46, avenue Aristide Briand - B.R 100 - 92223 Bagneux Cedex - FRANCE . (réf n°8)
- SETRA. (octobre 1985). Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception. 46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cedex - France. (réf n°5)
- SETRA, & SNCF. (2000). PONTS COURANTS EN ZONE SISMIQUE; GUIDE DE CONCEPTION. 46 avenue Aristide Briand, BP100, 92225 BAGNEUX Cedex.
- THONIER, H. (1985). Le béton précontraint aux états-limites . 28.rue des saints-pères, 75007 Paris.

# Annexes

# Annexes A

## Caractéristiques des matériaux

L'étude d'un ouvrage est conditionnée par la connaissance, la maîtrise et la disponibilité des matériaux. Nous définissons les caractéristiques des matériaux retenus, constituant notre viaduc.

### I-Béton

Matériau composé d'un mélange de granulats (sable, graviers), d'un liant hydraulique (ciment), d'eau et d'adjuvants et/ou de produits d'addition, dans des proportions convenablement quantifiées. Le matériau ainsi obtenu possède une bonne résistance à la compression, en comparaison à la résistance qu'il oppose à la traction. Cette dernière étant considérée comme inférieure, on associe à ce béton des matériaux (acier, acier précontraint) possédant une meilleure résistance à la traction.

#### Béton blanc

Béton hydraulique dont la couleur blanche est obtenu par l'utilisation de granulats clairs et d'un ciment blanc 52,5N.

### I-1-La résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression qui varie avec son l'âge. Dans les cas courants, pour l'établissement des projets, le béton est défini par sa résistance caractéristique requise (ou spécifiée) à l'âge de 28 jours, notée  $f_{c28}$ , résistance à la compression mesurée par compression axiale.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de  $j$  jours inférieur à 28, il y a lieu de se référer à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  au jour considéré par la formule :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,73 + 0,83j}$$

Pour les bétons dont  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

Les valeurs des dimensions arrêtées pour les éléments du tablier à la partie conception s'entendent pour des poutres confectionnées à partir d'un béton traditionnel B35 réalisé avec un ciment blanc entre 350 et 380 kg/m<sup>3</sup>.

Dans le cas de notre ouvrage, nous avons donc fixé:

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$  pour la superstructure (tablier).

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  pour l'infrastructure.

## I-2-La résistance caractéristique à la traction

Par convention, la résistance à la traction du béton à l'âge  $j$  notée  $f_{tj}$  est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Nous aurons dans notre cas:

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa pour la superstructure (tablier).}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPa pour l'infrastructure.}$$

## I-3-Module de déformation longitudinale du béton E

### I-3-1-Sous charges instantanées (< 24 h)

Donnée par la formule suivante:

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Nous aurons pour:

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa pour la superstructure (tablier)} \longrightarrow E_{i28} = 35981,73 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa pour l'infrastructure.} \longrightarrow E_{i28} = 33000 \text{ MPa}$$

### I-3-2-Sous charges différées (de très longue durée)

Donnée par la formule suivante:

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Nous aurons pour:

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa pour la superstructure (tablier)} \longrightarrow E_{v28} = 12102,95 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa pour l'infrastructure.} \longrightarrow E_{v28} = 11100 \text{ MPa}$$

## I-4-Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale, il est de l'ordre de 0,2 pour le calcul des déformations. Dans le cas d'un béton fissuré (calcul des sollicitations) le coefficient s'annule.

$$\nu = 0,2 \text{ pour un béton non fissuré (Etat Limite Service (ELS))}$$

$$\nu = 0 \text{ pour un béton fissuré (Etat Limite Ultime (ELU))}$$

## I-5-Déformation transversale du béton

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec  $\nu$  coefficient de poisson.

## I-6-Contraintes admissibles

On se fixe une valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

### I-6-1-Contrainte admissible à la compression (ELU)

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec:  $\gamma_b = \begin{cases} 1,50 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \longrightarrow f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ 25,87 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \longrightarrow f_{bu} = \begin{cases} 15,30 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ 19,95 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

### I-6-2-Contrainte admissible à la compression (ELS)

$$\sigma_{bc} = 0,5 \times f_{c28} \quad \text{en service}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{en construction}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_{bc} = \begin{cases} 17,50 \text{ MPa} & \text{en service} \\ 21,00 \text{ MPa} & \text{en construction} \end{cases}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_{bc} = \begin{cases} 13,50 \text{ MPa} & \text{en service} \\ 16,20 \text{ MPa} & \text{en construction} \end{cases}$$

## I-7-Qualités attendues d'un béton

- Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi bonne que possible.
- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries, à la pollution.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différée (la plus faible possible).

## II-Les Aciers

Pour les ouvrages alliant le béton armé et le béton précontraint, il est fait appel à deux types d'acier:

### II-1-Aciers passifs

Les aciers passifs sont semblables aux aciers des armatures du béton armé ; ils sont tendus sous les sollicitations extérieures et leur limite élastique va de 400 à 500 MPa.

#### II-1-1-La limite élastique

Dans notre projet, nous ferons appel à des aciers courants à haute adhérence de nuance FeE40 Type A. d'une limite élastique égale à 400 MPa.

#### II-1-2-Contrainte limite de traction

##### À P'ELS:

En fissuration peu préjudiciable : pas de limitation de contraintes

$$\text{En fissuration préjudiciable : } \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) ;$$

$$\text{En fissuration très préjudiciable : } \sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

Où :  $\eta$  (coefficient de fissuration) =  $\begin{cases} 1,6 & \text{aciers à haute adhérence} \\ 1 & \text{ronds lisses et treillis soudés} \end{cases}$

##### À P'ELU:

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{En situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{En situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

## II-1-3-Module d'élasticité longitudinale des aciers

Le module de déformation longitudinale de l'acier  $E_s$  est pris égale  $2 \times 10^5 \text{ MPa}$

## II-2-Aciers actifs

Les aciers actifs sont des aciers de haute résistance qui permettent la création et le maintien de la précontrainte dans le béton. Ils sont classés en différentes catégories :

- Fils et torons pour la création de l'effort longitudinal de précontrainte.
- Barres transversales pour compléter l'effort des armatures passives qui équilibrent l'effort tranchant.

### II-2-1-Caractéristiques des câbles de précontraintes

Pour notre ouvrage, les câbles utilisés sont des **12T15** dont les caractéristiques sont les suivantes :

<b>Section nominale de l'acier</b> .....	$A_p = 12 \times 139 = 1668 \text{ cm}^2$
<b>Diamètre extérieur de la gaine</b> .....	$\varnothing = 80 \text{ mm}$
<b>Contrainte de rupture garantie</b> .....	$f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$
<b>Contrainte élastique garantie</b> .....	$f_{peg} = 1600 \text{ MPa}$
<b>Coefficient de frottement en courbe</b> .....	$f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$
<b>Coefficient de frottement en ligne</b> .....	$\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
<b>Module d'élasticité longitudinale</b> .....	$E_p = \begin{cases} 200\,000 \text{ MPa} & \text{pour les barres et les fils} \\ 190\,000 \text{ MPa} & \text{pour les torons} \end{cases}$

# Annexe B

## Equipements

### I- Les joints de chaussée

Un joint est nécessaire sur un pont, où il y'a possibilité de mouvements relatifs entre deux éléments de structure de l'ouvrage et quand la zone du mouvement affecte la chaussée supportant la circulation. Le joint:

- Permet d'assurer la liberté de mouvement du pont
- Donne une continuité de la surface de roulement
- Ne doit pas être une source de bruit et de vibration
- Assure une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux

Le choix de joint de chaussée dépend essentiellement du souffle total:

$$W = W_D + W_T + \frac{W_S}{3} \text{ avec } \begin{cases} W_D = 10,7\text{mm} & \text{W: souffle total} \\ & \text{souffle des déformations différées} \\ W_T = 6\text{mm} & \text{souffle thermique} \\ W_S = 5\text{cm} & \text{souffle sismique} \end{cases}$$

$$W = 3,34\text{cm}$$

Nous optons après consultation du catalogue des joints sur le marché, pour un joint de type FT50.

### II- Les corniches

Nous optons pour des corniches préfabriquées par le maître d'œuvre, dont les dimensions et les schémas de ferrailages sont les suivants:

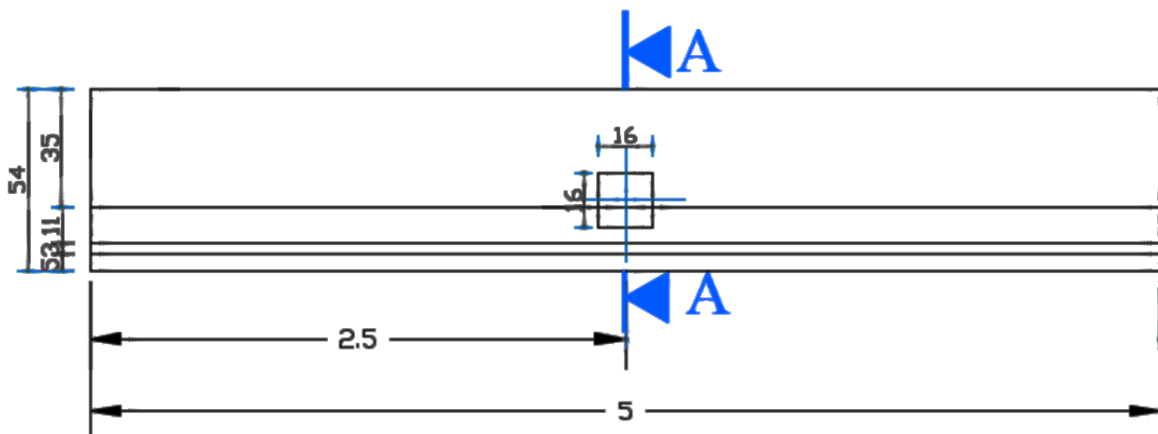


Figure B-1: Dimensions en plan des corniches



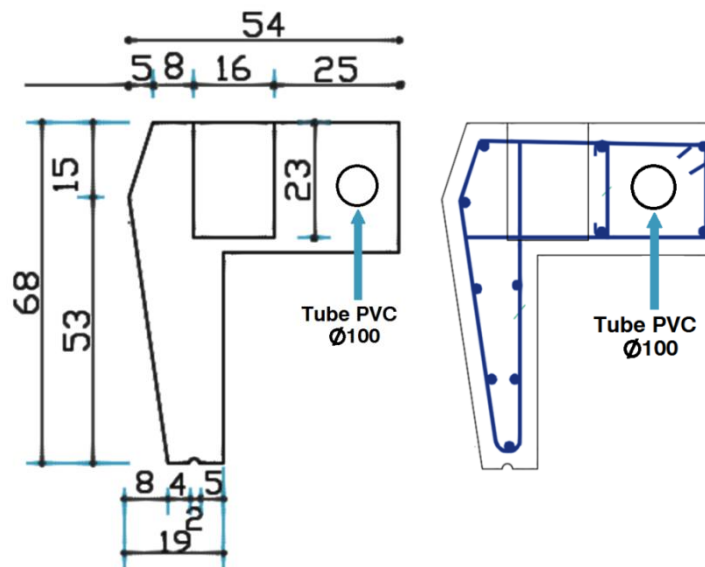


Figure B-2: Coupe transversale A-A (Dimensions et ferrailage de la corniche).

### Remarque

Nous projetons une réservation dans la corniche d'un tube de PVC de 10cm de diamètre pour l'éventuel passage de câbles électriques ou autres.

## III-Les Gargouilles

Tube d'évacuation des eaux au travers du tablier d'un ouvrage pour éviter qu'elles ne ruissellent le long des appuis <sup>[1]</sup>. Selon le règlement il doit y avoir une gargouille tous les 25m de long du tablier, nous en positionnerons une à proximité de chaque appui et une au centre de chaque travée, sur les deux côtés de l'ouvrage (devers en toit), afin d'assurer une bonne évacuation des eaux pluviales. Les gargouilles font 10cm de diamètre.

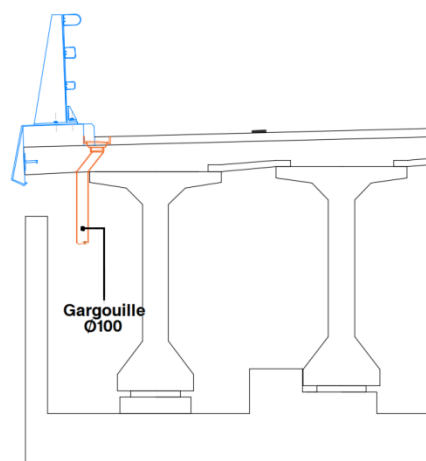


Figure B-3: Position d'une gargouille.

## ANNEXE C

Tableau C-1: Les valeurs de coefficient  $\mu_0 \times 10^{-4}$  pour  $\theta=0,60$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-1689,6	-902,76	-76,96	863,93	1998,94	863,93	-76,96	-902,76	-1689,6
b/4	-1086,5	-667,68	-222,69	302,76	973,34	1837,59	395,49	-916,42	-2181,1
b/2	-535,5	-362,57	-176,3	52,08	359,8	780,81	1330,43	-514,59	-2315,1
3b/4	-146,09	-106,43	-63,05	-7,62	71,19	184,92	341,3	538,58	-1741,1
B	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau C-2: Les valeurs de coefficient  $\mu_0 \times 10^{-4}$  pour  $\theta=0,70$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-1296,3	-732,85	-113,14	675,33	1752,79	675,33	-113,14	-732,85	-1296,3
b/4	-770,61	-522,39	-238,74	157,08	761,92	1655,12	343,88	-767,02	-1805,3
b/2	-351,17	-273,76	-179,38	-29,01	231,94	659,01	1284,02	-422,52	-2056,7
3b/4	-88,84	-77,91	-62,49	-31,72	30,73	143,63	322,16	567,35	-1648,2
B	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau C-3: Les valeurs de coefficient  $\mu_1 \times 10^{-4}$  pour  $\theta=0,60$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	-525,16	-379,21	-152,18	290,92	1190,61	290,92	-152,18	-379,21	-525,16
b/4	-408,08	-359,73	-277,57	-95,74	310,87	1173,99	227,79	-285,28	-626,21
b/2	-289,55	-285,32	-270,58	-216,67	-63,35	305,67	1107,5	51,26	-664,29
3b/4	-162,24	-171,2	-179,34	-177,42	-142,43	-27,35	258,39	883,95	-529,16
B	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau C-4: Les valeurs de coefficient  $\mu_1 \times 10^{-4}$  pour  $\theta=0,70$

y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		-378,84	-299,42	-150,19	207,76	1057,16	207,76	-150,19	-299,42	-378,84
b/4		-274,47	-262,62	-228,19	-111,5	220,05	1042,95	159,49	-250,89	-488,45
b/2		-184,44	-196,68	-206,11	-190,75	-93,41	212,21	990,5	20,83	-561,01
3b/4		-100,41	-114,49	-131,6	-146,41	-139,55	-64,11	182,7	816,07	-484,37
B		0	0	0	0	0	0	0	0	0

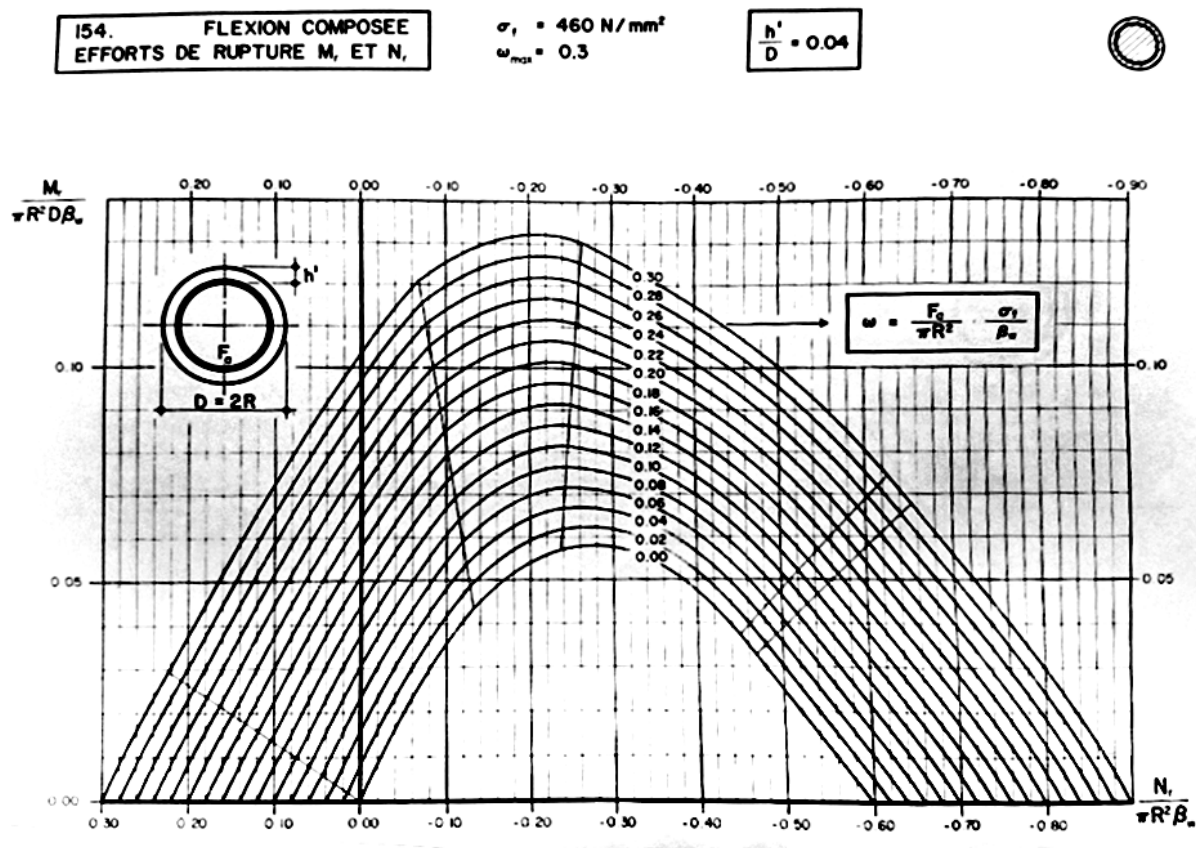


Figure C-1: Abaque de WALTHER N°154.

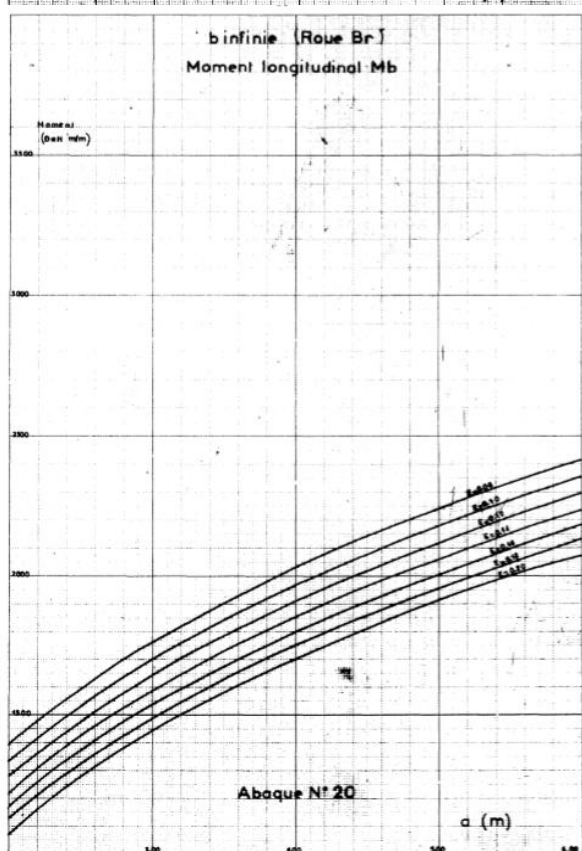
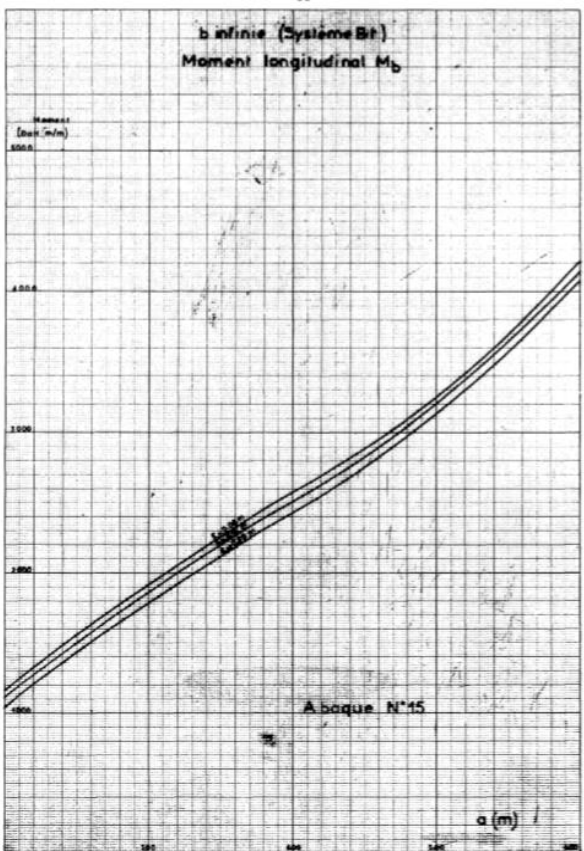
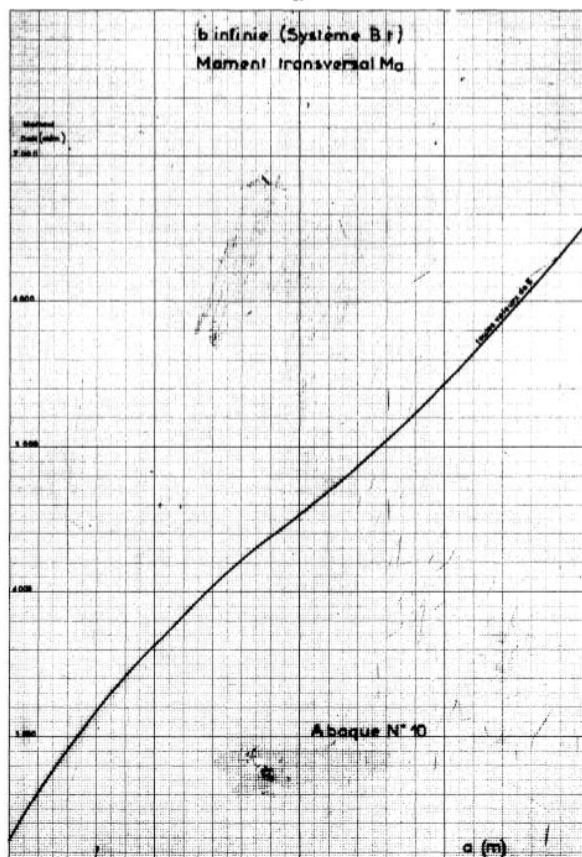
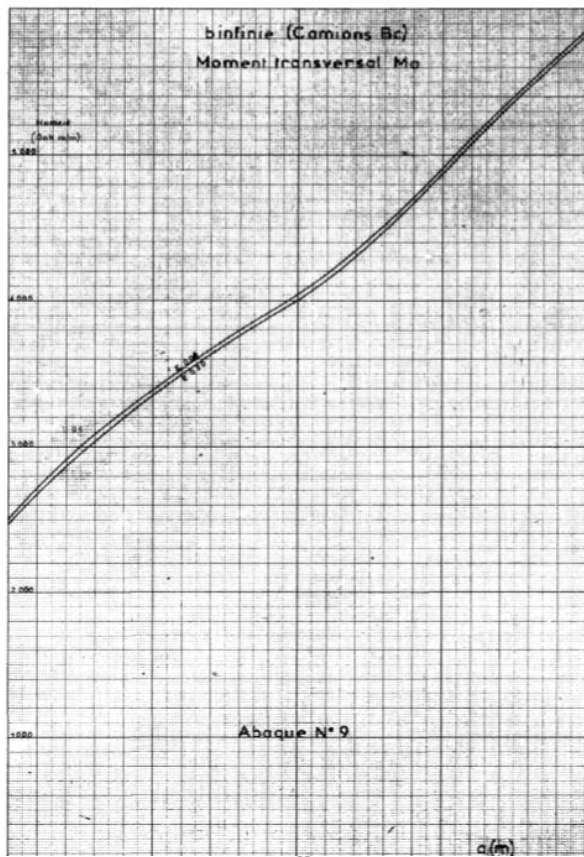


Figure C-2: Abaques N°9;10;15;20 (Bulletin technique n°1 ; SETRA)

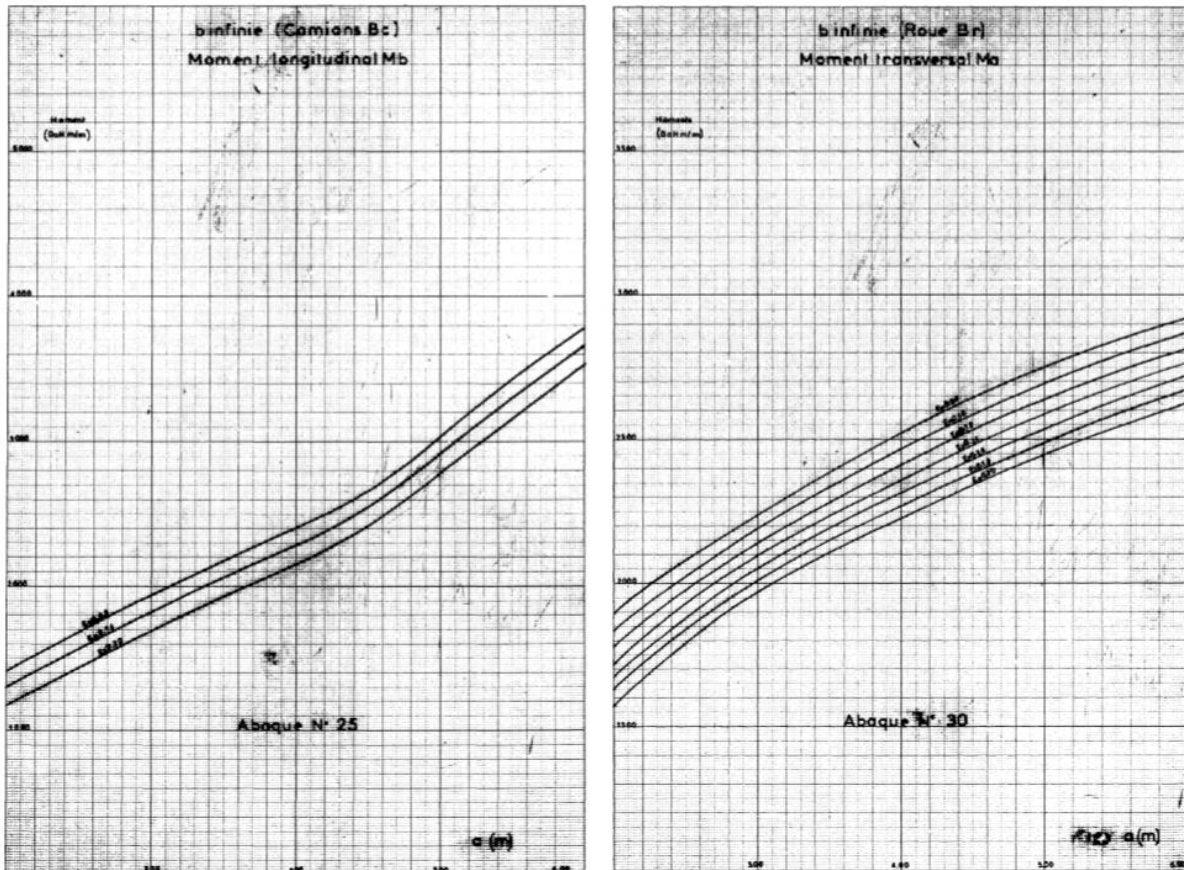


Figure C-3: Abaques N°25;30 (Bulletin technique n°1; SETRA)

### Calcul des sections d'armature

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{La solution approchée est } A_s = \frac{M_u}{0,93 \times d \times f_{su}}$$

### Vérification à L'ELS

- L'axe neutre :  $b y^2 + 30 A_s y - 30 d A_s = 0 \rightarrow y$
- L'inertie :  $I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$
- La contrainte du béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$
- La contrainte de l'acier :  $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$
- La contrainte limite de béton est  $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$
- La contrainte limite à la traction est  $\overline{\sigma}_s$ ; fissuration préjudiciable

$$\lambda = 1 + \frac{30 M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_s}$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}; \alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \frac{\varphi}{3}) \rightarrow A_s = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30(1-\alpha)}$$

## Calcul géométrique des poutres

### Notations

- $(\Delta)$  : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.
- $I_{/(\Delta)}$  : moment d'inertie par rapport à  $\Delta$
- $S_{/(\Delta)}$  : Moment statique de la section considérée par rapport à  $\Delta$ .
- $V = \left( \frac{S_{/(\Delta)}}{B} \right)$ , Distance du centre de gravité de la fibre inférieure
- $I_0$  : moment d'inertie propre de la section considérée.  
**Pour une section rectangulaire,  $I_0 = bh^3/12$**   
**Pour une section triangulaire,  $I_0 = bh^3/36$**
- $I_G$  : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.
- $B_i$  : aire de la section i.
- $Y_i$  : position du centre de gravité (C.D.G) de la section i par rapport à l'axe  $\Delta$ .
- $B$  : section de la poutre.
- $\rho$  : Le rendement géométrique de la section.
- $b, h$  : base et hauteur de l'aire  $B_i$  sectorisée.

### Formules

Formule	Définition
$B_{(brute)} = \sum B_i$	Section brute de la poutre.
$Y_G = \frac{\sum B_i Y_i}{\sum A_i}$	$Y_G$ : position du centre de gravité de la section. $A_i$ : aire de la section i. $Y_i$ : position du centre de gravité de la section i par rapport à l'axe.
$S_{/(\Delta)} = \sum B_i Y_i$	$S_{/(\Delta)}$ : Moment statique de la section considérée par rapport à $\Delta$ .
$V = \left( \frac{S_{/(\Delta)}}{B} \right)$ $V' = H - V$	$V, V'$ : Distance entre le CDG et la fibre inférieure/supérieure. $(\Delta)$ : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.
$I_{/(\Delta)brute} = \sum I_0 + B_{(brute)} \times Y_i^2$ $I_0 = bh^3/12$ (rectangle) $I_0 = bh^3/36$ (triangle)	$I_{/(\Delta)BRUTE}$ : moment d'inertie brute de la section par rapport à l'axe $(\Delta)$ $I_0$ : moment d'inertie propre de la section considérée.
$B_{(net)} = 95\% B_{(brute)}$	$B_{(net)}$ : Section nette de la poutre.
$S_{/(\Delta) (net)} = 95\% S_{/(\Delta) (brute)}$	$S_{/(\Delta) (net)}$ : Moment statique net de la section considérée par rapport à $\Delta$ .
$I_{/(\Delta) (net)} = 90\% I_{/(\Delta) (brute)}$	$I_{/(\Delta) (net)}$ : moment d'inertie nette de la section par rapport à l'axe $(\Delta)$
$I_G = I_{/(\Delta) (brute)} - S_{/(\Delta) (brute)} \times V'$	$I_G$ : moment d'inertie nette de la section par rapport à l'axe passant par le CDG
$\rho = I_G / (V \times V' \times B_{net})$	$\rho$ : rendement géométrique de la section.