

UDL S.B.A

Département de Génie Civil

Module (Pont 2)

Chapitre XII

Les culées

- Définition
- Murs latéraux
- La dalle de transition
- Calcul de la culée :
 - stabilité d'ensemble
 - Mur de front
 - Mur garde-grève
 - Mur en retour

M. M. Z. Louhichi

B : Les Culées

1) Définition :

La culée est l'appui extrême du pont, elle assure la liaison entre le pont et le terrain d'assise de la voie portée qu'il soit un remblai ou un terrain naturel.

Les fonctions principales d'une culée sont :

- Transmettre les charges verticales et horizontales du tablier vers le sol de fondation.
- Soutenir les terres qui se trouvent derrière la culée.
- Limitation des déplacements horizontaux et verticaux (tassements) qui sont dus aux charges du tablier ou des terres soutenues.

Cependant, la culée peut assurer des fonctions secondaires telles que :

- Servir d'accès à la partie inférieure du tablier lors des visites de contrôle technique et d'entretien du pont.
- On peut lui associer un local technique (à proximité) dans le cas où des conduites passent par le pont.
- Dans le cas de culée creuses, on peut y aménager à l'intérieur un local d'entrepôt de matériels liés à l'entretien de l'ouvrage.

La figure B1 donne l'exemple d'une culée massive (culée remblayée) qui est composée essentiellement de 4 parties :

- Tête de culée.
- Mur de front.
- Mur latéral.
- Semelle.

Tous les différents types de culées ont un élément en commun qui est la tête de culée.

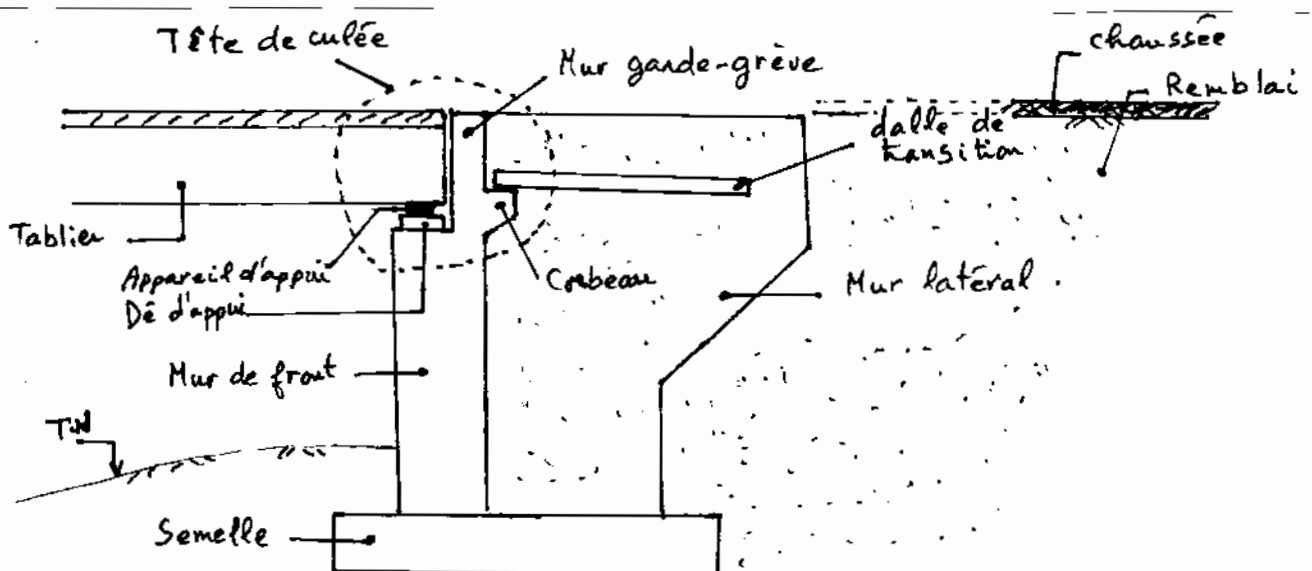


Fig. B1 - Coupe longitudinale d'une culée massive.

2) La tête de culée:

La figure B-2 montre les différentes parties d'une tête de culée qui sont:

- le sommier.
- le mur garde-grève doté d'un ou deux corbeaux.
- la dalle de transition.
- le muret-cache.

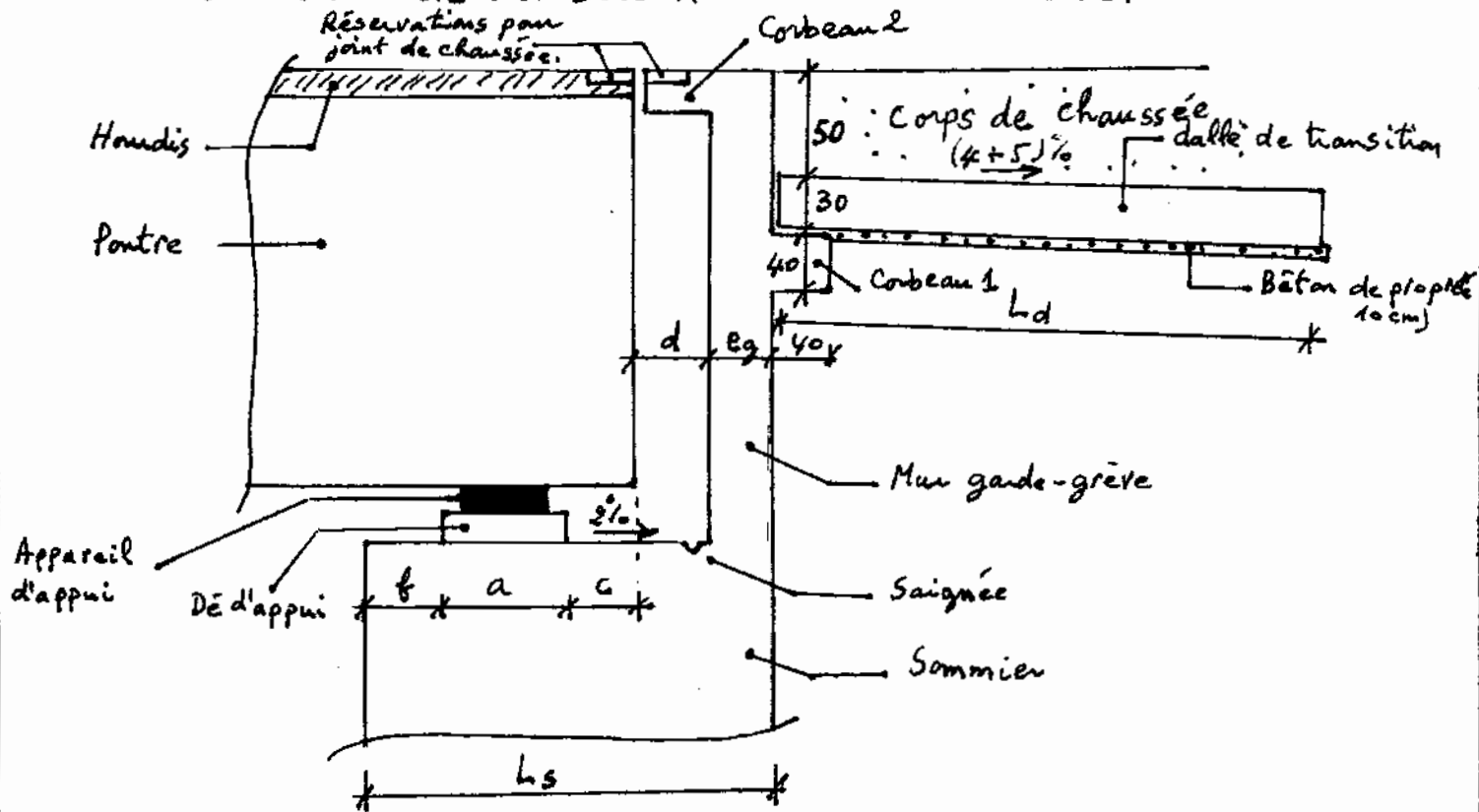


Fig. B-2 Détail de la tête de culée.

2-1/Le sommier:

C'est la partie supérieure du mur de front en cas de culée massive, ou du chevet en cas de culée enterrée. Le sommier est la zone qui supporte les dés d'appuis, il doit être aménagé de façon à permettre:

- l'implantation des appareils d'appuis: La longueur (L_s) du sommier doit être suffisante pour pouvoir vérifier les différentes dimensions: eg, d, a, f et c .
- La distance (d) qui représente le vide compris entre le mur garde-grève et l'about du tablier, est au minimum égale à 10 cm si les pontres sont préfabriquées. De préférence il faut laisser une distance (d) de l'ordre de 50 cm pour les ponts métalliques ou en béton précontraint à câblage traditionnel (interne). Cet espace va permettre de faciliter l'accès pour les opérations de contrôle et d'entretien, ou de faire la mise en tension des câbles externes au béton. Dans ce dernier cas, la distance (d) peut atteindre 2,50 m et le corbeau 2 devra être plus allongé.

- la distance (c) entre l'about du tablier et le nu intérieur du dé d'appui est au minimum de 30 cm.
- la distance (f) entre le bord du sommier et le nu extérieur du dé d'appui ne doit en aucun cas être inférieure à 20 cm, et ce pour limiter l'excentricité de la réaction verticale par rapport à l'axe sommier.
- la distance (a) est la dimension longitudinale du dé d'appui, elle dépend des dimensions de l'appareil d'appui, en moyenne $a = 50$ cm.

N.B: Dans les ponts biais, la dimension transversale du sommier (L_s) va augmenter du fait que les distances (a) et (c) vont changer.
D'après la figure B-3, on a

$$\bar{a} = a \sin \theta + b \cos \theta \quad \dots (B-1)$$

$$c' = c / \sin \theta \quad \dots (B-2)$$

où θ est l'angle de biais géométrique
b est la dimension transversale du dé d'appui

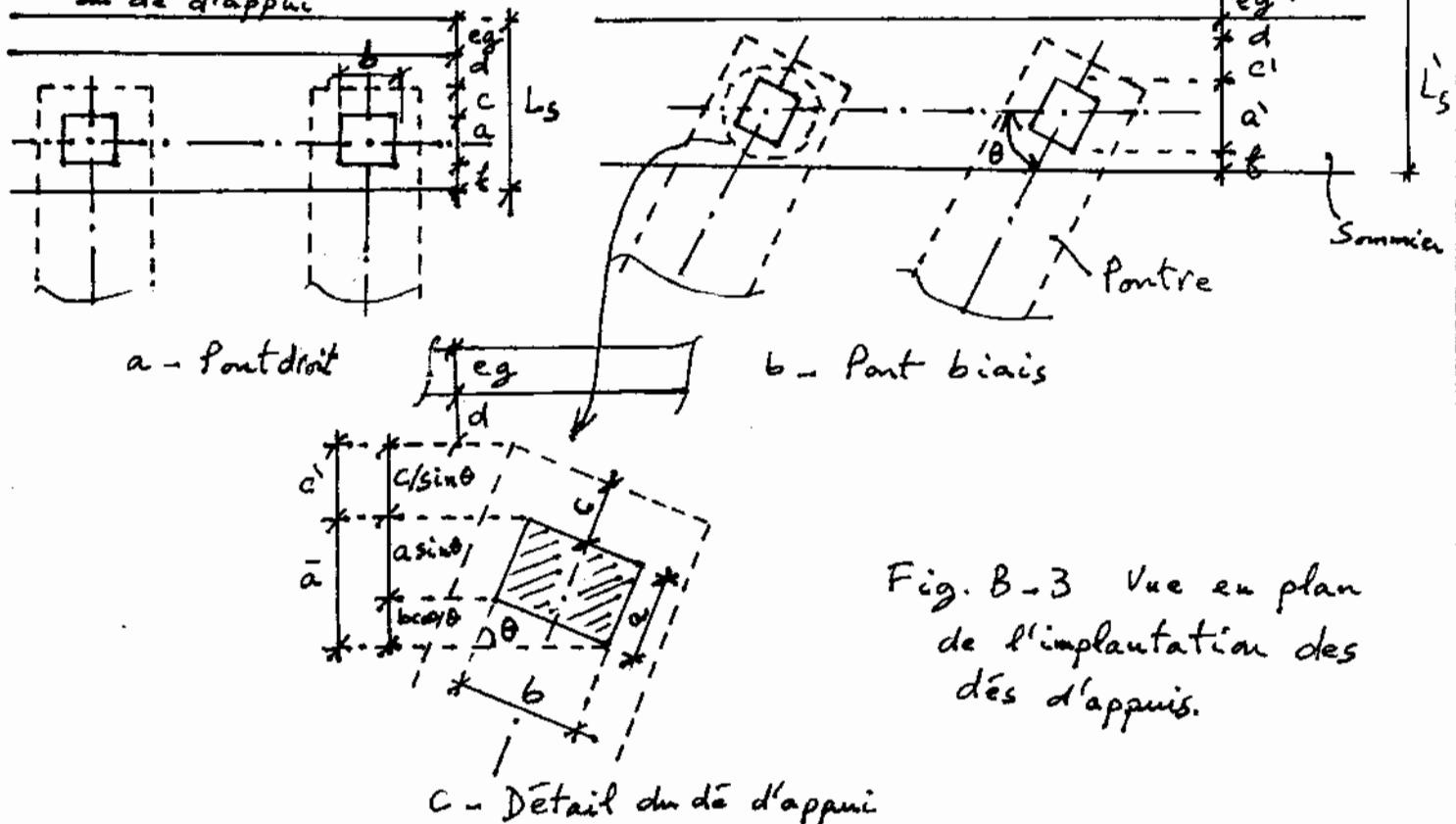


Fig. B-3 Vue en plan de l'implantation des dés d'appuis.

b - La mise en place des verrins;

Le sommier est utilisé pour poser les verrins afin de lever le tablier. Cela se fait quand on veut changer les appareils d'appuis, ou mesurer les réactions d'appuis.

c - d'évacuation des eaux d'infiltration:

Les eaux peuvent s'infiltrer sur le sommier en phase de construction, cela peut se produire en phase d'exploitation à cause des détériorations qui peuvent survenir dans les joints de chaussée. La face supérieure du sommier a une pente rentrante de 2% qui permet de cheminer les

eaux d'infiltration vers la cuvette (ou la saignée) réalisée contre le mur garde-grève.

2-2/ Le mur garde-grève :

c'est un voile en béton armé encastré à sa base au sommier. Son rôle principal est de protéger le tablier contre tout contact avec le remblai. La hauteur (h) du mur garde-grève dépend de celle du tablier. Son épaisseur (e_g) est donnée par la relation

$$e_g = \sup(0,3; \frac{h}{8}) [m] \dots\dots (B-3)$$

N.B: Dans le cas où le tablier est construit par lançage des pontes métalliques ou des pontes préfabriquées en béton précontraint, ou dans le cas où la mise en tension des câbles se fait quand les pontes sont posées sur leurs appuis, dans ces cas là le mur garde-grève ne sera construit qu'après achèvement de ces travaux cités, par reprise de bétonnage sur le sommier.

Le mur garde-grève est doté dans sa face arrière d'un corbeau qui sert d'appui pour la dalle de transition (corbeau 1 dans la figure B-2).

Dans le cas où le vide entre le tablier et le mur garde-grève est important ($d > 15\text{ cm}$), un deuxième corbeau est utilisé pour fermer ce vide, il est lié au mur garde-grève à sa face avant à la partie supérieure (corbeau 2 dans la figure B-2). Ce corbeau contient des réservations pour l'installation du joint de chaussée.

2-3/ La dalle de transition :

Reposant sur le remblai et s'appuyant à son extrémité sur le corbeau, cette dalle supporte le corps de chaussée prévue pour une épaisseur de 50 cm. Le rôle principale de la dalle de transition est de limiter la dénivellation entre la chaussée et le tablier du à un manque inévitable de compactage du remblai derrière la culée. En remédiant à ce problème, non seulement le confort des usagers est assuré mais on évitera la percution des pneus de véhicules contre le mur garde-grève qui risque de l'endommager et de porter atteinte au joint de chaussée.

L'épaisseur de la dalle de transition est de 30 cm, sa largeur est la même que celle du mur garde-grève, sa longueur L_d est calculée par la formule

$$L_d = \inf [6m; \sup (3m; 0,6H)] \dots\dots (B-4)$$

où H est la hauteur en mètre du remblai sous la dalle de transition.

être des culées creuses, ou des culées enterrées, etc. Ces culées s'adaptent à n'importe quelle hauteur de remblai.

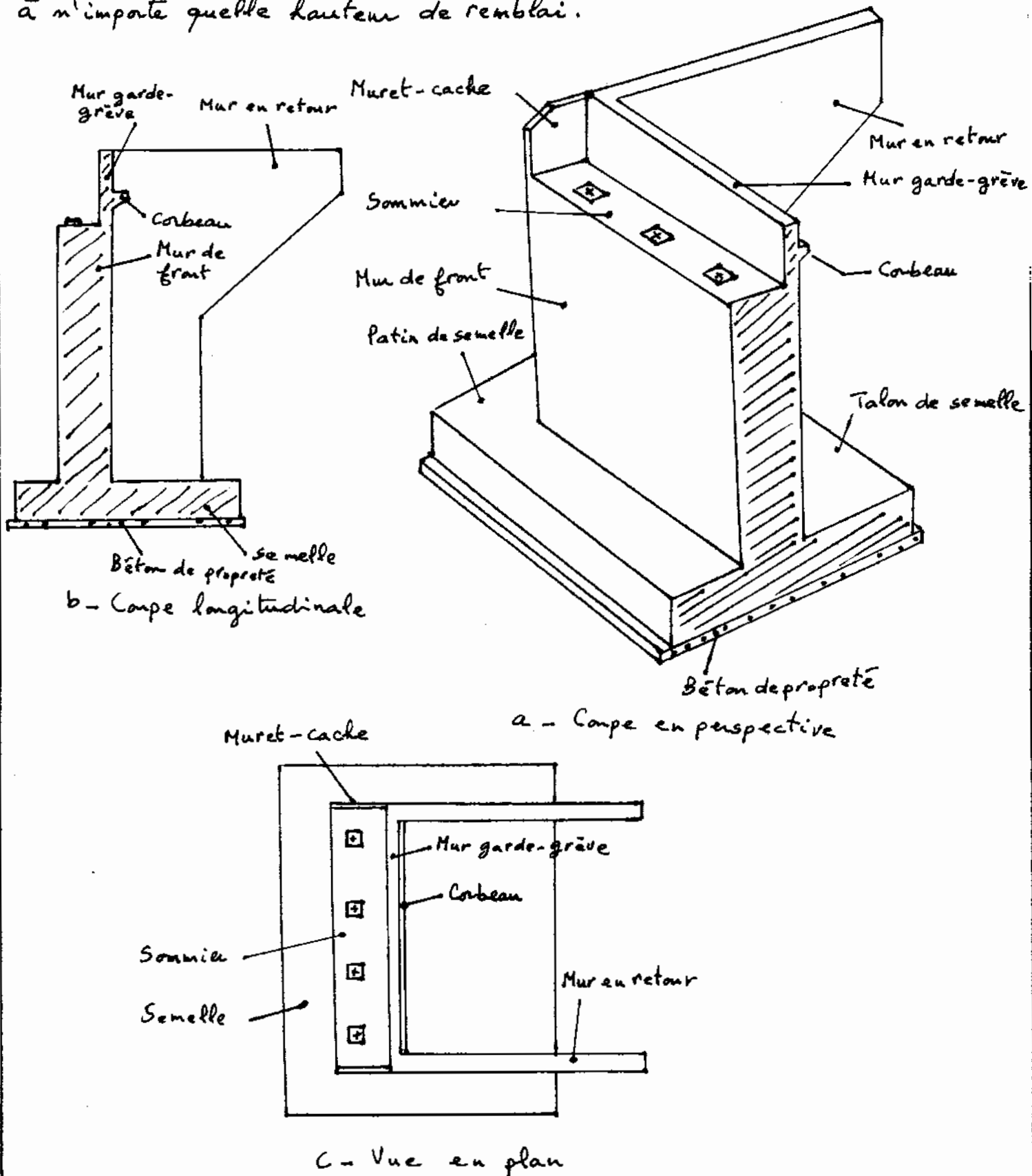


Fig. B-5 Schéma général d'une culée remblayée.

2-4/ Le muret-cache :

La tête de culée comprend à ses deux extrémités les murets-cache, leur fonction est de protéger les appareils d'appui contre le remblai surtout si la ligne de ce dernier passe par le coin inférieur du tablier. Le 2^e rôle du muret-cache est de protéger les appareils d'appui contre les pluies qui frappent les flancs du tablier avec une direction inclinée par rapport à la verticale.

Le 3^e rôle est esthétique, il consiste à cacher les abords du tablier qui changent de couleur à cause des coulures d'eau.

Un quatrième rôle qui est secondaire ; le muret-cache contribue à rigidifier le mur garde-grève vis à vis la flexion, mais cette contribution n'est pas prise en considération dans les calculs.

L'épaisseur du muret-cache varie entre 15 et 20 cm (en B.A), sa hauteur dépend de celle du mur garde-grève (fig. B-4).

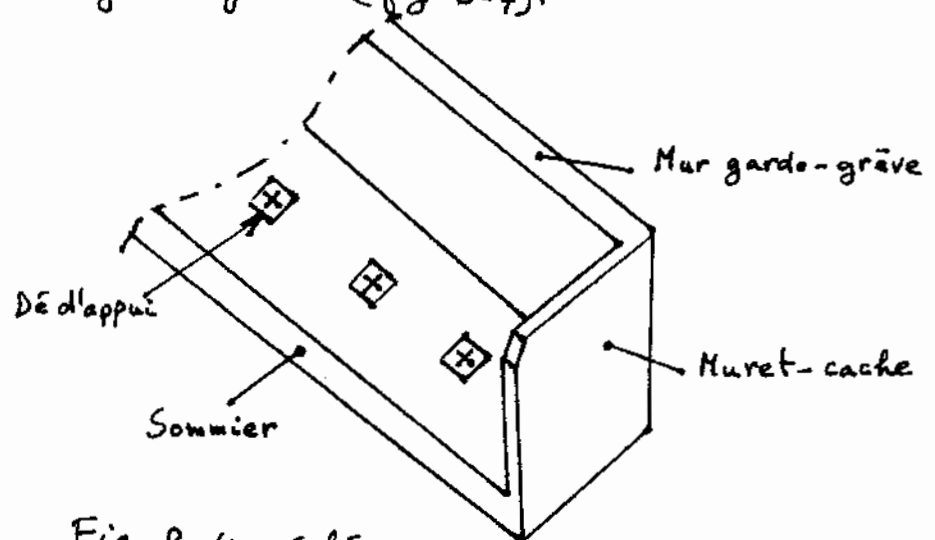


Fig. B-4 Schéma du muret-cache.

3) Les différents types de culées :

3-1/ Les culées remblayées (ou culées massives) :

3-1-1/ Description générale :

En dehors de la tête de culée, ce type est constitué de voiles en béton armé qui sont :

- le mur de front
- les murs latéraux

La culée remblayée montrée dans les figures (B-1) et (B-5), joue deux rôles :

- le report des charges du tablier vers le sol de fondation.
- le soutènement du remblai.

La hauteur du remblai ne doit pas dépasser 10 m, sinon le mur de front et les murs latéraux ne pourront plus supporter la poussée des terres trop importantes. On utilisera dans ces conditions d'autres types de culées qui peuvent

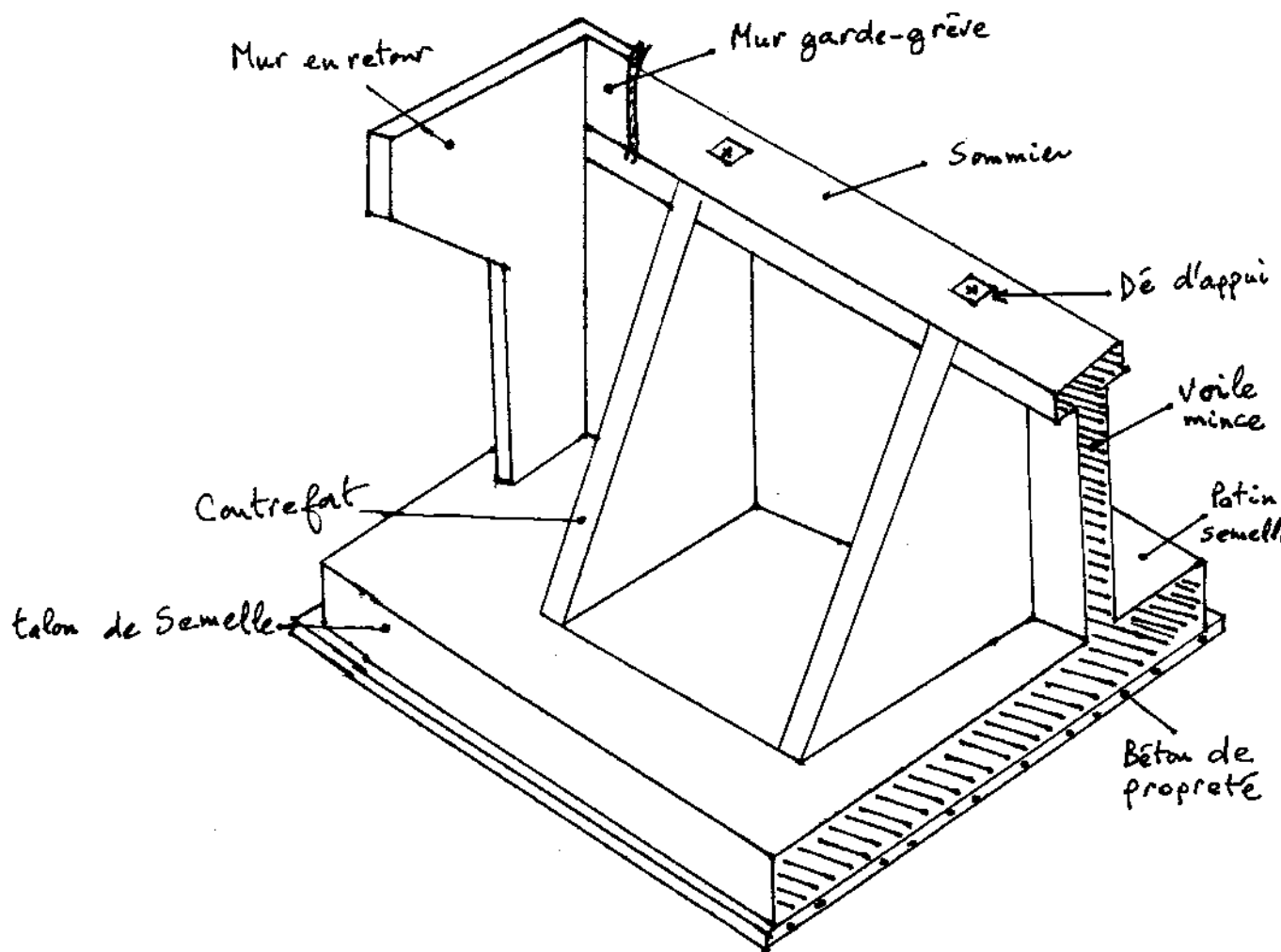


Fig. B-7 Culée remblayée avec mur de front à contreforts.

3-1-3 / Les murs latéraux:

Ce sont des voiles en B.A qui assurent le soutènement du remblai aux flancs de la culée. On distingue 2 types:

a - le mur en aile: il est incliné d'un angle $0 < \alpha \leq 90^\circ$ par rapport à l'axe en plan de l'ouvrage (fig. B-8).

Dans les sites terrestres on peut adopter un angle $\alpha = 90^\circ$ (fig. B-10).

Le mur en aile est semblable à un mur de soutènement, pour les grandes hauteurs de remblai, son épaisseur devient importante. On peut la diminuer en forme de gradins pour les niveaux supérieurs.

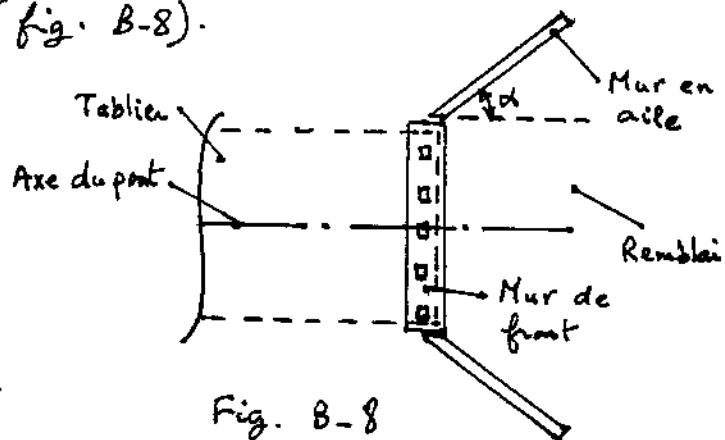


Fig. B-8
Vue en plan d'un mur en aile.

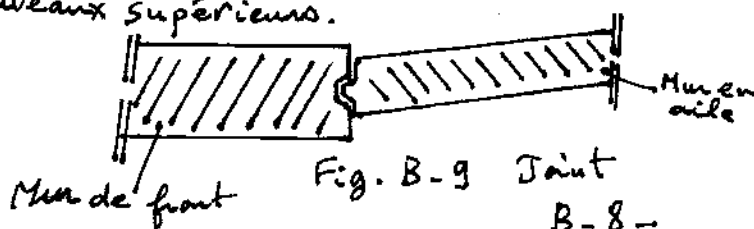


Fig. B-9 Joint B-8-

3-1-2/ Le mur de front:

C'est un voile de section constante qui est en contact avec le remblai, il est soumis à la poussée du remblai et aux charges provenant du tablier.

L'épaisseur du mur de front dépend de sa hauteur, elle est

$$e_f = (0,8 \div 1,2) \text{ m} \quad \dots (B-5)$$

Cette épaisseur est généralement surabondante vis à vis la résistance mécanique du mur de front, mais on préfère la garder telle qu'elle est afin d'assurer la robustesse demandée à la culée et la rigidité nécessaire du mur de front vis à vis les déplacements horizontaux. Si la largeur du sommier est importante, le mur de front subira une augmentation de son épaisseur à sa partie supérieure (fig. B-6).

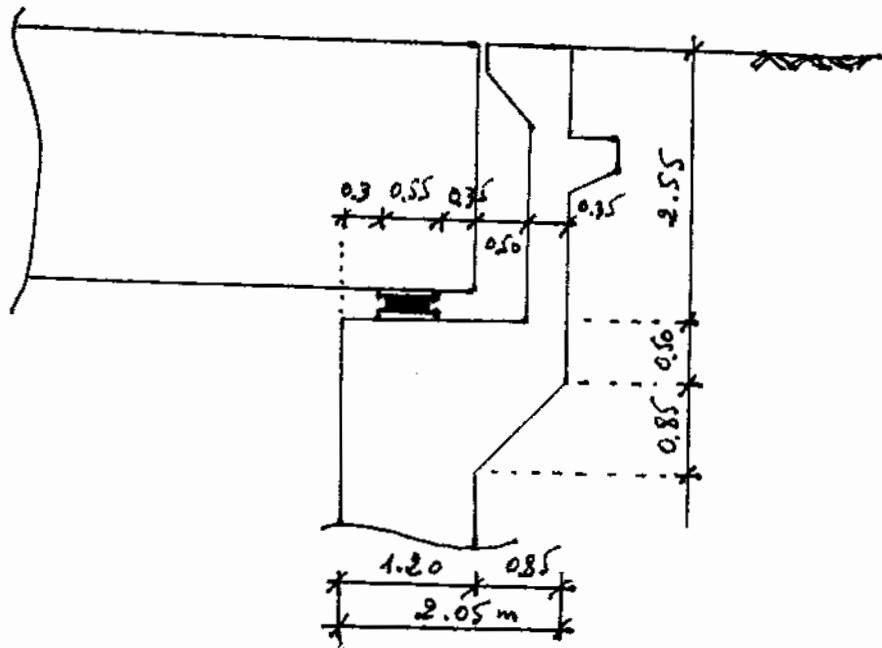


Fig. B-6 Exemple d'un mur de front élargi à sa partie supérieure.

Si la hauteur de la culée n'est pas trop importante, on peut par raison de sécurité, lui adopter un mur de front plus mince raidi par des contreforts qui lui sont solidaires. Ces contreforts sont disposés au droit des appareils d'appuis (fig. B-7), ils vont reprendre les charges du tablier, tandis que le voile mince va travailler à la poussée du remblai.

Un tel mur de front est plus économique qu'un mur de front massif vis à vis la quantité de béton, mais il présente des inconvénients parmi lesquels:

- Coffrage et ferrailage compliqués.
- Remblaiement difficile derrière le mur de front.

De ce fait ce type de mur de front n'est que rarement utilisé.

Le mur en aile est lié au mur de front par un joint à embrèvement (fig. 89) cela permet d'éviter les fissures dues au retrait du béton et l'effet de différence de chargements entre ces deux murs, mais le joint peut s'ouvrir par donner un aspect disgracieux à l'ouvrage.

L'avantage du mur en aile est qu'on peut facilement le supprimer lors d'un élargissement de l'ouvrage, son inconvénient est qu'il ne participe pas par son poids dans la stabilité de la culée.

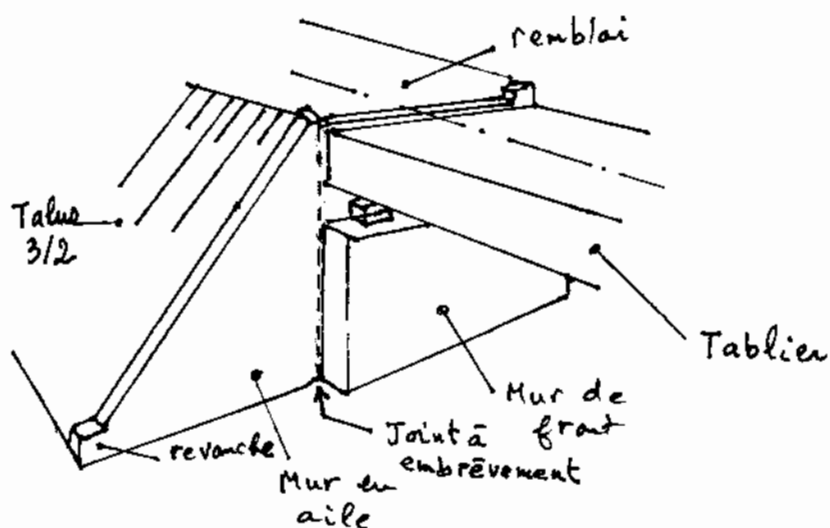


Fig. B10-Mur en aile (Vue en perspective)

b - Le mur en retour : c'est un mur latéral en B.A. parallèle à l'axe de l'ouvrage ($\alpha = 0$). Le remblai derrière le mur de front est bien protégé, c'est pour cela qu'en site fluvial on utilise les murs en retour.

L'épaisseur du mur en retour est constante, cependant on peut l'élargir à sa partie supérieure pour permettre la fixation des corniches ou barrières de sécurité. En moyenne son épaisseur prend les valeurs

$$e_r = (0,3 \div 0,5) \text{ m} \dots (B-6)$$

Le mur en retour est encastré dans sa partie supérieure au mur garde-grève et à sa partie inférieure au mur de front et à la semelle (fig. B-11). Le poids du mur en retour joue un rôle stabilisateur pour la culée, on peut augmenter son poids en joignant sur sa épaisseur e_r on sa longueur supérieure L (fig. B-11). On a

$$L_{\max} = 8 \text{ m} \dots (B-7)$$

Au delà de cette longueur maximale, on doit lier les deux murs en retour par des tirants en B.A., mais cela va compliquer la réalisation des remblais.

Le rôle stabilisateur de la culée et protecteur du remblai favorisent le mur en retour par rapport au mur en aile.

Mais parmi les inconvénients d'un mur en retour, la difficulté de sa suppression lors d'un élargissement de l'ouvrage.

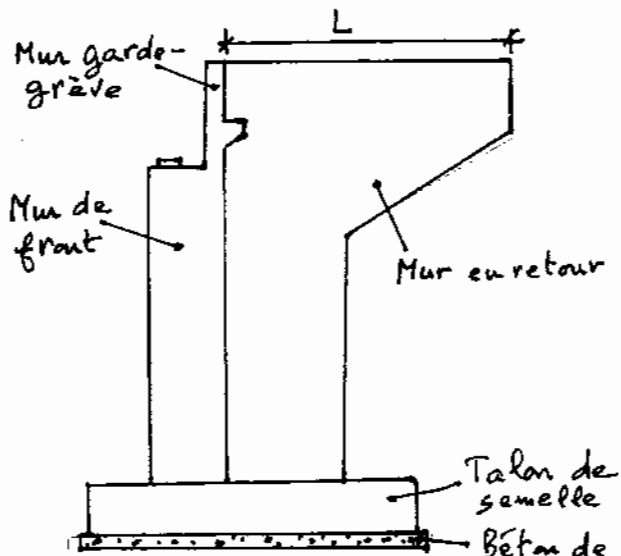


Fig. B-11 Vue en élévation d'un mur en retour.

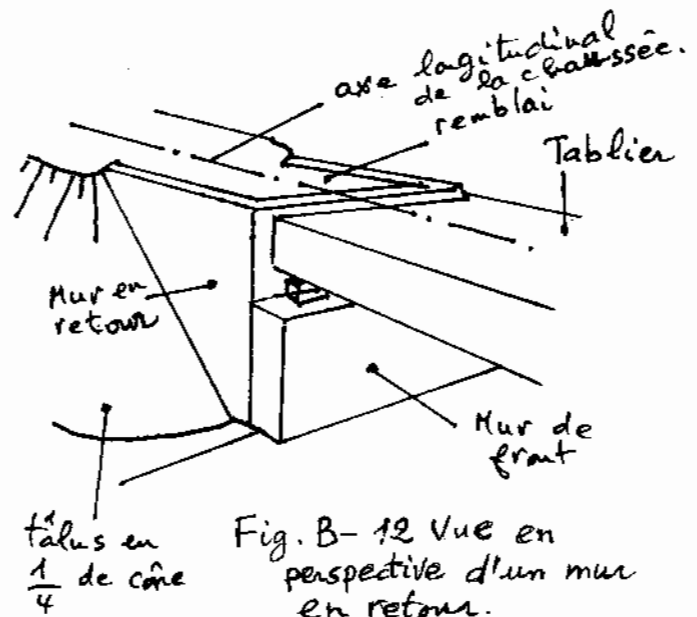


Fig. B-12 Vue en perspective d'un mur en retour.

3-1-4/Prédimensionnement d'une culée remblayée avec mur en retour :

Pour faire une bonne implantation de ce genre de culées, il faut suivre les étapes suivantes :

- 1 - On place le mur de front au bord de l'obstacle à franchir, sa hauteur libre est celle du remblai derrière la culée (fig. B-13).
- 2 - On dessine la tête de culée en respectant les contraintes mécaniques et fonctionnelles décrites en (2-1).
- 3 - On fait passer la ligne du talus qui a une inclinaison de $3/2$, par le pied du mur de front avec une revanche de l'ordre de $0,5\text{ m}$ à 1 m . Si le site est fluvial, cette revanche est prise à partir du sommet de la berge (Fig. B-14).
- 4 - On trace la ligne du mur en retour qui doit avoir une garde d'au moins 1 m sous la ligne de talus, et ce pour éviter l'érosion de ce dernier (phénomène de renard solide). L'extrémité supérieure du mur en retour doit avoir une revanche (compensation) d'au moins $0,5\text{ m}$ par rapport au sommet S du quart de cône (Fig. B-13 et B-14).

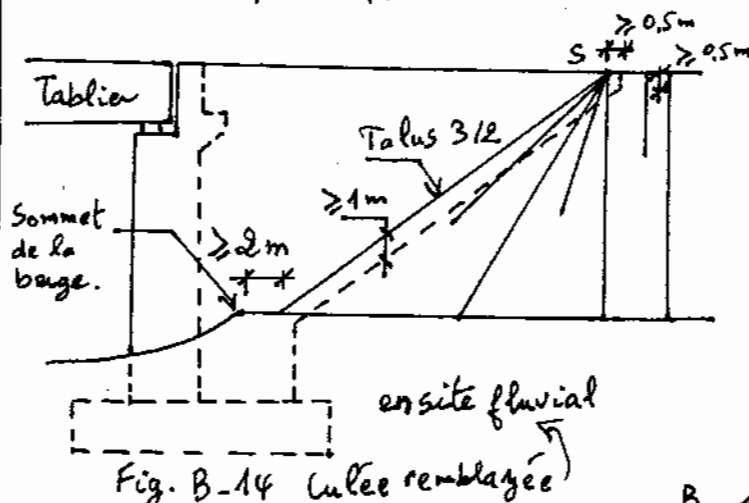


Fig. B-14 Culée remblayée

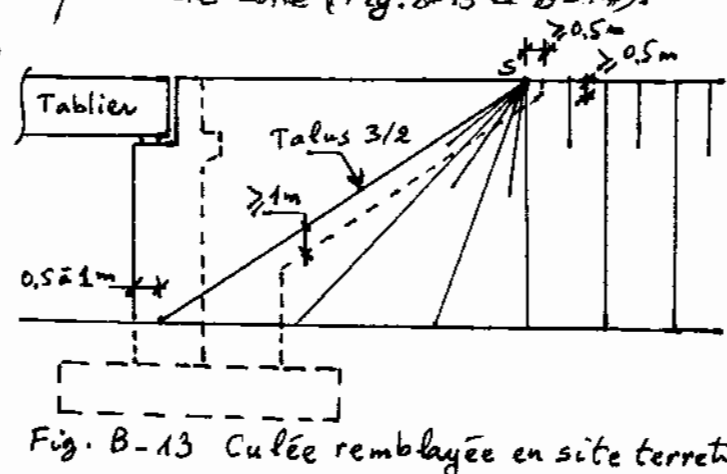


Fig. B-13 Culée remblayée en site terrestre

5- On ménage également des revanches transversales en disposant au delà du mur en retour une banquette de 0,5 m de largeur au minimum. Le quant de cône deviendra un quant de tronc de cône (fig. B - 15)

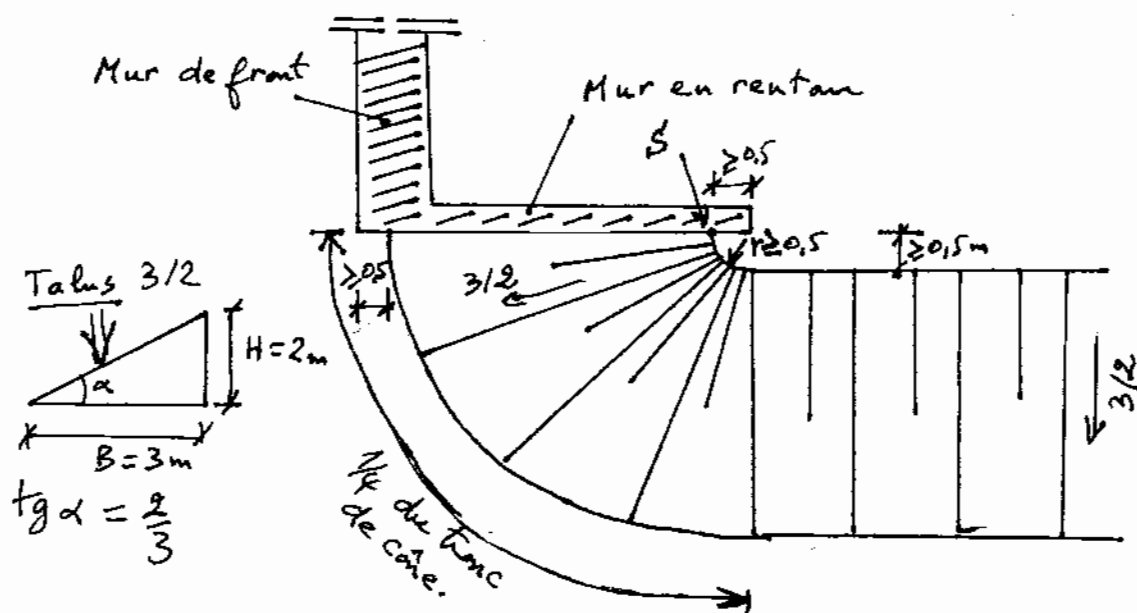


Fig. B - 15 Revanche transversale (vue en plan) dans un mur en retour.

3-2/ Les culées enterrées: 3-2-1/ Description générale

Ce sont les plus utilisées actuellement en Europe, et c'est vers ce type de culée qu'il faut s'orienter dans les études de ponts.

La culée est noyée soit dans le remblai soit dans le terrain naturel si le pont s'appuie sur une crête de déblai.

La structure potence de la culée recevra principalement les charges verticales, elle est peu sollicitée par les charges horizontales de poussée des terres mises à part celles qui s'exercent sur le mur garde grève. 3 cas peuvent se présenter :

1^{er} cas: le pont s'appuie sur une crête de déblai rocheux.

Le sommier est une partie qui s'appuie directement sur le terrain rocheux (fig. B - 16).

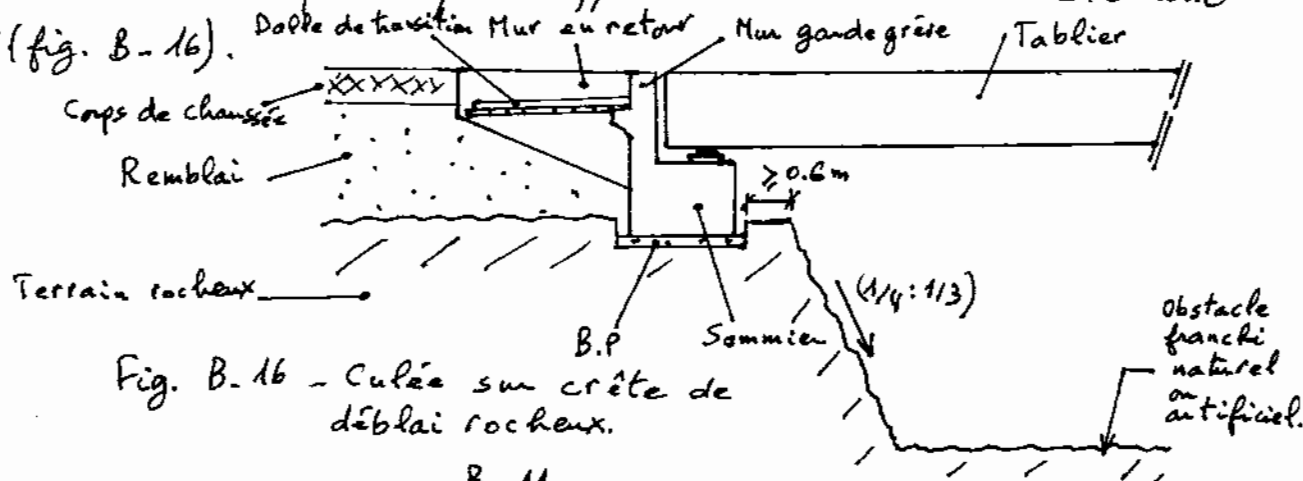
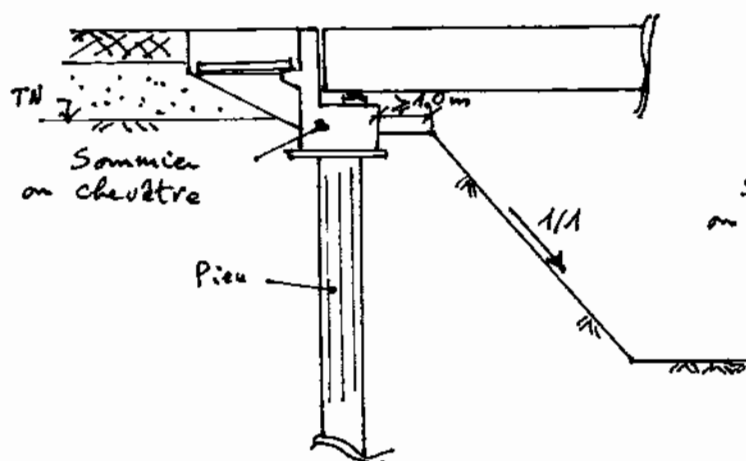


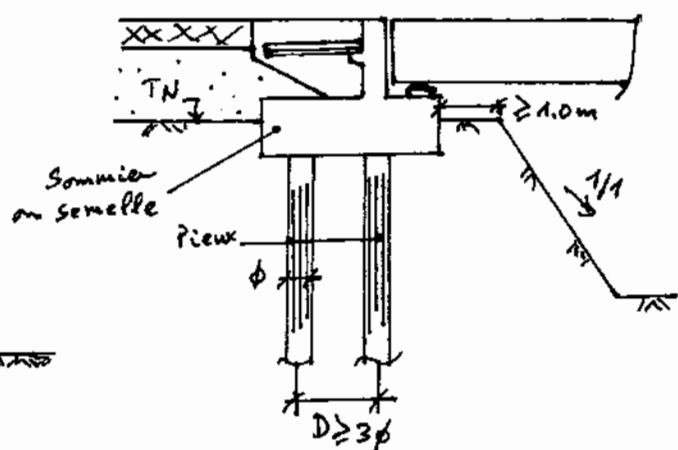
Fig. B - 16 - Culée sur crête de déblai rocheux.

2^e cas : Le pont s'appuie sur une crête de déblai meuble.

Le sommier est implanté au voisinage de la crête du talus, il est fondé sur des pieux métalliques battus ou sur des pieux forés en B.A disposés en une seule file (cas rare) ou en deux files (cas courant). La distance entre axes des divers pieux doit être au minimum égale à 3 fois le diamètre du pieux.



a - Fondée sur 1 file de pieux.



b - Fondée sur 2 files de pieux.

Fig. B-17 Culée sur crête en déblai meuble.

3^e cas : Le pont s'appuie sur une crête de remblai.

a/ La culée est fondée superficiellement.

Si le sol d'assise a une bonne capacité portante, on utilisera une fondation superficielle, et si le bon sol se trouve à une profondeur peu importante, on posera la semelle sur un couche de gros béton dont l'épaisseur ne doit pas dépasser (de préférence) 4m.

Le remblai est traversé par des colonnes (poteaux) qui relient le sommier (chevêtre) à la semelle qui est éventuellement raidie par une nervure en B.A (fig. B-18). Pour ce cas là, la culée est appelée "Pile - culée".

Les poteaux doivent vérifier la condition de robustesse (rigidité), leurs dimensions minimales sont :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Poteau carré : } a_{\min} = 0,5 \text{ m} \\ \text{Poteau circulaire : } \phi_{\min} = 0,6 \text{ m} \end{array} \right\} \dots (B-8)$$

Une fois le tablier achevé, le remblai est déposé par l'arrière de la culée sur plusieurs couches arrosées et compactées.

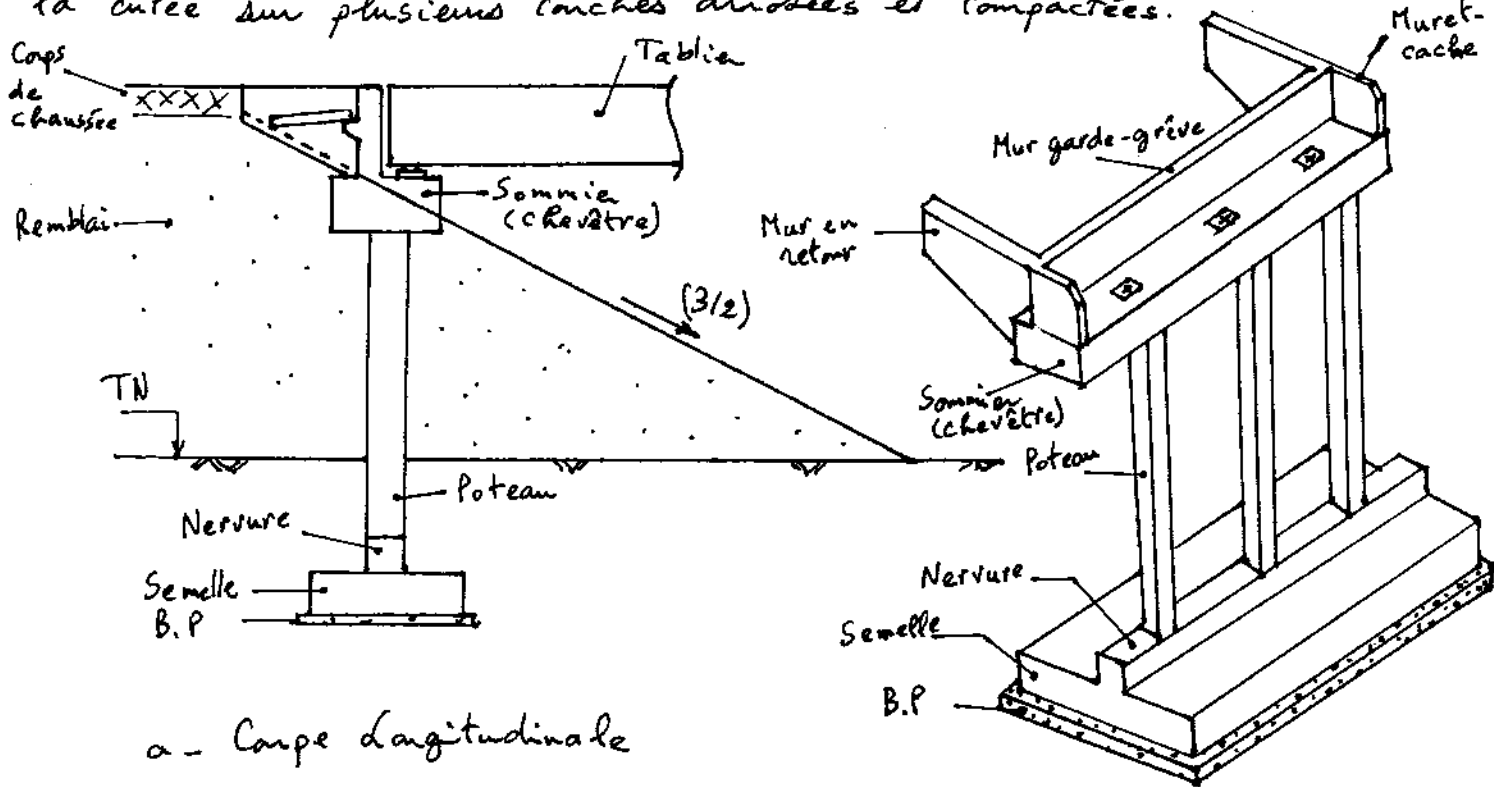


Fig. B-18 Schéma d'une culée enterrée avec poteaux (Pile-culée) fondée sur une semelle superficielle.

b - Vue en perspectives

Lorsque les charges verticales (réactions) appuyées sur la culée sont importantes et lorsque la hauteur du remblai dépasse 8 à 9 m, on utilise à la place des poteaux des voiles en B.A de forme trapézoïdale.

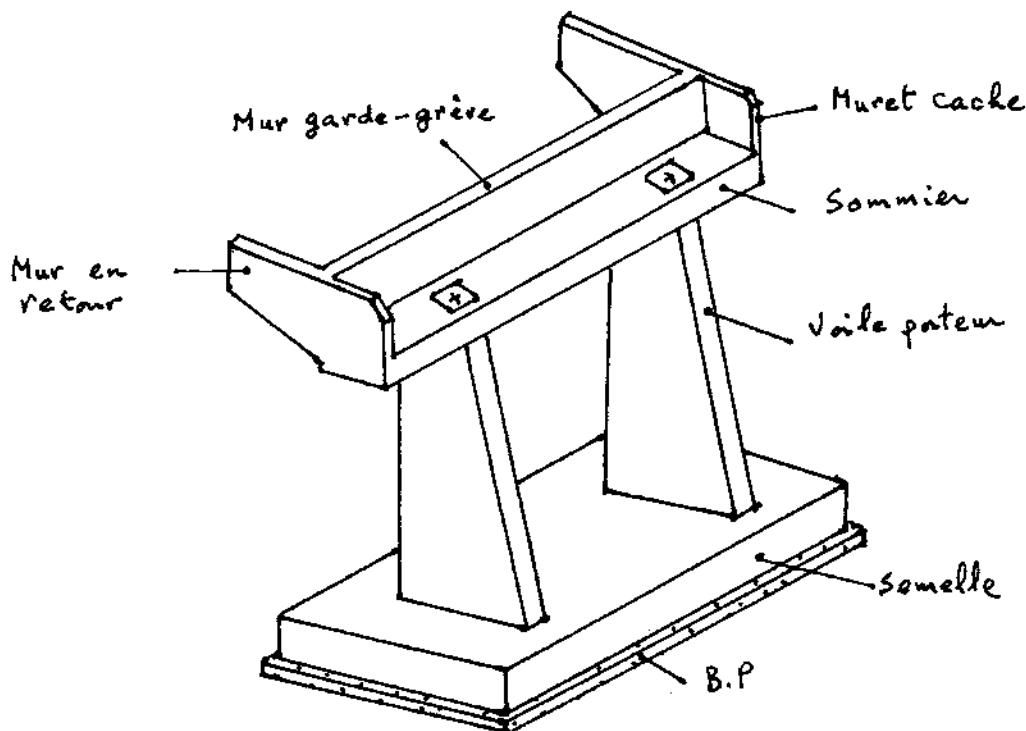
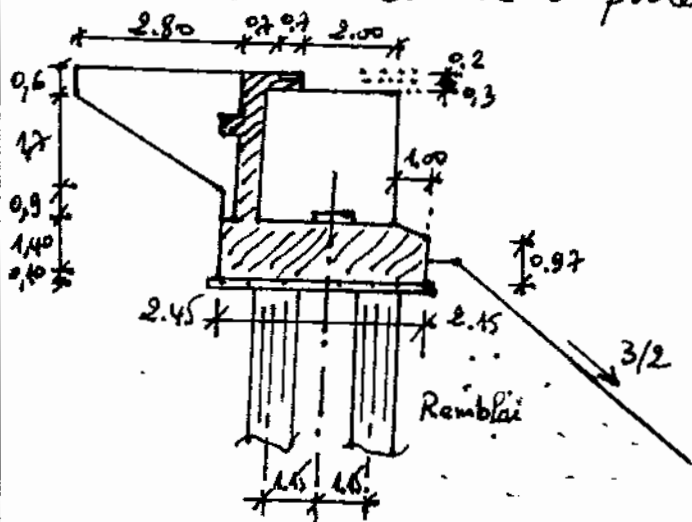


Fig. B-19 Culée enterrée avec voiles poteaux fondée sur semelle superficielle.

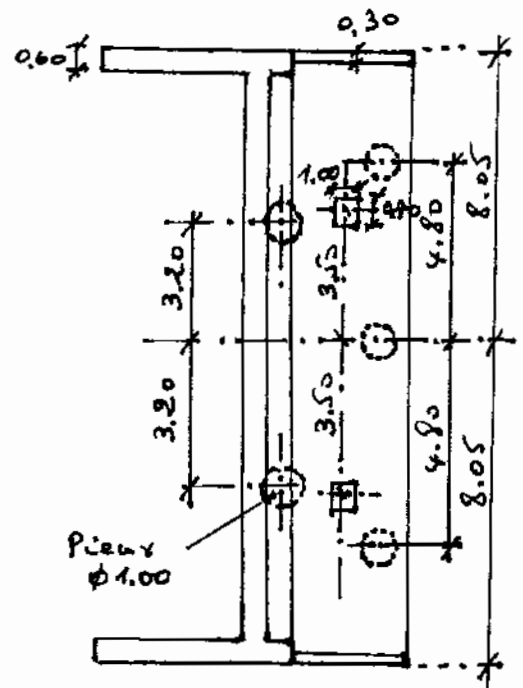
b/ La culée est fondée sur pieux.

Lorsque le sol d'assise est de mauvaise qualité, on prévoit une fondation sur pieux. Ces derniers vont traverser le remblai ensuite le terrain naturel pour arriver enfin au bon sol. Cependant le remblai doit être réalisé à l'avance de la réalisation des pieux et ce pour éviter le phénomène de frottement négatif aux parois des pieux. Le compactage du remblai doit être soigneusement exécuté pour qu'il aura effectué la quasi-totalité de son tassement. Dans ce cas précis de pieux traversants le remblai, il est impératif d'utiliser 2 files de pieux afin de réaliser l'effet portique sous la fondation et d'assurer la rigidité et la résistance demandées.

L'exemple de la figure B-20 montre une culée enterrée fondée sur 2 files de pieux. Compte tenu de la poussée des terres sur le mur garde-grève, la file d'avant est la plus sollicitée, c'est pour cela qu'elle compte 3 pieux, cependant la file arrière la moins sollicitée ne compte que 2 pieux.



a - Coupe transversale



b - Vue en plan

Fig. B-20 Exemple d'une culée enterrée reposant sur des pieux.

3-2-2/ Prédimensionnement des éléments d'une culée enterrée

Le sommier: Si la culée est fondée superficiellement, on a l'épaisseur e_s du sommier (sa hauteur) :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Colonnes sous l'AA} : e_s = (0,6 \div 0,7) \text{ m} \\ \text{" décalés des AA} : e_s = (0,9 \div 1) \text{ m} \\ \text{Voiles sous sommier} : e_s = (0,6 \div 1,2) \text{ m} \end{array} \right\} \dots (B-9)$$

Si la culée est fondée sur pieux on a

$$e_s \approx 1,2 \phi_{\text{pieu}} \dots (B-10)$$

Le débordement d de la semelle est de l'ordre

$$d \approx \frac{1}{2} \phi_{\text{pieu}} \dots (B-11)$$

En règle générale, pour dimensionner le sommier, il faut s'intéresser à la transmission de la charge des appareils d'appuis vers les pieux avoisinants.

Placement des pieux:

Pour placer les pieux, on suit les règles:

- Dans la majorité des cas, le nombre de pieux sur la file avant est supérieur au nombre de pieux sur la file arrière.
- Si le nombre de pieux de chaque file sont identiques, il est préférable de ne pas mettre les pieux l'un en face de l'autre et ce pour pouvoir limiter la distance entre les 2 files.

Les voiles porteurs: Leur épaisseur e est fonction de leur hauteur.

$$e = \sup \left(0,6 ; \frac{h}{8} \right) \dots (B-12)$$

La largeur supérieure du voile est égale à celle du sommier, cette largeur va augmenter à la base pour ne laisser que des débords d_1 et d_2 par rapport à la largeur de la semelle.

D'après la figure B-21, on a

$$\left. \begin{array}{l} \text{Le déport avant } d_1 = (0,5 \div 1) \text{ m} \\ \text{" arrière } d_2 = (0,1 \div 0,3) \text{ m} \end{array} \right\} \dots (B-13)$$

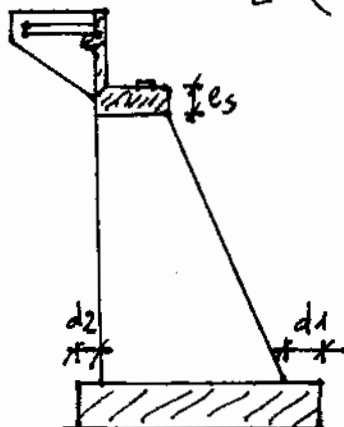


Fig B-21 Débordement de la semelle par rapport au voile porteur.

Le mur en retrait : son épaisseur e_m est (mur, pour pouvoir poser la corniche et les barrières)
 $e_m = (0,3 \div 0,4) \text{ m} \dots (B-14)$

Cette épaisseur peut prendre la valeur $(0,5 \div 0,6) \text{ m}$ dans la partie supérieure de la ligne inférieure du mur à une pente de $3/2$, elle est enterrée dans le talus d'au moins $0,5 \text{ m}$ pour éviter les érosions du talus (renard solide)

3-2-3/ Conclusion générale sur les culées enterrées:

Une culée enterrée est implantée en retrait par rapport à une culée remblayée, il en résulte un allongement du tablier (fig. B-22), mais cela est compensé, au plan économique, par l'économie et la simplicité de réalisation d'une culée enterrée.

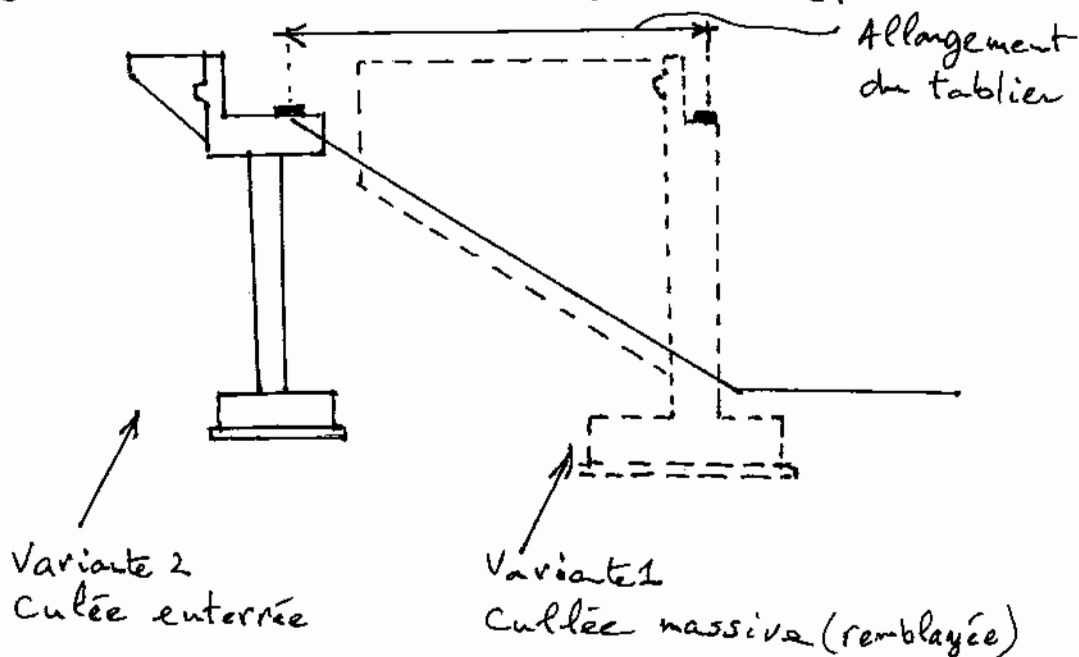


Fig. B-22 Allongement du tablier pour une culée enterrée.

3-3/ Les culées creuses:

Ce genre de culée comporte un mur de front, des murs en retrait et une dalle supérieure reposant sur des patiques (poteaux-poutre), l'ensemble va former un bûte renversée dans laquelle le remblai est taluté à $3/2$ de telle façon que le pied de talus est au droit du mur de front (Fig. B-23). Aucune poussée n'est exercée sur le mur de front. On peut dire que la culée creuse est un ^{ouvert} petit tablier du part du mur de front jusqu'à l'arrière de la culée.

NB: A l'arrière de la culée, on peut aménager un voile de soutènement des terres. On aura ainsi dissocié les fonctions portante et de soutènement.

de la culée. Puisque la boîte renversée ne contient pas de remblai, on peut aménager à l'intérieur d'elle des locaux techniques.

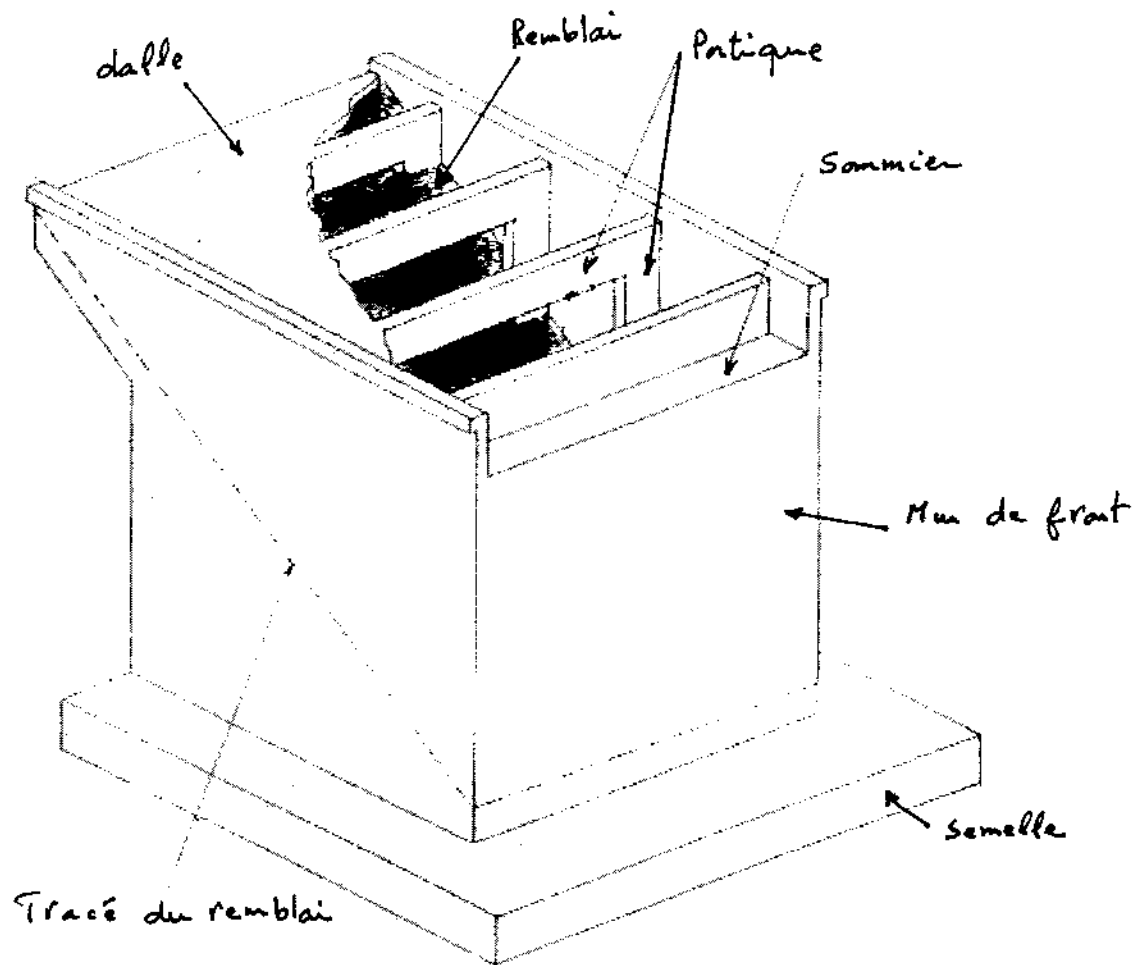


Fig. B-23 Schéma de principe d'une culée creuse

3-4/ Les culées en terre armée

La technique de terre armée a été utilisée depuis sa naissance en 1965 dans les ouvrages de soutènement, mais elle est utilisée à nos jours dans divers ouvrages parmi lesquels les culées de ponts. On rencontre 2 types de culées en terre armée.

Type 1: La tête de culée repose directement sur le remblai en terre armée (Fig. B-24). Cela concerne les petits ouvrages de charges modérées, insensibles aux tassements éventuels.

Type 2: Le tablier repose sur une pile-culée indépendante du massif en terre armée (Fig. B-25). Ainsi la fonction portante est assurée par la pile-culée, et la fonction de soutènement par la terre armée.

Pour pouvoir dissocier ces 2 fonctions, un espace est laissé entre la pile-culée et le parement de la terre armée, pour éviter tout contact entre ces 2 éléments suite à une avancée possible du parement due aux déformations du remblai dans le temps.

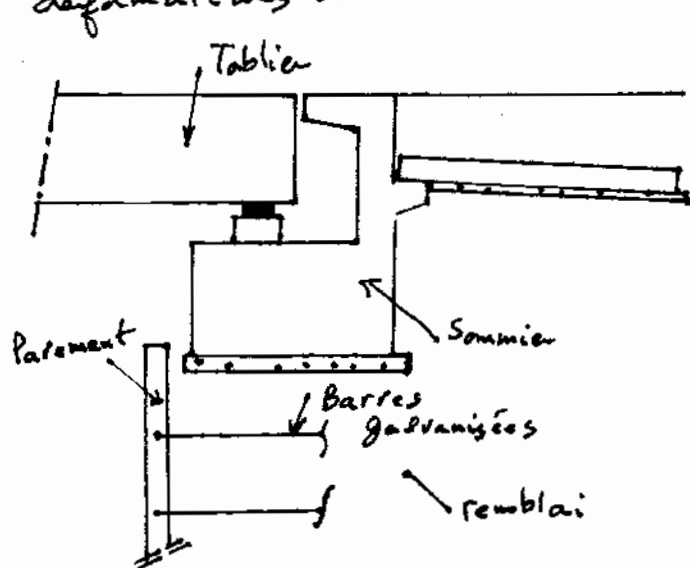


Fig. B-24
Culée en terre armée
(type 1).

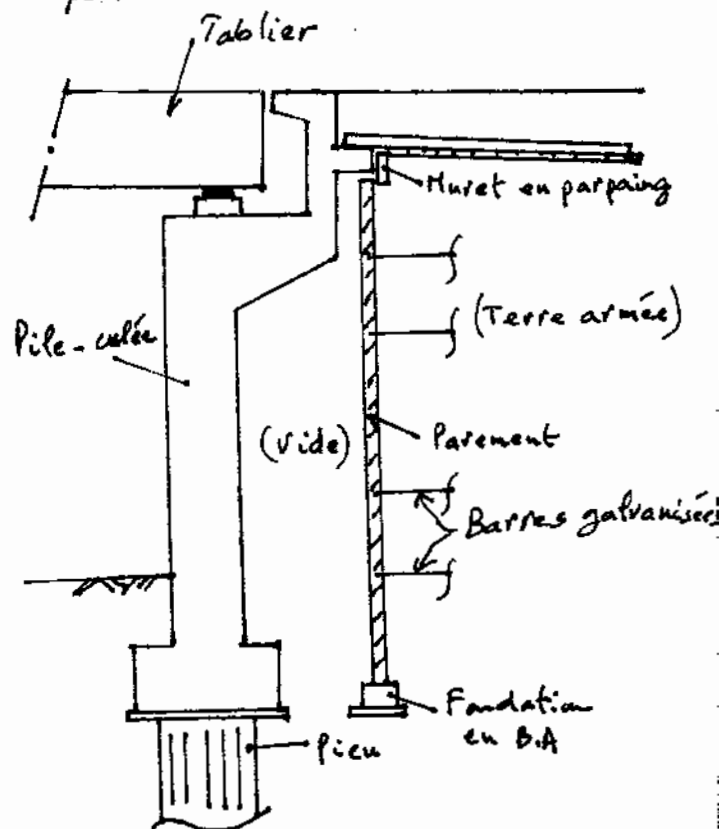


Fig. B-25 Culée en terre
armée (Type 2).

3-5/ des culées contrepoids

Dans les appuis du pont, il est impératif que la réaction verticale garde son signe positif, mais dans certains cas (consôle par exemple) cette réaction peut devenir négative sous les charges d'exploitation. Dans ces conditions la culée joue le rôle de contrepoids et empêchera le bant du tablier de se déplacer vers le haut (fig B-26). Le prolongement du tablier est sous forme de « crosse de fusils ».

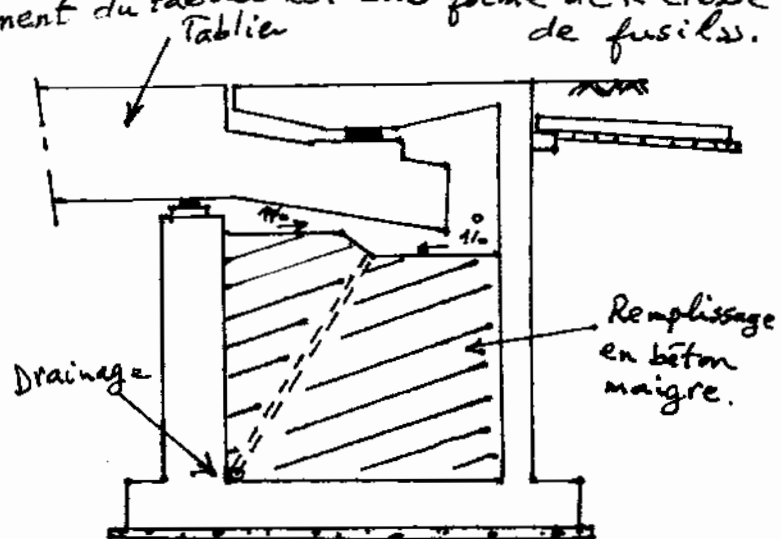
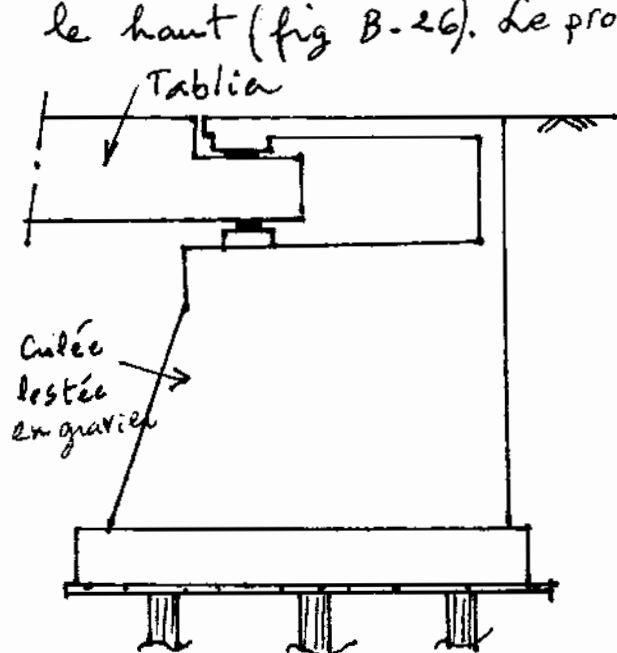


Fig. B-26 Exemple de culées contrepoids

4) Calcul des culées

4-1/ Stabilité d'ensemble d'une culée remblayée

La vérification se fait :

- au renversement (à l'ELU).
- à l'enfoncement (à l'ELS).
- au glissement (à l'ELU).

Les phases considérées sont :

- En construction : Culée + tablier + remblai + déformation longitudinale du tablier.
- En exploitation : le tablier est chargé par Q_r ou Q_{rp} + sa déformation longitudinale + freinage (éventuellement).
- En séisme : a - Tablier chargé avec Q_r + séisme horizontal + séisme descendant.
b - Tablier non chargé + séisme horizontal + séisme ascendant.

Exercice 1 :

Un pont en B.A à pontres sous-chaussée de portée égale à 20 m repose à son extrémité droite sur une culée remblayée (fig. B-27). On se propose de vérifier la stabilité de cette culée dans différentes situations.

- Données :
- le tablier comporte une chaussée de 7,4 m de large et 2 trottoirs de 0,8 m de largeur pour chacun. Le poids du tablier est 170 kN/m^2 .
 - le déplacement longitudinal du tablier dû aux effets de retrait et de température au niveau de la culée est $u_1 = 24 \text{ mm}$.
 - les appareils d'appui sont en néoprène fretté $300 \times 400 \times 5 (10+2)$ ayant un module transversal de déformation $G = 0,8 \text{ MPa}$.
 - le sommier est doté de 5 d's d'appui de dimensions $0,5 \times 0,5 \times 0,15 \text{ m}$, de 2 plots antisismiques de dimensions $0,6 \times 0,6 \times 0,6 \text{ m}$, et de 2 murets cache de dimensions $1,10 \times 1,10 \times 0,15 \text{ m}$.
 - En exploitation, les charges caractéristiques considérées sont celle du système Bc accompagné de la surcharge S_r du trottoir.
 - la semelle est superficielle fondée sur un sol de portance $G_s = 0,32 \text{ MPa}$ ($G_s = 3,2 \text{ bars}$). Remblai : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 35^\circ$ et $c = 150 \text{ kPa}$. La surcharge du remblai $S_r = 10 \text{ kN/m}^2$ majorée de $\delta_s = 1,2$.

Solution :

Calculons la force horizontale due à la déformation longitudinale du tablier.

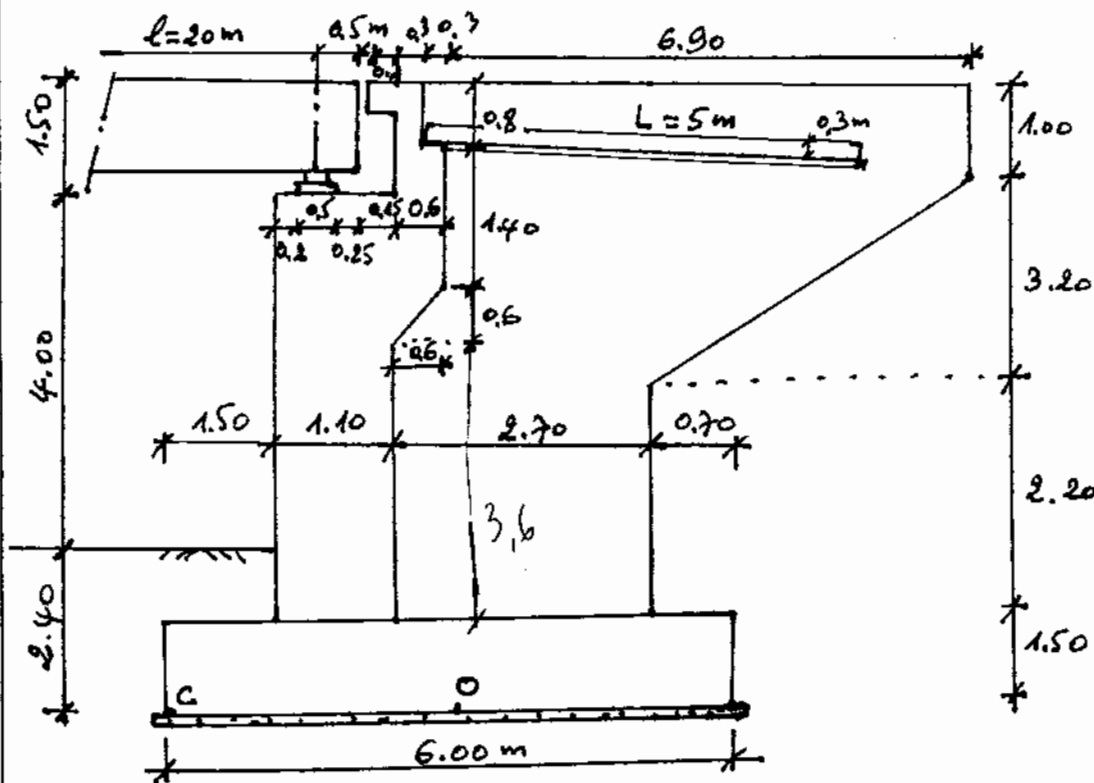
$$F_H = n \cdot \tau_{H1} \cdot (a \cdot b)$$

$$\text{or } \tau_{H1} = G \frac{u_1}{T}$$

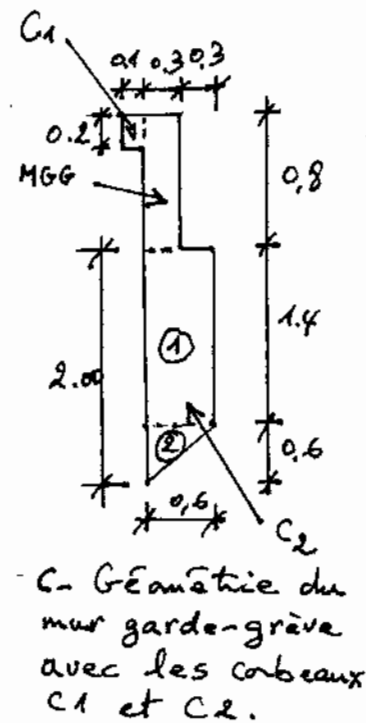
$$T = 5 \times (10 + 2) = 60 \text{ mm}$$

$$\tau_{H1} = 0,8 \times \frac{24}{60} = 0,32 \text{ MPa}$$

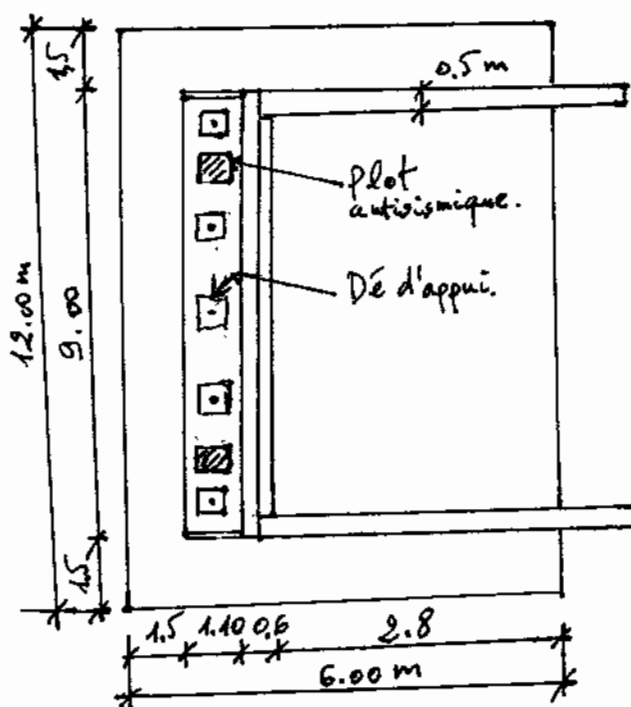
$$F_H = 5 \times 0,32 \times 10^3 \times (0,3 \times 0,4) = 192 \text{ kN}$$



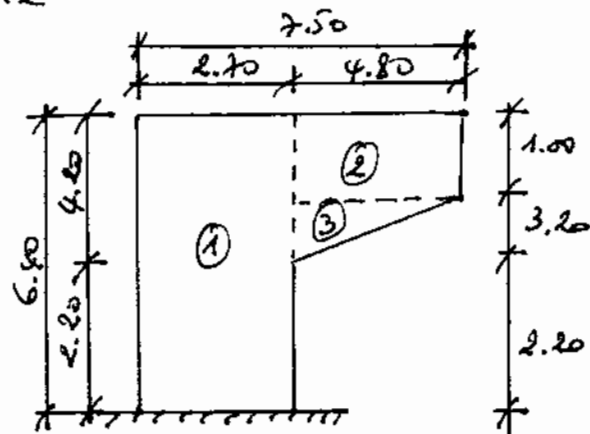
a - Coupe longitudinale



c - Géométrie du mur garde-grève avec les corbeaux C1 et C2.



b - Vue en plan



d - Géométrie du mur en retour.

Fig. B-27 schéma de la culée.

$$R_g = g \cdot \frac{l_e}{2}$$

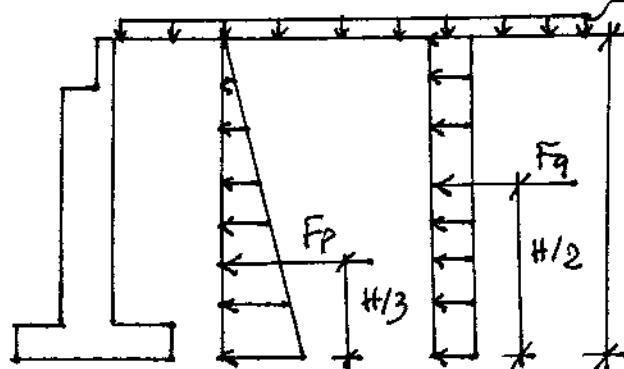
$$R_g = 170 \times \frac{21}{2} \Rightarrow R_g = 1785 \text{ kN}$$

1) En construction

1-1/ Renvasement

$$\bar{a} \text{ l'ELU : } 1.35(G_{max} + Q_{prc}) + (G_{min} + Q_{prc}) + 1.5 P_q$$

Q_{prc} joue un rôle favorable. On suppose que le tablier n'est pas chargé par Q_{prc} donc $Q_{prc} = 0$. $S_r = 10 \text{ kN/m}^2$



$$H = 7.9 \text{ m} \quad \kappa_p = \gamma_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \kappa_q$$

$$\kappa_p = \kappa_q = \gamma_g^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$\kappa_p = \kappa_q = 0.271$$

$$F_p = \frac{1}{2} \kappa_p \cdot b \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$F_p = \frac{1}{2} \times 0.271 \times 9 \times 18 \times 7.9^2 \Rightarrow F_p = 1369.962 \text{ kN}$$

$$F_q = \kappa_q \cdot b \cdot S_r \cdot b_{sr} \cdot H$$

$$F_q = 0.271 \times 9 \times 10 \times 1.2 \times 7.9 \Rightarrow F_q = 231.217 \text{ kN}$$

Désignation	V (kN)	H (kN)	d (m)	Ms (kN.m)	Mr (kN.m)
- Tablier : $R_g \times (1.0)$	1785.00	—	1.95	3480.75	—
- Muret-cache: $1.1 \times 1.1 \times 0.15 \times 25 \times 2 \times (1.0)$	9.075	—	2.05	18.604	—
- Caneau C1 : $0.2 \times 0.1 \times 9 \times 25 \times (1.0)$	4.500	—	2.55	11.475	—
- Caneau C2: $0.6 \times 1.4 \times 8 \times 25 \times (1.0)$	168.00	—	2.90	487.20	—
$\frac{1}{2} \times 0.6 \times 0.6 \times 8 \times 25 \times (1.0)$	36.00	—	2.80	100.80	—
- Mur garde-grève: $0.3 \times 0.8 \times 9 \times 25 \times (1.0)$	54.00	—	2.75	148.50	—
- Dés d'appui: $0.5 \times 0.5 \times 0.15 \times 25 \times 5 \times (1.0)$	4.688	—	1.95	9.142	—
- Plots antisismiques: $0.6 \times 0.6 \times 0.6 \times 25 \times 2 \times (1.0)$	10.800	—	1.95	21.06	—
- Mur de front: $1.10 \times 4.9 \times 9 \times 25 \times (1.0)$	1212.75	—	2.05	2486.138	—

Désignation	V (kN)	H (kN)	d (m)	M _s (kN.m)	M _r (kN.m)
- Mur en retour:					
2,7 x 6,4 x 0,5 x 25 x (1.0) x 2	432,0	—	3,95	1706,4	—
1 x 4,8 x 0,5 x 25 x (1.0) x 2	120,0	—	7,7	924,0	—
$\frac{1}{2} \times 4,8 \times 3,2 \times 0,5 \times 25 \times (1.0)$	192,0	—	6,9	1324,8	—
- Dalle de transition:					
0,3 x 5 x 8 x 25 x (1.0)	300,00	—	5,4	1620,00	—
- Semelle:					
6 x 12 x 1,5 x 25 x (1.0)	2700,00	—	3,0	8100,00	—
- Remblai sur semelle:					
(3,4 x 6,4 - 3,1 x 0,3 - 0,8 x 0,3 - - 1,4 x 0,6 - $\frac{1}{2} \times 0,6 \times 0,6$) x 8 x 18 x (1.35)	3804,408	—	4,3	16358,954	—
- Surcharge du remblai sur semelle: 10 x 3,1 x 8 x 1,2 x (1.5)	446,4	—	4,45	1986,48	—
- Poussée des terres: F _p x (1.35)	—	1849,449	2,633	—	4869,60
- Poussée due aux surcharges du remblai: F _q x (1.5)	—	346,826	3,95	—	1369,96
- Face horizontale de dilatation du tablier: F _H x (1.35)	—	259,20	6,4	—	1658,88
$\Sigma =$	11273,621	2455,475	$\Sigma =$	38767,803	7898,44

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{38767,803}{7898,44} = 4,908 > 1,5 \quad \text{C.V}$$

1-2/ Enfoncement

$$\bar{\alpha} \text{ à l'ELS : } V = 9766,493 \text{ kN}$$

$$M_s = 31886,833 \text{ kN.m}$$

$$M_r = 5749,218 \text{ kN.m}$$

$$e_c = \frac{M_s - M_r}{V}$$

$$e_c = \frac{31886,833 - 5749,218}{9766,493} = 2,676 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - e_c$$

$$e = \frac{6}{2} - 2,676 = 0,323 \text{ m} < \frac{B}{6} = 1 \text{ m} \rightarrow \text{sol entièrement comprimé sous la semelle.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{BL} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right) : \sigma_{\max} = \frac{9766,493 \times 10^{-3}}{6 \times 12} \times \left(1 + 6 \times \frac{0,323}{6} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 0,179 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{BL} \left(1 - 6 \frac{e}{B} \right) : \sigma_{\min} = \frac{9766,493 \times 10^{-3}}{6 \times 12} \times \left(1 - 6 \times \frac{0,323}{6} \right) = 0,092 \text{ MPa}$$

$$\sigma_N = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} : \sigma_N = \frac{3 \times 0,179 + 0,092}{4} = 0,157 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 0,32 \text{ MPa}$$

C.V

1-3/ Glissement

à l'ELU, il faut vérifier que $H \leq \frac{V t_g \varphi}{1,2} + \frac{C \cdot A'}{1,5}$

$$A' = B' \times L \Rightarrow A' = 6 \times 12 = 72 \text{ m}^2$$

$$H = 2455,475 \text{ kN} < \frac{10901,621 \times t_g(35^\circ)}{1,2} + \frac{150 \times 72}{1,5} = 13561,164 \text{ kN}$$

C.V

2) En exploitation

$$R_g = 1785 \text{ kN} : F_H = 192 \text{ kN} : F_{fr} = \frac{300}{2} = 150 \text{ kN}$$

$$L_r = 7,4 \text{ m} > 7 \text{ m} \rightarrow \text{classe I}$$

$$n = \text{int} \left(\frac{7,4}{3} \right) = 2 \text{ voies}$$

classe I $\left\{ \begin{array}{l} \text{tab} \\ n = 2 \end{array} \right. \rightarrow b_c = 1,1$

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S_{Bc}}}$$

$$L = L_p = 20 \text{ m}$$

$$G = g \times L : G = 170 \times 20 = 3400 \text{ kN}$$

$S_{Bc} = B_c \times b_c$: On peut mettre 2 files de 2 camions sur la longueur de 20 m et une largeur de 7,4 m, soit 4 camions.

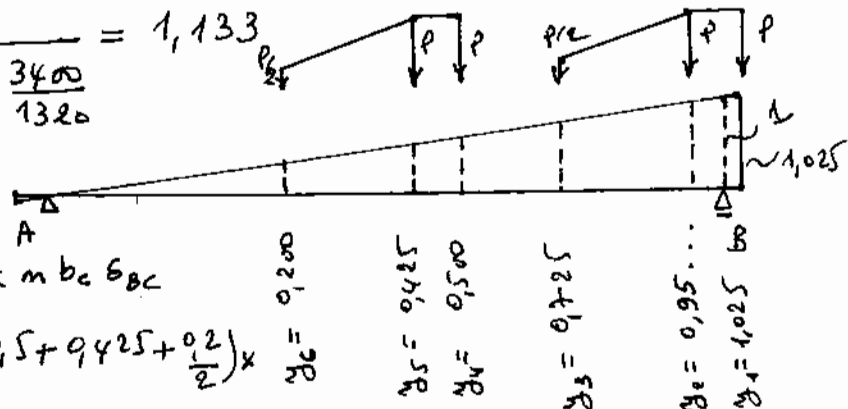
$$S_{Bc} = 4 \times 300 \times 1,1 = 1320 \text{ kN}$$

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{3400}{1320}} = 1,133$$

$$R_{Bc}^{\max} = P(y_1 + y_2 + \frac{y_3}{2} + y_4 + y_5 + \frac{y_6}{2}) \times n \times b_c \times \delta_{Bc}$$

$$R_{Bc}^{\max} = 120 \times \left(1,025 + 0,95 + \frac{0,725}{2} + 0,5 + 0,425 + \frac{0,2}{2} \right) \times 2 \times 1,1 \times 1,133$$

$$R_{Bc}^{\max} = 1005,764 \text{ kN}$$



2-1 / Renversement:

Désignation	V (kN)	H (kN)	d (m)	M _s (kN.m)	M _r (kN.m)
- Tablier : $R_g \times (1.35) = 1785 \times (1.35)$	2409,75	—	1,95	4699,013	—
$R_{bc} \times (1.605) = 1005,764 \times (1.605)$	1614,251	—	1,95	3147,790	—
$R_{st} \times (1.605) = 25,215 \times (1.605)$	40,470	—	1,95	78,917	—
- Muret - cache : $9,075 \times (1.35)$	12,251	—	2,05	25,115	—
- Cabeaux : C1 : $4,5 \times (1.35)$	6,075	—	2,55	15,491	—
C2 : $168 \times (1.35)$	226,8	—	2,90	657,72	—
36 $\times (1.35)$	48,6	—	2,80	136,08	—
- Mur garde-grève : $48 \times (1.35)$	64,8	—	2,75	178,2	—
- Désd'appui : $4,688 \times (1.35)$	6,329	—	1,95	12,342	—
- Plots anti-sismiques : $10,8 \times (1.35)$	14,58	—	1,95	28,431	—
- Mur de front : $1212,75 \times (1.35)$	1637,213	—	2,05	3356,287	—
- Mur en retour : $216 \times (1.35)$	291,6	—	3,95	1151,82	—
60 $\times (1.35)$	81	—	7,7	623,7	—
96 $\times (1.35)$	129,60	—	6,9	894,24	—
- Dalle de transition : $300 \times (1.35)$	405,00	—	5,4	2187,00	—
- Semelle : $2700 \times (1.35)$	3645,00	—	3,00	10935,00	—
- Remblai sur semelle : $2818,08 \times (1.35)$	3804,408	—	4,30	16358,954	—
- Surcharge du remblai sur semelle : $297,6 \times (1.5)$	446,4	—	4,45	1986,48	—
- Poussée des terres : $F_p \times (1.35)$	—	1849,449	2,633	—	4869,60
- Poussée due à la surcharge du remblai : $F_q \times (1.5)$	—	346,826	3,95	—	1369,96
- Force de dilatation du tablier : $F_H \times (1.35)$	—	259,20	6,4	—	1658,88
- Force de freinage : $F_{fr} \times (1.605)$	—	240,75	6,4	—	1549,8
$\Sigma =$	14884,127	2696,225	$\Sigma =$	46472,58	9439,24

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{46472,58}{9439,24} = 4,923 > 1.5 \quad \text{C.V}$$

2-2 / Enfoncement :

à l'ELS : $V = 10998,625 \text{ kN}$, $M_s = 33897,243 \text{ kN.m}$
 $M_r = 6709,218 \text{ kN.m}$

$$e_e = \frac{M_s - M_r}{V} : e_c = \frac{33897,243 - 6709,218}{10998,625} = 2,472 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - e_c : e = 3 - 2,472 = 0,528 \text{ m} < \frac{B}{6} = 1 \text{ m}$$

le sol est entièrement comprimé sous la semelle.

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{BL} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right) : \sigma_{\max} = \frac{10998,625 \times 10^{-3}}{6 \times 12} \times \left(1 + 6 \times \frac{0,528}{6}\right)$$

$$\sigma_{\max} = 0,233 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{BL} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right) : \sigma_{\min} = \frac{10998,625 \times 10^{-3}}{6 \times 12} \times \left(1 - 6 \times \frac{0,528}{6}\right)$$

$$\sigma_{\min} = 0,072 \text{ MPa}$$

$$\sigma_N = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} : \sigma_N = \frac{3 \times 0,233 + 0,072}{4} = 0,193 \text{ MPa}$$

$$\sigma_N < \sigma_{adm} = 0,32 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

2-3 / Glissement:

$$\tilde{a} \text{ l'ELU} : H \leq \frac{V \tan \varphi}{1,2} + \frac{c \cdot A'}{1,5}$$

$$A' = 6 \times 12 = 72 \text{ m}^2$$

$$H = 2696,225 < \frac{14884,127 \times \tan(35^\circ)}{1,2} + \frac{150 \times 72}{1,5} = 15884,92 \quad \text{C.V}$$

3) En seisme:

3-1/ Renversment:

I - Charges verticales (seisme ascendant)	V (kN)	H (kN)	d (m)	M _S (kN.m)	M _r (kN.m)
- Tablier: R _g x 0,93 x (1,0)	1660,05	—	1,95	3237,098	—
- Muret-cache: 9,075 x 0,93 x (1,0)	8,440	—	2,05	17,301	—
- Cubeaux: C1: 4,5 x 0,93 x (1,0)	4,185	—	2,55	10,672	—
C2: 168 x 0,93 x (1,0)	156,24	—	2,90	453,096	—
36 x 0,93 x (1,0)	33,48	—	2,80	93,744	—
- Mur garde-grève: 48 x 0,93 x (1,0)	44,64	—	2,75	122,76	—
- Dés d'appui: 4,688 x 0,93 x (1,0)	4,360	—	1,95	8,502	—
- Plots antisismiques: 10,8 x 0,93 x (1,0)	10,044	—	1,95	19,586	—
- Mur de front: 1212,7 x 0,93 x (1,0)	1127,811	—	2,05	2312,013	—
- Mur en retour: 216 x 0,93 x (1,0)	200,88	—	3,95	793,476	—
60 x 0,93 x (1,0)	55,8	—	7,7	429,66	—
96 x 0,93 x (1,0)	89,28	—	6,9	616,032	—
- Dalle de transition: 300 x 0,93 x (1,0)	279,00	—	5,4	1506,6	—
- Semelle: 2700 x 0,93 x (1,0)	2511,00	—	3,00	7533	—
- Remblai sur semelle: 2818,08 x 0,93 x (1,0)	2620,814	—	4,30	11269,502	—
Σ =	8806,024		Σ =	28423,042	

II - Charges verticales (séisme descendant)	V (kN)	H (kN)	d (m)	M _s (kN.m)	M _r (kN.m)
- Tablier: $R_g \times 1,07 \times (1,0)$	1909,95	—	1,95	3724,40	—
$R_{bcx}(\alpha) \times 1,07 \times (1,0) = 1005,764 \times$ $(0,6) \times 1,07 \times (1,0)$	645,700	—	1,95	1259,116	—
$R_{stx}(\alpha) \times 1,07 \times (1,0) = 25,215 \times (0,6)$ $\times 1,07 \times (1,0)$	16,188	—	1,95	31,567	—
- Muret-cache: $9,075 \times 1,07 \times (1,0)$	9,710	—	2,05	19,906	—
- Cabeaux: C1: $45 \times 1,07 \times (1,0)$	4,815	—	2,55	12,278	—
C2: $168 \times 1,07 \times (1,0)$	179,76	—	2,90	521,304	—
$36 \times 1,07 \times (1,0)$	38,52	—	2,80	107,856	—
- Mur garde-grève: $48 \times 1,07 \times (1,0)$	51,36	—	2,75	141,24	—
- Dés d'appui: $4,688 \times 1,07 \times (1,0)$	5,016	—	1,95	9,782	—
- Plots antisismiques: $10,8 \times 1,07 \times (1,0)$	11,556	—	1,95	22,534	—
- Mur de front: $1212,7 \times 1,07 \times (1,0)$	1297,589	—	2,05	2660,057	—
- Mur en retour: $216 \times 1,07 \times (1,0)$	231,12	—	3,95	912,924	—
$60 \times 1,07 \times (1,0)$	64,2	—	7,7	494,34	—
$96 \times 1,07 \times (1,0)$	102,72	—	6,9	708,768	—
- Dalle de transition: $300 \times 1,07 \times (1,0)$	321,00	—	5,4	1733,4	—
- Semelle: $2700 \times 1,07 \times (1,0)$	2889,00	—	3,00	8667,00	—
- Remblai sur semelle: $2818,08 \times 1,07 \times (1,0)$	3015,346	—	4,30	12965,986	—
- Surcharge du remblai sur semelle: $297,6 \times (0,6) \times 1,07 \times (1,0)$	191,059	—	4,45	850,213	—
$\Sigma =$	10984,609	—	—	34842,671	—
III - séisme horizontal + faces horizontales	V (kN)	H (kN)	d (m)	M _s (kN.m)	M _r (kN.m)
- Tablier: $R_g \times 0,1 \times (1,0)$	—	178,5	6,40	—	1142,4
- Muret-cache: $9,075 \times 0,1 \times (1,0)$	—	0,9075	6,95	—	6,307
- Cabeaux: C1: $4,5 \times 0,1 \times (1,0)$	—	0,45	7,8	—	3,51
C2: $168 \times 0,1 \times (1,0)$	—	16,8	6,4	—	107,52
$36 \times 0,1 \times (1,0)$	—	3,6	5,5	—	19,8
- Mur garde-grève: $48 \times 0,1 \times (1,0)$	—	4,8	7,5	—	36,00
- Dés d'appui: $4,688 \times 0,1 \times (1,0)$	—	0,469	6,475	—	3,037
- Plots antisismiques: $10,8 \times 0,1 \times (1,0)$	—	1,08	6,7	—	7,236
- Mur de front: $1212,75 \times 0,1 \times (1,0)$	—	121,275	3,95	—	479,036

III - Seisme horizontal + Faces horizontales (suite).	V (kN)	H (kN)	d (m)	M _s (kN.m)	M _r (kN.m)
- Mur en retour: 216 x 0,1 x (1,0)	—	21,6	4,70	—	101,52
60 x 0,1 x (1,0)	—	6,0	7,40	—	44,40
96 x 0,1 x (1,0)	—	9,6	5,833	—	56,00
- Dalle de transition: 300 x 0,1 x (1,0)	—	30,00	7,25	—	211,50
- Semelle: 2700 x 0,1 x (1,0)	—	270,0	0,75	—	202,50
- Remblai sur semelle: 2818,08 x 0,1 x (1,0)	—	281,808	4,7	—	901,786
- Poussée des terres: 1369,962 (1,0)	—	1369,962	2,633	—	3607,110
- Poussée due au surcharges du remblai F _q x (0,6) x (1,0) = 231,217 x (0,6) x (1,0)	—	138,730	3,95	—	547,984
- Face de dilatation du tablier: F _H x (1,0) = 192 x (1,0)	—	192,0	6,4	—	1228,80
Σ =	2647,582	Σ =	8706,446		

3-1-a/ Seisme Ascendant:

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{28423,042}{8706,446} = 3,265 > 1,5 \text{ C.V}$$

3-1-b/ Seisme descendant:

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{34842,671}{8706,446} = 4,002 > 1,5 \text{ C.V}$$

3-2/ Vérification à l'enfoncement:

3-2-a/ Seisme ascendant:

$$e_c = \frac{M_s - M_r}{V} = \frac{28423,042 - 8706,446}{8806,024} = 2,239 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - e_c : e = 3 - 2,239 = 0,761 \text{ m} < \frac{B}{6} = 1 \text{ m}$$

le sol est entièrement comprimé sans la semelle.

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{BL} \left(1 + 6 \frac{e}{B} \right) : \sigma_{\max} = \frac{8806,024 \times 10^{-3}}{6 \times 12} \times \left(1 + 6 \times \frac{0,761}{6} \right) = 0,215 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{BL} \left(1 - 6 \frac{e}{B} \right) : \sigma_{\min} = \frac{8806,024 \times 10^{-3}}{6 \times 12} \left(1 - 6 \times \frac{0,761}{6} \right) = 0,0292 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} : \sigma_s = \frac{3 \times 0,215 + 0,029}{4} = 0,169 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_{adm} = 1,5 \times 0,32 = 0,48 \text{ MPa C.V}$$

3-2-b/ Seisme descendant:

$$e_c = \frac{M_s - M_r}{V} = \frac{34842,671 - 8706,446}{10384,609} = 2,379 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - e_c : e = 3 - 2,379 = 0,621 \text{ m} < \frac{B}{6} = 1 \text{ m}$$

Le sol est entièrement comprimé sans la semelle.

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B.L} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right) : \sigma_{\max} = \frac{10984,609 \times 10^3}{6 \times 12} \times \left(1 + 6 \times \frac{0,621}{6}\right)$$

$$\sigma_{\max} = 0,247 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{B.L} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right) : \sigma_{\min} = \frac{10984,609 \times 10^3}{6 \times 12} \times \left(1 - 6 \times \frac{0,621}{6}\right)$$

$$\sigma_{\min} = 0,058 \text{ MPa}$$

$$\sigma_v = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} : \sigma_v = \frac{3 \times 0,247 + 0,058}{4} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_v = 0,2 \text{ MPa} < \sigma_{\text{adm}} = 1,5 \times 0,32 = 0,48 \text{ MPa C.V.}$$

3-3/ Vérification au glissement:

Le cas le plus défavorable est celui du séisme ascendant.

$$H \leq \frac{V \tan \varphi}{1,2} + \frac{C A'}{1,5}$$

$$H = 2647,582 \text{ kN} < \frac{3806,024 \times \tan(35^\circ)}{1,2} + \frac{150 \times 72}{1,5} = 12338,370 \text{ kN}$$

C.V.

— Fin de l'exercice —

4-2/ Calcul du mur garde-grève (MGG):

4-2-1/ Évaluation des charges

Le MGG est considéré comme une console verticale encastrée à sa base dans le sommier. Cette console est raidie à ses extrémités par les 2 murs en retour dans sa face arrière, et par les 2 murets-cache dans sa face avant, mais ces appuis ne sont pas pris en considération dans les calculs et ce pour rester toujours dans le domaine de sécurité. Le MGG sera donc considéré comme une console verticale soumise aux actions:

a- Charges horizontales (fig. B-28)

- Poussée des terres F_p
- Poussée F_q due aux charges locales appliquées à l'arrière du MGG
- Force de freinage F_{fr} appliquée à la face arrière du MGG.

b - Charges verticales: (fig. B-29)

- Poids propre du MGG (G_m)
- Charges locales appliquées sur le MGG (Q_r)
- Réaction (R_d) de la dalle de transition sur le corbeau.

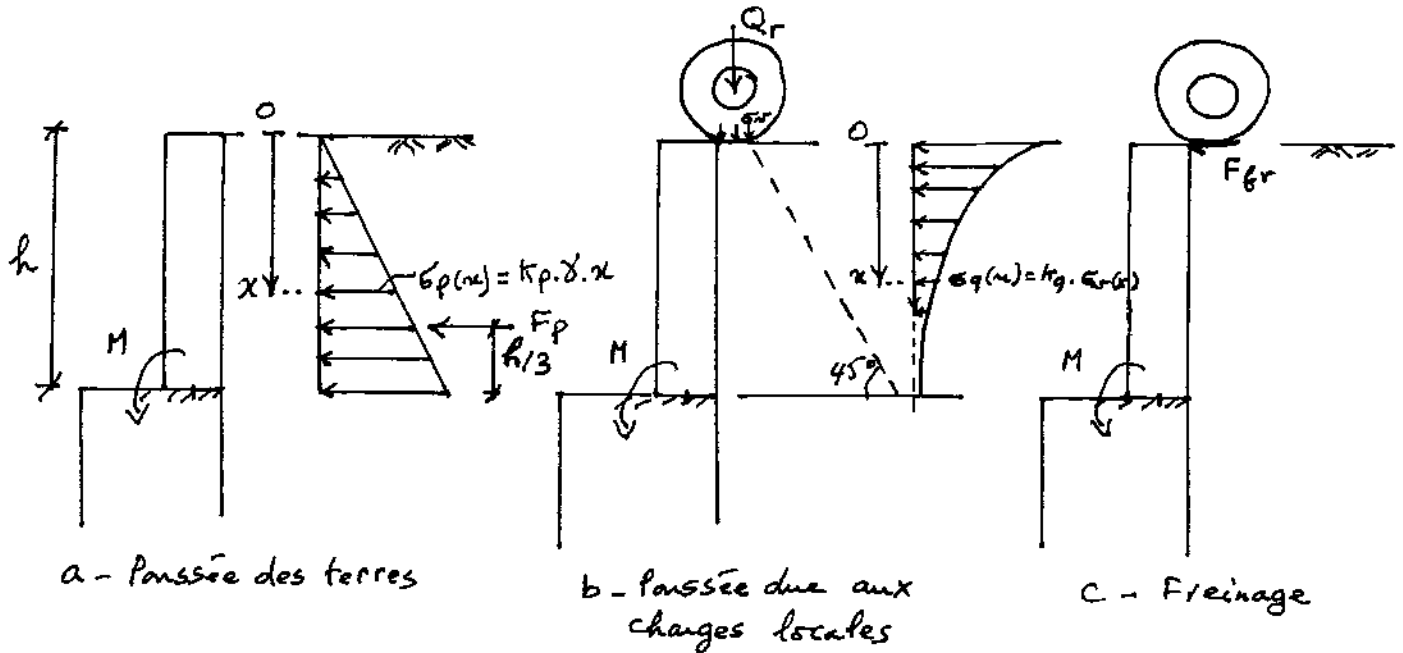


Fig. B-28 Charges horizontales appliquées sur le MGG.

Remarque:

Conservant les charges horizontales agissant sur le MGG, on a considéré la poussée due aux charges locales au lieu de la poussée due à la surcharge de remblai. Cela a pour raison que les effets de la première poussée sont plus défavorables.

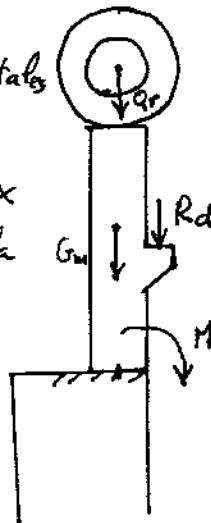


Fig. B-29 Bilan des charges verticales

4-2-2/ Modèle de calcul

Le poids propre G_m du MGG et la charge locale Q_r sont supposés centrés. Par leur compression, ils vont réduire la traction du béton par flexion sous les charges horizontales. Donc G_m et Q_r jouent un

rôle favorable pour la flexion. De même la réaction R_d qui a un moment de signe opposé à celui des charges horizontale va compenser la valeur finale du moment fléchissant à la base du MGG. Il en résulte que toutes les charges verticales ont un effet favorable sur le MGG, on peut les négliger dans les calculs. Le MGG sera donc calculé à la flexion simple due au charge horizontale (Fig B.

4-2-3/ Sollicitations:

Le moment fléchissant M et l'effort tranchant T seront calculés à la base du MGG et sur une largeur de 1 ml.

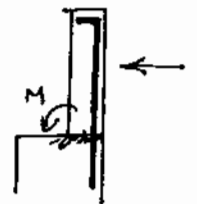


Fig. B-30 - Modèle de calcul d'un MGG.

4-2-3-a/ Poussée des terres

D'après la figure B-28-a, on a la force de poussée

$$F_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 \text{ [kN/ml]} \dots (B-15)$$

avec

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots (B-16)$$

l'effort tranchant à la base du MGG est

$$T_p = F_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 \text{ [kN/ml]} \dots (B-17)$$

le moment fléchissant à la base du MGG est

$$M_p = F_p \times \frac{h}{3} \dots (B-18)$$

soit

$$M_p = \frac{1}{6} K_p \gamma h^3 \text{ [kN.m/ml]} \dots (B-19)$$

4-2-3-b/ Poussée due aux charges locales

Il a été vérifié que le système Bc est plus défavorable que les autres systèmes tels que Bt, Mc120, et D, ainsi que les engins de terrassement et de compactage. Cela est dû aux 2 raisons:

- Dans le système Bc, pour 2 camions accolés transversalement la distance entre 2 roues est minimale (0,5m) d'où une pression maximale dans la zone de diffusion des charges.
- le système Bc est accompagné du freinage.

La poussée est produite par les 2 roues arrière de 2 camions accolés. L'effet des essieux qui se trouvent à 1,5m à l'arrière est négligé.

La charge totale des 2 rone est de 120 kN, elle répartie sur le rectangle ^{qui} circonscrit les carrés d'impact des 2 rones (fig B-31). On admet que pression se diffuse dans le remblai par un angle de 45° . Les dimensions du rectangle d'impact varient linéairement avec la profondeur x (fig. B-31-b) et (fig B-31-c).

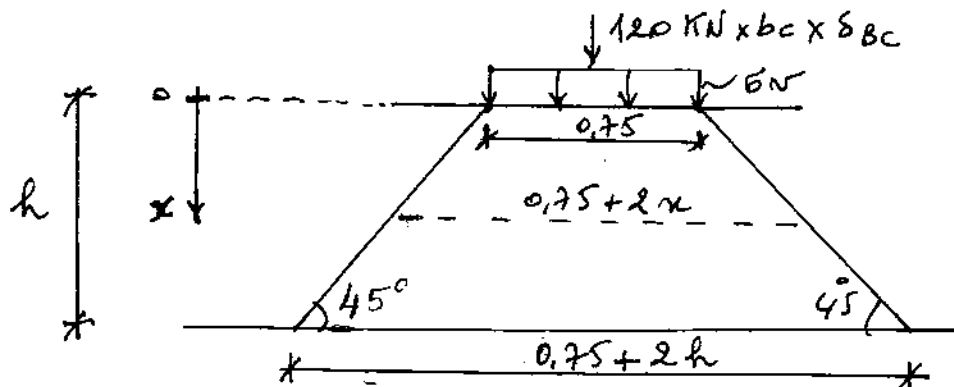
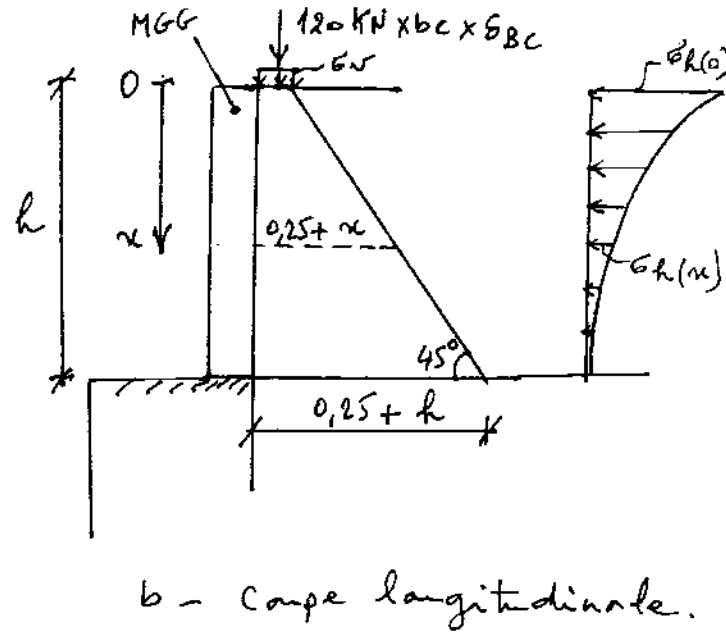
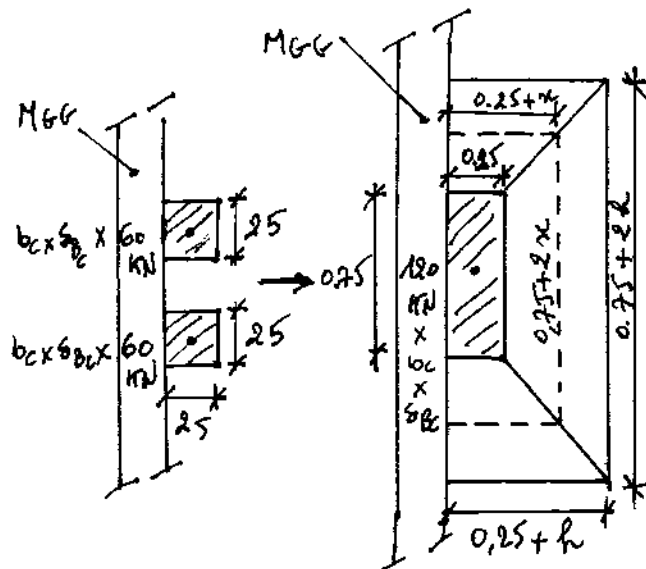


Fig. B-31 diffusion des charges B_c .

A une profondeur x , la pression verticale est

$$\sigma_v(x) = \frac{120 \times b_c \times \delta B_c}{(0,25+x)(0,75+2x)} \dots (B-20)$$

la pression horizontale peut s'écrire

$$\sigma_h = \kappa_q \cdot \sigma_v \dots (B-21)$$

$$\text{avec } \kappa_q = \kappa_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots (B-22)$$

En remplaçant la valeur de σ_v dans (B-21), il vient

$$M_g = A \int_0^L \frac{(h-u)}{(0,25+u)} du = A \int_0^L \frac{(0,25+h) - (0,25+u)}{(0,25+u)} du$$

$$M_g = A \left[\int_0^L \frac{(h+0,25)}{(0,25+u)} du - \int_0^L du \right]$$

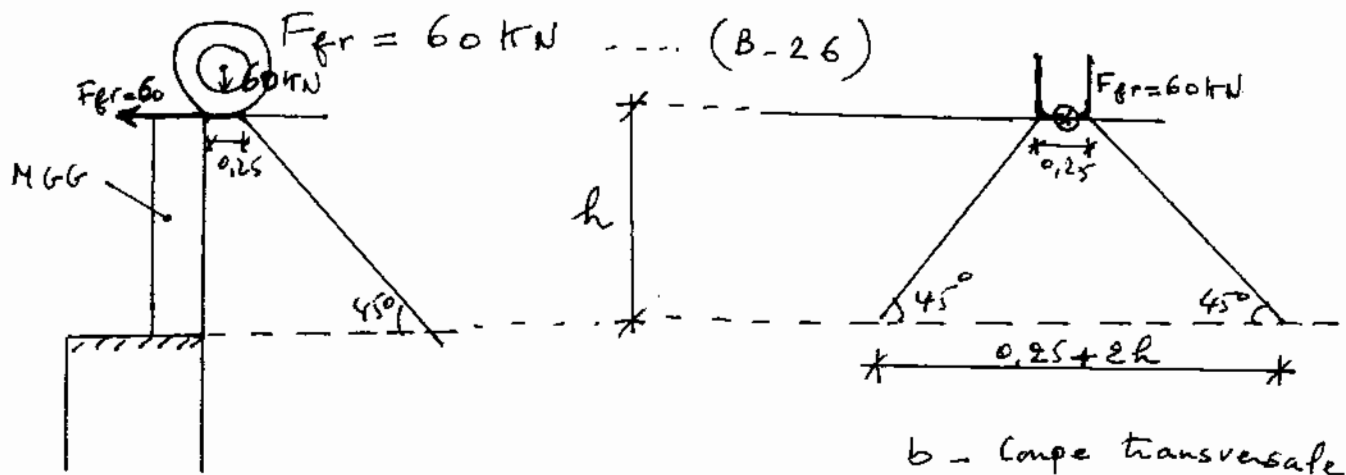
$$M_g = A \left[(0,25+h) \cdot \ln(1+4h) - h \right] \quad [\text{tN.m/ml}]$$

Soit : $M_g = \frac{K_g \times 120 \times b_c \times \delta B_c}{(0,75+2h)} \cdot \left[(0,25+h) \cdot \ln(1+4h) - h \right]$

4-2-3-c/ Face de freinage

(B-25')

Les roues B_c d'un même essieu sont suffisamment espacées (2m), on ne prendra en considération qu'une seule roue. La force de freinage sera égale au poids d'une roue.



a - Coupe longitudinale

b - Coupe transversale

Fig. B-33 Schématisation de la force de freinage sur le M66.

à la base du M66, on a

$$T_{fr} = \frac{F_{fr}}{0,25+2h}$$

soit $T_{fr} = \frac{60}{(0,25+2h)} \quad [\text{kN/ml}] \quad \dots (B-26)$

$$M_{fr} = \frac{F_{fr} \times h}{0,25+2h}$$

soit $M_{fr} = \frac{60 h}{(0,25+2h)} \quad [\text{tN.m/ml}] \quad \dots (B-27)$

4-2-4/ Bilan des effets:

$$\begin{aligned} \bar{a} \text{ l'ELU : } \left. \begin{aligned} T_u &= 1,35 T_p + 1,605 (T_q + T_{fr}) \\ M_u &= 1,35 M_p + 1,605 (M_q + M_{fr}) \end{aligned} \right\} \dots (B-28) \end{aligned}$$

$$\bar{a} \text{ l'ELS : } \left. \begin{aligned} T_s &= T_p + 1,2 (T_q + T_{fr}) \\ M_s &= M_p + 1,2 (M_q + M_{fr}) \end{aligned} \right\} \dots (B-29)$$

Exercice 2:

Pour le mur garde-grève de l'exercice 1, calculer les efforts (T, M) à sa base d'encastrement.

Solution:

1) La poussée des terres:

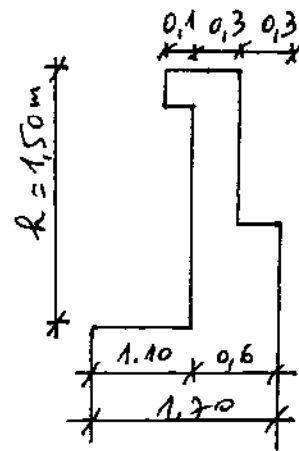
$$T_p = F_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2$$

$$T_p = F_p = \frac{1}{2} \times 0,271 \times 18 \times 1,5^2$$

$$T_p = 5,488 \text{ kN/ml}$$

$$M_p = F_p \times \frac{h}{3} \Rightarrow M_p = 5,488 \times \frac{1,5}{3}$$

$$M_p = 2,744 \text{ kN.m/ml}$$



2) La poussée due aux charges locales B_c :

$$T_q = \frac{K_q \times 120 \times b_c \times S_{Bc} \times L_n (1 + 4h)}{(0,75 + 2h)}$$

$$T_q = \frac{0,271 \times 120 \times 1,1 \times 1,133}{(0,75 + 2 \times 1,5)} \Rightarrow T_q = 21,031 \text{ kN/ml}$$

$$M_q = \frac{K_q \times 120 \times b_c \times S_{Bc}}{(0,75 + 2h)} \times \left[(0,25 + h) \cdot L_n (1 + 4h) - h \right]$$

$$M_q = \frac{0,271 \times 120 \times 1,1 \times 1,133}{(0,75 + 2 \times 1,5)} \times \left[(0,25 + 1,5) \times L_n(7) - 1,5 \right]$$

$$M_q = 20,593 \text{ kN.m/ml}$$

3) Le freinage B_c

$$T_{fr} = \frac{60}{(0,25 + 2h)}$$

$$T_{fr} = \frac{60}{(0,25 + 2 \times 1,5)} \Rightarrow T_{fr} = 18,462 \text{ kN/ml}$$

$$M_{fr} = \frac{60 \text{ k}}{(0,25 + 2 \text{ k})}$$

$$M_{fr} = \frac{60 \times 1,5}{(0,25 + 2 \times 1,5)} \Rightarrow M_{fr} = 27,692 \text{ kN.m/ml}$$

4) Bilan des efforts:

$$\text{ELU: } T_u = 1,35 T_p + 1,605 (T_q + T_{fr})$$

$$T_u = 1,35 \times 5,488 + 1,605 \times (21,031 + 18,462)$$

$$T_u = 70,795 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = 1,35 M_p + 1,605 (M_q + M_{fr})$$

$$M_u = 1,35 \times 2,744 + 1,605 \times (20,593 + 27,692)$$

$$M_u = 81,202 \text{ kN.m/ml}$$

$$\text{ELS: } T_s = T_p + 1,2 (T_q + T_{fr})$$

$$T_s = 5,488 + 1,2 \times (21,031 + 18,462)$$

$$T_s = 52,880 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = M_p + 1,2 (M_q + M_{fr})$$

$$M_s = 2,744 + 1,2 \times (20,593 + 27,692)$$

$$M_s = 60,686 \text{ kN.m/ml}$$

4-3 / Calcul de la dalle de transition:

4-3-1 / Schéma RDM

La dalle de transition s'appuie à son extrémité sur le mur cobeau et sur toute sa longueur sur le remblai (appuis élastiques). Ce système est remplacé par un modèle plus simple où la dalle est simplement appuyée sur ses 2 extrémités (fig. B-34).

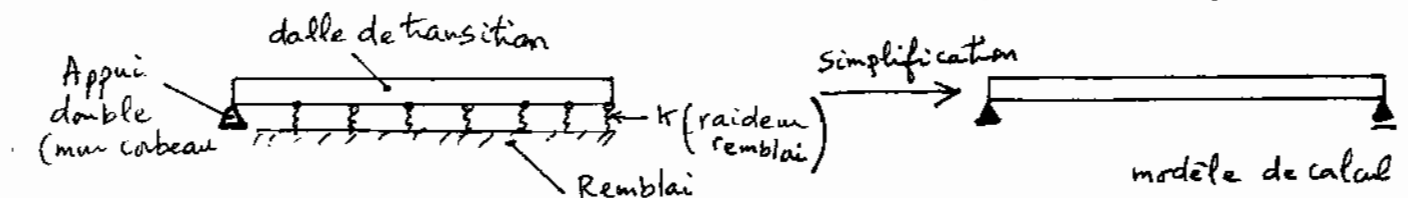


Fig. B-35 Schéma RDM de la dalle de transition.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande de 1ml de largeur.

4-3-2/ Evaluation des charges

La dalle est soumise à :

- 1/ - Son poids propre : $g = e_d \times \gamma_{\text{bêton}}$: $g = 25 \times 0,3$: $g = 7,5 \text{ kN/m}$ (B-30)
- 2/ - Le poids du corps de chaussée : $g_{ch} = e_{ch} \times \gamma_{ch}$

$$g_{ch} = 0,5 \times \gamma_{ch} \dots (B-31)$$

Le poids volumique du corps de chaussée est élevé du fait qu'il est bien compacté, et de la nature des matériaux qu'il contient tel que tuf, grave concassée, grave bitume. En plus le corps de chaussée comporte à sa partie supérieure une couche de roulement en béton bitumineux de poids volumique égal à 22 kN/m^3 . Pour ces considérations, le poids volumique du corps de chaussée est pris

$$\gamma_{ch} = 19 \text{ kN/m}^3 \dots (B-32)$$

- 3/ - La surcharge sur corps de chaussée elle est évaluée à 10 kN/m^2 majorée par $S_r = 1,2$, soit $S_r = 10 \times 1,2 \Rightarrow S_r = 12 \text{ kN/m}^2$

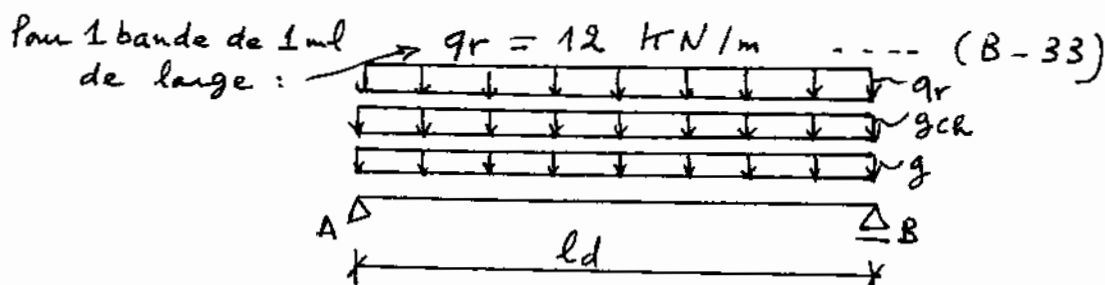


Fig. B-36 Chargement de la dalle de transition.

4-3-3/ Sollicitations

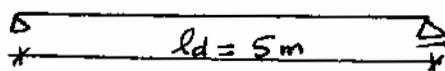
à l'ELU :

$$\left. \begin{aligned} M_u &= 1,35(g + g_{ch}) \frac{l_d^2}{8} + 1,5 q_r \frac{l_d^2}{8} \\ T_u &= T_u^A = 1,35(g + g_{ch}) \cdot \frac{l_d}{2} + 1,5 q_r \frac{l_d}{2} \end{aligned} \right\} \dots (B-34)$$

à l'ELS :

$$\left. \begin{aligned} M_s &= (g + g_{ch}) \frac{l_d^2}{8} + 1,2 q_r \frac{l_d^2}{8} \\ T_s &= T_s^A = (g + g_{ch}) \frac{l_d}{2} + 1,2 q_r \frac{l_d}{2} \end{aligned} \right\} \dots (B-35)$$

Exercice 3: Calculer les efforts M, T dans la dalle de transition de l'exercice 1.



Solution

$$g_{cr} = 0,5 \times 19 \Rightarrow g_{cr} = 9,5 \text{ kN/ml}$$

$$\bar{a} \text{ l'ELU: } M_u = 1,35 (7,5 + 9,5) \times \frac{5^2}{8} + 1,5 \times 12 \times \frac{5^2}{8} = 127,969 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,35 (7,5 + 9,5) \times \frac{5}{2} + 1,5 \times 12 \times \frac{5}{2} = 102,375 \text{ kN/ml}$$

$$\bar{a} \text{ l'ELS: } M_s = (7,5 + 9,5) \times \frac{5^2}{8} + 1,2 \times 12 \times \frac{5^2}{8} = 98,125 \text{ kN.m/ml}$$

$$T_s = (7,5 + 9,5) \times \frac{5}{2} + 1,2 \times 12 \times \frac{5}{2} = 78,5 \text{ kN/ml}$$

4-4 / Calcul du mur de front

4-4-1/ Schéma RDM

Le mur de front est considéré comme une console verticale encastrée à sa base inférieure dans la semelle. En réalité le mur de front est raidi à ses 2 extrémités par les 2 murs en retour, mais pour rester dans la sécurité, on néglige cet effet raidisseur et on suppose que le mur de front est une console libre encastrée à sa base inférieure (fig. B-37).

4-4-2/ Évaluation des charges

Le mur de front est soumis aux:

a/ Charges verticales:

- Réactions du tablier R_g et R_q
- Le poids propre du mur garde-grève G_m .
- " " carreau G_c .
- " " de front G_f
- Réactions de la dalle de transition r_g (dalle), r_{ch} (chaussée) et r_{sr} (surcharge de la chaussée $S_r = 1,2 \times 10 \text{ kN/m}^2$)
- Seisme vertical F_{vs} descendant ou ascendant. $F_{vsi} = \pm \frac{7}{100} G_i$.

b/ Charges horizontales:

- Poussée F_p due au poids propre du remblai
- Poussée F_q due à la surcharge de remblai $S_r = 1,2 \times 10 \text{ kN/m}^2$
- F_H due aux déformations linéaires du tablier.
- F_{fr} force de freinage due aux systèmes B_c ou $A(c)$.
- Poussée $F_e = \frac{1}{2} \gamma_e h^2$ en cas de site fluvial ($\gamma_e = 10 \text{ kN/m}^3$).
hydrostatique
- Seisme horizontale F_{hs} . $F_{hsi} = \frac{G_i}{10}$.

Résultat: Le mur de front sera soumis donc à la flexion composée.

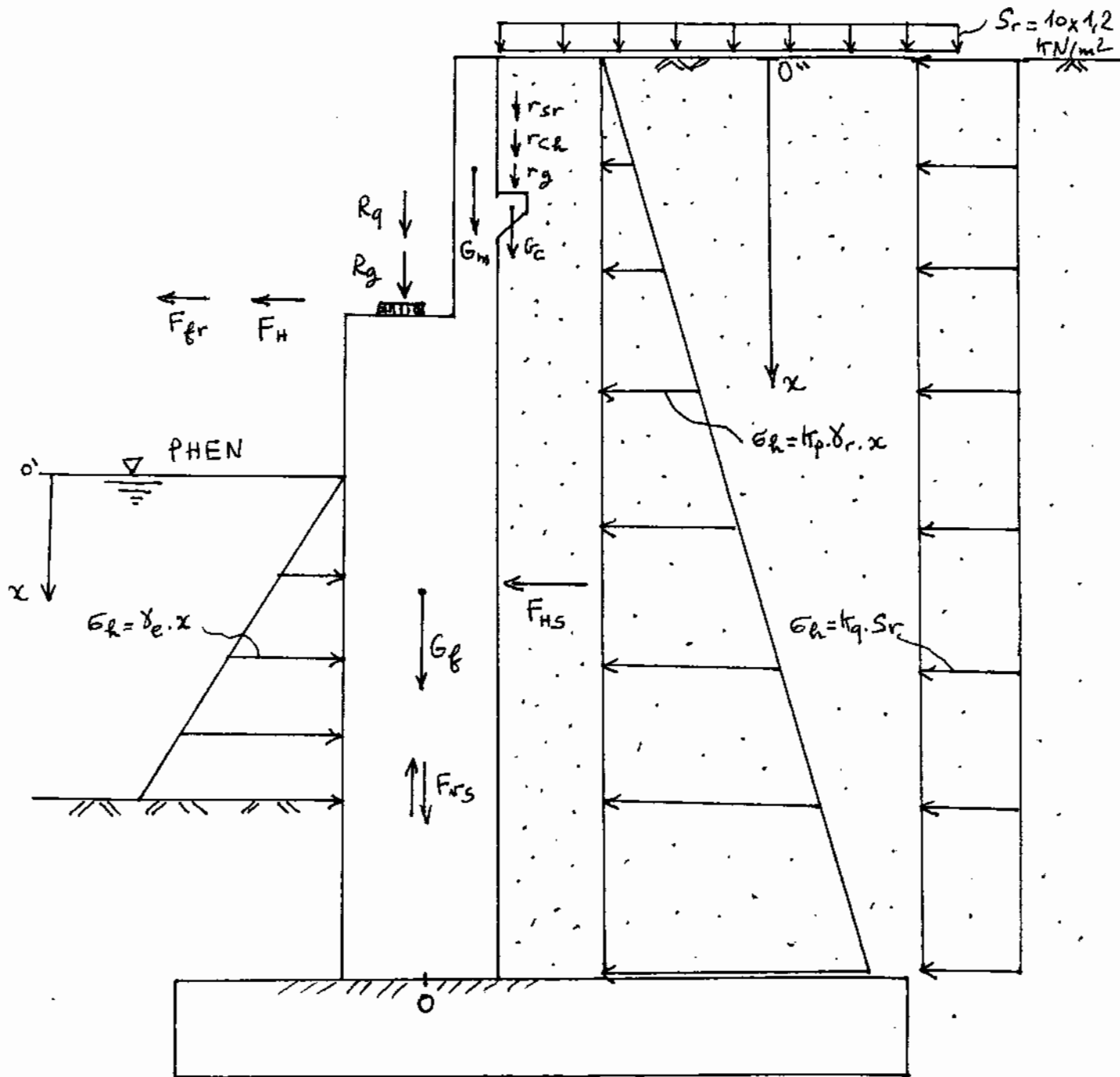


Fig. B - 37 Différentes charges agissant sur le mur de front.

Remarque: Pour le mur de front, la poussée due aux charges locales de la chaussée décroît en profondeur et s'annule sur quelques mètres, par contre la poussée F_q due au chargement S_r de la chaussée reste constante, son effet est plus défavorable.

4-4-3/ Sollicitations

Le mur de front est sollicité à la flexion composée. Le calcul se fera par les phases suivantes:

$$\sigma_h(u) = \frac{K_q \times 120 \times b_c \times s_{Bc}}{(0,25+u) \times (0,75+2u)} \dots (B-23)$$

On remarque que la pression horizontale décroît avec la profondeur u , ce qui est aussi montré dans la figure B-31-b.

D'après la figure B-32, on a

$$dF_q = \sigma_h(u) \times b(u) \times du$$

$$\text{on: } b(u) = 0,75 + 2u$$

d'effort tranchant à la base du MGG est

$$T_q = \frac{1}{0,75+2h} \int_0^h dF_q$$

$$\text{soit } T_q = \frac{1}{(0,75+2h)} \int_0^h \sigma_h(u) \cdot b(u) \cdot du$$

$$T_q = \frac{1}{(0,75+2h)} \int_0^h \frac{K_q \times 120 \times b_c \times s_{Bc}}{(0,25+u)(0,75+2u)} \times (0,75+2u) du$$

$$\text{soit } T_q = \frac{K_q \times 120 \times b_c \times s_{Bc}}{(0,75+2h)} \int_0^h \frac{1}{(0,25+u)} du$$

$$T_q = \frac{K_q \times 120 \times b_c \times s_{Bc}}{(0,75+2h)} \times L_n(1+4h) \quad \text{[kN/ml]} \dots (B-24)$$

le moment fléchissant à la base du MGG se calcule par

$$dM_q = dF_q \cdot (h-u)$$

$$M_q = \frac{1}{(0,75+2h)} \int_0^h dM_q$$

$$M_q = \frac{1}{(0,75+2h)} \int_0^h dF_q \cdot (h-u)$$

$$M_q = \frac{1}{(0,75+2h)} \int_0^h \sigma_h(u) \cdot b(u) \cdot (h-u) du$$

$$M_q = \frac{1}{(0,75+2h)} \int_0^h \frac{K_q \times 120 \times b_c \times s_{Bc}}{(0,25+u) \cdot (0,75+2u)} \cdot (0,75+2u) \times (h-u) du$$

$$M_q = \frac{K_q \times 120 \times b_c \times s_{Bc}}{(0,75+2h)} \int_0^h \frac{(h-u)}{(0,25+u)} du$$

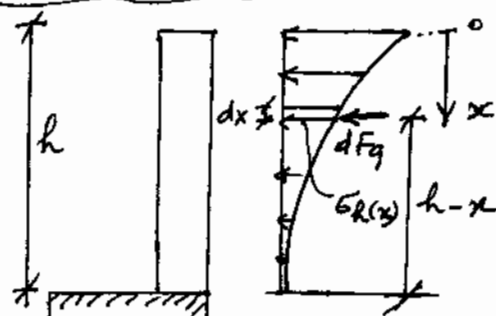


Fig. B-32 Schéma de la poussée due aux charges locales.

a / En phase de construction

On considérera l'ensemble :

- Culée.
- Remblai.
- Tablier vide (+ déformation linéaire du tablier).

La combinaison d'action est :

$$\begin{array}{l} \bar{a} \text{ l'ELU : } 1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q_{sr} \\ \text{ELS : } G_{\max} + G_{\min} + Q_{sr} \end{array} \quad \dots (B-36)$$

b / En phase d'exploitation

Seront considérées les parties :

- ~~Culée~~ ...
- Remblai
- Tablier chargé (+ déformation linéaire)

Deux cas se présentent :

b1 / Surcharges routières normales (Q_r) :

Le tablier est chargé par les systèmes A(l) ou Bc qui sont accompagnés par la surcharge du trottoir et éventuellement la force de freinage.

$$\begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,605 Q_{A(l) \text{ ou } Bc} + 1,605 Q_{st} + 1,5 Q_{sr} \\ \text{ELS : } G_{\max} + G_{\min} + 1,2 Q_{A(l) \text{ ou } Bc} + Q_{st} + Q_{sr} \end{array} \quad \dots (B-37)$$

b2 / Surcharges routières particulières (Q_{rp}) :

Le tablier est chargé par le convoi militaire M_{c120} ou le convoi exceptionnel D₂₄₀, les surcharges du trottoir et le freinage ne seront pas considérés.

$$\begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 Q_{M_{c120}, D_{240}} + 1,5 Q_{sr} \\ \text{ELS : } G_{\max} + G_{\min} + Q_{M_{c120}, D_{240}} + Q_{sr} \end{array} \quad \dots (B-38)$$

c / En seisme

Seront considérés :

- Culée
- Remblai
- Tablier chargé ou vide (+ déformation linéaire)

Deux cas se présentent :

C1/ Tablier vide : (seisme ascendant)

$$ELU : G_{min} + F_a \quad \dots \quad (B-39)$$

où F_a est l'action sismique

C2/ Tablier chargé par Q_r : (seisme descendant)

$$ELU : G_{max} + F_a + 1,07 \alpha \cdot Q_r$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} \text{Part de classe I} : \alpha = 0,6 \\ \text{" " " II} : \alpha = 0,4 \\ \text{" " " III} : \alpha = 0,2 \end{array} \right\} \dots (B-40)$

Exercice 4 : Calculer les efforts (N, M) à la base du mur de front de l'exercice 1. Le calcul se fera aux différentes phases de la vie de l'ouvrage.

Solution : Les moments stabilisant et renversant se calculent par rapport

a) En phase de construction :

$$F_p = \frac{1}{2} \times 6 \times 8 \times 2$$

$$F_p = \frac{1}{2} \times 6 \times 271 \times 9 \times 18 \times \frac{2}{614} = 899,113 \text{ kN}$$

au point O milieu de section du mur de front au niveau de l'encastrement (fig. B-37)

Désignation	V (kN)	H (kN)	d (m)	$M_{s/0}$ (kN.m)	$M_{r/0}$ (kN.m)
- Tablier : $R_g \times (1,0)$	1785,00	—	0,1	—	178,5
- Muret cache : $9,075 \times (1,0)$	9,075	—	0	—	—
- Carreaux : C1 : $4,5 \times (1,0)$	4,500	—	0,5	2,25	—
C2 : $168 \times (1,0)$	168,00	—	0,85	142,8	—
36 $\times (1,0)$	36,00	—	0,75	27,0	—
- Mur garde-grève : $48 \times (1,0)$	48,00	—	0,70	33,6	—
- Dés d'appui : $4,688 \times (1,0)$	4,688	—	0,1	—	0,469
- Plots anti-sismiques : $10,8 \times (1,0)$	10,80	—	0,1	—	1,080
- Mur de front : $1212,75 \times (1,0)$	1212,75	—	0	—	—
- Dalle de transition :	18,75	—	1,0	18,75	—
$r_g \times (1,0) = 7,5 \times \frac{5}{2} \times (1,0)$	32,063	—	1,0	32,063	—
$r_{ch} \times (1,35) = 9,5 \times \frac{2}{5} \times (1,35)$	45,00	—	1,0	45,00	—
$r_{sr} \times (1,5) = 12 \times \frac{2}{5} \times (1,5)$	—	1213,803	2,133	—	2589,042
- Poussée des terres : $F_p \times (1,35)$	—	—	—	—	—
899,113 $\times (1,35)$	—	200,973	3,2	—	839,114
- Poussée due aux surcharges du remblai : $(1,5) \times F_q$	—	—	—	—	—
$(1,5) \times 231,247 \times \frac{614}{719}$	—	—	—	—	—



- Force horizontale due à la dilatation du tablier: $F_H \times (1,35)$	—	259,20	6,40	—	1658,880
---	---	--------	------	---	----------

ELU: $G_{min} + 1,5 Q_{sr}$

$$\Sigma V = 3374,626 \text{ (kN)}$$

$$\Sigma M_{\%} = 301,463 \quad 5327,089$$

$$N_u = 3374,626 \text{ kN}$$

$$M_u = 5025,622 \text{ kN.m}$$

$$M_u = |M_{S\%} - M_{T\%}|$$

$$M_u = 5025,622 \text{ (kN.m)}$$

ELS: $G_{min} + Q_{sr}$

$$N_s = 3352,227 \text{ kN}$$

$$M_s = 3647,917 \text{ kN.m}$$

N.B: On pouvait utiliser une 2^e combinaison à l'ELU qui est:
 $1,35 G_{max} + 1,5 Q_{sr}$

b) En exploitation: Dans notre exple, la surcharge prise est celle du système Bc + trottoir.

$$R_g = 1785,00 \text{ kN}$$

On rappelle d'après l'exo 1, $R_{Bc} = 1005,764 \text{ kN}$

$$R_{st} = 25,215 \text{ kN}$$

$$\text{ELU: } 1,35 G_{max} + 1,605 (Q_{Bc} + Q_{st}) + 1,5 Q_{sr} \quad F_{fr} = 150 \text{ kN}$$

$$\text{ELS: } G_{max} + 1,2 Q_{Bc} + Q_{st} + Q_{sr}$$

Désignation	V (kN)	H (kN)	d (m)	$M_{\%}$ (kN.m)	$M_{r\%}$ (kN.m)
- Tablier: $R_g \times (1,35)$	2409,75	—	0,1	—	240,975
$R_{Bc} \times (1,605)$	1614,251	—	0,1	—	161,425
$R_{st} \times (1,605)$	40,470	—	0,1	—	4,047
- Muret-cache: $9,075 \times (1,35)$	12,251	—	0	—	—
- Cobeaux: C1: $4,5 \times (1,35)$	6,075	—	0,5	3,038	—
C2: $168 \times (1,35)$	226,80	—	0,85	192,78	—
$36 \times (1,35)$	48,60	—	0,75	36,45	—
- Mur garde-grève: $48 \times (1,35)$	64,8	—	0,7	45,36	—
- Dés d'appui: $4,688 \times (1,35)$	6,329	—	0,1	—	0,633
- Plots antisismiques: $10,8 \times (1,35)$	14,58	—	0,1	—	0,146
- Mur de front: $1212,75 \times (1,35)$	1637,213	—	0	—	—
- Dalle de transition: $r_g \times (1,35)$	25,313	—	1,0	25,313	—
$r_{Bc} \times (1,35)$	32,063	—	1,0	32,063	—
$r_{sr} \times (1,5)$	45,00	—	1,0	45,00	—
- Poussée des terres: $F_p \times (1,35)$	—	1213,803	2,133	—	2589,042
- Poussée due aux surcharges du remblai: $F_q \times (1,5)$	—	280,933	3,80	—	899,114
- Force de déformation du tablier $F_H \times (1,35)$	—	259,20	4,9	—	1270,080
- Force de freinage: $F_{fr} \times (1,605)$	—	240,75	4,9	—	1179,675
$\Sigma =$	6183,495		$\Sigma =$	380,004	6345,137

$$M_u = |M_{s10} - M_{r10}| = |380,004 - 1| = 5965,133 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N_u = 6183.495 \text{ KN}$$

$$6345,137$$

à l'ELS :

Désignation	V (KN)	H (KN)	d (m)	Ms/o (KN.m)	Mr/o (KN.m)
Tablier : Rg x (1.0)	1785.000	0.000	0.100	0.000	178.500
RBc x (1.2)	1005.764	0.000	0.100	0.000	100.576
Rst x (1.0)	25.215	0.000	0.100	0.000	2.522
Muret-cache : 9.075 x (1.0)	9.075	0.000	0.000	0.000	0.000
Corbeaux : C1: 4.5 x (1.0)	4.500	0.000	0.500	2.250	0.000
C2: 168.00 x (1.0)	168.000	0.000	0.850	142.800	0.000
36.00 x (1.0)	48.600	0.000	0.750	36.450	0.000
Mur garde-grève : 48 x (1.0)	48.000	0.000	0.700	33.600	0.000
Dés d'appui : 4.688 x (1.0)	4.688	0.000	0.100	0.469	0.000
Plots antisismiques : 10.8 x (1.0)	10.800	0.000	0.100	1.080	0.000
Mur de front : 1212.75 x (1.0)	1212.750	0.000	0.000	0.000	0.000
Dalle de transition : rg x (1.0)	18.750	0.000	1.000	18.750	0.000
rch x (1.0)	23.750	0.000	1.000	23.750	0.000
rsr x (1.0)	30.000	0.000	1.000	30.000	0.000
Poussée des terres : Fp x (1.0)	0.000	899.113	2.133	0.000	1917.808
Poussée due aux surcharges ...	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
du remblai : Fq x (1.0)	0.000	187.315	3.200	0.000	599.408
Force horizontale due à la ...	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
déformation du tablier: Fh x (1.0)	0.000	192.000	4.900	0.000	940.800
Force de freinage : Ffr x (1.2)	0.000	180.000	4.900	0.000	882.000
Nser =	4394.892			289.149	4621.614
				Mser =	4332.465

C/- En séisme :

I - Charges verticales (Séisme ascendant)	V (KN)	H (KN)	d (m)	Ms/o (KN.m)	Mr/o (KN.m)
Tablier : Rg x 0.93 x (1.0)	1660.050	0.000	0.100	0.000	166.005
Muret-cache : 9.075 x 0.93 x (1.0)	8.440	0.000	0.000	0.000	0.000
Corbeaux : C1: 4.5 x 0.93 x (1.0)	4.185	0.000	0.500	2.093	0.000
C2: 168.00 x 0.93 x (1.0)	156.240	0.000	0.850	132.804	0.000
36.00 x 0.93 x (1.0)	33.480	0.000	0.750	25.110	0.000
Mur garde-grève : 48 x 0.93 x (1.0)	44.640	0.000	0.700	31.248	0.000
Dés d'appui : 4.688 x 0.93 x (1.0)	4.360	0.000	0.100	0.436	0.000
Plots antisismiques : 10.8 x 0.93 x (1.0)	10.044	0.000	0.100	1.004	0.000
Mur de front : 1212.75 x 0.93 x (1.0)	1127.811	0.000	0.000	0.000	0.000
Dalle de transition : rg x 0.93 x (1.0)	17.438	0.000	1.000	17.438	0.000
rch x 0.93 x (1.0)	22.088	0.000	1.000	22.088	0.000
rsr x 0.6 x 0.93 x (1.0)	16.740	0.000	1.000	16.740	0.000
Nu =	3105.516			248.961	166.005
				Mu =	82.956

II - Charges verticales (Séisme descendant)	V (KN)	H (KN)	d (m)	Ms/o (KN.m)	Mr/o (KN.m)
Tablier : Rg x 1.07 x (1.0)	1785.000	0.000	0.100	178.500	0.000
RBc x 0.6 x 1.07 x (1.0)	645.700	0.000	0.100	0.000	64.570
Rst x 0.6 x 1.07 x (1.0)	16.188	0.000	0.100	0.000	1.619
Muret-cache : 9.075 x 1.07 x (1.0)	9.705	0.000	0.000	0.000	0.000
Corbeaux : C1: 4.5 x 1.07 x (1.0)	4.815	0.000	0.500	2.408	0.000
C2: 168.00 x 1.07 x (1.0)	179.760	0.000	0.850	152.796	0.000
36.00 x 1.07 x (1.0)	38.520	0.000	0.750	28.890	0.000
Mur garde-grève : 48 x 1.07 x (1.0)	51.360	0.000	0.700	35.952	0.000
Dés d'appui : 4.688 x 1.07 x (1.0)	5.017	0.000	0.100	0.502	0.000
Plots antisismiques : 10.8 x 1.07 x (1.0)	10.984	0.000	0.100	1.098	0.000
Mur de front : 1212.75 x 1.07 x (1.0)	1297.643	0.000	0.000	0.000	0.000
Dalle de transition : rg x 1.07 x (1.0)	20.063	0.000	1.000	20.063	0.000
rch x 1.07 x (1.0)	25.413	0.000	1.000	25.413	0.000
rsr x 0.6 x 1.07 x (1.0)	19.260	0.000	1.000	19.260	0.000
Nu =	4109.428			464.882	66.189
				Mu =	398.693

III - Charges horizontales (Séisme horizontal)	V (KN)	H (KN)	d (m)	Ms/o (KN.m)	Mr/o (KN.m)
Tablier : Rg x 0.1 x (1.0)	0.000	178.500	4.900	0.000	874.650
Muret-cache : 9.075 x 0.1 x (1.0)	0.000	0.908	6.950	0.000	6.307
Corbeaux : C1: 4.5 x 0.1 x (1.0)	0.000	0.450	6.300	0.000	2.835
C2: 168.00 x 0.1 x (1.0)	0.000	16.800	4.900	0.000	82.320
36.00 x 0.1 x (1.0)	0.000	3.600	4.000	0.000	14.400
Mur garde-grève : 48 x 0.1 x (1.0)	0.000	4.800	6.000	0.000	28.800
Dés d'appui : 4.688 x 0.1 x (1.0)	0.000	0.469	4.975	0.000	2.333
Plots antisismiques : 10.8 x 0.1 x (1.0)	0.000	1.080	5.200	0.000	5.616
Mur de front : 1212.75 x 0.1 x (1.0)	0.000	121.275	2.450	0.000	297.124
Dalle de transition : rg x 0.1 x (1.0)	0.000	1.875	5.600	0.000	10.500
rch x 0.1 x (1.0)	0.000	2.375	5.600	0.000	13.300
Poussée des terres : Fp x (1.0)	0.000	899.113	2.133	0.000	1917.808
Poussée due aux surcharges ...	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
du remblai : Fq x 0.6 x (1.0)	0.000	112.389	3.200	0.000	359.645
Force horizontale due à la ...	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
déformation du tablier: Fh x (1.0)	0.000	192.000	4.900	0.000	940.800
Nu =	0.000			0.000	4556.438
				Mu =	4556.438

Récapitulatif :

I- Séisme ascendant : $Mu = |4556.438 - 82.956| = 4473.482 \text{ KN.m}$; $Nu = 3105.516 \text{ KN}$.

II- Séisme descendant : $Mu = |4556.438 - 398.693| = 4157.745 \text{ KN.m}$; $Nu = 4109.428 \text{ KN}$.

4-5/ Calcul du mur en retour

4-5-1/ Modèle de calcul

Le mur en retour est soumis à la poussée horizontale due au poids propre du remblai et à la surcharge du remblai.

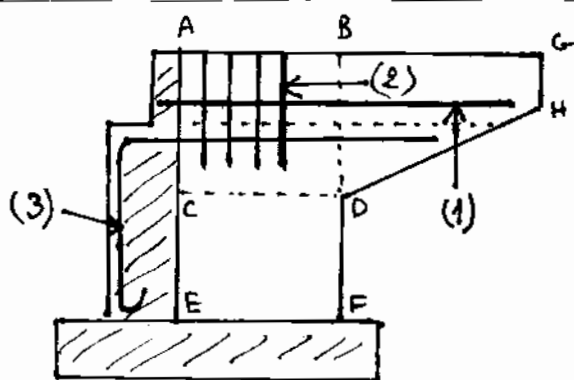
Le panneau AGHDFE est supposé une consôle encastree au mur de front et au mur garde-grève, la flexion se fait autour de l'axe vertical AE, d'où les armatures (1) (Fig. B-38).

NB: Pour économiser la quantité d'acier (1), on peut faire les calculs au niveau des 2 axes BD et AE.

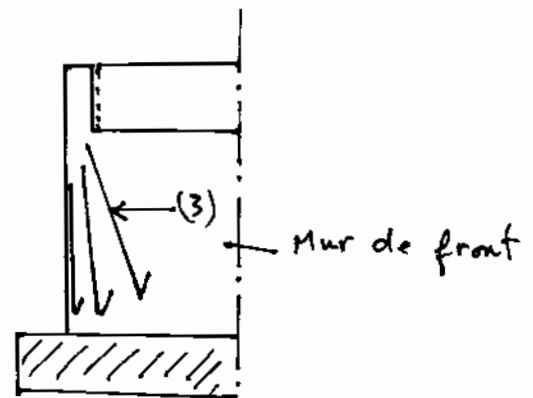
Le panneau ABFE est une consôle encastree à la base EF d'où les aciers (2) (fig. B-38).

NB: Pour économiser la quantité d'acier (2), le calcul se fait en premier lieu à l'axe CD, sans oublier de faire intervenir les effets des panneaux BGHD. En deuxième lieu, le calcul se fera au niveau de l'axe EF.

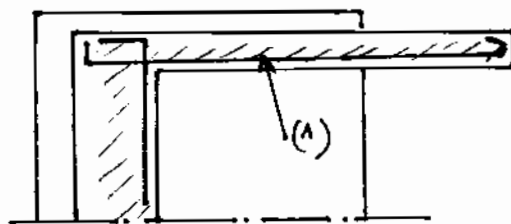
Le panneau BGHD (oreille), sans l'effet de son poids propre, tend à se détacher au niveau de l'axe BD (flexion dans le plan vertical du mur), d'où les aciers (3) qui lient l'oreille au mur de front. Au niveau de l'encastrement, les aciers (3) se retournent en forme d'éventail (fig B-38-b).



a - Coupe longitudinale d'un mur en retour



b - Vue de face



c - Vue de dessus du mur en retour.

Fig. B-38 - Comportement d'un mur en retour.

4-5-2 / Poussée sur le mur en retour.

A l'encontre des murs de front et garde-grève qui sont supposés se déplacer sous l'effet de la poussée du remblai et pour lesquels on a utilisé le coefficient π_p , le mur en retour est supposé ne subir aucun déplacement latéral. C'est pour cette raison qu'on prendra le coefficient de poussée au repos.

$$\pi_0 = 0,5 \quad \dots (B-41)$$

La poussée horizontale σ_h varie linéairement en fonction de la profondeur h (fig. B-39), elle est donnée par l'expression :

$$\sigma_h = \pi_0 \cdot \gamma \cdot h, \text{ soit}$$

$$\sigma_h = \pi_0 \cdot \gamma \cdot h \quad \dots (B-42)$$

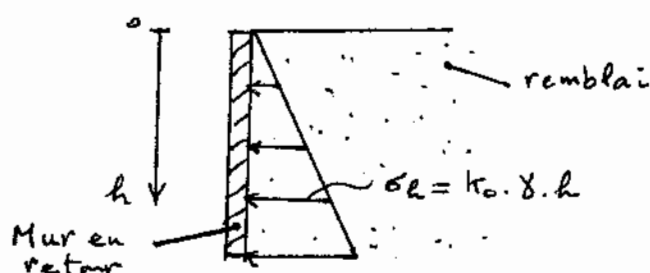


Fig. B-39 Diagramme de poussée au repos sur le mur en retour.

4-5-3 / Simplification de la poussée sur l'oreille :

Vue la forme trapézoïdale de l'oreille, la force de poussée F_p sera variable le long de l'oreille par son intensité et par son point d'application, cela est dû à la hauteur du remblai qui est variable le long de l'oreille. Pour simplifier les calculs la poussée σ_h (triangulaire) sera remplacée par une pression uniforme P (rectangulaire) dont on se propose de calculer sa valeur (fig. B-40).

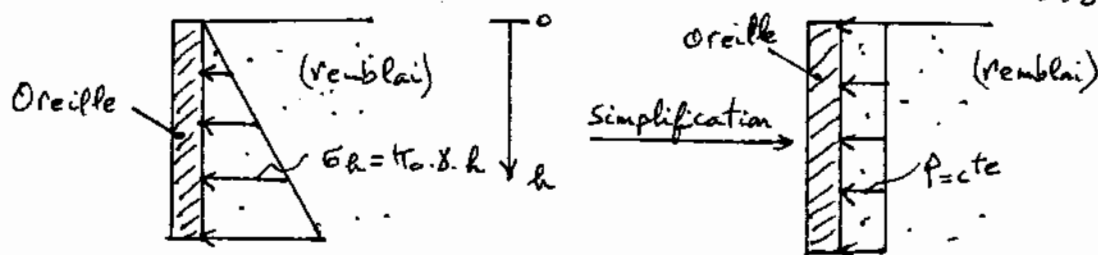


Fig. B-40 Pression uniforme sur l'oreille.

D'après la figure B-41, on a

$$dF_p(x) = \frac{1}{2} \pi_0 \gamma y^2 dx \quad \dots (B-43)$$

où y est la profondeur du remblai au point d'abscisse x .

$$\text{on a: } \frac{h_2 - h_1}{l} = \frac{y - h_1}{x}$$

$$\text{d'où } y = \left(\frac{h_2 - h_1}{l} \right) \cdot x + h_1 \dots (B-44)$$

En remplaçant y dans l'équation (B-43) et par intégration, on obtient

$$F_p = \int_0^l dF_p(x)$$

$$F_p = \int_0^l \frac{1}{2} \gamma \left[\left(\frac{h_2 - h_1}{l} \right) x + h_1 \right]^2 dx$$

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma \int_0^l \left[\left(\frac{h_2 - h_1}{l} \right)^2 x^2 + 2 \left(\frac{h_2 - h_1}{l} \right) h_1 x + h_1^2 \right] dx$$

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma \left[\left(\frac{h_2 - h_1}{l} \right)^2 \frac{x^3}{3} + \left(\frac{h_2 - h_1}{l} \right) h_1 x^2 + h_1^2 x \right]_0^l$$

$$\text{soit } F_p = \frac{1}{2} \gamma l \left[\frac{(h_2 - h_1)^2}{3} + (h_2 - h_1) h_1 + h_1^2 \right] \dots (B-45)$$

Cette force de poussée équivaut à

$$F_p = p \cdot S \dots (B-46)$$

où S est l'aire de l'oreille

$$S = \frac{(h_1 + h_2)}{2} \cdot l \dots (B-47)$$

d'où

$$p = \frac{F_p}{S}$$

Après simplification, on obtient

$$p = \frac{\gamma}{(h_1 + h_2)} \left[\frac{(h_2 - h_1)^2}{3} + (h_2 - h_1) h_1 + h_1^2 \right] \dots (B-48)$$

4-5-4 / Calcul de l'oreille:

4-5-4-a / Les charges verticales

Elles sont constituées par:

a1/- Le poids propre de l'oreille G_0

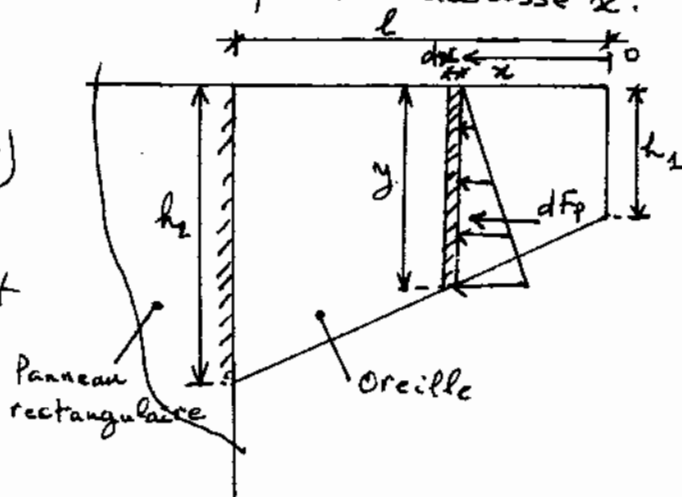
D'après la figure B-42, on a

$$G_0 = G_{01} + G_{02}$$

$$\text{avec: } G_{01} = h_1 \cdot l \cdot e \times 25 \dots (B-49)$$

où e est l'épaisseur de l'oreille

$$G_{02} = \frac{1}{2} l \times (h_2 - h_1) \times e \times 25 \dots (B-50)$$



B-41 Force de poussée sur l'oreille.

a₂/ Le poids des superstructures

Elles sont constituées par la corniche, le garde corps et éventuellement la barrière de sécurité. Ce poids est assimilé à

$g_s = 3 \text{ kN/ml} \dots (B-51)$
réparti sur l'oreille de longueur l .

a₃/ La charge concentrée F_r

Cette charge est appliquée à 1 m de l'extrémité O' théorique de l'oreille.

$$F_r = 40 \text{ kN} \dots (B-52)$$

Cette force remplace l'effet éventuel du frottement vertical du remblai contre l'oreille.

Sollicitations

des charges verticales exercent à l'encastrement BD sur le panneau rectangulaire (fig. B-42) un effort tranchant et un moment fléchissant dans le plan vertical de l'oreille (fig B-43)

à l'ELU:

$$T_u = 1.35[(G_{01} + G_{02}) + g_s \cdot l] + 1.5 F_r$$

$$M_u = 1.35\left[G_{01} \times \frac{l}{2} + G_{02} \times \frac{l}{3} + g_s \frac{l^2}{2}\right] + 1.5 F_r (l + a - 1)$$

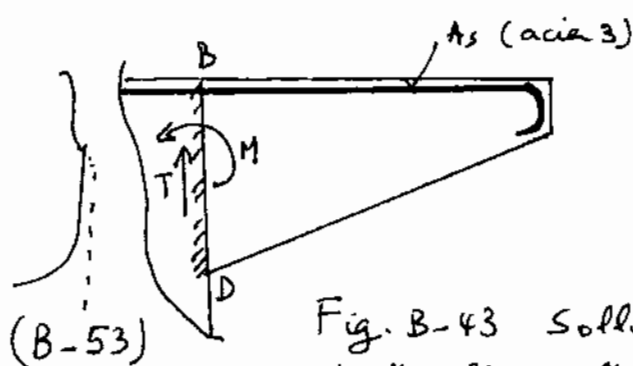


Fig. B-43 Sollicitation de l'oreille à l'encastrement sans les charges verticales

à l'ELS:

$$\left. \begin{aligned} T_s &= (G_{01} + G_{02}) + g_s \cdot l + F_r \\ M_s &= \left(G_{01} \cdot \frac{l}{2} + G_{02} \cdot \frac{l}{3}\right) + g_s \frac{l^2}{2} + F_r \cdot (l + a - 1) \end{aligned} \right\} \dots (B-54)$$

la distance (a) qui sépare l'extrémité de l'oreille à son extrémité théorique O' est calculée géométriquement par:

$$\frac{h_1}{a} = \frac{h_2 - h_1}{l} \Rightarrow a = \frac{h_1 \times l}{(h_2 - h_1)} \dots (B-55)$$

à l'aide du moment fléchissant M , le ferraillage A_s sera calculé. Il traverse le panneau rectangulaire pour s'ancrer finalement dans le mur de front (fig. B-43 et fig. B-38)

4-5-4-b/ des charges horizontales

Ces forces agissent normalement au parement de l'oreille et produisent un moment fléchissant autour de l'axe vertical BD et un effort tranchant dans la direction de la poussée. Ces charges horizontales sont constituées par :

b1/- La force de poussée F_p : Elle est due au poids de remblai qui exerce une poussée au repos sur le parement de l'oreille, cette pression est supposée uniforme (Cf. 4-5-3). D'après la figure (B-44), on a

$$\begin{aligned} \text{Rectangle (1): } F_{p1} &= p \times l \times h_1 \\ \text{Triangle (2): } F_{p2} &= p \times \frac{l(h_2 - h_1)}{2} \end{aligned} \quad (B-56)$$

b2/- La force de poussée due aux surcharges du remblai:

Sachant que $S_r = 10 \text{ kN/m}^2$, $\delta_{sr} = 1,2$, $K_0 = 0,5$.

$$\begin{aligned} \text{Rectangle (1): } F_{q1} &= K_0 S_r \delta_{sr} l h_1 \Rightarrow F_{q1} = 6 l h_1 \\ \text{Triangle (2): } F_{q2} &= K_0 S_r \delta_{sr} \frac{l(h_2 - h_1)}{2} \Rightarrow F_{q2} = 3 l (h_2 - h_1) \end{aligned}$$

Soit

$$\begin{aligned} \text{Rectangle (1): } F_{q1} &= 6 l h_1 \\ \text{Triangle (2): } F_{q2} &= 3 l (h_2 - h_1) \end{aligned} \quad \dots (B-57)$$

b3/- La force concentrée F_H horizontale

c'est une charge concentrée horizontale agissant dans le sens de la poussée et ayant pour valeur

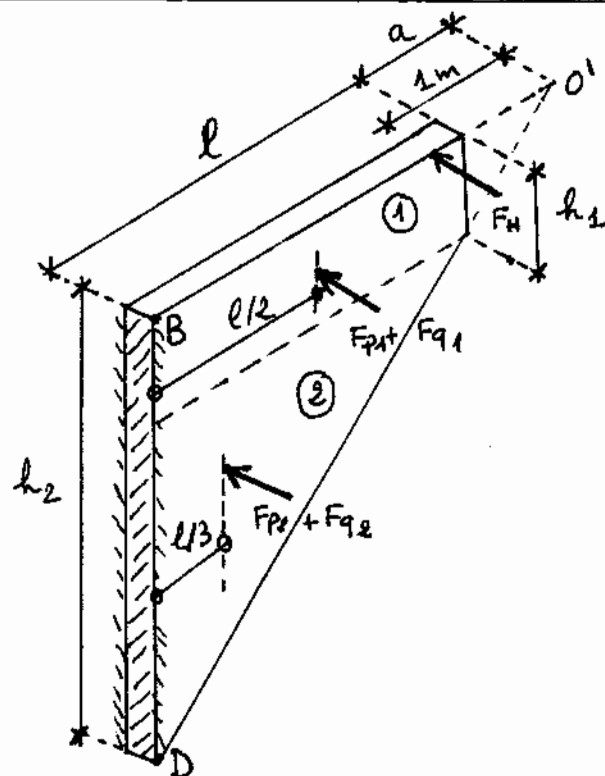
$$F_H = 20 \text{ kN} \dots (B-58)$$

Cette force est appliquée à 1 m de l'extrémité théorique (O'). Elle représente l'effet éventuel d'une poussée localisée latérale due à un engin de terrassement ou un élément du système B.

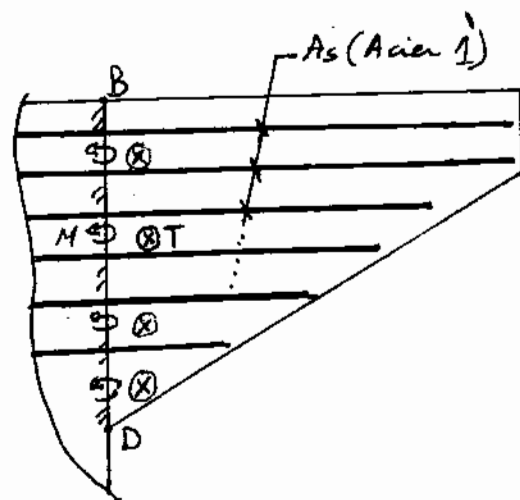
Sollicitations: En utilisant la figure (B-44), on peut calculer l'effort tranchant horizontal ainsi que le moment fléchissant autour de l'axe BD.

$$\begin{aligned} \underline{\text{ELU}}: T_u &= 1,35 (F_{p1} + F_{p2}) + 1,5 (F_{q1} + F_{q2} + 20) \\ M_u &= 1,35 \left(F_{p1} \times \frac{l}{2} + F_{p2} \times \frac{l}{3} \right) + 1,5 \left(F_{q1} \times \frac{l}{2} + F_{q2} \times \frac{l}{3} + 20 \times (l + a - 1) \right) \end{aligned} \quad \dots (B-59)$$

$$\begin{aligned} \underline{\text{ELS}}: T_s &= (F_{p1} + F_{p2}) + (F_{q1} + F_{q2} + 20) \\ M_s &= \left(F_{p1} \times \frac{l}{2} + F_{p2} \times \frac{l}{3} \right) + \left(F_{q1} \times \frac{l}{2} + F_{q2} \times \frac{l}{3} + 20 \times (l + a - 1) \right) \end{aligned} \quad \dots (B-60)$$



a - Faces horizontales sur l'oreille.



b - Sollicitations de l'oreille sous les charges horizontales.

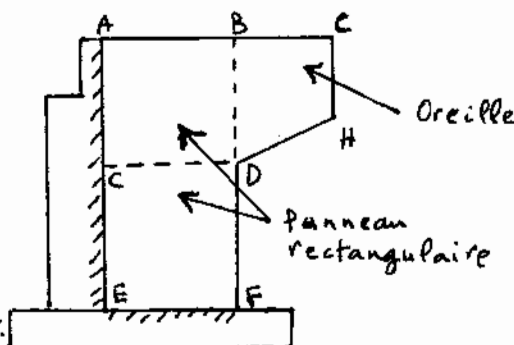
Fig. B-44 Comportement de l'oreille vis-à-vis les charges horizontales.

4-5-5 / Calcul du panneau rectangulaire

Le panneau rectangulaire ABFE est supposé encastré aux arêtes AE et EF (fig. B-45) et soumis aux forces de poussée horizontales. Pour simplifier les calculs d'une part et pour rester dans le domaine de la sécurité de l'autre part, on procède de la manière suivante :

- Quand on veut calculer le moment autour de l'axe vertical AE, on libère le panneau à son côté inférieur EF, il travaillera ainsi comme une console encastrée à l'axe vertical AE et soumise à la flexion autour de cet axe.
- Quand on veut calculer le moment autour de l'axe horizontal EF, on détache le panneau de son côté AE, il travaillera ainsi comme une console à la flexion autour de l'axe horizontal EF.

Fig. B-45
Modélisation du
panneau rectangulaire.



4-5-5-1/ Flexion autour de l'axe vertical AE:

a/-Bilan des forces horizontales

d'ensemble des forces horizontales agissant sur le mur en retour est représenté dans la figure B-46.

Les forces $F_{p1}, F_{q1}, F_{p2}, F_{q2}$ sont déjà données par les relations (B-47), (B-48), (B-56), (B-57).

F_{p3} est la poussée au repos due au poids du remblai sur le panneau ABEF.

$$F_{p3} = \frac{1}{2} \gamma_o b \gamma H^2 \dots (B-61).$$

La poussée due aux surcharges

$$F_{q3} = \gamma_o \times S_r \times S_{sr} \times b \times H \dots (B-62)$$

b/ Sollicitations:

au droit de la ligne d'encastrement AE, on a:

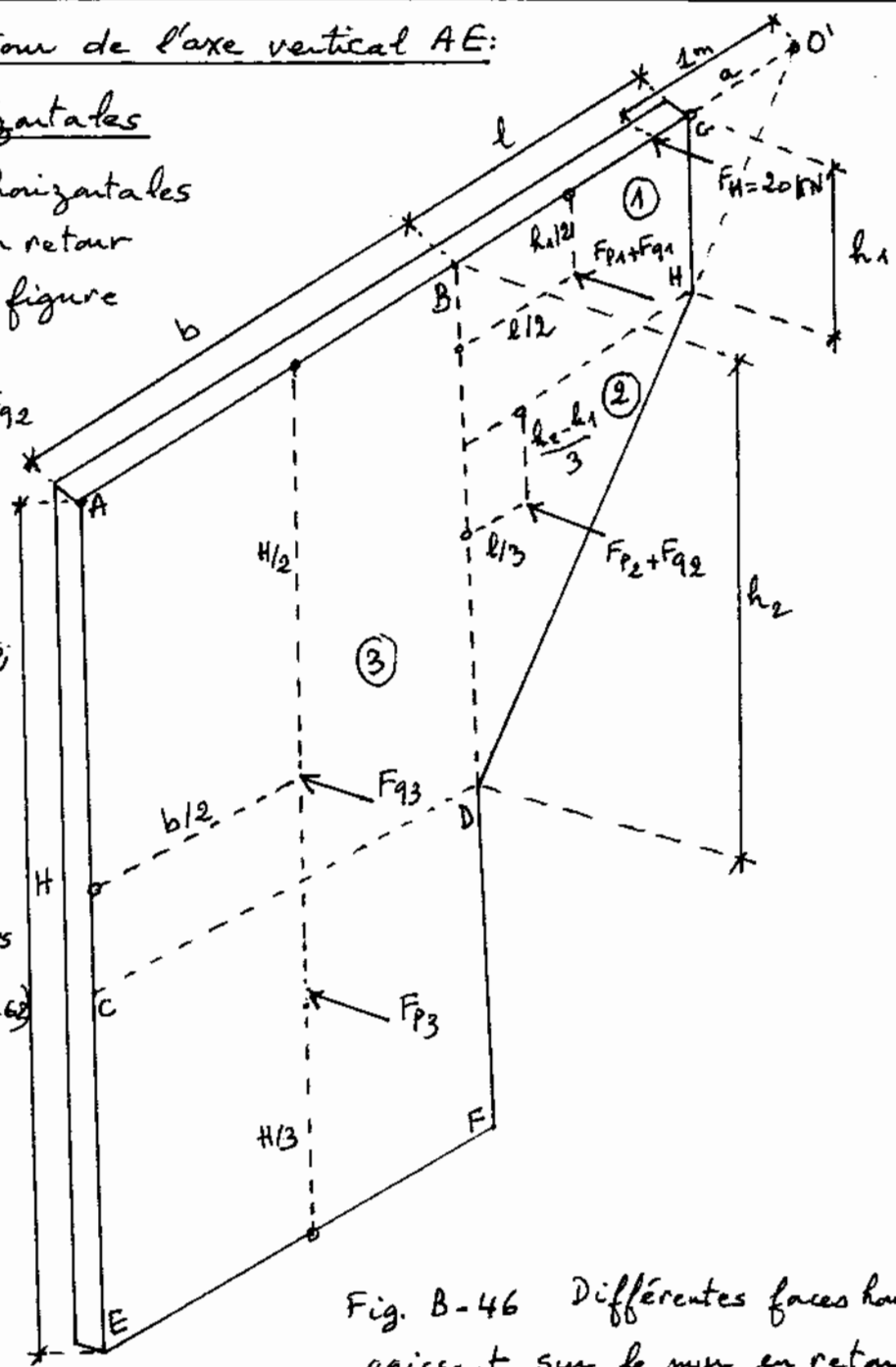


Fig. B-46 Différentes forces horizontales agissant sur le mur en retour.

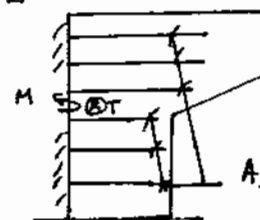
à l'ELU:

$$\begin{cases} T_u = 1.35(F_{p1} + F_{p2} + F_{p3}) + 1.5(F_{q1} + F_{q2} + F_{q3} + F_H) \\ M_u = 1.35 \left[F_{p1} \cdot \left(\frac{l}{2} + b \right) + F_{p2} \cdot \left(\frac{l}{3} + b \right) + F_{p3} \cdot \frac{b}{2} \right] + 1.5 \left[F_{q1} \cdot \left(\frac{l}{2} + b \right) + F_{q2} \cdot \left(\frac{l}{3} + b \right) + F_{q3} \cdot \frac{b}{2} + F_H \cdot (l + a + b - 1) \right] \end{cases} \quad (B-62)$$

à l'ELS:

$$\begin{cases} T_s = (F_{p1} + F_{p2} + F_{p3}) + (F_{q1} + F_{q2} + F_{q3} + F_H) \\ M_s = \left[F_{p1} \cdot \left(\frac{l}{2} + b \right) + F_{p2} \cdot \left(\frac{l}{3} + b \right) + F_{p3} \cdot \frac{b}{2} \right] + \left[F_{q1} \cdot \left(\frac{l}{2} + b \right) + F_{q2} \cdot \left(\frac{l}{3} + b \right) + F_{q3} \cdot \frac{b}{2} + F_H \cdot (l + a + b - 1) \right] \end{cases} \dots (B-63)$$

Fig. B-47 Fermeture horizontale du M.E.R



Acier 1 > Acier 1'

As (Acier 1)

4-5-5-2/ Flexion autour de l'axe horizontal CD :

Pour économiser la quantité d'armatures verticales (acier 2), le calcul se fait à 2 niveaux : - Axe CD
- Axe EF

Dans le présent paragraphe, le calcul se fait au niveau de l'axe CD. En utilisant la figure B-47, on a

$$\left. \begin{aligned} F_{p3a} &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot \gamma \cdot b \cdot h_2^2 \\ F_{q3a} &= K_o \cdot S_r \cdot S_{sr} \cdot b \cdot h_2 \end{aligned} \right\} \dots (B-64)$$

à l'ELU :

$$\begin{aligned} *T_u &= 1.35 (F_{p1} + F_{p2} + F_{p3a}) \\ &\quad + 1.5 (F_{q1} + F_{q2} + F_{q3a} + F_H) \\ *M_u &= 1.35 \left[F_{p1} \cdot (h_2 - \frac{h_1}{2}) + F_{p2} \cdot \frac{2}{3} (h_2 - h_1) + F_{p3a} \cdot \frac{h_2}{3} \right] \\ &\quad + 1.5 \left[F_{q1} \cdot (h_2 - \frac{h_1}{2}) + F_{q2} \cdot \frac{2}{3} (h_2 - h_1) + F_{q3a} \cdot \frac{h_2}{2} + F_H \cdot h_2 \right] \\ &\quad \dots (B-65) \end{aligned}$$

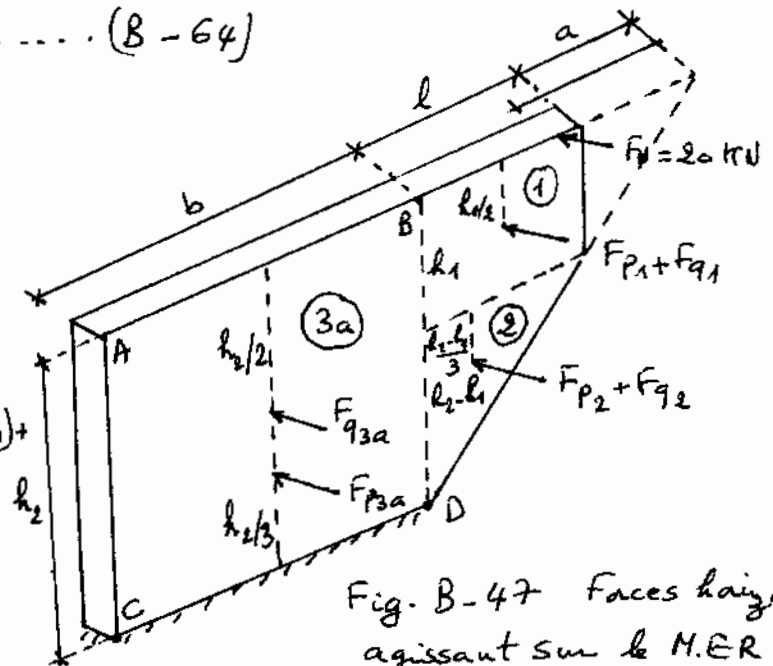


Fig. B-47 Faces haigatées agissant sur le M.E.R au dessus de l'axe CD.

à l'ELS :

$$\begin{aligned} T_s &= (F_{p1} + F_{p2} + F_{p3a}) + (F_{q1} + F_{q2} + F_{q3a} + F_H) \\ M_s &= \left[F_{p1} \cdot (h_2 - \frac{h_1}{2}) + F_{p2} \cdot \frac{2}{3} (h_2 - h_1) + F_{p3a} \cdot \frac{h_2}{3} \right] + \left[F_{q1} \cdot (h_2 - \frac{h_1}{2}) + F_{q2} \cdot \frac{2}{3} (h_2 - h_1) + \dots \right] \\ &\quad F_{q3a} \cdot \frac{h_2}{2} + F_H \cdot h_2 \end{aligned} \dots (B-66)$$

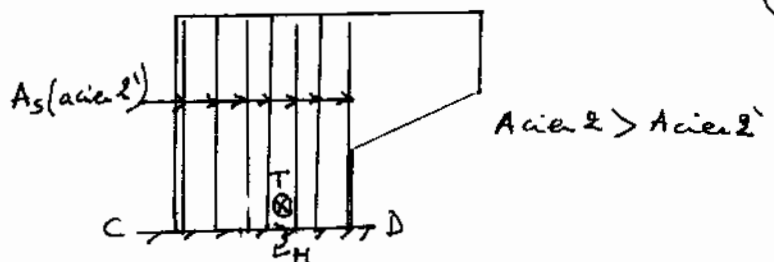


Fig B-48 Fermeture verticale au dessus de l'axe CD.

4-5-5-3/ Flexion autour de l'axe horizontal EF :

En utilisant la figure B-46, on a

à l'ELU :

$$\begin{aligned} T_u &= 1.35 (F_{p1} + F_{p2} + F_{p3}) + 1.5 (F_{q1} + F_{q2} + F_{q3} + F_H) \\ M_u &= 1.35 \left[F_{p1} \cdot (H - \frac{h_1}{2}) + F_{p2} \cdot (H - (\frac{h_1}{2} + \frac{h_2 - h_1}{3})) + F_{p3} \cdot \frac{H}{3} \right] \\ &\quad + 1.5 \left[F_{q1} \cdot (H - \frac{h_1}{2}) + F_{q2} \cdot (H - \frac{(2h_1 + h_2)}{3}) + F_{q3} \cdot \frac{H}{2} + F_H \cdot H \right] \\ &\quad \dots (B-67) \end{aligned}$$

$\bar{\alpha}$ l'ELS:

$$T_s = (F_{p1} + F_{p2} + F_{p3}) + (F_{q1} + F_{q2} + F_{q3} + F_H)$$

$$M_s = \left[F_{p1} \cdot \left(H - \frac{h_1}{2} \right) + F_{p2} \cdot \left(H - \frac{(2h_1 + h_2)}{3} \right) + F_{p3} \cdot \frac{H}{3} \right] + \left[F_{q1} \cdot \left(H - \frac{h_1}{2} \right) + F_{q2} \cdot \left(H - \frac{(2h_1 + h_2)}{3} \right) + F_{q3} \cdot \frac{H}{2} + F_H \cdot H \right] \quad \dots (B-68)$$

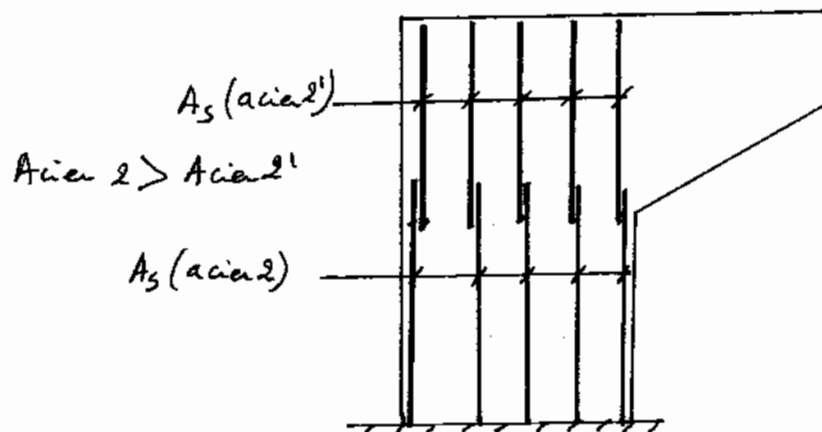


Fig. B-49 Fermeture verticale dans le mur en retour.

Exercice 5: Calculer les efforts (T, M) dans le mur en retour de l'exercice 1. L'axe vertical d'encastrement du mur en retour est simplifié selon la figure (B-50).

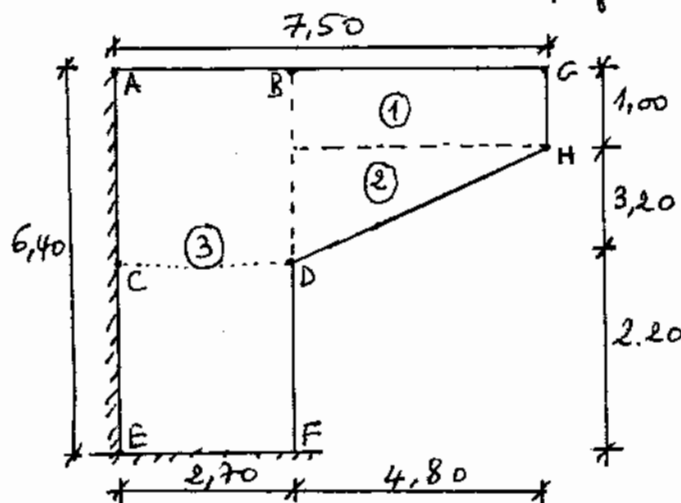


Fig. B-50 Schéma du mur en retour.

Solution :

1) Calcul de l'oeille

1-a/ Sollicitations dans le plan vertical au niveau de l'encastrement BD.

$$G_{01} = h_1 \cdot l \cdot e \cdot 25$$

$$G_{01} = 1 \times 4.8 \times 0.5 \times 25$$

$$G_{01} = \underline{\underline{60 \text{ kN}}}$$

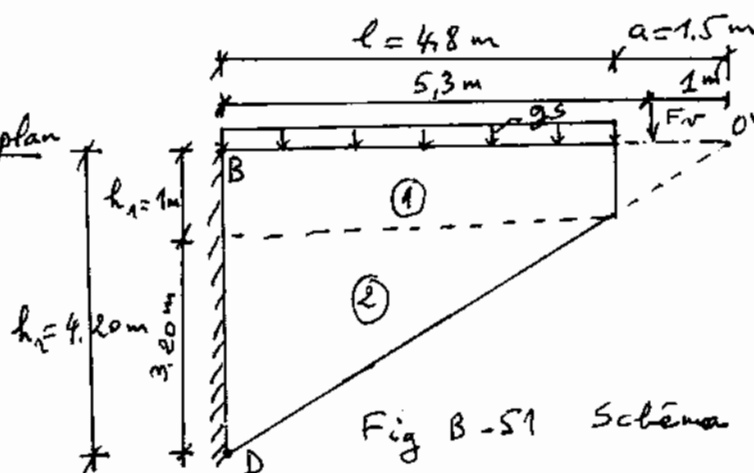


Fig B-51 Schéma du l'oeille.

$$G_{02} = \frac{1}{2} l \cdot (h_2 - h_1) \cdot e \cdot 25$$

$$G_{02} = \frac{1}{2} \times 4,8 \times (4,2 - 1) \times 0,5 \times 25$$

$$G_{02} = \underline{96 \text{ kN}}$$

$$a = \frac{h_1 \cdot l}{h_2 - h_1} : a = \frac{1 \times 4,8}{4,2 - 1} = 1,5 \text{ m}$$

a l'ELU:

$$T_u = 1,35 [(G_{01} + G_{02}) + g_s \cdot l] + 1,5 F_v$$

$$T_u = 1,35 \times [(60 + 96) + 3 \times 4,8] + 1,5 \times 40 = \underline{290,04 \text{ kN}}$$

$$M_u = 1,35 \left[G_{01} \times \frac{l}{2} + G_{02} \times \frac{l}{3} + g_s \times \frac{l^2}{2} \right] + 1,5 F_v (l + a - 1)$$

$$M_u = 1,35 \left[60 \times \frac{4,8}{2} + 96 \times \frac{4,8}{3} + 3 \times \frac{4,8^2}{2} \right] + 1,5 \times 40 \times (4,8 + 1,5 - 1)$$

$$M_u = \underline{766,416 \text{ kN.m}}$$

a l'ELS:

$$T_s = [G_{01} + G_{02} + g_s \cdot l] + F_v$$

$$T_s = [60 + 96 + 3 \times 4,8] + 40 = \underline{210,4 \text{ kN}}$$

$$M_s = \left[G_{01} \times \frac{l}{2} + G_{02} \times \frac{l}{3} + g_s \times \frac{l^2}{2} \right] + F_v \times (l + a - 1)$$

$$M_s = \left[60 \times \frac{4,8}{2} + 96 \times \frac{4,8}{3} + 3 \times \frac{4,8^2}{2} \right] + 40 \times (4,8 + 1,5 - 1) = \underline{544,16 \text{ kN.m}}$$

1-b / Sollicitations autour de l'axe BD.

La pression uniforme $p = \frac{\gamma_0 \delta}{(h_1 + h_2)} \left[\frac{(h_2 - h_1)^2}{3} + (h_2 - h_1) \cdot h_1 + h_1^2 \right]$

$$p = \frac{0,5 \times 18}{(1 + 4,2)} \left[\frac{(4,2 - 1)^2}{3} + (4,2 - 1) \times 1 + 1^2 \right] \Rightarrow p = \underline{13,177 \text{ kN/m}^2}$$

$$F_{p1} = p \cdot l \cdot h_1$$

$$F_{p1} = 13,177 \times 4,8 \times 1 = \underline{63,250 \text{ kN}}$$

$$F_{q1} = 6 \cdot l \cdot h_1$$

$$F_{q1} = 6 \times 4,8 \times 1 = \underline{28,8 \text{ kN}}$$

$$F_{p2} = p \cdot \frac{l \cdot (h_2 - h_1)}{2}$$

$$F_{p2} = 13,177 \times \frac{4,8 \times (4,2 - 1)}{2} = \underline{101,200 \text{ kN}}$$

$$F_{q2} = 3 \cdot l \cdot (h_2 - h_1)$$

$$F_{q2} = 3 \times 4,8 \times (4,2 - 1) = \underline{46,080 \text{ kN}}$$

à l'ELU:

$$T_u = 1.35 (F_{p1} + F_{p2}) + 1.5 (F_{q1} + F_{q2} + 20)$$

$$T_u = 1.35 \times (63,25 + 101,20) + 1.5 \times (28,8 + 46,08 + 20) = \underline{364,328 \text{ kN}}$$

$$M_u = 1.35 \left(F_{p1} \times \frac{l}{2} + F_{p2} \times \frac{l}{3} \right) + 1.5 \left(F_{q1} \cdot \frac{l}{2} + F_{q2} \cdot \frac{l}{3} + 20 \times (l + a - 1) \right)$$

$$M_u = 1.35 \times \left(63,25 \times \frac{4,8}{2} + 101,2 \times \frac{4,8}{3} \right) + 1.5 \times \left(28,8 \times \frac{4,8}{2} + 46,08 \times \frac{4,8}{3} + 20 \times (4,8 + 1,5 - 1) \right) = \underline{796,794 \text{ kN.m}}$$

à l'ELS:

$$T_s = (F_{p1} + F_{p2}) + (F_{q1} + F_{q2} + 20)$$

$$T_s = (63,25 + 101,2) + (28,8 + 46,08 + 20) = \underline{259,33 \text{ kN}}$$

$$M_s = \left(F_{p1} \times \frac{l}{2} + F_{p2} \times \frac{l}{3} \right) + \left(F_{q1} \times \frac{l}{2} + F_{q2} \times \frac{l}{3} + 20 \times (l + a - 1) \right)$$

$$M_s = \left(63,25 \times \frac{4,8}{2} + 101,2 \times \frac{4,8}{3} \right) + \left(28,8 \times \frac{4,8}{2} + 46,08 \times \frac{4,8}{3} + 20 \times (4,8 + 1,5 - 1) \right)$$

$$M_s = \underline{562,568 \text{ kN.m}}$$

2) calcul du panneau rectangulaire ABFE

2-a/ Sollicitations autour de l'axe vertical AE.

$$F_{p3} = \frac{1}{2} \pi_0 b \gamma H^2$$

$$F_{p3} = \frac{1}{2} \times 0,5 \times 2,7 \times 18 \times 6,4^2 = \underline{497,664 \text{ kN}}$$

$$F_{q3} = \pi_0 s_r s_{sr} b H$$

$$F_{q3} = 0,5 \times 10 \times 1,2 \times 2,7 \times 6,4 = \underline{103,68 \text{ kN}}$$

à l'ELU:

$$T_u = 1.35 (F_{p1} + F_{p2} + F_{p3}) + 1.5 (F_{q1} + F_{q2} + F_{q3} + F_H)$$

$$T_u = 1.35 \times (63,25 + 101,2 + 497,664) + 1.5 \times (28,8 + 46,08 + 103,68 + 20)$$

$$T_u = \underline{1191,694 \text{ kN}}$$

$$M_u = 1.35 \left[F_{p1} \cdot \left(\frac{l}{2} + b \right) + F_{p2} \cdot \left(\frac{l}{3} + b \right) + F_{p3} \cdot \frac{b}{2} \right] + 1.5 \left[F_{q1} \cdot \left(\frac{l}{2} + b \right) + F_{q2} \cdot \left(\frac{l}{3} + b \right) + F_{q3} \cdot \frac{b}{2} + F_H \cdot (l + a + b - 1) \right]$$

$$M_u = 1.35 \times \left[63,25 \times \left(\frac{4,8}{2} + 2,7 \right) + 101,2 \times \left(\frac{4,8}{3} + 2,7 \right) + 497,664 \times \frac{2,7}{2} \right] + 1.5 \times \left[28,8 \times \left(\frac{4,8}{2} + 2,7 \right) + 46,08 \times \left(\frac{4,8}{3} + 2,7 \right) + 103,68 \times \frac{2,7}{2} + 20 \times (4,8 + 1,5 + 2,7 - 1) \right] = \underline{2892,833 \text{ kN.m}}$$

à l'ELS:

$$T_s = (F_{p1} + F_{p2} + F_{p3}) + (F_{q1} + F_{q2} + F_{q3} + F_H)$$

$$T_s = (63,25 + 101,2 + 497,664) + (28,8 + 46,08 + 103,68 + 20) = \underline{860,674 \text{ kN}}$$

$$M_s = [F_{p1} \cdot (\frac{l}{2} + b) + F_{p2} \cdot (\frac{l}{3} + b) + F_{p3} \cdot \frac{b}{2}] + [F_{q1} \cdot (\frac{l}{2} + b) + F_{q2} \cdot (\frac{l}{3} + b) + F_{q3} \cdot \frac{b}{2} + F_H(l + a + b - 1)]$$

$$M_s = [63,25 \times (\frac{4,8}{2} + 2,7) + 101,2 \times (\frac{4,8}{3} + 2,7) + 497,664 \times \frac{2,7}{2}] + [28,2 \times (\frac{4,8}{2} + 2,7) + 46,08 \times (\frac{4,8}{3} + 2,7) + 103,68 \times \frac{2,7}{2} + 20 \times (4,8 + 1,5 + 2,7 - 1)] = \underline{2071,513 \text{ kN.m}}$$

2-b/ Sollicitations autour de l'axe horizontal C.D.

$$F_{p3a} = \frac{1}{2} \pi_0 \times b \times h_2^2$$

$$F_{p3a} = \frac{1}{2} \times 0,5 \times 18 \times 2,7 \times 4,2^2 = \underline{214,326 \text{ kN}}$$

$$F_{q3a} = \pi_0 \cdot s_r \cdot s_{sr} \cdot b \cdot h_2$$

$$F_{q3a} = 0,5 \times 10 \times 1,2 \times 2,7 \times 4,2 = \underline{68,04 \text{ kN}}$$

à l'ELU:

$$T_u = 1,35 (F_{p1} + F_{p2} + F_{p3a}) + 1,5 (F_{q1} + F_{q2} + F_{q3a} + F_H)$$

$$T_u = 1,35 \times (63,25 + 101,2 + 214,326) + 1,5 \times (28,8 + 46,08 + 68,04 + 20)$$

$$T_u = \underline{755,728 \text{ kN}}$$

$$M_u = 1,35 \times [F_{p1} \cdot (h_2 - \frac{h_1}{2}) + F_{p2} \cdot \frac{2}{3} (h_2 - h_1) + F_{p3a} \cdot \frac{h_2}{3}] + 1,5 \times [F_{q1} \cdot (h_2 - \frac{h_1}{2}) + F_{q2} \cdot \frac{2}{3} (h_2 - h_1) + F_{q3a} \cdot \frac{h_2}{2} + F_H \cdot h_2]$$

$$M_u = 1,35 \times [63,25 \times (4,2 - \frac{1}{2}) + 101,2 \times \frac{2}{3} (4,2 - 1) + 214,32 \times \frac{4,2}{3}] + 1,5 \times [28,2 \times (4,2 - \frac{1}{2}) + 46,08 \times \frac{2}{3} (4,2 - 1) + 68,04 \times \frac{4,2}{2} + 20 \times 4,2]$$

$$M_u = \underline{1656,747 \text{ kN.m}}$$

à l'ELS:

$$T_s = (F_{p1} + F_{p2} + F_{p3a}) + (F_{q1} + F_{q2} + F_{q3a} + F_H)$$

$$T_s = (63,25 + 101,2 + 214,326) + (28,8 + 46,08 + 68,04 + 20) = \underline{541,696 \text{ kN}}$$

$$M_s = [F_{p1} \cdot (h_2 - \frac{h_1}{2}) + F_{p2} \cdot \frac{2}{3} (h_2 - h_1) + F_{p3a} \cdot \frac{h_2}{3}] + [F_{q1} \cdot (h_2 - \frac{h_1}{2}) + F_{q2} \cdot \frac{2}{3} (h_2 - h_1) + F_{q3a} \cdot \frac{h_2}{2} + F_H \cdot h_2]$$

$$M_s = \left[63.25 \times \left(4.2 - \frac{1}{2} \right) + 101.2 \times \frac{2}{3} (4.2 - 1) + 214.326 \times \frac{4.2}{3} \right] + \left[28.8 \times \left(4.2 - \frac{1}{2} \right) + 46.08 \times \frac{2}{3} \times (4.2 - 1) + 68.04 \times \frac{4.2}{2} + 20 \times 4.2 \right] = \underline{1181.723 \text{ kN.m}}$$

2-c / Sollicitations autour de l'axe horizontal EF.

a l'ELU:

$$T_u = 1.35 (F_{p1} + F_{p2} + F_{p3}) + 1.5 (F_{q1} + F_{q2} + F_{q3} + F_H)$$

$$T_u = 1.35 \times (63.25 + 101.2 + 497.664) + 1.5 \times (28.8 + 46.08 + 103.68 + 20)$$

$$T_u = \underline{1191.694 \text{ kN}}$$

$$M_u = 1.35 \left[F_{p1} \cdot \left(H - \frac{h_1}{2} \right) + F_{p2} \cdot \left(H - \frac{(2h_1 + h_2)}{3} \right) + F_{p3} \cdot \frac{H}{3} \right] + 1.5 \left[F_{q1} \cdot \left(H - \frac{h_1}{2} \right) + F_{q2} \cdot \left(H - \frac{(2h_1 + h_2)}{3} \right) + F_{q3} \cdot \frac{H}{2} + F_H \cdot H \right]$$

$$M_u = 1.35 \times \left[63.25 \times \left(6.4 - \frac{(2 \times 1 + 4.2)}{3} \right) + 101.2 \times \left(6.4 - \frac{(2 \times 1 + 4.2)}{3} \right) + 497.664 \times \frac{6.4}{3} \right] + 1.5 \times \left[28.8 \times \left(6.4 - \frac{1}{2} \right) + 46.08 \times \left(6.4 - \frac{(2 \times 1 + 4.2)}{3} \right) + 103.68 \times \frac{6.4}{2} + 20 \times 6.4 \right]$$

$$M_u = \underline{3639.369 \text{ kN.m}}$$

a l'ELS:

$$T_s = (F_{p1} + F_{p2} + F_{p3}) + (F_{q1} + F_{q2} + F_{q3} + F_H)$$

$$T_s = (63.25 + 101.2 + 497.664) + (28.8 + 46.08 + 103.68 + 20) = \underline{860.674 \text{ kN}}$$

$$M_s = \left[F_{p1} \cdot \left(H - \frac{h_1}{2} \right) + F_{p2} \cdot \left(H - \frac{(2h_1 + h_2)}{3} \right) + F_{p3} \cdot \frac{H}{3} \right] + \left[F_{q1} \cdot \left(H - \frac{h_1}{2} \right) + F_{q2} \cdot \left(H - \frac{(2h_1 + h_2)}{3} \right) + F_{q3} \cdot \frac{H}{2} + F_H \cdot H \right]$$

$$M_s = \left[63.25 \times \left(6.4 - \frac{1}{2} \right) + 101.2 \times \left(6.4 - \frac{(2 \times 1 + 4.2)}{3} \right) + 497.664 \times \frac{6.4}{3} \right] + \left[28.8 \times \left(6.4 - \frac{1}{2} \right) + 46.08 \times \left(6.4 - \frac{6.2}{3} \right) + 103.68 \times \frac{6.4}{2} + 20 \times 6.4 \right]$$

$$M_s = \underline{2702.768 \text{ kN.m}}$$

— Fin de l'exercice —

5) Conclusion: Dans la plus part des cas de projet de pont, on commence par implanter les culées de l'ouvrage. C'est ainsi qu'on peut définir la longueur totale de la brèche à franchir, et à ce moment là qu'on peut entamer l'étude des appuis intermédiaires (piles) et du tablier. C'est pour cela que l'étude de la culée mérite une attention particulière de la part de l'ingénieur. Sa conception doit plaire vers un dimensionnement raisonnable, robuste et simple. En cas de mauvaise conception, les remèdes sont rares et coûteux.