JUSTIFICATION DES BARRAGES EN ENROCHEMENTS A MASQUE D'ETANCHEITE AMONT

Justification of Concrete Faced Rockfill Dams

Etienne FROSSARD

Expert Indépendant- 54 Route des Faget 64290 ESTIALESCQ <u>efrossard52@gmail.com</u>

MOTS CLEFS

Barrages en enrochement à masque béton, comportement, justification, modes de rupture, effets d'échelle

KEY WORDS

Concrete face rockfill dams, behavior, justification, failure modes, scale effects

RÉSUMÉ

Après une courte introduction sur le développement de ce type d'ouvrages, l'exposé proposé suit la thématique du colloque, adaptée aux spécificités de ce type d'ouvrages, donnant large place à de nombreux cas concrets, incluant l'expérience pratique de situations de quasi-accident. Dans la suite des progrès réalisés récemment dans la maîtrise du comportement de ces matériaux, et en particulier des effets d'échelle, on présente les perspectives qui en résultent, dont certaines sont déjà en œuvre dans de très grands projets. Une Annexe présente un modèle analytique simple du fonctionnement structural du masque posé sur le remblai, expliquant les figures de rupture observées dans des cas réels.

ABSTRACT

After a short introduction on the development of this type of dams, the paper follows the themes of the symposium, adapted to the peculiarities of this kind of dams, with various practical cases, including the experience of quasi-accident situations. Following recent developments in the mastery of behavior of these materials, and particularly the scale effects, resulting perspectives are presented, of which some are already under implementation in large projects. An Appendix proposes a simple analytical model of structural behavior of the concrete facing supported by rockfill dam body, explaining the failure patterns observed in real cases.

1. INTRODUCTION

Les barrages en enrochements à masque amont, essentiellement à masque en béton, connaissent un fort développement depuis plusieurs décennies dans le monde entier, en particulier en Amérique Latine, puis en Chine, où le plus grand de ces ouvrages en service (Shuibuya, 233m de hauteur, en service depuis 2008) est suivi par une série de grands projets dans l'ouest de la Chine, Figure 1.

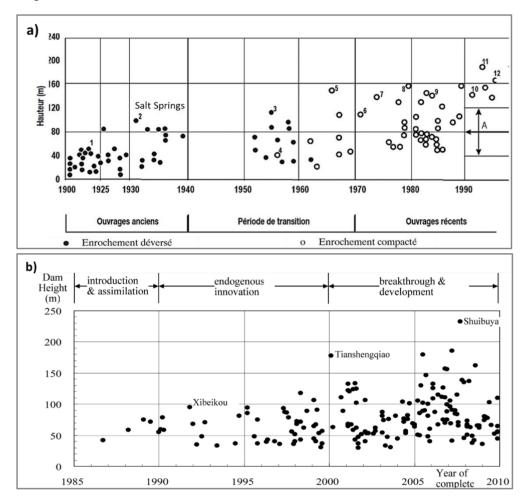


Figure 1 - Evolution des CFRD réalisés depuis 1900: a) monde entier (d'après[1]) - b) en Chine (d'après [2])

1.1.Bref historique

Ce type de barrage a vu le jour dans les régions minières de l'ouest des USA au milieu du XIX^e siècle. Ils étaient alors constitués d'enrochements simplement déversés muni d'un masque d'étanchéité amont d'abord en bois puis en béton, et leur développement s'est trouvé freiné par les inconvénients présentés par la tenue mécanique d'un masque en béton plutôt rigide posé sur un corps d'ouvrage déformable, nécessitant de fréquentes réparations pour limiter les fuites résultant en particulier de déformations différées (exemple de Salt Springs, ouvrage de 100m de hauteur mis en service en 1931 en Californie, dont l'étanchéité a du être réparée 19 fois avant d'être finalement recouverte par une membrane Carpi en 2006 [3]).

A l'apparition des enrochements compactés au rouleau vibrant au milieu du XX° siècle, ceux-ci ont alors remplacé les enrochements déversés, permettant d'envisager des ouvrages plus grands en même temps la technologie des masques d'étanchéité en béton s'est affinée. Toutefois, la base de leur conception, sous l'impulsion d'ingénieurs US, est demeurée empirique jusqu'au début des années 2000 ("..guided by practical experience and not theory." J.B. Cooke, 1999 [4]), avec de nombreux projets d'ouvrages, notamment en Amérique Latine, dépassant parfois les 200m de hauteur.

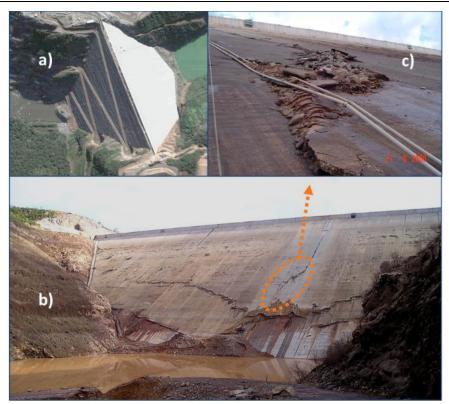


Figure 2 – Ruptures dans le masque du barrage de Campos Novos (haut. 202m), Brésil, 2006 (fuites jusqu'à 1,5 m3/s)

Une série de sérieux incidents a alors marqué la mise en service de plusieurs de ces grands ouvrages au milieu des années 2000, au Mexique, au Brésil, en Chine, au Lesotho [5], montrant des dommages à nouveau liés au contraste de déformabilité entre masque en béton et corps d'ouvrage, nécessitant des réparations significatives pour limiter les fuites, Figure 2. Ces incidents ont incité la profession à revenir vers des pratiques plus rationnelles, basées sur l'analyse de structure calibrée sur des essais mécaniques pertinents sur les matériaux de construction, comme dans toute infrastructure majeure de génie civil. Toutefois, les difficultés de caractérisation et de mesure du comportement de ces matériaux ainsi que les coûts et délais correspondants d'une part, et les difficultés de modélisation détaillée d'une structure associant des comportements géomécaniques complexes avec autant de joints et d'interfaces d'autre part, font qu'une part significative d'empirisme demeure dans les modes de conception et de justification de ces ouvrages.

Les documents de référence actuels sur ce type d'ouvrage reflètent ce compromis de méthode .

1.2. Documents de référence

Les principaux documents de référence disponibles sont pour les plus récents, d'abord le Bulletin n°141 de l'ICOLD [1] Barrages en enrochement avec masque amont en béton- Concepts utiles à leur conception et à leur construction- des ouvrages plus monographiques tels le « Concrete Face Rockfill Dams » [6] sur l'ensemble de l'expérience brésilienne, enfin certaines données intéressantes se trouvent compilées dans l'ouvrage « Geotechnical Engineering of Dams » [7].

2. PRINCIPAUX MODES DE RUPTURE ET METHODES CLASSIQUES DE JUSTIFICATION

De par leur principe, les barrages en enrochement à masque amont présentent intrinsèquement une grande marge de stabilité par rapport au glissement d'ensemble sur leur fondation rocheuse : l'absence de sous-pressions sous le corps de l'ouvrage, l'orientation et la position des efforts de service qui s'exercent sur l'amont du corps de l'ouvrage, constituent des avantages majeurs. Un simple bilan des forces sur une coupe verticale amont-aval permet d'établir le coefficient de sécurité (ratio [effort de cisaillement mobilisable]/[effort de cisaillement exercé]) par rapport au glissement sur la fondation :

$$F_s = \left(f_{Am} + f_{Tot} \cdot \frac{\gamma_{dR}}{\gamma_w} \right) \cdot \tan \varphi_{Fond} \text{ avec } f_{Am} \text{ et } f_{Tot} \text{ les fruits amont et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_w \text{ les poids volumiques de l'enrochement et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_w \text{ les poids volumiques de l'enrochement et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_w \text{ les poids volumiques de l'enrochement et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_w \text{ les poids volumiques de l'enrochement et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_w \text{ les poids volumiques de l'enrochement et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_w \text{ les poids volumiques de l'enrochement et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_w \text{ les poids volumiques de l'enrochement et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_w \text{ les poids volumiques de l'enrochement et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_w \text{ les poids volumiques de l'enrochement et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_w \text{ les poids volumiques de l'enrochement et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_w \text{ les poids volumiques de l'enrochement et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_w \text{ les poids volumiques de l'enrochement et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_w \text{ les poids volumiques et l'enrochement et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_w \text{ les poids et l'enrochement et l'enrochement$$

de l'eau, dont les valeurs-type (1,4 et 2,8 pour f_{Am} et f_{Tot} , et 2 pour le rapport Y_{dR} / Y_w) font qu'en général $F_s \approx 7 \cdot \tan \varphi_{Fond}$. Ce type d'ouvrage exigeant une fondation rocheuse du fait des gradients hydrauliques exercés, les valeurs-type de coefficient de friction de l'enrochement sur la fondation (le $tan\varphi_{Fond}$) assurent donc une large stabilité au glissement d'ensemble.

De même, la stabilité des talus de l'ouvrage, que ce soit du côté aval en service, ou du côté amont en cours de construction, est généralement assurée avec les talus usuels, bien que l'on constatera plus bas que les coefficients de sécurité n'y soient pas toujours à la hauteur des attentes, pour la marge de stabilité en service du talus aval.

Hors résistance au séisme traitée plus loin, les principaux « modes de rupture » ou « modes d'endommagement » (incidents mentionnés en Introduction) sont à rechercher :

- Du côté de la stabilité sous écoulements importants <u>sur</u> ou <u>dans</u> l'ouvrage, cause des ruptures des barrages de Gouhou (Chine, 1993, 71m de hauteur, près de 300 victimes [8], accident dû à un défaut d'étanchéité entre masque et parapet), et Tom Sauk (USA, 2005, 22m en hauteur, dommages purement matériels [9], accident dû à un déversement provoqué accidentellement), et du quasi-accident de Tokwe-Mukorsi (Zimbabwe, 2014, ouvrage en construction mis en charge par une crue avant la réalisation du masque)
- Du côté de la compatibilité du masque en béton vis-à-vis des mouvements de déformation du corps de l'ouvrage, et des inconvénients qui peuvent en résulter (débits de fuite observés jusqu'à près de 2 m3/s dans les incidents cités en introduction, voire davantage à New Exchequer [6]).

2.1 Stabilité vis-à-vis des écoulements sur l'ouvrage, et des percolations au travers de l'ouvrage

Sauf conception spécifique et protections spéciales (enrochements armés, gabions etc.) les barrages en remblais ne sont généralement pas conçus pour résister à un déversement significatif sur l'ouvrage. Dans les ouvrages actuels, la protection aval par le rip-rap pourrait résister un certain temps; toutefois, la saturation progressive de la recharge aval, et la concentration des débits vers le pied aval de l'ouvrage, en particulier dans les vallées en V, posent rapidement un problème de stabilité dans la base de la recharge aval, car un talus de remblai saturé et soumis à un écoulement émergent voit sa stabilité fortement réduite dans la zone d'émergence, Figure 3, principalement du fait du déjaugeage.

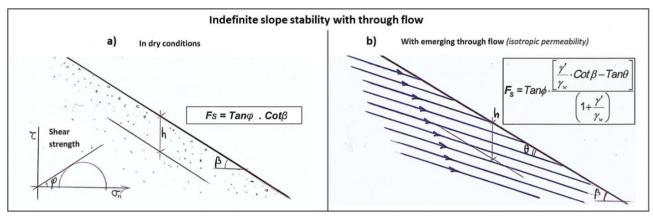


Figure 3 : conditions de stabilité en pied aval : a) en condition sèche, b) avec un écoulement émergeant du talus

En cas de percolations au travers de l'ouvrage la zone d'émergence au pied aval peut devenir le siège d'entrainement de blocs et de petits glissements superficiels successifs déclenchant une érosion régressive, comme lors du quasi-accident de Tokwe-Mukorsi. Toutefois pour des ouvrages correctement construits, ce type d'instabilité se produit pour des valeurs élevées de débit unitaire : $1 \text{ à } 4 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ pour des enrochements compactés avec un d_{50} entre 0,6 et 1,5m d'après [6], où l'on trouvera un chapitre particulièrement documenté et complet sur la question.

Le zonage des remblais avec une perméabilité croissante vers l'aval respectant les conditions de filtres, au besoin un drain de forte capacité en pied d'ouvrage sous la recharge aval, ainsi que la granulométrie des enrochements de protection aval, constituent autant de dispositions de sécurité vis-à-vis de ces risques. Les ouvrages de Gouhou et Tom Sauk ne comportaient aucune de ces dispositions.

2.2 Risques de rupture du masque d'étanchéité amont

Les risques de perte d'étanchéité dans le masque sont de deux types principaux : apparition de défauts dans les joints (ouverture excessive, déchirure du joint de rive..), et ruptures dans les bétons du masque. La figure de rupture apparue au barrage de Campos Novos, Figure 2, rassemble deux types de ruptures par compression/flambement dans le masque : une rupture par compressions horizontales dans la partie centrale du masque qui suit la plus grande pente, et une rupture par compressions dans le sens de la pente dessinant un arc de courbe situé en partie basse.

Tous ces risques résultent de mouvements du corps du barrage sous le masque, incompatibles avec la rigidité du masque, dont l'approche nécessite des modélisations numériques élaborées. La justification d'éventuelles mesures préventives (joints spéciaux, renforts..) passe alors par ces modélisations numériques [10], dont la complexité ne doit pas occulter le degré d'incertitude quant aux paramètres pertinents représentatifs des matériaux réels du site.

Sans entrer ici dans le détail de ces modèles numériques, on trouvera en Annexe un utile schéma simplifié analytique du fonctionnement structural du masque vis-à-vis des déformations de compression dans le remblai sous-jacent, et des risques de rupture associés, qui explique simplement ces ruptures en aboutissant au schéma de rupture de Campos-Novos, et qui donne des ordres de grandeur rationnels.

Des joints de décompression permettent de pallier les risques de rupture par compressions horizontales (cf Annexe), et diverses dispositions permettent de contenir les risques d'ouverture excessive ou déchirure de joints. Toutefois, les risques de ruptures par compression dans le sens de la pente n'ont pas d'autre palliatifs que d'attendre que le corps d'ouvrage ait effectué la plus grande part de ses tassements avant de construire le masque dessus (vitesse de tassement n'excédant pas quelques mm/mois), et de compter sur l'efficacité du remblais extérieur de protection/colmatage placé à l'extérieur sur le masque en partie basse. Les ordres de grandeur obtenus en Annexe suggèrent qu'en partie basse, l'épaisseur du masque donnée par les formules empiriques usuelles (calées sur des <u>ouvrages moyens</u>), serait insuffisante pour résister à ces compressions de pente dans le cas de grands ouvrages déformables.

3. CONCEPTS DE RESISTANCE ET D'ETATS-LIMITE ULTIMES

Les enseignements des ruptures de Gouhou et Tom Sauk ainsi que le quasi-accident de Tokwe-Mukorsi indiquent que sauf précaution particulière, l'atteinte du niveau de déversement est une situation de danger imminent. La configuration de la partie haute de l'ouvrage (joint entre le parapet et le masque, crête suffisamment large...) joue un rôle dans les marges de sécurité juste avant d'atteindre ces situations.

Par ailleurs, étant donné la fragilité relative de l'étanchéité exposée à l'extérieur de l'ouvrage, une perte massive d'étanchéité pourrait être envisagée comme situation limite, ce qui renvoie aux dispositions évoquées en fin du §2.1. : les dispositions de contrôle des percolations (organisation du zonage en permeabilité, conditions de filtres, collecte des débits et protection de la zone d'émergence) sont l'ultime défense vis-à-vis de telles situations.

4. PERSPECTIVES

4.1 Contexte

Les incidents soulignés en introduction montrent qu'une meilleure prise en compte du comportement du corps du barrage, et de ses interactions avec le masque d'étanchéité, est nécessaire, en particulier pour les très grands ouvrages, manifestement sortis du cadre de conception empirique traditionnel, et nécessitant une conception rationnelle basée sur le contrôle des déformations. Les progrès effectués dans les méthodes de calcul fournissent maintenant des logiciels puissants permettant d'y intégrer de nombreux joints et interfaces, qui sont largement utilisés. Toutefois la physique spécifique au comportement de ces matériaux de construction n'y est pas encore représentée fidèlement avec toutes ses conséquences.

Dans la suite de progrès réalisés récemment dans la maîtrise du comportement des enrochements [11], on résume cidessous les résultats obtenus sur les effets d'échelle, qui sont déjà mis en œuvre sur certains grands projets (Chine...).

4.2 Effets d'échelle et leurs conséquences pratiques dans la conception

L'expérimentation a montré depuis longtemps que le comportement mécanique des enrochements est affecté par la rupture des granulats, conduisant à des courbes intrinsèques nettement courbées. La physique spécifique à ces ruptures, principalement en Mode I -traction indirecte- de la Rupture Fragile, avec des résistances à l'écrasement distribuées suivant une statistique de Weibull à un paramètre matériel *m*, est la cause directe d'effets d'échelle marqués.

Ils incluent une « Règle d'Effets d'Echelle » opérant sur la courbe intrinsèque: considérant deux matériaux granulaires M_0 et M_1 provenant d'un même stock minéral homogène, compactés à la même densité initiale, avec des granulométries homothétiques, caractérisés par un « diamètre caractéristique » D_0 et D_1 (par ex. D_{Max}), leurs résistances au cisaillement

$$\tau = f(\sigma_n)$$
 s'avèrent liées [12] par la relation simple : $\tau_0 = f_0(\sigma_n) \implies \tau_1 = \left(\frac{D_I}{D_0}\right)^{\frac{-3}{m}} \cdot f_0 \left\{\sigma_n \cdot \left(\frac{D_I}{D_0}\right)^{\frac{3}{m}}\right\}$

L'interprétation par cette approche de larges bases de données d'essais, permet de définir une «courbe intrinsèque de tendance centrale » pour des enrochements usuels bien compactés:

$$\begin{cases} pour \ D_{Max} = 0.15m & \tau \approx 3.5 \cdot \sigma_n^{0.80} \quad (\tau, \sigma_n \text{ en kPa}) \\ pour \ D_{Max} \neq 0.15m \quad (D_{Max} \text{ exprimé en mètres}) & \tau \approx 3.5 \cdot \left(\frac{0.15}{D_{Max}}\right)^{0.1} \cdot \sigma_n^{0.80} \\ Paramètre de la distribution de Weibull \quad m \approx 6 \end{cases}$$

Cette Règle d'Effets d'Echelle conduit aussi à une méthode rationnelle pour évaluer la résistance au cisaillement d'un gros enrochement donné, à partir d'essais réalisés sur un enrochement réduit homothétique, issu du même stock minéral.

Elle permet encore d'analyser l'effet combiné des granulométries (plus oumoins grosses), des pentes (plus ou moins raides), et de la hauteur des ouvrages, sur la stabilité des talus vis-à-vis de ruptures en cisaillement, en l'associant avec des résultats anciens [13] explicitant le facteur de sécurité (Figure 4a). Tout ceci mène alors à déterminer les conditions à respecter entre les gradations, les pentes, et la hauteur d'ouvrage, afin de maintenir le coefficient de sécurité à un niveau donné. Pour la valeur de référence usuelle en service Fs=1,375 (Recommandations CFBR 2015, barrages à masque), et pour des matériaux dont la résistance caractéristique correspond à la « courbe intrinsèque de tendance centrale » définie cidessus, on obtient la Figure 4b), adaptée de [11].

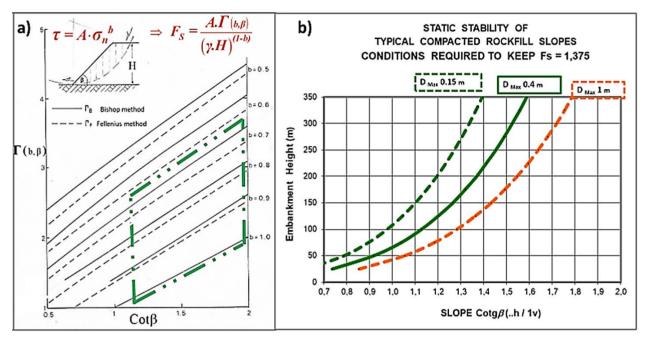


Figure 4 Effets d'échelle explicites dans la stabilité des talus vis-à-vis de la rupture en cisaillement

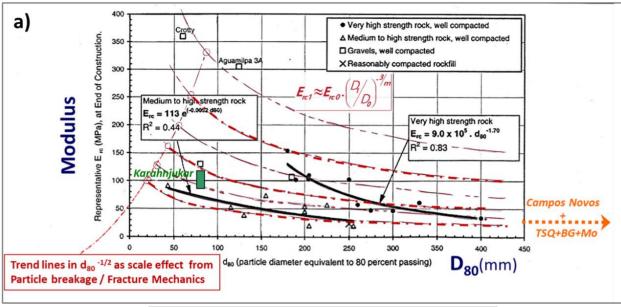
Cette Règle d'Effets d'Echelle s'applique aussi aux déformations, et aux « modules de rigidité apparents » des enrochements, pourvu que les règles de similitude énoncées plus haut soient respectées : $E_1 \approx E_0 \cdot \binom{D_1}{D_0}^{-\gamma_m}$

La Figure 5 en montre la mise en évidence [12] sur la corrélation entre module apparent et D_{80} – Fig 5a), et entre module apparent et épaisseur des couches à la mise en place- Fig 5b), résultant de mesures sur de nombreux ouvrages construits ([5], [6],[7]).

L'ensemble de ces effets d'échelle montre en particulier que pour de grands ouvrages, la pratique empirique de recharges aval à pentes raides indépendantes de la hauteur d'ouvrage, en très gros enrochements plus ou moins bien compactés en couches très épaisses, conduit immanquablement à des ouvrages déformables (Figure 5), et avec des marges de sécurité réduites sur leur stabilité aval (Figure 4).

Ils permettent d'expliquer une large part des incidents mentionnés en introduction.

L'évolution actuelle des procédures chinoises commence à intégrer ces notions.



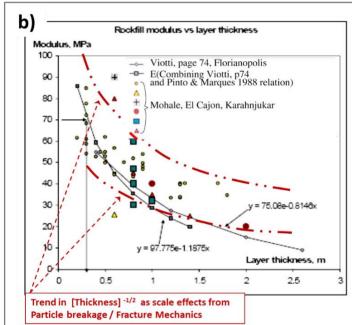


Figure 5 - Mise en évidence des effets d'échelle sur les modules de rigidité apparents- a) vis-à-vis du D_{80} - b) vis-à-vis de l'épaisseur des couches (conditionnée par D_{Max})

5. RESISTANCE SOUS SEISME

Les CFRD sont réputés présenter une résistance élevée vis-à-vis des séismes, d'après les performances des barrages de Cogoti au Chili (H= 83m), et surtout de Zipingpu dans la région de Chengdu en Chine (H=156m)durement secoué par le séisme du Wenchuan en 2008 (intensité 8).

L'évaluation de leur réponse [14] peut être faite avec une modélisation non-linéaire hystérétique pour les enrochements, associée à une modélisation en plasticité avec endommagement pour le masque en béton, montrant une forte amplification des efforts de compression dans le masque déjà notés en comportement statique.

Uns discussion détaillée sur le cas de Zipingpu assortie de recommandations assez complètes sur la conception des CFRD vis-à-vis de forts séismes, est donnée par Wieland [15].

6. PROBLEMATIQUE DES SURVERSES DANS LES SITUATIONS EXTREMES

Une surverse significative peut résulter d'un évènement hydrologique extrême, ou d'une perte de revanche suite à un mouvement sismique, et renvoie à la question de la stabilité de la recharge aval du barrage, d'une part au voisinage de la crête sous l'effet direct du déversement, et d'autre part au pied aval avec concentration des débits de surverse en fond de vallée (effets d'érosion externe), et l'émergence de débits infiltrés percolant au travers de la recharge aval.

Ce type de situation n'est pas usuellement pris en compte dans la conception de ce type de barrage ; il nécessiterait des mesures particulières fortes (adoucissement et renforcement du talus aval pour résister aux déversements, protections visàvis des érosions localisées en pied de talus en rive et en fond de vallée...).

REMERCIEMENTS

L'auteur remercie Tractebel Engineering d'avoir permis les développements présentés dans cet article.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] ICOLD 2010 Barrages en enrochement avec masque amont en béton- Concepts utiles à leur conception et à leur construction- Bulletin N°141, 408 p.
- [2] Zeyan Y., Jianping Z., Guocheng J., Yongjuan S., Zeping X., Fuqiang W. 2011 "Development of Concrete Face Rockfill Dams in China" Proc. 2nd International Symposium on Rockfill Dams, Rio de Janeiro, Oct 2011
- [3] Larson E., Kelly R., Dreese T., Fleming G., Wilkes J. "A permanent solution at Salt Spring Dam" Water Power & Dam Construction, March 2006
- [4] Cooke J. Barry 1999." The Development of Today's CFRD Dam". Proc. of the 2nd Symposium on CFRD dams, CBDB-Engevix-Copel, Florianópolis, Brazil, October 14-15, 1999
- [5] CBDB-ICOLD 2007- Proc. III Symposium on CFRD Dams Honouring Barry Cooke, Florianopolis, Brazil
- [6] Cruz P., Materon B., Freitas M. 2009 Concrete Face Rockfill Dams -448p., Oficina de Textos, Sao Paulo, ISBN 978-85-86238-84-0
- [7] Fell R., Mc Gregor P., Stapledon D., 2015 *Geotechnical Engineering of Dams -*2nd Ed., 1338p., CRC Press, ISBN 978-0-203-38731-3
- [8] Fallah H. 2013 "Important role of filters in hydraulic soil structures" Proc. 11th Purdue Geotechnical Society, Apr 2013
- [9] Hendron A.J., Ehasz J.L., Paul K. 2006 Tom Sauk Upper Dam Breach- Technical reasons for the Breach of Dec. 14, 2005 Report FERC No P-2277, May 2006
- [10] Frossard E., Nieto-Gamboa C., Robles J. 2015 "Design and construction of Mazar CFRD (Ecuador) -Behavior in service" Proc. XXVth International Congress on Large Dams, Q.98-R1, 21p., Stavanger (Norway), Jun 2015
- [11] Frossard E., 2018 Granular geomaterials dissipative mechanics- Theory and applications in Civil Engineering ISTE Ltd J. Wiley & Sons, 308 p., ISBN 978-1-78630-264-9
- [12] Frossard E., 2009 "On the structural safety of large rockfill dams" Proc. XXIIIrd International Congress on Large Dams, Q.91- R 39, 20p., Brasilia, May 2009
- [13] Charles J.A., Soares M. M."Stability of compacted rockfill slopes" Géotechnique, Vol 34, n°1, pp61-70, 1984
- [14] Dakoulas P. "Seismic behavior of Concrete Face Rockfill Dams" Proc. 11th ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Oct 2011, Valencia
- [15] Wieland M. "CFRDs in highly seismic regions" Proc. 1st International Symposium on Rockfill Dams, 12p., Chengdu, Oct 2009 see also International Water Power & Dam Construction, pp 28-31, March 2010

<u>ANNEXE</u>: FONCTIONNEMENT STRUCTURAL DU MASQUE VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS DE COMPRESSION DANS LE REMBLAI SOUS-JACENT – MECANISMES POTENTIELS DE RUPTURE ASSOCIES

Les diverses ruptures de masques survenues lors de la mise en service de grands ouvrages CFRD, différentes des usuels « problèmes de bord » enregistrés jusqu'alors près des rives, ont attiré l'attention sur la nécessité d'en préciser le fonctionnement structural, donnant lieu à des analyses complexes par modèles numériques intégrant de nombreux joints et interfaces.

La présente Annexe en propose un schéma simplifié analytique, qui se concentre sur les seuls effets de compression dans le plan du masque, tant horizontalement que dans le sens de la pente, engendrés par les composantes <u>parallèles au parement</u> des mouvements dans le corps de remblais sous-jacent. Ce schéma néglige en premier lieu les effets de précontrainte dus à la construction, c'est-à-dire que le masque est considéré comme relâché horizontalement et dans le sens de la pente, en fin de construction. Il envisage aussi pour simplifier dans un premier temps, le masque comme monolithique dans son épaisseur (pas de distinction avec le sous-masque) et les joints comme fermés.

A.1. Mouvements horizontaux du masque sur le remblais : glissement ou adhérence ?

Les modélisations numériques 3D indiquent qu'à la mise en eau, les barrages à masque présentent dans le remblais, à une certaine distance des bords, une zone affectée de mouvements de compressions horizontales sous le masque (ainsi qu'une zone affectée de compressions verticales, analysée plus loin).

Ces mouvements de compression proviennent d'un simple effet géométrique de coin ou de bouchon dans le corps du remblai détaillé dans [12]. Sous le masque, la zone qui présente ces déformations en compression, dessine une sorte de « bulle » dans la partie centrale, Figure A1, séparée des bords par une zone d'extensions horizontales, qui correspondent aux cisaillements de bord. Par ailleurs, les simulations numériques montrent que ces déformations de compression dans le remblai sous le masque sont très régulières dans la zone en compression : le long d'une horizontale, l'approximation par une valeur moyenne uniforme y est justifiée.

A.1.1 Equilibre horizontal du masque- Relation de base : l'effet de compression horizontal

Considérons l'équilibre d'une bande horizontale de largeur unitaire, en partant de la limite de la zone de remblais comprimée, Figure A1 a):

- si le masque adhère au remblais, les déformations de compression dans le remblais vont engendrer des contraintes de compression dans le masque , dont l'ordre de grandeur, pour la contrainte moyenne, vaut $\sigma_c(L) = E_c$. $\mathcal{E}_H(L)$, et la force unitaire de compression sur l'extrémité droite de notre bande vaut $f_c = \sigma_c(L)$. e, cette force unitaire de compression est nulle sur l'extrémité gauche de notre bande, celle-ci étant située sur le bord de la zone comprimée ;
- l'équilibre horizontal de la bande requiert que cette compression soit équilibrée par une réaction du remblais en cisaillement sous le masque, dont la sommation sur la longueur L vérifie : $\int_0^L \tau(l)dl = f_c(L)$ d'où $\int_0^L \tau(l)dl = \sigma_c(L)$.e
- comme par ailleurs le masque est supposé adhérent au remblais, la condition de non-glissement à l'interface implique $\tau \leq \sigma_n$. $tan\varphi$, et comme $\sigma_n = p$ (équilibre normal au masque), on obtient la condition de non-glissement : $p.tan\varphi \geq \sigma_c$ (L). e/L

Compte tenu du zonage dans l'ouvrage sous le masque (mise en place d'un multicouche de matériaux granulaires à granulométrie progressive, les plus fins sous le masque) la friction $\tan \varphi$ à prendre en compte est plutôt celle d'un gros sable moyennement compacté, soit de l'ordre de $\tan \varphi = 0.5$.

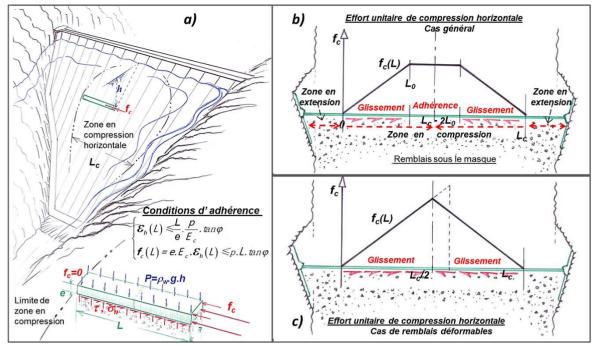


Figure A1 – Compressions horizontales dans le masque, entrainées par les déformations du remblai

A.1.2 Glissement ou adhérence ? Récapitulation des situations possibles

La condition simple de non-glissement renferme des indications précises sur le comportement du masque :

- a) en un endroit donné, si la déformation dans le remblais sous-jacent dépasse la valeur $\varepsilon_0(L) = \frac{\rho_W .g.h.L.tan\varphi}{E_C .e}$, il y aura

nécessairement glissement du masque ;

- b) lorsque la déformation du remblai est à peu près uniforme dans la zone comprimée ($\mathcal{E}_H(L) = \mathcal{E}_H$), il y aura <u>toujours</u> glissement, <u>depuis le bord de la zone comprimée, jusqu'à une certaine largeur L_0 qui vaut $L_0 = \frac{E_c \cdot e \cdot \mathcal{E}_H}{\rho_w \cdot g \cdot h \cdot tan \varphi}$ </u>

A titre d'exemple : pour h=67m, Ec=20 000 MPa, e=0,5m, ϵ_{H} = 0,002 , et pour $\tan \phi$ =0,5 environ, on trouve une largeur de zone en glissement de L_{0} = 60m environ.

Sur cette largeur en glissement, l'effort unitaire de compression dans le masque devient indépendant de la valeur de la déformation dans le remblai sous-jacent, et vaut $f_c(L) = \rho_w.g.h.L.\ tan\varphi$. La contrainte moyenne de compression vaut $\sigma_c(L) = f_c(L) / e = E_c. \varepsilon_H$, ce qui donne au bout de la zone en glissement, avec les données de l'exemple : 40 MPa environ en contrainte moyenne dans l'épaisseur du masque, et davantage en contrainte maximale.

 c) Dans ce cas, en effectuant un raisonnement symétrique à partir de l'autre bord de la zone comprimée, on obtient le diagramme de l'effort unitaire de compression sur toute la largeur de la zone comprimée L_c, le long d'une horizontale, Figure A1 b):

Si L_0 est plus grand que L_c /2, ce qui se produit toujours lorsque \mathcal{E}_H est suffisamment fort (remblais particulièrement déformables), alors le glissement gagne toute la largeur comprimée, et le diagramme de l'effort unitaire en compression devient celui de la Figure A1c), avec un maximum marqué au centre.

A.2 Mécanisme de rupture du masque par compression horizontale- Joints de décompression

A.2.1 Mécanisme de rupture

Dans la zone la plus comprimée du masque (+ sous-masque), au centre de l'ouvrage, la résistance en compression du masque peut être dépassée par ces compressions horizontales, et provoquer un écrasement du béton, d'abord au droit d'un joint central (singularité structurale), qui va se développer le long de la zone la plus comprimée, donc au centre du masque et le long de la pente. Ce mode de rupture par compressions horizontales le long d'un joint au milieu de la zone comprimée, ressemble fortement aux ruptures enregistrées, en particulier sur les 4 barrages : Barra Grande (185m) et Campos Novos (202m) au Brésil, Mohale (140m) au Lesotho, et Tiangshenquiao (180m) en Chine.

A.2.2 Joints de décompression

Pour éviter les désordres causés par ces ruptures en compression, la mesure palliative la plus efficace est d'empêcher l'accumulation de compressions dans l'ensemble masque + sous-masque, en réalisant des **joints de décompression recoupant l'ensemble masque + sous-masque**, coupant ainsi toute transmission de compressions horizontales. Pour que ces joints soient efficaces et ne se remettent pas en compression après s'être refermés, leur largeur efficace de compression Δ doit être au moins de $\Delta(L) = I_j \cdot \mathcal{E}_H(L)$, avec I_j espacement entre joints. Dans ce cadre, espacement entre joints et taux de renforcement dans les dalles peuvent être réglés de manière à supporter la compression unitaire maximale $f_c(L) < f_c(I_j/2) = (I_j/2)$. ρ_W -g-h. $tan \varphi$, avec un coefficient de sécurité adéquat.

Dans ce cas, le diagramme des effort de compression unitaires dans l'ensemble est donné par la Figure A2.

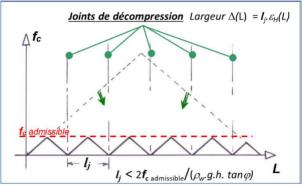


Figure A2

Si au lieu de joints de décompression recoupant intégralement l'ensemble masque + sous-masque, les joints de décompression ne concernent que le masque seul, laissant conservée la continuité du sous-masque, alors les compressions unitaires dues aux cisaillements ne pourront pas être relâchées. Ces compressions pourront donc s'établir suivant la répartition des compressions unitaires et des contraintes de compression moyennes entre masque et sous-masque. L'analyse montre que le sous-masque s'y trouvera fortement surchargé au droit des joints incomplets. Dans ce cas, un mécanisme de rupture analogue à celui décrit plus haut pourra se produire, mais en commençant ici par la rupture du sous-masque.

A 2.3 Effet des éventuelles précontraintes dues à la construction

Lors de la construction du corps de l'ouvrage, des tassements significatifs se produisent dans la masse sous l'effet du poids propre, alors que le sous-masque est déjà en place. Il en résulte ici aussi des mouvements de compressions horizontales dans le remblai sous-jacent, dans la zone centrale du parement amont. Les simulations numériques indiquent que l'étendue de cette zone en compression dans le remblais sous le parement amont, résultant des mouvements de construction, est plutôt voisine de la configuration qu'elle aura ensuite lors des mouvements de mise en eau. Il ya donc possibilité de mise en compression du sous-masque à la construction, avec déjà déclenchement de glissements au contact, et un effet de précontrainte dans les bétons du sous-masque.

Lors de la mise en eau, les contraintes résultant des mouvements de mise en eau vont s'ajouter à ces contraintes de construction dans le sous-masque. Il s'ensuit que les effets de précontrainte dus à la construction, constituent un facteur aggravant vis-à-vis du mécanisme de rupture des masques par compression horizontale. C'est également le cas vis-à-vis des ruptures par compression dans le sens de la pente.

A 2.4 Désolidarisation éventuelle à l'interface masque/sous-masque

Enfin la désolidarisation à l'interface entre le masque et le sous-masque en béton extrudé est parfois mise en place à la construction, par une épaisseur de bitume suffisante (Karahnjukar). Dans cette disposition, vis-à-vis de la transmission des compressions, le masque désolidarisé ne participe plus directement, et si le sous-masque n'est pas muni de joints de décompression, c'est donc lui qui supporte tout tant qu'il n'est pas rompu. Il faut donc s'attendre ici encore à des ruptures par compressions horizontales dans la partie centrale du masque, initialisées encore par la rupture du sous-masque, si celui-ci n'est pas muni de joints de décompression.

A.3 Effet des compressions dans le sens de la pente

Outre les compressions horizontales, les modélisations numériques 3 D indiquent qu'à la mise en eau, les barrages à masque présentent aussi dans le remblais, une zone affectée de mouvements de compressions dans le sens de la pente sous le masque. Pour des ouvrages de forme régulière (vallée « en berceau »), les simulations montrent que:

- le pied amont de l'ouvrage se trouve déformé en extension dans le sens de la pente jusqu'à une certaine hauteur;
- au dessus, le remblais sous le parement amont se trouve déformé en compression dans le sens de la pente, jusqu'à la crête de l'ouvrage lorsque la mise en eau est complète.

Il s'ensuit que, tout comme dans le cas des compressions horizontales, on doit considérer la possibilité de glissements dans le sens de la pente, avec mises en compression par effet d'accumulation de cisaillements d'interface, et analyser les mécanismes de rupture associés.

A.3.1 Relations d'équilibre le long de la pente – Compression maximale dans le masque

On analyse ici aussi l'équilibre d'une bande de masque, de largeur unitaire, le long de la pente, la différence étant qu'ici, la pression est variable le long du profil. Pour simplifier l'analyse, on se restreint ici aux situations où la ligne de compression nulle coincide avec la surface de la retenue.

La condition de non-glissement devient, en notant ε_p (L) la déformation de contraction dans le sens de la pente dans le remblais sous-jacent au masque : $\int_0^L \tau dl \ge f_c(L)$ ou encore $\int_0^L \rho_w .g.h.tan\rho_{Mobilisé} dl \ge E_c .\varepsilon_p(L).e(L)$

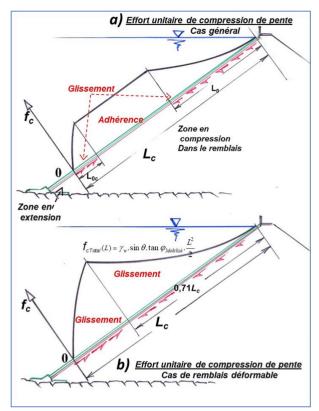
Tout comme pour les compressions horizontales, on en déduit que :

- a) si la déformation dans le remblais dépasse la valeur $\varepsilon_p(L) = \frac{\gamma_w \cdot \sin \theta \cdot \tan \varphi_{Mobilis\acute{e}}}{2E_c \cdot e(L)} \cdot L^2$, il y aura nécessairement glissement du masque sur le corps des remblais ; et dans la zone supérieure en glissement, l'effort unitaire en compression vaut : $f_{c \cdot Total}(L) = \gamma_w \cdot \sin \theta \cdot \tan \varphi_{Mobilis\acute{e}} \cdot \frac{L^2}{2}$
- b) lorsque la déformation du remblais est suffisamment uniforme pour pouvoir être représentée par une valeur moyenne ε_p , les largeurs de zones en glissement à partir des limites de la zone comprimée de longueur totale L_c , peuvent être déterminées, pour la zone en glissement supérieure $L_0 \approx \sqrt{\frac{2E_c.e.\varepsilon_p}{\gamma_w.\sin\theta.\tan\varphi_{Mobilis\acute{e}}}}$; et pour la zone en glissement

inférieure :
$$L_{0c} \approx L_c \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2E_c.e.\varepsilon_p}{\gamma_w.\sin\theta.\tan\varphi_{Mobilisé}.L_c^2}} \right)$$

Les diagrammes d'efforts unitaires de compression dans le masque engendrés par l'accumulation de cisaillements à la base, peuvent ensuite être tracés, pour le cas général avec une partie du masque en glissement et une partie du masque adhérente, Figure A3a). Si la déformation est suffisamment forte dans la zone de remblais en compression, ce qui se produit dès que L₀ devient plus grand que Lc , il y a nécessairement glissement sur toute la zone comprimée, et le point d'équilibre, qui n'est plus au milieu de la zone glissée à cause du profil triangulaire des pressions, se trouve à 71% de la longueur totale en compression, comptés à partir du haut, Figure A3b).

Ici, il n'ya en général pas de joints horizontaux ouverts, et donc la discussion sur l'effet des joints est sans objet.



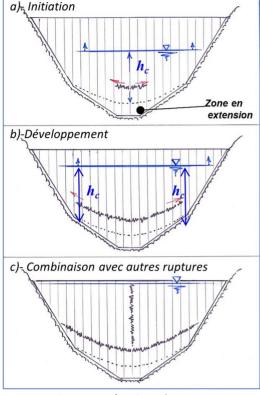


Figure A3 Compressions dans le sens de la pente

Figure A4 Mécanisme de rupture

A.3.2 Effet supplémentaire du poids propre

Il convient d'ajouter à cet effet de compression, l'effet du poids propre du masque lui-même, qui se décompose en une composante directe en contrainte de compression d'une part, et une composante indirecte résultant de la reprise de la composante normale au parement en cisaillement additionnel résultant du glissement avec friction, d'autre part. L'ordre de grandeur de l'effort unitaire de compression additionnel résultant de cet effet de poids propre est : $f_c(L) = \gamma_c \cdot \left(\sin\theta + \cos\theta \tan\phi_{\text{Mobilist}}\right) \int_0^L \left[e_{\text{M}}(l) + e_{\text{SM}}(l)\right] dl \text{ . Dans l'hypothèse d'un sous-masque moins raide que le masque, la contrainte moyenne additionnelle due au poids propre de l'ensemble masque + sous-masque, est reprise pour l'essentiel par le masque$

Pour une longueur L de 100m, avec les autres données de l'exemple, avec un *Tanφ* Mobilisé de 0,5 , la contrainte de compression moyenne dans le masque hors poids propre est de 35 MPa environ (on suppose que la participation du sousmasque est faible), la contrainte additionnelle moyenne due à l'effet de poids propre serait dans le masque d'environ 2,5 MPa, ce qui est déjà significatif.

A.3.4 Mécanisme et figures de rupture

Dans le sens de la pente, la forme en dents de scie du sous-masque, et sa structure par empilement, font que le contraste de rigidité structural est sans doute du côté de la situation « rigidité relative du sous-masque faible par rapport à celle du masque ». En cas de glissement de l'ensemble sur le corps du remblais, l'accumulation des compressions sera reprise essentiellement dans le masque, ce qui conduit à envisager la rupture par compression et flambement, lors de la mise en charge de l'ouvrage. De même que pour les compressions horizontales, les ordres de grandeurs montrent que la rupture par compression dans le sens de la pente est tout à fait plausible, y compris en tenant compte d'un $Tan\varphi_{Mobilis\acute{e}}$ modéré. Le scénario de rupture est alors le suivant, Figure A4:

- dès que le niveau de retenue dépasse une certaine hauteur critique h_c au dessus de la zone en extension au pied de l'ouvrage, une rupture en compression / flambement dans le sens de la pente se déclenche dans la partie basse de l'ouvrage, à environ 71% de cette profondeur critique, Figure A4 a) ;
- lorsque le remplissage de la retenue se poursuit, cette rupture en compression / flambement dans le sens de la pente se développe latéralement de part et d'autre, suivant une ligne approximativement parallèle à la limite de la zone en extension, Figure A4 b), cette rupture s'accompagne des mouvements suffisants pour assurer le relâchement des compressions en excès, c'est-à-dire par chevauchement de la partie supérieure du masque sur la partie inférieure.

La combinaison de ce mode de rupture avec celui des compressions horizontales, mène donc au schéma combiné de la Figure A4 c), qui correspond bien au schéma des ruptures observées à Campos Novos en Juin 2006, Figure 2.

A.3.5 Problématique de l'épaisseur du masque

A moins de mettre en œuvre de joints de décompression horizontaux, opération qui requiert d'éviter qu'is ne se referment pendant la construction, il n'est pas possible ici d'éliminer simplement ces compressions. De ce fait, cet effet de compressions dans le sens de la pente demanderait d'augmenter sensiblement l'épaisseur des masques en partie basse pour leur permettre de supporter ces compressions, en proportion du diagramme des efforts de compression unitaires de la Figure A4. En incluant en première approximation l'effet de poids propre dans un coefficient de sécurité Fs, on peut obtenir la loi donnant l'épaisseur du masque requise pour résister à ces compressions dans le sens de la pente.Dans la zone en glissement à partir de la crête (figure A4), l'épaisseur du masque est alors donnée par :

$$e_{M}(L) \ge F_{s} \cdot \frac{\gamma_{w} \cdot \sin \theta \cdot \tan \varphi_{Mobilis\acute{e}}}{2R_{c}} \cdot L^{2}$$

Fixant des valeurs-type pour les différents paramètres, on peut comparer les épaisseurs requises par cette formule, avec l'épaisseur usuelle résultant de la formule empirique e=0,3+0,003h (m). Cette comparaison, en prenant comme données une résistance à la compression nominale du béton Rc de 40 MPa, un $Tan \varphi_{Mobilisé}$ de 0,5, et une pente de parement amont de 1,4h / 1v, conduit aux résultats suivants :

- a) les épaisseurs usuelles des masques seraient juste suffisantes vis-à-vis de la rupture par compression dans le sens de la pente, tant que la profondeur de la compression maximale demeure dans le cadre d'ouvrages moyens (pour Fs=1 l'épaisseur requise excède l'épaisseur de la formule empirique à une profondeur de compression maximale de l'ordre de 70m correspondant à un ouvrage de 110 à 130m de hauteur) ; toutefois, tenant compte ici du calcul sur des compressions moyennes, il faudrait intégrer un coefficient de sécurité significatif pour s'assurer de l'intégrité du masque;
- b) pour de très grands ouvrages, si la déformabilité du remblais est suffisante pour que l'ouvrage soit dans la situation de la Figure A4b), il faudrait des épaisseurs de masque en partie basse nettement plus fortes que celles données par les formules empiriques (qui ont été ajustées, rappelons-le, par des considérations de gradients hydrauliques admissibles sur des ouvrages moyens...), ou s'attendre à voir le genre de rupture de Campos-Novos se reproduire.

Cette comparaison ne doit pas être trop poussée audelà de ces constatations, car vu les épaisseurs en jeu, l'indépendance approximative entre les mouvements dans le remblais et le masque supposée dans la présente approche, n'est plus vérifiée. Enfin, la question dépend d'une grandeur-clé pour laquelle peu de données sont accessibles : la valeur du Tan o Mobilisé.