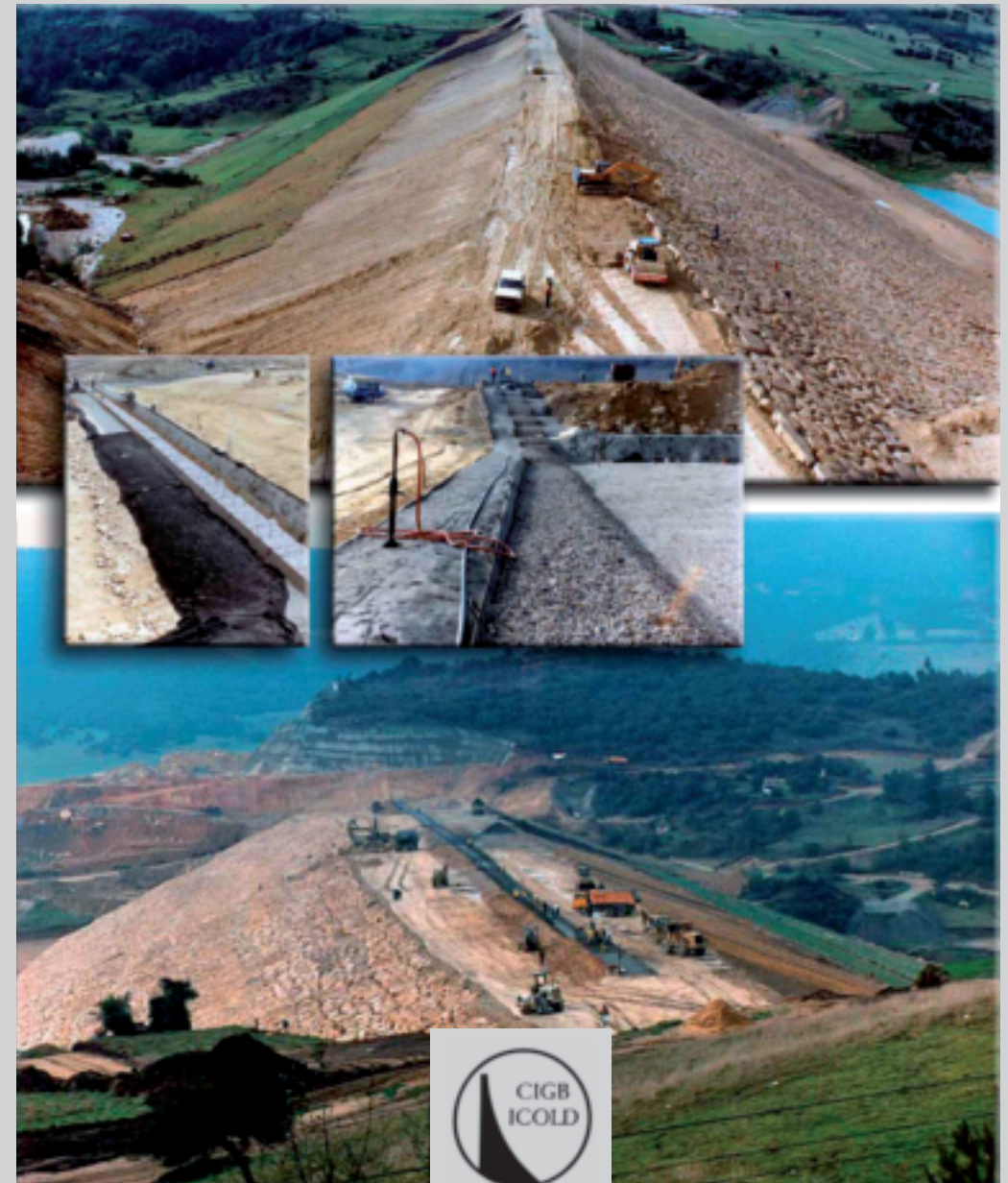


# WEAK ROCKS AND SHALES IN DAMS

## ROCHES MÉDIOGRES ET PÉLITES DANS LES BARRAGES

Bulletin 134

WEAK ROCKS AND SHALES IN DAMS  
ROCHES MÉDIOGRES ET PÉLITES DANS LES BARRAGES



INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS  
COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES  
151, boulevard Haussmann - 75008 Paris - France  
Téléphone : (33) 01 53 75 16 52 - Fax : (33) 01 40 42 60 71  
<http://www.icold-cigb.org/>



Cover: San Rafael Dam (Colombia)

*Couverture : Barrage de San Rafael (Colombie)*

**AVERTISSEMENT – EXONÉRATION DE RESPONSABILITÉ :**

Les informations, analyses et conclusions contenues dans cet ouvrage n'ont pas force de Loi et ne doivent pas être considérées comme un substitut aux réglementations officielles imposées par la Loi. Elles sont uniquement destinées à un public de Professionnels Avertis, seuls aptes à en apprécier et à en déterminer la valeur et la portée.

Malgré tout le soin apporté à la rédaction de cet ouvrage, compte tenu de l'évolution des techniques et de la science, nous ne pouvons en garantir l'exhaustivité.

Nous déclinons expressément toute responsabilité quant à l'interprétation et l'application éventuelles (y compris les dommages éventuels en résultant ou liés) du contenu de cet ouvrage.

En poursuivant la lecture de cet ouvrage, vous acceptez de façon expresse cette condition.

**NOTICE – DISCLAIMER :**

The information, analyses and conclusions in this document have no legal force and must not be considered as substituting for legally-enforceable official regulations. They are intended for the use of experienced professionals who are alone equipped to judge their pertinence and applicability.

This document has been drafted with the greatest care but, in view of the pace of change in science and technology, we cannot guarantee that it covers all aspects of the topics discussed.

We decline all responsibility whatsoever for how the information herein is interpreted and used and will accept no liability for any loss or damage arising therefrom.

Do not read on unless you accept this disclaimer without reservation.

Original text in English  
French translation by the Moroccan and French Committees  
Layout by Nathalie Schauner

*Texte original en anglais  
Traduction en français par les Comités Marocain et Français  
Mise en page par Nathalie Schauner*

# **WEAK ROCKS AND SHALES IN DAMS**

---

# **ROCHES MÉDIOGRES ET PÉLITES DANS LES BARRAGES**

---

---

Commission Internationale des Grands Barrages - 151, bd Haussmann, 75008 Paris  
Tél. : (33-1) 53 75 16 52 - Fax : (33-1) 40 42 60 71  
E-mail : [secretaire.general@icold-cigb.org](mailto:secretaire.general@icold-cigb.org)  
Site : [www.icold-cigb.net](http://www.icold-cigb.net)

---

COMMITTEE ON MATERIALS FOR FILL DAMS  
COMITÉ DES MATÉRIAUX POUR BARRAGES EN REMBLAI

*Chairman/Président*

Colombia/Colombie

A. Marulanda

*Vice-Chairman*

Russia/Russie

V.G. Radchenko

*Members/Membres*

Australia/Australie

C. Bradbury

Austria/Autriche

P. Tschernutter

Brazil/Brésil

J. Pimenta de Avila

Bulgaria/Bulgarie

N.I. Dimitrov

Canada

J-P. Tournier

China/Chine

L. Nenghui

Finland/Finlande

A. Leskela

France

J-J. Fry

Germany/Allemagne

D. Godde

India/Inde

N. Viswanathan

Iran

N. Tarkech Douz

Italy/Italie

R. Jappelli

Japan/Japon

Yugi Kogo

Pakistan

N. Haider

A. Zarar

Portugal

E. Maranha das Neves

South Africa/Afrique du Sud

H.F. Elges

Spain/Espagne

C. Olalla

Switzerland/Suisse

P. Brenner

United Kingdom/Royaume-Uni

R.C. Bridle

USA/États-Unis

D.E. Kleiner

---

## SOMMAIRE

---

AVANT-PROPOS

1. INTRODUCTION
2. CARACTÉRISTIQUES  
GÉOLOGIQUES ET  
GÉOTECHNIQUES  
DES REMBLAIS EN ROCHES  
MÉDIOGRES ET PÉLITES
3. ROCHES MÉDIOGRES ET  
PÉLITES UTILISÉES  
DANS LA RECHARGE
4. PÉLITES ET ROCHES  
MÉDIOGRES  
DANS LES NOYAUX
5. PÉLITES DANS LES  
FONDACTIONS DE BARRAGES
6. RÉSUMÉ DES PRATIQUES  
DE CONSTRUCTION  
DANS UN ÉCHANTILLON  
INTERNATIONAL  
DE BARRAGES UTILISANT  
DES PÉLITES ET  
DES ROCHES MÉDIOGRES  
COMME REMBLAI
7. RÉFÉRENCES
8. FIGURES

---

## CONTENTS

---

FOREWORD

1. INTRODUCTION
2. GEOLOGICAL AND  
GEOTECHNICAL  
CHARACTERISTICS  
OF WEAK ROCK  
AND SHALE FILLS
3. WEAK ROCKS AND SHALES  
USED AS SHOULDER FILL
4. SHALES AND WEAK ROCKS  
USED AS CORE FILL
5. SHALE IN THE FOUNDATIONS  
OF DAMS
6. SUMMARIES OF  
CONSTRUCTION PRACTICE IN  
AN INTERNATIONAL SAMPLE  
OF DAMS USING SHALES AND  
WEAK ROCKS AS FILL
7. REFERENCES
8. FIGURES

---

# TABLE DES MATIÈRES

---

AVANT-PROPOS .....	14
1. INTRODUCTION .....	16
1.1. Objet du Bulletin .....	16
1.2. Plan du Bulletin .....	16
1.3. Importance de l'utilisation de roches médiocres et de pélites dans les barrages .....	16
1.4. Performance des remblais à base de roches médiocres .....	18
1.5. Granulométries creuses et granulométries pleines .....	18
1.6. Exemples d'utilisation de pélites et de roches médiocres en tant que remblai .....	22
1.7. Problèmes des fondations en pélites .....	22
1.8. Exemple de remblais en pélites utilisées dans les barrages – Barrage Carsington (Royaume-Uni) .....	22
2. CARACTÉRISTIQUES GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES DES REMBLAIS EN ROCHES MÉDIOCRES ET PÉLITES .....	26
2.1. Origine des roches médiocres .....	26
2.2. Caractéristiques spéciales des pélites .....	30
2.2.1. Définition des pélites .....	30
2.2.2. Définition générale des pélites .....	30
2.2.3. Description de pélites .....	32
2.2.4. Joints et litage .....	34
2.2.5. Propriétés géotechniques et comportement des pélites .....	34
2.2.6. Fouilles dans les pélites et instabilité des pentes .....	36
2.2.7. Recompactage de pélites .....	36
2.2.8. Ramollissement et pressions de confinement .....	36
2.3. Expériences et inquiétudes passées à propos des roches médiocres et pélites utilisées dans les barrages en remblai .....	38
2.3.1. Roches médiocres et pélites comme enrochements ou terre de remblai .....	38
2.3.2. Utilisation de fines dans les enrochements .....	40
2.3.3. Point de contacts et lessivage .....	40

---

# TABLE OF CONTENTS

---

FOREWORD .....	15
1. INTRODUCTION .....	17
1.1. Scope of the Bulletin .....	17
1.2. Layout of Bulletin .....	17
1.3. Importance of using weak rocks and shales in dams .....	17
1.4. Performance of fills from weak rocks .....	19
1.5. Under filled and filled gradings .....	19
1.6. Examples of the uses of shale and weak rocks as fill .....	23
1.7. Foundation problems in shales .....	23
1.8. Example of shale fill used for dam - Carsington Dam (UK) .....	23
2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL CHARACTERISTICS OF WEAK ROCK AND SHALE FILLS .....	27
2.1. Sources of weak rockfills .....	27
2.2. Special features of shales .....	31
2.2.1. A definition of shale .....	31
2.2.2. General definition of shale .....	31
2.2.3. Description of shale .....	33
2.2.4. Jointing and bedding .....	35
2.2.5. Geotechnical properties and behaviour of shales .....	35
2.2.6. Excavation in shales and slope instability .....	37
2.2.7. Re-compaction of shale .....	37
2.2.8. Softening and confining pressures .....	37
2.3. Past experience and concerns about weak rocks and shale used as dam fill .....	39
2.3.1. Weak rocks and shale as rockfill or earthfill .....	39
2.3.2. Use of fines in rockfill .....	41
2.3.3. Point contacts and sluicing .....	41

2.4. Critères modernes pour l'utilisation des roches médiocres et altérées et des pélites dans les remblais .....	44
2.4.1. Influence de la granulométrie et du placement sur le comportement des remblais avec des particules médiocres .....	44
2.4.2. Granulométrie « creuse » et « pleine » .....	46
2.5. Granulométrie des remblais en roches médiocres comme observée sur le terrain .....	48
2.6. Résistance du remblai provenant du rocher médiocre .....	50
2.7. Dégradation possible des remblais des pélites indurés aux argiles .....	54
2.8. Dégradation géotechnique des roches médiocres .....	54
2.9. Résistance au niveau des surfaces de construction .....	56
2.10. Compressibilité des remblais réalisés avec des roches médiocres .....	58
2.11. Compression et tassement différés post-construction .....	62
2.12. Effets de l'arrosage sur les remblais en pélites et rochers médiocres	68
2.13. Densités typiques de quelques remblais en pélites indurées .....	70
2.14. Essais de contrôle et auscultation des remblais en roches médiocres	70
2.15. Conclusions sur l'utilisation des pélites et des roches médiocres comme remblai .....	72
<b>3. ROCHES MÉDIOGRES ET PÉLITES UTILISÉES DANS LA RECHARGE .....</b>	<b>74</b>
3.1. Expérience dans l'utilisation des roches médiocres et des pélites dans la recharge .....	74
3.2. Excavation dans les zones d'emprunt et carrières .....	76
3.3. Épandage et compactage des remblais de pélites dans les recharges de barrages .....	78
3.4. Exemples de remblais en pélites dans les recharges de barrages .....	84
3.4.1. Llyn Brianne, Pays de Galles .....	84
3.4.2. Balderhead, Angleterre .....	86
3.5. Spécifications, contrôles et conformité .....	88
3.6. Conclusions et évaluation .....	88
<b>4. PÉLITES ET ROCHES MÉDIOGRES DANS LES NOYAUX .....</b>	<b>90</b>
4.1. Utilisation de pélites et roches médiocres en remblai des noyaux .....	90
4.2. Considérations géotechniques .....	90



2.4. Modern criteria for the use of weak and weathered rock and shale for embankment fill .....	45
2.4.1. Influence of grading and packing on the behaviour of fills with weak particles .....	45
2.4.2. Under filled and filled gradings .....	47
2.5. Grading of fills from weak rocks as observed in the field .....	49
2.6. Strength of fill from weak rock .....	51
2.7. Possible degradation of mudstone fills to clay .....	55
2.8. Geochemical degradation of weak rockfills .....	55
2.9. Strength on construction surfaces .....	57
2.10. Compressibility of fills from weak rock .....	59
2.11. Delayed post construction compression and settlement .....	63
2.12. Effects of watering fills in shale and weak rocks .....	69
2.13. Typical densities of some fills from mudstone .....	71
2.14. Control testing and monitoring of fills from weak rocks .....	71
2.15. Conclusions on the use of shale and weak rocks as fill .....	73
3. WEAK ROCKS AND SHALES USED AS SHOULDER FILL .....	75
3.1. Experience in the use of weak rocks and shales as shoulder fill .....	75
3.2. Excavation in borrow pits and quarries .....	77
3.3. Spreading and compaction of shale fills in dam shoulders .....	79
3.4. Examples of shale fill used in the shoulders of dams .....	85
3.4.1. Llyn Brianne, Wales .....	85
3.4.2. Balderhead, England .....	87
3.5. Specifications, controls and compliance .....	89
3.6. Conclusions and assessment .....	89
4. SHALES AND WEAK ROCKS USED AS CORE FILL .....	91
4.1. Use of shales and weak rocks as core fills .....	91
4.2. Geotechnical considerations .....	91

4.3. Excavation en carrières et zones d'emprunt, étalage et compactage des pélites et roches médiocres pour utilisation dans les noyaux des barrages .....	92
4.4. Exemples de remblai de pélites en noyaux de barrage .....	98
4.4.1. Barrage Karkheh (Iran) .....	98
4.4.2. Barrage Empingham (Royaume-Uni) .....	100
5. PÉLITES DANS LES FONDATIONS DE BARRAGES .....	102
5.1. Conditions des fondations en pélites .....	102
5.1.1. Joints et litage .....	102
5.1.2. Propriétés géotechniques et comportement des pélites .....	102
5.1.3. Surconsolidation .....	102
5.1.4. Instabilité des talus selon les surfaces de découpage et les plans de cisaillement préexistant dans les pélites .....	104
5.1.5. Pressions de gonflement à l'excavation .....	106
5.2. Impact des processus géologiques sur la fondation en pélites des barrages .....	106
5.3. Exemples de fondations de barrages sur pélites .....	108
5.3.1. Barrage Gardner, Canada .....	108
5.3.2. Barrage d'Empingham (Rutland Water), Royaume-Uni .....	108
5.3.3. Autres exemples de fondation de barrage sur pélites .....	110
6. RÉSUMÉ DES PRATIQUES DE CONSTRUCTION DANS UN ÉCHANTILLON INTERNATIONAL DE BARRAGES UTILISANT DES PÉLITES ET DES ROCHES MÉDIOCRES COMME REMBLAI .....	112
7. RÉFÉRENCES .....	160
8. FIGURES .....	166

4.3. Excavation in quarries or borrow pits, spreading and compaction of shales and weak rocks for use in dam cores .....	93
4.4. Examples of shale fill used as core in dams .....	99
4.4.1. Karkheh Dam, Iran .....	99
4.4.2. Empingham Dam, England .....	101
5. SHALE IN THE FOUNDATIONS OF DAMS .....	103
5.1. Foundation conditions in shale .....	103
5.1.1. Jointing and bedding .....	103
5.1.2. Geotechnical properties and behaviour of shales .....	103
5.1.3. Overconsolidation .....	103
5.1.4. Slope instability through downcutting and pre-existing shear planes in shales .....	105
5.1.5. Swelling pressures on excavation .....	107
5.2. Impact of geological processes on dam foundations in shale .....	107
5.3. Examples of shales in dam foundations .....	109
5.3.1. Gardner Dam, Canada .....	109
5.3.2. Empingham Dam (Rutland Water), UK .....	109
5.3.3. Other examples of shale foundations to dams .....	111
6. SUMMARIES OF CONSTRUCTION PRACTICE IN AN INTERNATIONAL SAMPLE OF DAMS USING SHALES AND WEAK ROCKS AS FILL .....	113
7. REFERENCES .....	160
8. FIGURES .....	166

---

## FIGURES

---

Fig. 1. Mise en place et granulométrie pleine et creuse .....	166
Fig. 2. Changements de granulométrie du remblai en Gabbro entièrement altéré du barrage Kalavastos, à Chypre, dus à la mise en place sur terrain et au compactage et aux essais en laboratoire .....	167
Fig. 3. Résistance du remblai en enrochement de Gabbro non altéré et du remblai compacté réalisé par du Gabbro altéré du barrage Kalavastos, Chypre, mesurée à la boîte de cisaillement direct de 300 mm .....	168
Fig. 4. Résistance des remblais provenant des enrochements durs et médiocres (Abayesekers <i>et al.</i> , 1978 ; Annegnosti & Popovic, 1982, Brown, 1988; Chalmers <i>et al.</i> , 1993 ; Charles & Watts, 1980 ; Charles, 1990s ; Vaughan, 1973) .....	169
Fig. 5. Génération de fines argileuses à partir du remblai de pélites indurées carbonifères du barrage Balderhead, Royaume-Uni, sur la surface de tracé d'une route (après Vaughan, 1973) .....	170
Fig. 6. Influence de la dégradation et du vieillissement sur la résistance du remblai en pélite indurée carbonifère au barrage Balderhead (Vaughan, 1973) .....	171
Fig. 7. Formation d'une surface cisailée à la base d'une couche humide de remblai par le déplacement relatif durant le compactage et roulage (Après Whyte et Vacalis, 1988).....	172
Fig. 8. La contrainte de cisaillement mobilisée dans les surfaces horizontales dans la digue du barrage Carsington à cause de l'infiltration constante à long terme dans le talus aval et de la vidange non drainée du talus amont .....	173
Fig. 9. Compression de quelques remblais à partir de rocher médiocre, mesurée sur le terrain et au oedomètre. Les granulométries sont pleines ou presque pleines .....	174
Fig. 10. Tassement observé dans la pélite indurée carbonifère / remblai de siltite de la première digue de Carsington .....	175
Fig. 11. Coupe type du barrage de Roadford, Royaume-Uni .....	176
Fig. 12. Tassement post construction de la crête et du talus aval du barrage Roadford .....	177
Fig. 13. Tassement de post construction du mur de crête au barrage Roadford.....	178
Fig. 14. Compression du remblai inférieur plus humide au barrage Roadford durant et après la construction .....	179
Fig. 15. Compression du remblai supérieur sec au barrage Roadford durant et après la construction .....	180

---

---

## FIGURES

---

Fig. 1.	Under-filled and filled packing and grading .....	166
Fig. 2.	Changes in grading of fill from completely weathered Gabbro from Kalavastos Dam, Cyprus, due to field placing and to compacting and testing in the laboratory .....	167
Fig. 3.	Strength of unweathered Gabbro rockfill and compacted fill from completely weathered Gabbro from Kalavastos Dam, Cyprus, measured in a 300 mm square direct shear box .....	168
Fig. 4.	Strength of fills from strong and weak rock (Abayesekers <i>et al.</i> , 1978; Annegnosti & Popovic, 1982; Brown, 1988; Chalmers <i>et al.</i> , 1993; Charles & Watts, 1980; Charles 1990s; Vaughan 1973) .....	169
Fig. 5.	Generation of clayey fines from Carboniferous mudstone fill from Balderhead Dam, UK, on the surface of a haul road (after Vaughan, 1973) .....	170
Fig. 6.	Influence of degradation and aging on the strength of Carboniferous mudstone fill at Balderhead Dam (Vaughan, 1973) .....	171
Fig. 7.	Formation of a sheared surface at the base of a wet layer of fill by relative displacement during compaction and trafficking (After Whyte et Vacalis, 1988) .....	172
Fig. 8.	Shear stress mobilised on horizontal surfaces in the Carsington embankment due to long-term steady seepage in the downstream slope and to undrained drawdown of the upstream slope .....	173
Fig. 9.	Compression of some fills from weak rock measured in the field and in the oedometer. The gradings are filled or near filled .....	174
Fig. 10.	Collapse settlement observed in the Carboniferous mudstone / Siltstone fill of the first Carsington embankment .....	175
Fig. 11.	Cross-section of Roadford Dam, UK .....	176
Fig. 12.	Post-construction settlement of the crest and downstream slope of Roadford Dam .....	177
Fig. 13.	Post-construction settlement of the crest wall at Roadford Dam .....	178
Fig. 14.	Compression of the wetter, lower fill at Roadford Dam during and after construction .....	179
Fig. 15.	Compression of the drier upper fill at Roadford Dam during and after construction .....	180

---

Fig. 16. Densités typiques de certains remblais constitués d'argilite et de marlstone - structure et perméabilité .....	181
Fig. 17. Dégradation lente d'une argilite flysch en provenance du projet Evinos, en Grèce, suite à des compactages successifs, en laboratoire (Cavounides, 1994) .....	182
Fig. 18. Tassement et compression pendant le compactage de remblais en argilite carbonifère à Roadford Dams .....	183
Fig. 19. Courbes granulométriques .....	184
Fig. 20. Pression interstitielle dans les argiles du barrage Empingham, RU (a) en laboratoire ; (b) in situ .....	185
Fig. 21. Coupe transversale du barrage Karkheh dans le lit de la rivière .....	186
Fig. 22. Piézomètres dans le remblai et la fondation sur la coupe transversale 5 (station 1+230), Barrage Karkheh, Iran .....	187
Fig. 23. Pressions interstitielles dans le noyau étanche à différentes étapes de la construction, Barrage Karkheh, Iran .....	188
Fig. 24. Relation $e - \log(\sigma'v)$ pour des argiles gonflantes .....	189

Fig. 16. Typical densities of some fills from mudstone/marlstone, and their structure and permeability .....	181
Fig. 17. Slow degradation of a flysch mudstone from the Evinos project, Greece, on successive compactions in the laboratory (Cavounides, 1994) .....	182
Fig. 18. Settlement and compression during compaction, carboniferous mudstone fill at Roadford Dams .....	183
Fig. 19. Grading curves .....	184
Fig. 20. Construction pore pressures in clay fills at Empingham Dam, UK : (a) laboratory results ; (b) field observations .....	185
Fig. 21. Karkheh Dam, Iran .....	186
Fig. 22. Karkheh Dam, Iran, Embankment and foundation piezometers at Section 5 (station 1+230) .....	187
Fig. 23. Karkheh Dam, Iran, Construction pore pressure in the core at different stages .....	188
Fig. 24. End-of primary $e$ vs $\log \sigma'_v$ relationships for expansive shales .....	189

---

## AVANT-PROPOS

---

Les pélites et les roches calcaires sont prédominantes parmi les roches sédimentaires dans la croûte terrestre. On estime que les pélites constituent environ 50 % des roches affleurantes ou sub-affleurantes.

De nombreux sites de barrages potentiels se situent ainsi dans des zones de pélites ou autres roches médiocres. Auparavant, de tels sites étaient souvent évités à cause des incertitudes et des rapports faisant état de difficultés de construction de barrages en enrochements altérées et sur des fondations présentant de faibles caractéristiques mécaniques. Ce bulletin a pour objectif d'aider les ingénieurs barragistes à aménager de tels sites de manière efficace à l'avenir. Il apporte des conseils sur les moyens permettant d'utiliser ces matériaux en développant la compréhension de leurs propriétés et puisant dans les expériences réussies d'autrui.

Le Bulletin fournit une base technique sur le comportement des pélites et des roches médiocres en tant que recharges dans les barrages.

Les lecteurs doivent compléter ces informations se basant sur leurs propres expériences, les textes standard et la bibliographie existant en abondance. Le Bulletin contient aussi beaucoup d'exemples sur l'utilisation de roches médiocres pour les recharges, notamment sur les moyens d'excavation et de compactage des remblais des recharges et des noyaux.

Ces exemples pratiques proviennent de beaucoup de pays de la CIGB. Le Comité des Matériaux pour les Barrages en Remblai tient à remercier toutes les personnes ayant contribué à ce travail pour leur générosité lors de la collecte des informations.

L'auteur principal, Rodney Bridle (Royaume-Uni), tient à exprimer son appréciation de l'aide apportée par tous ses collègues au Comité CIGB sur les matériaux pour les barrages en remblai et les membres du Comité du Royaume-Uni, en particulier Professeur Peter Vaughan, Dr Andrew Charles et M. Ian Carter.

A. MARULANDA

Président,

Comité des matériaux pour barrages en remblai



---

# FOREWORD

---

Shales, together with calcareous rocks, predominate among the sedimentary rocks in the earth's crust. It is estimated that shales constitute about 50% of the rocks exposed at or just below the earth's surface.

There are therefore many potential dam sites on shale or other weak rocks. In the past such sites have often been avoided because of the uncertainties and reports of the difficulties of constructing dams on weak foundations and of weak rock fills. This bulletin aims to assist dam engineers to develop such sites effectively in future. It advises on the means of using these materials by developing an understanding of their properties and by learning from the experiences of others in their successful use.

The bulletin provides a technical background to the behaviour of shale and weak rocks as fill in dams.

Readers should supplement this information from their own experience and from standard texts and the numerous references. The bulletin also includes many examples of the use of weak rock as fill, particularly on the means of excavating and compacting both shoulder and core fills.

These practical examples have been provided from many ICOLD countries, and the Committee on Materials for Fill Dams would like to thank all contributors for their generosity in providing information.

The principal author, Rodney Bridle (UK), would like to record his appreciation of the help received from all his colleagues on the ICOLD Committee on Materials for Fill Dams and from members of the UK Committee, notably Professor Peter Vaughan, Dr Andrew Charles and Mr Ian Carter.

A. MARULANDA  
Chairman,  
Committee on Materials for Fill Dams

---

# 1. INTRODUCTION

---

## 1.1. OBJET DU BULLETIN

Ce Bulletin vise à fournir de l'information à la communauté internationale des barrages sur l'utilisation des roches médiocres et pélites comme matériaux de construction des barrages. Il s'agit principalement des roches médiocres et des pélites utilisées comme remblais dans les barrages, mais vu que les fondations sur pélites posent souvent des problèmes, il est parfois fait référence aux pélites dans les fondations de barrages.

Le Bulletin a été préparé grâce aux renseignements fournis par des ingénieurs de barrages dans plusieurs pays membres de la CIGB. Il fournit une base de départ pour les ingénieurs des barrages qui utilisent des roches médiocres et des pélites comme matériaux de remblai. Néanmoins, il ne prétend pas être un manuel exhaustif, donnant des instructions pour l'utilisation des roches médiocres dans les remblais de barrages. Partant, de nombreux autres aspects devront être examinés suivant les recommandations données dans d'autres Bulletins de la CIGB, dans les références citées à la fin de ce bulletin et la littérature standard sur la construction des barrages en terre et en enrochement, à l'instar du USBR (1977), Sherard *et al.* (1963) et Fell *et al.* (1992).

## 1.2. PLAN DU BULLETIN

Après cette introduction, le Bulletin va traiter de l'utilisation des roches et des pélites de faibles caractéristiques mécaniques, selon le plan suivant :

- Section 2 Les caractéristiques des remblais en roches médiocres et pélites
- Section 3 Les roches et les pélites médiocres utilisées comme remblai de la recharge
- Section 4 Les roches et les pélites médiocres utilisées comme remblai du noyau
- Section 5 Les pélites dans les fondations de barrages
- Section 6 Tableaux récapitulants la pratique de construction dans un échantillon international de barrages avec des remblais ou des fondations sur des roches médiocres et des pélites.

## 1.3. IMPORTANCE DE L'UTILISATION DE ROCHES MÉDIOCRES ET DE PÉLITES DANS LES BARRAGES

Les pélites, tout comme les roches calcaires, prédominent parmi les roches sédimentaires de la croûte terrestre. On estime que les pélites constituent environ 50 % des roches ou rochers affleurants ou sub-affleurants. Aussi, de nombreux sites potentiels de barrages se trouvent sur des zones de pélites ou autres roches ayant de

---

# 1. INTRODUCTION

---

## 1.1. SCOPE OF THE BULLETIN

This Bulletin is intended to provide information for the international dam community on the use of weak rocks and shales as a dam building material. It is predominantly about weak rocks and shales used as fill in dams but because foundations on shales often present challenges, some reference is made to shales in the foundations of dams.

The Bulletin has been prepared with the benefit of information from dam engineers from many member countries of ICOLD and is intended to provide a good starting point for dam engineers involved in using weak rocks and shales as fill material in dams. However, it is not a completely comprehensive manual giving guidance on the use of weak rocks in dam fill and many aspects will need to be investigated further following the guidance given in other ICOLD Bulletins, the many references listed at the end of the Bulletin and to standard texts on earth and rockfill dam construction such as USBR (1977), Sherard *et al.* (1963) and Fell *et al.* (1992).

## 1.2. LAYOUT OF BULLETIN

Following this Introduction, the Bulletin goes on to cover the use of weak rocks and shale more specifically, as follows:

- Section 2            Geological and Geotechnical Characteristics of Weak Rocks and Shales
- Section 3            Weak Rocks and Shales used as Core Fill
- Section 4            Weak Rocks and Shales used as Shoulder Fill
- Section 5            Shales in the Foundations of Dams
- Section 6            Tables of Case Histories summarising construction practice in an international sample of dams with fill or foundations on weak rocks and shales

## 1.3. IMPORTANCE OF USING WEAK ROCKS AND SHALES IN DAMS

Shales, together with calcareous rocks, predominate among the sedimentary rocks in the earth's crust. It is estimated that shales constitute about 50% of the rocks exposed at or just below the earth's surface. There are therefore many potential dam sites on shale or other weak rocks. In the past such sites have often

faibles caractéristiques mécaniques. Auparavant, de tels sites étaient souvent évités en raison des incertitudes et des rapports faisant état de difficultés de construction de barrages sur des fondations de faibles caractéristiques mécaniques ayant un enrochement médiocre. Ce bulletin a pour objet d'aider les ingénieurs de barrages à aménager de tels sites de manière efficace à l'avenir, en fournissant des recommandations sur les moyens d'utilisation de ces matériaux, développant la compréhension de leurs propriétés et puisant dans des expériences réussies de leur utilisation.

Ce Bulletin fournit des indications sur l'utilisation de toutes sortes de roches dans les barrages, autres que celles légèrement altérées ou les roches dures non altérées. Beaucoup de roches de faibles caractéristiques mécaniques sont des roches sédimentaires à granularité fine comme les siltites, l'argilite et la pélite indurée, mais les roches à granulosité grossière altérées ou faiblement cimentées, comme le grès, où les roches ignées altérées et métamorphiques sont également de faibles caractéristiques mécaniques.

Les pélites sont une catégorie spéciale de roches à faibles caractéristiques mécaniques. Les pélites sont des roches sédimentaires à granulosité fine composées de silt et de particules d'argile. Les pélites sont généralement fissiles, avec une tendance à se fendre le long de surfaces relativement lisses parallèles à la stratigraphie. Le terme pélite est parfois utilisé pour toutes les roches sédimentaires clastiques plus fines que le grès. Les propriétés des pélites varient de rochers dont l'extraction nécessite le minage à des matériaux tombant sous la définition de la mécanique des sols. Les pélites de surface se sont généralement transformées en argiles raides.

#### **1.4. PERFORMANCE DES REMBLAIS À BASE DE ROCHES MÉDIOCRES**

Vaughan (1994a) fait remarquer qu'une certaine suspicion entourait l'utilisation de roches médiocres et altérées pour les remblais. Partant du constat que beaucoup de remblais en roches médiocres ont eu de bonnes performances, il a rassemblé un volume important d'observations et recherches sur de tels remblais. Ces résultats sont présentés entièrement dans la Section 2 ci-dessous et sont d'une grande utilité pour tous ceux qui sont intéressés par l'utilisation de pélites et autres roches médiocres dans les remblais de barrages. La structure et les caractéristiques des remblais sont contrôlées par les caractéristiques de la roche mère, la méthode de réalisation des fouilles, le chargement, le transport, le déchargement, l'épandage et le compactage. Les équipements modernes permettent l'excavation de matériaux plus durs sans recours aux explosifs et également beaucoup plus d'énergie peut être fournie pour leur compactage. Des remblais peu déformables peuvent être réalisés à partir de roches médiocres. Les principes pour ce faire ne sont pas aussi bien établis que ceux utilisés dans l'exécution des enrochements durs. En conséquence, il est plus difficile de prévoir à l'avance leur nature et leur comportement en construction et de ce fait leur utilisation est parfois rejetée simplement à cause de cette incertitude.

#### **1.5. GRANULOMÉTRIES CREUSES ET GRANULOMÉTRIES PLEINES**

La différence de performance entre les remblais en roches dures et ceux en roches médiocres résulte de la granulométrie de leurs particules et de la manière

been avoided because of the uncertainties and reports of the difficulties of constructing dams on weak foundations and of weak rock fills. This Bulletin aims to assist dam engineers to develop such sites effectively in future by advising on the means of using these materials by understanding their properties and learning from experiences elsewhere in their successful use.

This Bulletin provides guidance on the use of all rocks in dams, other than lightly weathered or unweathered hard rocks. Many weak rocks are fine-grained sedimentary rocks such as siltstone, claystone and mudstone, but weathered or weakly cemented coarse-grained rocks, such as sandstone, or weathered igneous and metamorphic rocks are also weak.

Shale is a special category of weak rock. Shales are fine grained sedimentary rocks composed of silt and clay particles. Shales are usually fissile, with the tendency to split along relatively smooth surfaces parallel to the bedding. The term shale is sometimes applied to all clastic sedimentary rocks finer than sandstone. The properties of the rocks called shales range from those of rock that must be blasted for excavation to those of materials that fall within the engineering definition of soil. Shales exposed near the surface commonly weather to become stiff clays.

#### **1.4. PERFORMANCE OF FILLS FROM WEAK ROCKS**

Vaughan (1994a) notes that the use of weak and weathered rock for fill has been regarded with suspicion. Knowing that many weak rock fills have performed adequately, he has assembled many observations and much research on actual fills. These findings are reported fully in Section 2 below and are most useful to those considering the use of shales and other weak rocks as fill in dams. The structure and characteristics of fill is controlled by the characteristics of the parent rock, plus the method of excavation, loading, transport, unloading, spreading and compaction. The development of modern plant allows excavation of harder materials without blasting, and more energy can be applied to compact them. Competent fills can now be made from weak rocks. The principles involved in doing so are not as well established as those for hard rockfills. As a consequence, it is more difficult to predict their nature and behaviour in advance of construction, and their use is sometimes rejected unnecessarily because of this uncertainty.

#### **1.5. UNDER FILLED AND FILLED GRADINGS**

The difference in performance between fills from hard rocks and fills from weak rocks results from their particle gradings and how full the spaces between

dont les vides entre les plus gros blocs sont remplis. Dans les remblais en roches dures, les plus grandes particules sont en contact les unes avec les autres, mais les petites particules ne remplissent pas les vides et par conséquent ne sont pas sous contrainte. La charge est portée en fin de compte par peu de contacts entre les grandes particules, qui sont fortement contraintes. Une augmentation de la charge entraîne la fragmentation de la granularité aux endroits des contacts, générant ainsi des particules plus fines. Dans les enrochements médiocres, les vides entre les particules à granularité grossière sont remplis avec des particules plus fines au moment du placement et les grandes particules sont séparées par des particules plus fines. Il y a beaucoup plus de contacts entre particules, qui sont légèrement contraintes. La fragmentation aux contacts des grains lors de l'augmentation de la charge se trouve de ce fait limitée. Cette distinction est décrite par les termes « creux » et « plein ».

Une granulométrie « creuse » manque relativement de stabilité et peut changer rapidement en raison de la fissuration de particules sous la charge. Une granulométrie « pleine » est par contre relativement stable et change lentement par la fissuration des particules sous la charge. Une granulométrie « pleine » sera produite sur le terrain par l'excavation, le chargement et l'épandage, plutôt que par le compactage. Une fois qu'une granulométrie « pleine » est obtenue, la dégradation supplémentaire de particules et le changement de la granulométrie par le travail se font lentement.

Beaucoup de roches médiocres donnent des forces de frottement plutôt élevées. C'est très fréquent dans les remblais à base de sols résiduels, lorsque la teneur en sable quartzueux est élevée. La résistance des remblais en pélite indurée peut être assez faible. Dans ces remblais, la résistance d'un matériau entièrement broyé est égale à celle de l'argile et si la teneur en argile est assez élevée, l'angle de frottement peut être de l'ordre de  $\Phi = 20^\circ$ . Cependant, les pélites indurées ne se décomposent nécessairement pas en argile. Elles peuvent de ce fait être très résistantes.

Certes, il y a des possibilités pour que les pélites utilisées en remblai se dégradent, mais l'expérience a prouvé que la dégradation touche en grande partie les matériaux exposés de surface. Rarement, si non jamais, on a constaté une dégradation des pélites utilisées dans les remblais des barrages. Dans les remblais d'argile dérivée de pélites, la réaction de la pression interstitielle peut survenir et doit être prise en compte lors de la conception. Dans les recharges de barrages, les pressions interstitielles peuvent être réduites par l'introduction de tapis filtrants et drainants internes horizontaux qui améliorent aussi la stabilité lors d'une vidange rapide. Beaucoup de roches médiocres peuvent être vulnérables à la dégradation chimique qui doit faire l'objet d'investigations avant la construction. Par exemple, quelques pélites indurées contiennent de la pyrite qui, une fois exposée à l'air et à la pluie, peut produire un ruissellement acide sur le site, exigeant d'habitude une collecte et un traitement afin d'empêcher des dégâts environnementaux en aval. L'acidité et la teneur élevée en sulfate peuvent attaquer le béton ou les matériaux calcaires utilisés en remblai dans le barrage. La dégradation de la pyrite affaiblit aussi les propriétés géotechniques de la pélite indurée utilisée dans le remblai, conduisant à une perte de résistance notamment.

larger particles are. In hard rockfills the larger particles are in contact with each other, but the small particles do not fill the voids and as a consequence they are unstressed. Load is carried ultimately by the few contacts between the large particles, which are highly stressed. An increase in the load will cause grain breakage at the contacts, and this generates finer particles. In weak rockfills, the voids between the coarse particles are filled with finer particles at the time of placement, and the large particles are separated by the finer particles. There are many more particle contacts, which are lightly stressed. Breakage at grain contacts when load is increased will be restricted. This distinction is described by the terms 'under filled' and 'filled' gradings.

An 'under-filled' grading is relatively unstable and may change rapidly by particle breakage under load. A 'filled' grading is relatively stable and changes slowly by particle breakage under load. A filled grading will be produced in the field by excavation, loading and spreading, rather than by compaction. Once a filled grading is produced, further particle degradation and change in grading with additional working occurs slowly.

Many weak rocks give quite high frictional strengths. This is common in fills from residual soils, whenever there is a high quartz sand content. Strengths of fills from mudstones can be quite low. In such fills the strengths of the fully broken-down material is that of a clay, and if the clay content is sufficiently high the shear strength can be of the order of  $\Phi' = 20^\circ$ . However, mudstones do not necessarily break down to clay. They may be too strong to do so.

There are possibilities of degradation of shales used as fill, but experience is that this is largely confined to materials exposed at the surface, little, if any, degradation has been found in shales used as fill in the interior of dams. In clay fills derived from shales, pore pressure response may occur and has to be accommodated in the design. In dam shoulders, pore pressures can be relieved by the inclusion of horizontal filtered internal drainage blankets, which also assist stability on rapid drawdown. Many weak rocks may be vulnerable to chemical degradation which must be investigated prior to construction. For example, some mudstones contain pyrites which on exposure to air and rainfall can generate acid run-off over the site, usually requiring collection and treatment to prevent environmental damage downstream. The acidity and high sulphate content may attack concrete or calcareous materials used as dam fill. The degradation of the pyrite also degrades the geotechnical properties of the mudstone as fill, leading to loss of strength, for example.

## **1.6. EXEMPLES D'UTILISATION DE PÉLITES ET DE ROCHES MÉDIOCRES EN TANT QUE REMBLAI**

La Section 3 et la Section 4 ci-dessous présentent des exemples d'une utilisation réussie de roches médiocres et de pélites dans les remblais de barrages, y compris dans le noyau, les recharges et carapaces. Les méthodes d'excavation, du chargement et de mise en place des remblais sont décrites dans la plupart des cas. Les exemples sont récapitulés dans les tableaux de la Section 6.

## **1.7. PROBLÈMES DES FONDATIONS EN PÉLITES**

Les fondations en pélites sont imperméables et donc l'étanchéité constitue rarement un problème dans les retenues, réalisées sur des sites en pélites. Cependant, le découpage vers le bas de la vallée dans des formations de pélites donne lieu à l'expansion et de là à l'ouverture de fissures, causant ainsi le mouvement des versants (talus). Cela provoque l'instabilité et le mouvement continu sur des surfaces altérées, ce qui réduit leur résistance jusqu'aux valeurs résiduelles et affecte la stabilité des barrages construits dans un tel contexte. Dans certaines formations de pélites et marnes, les fissures ou les banquettes rocheuses produisent des zones de grande perméabilité dans la fondation, ce qui peut mener à l'infiltration et donc il faudrait prévoir une protection par tapis filtrants. La Section 5 présente des exemples de ces problèmes et les méthodes pour les surmonter.

## **1.8. EXEMPLE DE REMBLAIS EN PÉLITES UTILISÉES DANS LES BARRAGES - BARRAGE CARSINGTON (ROYAUME-UNI)**

Pour conclure, un exemple de barrage construit sur une fondation péliteuse et avec des pélites est présenté. Le barrage de Carsington (Royaume-Uni) est un barrage en remblai de 35 m de hauteur avec un noyau et une recharge construits en roche carbonifère tendre, décrite comme pélite ou pélite indurée. Il a été reconstruit suite à la rupture du premier barrage en 1984, alors que la construction avait atteint presque la hauteur prévue. Selon Skempton et Vaughan (1993), la rupture était due au fait que le parement amont, trop raide dans le premier barrage, avait exercé une surpression dans le noyau dans lequel il y avait des surfaces de cisaillement causées par les installations de construction, et dans une couche de fondation en argile jaune présentant des surfaces de cisaillement causées par solifluxion. Les deux matériaux étaient fragiles et avaient des résistances résiduelles faibles. Le facteur de sécurité était environ de 1,4 utilisant des résistances maximum et avec des réductions pour tenir compte du cisaillement, le facteur de sécurité était de 1,2 et s'en est trouvé réduit à 1,0 à cause de la rupture progressive.

Potts *et al.* (1990) décrivent le site comme « une vallée formée dans de la pélite indurée carbonifère de l'âge Namurien et qui est pyritique et très altérée jusqu'en profondeur, provoquant une altération et perte de cimentation. Les recharges du barrage original (et du barrage reconstruit) ont été exécutées en pélites indurées profondes, avec les moins altérées utilisées pour les remblais de la zone II extérieure



## **1.6. EXAMPLES OF THE USE OF SHALE AND WEAK ROCKS AS FILL**

Section 3 and Section 4 below give examples of the successful use of weak rocks and shales as dam fills, including both core fill and as fill in the shells or shoulders of dams. The methods of excavation, loading and placement of the fills are described in most cases. The case histories are summarised in the tables in Section 6.

## **1.7. FOUNDATION PROBLEMS IN SHALES**

Shale foundations are impermeable and reservoir watertightness is rarely a problem at reservoirs on shale sites. However, valley downcutting in shale allows expansion and the fissures open, causing movement of the valley slopes. This leads to instability and continued movement on weathered surfaces, which reduces their strength to residual values, affecting the stability of dams built on them. In some shales and marls fissures or rocky bands lead to high permeability zones in the foundation, which may lead to piping and should be guarded against by filter blankets. Examples of such problems and how they were overcome are given in Section 5.

## **1.8. EXAMPLE OF SHALE FILL USED FOR DAMS – CARSINGTON DAM (UK)**

To conclude the introduction an example of a dam constructed on and with shales is described. Carsington Dam (UK) is a 35 m high embankment dam with core and shoulders constructed with a Carboniferous soft rock, variously described as shale or mudstone. It was re-constructed following the failure of the original dam in 1984, when construction was nearly to full height. Skempton and Vaughan (1993) explain that the failure occurred because the oversteep upstream slopes of the first dam overstressed the core, in which there were shear surfaces caused by construction plant; and a foundation layer of yellow clay, in which there were shear surfaces caused by solifluction. Both these materials were brittle, with low residual strengths. The factor of safety was about 1.4 using peak strengths; with reductions to allow for shears it was 1.2 and had been reduced to 1.0 by progressive failure.

Potts *et al.* (1990) describe the site as a ‘valley formed in Carboniferous mudstone of Namurian age, which is pyritic and has weathered quite deeply, the weathering involving loss of cementation. The shoulders of the original (and the re-constructed dam) were formed from the deeper mudstones, the less weathered being used for the outer Zone II fill (in the main body of the shoulders)’. Shale

(dans le corps principal des recharges) ». Utilisées comme remblai, les pélites présentait quelques difficultés, mais n'étaient pas une cause essentielle de la rupture. Selon Skempton et Coats (1985), les pélites de la zone II du remblai du barrage Carsington avait plutôt subi de grandes compressions, par exemple environ 3 % pendant la période d'arrêt de l'hiver 1982-83 mais, à aucun moment de la construction les piézomètres dans le remblai n'ont enregistré un excès notable de pression interstitielle. Cependant, des inspections sur site montrent qu'une certaine détérioration a eu lieu après le prélèvement de ce matériau des fosses d'emprunt et on dispose actuellement de résultats d'essais montrant que diminue de 28° environ pour la pélite compacte nouvellement prélevée des fosses d'emprunt, à 25° pour les pélites dans le remblai du barrage. Cet effet d'altération n'est pas directement approprié dans une analyse de rupture puisque dans la section du barrage où la surface de glissement passe à travers la base de la zone II du remblai, le facteur de sécurité se situe toujours autour de 1,35 même si les paramètres de résistance du remblai sont réduits à  $c' = 0$  et  $\Phi = 22^\circ$ .

Coxon (1986) a décrit la rupture et fait référence au remblai de la recharge comme pélite. Il n'a vu aucune raison pour ne pas construire avec succès un barrage sur le site en dépit de la rupture précédente et a encouragé l'utilisation des pélites disponibles *in situ* comme remblai. Pour citer son rapport « les barrages en remblai de pélites ont été construits avec succès ailleurs et des tapis drainants ont été aménagés pour réduire la pression interstitielle et assurer la consolidation dans certains nouveaux barrages en Grande-Bretagne ».

Dans le barrage reconstruit (Macdonald *et al.*, 1993 et Chalmers *et al.*, 1993) on a utilisé des matériaux provenant de la zone de rupture du barrage et d'une fosse d'emprunt étendue en tant que remblai dans le nouveau barrage dans lequel les talus étaient adoucis de 1:3 à 1:4.5 dans l'ensemble pour réduire les contraintes dans les fondations en pélites, déjà cisailées du côté amont par la rupture. Des mesures ont été mises en place pour contrôler et neutraliser le ruissellement acide résultant de l'oxydation de pyrites dans les pélites exposées à l'air. La partie supérieure la plus altérée des pélites indurées des fosses d'emprunt a été employée dans le remblai du noyau, alors que les pélites indurées les moins altérées furent utilisées pour le remblai de la recharge et la partie moyennement altérée fut employée comme remblai de transition. La sélection spécifique a été contrôlée par l'ingénieur géologue résidant. Le remblai du noyau a été compacté avec des rouleaux à pieds dameurs lourds (4 000 – 5 000 kg/m), en quatre passes sur des couches de 225 mm de profondeur après compactage. Des rouleaux vibrants lourds (5 000 – 5 500 kg/m) ont été employés pour les remblais de la recharge et de la transition, en quatre passes sur des couches de 275 mm de profondeur après compactage. La résistance moyenne au cisaillement du noyau mis en place était de 74 kPa et celle de la transition était de 172 kPa. La résistance du remblai de la recharge était plus importante, vu que le matériau a été prélevé de pélites indurées profondes non altérées dans la fosse d'emprunt, et n'a pas été mesurée. La performance du barrage reconstruit, achevé en 1992, a été pleinement satisfaisante.

when used as fill did present some difficulties but was not a fundamental cause of the failure. Skempton and Coats (1985) say, “the Zone II shale fill at Carsington Dam did have rather large compressions, for example about 3% during the 1982-83 winter shut-down period, but piezometers in the fill showed no significant excess pore pressures at any stage during construction. However, it is evident from inspection on site that some deterioration takes place after removing this material from the borrow pits, and we now have tests showing that decreases from about  $28^\circ$  for compacted shale freshly dug from the borrow pits, to  $25^\circ$  for shale fill in the dam. This weathering effect is not directly relevant to an analysis of the failure since at the dam section where the slip surface passes through the base of Zone II fill, the factor of safety is still around 1.35, even if the strength parameters of the fill are reduced to  $c' = 0$  and  $\Phi' = 22^\circ$ ”.

Coxon (1986) reported on the failure and refers to the shoulder fill as shale. He saw no reason why a dam could not be successfully constructed at the site and, in spite of the previous failure, encouraged use of the locally available shale as fill. To quote from his report, 'Shale fill dams have been built successfully elsewhere and drainage blankets as a measure to reduce pore pressure and achieve consolidation have been included in a number of recent British dams'.

The reconstructed dam (Macdonald *et al.*, 1993 and Chalmers *et al.*, 1993) made use of materials from the failed section of the dam and an extended borrow pit as fill in the new dam in which the slopes were flattened from about 1:3 to 1:4.5 overall to reduced stresses imposed on the shale foundations, which on the upstream side were already sheared by the failure. Measures were put in place to control and neutralise acidic run-off resulting from oxidation of pyrites in the shale on exposure to air. The upper most weathered mudstone from the borrow pits was used for fill in the core, the shoulder fill was derived from the least weathered mudstone and intermediately weathered mudstone was used as transition fill. Specific selection was controlled by the Resident Engineering Geologist. The core fill was compacted using heavy tamping rollers (4000 – 5000 kg/m), four passes on layers 225 mm deep after compaction. Heavy (500 – 5500 kg/m) vibrating rollers were used on the shoulder and transition fills, four passes on layers 275 mm deep after compaction. The mean shear strength of the placed core fill was 74 kPa and that of the transition fill was 172 kPa. The strength of the shoulder fill, being excavated from unweathered mudstone deep in the borrow pit, was greater than this and not measured. The performance of the reconstructed dam, completed in 1992, has been entirely satisfactory.

---

## 2. CARACTÉRISTIQUES GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES DES REMBLAIS EN ROCHES MÉDIOCRES ET PÉLITES

---

### 2.1. ORIGINE DES ROCHES MÉDIOCRES

Les changements de la morphologie de la croûte terrestre, les poussées et l'érosion ont remonté les pélites près de la surface dans beaucoup de régions. Terzaghi *et al.* (1996) avancent que les pélites constituent environ 50 % des roches qui sont soit exposées à la surface de la terre ou soit enterrées sous une mince couverture de sédiments. On ne connaît pas la superficie de la terre sur laquelle d'autres roches médiocres sont exposées, mais ajoutée aux 50 % couverts par des pélites, on peut constater qu'il y a fort probablement des affleurements de types de roches couverts par ce Bulletin dans de nombreux sites potentiels de barrages et de bassins à travers le monde. Les pélites, ainsi que beaucoup de roches de faibles caractéristiques mécaniques, ont une faible perméabilité et donnent des retenues imperméables, rendant très probable l'utilisation de ces roches dans la construction de barrages à l'avenir.

Certains types de roches sont intrinsèquement médiocres, mais la plupart présentent des résistances très variables, qui dépendent souvent de l'histoire de leur dépôt et de leur altération et parfois des influences tectoniques. Les roches ignées sont intrinsèquement résistantes et si elles deviennent médiocres, c'est souvent à cause de l'altération. Les roches sédimentaires avec des particules sableuses sont aussi intrinsèquement résistantes, mais se comportent parfois comme des roches de faibles caractéristiques mécaniques car elles sont faiblement cimentées (parfois décrites comme « grès »). Elles peuvent aussi être affectées par l'altération. Les roches sédimentaires avec des particules silteuses et des particules argileuses sont intrinsèquement plus tendres que les grès et sont rencontrées habituellement à des degrés variables de consolidation, selon la teneur exacte en particules, l'histoire de leur dépôt et leur degré de cimentation. Leurs caractéristiques mécaniques peuvent aussi être affaiblies par l'altération. Les pélites, qui sont traitées plus en détail dans la Section 2.2 ci-dessous, sont des roches sédimentaires argilo limoneuses uniques en ce sens qu'elles sont fissiles.

Les Tableaux ci-dessous découlent de la pratique du génie géologique et géotechnique. Ils montrent et énumèrent les résistances de divers types de roches et illustrent le processus d'altération qui peut conduire à l'affaiblissement de la roche.

#### *Classification selon la résistance*

Classe	Description	Résistance à la compression uniaxiale (MPa)
A	Très haute résistance	Plus de 200
B	Haute résistance	100 – 200
C*	Résistance moyenne	50 – 100
D*	Résistance faible	25 – 50
E*	Très faible résistance	Moins de 25

\* Les roches ayant ces résistances constitueraient probablement les roches « médiocres ».

---

## 2. GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL CHARACTERISTICS OF WEAK ROCK AND SHALE FILLS

---

### 2.1. SOURCES OF WEAK ROCKFILLS

Changes in the shape of the earth's crust, upthrusts and erosion have brought shales near the surface in many areas. Terzaghi *et al.* (1996) claim that shales constitute about 50% of the rocks that are either exposed at the earth's surface or are buried beneath only a thin covering of sediments. The extent of the earth's surface over which other weak rocks are exposed is not known, but when added to the 50% covered by shales, it can be seen that there are likely to be exposures of the types of rocks covered by this Bulletin at many potential dam sites and reservoir basins throughout the world. Shales and many weak rocks are low in permeability and provide impermeable reservoirs, making it all the more likely that these rocks will be used in dams in future.

Certain rock types are inherently weak, but most rock types display wide variability in strengths, often depending on depositional and weathering history, sometimes on tectonic influences. Igneous rocks are inherently strong and if they become weak, it is usually as a consequence of weathering. Sedimentary rocks with sand sized grains are also inherently strong, but sometimes perform as weak rocks because they are weakly cemented (sometimes referred to as 'sand-rock'). They can also be affected by weathering. Sedimentary rocks with silt and clay sized grains are inherently softer than sandstones, and are commonly encountered at varying degrees of induration, depending on exact grain content, depositional history and degree of cementation. They too can be weakened by weathering. Shales, which are discussed in more detail in Section 2.2 below, are a unique clay-silt sedimentary rock type in that they display fissility.

The Tables below are drawn from geological and geotechnical engineering practice. They show and enumerate the strengths of various rock types and illustrate the weathering process that may lead to weakening.

#### *Strength Classification*

Class	Description	Uniaxial Compressive Strength (MN/m <sup>2</sup> )
A	Very high strength	Over 200
B	High strength	100 – 200
C*	Medium strength	50 – 100
D*	Low strength	25 – 50
E*	Very low strength	Less than 25

\* Rocks with these strengths would probably form 'weak' rockfills.

Quelques exemples :

Roche	Résistance à la compression uniaxiale
Granite**	100 – 250
Gabbro**	180 – 300
Basalte	150 – 300
Calcaire	30 – 350
Grès**	20 – 170
Pélite*	10 – 100
Pélite indurée altérée de Carsington	4
Pélite indurée altérée de Carsington, dense	6
Grès de Winscar	15
Pélite indurée de Roadford	20
Pélite indurée de Balderhead	25
Gabbro de Kalavassos	50

\*\* Roches médiocres si altérées.

\* Roches médiocres.

### Classification des roches métamorphiques

Classification	Roche	Description	Principaux minéraux constituant
Massive	Cornéennes	Granularité microfine	Quartz
	Quartzite	Granularité fine	Quartz
Foliée	Marbre	Granularité fine à grossière	Calcite ou dolomite
	Ardoise*	Granularité microfine, laminée	Minéraux argileux, mica
	Phyllithe*	Légère, laminée	Mica, minéraux argileux
	Pélites	Altérée, roche hypabyssale, granularité grossière	Feldspath, quartz et mica
	Gneiss	Granularité altérée	Hornblende

\* Roches médiocres.

### Définitions des degrés d'altération

Terme	Description	Classe
Fraîche	Aucun signe visible d'altération du matériau rocheux ; peut être une légère décoloration sur les surfaces discontinues principales.	I
Légèrement altérées	La décoloration indique une altération de la roche et des surfaces de discontinuité. Tout le matériau rocheux peut être décoloré par altération.	II
Moyennement altérées	Moins de la moitié du matériau rocheux est décomposée ou désintégrée en sol. La roche intacte ou décolorée est présente soit sous forme de charpente continue ou de roche de noyau.	III
Très altérées	Plus de la moitié du matériau rocheux est décomposée ou désintégrée en sol. La roche intacte ou décolorée est présente soit sous forme de charpente discontinue ou de roche de noyau.	IV
Complètement altérées	Tout le matériau rocheux est décomposé et/ou désintégré en sol. La structure de masse originale est encore largement intacte.	V
Sol résiduel	Tout le matériau rocheux s'est transformé en sol. La structure de masse et la texture du matériau sont détruites. Il y a un grand changement de volume, mais le sol n'a pas été charrié de manière significative.	VI

Les roches dans les Classes III-IV constitueraient probablement un enrochement médiocre et les matériaux des Classes V-VI constitueraient des remblais en terre.

*Some examples*

Rock	Uniaxial Compressive Strength (MN/m <sup>2</sup> )
Granite**	100 – 250
Gabbro**	180 – 300
Basalt	150 – 300
Limestone	30 – 350
Sandstone**	20 – 170
Shale*	10 – 100
Carsington weathered mudstone	4
Carsington weathered mudstone, dense	6
Winscar sandstone	15
Roadford mudstone	20
Balderhead mudstone	25
Kalavassos gabbro	50

\*\* Weak rocks if weathered

\* Weak rocks

*Classification of Metamorphic Rocks*

Classification	Rock	Description	Major Mineral Constituents
Massive	Hornfels	Microfine grained	Quartz
	Quartzite	Fine grained	Quartz
Foliated	Marble	Fine to coarse grained	Calcite or dolomite
	Slate*	Microfine grained, laminated	Clay minerals, mica
	Phyllite*	Soft, laminated	Mica, clay minerals
	Schist	Altered, hypabyssal rocks, coarse grained	Feldspars, quartz and mica
	Gneiss	Altered granite	Hornblende

\* Weak rocks

*Weathering Definitions*

Term	Description	Grade
Fresh	No visible sign of rock material weathering; perhaps a slight discoloration on major discontinuity surfaces	I
Slightly weathered	Discoloration indicates weathering of rock material and discontinuity surfaces. All the rock material may be discoloured by weathering.	II
Moderately weathered	Less than half the rock material is decomposed or disintegrated to a soil. Fresh or discoloured rock is present either as a continuous framework or core-stones.	III
Highly weathered	More than half the rock is decomposed or disintegrated to a soil. Fresh or discoloured rock is present either as a discontinuous framework or as core-stones	IV
Completely weathered	All rock material is decomposed and or disintegrated to soil. The original mass structure is still largely intact.	V
Residual Soil	All rock material converted to soil. The mass structure and material fabric are destroyed. There is a large change in volume, but the soil has not been significantly transported.	VI

Rock in Grades III–IV would probably form weak rock fill, Grade V –VI materials would form earthfill

## **2.2. CARACTÉRISTIQUES SPÉCIALES DES PÉLITES**

### **2.2.1. Définition des pélites**

Pour les besoins de ce Bulletin, la pélide sera définie comme suit :

« Roche sédimentaire à granularité très fine en majorité, composée de manière prédominante de phyllosilicates (physils) présentant souvent une fissilité »

Le Bulletin s'intéressera donc aux roches ou pélites présentant une résistance suffisante pour être utilisées comme matériau de carapace ou de recharge pour les barrages en remblai ainsi que toutes les pélites qui deviennent utilisables dans les noyaux de barrages avec la manipulation mécanique, l'humidification, le séchage ou tout autre moyen physique.

### **2.2.2. Définition générale des pélites**

Le terme pélide a été employé pendant des années pour se référer aux roches sédimentaires à granularité fine, composées de silt et d'argile présentant d'habitude une fissilité, qui est la tendance d'une roche à se fissurer le long de surfaces relativement minces parallèles à la stratigraphie. De même, le terme pélide est en général appliqué à toutes les roches clastiques sédimentaires plus fines que le grès. D'autres termes comme l'argilite, la pélide indurée et la siltite ont aussi été utilisés pour se référer approximativement à la même roche. Tous ces termes ont été généralement employés par des ingénieurs de barrages pour décrire l'utilisation de ces matériaux dans ces ouvrages et étant donné que ces descriptions sont à la base de ce Bulletin, ils y ont été employés. Cependant, on devrait noter qu'ils ne sont plus considérés techniquement corrects et dans la littérature récente, les lecteurs trouveront qu'une terminologie moderne et correcte est utilisée. Le changement a été mentionné parce que tous les termes précédemment employés ont été redéfinis plusieurs fois et sont employés différemment par différents chercheurs. L'un des problèmes associés à l'utilisation de ces termes est qu'ils ont des significations doubles, se rapportant à la fois à la taille du grain et à la minéralogie (c'est-à-dire la taille des particules d'argile et les minéraux d'argile).

Pour clarifier la signification du terme pélide, on a proposé le terme physils – une abréviation de phyllosilicates – pour se référer aux minéraux prédominants formant ces roches sédimentaires généralement à granularité fine et l'utilisation d'autres termes plus courants comme l'argilite, la pélide indurée, la pélide et autres exclusivement pour se référer à la granularité prédominante des roches formées de physils.

Se basant sur les définitions évoquées ci-dessus, les pélites et les roches calcaires, sont les roches prédominantes parmi les roches sédimentaires de la croûte terrestre. Les propriétés des roches appelées pélites varient de celles nécessitant l'explosif pour excavation à celles dont le matériau rentre dans la définition mécanique du sol.

Les pélites indurées conservent normalement leur résistance et leur cohésion même après une exposition répétée à des cycles d'humidification et d'assèchement,



## **2.2. SPECIAL FEATURES OF SHALES**

### **2.2.1. A Definition of Shale**

For the purposes of this Bulletin, shale will be defined as the following:

“ A mostly fine grain sedimentary rock predominantly composed of phyllosilicates (physils) usually presenting fissility ”

Within this definition the Bulletin will be concerned both with those rocks or shales strong enough to be used as shell or shoulder material for embankment dams and those shales that through mechanical handling, wetting and drying, or other physical means, become suitable to be used in the cores of dams.

### **2.2.2. General Definition of Shale**

The term shale has been used for many years to refer to fine grained sedimentary rocks composed of silt and clay usually presenting fissility, which is the tendency of a rock to split along relatively smooth surfaces parallel to the bedding. The term shale is also commonly applied to all clastic sedimentary rocks finer than sandstone. Other terms such as claystone, mudstone and siltstone have also been used to refer to approximately the same rock. All these terms have been used commonly by dam engineers when describing the use of these materials in dams and as these descriptions have provided the basis of this Bulletin, they have been used in the text in it. However, it should be noted that they are no longer considered technically correct and in more modern literature readers will find modern correct terminology being used. The change has been introduced because all these previously used terms have been redefined several times, and are used differently by different researchers. One of the problems associated with the use of these words is that they have dual meanings, relating to both grain size and mineralogy (i.e. clay size particles and clay minerals).

To clarify the meaning of the term shale, the term physils, short form of phyllosilicates, has been proposed to refer to the predominant minerals forming these mostly fine grained sedimentary rocks, and use the other more common terms such as claystone, mudstone, shale and others exclusively to refer to the predominant grain size of rocks formed by physils.

Based on the definitions discussed above, shales, together with calcareous rocks, predominate among the sedimentary rocks in the earth's crust. The properties of the rocks called shales range from those of rock that must be blasted for excavation to those of materials that fall within the engineering definition of soil.

Rock-like shales normally conserve their strength and integrity even after repeated exposure to wetting and drying cycles, while soil-like shales slake under

tandis que les pélites terreuses s'effritent sous ces conditions. Le temps nécessaire pour la désagrégation de spécimens standardisés, la taille et les caractéristiques des particules délitées donnent des indications sur le comportement mécanique des pélites.

Les propriétés mécaniques des pélites terreuses sont affectées par des facteurs physiques, physico-chimiques et chimiques comme la distribution granulométrique, la minéralogie des grains, la présence d'ions échangeables et le caractère chimique des électrolytes dans l'eau interstitielle,...

La définition de pélite comprend le terme structurel « fissilité ». La fissilité est causée par les laminages et l'orientation parallèle des minéraux stratifiés et du matériau organique. La fissilité dépend de la minéralogie et de la granularité des particules formant la roche. La fissilité diminue avec la présence de matériaux calcaires et siliceux. La fissilité peut être d'origine sédimentaire, diagénétique ou métamorphique. La fissilité est aussi influencée par la température de désagrégation, la pression géostatique et la teneur en eau.

Les roches sédimentaires avec des particules à prédominance silteuse ou des particules de grande taille qui ont subi un déplacement par cisaillement marqué au cours de leur développement et consolidation se retrouvent d'habitude en structures relativement massives et ont un mode de rupture correspondant. Avec une présence plus élevée de minéraux plats (argiles et mica, phyllosilicates) disposés en parallèle, la fissilité augmente à cause du mode de sédimentation et des pressions géostatiques. Les perturbations tectoniques peuvent diminuer l'ordre parallèle et donc le degré de fissilité. Plus le degré de fissilité de la roche est grand, plus la variation de ses propriétés physiques en tant que fonction de direction est importante.

La composition minéralogique et granulométrique, le mode de sédimentation, l'historique de la contrainte et de la déformation, l'historique chimique et l'exposition aux conditions environnementales différentes, sont tous des éléments influant sur la porosité, l'indice des vides et le degré de tassement des pélites.

### **2.2.3. Description de pélites**

Le nom « shale » en anglais vient du mot allemand « schalen » signifiant « éplucher » car de nombreuses pélites dures contiennent des lamines le long desquelles elles peuvent se fendre. Taylor (1948) décrit les pélites comme un matériau en état de transition de l'argile vers l'ardoise, bien que la nomenclature technique moderne réserve le terme ardoise pour la pélite métamorphosée.

Les origines des pélites se trouvent dans le dépôt lent de sédiments de particules fines, généralement de la taille de l'argile et du silt, probablement déposés dans les eaux profondes loin du sol pendant les périodes allant de 100 à 600 millions d'années. Les dépôts ultérieurs ont formé une régolite qui a consolidé les strates inférieures, en chassant l'eau et pressant les particules les unes contre les autres, rendant ainsi l'argile limoneuse tendre plus rigide jusqu'au point à être décrite comme pélite indurée, et ensuite la pression augmentant, elle devient une pélite et enfin, sous des conditions métamorphiques, elle se transforme en ardoise. Avec l'augmentation de la contrainte effective, un nombre croissant de liens cohésifs se développe entre les particules suite à une interaction moléculaire, mais probablement la composition minéralogique des particules reste pratiquement inchangée. Finalement, en très

these conditions. The time required for the slaking of standardized specimens, and the size and character of the slaked particles give indications of the engineering behaviour of shales.

The engineering properties of soil-like shales are influenced by physical and physicochemical, and chemical factors such as grain size distribution, mineralogy of the grains, presence of exchangeable ions, chemical character of electrolytes in the pore water, etc.

The definition of shale includes the structural term fissility. Fissility is caused by laminations and the parallel orientation of the sheet minerals and organic material. Fissility depends on the mineralogy and grain size of the particles forming the rock. Fissility decreases when calcareous and siliceous materials are present. Fissility can have depositional, diagenetic, or metamorphic origins. Fissility is also influenced by weathering temperature, overburden pressure, and water content.

Sedimentary rock of predominantly silt or larger-sized particles that have undergone marked shear displacement in their development and consolidation are usually present as relatively massive structures and have a corresponding breakage mode. With an increasing content of plate-shaped minerals (clays and mica, phyllosilicates) in parallel arrangement fissility increases because of the manner of sedimentation and overburden pressures. Tectonic disturbances may decrease the parallel order and hence the degree of fissility. The higher the degree of fissility of the rock, the greater is the variation of its physical properties as a function of direction.

The mineral and granulometric composition, mode of sedimentation, stress and deformation history, chemical history, and exposure to different environmental conditions have influence on porosity, void ratio and degree of packing of shale.

### **2.2.3. Description of Shale**

The name “ shale ” derives from the German schalen meaning 'to peel off' because many hard shales contain laminations along which they can be split. Taylor (1948) described shale as a material in a state of transition from clay to slate, although modern technical nomenclature reserves the term slate for metamorphosed shale.

The origins of shale lie in very slowly deposited sediments of fine particles, generally in the clay and silt sizes, probably laid down in deep water far from land during periods from 100 to 600 million years ago. Subsequent deposits built up an overburden that consolidated the lower strata, squeezing out water and pressing the particles closer together, changing the soft silty clay to become stiffer until it could be described as a mudstone, then with increasing pressure, a shale and, under metamorphic conditions, slate. As the effective pressure increased, an increasing number of cohesive bonds develop between particles as a result of molecular interaction, but the mineralogical composition of the particles probably remains practically unaltered. Finally, at very great depth, all the particles are connected by virtually permanent, rigid bonds that impart to the material the properties of a rock

grande profondeur, toutes les particules sont connectées par des liaisons rigides quasiment permanentes, qui confèrent au matériau les propriétés d'une roche (Terzaghi *et al.*, 1996). Tous les matériaux, qui sont dans des conditions entre le début de la cohésion et la cohésion complète, sont appelés pélites. Les propriétés mécaniques de toute pélite ayant une composition minéralogique donnée peuvent varier entre celles d'un matériau terreux et celles d'une roche.

Certains des sédiments, qui se sont lentement déposés, renfermaient suffisamment de matières organiques pour générer du pétrole à travers l'augmentation de la pression sur une longue période de temps. Les pélites résultant de cette transformation sont appelés pélites bitumeuses.

Sowers (1979) a considéré les pélites comme une argilite dans laquelle les micas et les minéraux d'argile se sont réorientés de telle façon que leurs surfaces soient parallèles. Selon lui, dans la pratique, les siltites et argilites sont souvent décrites de manière vague comme pélites ; le terme plus universel est la pélite indurée.

#### **2.2.4. Joints et litage**

Comme pour toutes les roches sédimentaires surconsolidées, les pélites présentent d'habitude trois groupes orthogonaux de plans de joint, dont l'un peut être le plan de litage. Lorsque les pélites dures sont excavées, elles ont tendance à s'éclater en blocs de taille et de forme dictées par ces plans. L'altération affaiblit la pélite, entraînant l'éclatement du matériau en petites pièces. Les pélites bien altérées, proches de la surface, se transforment plus en une argile peu plastique. Au-dessous d'une profondeur d'environ 30 m, les joints sont complètement fermés et espacés typiquement d'un mètre ou plus, les uns des autres. Dans les zones moins profondes, les joints s'ouvrent au fur et à mesure que les blocs s'étendent et leur teneur en eau augmente, causant une réduction de résistance. Durant ce processus de nouvelles fissures se forment et le résultat final dépend du degré de liaison entre les particules.

#### **2.2.5. Propriétés géotechniques et comportement des pélites**

En général, plus les pélites sont anciennes, plus leur origine est profonde et plus grande sera la pression géostatique qu'elles ont subie, et plus dures elles seront. Terzaghi *et al.* (1996) suggèrent qu'avec l'augmentation de la pression géostatique, un nombre croissant de liaisons cohésives se développe entre les particules suite à l'interaction moléculaire. Finalement, à une très grande profondeur, toutes les particules deviendraient pratiquement liées par des liaisons quasiment permanentes, rigides qui confèrent au matériau les propriétés de la roche. Le terme « pélite » est employé pour tous les matériaux, du début de la cohésion jusqu'à son accomplissement, et en conséquence d'un point de vue technique, les propriétés d'une pélite avec une composition minéralogique donnée varient de celles de la terre à celles de la roche. Lorsqu'elle remonte vers la surface, le soulagement de la pression géostatique lui permet de se bomber et l'action d'altération (gel/dégel et pluie) l'aidera à devenir tendre. Une altération continue, avec le vent et l'érosion par l'eau, peut désintégrer la couche superficielle, décaper les particules constitutives fines et les emporter vers les lacs ou vers la mer, où elles pourraient se déposer pour recommencer le cycle à nouveau.

(Terzaghi *et al.*, 1996). All the materials in conditions between incipient and complete bonding are called shale. The engineering properties of any shale with a given mineralogical composition may range therefore between those of a soil and those of a rock.

Some of the slowly deposited sediments contained sufficient organic material to produce some oil, through the increase of pressure over a long time. The resulting shales are called oil shales.

Sowers (1979) considered shale as a claystone in which the micas and clay minerals had become reoriented so that their surfaces were parallel. He says that in engineering usage, siltstones and claystones are often loosely described as shale: a broader, all-encompassing term is mudstone.

#### **2.2.4. Jointing and Bedding**

As with nearly all heavily overconsolidated sedimentary rocks, shales usually exhibit three orthogonal sets of joint planes, one of which may originally have been the bedding plane. Hard shale, when quarried, tends to break out in blocks of size and shape controlled by these planes. Weathering weakens the shale, causing excavated material to come out in smaller pieces, and well weathered, near surface shale becomes more of a stiff clay. Below a depth of about 30 m the joints are completely closed and spaced, typically 1 m or more apart. At progressively shallower depths, the joints open as the blocks expand and the water content of the blocks increases, causing a reduction of strength. During this process new fissures form and the final result depends on the degree of bonding between particles.

#### **2.2.5. Geotechnical Properties and Behaviour of Shales**

In general the older the shale the deeper its origin and so the greater will be the overburden pressure it has been subjected to, hence the harder it is likely to be. Terzaghi *et al.* (1996) suggest that as the overburden pressure increased, an increasing number of cohesive bonds developed between particles as a result of molecular interaction. Finally at very great depth, all particles would become connected by virtually permanent, rigid bonds that impart to the material the properties of rock. The term 'shale' is used for all the materials, from incipient to complete bonding, hence from the engineering point of view, any shale with a given mineralogical composition may range between those of soil and those of rock. When it is brought to the surface, the relief of overburden pressure will allow it to swell and the action of weathering (freeze/thaw and rain) will help it to soften. Continuous weathering, with wind and water erosion, can break down the surface and wash away the constituent fine particles, to be carried away to lakes or the sea, where they might be deposited and begin the cycle all over again.

### **2.2.6. Fouilles dans les pélites et instabilité des pentes**

Les pélites ont souvent été soumises à des pressions considérables de surconsolidation. Le relâchement de la pression de confinement par découpage vers le bas de la vallée ou par excavation, entraîne l'expansion et l'ouverture de fissures et ainsi le glissement des pélites dans le sens de la pente. Cela peut engendrer une instabilité générale des pentes particulièrement dans les fosses d'emprunts, étant donné que les mouvements précédents auraient pu former des surfaces cisailées dans lesquelles la résistance au cisaillement est réduite à des valeurs résiduelles. En dépit de la présence de plans affaiblis dans la pélite, il est peu probable que le matériau en vrac se soit affaibli et peut constituer de ce fait une source appropriée de matériaux pour le remblai de barrages.

Cependant, la stabilité de barrages construits sur des fondations de pélites peut être affectée négativement par la préexistence de plans de cisaillement. Plus d'informations sur les conditions géologiques rencontrées dans les pélites in situ sont données dans la Section 5 - Les pélites dans les fondations de barrages.

### **2.2.7. Recompactage de pélites**

La sédimentation des particules silteuses et argileuses, suivie par la consolidation sous de très grandes pressions géostatiques produit une compacité qui ne peut pas être reproduite quand le matériau est excavé, mis en place en remblai et compacté, quel que soit le poids du rouleau ou le nombre de passes effectuées. Il est très difficile, même avec l'engin de compactage le plus lourd, d'atteindre un indice des vides inférieur à 5 % dans les remblais compactés. Avec une pélite indurée dure, qui est difficile à excaver de la zone d'emprunt, il est impossible même de s'approcher d'une aussi basse valeur d'indice des vides.

### **2.2.8. Ramollissement et pressions de confinement**

La pélite dure est indubitablement une roche qui peut être utilisée comme enrochement une fois excavée. D'autre part, lorsque la pélite tendre est utilisée comme remblai, elle peut être compactée de façon à obtenir une perméabilité qui peut la mettre dans la catégorie des remblais en terre. Des doutes sont parfois exprimés sur la convenance des pélites en tant que remblai car certaines pélites moyennement dures, une fois soulagées de la pression géostatique et laissées en pièces en surface, accusent un gonflement. La multitude de fissures et joints s'ouvrent et si elles sont laissées sous la pluie et le soleil, un morceau finira par éclater en petits fragments. Ce processus survient uniquement en surface lorsqu'un morceau reste sans confinement. Dans le corps d'un remblai, où il est confiné, il conserve ses propriétés originales dures.

Lors de l'investigation d'un amas de matériaux provenant du noyau, suite à la rupture tragique à Aberfan (McKechnie Thomson et Rodin, 1972), les morceaux de pélite carbonifère qui avaient été durant de longues années sur la surface des pentes de certaines décharges de matériaux lâches, ont été détruits. La forme d'un morceau, une fois excavé, n'a pas changé ; mais, il pouvait s'effriter en tous petits fragments avec une légère pression à la main. Ces fragments conviendraient

## **2.2.6. Excavation in Shales and Slope Instability**

Shales have usually been subjected to considerable overconsolidation pressures. Relief of confining pressure by valley downcutting, or excavation, allows expansion, fissures open and shale on valley sides moves downslope. This may lead to general instability of slopes in borrow pits particularly as previous movements may have formed sheared surfaces on which the shear strength has been reduced to residual values. In spite of the presence of weakened planes in the shale, the bulk of the material is unlikely to have been softened and can be expected to be a source of material suitable for use as dam fill.

However, the stability of dams built on shale foundations may be adversely affected by pre-existing shear planes and more information on the geological conditions encountered in shale in-situ is given in Section 5 – Shale in the Foundations of Dams.

## **2.2.7. Re-compaction of Shale**

Sedimentation of silt and clay sized particles, followed by consolidation under very large overburden pressures produces a compactness that cannot be reproduced when the material has been excavated, placed as fill and rolled, however heavy the roller or the number of passes it makes. It is very difficult, even with the heaviest of compaction machinery, to achieve an air voids volume less than 5% in compacted fill. With rock-like hard shale, that is difficult to excavate from the borrow pit, it is impossible to even approach such a low value of air voids.

## **2.2.8. Softening and Confining Pressures**

Hard shale is undoubtedly a rock, and when excavated can be used as rockfill. Soft shale, on the other hand, when used as fill, can be compacted to have a permeability that can put it in the earthfill category. Doubts are sometimes expressed about the suitability of shale as fill because some fairly hard shale, when released from overburden pressure and left lying as pieces on the surface, swells. Its multitude of fissures and joints open up, and if left in the rain and sun, a piece will soon break down to become small fragments. This only happens on the surface when a piece is left unconfined. In the body of a fill, where it is confined, it retains its original hard properties.

During an investigation of pit heaps, following the tragic failure at Aberfan (McKechnie Thomson and Rodin, 1972), pieces of Carboniferous shale that had been on the surface of the slopes of some of these loose dumped tips for many years, had broken down. The shape of an individual piece, as excavated from the mine, remained, but when it was picked up, it would, with a little hand pressure, break down into fairly small, sharp fragments, which in themselves would be perfectly

parfaitement à un remblai. Mais à environ 150 mm au-dessous de la surface de la pente, les morceaux de pélites excavés étaient encore durs et présentaient un contour précis et abîmé et apparaissaient comme s'ils venaient d'être sortis de la profondeur du sol.

Les essais et expériences en laboratoire à Balderhead (Kennard *et al.*, 1967) montrent aussi que la désintégration des pélites de remblai n'est pas un problème sérieux.

Un remblai d'essai, exécuté en pélites pour le Projet d'accumulation d'énergie par pompage de Rocky Mountain (Kleiner, USA, communication personnelle, 2000) environ 5 à 8 ans avant la construction, avait été rouvert pour vérifier s'il y a eu une détérioration en raison de l'altération. Une détérioration superficielle avait lieu à une profondeur de 150 - 300 mm, mais la masse en profondeur était restée fraîche et intacte. Des résultats similaires ont été signalés (Kleiner, 2000) à propos de la détérioration du basalte. Certains basaltes se décomposent rapidement à l'exposition à la lumière du soleil et aux intempéries, mais à l'intérieur d'un remblai, aucune décomposition n'a lieu.

Cependant, une désagrégation a été signalée dans des remblais par lessivage chimique à Lastioulles (Fry, France, Communication personnelle, 2002).

### **2.3. LES EXPÉRIENCES ET INQUIÉTUDES PASSÉES À PROPOS DES ROCHES MÉDIOCRES ET PÉLITES UTILISÉES DANS LES BAR-RAGES EN REMBLAI**

#### **2.3.1. Roches médiocres et pélites comme enrochements ou terre de remblai**

Dans la construction de remblais une distinction est faite entre les deux différents types de matériaux de remblais, les enrochements et la terre. La classification provient de la distinction faite en génie civil entre la terre et la roche. Terzaghi *et al.* (1996) ont donné des définitions de génie civil pour ces deux matériaux : « la terre » est un agrégat naturel de grains minéraux qui peuvent être séparés par des moyens simples comme l'agitation dans l'eau. À l'opposé, la roche est un agrégat naturel de minéraux liés par de grandes forces permanentes de cohésion». Ils ajoutent que la limite entre la roche et la terre est nécessairement arbitraire. D'un point de vue contractuel, la distinction est importante car la roche est difficile à excaver et requiert souvent le recours à l'explosif pour permettre à la plupart des machines de creuser de manière efficace.

Une grande différence de comportement entre les deux matériaux lorsqu'ils sont utilisés en remblais dépend de la surpression interstitielle développée durant la construction. Un remblai en terre peut développer des surpressions interstitielles durant la construction, ce qui limite sévèrement la résistance. Dans un enrochement, une telle surpression ne peut pas advenir et les remblais peuvent être construits avec des pentes plus fortes. Dans le passé, les spécifications pour les enrochements recommandaient l'élimination des fines et des roches altérées. Cette mesure n'est peut être pas entièrement nécessaire pour éviter le développement de surpression interstitielle durant la construction. Penman et Charles (1976) ont suggéré que



suitable as fill. But only about 150 mm below the slope surface, pieces of shale could be dug out that were still quite hard, with sharp broken outlines, as they could well have appeared when first brought up from the depths of the mine.

Laboratory tests and experience at Balderhead (Kennard *et al.*, 1967) also show that disintegration of shale fill is not a serious problem.

A test fill constructed in shale at the Rocky Mountain Pumped Storage Project (Kleiner, USA, personal communication, 2000) some 5-8 years prior to project construction was trenched to inspect whether deterioration had occurred as a result of weathering. Surface deterioration to a depth 150-300 mm had occurred, but the interior remained fresh and unaffected. Similar concerns are reported (Kleiner, 2000) regarding the deterioration of basalt. Some basalts decompose rapidly on exposure to sunlight and weather, but inside a fill, no decomposition occurs.

However, there are reports of disaggregation of fill by chemical leaching at Lastioulles (Fry, France, personal communication, 2002).

## **2.3. PAST EXPERIENCE AND CONCERNS ABOUT WEAK ROCKS AND SHALE USED AS DAM FILL**

### **2.3.1. Weak Rocks and Shale as Rockfill or Earthfill**

In embankment construction a distinction is made between the two different types of fill material, earthfill and rockfill. The division derives from the distinction made in civil engineering between soil and rock. Terzaghi *et al.* (1996) gives civil engineering definitions for these two materials: “ ‘Soil’ is a natural aggregate of mineral grains that can be separated by such gentle means as agitation in water. Rock on the other hand, is a natural aggregate of minerals connected by strong and permanent cohesive forces ”. They further add that the boundary between soil and rock is necessarily arbitrary. From the contractual point of view the distinction is important because rock is difficult to excavate and often requires blasting to permit efficient digging by most machines.

A major difference in the behaviour of the two materials when used as fill depends on the excess pore pressures developed during construction. An earthfill embankment may develop excess pore pressures in the fill during construction, which severely limit the strength that can develop. In rockfill no excess pore pressures are expected and it can be built to much steeper slopes. In the past, specifications for rockfill have called for the exclusion of fines and the rejection of weathered and unsound rock. This may not be entirely necessary to avoid excess pore pressures from developing during construction. Penman and Charles (1976) suggested that it would appear from practical experience that a permeability of

l'expérience pratique ferait ressortir qu'une perméabilité de  $1 \times 10^{-5}$  m/s serait suffisante pour la prévention du développement de la pression interstitielle de la construction et par conséquent être considérée comme étant la perméabilité la plus faible du matériau pour se comporter en tant que rocher. Un remblai avec une perméabilité en deçà de cette valeur se comporterait comme un remblai en terre.

### **2.3.2. Utilisation de fines dans les enrochements**

Avant 1973, le concept erroné à propos des enrochements était que les morceaux individuels de roche devraient être très résistants et qu'il devrait y avoir un bon contact entre les roches, sans fines. L'idée était que les fines entre les blocs de rocher entraînent la compression excessive du remblai. Le barrage de Quoich de 38 m de hauteur (Royaume-Uni) (Roberts, 1958) a été construit avec des enrochements provenant de fouilles de tunnel. Toutes les roches de taille inférieure à 10 mm ont été enlevées par criblage et lavage pour assurer un bon contact roche-roche. Le matériau nettoyé a été alors mis en place en couches de 0.6 m et compacté au rouleau vibrant de 3.5 t. Bishop (1959) a indiqué que ce compactage produirait des fines et s'est interrogé sur la nécessité de l'élimination des fines du déblai du tunnel avant son utilisation dans le remblai du barrage.

### **2.3.3. Point de contacts et lessivage**

Auparavant, les spécifications pour les enrochements exigeaient l'utilisation du rocher dur provenant du fond de la carrière uniquement et l'élimination de toutes les fines avec un crible (grizzly) à 150 mm avant la mise en place dans le corps du barrage. Ceci entraînait le rejet des rochers altérés excavés lors de l'ouverture de la carrière et des roches de taille inférieure à 150 mm. Le barrage Cogswell (USA) de 85 m de hauteur est un exemple connu du comportement des enrochements suivant de telles spécifications. Il a subi des déformations alarmantes lorsque la pluie a arrosé ces enrochements peu déformables vers la fin de construction. Le barrage était construit avec des enrochements déversés de granite dur, et arrivé à 68 m de hauteur, il y a eu des précipitations de l'ordre de 380 mm en 24 heures. Cet incident a causé un affaissement de 4,1 m. Le lâcher d'eau subséquent, utilisé pour éliminer toutes les fines entre les gros blocs d'enrochement a entraîné une augmentation de l'affaissement à 5,3 m. Terzaghi (1960) a indiqué que la résistance du rocher a été réduite par l'humidification et que la cause des déplacements alarmants était principalement due à un léger affaiblissement du rocher aux points de contacts causé par l'ajout de l'eau au remblai.

Pour une hauteur donnée du remblai, les forces de contacts dans un enrochement composé de gros blocs de rocher seraient beaucoup plus élevées que si des roches de taille plus petites étaient utilisées. Les forces de contacts entre les blocs de rocher de taille 0.5 m à une profondeur de 50 m dans le remblai serait de l'ordre de 300 kN, alors que dans le sable et à la même position, avec des particules de taille 0.5 mm, la force de contact entre les grains ne serait que de 0.4 N. Les déformations des blocs de grès de carrière, placés entre des plaques parallèles en acier dans une machine d'essai ont été mesurées par Rzadkowski et Zurek (1970). Le point de contact s'écrase progressivement sous des charges croissantes et, lorsque

$1 \times 10^{-5}$  m/s was sufficient to prevent the development of construction pore pressures, and could therefore be considered as the lowest permeability for material to behave as rockfill. Fill with a lower permeability would perform as earthfill.

### **2.3.2. Use of Fines in Rockfill**

A mistaken concept with rockfill prior to about 1973 was that the individual pieces of rock should be very strong, and that there should be good rock to rock contact, with no fines in the way: the idea being that fines between the larger pieces of rock would cause the fill to be excessively compressible. The 38 m high Quoich dam (UK) (Roberts, 1958) was built with rockfill from tunnel excavation. All rock sizes smaller than 10 mm were removed by screening and washing to ensure good rock to rock contact. The cleaned fill was then placed in 0.6 m layers and compacted by a 3.5 t vibrating roller. Bishop (1959) pointed out that this compaction would produce fines and questioned the necessity of the removal of fines from the tunnel spoil before using it as fill for the dam.

### **2.3.3. Point Contacts and Sluicing**

Specifications for rockfill used to call for the use of only hard rock from the heart of the quarry, with all fines removed by passing the quarried rock over a 150 mm screen (grizzly) prior to placement in the dam. This caused the weathered rock, excavated during the opening up of the quarry, and all the rock smaller 150 mm to be carted to waste. The 85 m high Cogswell dam in USA is a famous example of the behaviour of rockfill conforming to such a specification. It suffered alarming deformations when rainfall wetted this competent rockfill towards the end of construction. The dam was being built with sound granite dumped rockfill, and when it had reached a height of 68 m, rain fell amounting to 380 mm in 24 hours. This caused 4.1 m settlement. Subsequent sluicing, employed to wash out any fines from between the large pieces of rockfill, caused the settlement to increase to 5.3 m. Terzaghi (1960) pointed out that the strength of rock is reduced by wetting, and that the cause of the alarming movements were mainly due to a slight weakening of the rock at the points of contact caused by the addition of water to the fill.

For a given height of fill the contact forces in a rockfill composed of large pieces of rocks will be much higher than if smaller sizes were used. The contact forces between rock pieces of 0.5 m size, at a depth of 50 m within the fill will be of the order of 300 kN, whereas in a coarse sand in the same position, with particle sizes of 0.5 mm, the contact forces between grains would only be about 0.4 N. The deformations of pieces of quarried sandstone placed between parallel steel plates in a testing machine have been measured by Rzaczkowski and Zurek (1970). The point of contact crushed progressively under increasing loads, and when wet a load of 1.5 kN caused a deflection of 4.5 mm. Under a contact load of only 0.4 N, the

les blocs sont humides, une charge de 1,5 kN causait une déflexion de 4.5 mm. Sous une charge de contact de 0,4 N seulement, la déflexion était trop petite pour être mesurée avec l'appareillage utilisé. La relation entre la déflexion résultant de l'écrasement des points de contact et la charge était :

$$\delta = kL^{2/3}$$

où :

$\delta$  = déflexion (c'est-à-dire point d'écrasement)

L = charge

k = constante dépendant du type de rocher

Wilson et Marsal (1979) décrivent un appareil testeur similaire avec lequel ils ont testé à la fois des spécimens humides et secs pour déterminer la relation entre la résistance à la compression et le diamètre. L'expression à laquelle ils ont abouti était :

$$P_a = \eta d^\lambda$$

où :

$P_a$  = charge d'écrasement moyenne

$\eta$  = coefficient dans l'intervalle 20 – 250

d = diamètre du fragment du rocher ou du gravier

$\lambda$  = 1.2 – 2.2

En général, les spécimens secs ont présenté une résistance à la compression plus élevée que les échantillons humides.

Les tassements et les distorsions des enrochements de grosse taille, exacerbés par la réduction de la résistance des particules causée par l'humidification, sont dus non seulement à la concentration des déflexions de points, mais aussi par le changement de positions des blocs de roches libérés par la rupture de leurs points de contact et qui vont se retrouver dans des positions de tassement plus denses. L'utilisation d'enrochements ayant une granulométrie pleine appropriée, permet de résoudre ces problèmes. En effet, les particules de petites tailles vont non seulement remplir les vides entre les gros blocs mais permettront aussi de les séparer légèrement de façon à ce qu'ils soient complètement soutenus par les petites particules de tailles, ce qui les maintiendra ensemble en position et réduira les forces de contact à des valeurs faibles. Les enrochements pleins peuvent être mis en place en couche, légèrement plus épaisse que la taille des plus grands blocs, en déversant le remblai près de la limite de la couche et en le régulant au buteur (bulldozer) afin que les gros blocs aillent vers le fond et se couvrent de fines. Cette opération produit une surface assez bien nivelée pour le passage du rouleau vibrant lisse, donnant un bon contact rouleau/remblai de manière à transmettre l'énergie de vibration du rouleau au remblai. Par conséquent, les petits blocs passent à travers toute l'épaisseur de la couche. Les excavations effectuées sur terrain ont montré que les vides entre les gros blocs sont bien remplis et qu'il n'y a aucun signe de joint entre les couches de la levée ; les gros blocs sont comprimés jusqu'à s'ancrer dans la couche sous-jacente.

L'étendue de l'exclusion ou de l'inclusion des fines entraîne ce que Vaughan (1994a) décrit comme enrochements « creux », « pleins » ou « très riches ».

deflection was too small to be measured by the apparatus being used. The relationship between deflection, resulting from point crushing, and load was:

$$\delta = kL^{2/3}$$

where:

- $\delta$  = deflection (i.e. point crushing)
- $L$  = load
- $k$  = a constant depending on rock type

Wilson and Marsal (1979) describe a similar testing device which they tested both wet and dry specimens to determine the relationship between crushing strength and diameter. The expression they derived was:

$$P_a = \eta d^\lambda$$

where:

- $P_a$  = average crushing load
- $\eta$  = coefficient in range 20 – 250
- $d$  = diameter of rock fragment or gravel
- $\lambda$  = 1.2 – 2.2

In general, the dry specimens showed a higher crushing strength than the submerged samples.

The settlements and distortions of large sized rockfill, exacerbated by the reduction of particle strength caused by wetting, are due not only to the aggregated point deflections, but also by changes of positions of the rock pieces that are freed by the failures at their points of contact to move into positions of denser packing. The use of suitably graded rockfill overcomes these problems by having sufficient smaller sizes to not only completely fill the voids between the larger pieces, but also to slightly separate them, so that they are completely supported by small sizes, both locking them in position, but also reducing contact forces to quite small amounts. Graded rockfill can be placed in layers, slightly thicker than the larger sizes, by dumping the fill short of the end of the layer and bulldozing it over the layer edge so that the large sizes roll to the bottom and are covered with fines. This produces a fairly level surface for a vibrating smooth roller, giving good roller/fill contact so that the vibrating energy from the roller is transmitted into the fill. The smaller pieces thus pass through the full depth of the layer, and excavations in the field have shown that the voids between larger pieces fill well and there is no sign of any joint between lift layers; the larger pieces become pressed down to key well into the underlying layer.

The extent of exclusion or inclusion of fines leads to what Vaughan (1994a) describes as 'underfilled', 'filled' or 'overfilled' rockfills. From this concept, which is amplified below, flows an improved understanding of the behaviour of weak rockfills, enabling dam engineers to make greater and economically efficient use of these widely available materials in the construction of safe dams.

## **2.4. CRITÈRES MODERNES POUR L'UTILISATION DES ROCHES MÉDIOCRES ET ALTÉRÉES ET DES PÉLITES DANS LES REMBLAIS**

### **2.4.1. Influence de la granulométrie et du placement sur le comportement des remblais avec des particules médiocres**

Vaughan (1994a) a examiné les inconvénients apparents des enrochements médiocres à travers les nombreuses observations et recherches sur des remblais réalisés. Ses conclusions mettent la performance de tels remblais dans un contexte géotechnique. Ceci comporte plus d'utilité pour ceux qui envisagent l'usage d'enrochements médiocres dans les remblais de barrages et son travail est cité de manière extensive dans ce *Bulletin*.

Tous les remblais sont réalisés par l'excavation de rochers ou de sols. Les remblais construits avec des sols granuleux sont similaires à leurs matériaux d'origine. Cependant, lorsque les blocs d'argile excavée sont compactés pour réaliser le remblai, bien que ce soit une autre argile, elle a une structure différente et plus hétérogène.

Lorsque les roches, ayant des formes très variées en termes de minéralogie, fermeté, stratification, espaces de rupture et degré d'altération, sont excavées pour être utilisées comme remblai, un nouveau matériau est constitué pour la première fois. La structure et les caractéristiques du remblai sont dictées par les caractéristiques de la roche ou du sol mère, ainsi que par la méthode d'excavation, chargement, transport, déchargement, étalage et compactage.

L'usage de remblais formés à partir du rocher dur a une longue histoire. La maçonnerie sèche entassée manuellement a été utilisée depuis l'antiquité et dans un nombre de barrages anciens. Les remblais en enrochements durs non compactés présentent des propriétés moins contrôlées, particulièrement si les roches sont sèches et s'effondrent suite à un lavage subséquent. Le développement d'engins de terrassement modernes sur roues a rendu la construction de digues en enrochements économiquement compétitives avec les structures en béton. Au même titre, l'apparition des rouleaux vibrant lourds a permis la réalisation d'un compactage dense à un coût réduit.

Les études en laboratoire du comportement des remblais réalisés avec des particules formées de rochers durs ont démontré le rôle de la forme et dureté des grains, de la granulométrie et de l'effet de l'eau sur la dureté du grain (Vaughan, 1994a). Elles ont aussi montré comment la granularité sur le terrain pouvait être proportionnée pour permettre des essais réalistes en laboratoire. La relation entre le comportement et la valeur du broiement au niveau des contacts des particules et l'influence de la densité sur la compressibilité, ont été vérifiées, au même titre que l'effet combiné de la densité et de la dureté des grains sur la dilatation et la résistance au cisaillement. De plus, il a été constaté qu'une granulométrie bien compactée avec des fines se comporte mieux qu'une granulométrie uniforme du même matériau. Ce résultat a été étendu aux remblais réalisés à partir de rochers plus médiocres et altérés (Anagnosti et Popovic, 1982).

L'utilisation de roches médiocres et altérées dans les remblais était regardée avec une certaine suspicion. Si un remblai est élaboré à partir de gros blocs médiocres, avec peu de contacts et de grands vides entre les blocs, un volume

## **2.4. MODERN CRITERIA FOR THE USE OF WEAK AND WEATHERED ROCK AND SHALE FOR EMBANKMENT FILL**

### **2.4.1. Influence of Grading and Packing on the Behaviour of Fills with Weak Particles**

Vaughan (1994a) has examined the apparent disadvantages of weak rockfills through many observations and much research on actual fills. His findings put the performance of such fills into a geotechnical engineering context. This is most useful to those considering the use of weak rocks as fill in dams and the work is therefore extensively quoted here.

All fills are created by excavating rocks or soils. Fills formed from granular soils are similar to its source material. However, when lumps of excavated clay soil are pressed together to form fill, although it is another clay, it has a different and more heterogeneous structure.

When rock, that may be of widely varying mineralogy, hardness, bedding, fracture spacing and degree of weathering, is excavated for fill a new granular material is formed for the first time. The structure and characteristics of fill are controlled by the characteristics of the parent rocks or soils, and by the method of excavation, loading, transport, unloading, spreading and compaction.

There is a long history of the use of fills formed from hard rocks. Hand-packed dry masonry was used in antiquity, and in a number of early dams. Dumped rock fills from hard rocks exhibited less controlled properties, particularly when they were dumped dry and collapsed on a subsequent wetting. The development of modern pneumatic-tyred earth moving plant made the construction of large rockfill embankments economically competitive with concrete structures, and the advent of heavy vibrating rollers enabled dense compaction to be achieved at low cost.

Laboratory studies of the behaviour of fills with particles formed from hard rocks demonstrated the role of grain shape and hardness, grading, and the effect of water on grain hardness (Vaughan, 1994a). They also showed how field gradings could be scaled to allow realistic laboratory testing. The dependence of behaviour on the amount of crushing at particle contacts, and the influence of density on compressibility, was established, together with the combined effect of density and grain hardness on consequent dilation and shear strength. Further, it was realised that a grading well packed with fines would behave better than a uniform one of the same material. This work has been extended to fills formed from weaker and more weathered rocks (Anagnosti and Popovic, 1982).

The use of weak and weathered rock for fill has been regarded with suspicion. If a fill is formed from large weak particles, with few particle contacts and large voids, a large amount of crushing is likely at the particle contacts when load is

important d'écrasement risque de survenir lorsqu'une charge est appliquée, entraînant des déformations importantes. De plus, un écrasement différé pourrait avoir lieu si les blocs d'origine venaient à s'altérer avec le temps. L'expérience des remblais avec des particules médiocres non liées, utilisés dans les premiers chemins de fer et les autoroutes n'était pas rassurante. Cependant, le développement des engins modernes a permis le terrassement de matériaux plus durs sans recours à l'explosif et a rendu possible la fourniture de plus d'énergie dans leur compactage. Des remblais peuvent maintenant être exécutés à partir de roches médiocres. Cependant, jusqu'à maintenant, les principes impliqués pour ce faire ne sont pas aussi bien établis que pour les enrochements durs. Par conséquent, il est plus difficile de prévoir leur nature et leur comportement avant la construction, et leur utilisation est parfois rejetée à cause de cette incertitude. Quelques-uns de ces principes seront discutés dans ce Bulletin. En principe, il importe peu si la friabilité de la roche mère provient de l'altération ou si elle lui est inhérente. Des exemples sont donnés sur les deux types de matériaux.

#### **2.4.2. Granulométrie « creuse » et « pleine »**

Deux types de remblai sont illustrés dans la Fig. 1. Dans le premier, c'est un système de particules plus gros en contact. Il y a des petites particules dans les vides entre les gros blocs, mais elles ne les remplissent pas entièrement et par conséquent elles ne sont pas comprimées. La charge est prise par les quelques contacts entre les blocs. Une augmentation de charge causera la rupture des grains au niveau des contacts, générant ainsi des particules plus fines. Ce remblai est typique des enrochements durs extraits des carrières par dynamitage. Dans le deuxième type de remblai, les vides entre les grosses particules sont remplis de particules fines et les grosses particules sont séparées par les fines. Il y a beaucoup plus de contact entre les particules, qui se trouvent légèrement comprimées. La rupture au niveau des contacts entre les grains en cas d'augmentation de la charge sera réduite. Cette distinction est établie depuis fort longtemps et différents termes ont été utilisés pour la décrire. Vaughan (1994a) utilise les termes simples de granulométrie « creuse » et « pleine ».

Les propriétés inhérentes de la granulométrie « creuse » et « pleine » sont :

1. Une granulométrie « creuse » est relativement instable et change rapidement par la rupture des particules sous l'effet de la charge.
2. Une granulométrie « pleine » est relativement stable et change lentement par la rupture des particules sous l'effet de la charge.
3. L'écrasement des contacts des particules, quand une granulométrie creuse est chargée, produit des fines qui tendent à remplir les vides entre les grosses particules. Cependant les grosses particules ne se sépareront pas pour permettre à des fines de venir se placer entre elles. Aussi, la granulométrie ira dans le sens d'une granulométrie pleine mais elle ne le deviendra pas.
4. À l'inverse, une granulométrie pleine sera produite à partir d'une granulométrie creuse par un cisaillement répétitif suite à des contraintes élevées produisant des fines tout en permettant la rotation des grosses particules et leur séparation. Par conséquent une granulométrie pleine sera produite sur le terrain par excavation, chargement et étalage, plutôt que par compactage.
5. Une fois qu'une granulométrie creuse est produite, la dégradation de particules et le changement de granulométrie continuera lentement avec le travail additionnel.



applied, with large consequent deformations. Moreover, delayed crushing might occur if the original lumps deteriorate with time. Experience with loose fills of weak particles for the early railway embankments and highway embankments was not reassuring. However, the development of modern plant allows excavation of harder materials without blasting, and makes it possible to apply more energy to compacting them. Competent fills can now be made from weak rocks. As yet, however, the principles involved in doing so are not as well established as those for hard rockfills. As a consequence, it is more difficult to predict their nature and behaviour in advance of construction, and their use is sometimes rejected unnecessarily because of this uncertainty. Some of these principles will be discussed here. It does not matter in principle whether the weakness of the parent rock arises from weathering or is inherent. Examples are drawn from both types of material.

#### **2.4.2. Under Filled and Filled Gradings**

Two types of packing are illustrated in Fig. 1. In the first there is a system of larger particles in contact. There are small particles in the voids between the larger ones, but they do not fill them and as a consequence they are unstressed. Load is carried by the few contacts between the large particles, which are highly stressed. An increase in load will cause grain breakage at the contacts, and this generates finer particles. This packing is typical of hard rockfills obtained from quarries by blasting. In the second type of packing, the voids between the coarse particles are full of fine particles, and the large particles are just separated by fines. There are many more particle contacts, which are lightly stressed. Breakage at grain contacts when load is increased will be restricted. This distinction has long been recognised and various terms have been used to describe it. Vaughan (1994a) uses the simple terms 'under filled' and 'filled' gradings.

The inherent properties of the under-filled and filled gradings are:

1. An 'under-filled' grading is relatively unstable and changes rapidly by particle breakage under load.
2. A 'filled' grading is relatively stable and changes slowly by particle breakage under load.
3. Crushing of particle contacts as an under-filled grading is loaded produces fines which tend to fill the voids between the large particles. However, the large particles will not separate to allow fines between them. Thus the grading will tend towards a filled one but it will not become filled.
4. Rather, a filled grading will be produced from an under-filled one by repeated shearing to large strains which produces fines but also allows the large particles to rotate and separate. Thus a filled grading will be produced in the field by excavation, loading and spreading, rather than by compaction.
5. Once a filled grading is produced, further particle degradation and change in grading with additional working occurs slowly.

Il convient de noter que la granulométrie « très riche », contenant de grosses particules et des fines mais qui ne sont pas en contact les unes avec les autres, se comporte comme les remblais en terre. Les propriétés des remblais changent progressivement avec la modification du tassement allant d'un remblai dans lequel les plus grosses particules sont juste séparées mais interagissent fortement à celui dans lequel elles sont largement séparées dans une granulométrie « très riche ». Les grosses particules n'interagissent pas alors. Lupini *et al.* (1981) décrivent ce changement pour les mélanges grès/limon/argile. Ils ont trouvé que l'interaction en terme de cisaillement a cessé lorsque la teneur en fines a dépassé environ 40 % en poids. Matheson (1986) a suggéré que le terme remblai en terre caillouteuse soit adopté lorsque la proportion des particules est en deçà de 50 %. Il convient de noter que les pressions interstitielles peuvent se développer dans ces remblais en terre « très riche » et caillouteuse durant la mise en place. À titre d'exemple, la pélite indurée plus altérée de Carsington était assez humide pour que la densité soit limitée par la teneur en eau, et donc elle a développé quelques valeurs faibles de pressions interstitielles (Chalmers *et al.*, 1993).

## **2.5. GRANULOMÉTRIE DES REMBLAIS EN ROCHES MÉDIOCRES COMME OBSERVÉE SUR LE TERRAIN**

Des effets similaires à ceux décrits ci-dessus sont généralement constatés sur le terrain. Une coupe conventionnelle de remblai en enrochement, utilisant un enrochement de gabbro était proposée à l'origine pour le barrage de Kalavassos à Chypre (Williams et Reader, 1991). Les reconnaissances ont montré que le gabbro dans la carrière potentielle était très altéré jusqu'à une profondeur de plus de 10 m. Le gabbro altéré a été facilement excavé par ripage et terrassement. Une campagne de test a montré que lorsque ce matériau est compacté, il donne un remblai de haute qualité. Les zones de transition de ce remblai étaient incorporées dans la coupe du barrage, ainsi un gaspillage du rocher altéré extrait de la carrière a été évité. La Fig. 2 montre la granulométrie obtenue lorsque le gabbro altéré a été ripé, terrassé, chargé par tractopelle, étalé en couches de 500 mm et compacté au rouleau vibrant de 13.6 t. En guise de démonstration de la stabilité de cette granulométrie, un échantillon, auquel les particules dont la taille est supérieure à 10 mm ont été enlevées, a été compacté dans une boîte de cisaillement de 300 mm<sup>2</sup> au marteau Proctor et cisailé jusqu'à la rupture. La modification de la granulométrie est illustrée Fig. 2. Elle est très fine. Pour démontrer l'instabilité potentielle d'une granulométrie uniforme des fragments de gabbro altéré, le même test a été effectué sur une telle granulométrie (Fig. 2). Le changement de la granulométrie était très important et la granulométrie d'après l'essai était similaire à celle du remblai sur le terrain.

De cette expérience et d'autres, il semble probable que si un matériau peut être ripé avec un bulldozer lourd et qu'il est excavé de la même manière, la granulométrie devra être pleine ou presque pleine pour que sa performance soit satisfaisante. Si le matériau ne peut pas être ripé, alors il peut probablement être accepté avec la granularité plus uniforme qui résultera du sautage, car il est probable qu'il ait des particules assez fortes pour se comporter de manière acceptable avec une granulométrie creuse. S'il peut être ripé mais qu'il est excavé en forme de bloc par sautage ou toute autre manière, le résultat sera que sa

It should be noted that 'over-filled' gradings, where large particles are contained within finer ones but not in contact with each other, behave as earth fills. The properties of fills change progressively as the packing changes from one in which the larger particles are just separate but interact strongly to one in which they are widely separate in 'over filled' gradings. The large particles do not then interact. Lupini *et al.* (1981) describe this change for sand/silt/clay mixtures. They found that interaction in shear ceased when the fines content exceeded about 40% by weight. Matheson (1986) suggested that the term stony earthfill be adopted when the proportion of large particles is below 50%. It should be noted that pore pressures may develop in these 'over-filled' and stony earth fills during placing. For example, the more weathered Carsington mudstone fill was sufficiently wet for density to be limited by water content, and it developed some low construction pore pressures (Chalmers *et al.*, 1993).

## **2.5. GRADING OF FILLS FROM WEAK ROCKS AS OBSERVED IN THE FIELD**

Effects similar to those described above are commonly seen in the field. A conventional rockfill section, using gabbro rockfill was originally proposed for the Kalavassos Dam in Cyprus (Williams and Reader, 1991). Investigations showed that the gabbro in the potential quarry area was severely weathered to a depth of more than 10 m. The weathered gabbro was easily excavated by ripping and dozing. A test programme demonstrated that this material, when compacted, formed a high quality fill. Transition zones of this fill were incorporated within the dam section, and wastage of the weathered rock stripped from the quarry was avoided. Fig. 2 shows the grading which was consistently obtained when the weathered gabbro was ripped, dozed, loaded by tractor shovel, spread in 500 mm layers, and compacted by a 13.6 t vibrating roller. As a demonstration of the stability of this grading, a sample with particles larger than 10 mm removed was compacted into a 300 mm square shear box by Proctor hammer, and sheared to failure. The change in grading is shown on Fig. 2. It is very small. As a demonstration of the potential instability of a uniform grading of weathered gabbro fragments, the same test was performed on such a grading (Fig. 2). The change in grading was large and the grading after test was similar to that of the fill in the field.

From this and other experience, it seems likely that if a deposit can be ripped by a heavy dozer, and it is excavated in this way, the grading will be filled or sufficiently close to being filled for satisfactory performance to result. If it cannot be ripped, then it can probably be accepted with the more uniform grading that will result from blasting, as it is likely to have particles strong enough to behave acceptably with an under-filled grading. If it can be ripped but is excavated in a blocky state by blasting or in some other way, then unsatisfactory performance may result. A particular problem may arise where hard blocky strata such as limestone

performance sera insuffisante. Un problème particulier peut surgir quand des strates de blocs durs, tel le calcaire et les strates médiocres telle que la pélite doivent être excavées ensemble. La granulométrie est alors déterminée à un certain degré par la proportion de blocs durs et le matériel dégradable.

L'une des difficultés de la classification des rochers médiocres selon la facilité de dégradation et de rupture des grains est la grande variété des essais utilisés à cette fin. Parmi ces essais figure l'essai d'abrasion de Los Angeles (convenable pour les rochers durs), l'essai de durabilité des ardoises (convenable pour les rochers médiocres), sans oublier les divers essais pour la mesure de l'écrasement des blocs de rochers (Marsal, 1973 ; Charles et Watts, 1980 ; Brauns et Kast, 1990). À chaque fois que possible, la corrélation avec la résistance à la compression non confinée est souhaitable. Cependant, de telles mesures sont souvent difficiles à effectuer. Il faudra plus de travail pour le calibrage des divers essais précités avec la résistance à la compression non confinée, les uns avec les autres ainsi qu'avec le type de remblai résultant de la mise en place. Les essais sur le terrain, utilisant des équipements lourds sur des échantillons des rochers proposés comme source de remblai, donnent les informations les plus pertinentes, mais ne sont souvent réalisables qu'après les reconnaissances préliminaires par puits et sondages faites pour la sélection du site du barrage.

## **2.6. RÉSISTANCE DU REMBLAI PROVENANT DU ROCHER MÉDIOCRE**

La mesure de la résistance des enrochements nécessite de grands équipements d'essai. De même, une granulométrie contrôlée doit être utilisée. La plupart des études de résistance ont été effectuées avec l'appareillage triaxial, qui impose des contraintes relativement uniformes et qui permet la mesure précise des tensions et des contraintes. La boîte de cisaillement direct est une méthode plus simple et moins chère pour effectuer des essais sur de grands échantillons, bien que l'interprétation de la résistance dans la boîte de cisaillement constitue un sujet à débat, étant donné que seules la contrainte de cisaillement et la contrainte normale dans le plan de la boîte de cisaillement sont connues.

La résistance de l'enrochement est fonction aussi bien de la densité de placement que de la résistance et de la forme des particules. La dilatation survient lors du cisaillement dans la fourchette normale des valeurs de contraintes géotechniques, même dans un remblai lâche. Papageorgiou (Grèce, communication personnelle, 2000) indique qu'à des niveaux élevés de contrainte, dans les très grands barrages, de plus de 150 m environ de hauteur, une déformation de contraction et non de dilatation peut avoir lieu par cisaillement durant un séisme, par exemple, et donc une perte de résistance ne peut pas être entièrement exclue dans de telles circonstances. Cependant, dans la plupart des barrages, la dilatation contribue directement à la résistance. Elle s'accroît avec la densité et diminue avec la rupture des grains. La dilatation et la résistance augmentent ainsi avec un meilleur placement des fines entre les grosses particules et diminuent avec l'augmentation de la contrainte. Par la suite, les enveloppes de rupture sont fortement non-linéaires (de Mello, 1977 ; Charles et Watts, 1980). Même lorsqu'une granulométrie pleine est réalisée, la dilatation et la non-linéarité de l'enveloppe de rupture diminuent lorsque les particules deviennent plus friables. La Fig. 3 montre

and weak strata such as mudstone have to be excavated together. The grading is then pre-determined to a degree by the proportion of hard blocks and degradable material.

A difficulty in classifying weaker rocks according to the ease of degradation and grain breakage is the wide variety of tests used for the purpose. These include the Los Angeles abrasion test (suitable for hard rocks), the slake durability test (suitable for weak rocks), and various tests for measuring crushing of individual rock pieces (Marsal, 1973 ; Charles and Watts, 1980 ; Brauns and Kast, 1990). Where possible, correlation with unconfined compression strength is desirable. However, such measurements are often difficult to make. More work is required on calibrating the various tests listed above with unconfined compression strength, with each other, and with the type of fill which results from field placing. Field trials using heavy equipment on samples of the rocks that are proposed as the source of the fill provide the most relevant information, but are usually only feasible after preliminary investigations by trial pits and drilling have been used to select the dam site.

## **2.6. STRENGTH OF FILL FROM WEAK ROCK**

Measurement of the strength of rockfills requires large test equipment. Even then scaled gradings must usually be used. Most studies of strength have been made in the triaxial apparatus, which imposes relatively uniform stresses, and which allows the accurate measurement of stresses and strains. The direct shear box is a simpler and cheaper way of testing large samples, although the interpretation of strength in the shear box is a matter of some debate, as only the shear stress and normal stress on the plane of the shear box are known.

The strength of rockfills is a function of the density of the packing and the strength and shape of the particles. Dilation occurs during shear in the normal engineering stress range, even in loose fills. Papageorgiou (Greece, personal communication, 2000) points out that at high stress levels in very high dams, higher than about 150 m, contractant, not dilatant, deformation may occur in shear during an earthquake, for example, and partial loss of strength cannot be entirely excluded in such exceptional circumstances. However, in most dams dilation contributes directly to strength. It is increased by density and decreased by particle breakage. Dilation and strength thus increases with better packing of fines between the coarse particles, and decreases with increasing stress level. Thus failure envelopes are strongly non-linear (de Mello, 1977 ; Charles and Watts, 1980). Even when a filled grading is achieved, dilation and non-linearity of the failure envelope decrease as the particles become weaker. Fig. 3 shows the strength of the weathered gabbro fill from the Kalavassos dam, Cyprus (Fig. 2) measured in the direct shear box, plotted as stress ratio ( $\tan^{-1} \phi'$ ) v. normal effective stress, which shows the non-linearity of the failure envelopes. In this case the unweathered gabbro was used for rockfill. The

la résistance du remblai en gabbro altéré du barrage Kalavastos, à Chypre, mesurée dans la boîte de cisaillement direct, tracée en tant que rapport de contrainte ( $\tan^{-1} \phi'$ ) v. contrainte normale effective, ce qui montre la non-linéarité des enveloppes de rupture. Dans ce cas, le gabbro non altéré a été utilisé comme enrochement. La résistance de la granulométrie contrôlée du remblai en enrochements, mesurée en utilisant la même boîte de cisaillement, est également présentée. La résistance du sable et gravier avec une bonne granulométrie (Charles et Watts, 1980) est citée pour référence. Le remblai en enrochements est substantiellement plus résistant qu'un remblai en roche altérée mais il n'empêche que ce dernier est également d'une haute résistance. Les enveloppes de résistance convergent au fur et à mesure que la contrainte normale augmente.

La résistance très élevée du remblai en enrochements durs, en contrainte normale faible, ne peut pas toujours être utilisée dans la construction des digues, étant donné que l'angle de talus des remblais est limité par l'angle de la pente naturelle de tassement. Dans le barrage Kalavastos, le rocher altéré a été utilisé dans les zones de transition sur les deux parements du noyau, sous contrainte élevée où la différence de résistance entre rochers altérés et non altérés était faible (Williams et Reader, 1991). La plus faible perméabilité du rocher altéré ( $k = 10^{-7}$  m/s) devait être prise en compte, alors que les pentes des talus externes, qui ont été largement contrôlées pour stabilité au séisme, n'ont pas requis un grand aplanissage.

La Fig. 4 montre les résistances d'un certain nombre de remblais en roches dures et médiocres. La tendance générale de ces résultats est que plus la roche mère devient médiocre, plus la résistance à une contrainte basse est réduite. La résistance à des contraintes élevées dépend du degré de désagrégation des particules et de la résistance des grains entièrement désintégrés vers lesquelles la résistance conduit à la rupture. De nombreuses roches médiocres donnent des forces de frottement relativement élevées une fois dégradées. C'est très commun dans les remblais réalisés à partir de sols résiduels, à chaque fois qu'il y a une teneur élevée en sable quartzueux.

La Fig. 4 montre que les résistances des remblais en pélite indurée peuvent être très faibles. Dans de tels remblais la résistance des matériaux complètement dégradés est équivalente à celle d'une argile ; si la teneur en argile est suffisamment élevée, la résistance au cisaillement peut être de l'ordre de  $\phi' = 20^\circ$ . De plus, une telle argile peut avoir une résistance au cisaillement beaucoup plus faible si la teneur en argile est suffisante pour permettre l'orientation dans les zones de cisaillement (Lupini *et al.*, 1981). Les pélites indurées ne se transforment nécessairement pas en argile. Elles peuvent être suffisamment résistantes pour ne pas subir un tel changement ou peuvent contenir une quantité insuffisante en minéraux argileux. À l'opposé, elles peuvent être tellement lapidifiées que les minéraux d'argile présents sont altérés de manière irréversible. C'est souvent le cas pour les ardoises et les grauwackes. Au Royaume-Uni, les minéraux d'argile dans les pélites indurées plus anciennes que le Carbonifère, ont été généralement altérés de cette façon. Les remblais en pélites indurées carbonifères de Roadford ( $\phi'_r = 9^\circ$ ), Balderhead et de Carsington ( $\phi'_r = 14^\circ$ ) représentés sur la Fig. 4 donnent des résistances résiduelles faibles lorsqu'ils sont entièrement broyés.

strength of a scaled grading of the rockfill, measured in the same shear box, is also shown. The strength of well graded sand and gravel (Charles and Watts, 1980) is shown for reference. The rockfill is substantially stronger than the fill from weathered rock, but the latter is also a high strength fill. The strength envelopes converge as the normal stress increases.

The very high strength at a low normal stress exhibited by hard rockfills cannot always be utilised in embankment construction, as the sloping angle of tipped fills is limited by the angle of repose. At the Kalavassos Dam the weathered rock was used to form transition zones on either side of the central core, under higher stress where the difference in strength between the unweathered and weathered rockfill was smaller (Williams and Reader, 1991). While the much lower permeability of the weathered rockfill ( $k = 10^{-7}$  m/s) had to be taken into account, the external slopes, which were largely controlled by stability during the earthquake, did not require significant flattening.

Fig. 4 shows the strengths of a number of rockfills from both strong and weak rocks. The general trend of these and other results is that as the parent rock becomes weaker the strength at low stress is reduced. The strength at higher stresses depends on the extent to which particle breakdown occurs, and on the strength of the fully broken-down grading to which the strength trends with breakage. Many weak rocks give relatively high frictional strengths when fully degraded. This is common in fills from residual soils, whenever there is a high quartz sand content.

Fig. 4 shows that strengths of fills from mudstones can be quite low. In such fills the strength of the fully broken-down material is that of a clay, and if the clay content is sufficiently high the shear strength can be of the order of  $\phi' = 20^\circ$ . Moreover, such clays may have a much lower residual strength if the clay content is sufficient to allow orientation in shear zones (Lupini *et al.*, 1981). Mudstones do not necessarily break down to clay. They may be too strong to do so, or they may contain insufficient clay minerals. Alternatively, they may have been so strongly lithified that the clay minerals present have been irreversibly altered. The latter is usually true of slates and greywackes. In UK conditions the clay minerals in mudstones older than Carboniferous have generally been altered in this way. The Roadford ( $\phi'_R = 9^\circ$ ), Balderhead and Carsington ( $\phi'_R = 14^\circ$ ) Carboniferous mudstone fills shown on Fig. 4 gave low residual strengths when fully broken down by grinding.



## 2.7. DÉGRADATION POSSIBLE DES REMBLAIS DES PÉLITES INDURÉES EN ARGILE

La possibilité de transformation par dégradation en argile devrait être examinée lorsque la pélite indurée est utilisée en remblai, même si cela ne risque pas nécessairement de survenir. Une évaluation préliminaire de la possibilité de formation des argiles peut être obtenue par compactage répété en utilisant l'effort de compactage dynamique standard. Chaque compactage représente approximativement l'effet de la mise en place par une machine normale. L'argile formée sur le terrain par dégradation mécanique se développera en premier lieu dans les surfaces de construction. L'examen des surfaces durant les essais expérimentaux et la mise en place de prototypes sur le terrain permettra d'évaluer le risque probable.

La Fig. 5 montre les fines générées par le remblai de pélite indurée carbonifère sur la surface de la route d'accès au barrage de Balderhead (Vaughan, 1994a, 1973). Les différentes mesures de résistance illustrant l'effet de dégradation de la particule sont résumées sur la Fig. 6. La dégradation sur la route d'accès a réduit  $\phi'$  de  $34^\circ$  à  $31^\circ$ , bien que le broyage pendant deux heures au laboratoire ait réduit la résistance à  $\phi' = 25^\circ$ , qui représente la même résistance trouvée pour les échantillons d'argile altérée chimiquement prélevés sur le terrain et provenant de la même strate. Les fines prélevées dans les déblais d'un tunnel ancien de 65 ans dans la même couche ont également été testées et ont donné une résistance de  $\phi' = 32^\circ$ . Il a été conclu que la perte en résistance due à la dégradation durant la mise en place ou le vieillissement pourrait être insignifiante.

## 2.8. DÉGRADATION GÉOTECHNIQUE DES ROCHES MÉDIOCRES

La dégradation géotechnique peut avoir un effet considérable sur les propriétés des matériaux de remblai d'une digue. Elle affecte également la qualité des eaux de drainage à partir du site et du barrage. Les matériaux les plus sensibles comprennent les pérites indurées, les roches ignées et métamorphiques altérées et les roches ayant une proportion élevée de minéraux secondaires. Le volume des remblais dans les digues de barrages est important et par conséquent, même un petit pourcentage de matériaux chimiquement actifs peut avoir un effet important sur la qualité de l'eau drainée ou sur la génération de gaz dangereux. Si la proportion du matériau chimiquement actif est plus grande, il peut y avoir des effets considérables sur les propriétés du remblai, telles que sa densité, sa résistance au cisaillement, sa compressibilité, sa granulométrie et sa perméabilité. Macdonald et Reid (1990) et Davies et Reid (1997) relatent les investigations et les essais pour établir la vulnérabilité et les conséquences de la dégradation chimique, notamment dans les barrages de Carsington et de Roadford.

Les remblais dans ces barrages proviennent des pérites indurées carbonifères altérées. Au barrage Roadford, ils sont réalisés à partir de pérites indurées, siltites et de grès frais à modérément altérés à litage mince. Au barrage Carsington, ils proviennent de la pélite indurée modérément à très altérée. Le matériau chimiquement actif dans ces barrages était la pyrite  $\text{FeS}_2$ . Lorsque la pyrite est excavée et exposée à l'air et à l'eau, comme dans une digue de barrage à drainage



## 2.7. POSSIBLE DEGRADATION OF MUDSTONE FILLS TO CLAYS

The possibility of degradation to a clay should always be considered when mudstones are used as fill, although this will not necessarily occur. A preliminary estimate of the likelihood of clays being formed may be obtained by repeated compaction using standard dynamic compaction effort. Each compaction represents approximately the effect of placing by normal plant. Clay formed by mechanical degradation in the field will develop first on construction surfaces. Examination of the surfaces during trial and prototype field placing will establish what the risk is.

Fig. 5 shows the fines generated from Carboniferous mudstone fill on the surface of a haul road at Balderhead Dam (Vaughan, 1994a, 1973). Various strength measurements illustrating the effect of particle degradation are summarised on Fig. 6. The degradation in the haul road reduced  $\phi'$  from  $34^\circ$  to  $31^\circ$ , although grinding for two hours in the laboratory reduced the strength to  $\phi' = 25^\circ$ , the same strength as was found for chemically weathered clay samples taken in the field from the same strata. Fines from spoil from a 65 year-old tunnel in the same stratum were also tested, and gave a strength of  $\phi' = 32^\circ$ . It was concluded that loss of strength due to degradation during placing or ageing could not be significant.

## 2.8. GEOCHEMICAL DEGRADATION OF WEAK ROCKFILLS

Geochemical degradation can have a significant effect on the geotechnical properties of embankment fill materials. It also affects the quality of drainage waters from the site and from the dam. The most susceptible materials include mudstones, weathered igneous and metamorphic rocks, and rock with a high proportion of secondary minerals. There are large volumes of fill in embankment dams and therefore even small percentages of chemically active materials can have a major effect on the quality of the drainage water or the generation of hazardous gases. If the proportion of chemically active material is larger, there may be significant effects on the geotechnical properties of the fill, such as its density, its shear strength, compressibility, grading and permeability. Macdonald and Reid (1990) and Davies and Reid (1997) report on investigations and tests to establish the vulnerability to and consequences of geochemical degradation particularly at Carsington and Roadford Dams.

The fills at these dams are derived from weak Carboniferous mudstones. At Roadford they were from fresh to moderately weathered thinly bedded mudstones, siltstones and sandstones. At Carsington they were from highly and moderately weathered mudstone. The chemically active material at these dams was pyrite  $\text{FeS}_2$ . When excavated and exposed to air and water, as will occur in a free draining dam embankment, the pyrite is oxidised and acid is generated in the reaction. This acid

libre, elle s'oxyde et, dans la réaction, l'acide est généré. Cet acide peut fixer les carbonates ou les minéraux d'argile dans le remblai entraînant ainsi le ramollissement et la perte de résistance des particules individuelles ainsi que la perte de matériaux par lessivage. L'acide peut également réagir avec le béton et avec toute substance calcaire, comme par exemple les tapis drainants, qui entraîneront à leur tour la génération de gaz dangereux, ce qui rend nécessaire le contrôle de la qualité de l'air dans les chambres d'auscultation et les galeries avant d'y entrer. Le ruissellement dû au drainage provenant du site peut avoir des impacts environnementaux inacceptables en aval de la rivière. Bien que l'acidité des ruissellements puisse régresser avec le temps, elle se fait de manière tellement lente qu'il deviendra nécessaire de neutraliser l'acidité de l'eau par traitement (recours à l'irrigation de la forêt à Roadford).

La perte de résistance par dégradation, mesurée sur des échantillons non exposés, sur des échantillons prélevés sur une digue d'essai exposée pendant plusieurs mois et sur des échantillons ayant subi une grande altération artificielle en laboratoire a conduit à l'adoption des tolérances de conception suivantes pour la perte de résistance au cisaillement :

Barrage	Type de remblai de recharge	Résistance au cisaillement ( $\phi'$ )	
		Remblai nouveau	Remblai altéré
Roadford	Pérites indurées et grès modérément altérés à frais : <ul style="list-style-type: none"> <li>• Contrainte normale faible</li> <li>• Contrainte normale élevée</li> </ul>	40° 30°	35° 29,5°
Carsington	Pélite indurée moyennement altérée Pélite indurée très altérée	22° 25°	22° 24°

À Kangaroo Creek en Australie (Good, 1976), il y avait des inquiétudes sur la détérioration du remblai de pérites après sa mise en place dans le barrage, car une détérioration a été observée dans les adits et autres ouvrages avoisinants. Il semble qu'elle a été causée par les sels de sulfate dérivés de la pyrite présente dans le rocher. Les investigations ont abouti à la conclusion que seule une faible proportion de fragments de rochers dans le remblai était affectée et que la réaction pouvait ne causer que la rupture de fragments proches de la surface et que les minéraux sulfurés pouvaient toucher, au maximum 30 % du rocher mis en place.

## 2.9. RÉSISTANCE AU NIVEAU DES SURFACES DE CONSTRUCTION

L'accumulation et la génération de fines dans les surfaces de construction produisent une anisotropie de la résistance et une rigidité dans la plupart des remblais granulaires, y compris les roches dures. Les surfaces de construction les plus faibles peuvent être scarifiées, mais il est probablement imprudent de compter sur cette mesure pour garantir la résistance recommandée par l'étude si des normes très élevées d'inspection n'étaient pas adoptées. Dans les remblais en rocher argileux ayant une teneur élevée en argile, une perte additionnelle de résistance à

may attach carbonates or clay minerals in the fill, causing softening and loss of strength to individual particles as well as loss of material by leaching. The acid may also react with concrete and any calcareous products, for example limestone drainage blankets, which in turn leads to the generation of hazardous gases, making it necessary to monitor gas quality in monitoring chambers and drainage pipes and tunnels before entry. The drainage run-off from the site may have unacceptable environmental impacts on the river downstream. Although the acidity of the run-off can be expected to diminish with time, this appears to occur slowly and it may be necessary to neutralise the acidity of the water by treatment (woodland irrigation was used at Roadford).

The loss in strength through degradation measured on unexposed samples and samples taken from trial embankments left open for several months and samples subject to artificially high rates of weathering in the laboratory resulted in the following design allowances for loss of shear strength:

Dam	Shoulder Fill Type	Design Shear Strength ( $\phi'$ )	
		Newly won fill	Degrade fill
Roadford	Moderately weathered to fresh sandstones and mudstones: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Low normal stress</li> <li>• High normal stress</li> </ul>	40° 30°	35° 29,5°
Carsington	Highly weathered mudstone Moderately weathered mudstone	22° 25°	22° 24°

At Kangaroo Creek (Australia) (Good, 1976) there were concerns about deterioration of the schist fill after it had been placed in the dam, because deterioration had been observed in adits and other works nearby. It seemed to be caused by sulphate salts derived from disseminated pyrite in the rock. Investigations led to the conclusion that only a low proportion of rock fragments in the fill would be affected, that the reaction could only cause break up of rock fragments near the surface and that sulphide minerals would probably occur in no more than 30% of the rock placed in the dam.

## 2.9. STRENGTH ON CONSTRUCTION SURFACES

The accumulation and generation of fines on construction surfaces will produce anisotropy of strength and stiffness in most granular fills, including hard rockfills. The weaker construction surfaces formed may be scarified, but it is probably unwise to rely on this to give the strength required by a design unless very high standards of inspection are adopted. In fills from mudrocks with a high clay content, an additional loss of strength towards residual may occur on such surfaces if they are pre-sheared or 'polished' and the clay oriented in the plane of the surface. Smooth

travers les résidus peut avoir lieu dans ces surfaces si elles sont pré-cisaillées ou « polies » et l'argile orientée suivant le plan de la surface. Le rouleau plombeur et même les roues pneumatiques peuvent dégrader et polir la surface des remblais secs réalisés avec des pélites indurées. Ceci a eu lieu dans la digue de Carsington au Royaume-Uni (Chalmers *et al.*, 1993). Les investigations ont montré que ce polissage n'avait pas résisté à la mise en place d'une nouvelle couche de remblai, même lorsque la surface n'était pas scarifiée. Cependant, il y a eu sans aucun doute une perte de résistance.

Les remblais contenant des fines d'argiles peuvent retenir de l'eau par capillarité lorsqu'ils deviennent humides. Si ils sont arrosés avant le compactage, ils peuvent présenter une faible résistance sans consolidation si une nouvelle tentative de compactage venait à avoir lieu. Dans de telles circonstances, une surface de cisaillement peut se former à la base de la couche en cours de compactage (White et Vakalis, 1987) à cause d'un cisaillement cyclique lors du chargement du remblai par le rouleau, comme illustré dans la Fig. 7. Une telle surface restera inaperçue à moins qu'elle ne soit exposée par l'excavation et elle ne peut être détruite par la scarification. Le risque de formation de telles surfaces diminue avec l'épaisseur de la couche.

Si une rupture survient dans des surfaces de construction argileuses médiocres dans un remblai en pélites indurées, les résistances peuvent diminuer des valeurs de pointe à des valeurs résiduelles basses avec un léger déplacement. Une rupture progressive peut être déclenchée et la résistance moyenne peut se trouver réduite de façon remarquable. Une partie du glissement dans la première digue du Carsington (Skempton et Vaughan, 1993) était parallèle aux surfaces de construction à travers le remblai formé de pélites indurées médiocres. La résistance de pointe de ce remblai le long des surfaces de construction a été estimée à  $c' = 13$  Pa,  $\phi' = 24^\circ$  et la résistance moyenne au tassement a été réduite par la rupture progressive à  $c' = 0$ ,  $\phi' = 19.6^\circ$ . La vulnérabilité d'une digue face à une rupture sur les surfaces de construction affaiblies est mieux déterminée par l'analyse de contrainte par éléments finis. Si la résistance maximum dans les surfaces de construction n'est pas dépassée, la rupture progressive ne peut alors se déclencher. La Fig. 8 montre les résultats d'une telle analyse pour la digue reconstruite de Carsington. Les pressions interstitielles adoptées sont celles des cas extrêmes de calcul. La résistance minimum possible dans les surfaces de construction a été estimée à  $c' = 0$ ,  $\phi' = 22^\circ$ , qui représente la résistance critique de l'argile. Le remblai était trop résistant pour que le cisaillement ait lieu entre les couches durant la construction. La Fig. 8 montre que le calcul n'a pas été sensible à la rupture le long des surfaces de construction.

## **2.10. COMPRESSIBILITÉ DES REMBLAIS RÉALISÉS AVEC DES ROCHES MÉDIOGRES**

Quelques mesures de compressibilité des remblais en rochers médiocres effectuées sur le terrain et à l'œdomètre en laboratoire sont représentées dans la Fig. 9. Les granulométries en question sont de type plein ou presque plein. Les remblais en roches non argileuses montrent invariablement une faible compressibilité. La compressibilité des remblais en pélites indurées est considérablement supérieure. Le remblai de Carsington en pélite indurée beaucoup

drum rollers, and even pneumatic tyres, can degrade and polish the surface of dry fills from mudrocks. This occurred at the Carsington embankment in UK (Chalmers *et al.*, 1993). Investigations showed that the polish did not survive burial under a new layer of fill, even when the surface was not scarified. However, some loss of strength undoubtedly occurred.

Fills containing clay fines may retain water by capillarity once they become wet. If rained on before compaction, they may then exhibit a low undrained strength when compaction is subsequently attempted. In these circumstances a sheared surface may form at the base of the layer being compacted (White and Vakalis, 1987), due to a cyclic shearing as the fill is loaded by the roller, as illustrated on Fig. 7. Such a surface remains unseen unless exposed by excavation, it cannot be destroyed by scarification. The risk of the formation of such surfaces decreases as layer thickness increases.

If local failure occurs on weak clayey construction surfaces in a fill from mudrocks, then the strengths may drop from peak to a low residual with a very small displacement. Progressive failure may be promoted, and the average strength may be markedly reduced. Part of the slide in the first Carsington embankment (Skempton and Vaughan, 1993) occurred parallel to construction surfaces through the fill formed from weak mudstone. The peak strength of this fill along the construction surfaces was estimated to be  $c' = 13$  Pa,  $\phi' = 24^\circ$ , and the average strength at collapse was reduced by progressive failure to  $c' = 0$ ,  $\phi' = 19.6^\circ$ . The vulnerability of an embankment to failure on weakened construction surfaces is best determined by a finite element stress analysis. If the peak strength on the construction surfaces is not exceeded, then progressive failure cannot start. Fig. 8 shows the results of such an analysis for the reconstructed Carsington embankment. The pore pressures assumed are for the extreme design cases. The minimum possible strength on the construction surfaces was estimated to be  $c' = 0$ ,  $\phi' = 22^\circ$ , the critical state strength of the clay. The fill was too strong for shearing to occur between layers during construction. Fig. 8 shows that the design was not sensitive to failure along construction surfaces.

## **2.10. COMPRESSIBILITY OF FILLS FROM WEAK ROCK**

Some measurements of compressibility of fills from weak rock made in the field and in the oedometer in the laboratory are shown on Fig. 9. The gradings involved are filled or nearly filled. The fills from non-clay rocks show consistently low compressibility. The compressibility of the fills from mudrocks is significantly higher. The more weathered Carsington mudstone fill was sufficiently wet for density to be limited by water content, and it developed some low construction pore

plus altérée a été assez humide pour que la densité soit limitée par la teneur en eau et a développé des pressions interstitielles de construction faibles. Le remblai initial de Carsington a été compacté au cylindre à grilles léger, avec l'intention de limiter l'écrasement de la pélite indurée médiocre. Le remblai reconstruit a été réalisé avec la même pélite indurée, mais a été lourdement compacté au rouleau vibrant de 10,5 tonnes.

Knoop (Australie, communication personnelle, 2000) et Guidici *et al.* (2000) relatent les tassements des barrages en enrochement à masque amont en béton bitumineux en Tasmanie, en Australie. Ils notent que les barrages Scott's Peak et Mackintosh montrent des tassements en crête plus importants que les autres barrages à masque en béton bitumineux dans la région. Ceci est dû au fait qu'ils ont été construits en enrochement de plus faible qualité. Dans le cas de Scott's Peak, le remblai est en argilite et il a été constaté, à partir des inspections régulières, qu'il se dégrade sous l'effet d'humidification et d'assèchement dans le parement aval et dans le barrage. Dans le barrage de Mackintosh, le remblai a été réalisé en grauwacke folié à la verticale avec des séparations en ardoise, formant un enrochement en plaque. Le tassement en crête du barrage Scott lors de la construction a été de 0,21 % de hauteur, le tassement en crête lors de la mise en eau a été de 0,36 % et le tassement durant les dernières 24 années d'exploitation s'élève à 0,15 % ; le tassement total causé par ces facteurs est de 0,72 % de hauteur. Le tassement équivalent au barrage Mackintosh a été de 0,14 %, 0,17 % et 0,20 % sur les 18 années d'exploitation, soit un total de 0,51 %. Le tassement total dans d'autres barrages en enrochements à masque en Tasmanie est de 0,12 % après 28 ans, à Cethana où l'enrochement est en quartzite, 0,20 % après 25 ans, à Serpentine avec un enrochement également en quartzite, à Paloona avec un remblai en silice argileuse, le tassement est de 0,11 % après 27 ans. Il est de 0,09 % après 17 ans à Murchison où le remblai est en rhyolite.

Au Mangrove Creek (Australie) (Heinrich, 1995), un autre barrage en enrochements de grès altéré à masque en béton, le tassement de 0,32 % a eu lieu après 9 ans, bien que la retenue n'ait pas été complètement remplie.

Au barrage de Kangaroo Creek (Australie) (Good, 1976), une pélite avec une résistance à la compression uniaxiale de 25 MPa (faible à très faible dans la classification technique) a été utilisée dans la masse du remblai en enrochement (Zone 3) du barrage en enrochements à masque amont en béton. Lors de la mise en eau, la résistance s'est réduite du tiers. Il y avait également des inquiétudes quant à la dégradation géochimique de la pélite après sa mise en place dans le corps du barrage mais ces inquiétudes se sont dissipées après investigation, car seule une petite proportion du remblai aurait été vulnérable (voir 2.14 ci-dessous). Les pélites légèrement à moyennement altérées ont été extraites des carrières à l'explosif. Une partie de ces pélites ont été rejetées car elles contenaient beaucoup de fines. Au barrage, elles ont été déversées à l'extrémité de la couche en cours d'exécution et, avant leur épandage, elles ont été lavées avec une quantité d'eau équivalente au volume du rocher déchargé. Elles ont été alors étalées avec un bulldozer D8 et compactées avec quatre passes au rouleau vibrant de 10 t. Une croûte de particules silteuses s'est accumulée à la surface de chaque couche et a été lessivée à travers les enrochements grossiers inférieurs avant la mise en place de la couche suivante. Une précaution particulière a été prise pour l'approvisionnement des zones filtrantes, en utilisant des rochers durs afin de prévenir l'érosion des fines à travers le barrage, en

pressures. The original Carsington fill was compacted by a light grid roller, with the intention of limiting breakdown of the weak mudstone. The reconstructed fill was from the same mudstone, but compacted heavily using a 10.5 ton vibrating roller.

Knoop (Australia, personal communication, 2000) and Guidici *et al.* (2000) report on settlements of concrete and bituminous-faced rockfill dams in Tasmania, Australia. They note that Scott's Peak Dam and Mackintosh Dam show greater crest settlements than other concrete and bituminous-faced rockfill dams there. This is because they were constructed with poorer quality rockfills. In the case of Scott's Peak, the fill is argillite and has been noted from regular inspections to break down on wetting and drying on the downstream face and within the dam. At Mackintosh Dam the fill is from vertically foliated greywacke with slate partings which formed slabby rockfill. At Scott's Peak the crest settlement during construction was 0.21% of height, the crest settlement on reservoir filling was 0.36% of height and the settlement over the past 24 years of operation amounts to 0.15%, the total crest settlement from these sources is 0.72%. The equivalent settlements at Mackintosh Dam were 0.14%, 0.17% and 0.20% over 18 years of operation, total 0.51%. Total settlement at other faced rockfill dams in Tasmania is 0.12% after 28 years at Cethana where the rockfill is quartzite, 0.20% after 25 years at Serpentine where the rockfill is also quartzite, at Palooka with argillaceous chert fill it is 0.11% after 27 years. At Murchison, with rhyolite fill, it is 0.09% after 17 years.

At Mangrove Creek (Australia) (Heinrichs, 1995) another concrete faced rockfill dam on weak weathered sandstone fill, settlement of 0.32% had occurred after eight years, although the reservoir had not been completely filled.

At Kangaroo Creek (Australia) (Good, 1976) schist with an average uniaxial compressive strength of 25 MPa (low to very low strength on the engineering classification) was used for the bulk of the rockfill (Zone 3) in the concrete faced rockfill dam. On wetting, the strength reduced by about one third. There were concerns also about geochemical deterioration of the schist after it had been placed in the dam, but these were dismissed after investigation because only a low proportion of the fill would have been vulnerable to it (see 2.14 above). The slightly to moderately weathered schist was blasted in quarries. Some was rejected because it contained too many fines. At the dam, it was dumped at the edge of the layer being placed and before spreading was sluiced with a quantity of water equivalent to the volume of rock dumped. It was then spread with a D8 bulldozer and compacted by four passes of a 10 t vibrating roller. A crust of silt-sized fines accumulated on the surface of each layer and was sluiced through into the coarser rockfill below before the next layer was placed. Care was taken to provide filter zones using stronger rock to prevent erosion of fines through the dam should there be leakage through the concrete face or foundation because movements of fines in the fill may have caused settlement. The schist rockfill placed in the dam had a fines content (< 24 mm)

cas d'infiltration à travers le masque en béton ou la fondation, car les mouvements des fines dans le remblai peuvent avoir causé un tassement. L'enrochement de pélite mis en place dans le barrage a une teneur en fines (< 24 mm) de 20-50 % et un indice de vides de 0,15-0,22. La résistance au cisaillement mesurée,  $\phi'$ , a été de 38° ou plus. Le tassement lors de la construction a été de 0,8 % de hauteur.

Les données de tassement extraites des descriptions ci-dessus sont résumées dans le Tableau suivant :

Barrage	Type de remblai	Déplacement de la crête pendant	% hauteur barrage	Déplacement total de la crête (% de la hauteur du remblai)
Scott's Peak	Argillite	Construction	0,21	
		Remplissage de la retenue	0,36	
		Exploitation pour plus de 24 ans	0,15	
		Total des tassements		0,72
Mackintosh	Grauwacke	Construction	0,14	
		Remplissage de la retenue	0,17	
		Exploitation pour plus de 18 ans	0,20	
		Total des tassements		0,51
Kangaroo Creek	Pélite altérée	Construction	0,8	
Mangrove Creek	Grès altéré	Total sur 8 ans (retenue non remplie)		0,32
Serpentine	Quartzite	Total sur 25 ans		0,20
Cethana	Quartzite	Total sur 28 ans		0,12
Palooka	Argile siliceuse	Total sur 27 ans		0,11
Murchison	Rhyolite	Total sur 17 ans		0,09

## 2.11. COMPRESSION ET LE TASSEMENT DIFFÉRÉS POST-CONSTRUCTION

La compression est plus critique quand elle survient après la construction, car elle entraîne des tassements à long terme. La compression à long terme due à la consolidation est improbable dans les remblais creux et pleins discutés ici, vu qu'elle requiert une faible perméabilité (typiquement  $k < 10^{-9}$  m/s) et le développement de pressions interstitielles de construction dans le chargement non drainé. D'autres



of 20-50% and a voids ratio of 0.15-0.22. The measured shear strength,  $\phi'$ , was 38° or more. The settlement during construction was 0.8% of height.

The settlement records from the descriptions above are summarised here:

Dam	Fill Type	Crest Settlement during:	% of dam height	Total Crest Settlement (% of dam height)
Scott's Peak	Argillite	Construction	0.21	
		Reservoir filling	0.36	
		Operation over 24 years	0.15	
		Total from these sources		0.72
Mackintosh	Greywacke	Construction	0.14	
		Reservoir filling	0.17	
		Operation over 18 years	0.20	
		Total from these sources		0.51
Kangaroo Creek	Weathered schist	Construction	0.08	
Mangrove Creek	Weathered sandstone	Total over 8 years (reservoir not filled)		0.32
Serpentine	Quartzite	Total over 25 years		0.20
Cethana	Quartzite	Total over 28 years		0.12
Paloona	Argillaceous chert	Total over 27 years		0.11
Murchison	Rhyolite	Total over 17 years		0.09

## 2.11. DELAYED POST CONSTRUCTION COMPRESSION AND SETTLEMENT

Compression is more critical if it occurs post-construction, leading to long-term settlement. Long-term compression due to consolidation is unlikely in the under-filled and filled fills discussed here, as it requires both low permeability (typically  $k < 10^{-9}$  m/s) and the development of construction pore pressure in undrained loading. Other causes of long-term deformation are creep (ongoing strain at

causes de déformation à long terme sont le fluage (déformation continue sous contrainte constante), l'affaissement ou le gonflement lors de la mise en eau, ainsi que l'accumulation de l'affaissement plastique en raison du chargement cyclique, dû par exemple, aux vidanges successives du plan d'eau ou aux changements saisonniers des pressions interstitielles lorsque le bilan de la surface évaporation/infiltration varie. L'affaissement survient lorsque la résistance des particules se trouve réduite par l'humidification, entraînant un écrasement additionnel des contacts entre les particules. Deux exemples d'affaissement de remblais en pélites indurées sont présentés ici.

La Fig. 10 illustre l'affaissement du remblai en pélites indurées et siltites altérés de la digue initiale de Carsington au Royaume-Uni, qui a été mis en place avec un compactage moyen et sans arrosage. Ce tassement a été mesuré avec deux tassomètres dans le talus aval du barrage, un dans chacune des deux vallées traversées par la digue. La première vallée (tassomètre AS3) a été remblayée en mai-juin 1982. Les travaux ont ensuite été entrepris dans la vallée principale (tassomètre CS3) entre juillet et septembre. Les travaux de remblaiement devinrent impraticables vers la fin de septembre en raison de la baisse inhabituelle des taux d'évaporation avec l'avènement de la saison de froid. Les données météorologiques ont montré qu'il y avait un déficit d'humidité dans le sol et ce jusqu'à la fin de septembre. L'affaissement a eu lieu dans la deuxième vallée vers la fin du mois d'octobre. Il avait commencé sur la crête du remblai et avait pris une semaine pour atteindre le fond, avec un taux de pénétration du front de l'affaissement de  $2 \times 10^{-5}$  m/s environ. La compression de l'affaissement a atteint 6 % et le tassement du remblai de 15 m d'épaisseur a été de 0.4 m. La crête du remblai s'est affaissée au début mais s'est gonflée par la suite. Au même moment, le remblai dans la première vallée, dans laquelle aucun remblai n'a été mis en place pendant deux mois, s'est également affaissé mais de manière beaucoup plus faible. Dans cet exemple, l'affaissement a été très rapide et le volume des infiltrations en cause a été très faible. Aucun affaissement n'a eu lieu dans le remblai de la digue reconstruite utilisant la même pélite indurée sans arrosage mais avec un compactage plus important.

Un comportement absolument différent a été constaté au barrage Roadford (Wilson et Evans, 1988). La coupe transversale de la digue est représentée sur la Fig. 11. Le remblai a été exécuté dans la strate carbonifère légèrement métamorphosée, dans laquelle prédominent les pélites indurées, mais qui contient aussi de la siltite et du grès. Cette formation a été défoncée et chargée au tractopelle avant sa mise en place en couches de 0,5 m d'épaisseur avec un compactage lourd au rouleau vibrant de 10,5 t. Pour des raisons économiques, la strate ne pouvait qu'être défoncée et les quelques siltites et grès ne pouvaient pas être excavés de cette manière. La base du remblai jusqu'à hauteur de 100 m (environ 14 m de profondeur maximale) a été mise en place avec des matériaux provenant de la partie supérieure de la zone d'emprunt avec une teneur en eau entre 4 % et 7 %, avec une densité sèche de mise en place entre 1,98 et 2,10 t/m<sup>3</sup>. Au-dessus de ce niveau, les matériaux du fond de la zone d'emprunt ont été utilisés avec une teneur en eau entre 3 % et 5 %. Une densité sèche entre 2,04 et 2,13 t/m<sup>3</sup> a été atteinte. Les tassements ont été mesurés avec trois tassomètres dans l'axe et un autre dans le centre de la vallée à mi-distance du parement aval.

constant stress), collapse or swelling on wetting, and accumulating plastic strain due to cyclic loading, due, for instance, to successive drawdowns of a water retaining embankment, or to seasonal pore pressure changes as the surface evaporation/infiltration balance alters. Collapse settlement occurs when particle strength is reduced by wetting, leading to an additional crushing of particle contacts. Two examples of collapse settlement of fills from mudstone are now presented.

Fig. 10 shows collapse settlement of the fill from weathered mudstone and siltstone of the first Carsington embankment in UK, which was placed with moderate compaction, and without watering. It was measured at two settlement gauges in the downstream slope of the dam, one in each of the two valleys which the embankment crossed. The first valley (gauge AS3) was filled in May-June 1982. Filling then transferred to the main valley (gauge CS3) during July to September. Fill placing became impractical at the end of September due to the usual decrease in evaporation rates as the weather became cooler. Climatic records showed that there was a soil moisture deficit up to the end of September. Collapse occurred in the second valley towards the end of October. It started in the top of the fill, and took about one week to affect the bottom of the fill, a rate of penetration of the collapse front of about  $2 \times 10^{-5}$  m/s. Collapse compression was up to 6%, and settlement of the 15 m thick fill was 0.4 m. The top of the fill collapsed initially but it subsequently swelled. At the same time the fill in the first valley, in which no fill had been placed for two months, also collapsed but by a much smaller amount. In this example collapse was very rapid and the amount of infiltration causing it was quite small. No collapse has occurred in the fill of the reconstructed embankment, formed from the same weathered mudstone without watering but with heavy compaction.

Radically different behaviour was observed at the Roadford Dam (Wilson and Evans, 1988). A cross section of the embankment is shown on Fig. 11. The fill was from slightly metamorphosed Carboniferous strata, in which mudstone predominated, but with some siltstone and sandstone. It was ripped and loaded by tractor shovel before placing in 0.5 m thick layers with heavy compaction from a 10.5 t per vibrating roller. The strata could only just be ripped economically, and some of the sandstone present could not be excavated in this way. The base of the fill up to about 100 m elevation (about 14 m deep maximum) was placed from the top of the borrow pit with a water content between 4% and 7%, placed at a dry density between 1.98 and 2.10 t/m<sup>3</sup>. Above this level deeper borrow was used with the water content between 3% and 5%. A dry density between 2.04 and 2.13 t/m<sup>3</sup> was achieved. Settlements were measured by three settlement gauges on the centre line and one, in the centre of the valley, halfway down the downstream slope.

Le tassement des crêtes de ces tassomètres et après achèvement de la digue est représenté sur la Fig. 12. L'amplitude des tassements différés n'est pas critique mais elle est plus importante que d'habitude dans un remblai granulaire lourdement compacté. Une accélération du mouvement est associée à deux périodes de retenue de l'hiver. Cependant, la partie du masque aval où l'augmentation de la contrainte due à la retenue était négligeable, s'est également tassée. L'analyse détaillée montre que les tassements sont liés au climat plus humide de l'hiver plutôt qu'à la retenue.

La Fig. 13 montre le tassement du mur en béton précontraint, après la construction. L'enregistrement débute un an après la fin de construction du remblai. La donnée de référence est le niveau de construction prévu et le mur était construit légèrement en hauteur. Avec le temps, les dépôts deviennent inégaux. Le dépôt n'a lieu que lorsque le barrage est d'une hauteur supérieure de 15 à 20 m. Un léger gonflement est intervenu aux extrémités du barrage. Deux des points inférieurs coïncident avec les jauges de dépôts de crête. Il y a une route publique sur la crête du barrage et les dépôts différentiels sont suffisamment élevés pour être visibles.

La Fig. 14 représente la compression de la partie inférieure la plus humide du remblai en fonction de la contrainte et du temps. La compression est similaire à celle mesurée en laboratoire dans l'essai à l'œdomètre, mais avec un fluage à long terme. Le fluage dans la zone de contrainte faible sous le parement aval a cessé après trois ans. Les observations du tassement au niveau de la membrane amont sous le poids de l'eau confirment ce comportement. Le fluage sous contrainte élevée s'est poursuivi. Toutes les mesures sont prises sous contraintes relativement élevées et donc l'extrapolation des courbes de compression vers zéro est imprécise. Cependant, il pourrait y avoir un petit seuil de contrainte. La Fig. 15 représente la compression du remblai supérieur sec. La compression est faible durant la construction. Il y a clairement un seuil de contrainte d'environ 200 kPa. La compression post-construction est importante mais elle s'est arrêtée presque trois ans après. On a une preuve claire d'une compression de tassement substantielle d'un peu plus de 1%, se produisant à un taux très lent. La compression après le fluage est similaire à celle observée en laboratoire. La couche supérieure du remblai d'une épaisseur de 10 m a augmenté de volume avec le temps.

La Fig. 13 montre également comment le tassement différentiel le long du mur de revanche s'est développé avec le temps. Les mouvements différentiels se sont développés précocement et les tassements sont alors devenus plus uniformes. L'analyse des données a montré ce qui suit :

1. Le remblai inférieur humide est susceptible de fluer, mais seulement en cas de contraintes élevées.
2. Le remblai supérieur sec a présenté une compression de tassement significative sous contrainte élevée et a gonflé sous contrainte faible.
3. On a constaté un seuil de contrainte dans le remblai supérieur plus sec sur le terrain, alors qu'aucun seuil n'a été observé en laboratoire.
4. Le taux de tassement a été contrôlé par infiltration lente, contrôlé à son tour par la quantité limitée de l'infiltration des précipitations plutôt que par la perméabilité du remblai.

Settlement of the tops of these gauges and after completion of the embankment is shown on Fig. 12. The magnitude of the delayed settlements is not critical but it is larger than usual in a heavily compacted granular fill. An acceleration in movement is associated with the two periods of winter impounding. However, the downstream face at a level where the stress increase due to impounding was negligible also settled, and detailed analysis shows that the settlements are associated with wetter winter weather, rather than with impounding.

Fig. 13 shows the post-construction settlement of the precast concrete wave wall. The settlement records start one year after completion of the embankment. The reference datum is the intended construction level, and the wall was built slightly high. With time the settlements became uneven. Settlement has only occurred where the dam is more than 15 to 20 m high. Slight heave has occurred at the ends of the dam. Two of the low points coincide with crest settlement gauges. Two other low points do not, and no low point is associated with the third crest settlement gauge. There is a public road on the dam crest, and the differential settlements are sufficient to be visible.

Fig. 14 shows the compression of the lower, wetter fill as a function of stress and time. The compression is similar to that measured in the laboratory in an oedometer test, but there is long-term creep. The creep at the lower stress below the downstream slope ceased after three years. Observations of settlement of the upstream membrane under the water load confirm this behaviour. The creep at higher stress has continued. All the measurements are at relatively high stress, and extrapolation of the compression curves back to zero stress is imprecise. However, there could be a small threshold stress. Fig. 15 shows the compression of the drier upper fill. Compression is small during construction. There is clear evidence of a threshold stress of about 200 kPa. Post-construction compression is large, but it had nearly stopped after three years. There is clear evidence of substantial collapse compression of a little more than 1%, occurring at a slow rate. The compression after collapse is similar to that observed in the laboratory. The top layer of fill about 10 m thick has expanded with time.

Fig. 13 also shows how differential settlement along the wave wall developed with time. The differential movements developed early and settlements then became more uniform. Analysis of all the data has indicated the following:

1. The wetter lower fill is susceptible to creep, but only at higher stresses.
2. The drier upper fill showed significant collapse compression at higher stress and swelled at low stress. Creep was much smaller than in the lower fill.
3. A threshold stress was observed in the drier upper fill in the field which was not observed in the laboratory.
4. The rate of collapse settlement was controlled by slow infiltration, controlled in turn by the limited amount of infiltration of winter rainfall rather than by the permeability of the fill.

5. Les tassements différentiels ont été causés par infiltrations préférentielles dans certains points; quelques tassements peuvent être associés au remblai compacté à la main autour des tassomètres. Le tassement différentiel ne s'est pas corrigé du fait que l'infiltration s'est poursuivie sur le reste du remblai par la suite.

Le remblai au barrage Roadford a été mis en place de manière très rapide pendant un seul été, au cours duquel il y aurait eu peu d'infiltration due à la pluie. Par contre, le remblai au barrage Balderhead a été mis en place avec arrosage, sur trois ans, et donc il a été sujet à des infiltrations pendant deux hivers. Aucun tassement ou glissement à long terme n'a été observé à Balderhead.

## **2.12. EFFETS DE L'ARROSAGE SUR LES REMBLAIS EN PÉLITES ET ROCHERS MÉDIOCRES**

Ces exemples de compressions et de tassements post-construction montrent que le compactage lourd réduit l'importance du fluage et du tassement post-construction, mais ne les élimine pas nécessairement sauf dans les parties inférieures des remblais. Il est nécessaire de procéder à l'arrosage du remblai pour pallier tout déficit en eau et ainsi prévenir le tassement. L'arrosage lors de la mise en place a été évité à Roadford, car il provoquait, semble-t-il, des problèmes de construction du remblai qui était plutôt argileux. L'arrosage du remblai avant le compactage est une action usuelle dans les enrochements durs car il réduit la résistance du rocher, augmente l'écrasement des contacts de particules et accroît de ce fait l'efficacité du tassement. Il semble que cette opération n'est pas nécessaire dans des remblais présentant une granulométrie pleine et contenant des fines argileuses et où l'arrosage peut causer des problèmes de construction. L'arrosage des remblais déjà mis en place et sur lesquels les machines ne roulent pas, devrait être suffisant pour assurer que le tassement ait lieu durant la construction et par conséquent éviter l'occurrence de tassements à long terme. La quantité d'eau qui doit être ajoutée nécessite plus d'étude, au même titre que les processus régissant le taux de tassement et d'affaissement.

Dans le cas du barrage de Mangrove Creek (en Australie), l'eau de lavage (environ 15 % du volume du remblai) utilisée dans un remblai en grès altéré ne s'est pas écoulée et le remblai est devenu irréalisable. Mackenzie & McDonald (1980) ont indiqué que lors de l'investigation, il a été constaté que le remblai s'est rompu lors de l'excavation, de la mise en place et du compactage, réduisant la perméabilité à  $1,1 \times 10^{-6}$  m/s ou moins. Cette valeur était trop faible pour assurer le drainage des eaux de lavage. En fait, cette perméabilité est inférieure à la valeur de  $1 \times 10^{-5}$  m/s proposée par Penman et Charles (1976) comme limite au-delà de laquelle des pressions interstitielles de construction peuvent être générées dans le remblai. À Mangrove Creek, la solution a été de réduire l'arrosage de 7,5 % et de mettre en place des tapis de drainage interne de 900 mm d'épaisseur, construits avec des roches de siltite moins altérées (perméabilité de  $3,9 \times 10^{-4}$  m/s ou plus), à des intervalles verticaux de 5,7 m. Heinrichs (1995) rapporte que ni la pression interstitielle ni l'infiltration n'ont été générées durant la construction, mais que le tassement a été très élevé (0,32 % de hauteur, avant le remplissage total de la retenue) en comparaison avec d'autres barrages en enrochements à masque amont en béton en raison des roches médiocres utilisées.

5. The differential settlements were caused by preferred infiltration at certain points, some of which may have been associated with hand-compacted fill around the settlement gauges. The differential settlement did not correct itself as infiltration occurred into the rest of the fill later.

The fill at Roadford was placed quite rapidly in a single summer, during which there would have been little infiltration from rainfall. In contrast the fill at the Balderhead dam was placed with some watering, over three years, and thus it was subject to infiltration over two winters. No collapse settlement or longer-term creep settlement was observed at Balderhead.

## **2.12. EFFECTS OF WATERING FILLS IN SHALE AND WEAK ROCKS**

These examples of post-construction compressions and settlements indicate that heavy compaction reduces the magnitude of post-construction creep and collapse settlement, but it does not necessarily eliminate it, except in low fills. Watering of fill to make up any water deficiency is required to eliminate collapse. Watering of the fill as it was placed was avoided at Roadford because it tended to cause construction problems in the rather clayey fill. Watering of the fill prior to compaction is common in hard rockfills, since this reduces the strength of the rock, increases crushing of particle contacts and so increases the efficiency of compaction. This seems to be unnecessary in fills with filled gradings and clayey fines, where watering may cause construction problems. Watering of the previously placed fill, on which plant is not running, should be sufficient to ensure that collapse occurs during construction and so is built out, rather than later when it causes long-term settlement. The amount of water which must be added to do this needs further study, together with the processes controlling the rate of collapse settlement.

At Mangrove Creek Dam (Australia) the sluicing water (about 15% of fill volume) used on weathered sandstone fill did not drain away and the fill became unworkable. Mackenzie & McDonald (1980) report that on investigation it was found that the fill had broken down during excavation, placing and compaction to such an extent that the permeability was reduced to  $1.1 \times 10^{-6}$  m/s or less. This was too low to allow drainage to occur to release the sluicing water. In fact, it is a lower permeability than the  $1 \times 10^{-5}$  m/s suggested by Penman and Charles (1976) as marking the limit below which construction pore pressures may be generated in the fill. At Mangrove Creek, the solution to the problem was to reduce watering to 7.5% and to introduce internal drainage blankets, 900 mm deep, constructed from less weathered siltstone rock (permeability  $3.9 \times 10^{-4}$  m/s or more), at 5.7 m vertical intervals. Heinrichs (1995) reports that no pore pressures were generated during construction, nor was there any leakage, but settlement was high (0.32% of height, before the reservoir was completely filled) when compared to other concrete faced rockfill dams because of the 'soft' weak rocks used as fill.



### **2.13. DENSITÉS TYPIQUES DE QUELQUES REMBLAIS EN PÉLITES INDURÉES**

La Fig. 16 montre quelques densités typiques pour le remblai, obtenues en gros des pélites indurées initialement saturées. La figure représente également certaines des propriétés de remblais qui en résultent. Typiquement, si la pélide indurée est humide, elle sera friable et pourra être excavée sans ripage. Un remblai en argile imperméable peut être confectionné en tassant ensemble les blocs excavés durant la mise en place et le compactage. Avec des pélites indurées plus sèches et plus résistantes, excavées sans aucun ripage, des macro-vides peuvent être laissés à la base d'une couche compactée, produisant une grande perméabilité horizontale le long des couches. Ceci a eu lieu dans le remblai en pélites indurées altérées du barrage reconstruit de Carsington (Chalmers *et al.*, 1993). Cet effet peut être évité par le nivellement et le compactage en biseau de chaque couche lors de sa mise en place, de manière à la marier avec la couche inférieure. Des pélites indurées plus dures nécessitant le ripage sont généralement plus sèches. Des densités élevées sont atteintes. Même avec une granulométrie pleine qui sera produite, il y aura probablement un déficit de fines argileuses et la perméabilité sera plus élevée, variant typiquement entre  $10^{-6}$  et  $10^{-8}$  m/s. Les pélites hautement indurées et altérées comme l'ardoise et les grauwackes nécessiteront le dynamitage. Elles feront un enrochement dur, très perméable avec une faible teneur en eau.

La confection d'un remblai en argile imperméable à partir d'une pélide indurée peut parfois être nécessaire lorsque les blocs de pélide indurée sont trop durs pour être tassés ensemble. Un volume de travail important peut être nécessaire pour produire des fines d'argile suffisantes pour obtenir la faible perméabilité d'une argile. La Fig. 17 montre le changement dans la granulométrie pleine, résultant du ripage et du terrassement d'un flysch pélitique de Grèce après un recompactage répété par compactage dynamique en laboratoire. La perméabilité du remblai obtenu est de l'ordre de  $k = 10^{-8}$  m/s.

### **2.14. ESSAIS DE CONTRÔLE ET AUSCULTATION DES REMBLAIS EN ROCHES MÉDIOCRES**

Étant donné que le type de remblai obtenu à partir d'enrochements médiocres dépend de la manière avec laquelle ils sont travaillés, le contrôle par spécification de la méthode est recommandé. La détermination de la meilleure méthode de travail est difficile, à moins qu'on ne dispose d'une vaste expérience en matière de remblais. Les essais de terrain d'avant-projet sont un moyen intéressant pour déterminer les propriétés éventuelles du remblai. Cependant, pour un souci d'efficacité, on devrait veiller à utiliser un matériau très représentatif. Souvent, seul le matériau de surface peut être excavé rapidement au moment de l'exécution des essais. De même, l'entrepreneur sélectionné peut adopter des méthodes de travail différentes de celles utilisées durant les essais. Par conséquent, les clauses du marché devraient être suffisamment flexibles pour permettre un changement de méthode au fur et à mesure de l'avancement du travail. La méthode de travail devrait permettre de produire une granulométrie pleine ou presque pleine dans la mesure du possible. En général, il sera suffisant de démontrer qu'on a atteint une granulométrie raisonnablement stable qui change lentement avec le travail.



## 2.13. TYPICAL DENSITIES OF SOME FILLS FROM MUDSTONE

Fig. 16 shows some typical densities for fill obtained predominantly from mudstone which is initially saturated. Also shown are some of the properties of the fills which result. Typically, if the mudstone is wet it will be weak, it can be excavated without ripping, and an impermeable clay fill can then be produced by 'squashing' together the lumps produced by excavation during placing and compaction. With drier, stronger mudstones which can still be excavated without ripping, macro voids may be left in the base of a compacted layer, giving a high horizontal permeability along layers. This occurred in the fill from the more weathered mudstone in the reconstructed Carsington Dam (Chalmers *et al.*, 1993). The effect can be avoided by grading out and compacting a feather edge to each layer as it is placed, so that it is combined intimately with the layer below. Stronger mudstones which require ripping are usually drier. Higher densities are achieved. Even with the filled grading which will be produced, there is likely to be a deficiency of clay fines, and permeability will be higher, typically in the range of  $10^{-6}$  to  $10^{-8}$  m/s. Highly indurated and altered mudstones such as slate and greywacke will require blasting. They will form strong, very permeable rockfill with a low water content.

The formation of an impermeable clay fill from a mudstone may sometimes be required when the lumps of mudstone are too strong to be 'squashed' together. A considerable amount of working may be required to generate sufficient clay fines to give the low permeability of a clay. Fig. 17 shows the change in the filled grading derived by ripping and dozing a weak flysch mudstone from Greece when it was repetitively re-compacted by dynamic compaction in the laboratory. The permeability of the fill produced is of the order of  $k = 10^{-8}$  m/s.

## 2.14. CONTROL TESTING AND MONITORING OF FILLS FROM WEAK ROCKS

Since the type of fill obtained from weak rocks depends heavily on the way in which they are worked, control by a method specification is desirable. Prediction of the method of working which will give the best result will generally be difficult without full-scale experience. Pre-contract field trials are a valuable means of determining the likely properties of the fill. However, to be effective care must be taken to use properly representative material, often only superficial material can be excavated readily at the time trials are carried out. Also, the appointed contractor may adopt different working methods to those used in the trials. Thus the contract arrangements should be sufficiently flexible to allow variation of method as work proceeds. The method of working should be such as to produce a filled grading, or as near a filled grading as is practical. In general it will be sufficient to show that a reasonably stable grading has been achieved, which changes only slowly with further working.

Le contrôle de l'épaisseur des couches est important et une épaisseur d'environ 0,5 m sera généralement satisfaisante. Dans la détermination de la quantité de compactage requise, il est plus facile d'utiliser le rouleau pour réaliser des essais de compactage. La technique de mesure du tassement sous le rouleau durant le compactage est bien connue (voir, par exemple, Bertram, 1973). La Fig. 18 montre le tassement par passe, déterminé dans deux essais de compactage du remblai de Roadford, exprimé en pourcentage de compression de la couche en compactage. Il serait raisonnable de décider un nombre de passes qui réalise environ 80 % de la compression jusqu'au refus.

Les essais de contrôle devraient comprendre des essais de densité à grande échelle, avec la détermination de la teneur en eau et de la granulométrie du matériau excavé du puits. Si le volume du trou creusé est déterminé par son remplissage du gravier roulé, le trou rempli de gravier peut être utilisé pour les tests de perméabilité. Bien que l'interprétation de tels tests puisse donner lieu à une certaine incertitude, la perméabilité constitue un indicateur utile de la teneur en fines et de la consistance du remblai en compactage.

## **2.15. CONCLUSIONS SUR L'UTILISATION DES PÉLITES ET DES ROCHES MÉDIOGRES COMME REMBLAI**

La méthode d'excavation, chargement et mise en place des remblais en enrochements médiocres a une grande influence sur la granulométrie produite. Une granulométrie pleine stable devrait être recherchée et généralement une granulométrie pleine ou presque pleine devrait être réalisable par ripage avec des engins de terrassement lourds avant chargement. Il convient de noter que dans les enrochements durs, une granulométrie pleine n'est ni nécessaire, ni facilement réalisable. Un compactage lourd est recommandé sur des couches d'épaisseur moyenne. La résistance et la compressibilité peuvent être incertaines dans les remblais lâches ou dans les remblais en pélites indurées dans lesquels les roches peuvent se dégrader en argile. Les effets de litage et de dégradation sur les surfaces de construction doivent être pris en compte dans la conception. Le tassement et l'affaissement par fluage sont un problème potentiel dans les remblais en pélite indurée, qui sont réduits mais non éliminés par un compactage lourd. Le tassement peut être différé et peut survenir de manière irrégulière si l'apport en eau au remblai est limité.

Control of layer thickness is important, and generally a thickness of about 0.5 metres will be satisfactory. In determining the amount of compaction required it is easiest to use the roller to perform its own compaction tests. The technique of measuring settlement under the roller during compaction is well established (see, for instance, Bertram, 1973). Fig. 18 shows settlement per pass determined in two compaction trials on the Roadford fill, expressed as a percentage compression of the layer being compacted. It is reasonable to specify a number of passes which achieves about 80 % of the compression at refusal.

Monitoring tests should involve large-scale density tests, with determination of the water content and grading of the material excavated from the pit. If the volume of the hole dug is determined by filling it with pea gravel, the gravel filled hole can be used for soakaway permeability tests. While interpretation of such tests is open to uncertainty, permeability is a useful guide to fines content and to the consistency of the fill being achieved.

## **2.15. CONCLUSIONS ON THE USE OF SHALE AND WEAK ROCKS AS FILL**

The method of excavation, loading and placement of fills from weak rocks has a major influence on the grading produced. A stable filled grading should be aimed for, generally filled or near filled grading should be achievable by ripping with heavy dozers prior to loading. Note that in strong rocks a filled grading is not necessary, nor is it readily achievable. Heavy compaction is desirable, on layers of moderate thickness. Strength and compressibility may be uncertain in loose fills or in fills from mudrocks where the rock can degrade to clay. The effects of layering and of degradation on construction surfaces should be taken into account in design. Collapse and creep settlement is a potential problem in fills from mudrocks, which is reduced but not eliminated by heavy compaction. Collapse may be delayed and it may occur unevenly if the supply of water to the fill is restricted.

---

## 3. ROCHES MÉDIOCRES ET LES PÉLITES UTILISÉES DANS LA RECHARGE

---

### 3.1. EXPÉRIENCE DANS L'UTILISATION DES ROCHES MÉDIOCRES ET DES PÉLITES DANS LA RECHARGE

Cette section traite de l'utilisation des pélites et des roches médiocres comme remblai de recharge des barrages. L'utilisation de ces matériaux dans le noyau, l'élément assurant l'imperméabilité du barrage, est traitée dans la Section 4 ci-après. Plusieurs barrages ont été construits en utilisant des pélites et des roches médiocres comme remblai de recharge. Parfois elles ont été utilisées comme remblai « général » de recharge. Dans d'autres cas, ces recharges sont zonées en vue d'exploiter les matériaux disponibles des carrières et zones d'emprunt à proximité du site du barrage. Les raisons pour lesquelles ces matériaux se sont révélés adéquats comme recharge sont expliquées en termes géotechniques dans les extraits de Vaughan (1994a) cités ci-après. Il existe beaucoup d'exemples de l'utilisation de pélites et de roches médiocres produisant des granulométries creuses, pleines (et très riches). Les roches médiocres et les pélites semblent avoir agi, à quelques exceptions près, comme des enrochements sans générer de pressions interstitielles dans les remblais au cours de la construction. Dans certains cas, par souci de stabilité lors de vidange rapide, notamment pour les barrages d'accumulation d'énergie par pompage, où les niveaux de la retenue fluctuent rapidement (ex. Rocky Mountain (USA), Kleiner, 1997), les remblais en pélites ont été utilisés seulement dans la recharge aval et uniquement en dessus du niveau de fonctionnement normal dans la recharge amont.

Comme expliqué ci-dessus, la nature des remblais produits dépend de la fermeté de la roche à l'excavation et des opérations d'excavation et de mise en place. Les roches dures produisent des granulométries creuses, et les roches plus altérées des granulométries pleines. Les roches dures exigent probablement au moins quelques sautages pendant l'excavation. Le ripage suffit normalement pour excaver les roches médiocres. Les roches dures nécessitent un lavage pendant leur mise en place afin de limiter le tassement ultérieur. L'arrosage est en général suffisant pour les roches médiocres. Les roches dures produisent des granulométries creuses dans les remblais suffisamment solides pour supporter les charges appliquées sur les points de contacts entre les particules d'une roche plus grande. Les roches médiocres excavées par ripage peuvent produire des granulométries stables pleines ou presque pleines lorsque le remblai est mis en place en couches d'épaisseur modérée et compactées par des engins lourds. Dans ces remblais, les charges appliquées sont supportées par plusieurs points de contact légèrement chargés.

Un soin devrait être donné dans les remblais en pélites et pélites indurées pour vérifier si le processus de mise en place n'entraîne pas une dégradation de l'argile avec des faibles résistances au cisaillement et une plus grande compressibilité ainsi que la possibilité de développement de pressions interstitielles pendant la construction.

---

## 3. WEAK ROCKS AND SHALES USED AS SHOULDER FILL

---

### 3.1. EXPERIENCE IN THE USE OF WEAK ROCKS AND SHALES AS SHOULDER FILL

This section deals with the use of shales and weak rocks in the shoulders or shells of dams. Use of these materials in the cores, the waterproofing element, of dams is dealt with in Section 4 below. Many dams have been constructed using shale and other weak rocks as fill in the shoulders or shells of dams. Sometimes they have been used as 'general' shoulder fill, sometimes the shoulder fill has been zoned to make good use of materials available from quarries and borrow pits close to the dam site. The reasons why they have proved adequate as fill is explained in geotechnical terms by the extracts from Vaughan (1994a) given above. Examples of the use of shales and weak rocks producing under-filled, filled (and over-filled) gradings abound. With few exceptions, they appear to have acted as rockfills, without the generation of pore pressures in the fill during construction. In some instances, because of concerns about stability on rapid drawdown, particularly for pumped storage hydropower dams where water levels fluctuate rapidly (e.g. Rocky Mountain (USA), Kleiner, 1997), shale fill has been used only in the downstream shoulder and only below normal operating level in the upstream shoulder.

As explained above, the nature of the fill produced depends on the hardness of the rock to be excavated and the excavation and placing processes. Hard rocks are likely to produce underfilled grading and weaker rocks filled gradings. Hard rocks will probably require at least some blasting during excavation, ripping will normally be sufficient to excavate weak rocks. Hard rocks need sluicing during placing to limit subsequent collapse settlement; wetting is normally sufficient for weaker rocks. Hard rocks produce under filled gradings in fill which is strong enough to sustain the loads applied on the point contacts between the larger rock particles. Weak rocks excavated by ripping are likely to produce stable filled or near filled gradings when the fill is placed in layers of moderate depth and compacted by heavy equipment. In these fills the applied loads are carried by many lightly loaded point contacts.

Care must be taken in fills from shale and mudstones to check whether the placing process will cause degradation to clay, with subsequent lower shear strengths and greater compressibility and the possibility of the development of pore pressures during construction.

Pour assister les personnes impliquées dans la conception et la construction de barrages en roches médiocres, les sections suivantes décrivent les méthodes adoptées dans plusieurs pays et avec plusieurs types de roches pour l'excavation, la mise en place, la spécification des remblais. Un exemple de barrage avec un remblai de recharge en pélites est décrit avec plus de détails.

### **3.2. EXCAVATION DANS LES ZONES D'EMPRUNT ET CARRIÈRES**

En général, il n'y a pas d'exigences spéciales pour l'excavation des roches médiocres et les pélites pour utilisation comme recharges de barrages. Les méthodes d'excavation sont choisies de manière à s'adapter à la structure et à la fermeté des matériaux in situ des carrières ou zones d'emprunt. Les pélites sont souvent interstratifiées avec des roches plus dures, telles que le grès à titre d'exemple. Le sautage est nécessaire pour les pélites indurées ; l'excavation par ripage ou par excavateurs ou décapeuses est adéquate pour les pélites argileuses plus tendres. L'espacement de la stratification et des joints détermine la dimension des fragments de remblais dans les pélites plus dures et est utilisé en général pour spécifier l'épaisseur des couches de remblai mises en place. Pour les pélites plus tendres, l'épaisseur des couches de remblai est normalement décidée par les exigences du compactage. Le processus d'excavation casse généralement les pélites argileuses en fragments de dimension 50-100 mm, entourés d'une multitude de fragments plus fins.

Parfois les conditions imposent la sélection des matériaux d'emprunt pour la réalisation de certaines parties du barrage. Pour les barrages en enrochements avec masque amont en béton, par exemple, il sera requis que les matériaux les plus altérés soient placés dans la partie aval des remblais, où les niveaux de contraintes sont plus faibles que dans la partie amont. Il se peut aussi que des pélites plus tendres soient requises pour les remblais du noyau.

Des exemples sont donnés ci-dessous sur les méthodes utilisées pour l'excavation des roches médiocres et des pélites à partir des carrières et zones d'emprunt dans différents barrages. Des informations sur tous les barrages mentionnés, y compris les références donnant plus de détails, sont incluses dans les tableaux récapitulatifs de la Section 6.

Pour les pélites et les siltites du Dévonien au barrage Cowanesque (USA), les roches ont été excavées des carrières par ripage, sautage de production (diamètre 90 mm à 2,4 m  $\times$  2,4 m d'intervalle et de 3 m à 12 m de profondeur) et sautage de pré-découpage (diamètre 75 mm à 450 mm d'intervalle et 6 m profondeur). De même, au barrage Tioga Hammond (USA), réalisé avec des pélites et des siltites du Dévonien, les roches ont été excavées par ripage et sautage de production (diamètre 75 mm, intervalle entre 1,8  $\times$  1,8 m et 2,4  $\times$  2,4 m, 3 à 12 m de profondeur) et sautage de pré-découpage (diamètre 75 mm). Les grès, siltites et argilites du Groupe Narrabien Triasique interstratifiées en unités de 6 à 20 m d'épaisseur ont été excavés pour être utilisés comme remblai au barrage Mangrove Creek (Australie).

Au barrage Jennings Randolph (USA), les forages d'alignements et un léger sautage ont été utilisés dans les pélites sableuses. Les pélites médiocres dans le barrage Belltville (USA) ont été excavées à la pelle hydraulique et aux scrapers après sautage.

To assist those designing and constructing dams in weak rocks, the following sections describe the methods adopted at dams in many countries and with many rock types for excavating, placing and specifying the fill. An example of a dam with shale fill in the shoulders is described in more detail.

### **3.2. EXCAVATION IN BORROW PITS AND QUARRIES**

Commonly there are no special requirements for excavation of weak rocks and shales for use as fill in the shoulders of dams. Excavation methods are selected to suit the structure and hardness of the in-situ materials in the quarries or borrow pits. Shales are often interbedded with harder rocks, sandstones, for example. Blasting is necessary in rock-like shales; excavation by ripping or by excavators or scrapers is adequate in softer clay-like shales. The spacing of bedding and jointing determines the size of the fill fragments in the harder shales, and this is normally used to specify the thickness of the layers in the fill placed in the dam. In softer shales, the depth of fill layers is normally selected from compaction requirements and the excavation process commonly breaks down clay-like shales into fragments in the 50-100 mm range, surrounded with numerous much finer fragments.

Occasionally, conditions are imposed requiring selection of borrow materials for certain zones of the dam. In concrete faced rockfill dams, for example, it may be required that more weathered materials be placed in the downstream part of the fill where stress levels are lower than in the upstream part. Or softer shale may be required for core fill.

Examples of the methods used to excavate weak rocks and shales from the quarries and borrow pits at various dams are given below. Information on all the dams mentioned, including references giving more details about them, are included in the summary tables in Section 6.

In indurated Devonian shales and siltstones at Cownesque Dam (USA), rock was excavated in the quarries by ripping, production blasting (90 mm diameter at 2.4 m × 2.4 m spacing and 3 m to 12 m depth), and presplit blasting (75 mm diameter × 450 mm spacing × 6 m deep). At Tioga Hammond (USA), also in Devonian shales and siltstones, the rock was excavated by ripping and production blasting (75 mm diameter at 1.8 m × 1.8 m to 2.4 m × 2.4 m spacing and 3 m to 12 m depth), and presplit blasting (75 mm diameter). The Triassic Narrabeen Group of interbedded sandstones, siltstones and claystones in units 6-20 m thick were quarried for use as fill at Mangrove Creek Dam (Australia).

At Jennings Randolph Dam (USA) line drilling and light blasting was used in sandy shale. The friable shale at Beltzville Dam (USA) was excavated by power shovels and scrapers after blasting.

Le ripage et les excavateurs hydrauliques ont été utilisés pour extraire les pélites altérées tropicales interstratifiées avec du grès et des siltites au barrage Babagon (Malaisie). L'extraction en carrière conventionnelle a été utilisée pour prélever les matériaux non altérés plus profonds pour disposer d'enrochements de bonne qualité.

Au barrage Blue Marsh (USA), les pélites terreuses très fissiles ont été extraites avec des bulldozers, scrapers, rétrocaveuses automotrices, appuyés par des opérations de forage et de sautage. Pour les pélites complexes au barrage Waco (USA), des bulldozers et des scrapers ont été utilisés après ripage et parfois, des chargeuses ont été utilisées après sautage contrôlé.

Au Beliche (Portugal), les bulldozers D8 munis de décapeuses ont été utilisés pour extraire les pélites médiocres et les grauwackes pour la confection des recharges internes du barrage. Des techniques similaires ont été utilisées avec les mêmes matériaux au barrage Meimoa (Portugal).

Au barrage Carsington (Royaume-Uni), les pélites indurées du Carbonifère Namurien ont été extraites de manière sélective, notamment avec des excavateurs hydrauliques pour la confection des différentes parties du barrage (voir ci-dessous). Dans les dépôts de marne à Montbel (France), des excavateurs hydrauliques ont également été utilisés.

Pour les pélites argileuses surcompactées du barrage Empingham (Rutland Water - Royaume-Uni), des scrapers automoteurs poussés par des bulldozers ont été utilisés pour extraire les matériaux pour remblai dans les zones d'emprunt. Dans les barrages Mira (Santa Clara) et Monte de Rocha (Portugal), des scrapers automoteurs ont été utilisés pour extraire les pélites médiocres du Carbonifère et les grauwackes.

Au barrage Garrison (USA), les recharges ont été confectionnées en utilisant des pélites de Fort Union, dans lesquelles les argiles maigres prédominent avec quelques argiles grasses, des argiles sableuses et des sables argileux. La limite de liquidité était de 19-108 %, l'indice de plasticité pour les non plastiques est de 70 %. La densité sèche était de 1,5-1,8 t/m<sup>3</sup>, la teneur en eau de 16-24 % et la résistance à la compression sans confinement de 214-2 140 kN/m<sup>2</sup>. Soixante-six millions de mètres cubes ont été extraits. Les pélites de Fort Union étaient grossières et ont nécessité une manipulation spéciale pour les concasser avant le compactage.

### **3.3. ÉPANDAGE ET COMPACTAGE DES REMBLAIS DE PÉLITES DANS LES RECHARGES DE BARRAGES**

Le processus de transport, d'épandage et de compactage inclut souvent des mesures pour concasser le remblai avant compactage. De l'eau est souvent ajoutée aux remblais de recharge, le lavage pour les pélites plus dures et l'arrosage pour les roches plus médiocres pour limiter les tassements qui peuvent survenir après construction (voir ci-dessous). L'épaisseur des couches est aussi fonction de la fermeté des roches et la fréquence des litages et joints entre couches. Les roches dures sont généralement compactées en couches épaisses. L'épaisseur pour les pélites terreuses est généralement limitée à 300-500 mm afin que la couche entière soit compactée.



Ripping and hydraulic excavators were used to excavate the tropically weathered shales interbedded with sandstone and siltstone at Babagon Dam (Malaysia). Conventional quarrying was used to excavate the unweathered deeper materials for higher-grade rockfill.

At Blue Marsh Dam (USA) highly fissile soil-like shales were excavated by bulldozers, scrapers and rubber tyred backhoes supplemented by drilling and blasting. In the complex shales at Waco Dam (USA) dozers and scrapers were used after ripping, occasionally, after controlled blasting, loaders were used.

At Beliche (Portugal) D8 bulldozers using rippers excavated the weak schist and greywackes used in the inner shoulders of the dam. Similar techniques were used in the same materials at Meimoa Dam (Portugal).

At Carsington Dam (UK) Carboniferous Namurian mudstones were excavated selectively, mainly by hydraulic excavators, for use in different zones in the dam (see below). In the marl at Montbel (France), hydraulic excavators were also used.

In the overconsolidated clay-like shales at Empingham Dam (Rutland Water) (UK), motor scrapers, pushed by bulldozers were used to excavate fill materials in the borrow pits. At Mira (Santa Clara) and Monte de Rocha Dams (Portugal) motor scrapers were used to excavate weak Carboniferous schists and greywackes.

At Garrison Dam (USA) fill from the Fort Union Shale, in which lean clays predominate, with some fat clays, sandy clays and clayey sands, was used. Liquid Limit was from 19-108%, Plasticity Index from non-plastic to 70%. The dry density was 1.5-1.8 t/m<sup>3</sup>, moisture content 16-24% and unconfined compressive strength 214-2140 kN/m<sup>2</sup>. Sixty-six million m<sup>3</sup> were excavated. The Fort Union shale was chunky and needed special handling to break it down before compaction.

### **3.3. SPREADING AND COMPACTION OF SHALE FILLS IN DAM SHOULDERS**

The transporting, spreading and compaction process often includes measures to break up the fill prior to compaction. Water is often added to shoulder fills, sluicing in harder shales and wetting in weaker rocks, to limit post construction collapse settlements that may occur if sluicing or wetting is omitted (see above). The depth of layers is also related to the hardness of the rock and the bedding and jointing frequency. Hard rocks are commonly compacted in deep layers, the layer depth in soft soil-like shales is commonly limited to 300-500 mm in order that the entire layer is compacted.

Des exemples des méthodes utilisées pour la mise en place, l'épandage et le compactage des recharges en roches médiocres et en pélites sont donnés ci-dessous. Les informations sur tous les barrages mentionnés, y compris les références donnant plus de détails, sont incluses dans les tableaux récapitulatifs de la Section 6.

Dans le barrage R D Bailey (USA), les grès, pélites et houilles interstratifiés, extraits pour le remblai ont été concassés avec 2 passes de 350-550 kg/m au compacteur automoteur à deux tambours et compactés à des couches de 300 mm avec 4 passes au compacteur automoteur de 11 340 kg. Au barrage Cowanesque (USA), les remblais ont été extraits à partir des pélites prédominantes en couches épaisses et des siltites stratifiées. Les matériaux appropriés pour enrochements ont été placés en couche de 600 mm et compactés avec 4 passes au compacteur automoteur de 50 tonnes ou au Bulldozer D9. Le remblai terreux a été placé en couches de 200 mm dans les zones imperméables et en couches de 300 mm dans les zones de tout-venant. Le remblai imperméable a été compacté avec 6 passes au compacteur à pieds de moutons et les tout-venants avec 4 passes au compacteur automoteur de 50 tonnes.

Les pélites médiocres de Beltzville ont été compactées en couches de 300 mm avec 2 passes au compacteur à pieds de moutons suivies de 4 passes au compacteur automoteur de 50 tonnes. Au barrage de Jennings Randolph (USA), les pélites sableuses extraites ont été mélangées avec d'autres matériaux dans la zone d'enrochement en tout venant. Le remblai a été compacté en couches de 600 mm avec 4 passes au compacteur automoteur de 50 tonnes.

Les pélites terreuses très fissiles au barrage Blue Marsh (USA) ont été mises en place en couches de 200-300 mm et compactées par 4 passes au compacteur automoteur.

Au barrage de Aylesworth Creek (USA), le remblai, composé de grès et conglomérats contenant une quantité minimale de péliste et houille, a été mis en place en couches de 200 mm et compacté avec 4 passes au compacteur automoteur

Les roches des fouilles de l'évacuateur de crue du barrage Raystown (USA) se composaient à 33 % de pélites. Elles ont été ripées à environ 2,1 m et utilisées dans les enrochements en couches de 300 ou 600 mm puis compactées en 2 passes au tracteur à chenilles de 30 tonnes ou au compacteur de 50 tonnes selon les zones. Les pélites extraites au barrage Tioga Hammond (USA) ont été utilisées avec du grès et de la siltite dans l'enrochement. Le remblai contenant des pélites a été mis en place en couches de 450 mm et compacté avec 4 passes au compacteur automoteur de 50 tonnes.

Les pélites de Fort Union utilisées au barrage Garrison (USA) étaient grossières avec prédominance d'argiles maigres et ont nécessité une manipulation spéciale pour être concassées avant compactage. La teneur en eau a été maintenue au niveau supérieur de l'optimum. Le matériau a été mis en place en couches de 230 mm, traité et ensuite compacté avec 10 passes au compacteur automoteur à pneus.

Les pélites faiblement cimentées de Pierre au Big Bend (USA) avaient des plans de litage bentonitique bien définis. Elles ont été mises en place en couches de 300 mm et compactées en 6 passes au compacteur automoteur à pneus ou en 3 passes au rouleau dameur.

Examples of the methods used to place, spread and compact shoulder fills using weak rocks and shales and examples of dams with shale shoulders are given below. Information on all the dams mentioned, including references giving more details about them, are included in the summary tables in Section 6.

At R D Bailey Dam (USA) the interbedded sandstone, shale and coal quarried for fill was broken up by 2 passes of a 350-550 kg/m double drum tamping roller, and compacted in 300 mm layers by four passes of a 11 340 kg rubber-tyred roller. At Cowanesque Dam (USA) fill was excavated from predominantly thickly bedded shale and siltstone strata. The materials suitable for rockfill were placed in 600 mm layers, and compacted with four passes of a 50 ton rubber tyred roller or D9 bulldozer. The soil-like fill was placed in 200 mm layers in impervious fill zones and 300 mm layers in random earthfill zones. The impervious fill was compacted by 6 passes of a sheepsfoot compactor and the random fill by four passes of a 50 ton rubber tyred roller.

The friable shale at Beltzville was compacted in 300 mm layers by two passes of a sheepsfoot compactor followed by four passes of a 50 ton rubber tyred roller. At Jennings Randolph (USA) the excavated sandy shale was blended with other material in the random rock fill zone. The fill was compacted in 600 mm layers by four passes of a 50 ton rubber-tyred roller.

The highly fissile soil-like shale at Blue Marsh Dam (USA) was placed in 200-300 mm layers and compacted by four passes of a rubber tyred roller.

At Aylesworth Creek (USA) the fill, sandstones and conglomerates with minor amounts of shale and coal, was placed in 200 mm layers and compacted with four passes of a rubber tyred roller.

The rock from the spillway excavations at Raystown Dam (USA) was 33% shale. It was ripped to about 2.1 m and used for rockfill in 300 mm or 600 mm layers, and compacted by two passes of a 30 ton crawler tractor or a 50 ton roller, depending on zone. The shale excavated at Tioga Hammond Dam (USA) was included with sandstone and siltstone in the rockfill. The fill containing shale was placed in 450 mm layers and compacted by four passes of a 50 ton rubber tyred roller.

At Garrison Dam (USA) fill from the Fort Union Shale, chunky shale in which lean clays predominate, needed special handling to break it down before compaction. The moisture content was kept up on the high side of optimum, and it was placed in 230 mm layers and treated and compacted by 10 passes of a tamping roller.

The weakly cemented Pierre Shale at Big Bend (USA) has well defined bentonitic bedding planes. It was placed in 300 mm layers and compacted with six passes of a tamping roller or three passes of a rubber tyred roller.

Les grès, siltites, pélites argileuses et les conglomérats à nombreuses surfaces de friction de la Formation de Dawson ont été mis en place en couches de 200 mm et compactés en 6 passes au rouleau dameur. Le remblai a été confectionné au Bear Creek (USA) avec une teneur en eau naturelle en couches de 300 mm et compacté en 6 passes au rouleau vibrant de 10 tonnes ou 8 passes au compacteur automoteur à pneus de 50 tonnes.

Le remblai en pélites de Del Rio, composé de pélites argileuses calcaires homogènes, a été extrait des fouilles de fondation de l'évacuateur de crues vanné du barrage Waco (USA). Les recharges ont été mises en place en couches de 150 mm et compactées en 6 passes au rouleau dameur et en une seule passe au compacteur automoteur à pneus de 50 tonnes.

Au barrage Empingham (Royaume-Uni), les pélites argileuses calcaires surcompactées de l'argile du Lias du Jurassique Supérieur ont été mises en place avec une teneur en eau naturelle en couches de 250 mm dans les recharges et compactées en 4 passes au Caterpillar 815 ou aux compacteurs à pieds de moutons 825. Au lieu de l'approche de l'optimum Proctor de la teneur en eau du placement et de la densité sèche réalisée, une nouvelle spécification concernant la résistance au cisaillement, décrite par Kennard *et al.*, (1978), a été utilisée. Des échantillons de chaque couche mise en place ont été pris en enfonçant un tube de 100 mm de diamètre verticalement à partir d'une remorque lestée. Les échantillons ont été soumis sur site à un essai à l'appareil triaxial en utilisant une pression de confinement de 250kN/m<sup>2</sup> et un taux de tension de 2 % par minute. Le remblai mis en place a développé une résistance au cisaillement moyenne de 140 kN/m<sup>2</sup>.

Au Balderhead (Royaume-Uni), le remblai en pélites carbonifères a été compacté en couches de 230 mm en 4 passes au cylindre à grilles de 13,5 tonnes et en couches de 760 mm en 2 passes au rouleau vibrant de 8,5 tonnes.

Les marnes altérées du barrage Montbel (France) ont été mises en place en couches de 200-250 mm et compactées en 10 passes au compacteur Caterpillar 835 pour les marnes tendres et 20 passes pour les marnes dures. Le remblai en argile humide des marnes entièrement altérées à Mirgenbagh (France) dont les deux talus se sont rompus à travers le remblai durant la construction, a été compacté en couches de 300 mm utilisant un rouleau vibrant lisse. Le rouleau lisse a considéré comme l'une des principales causes de laminage et de foliation du remblai d'argile compactée à travers lequel les ruptures se sont produites. Par contre, au barrage de Mondely (France), également confectionné avec des argiles humides, un rouleau dameur a été utilisé et malgré les déformations survenues dans les talus, aucune rupture ne s'est produite.

Au barrage de Mangrove Creek (Australie), les remblais réalisés avec des roches médiocres ont été mis en place avec différentes épaisseurs de 300 à 600 mm. Il a fallu procéder au lavage pour éviter les tassements de post-construction. Comme il a été décrit dans la Section 2.17 ci-dessus, les matériaux de remblai en grès altéré se sont broyés pendant l'excavation, la mise en place et le compactage au point que la perméabilité était devenue trop faible pour libérer l'eau de lavage. La solution au problème était de réduire l'arrosage et d'introduire des tapis de drainage internes.

Les remblais en pélites indurées carbonifères du Carsington (Royaume-Uni) ont été placés dans les recharges en couches de 225 mm où des rouleaux dameurs furent utilisés et en couches de 200-300 mm, compactées au rouleau vibrant. Il a fallu réaliser 4 passes pour les deux types.

The Dawson Formation sandstones, siltstones, clay-shale and conglomerates with numerous slickensides was placed in 200 mm layers and compacted with six passes of a tamping roller. Fill was placed at natural moisture content in 300 mm layers at Bear Creek (USA) and compacted by six passes of a 10 ton vibrating roller or eight passes of a 50 ton rubber tired roller.

Fill from the Del Rio Shale, homogeneous calcareous clay shale, was excavated from the foundation of the gated spillway at Waco Dam (USA). The shoulder fill was placed in 150 mm layers and compacted by six passes of a tamping roller and a single pass of a 50 ton rubber tyred roller.

At Empingham Dam (United Kingdom) overconsolidated clay shale from the Jurassic Upper Lias Clay was placed at natural moisture content in 250 mm layers in the shoulders and compacted by four passes of Caterpillar 815 or 825 sheepfoot compactors. In place of the Proctor optimum approach of placement water content and achieved dry density, a shear strength specification, that has been described by Kennard *et al.*, (1978), was used. Samples from each placed layer were taken by pressing a 100 mm diameter sample tube vertically into the fill from a weighted trailer. The samples were tested on site in triaxial compression, using a confining pressure of 250 kN/m<sup>2</sup>, and a strain rate of 2% per minute. The placed fill in the shoulders developed an average shear strength of 140 kN/m<sup>2</sup>.

At Balderhead (United Kingdom) Carboniferous shale fill was compacted in 230 mm layers by four passes of 13.5 ton grid rollers and in 760 mm layers by two passes of an 8.5 ton vibrating roller.

Weathered marl at Montbel Dam (France) was placed in 200-250 mm layers and compacted by ten passes of a Caterpillar 835 compactor in soft marls and with 20 passes in hard marls. Wet clay fill from completely weathered marl at Mirgenbach (France), of which both slopes failed through the fill during construction, was compacted in 300 mm layers using a smooth vibratory roller. The smooth roller was thought to be one of the main causes of lamination and foliation in the compacted clay fill through which the failures occurred. In contrast, at Mondely (France), also in wet clay fill, a tamping roller was used and, although there were deformations in the slopes, no failure occurred.

At Mangrove Creek (Australia), fills from the weak rocks there were placed in various thicknesses from 300 mm to 600 mm. Sluicing was required to prevent post construction collapse settlement on wetting. As described in Section 2.17 above, the weathered sandstone fill had broken down during excavation, placing and compaction to such an extent that the permeability was too low to release the sluicing water. The solution to the problem was to reduce watering and to introduce internal drainage blankets.

The Carboniferous mudstone fill at Carsington (United Kingdom) was placed in the shoulders in 225 mm layers when tamping rollers were used and 200-300 mm layers when vibrating rollers were used. Four passes of either type of compactor were required.

Au barrage Babagon (Malaisie), les enrochements contenant des pélites ont été compactés en différentes épaisseurs. Les enrochements plus fins (près du remblai en terre) ont été compactés en couches de 500 mm en 4 passes au rouleau vibrant de 10 tonnes.

Les enrochements en pélite carbonifère médiocre et grauwacke mis en place au barrage Beliche (Portugal) en couches d'un mètre dans les recharges internes ont été légèrement compactés (afin que le tassement ultérieur puisse imposer des charges décroissantes sur le noyau et supprimer la possibilité d'une fracture hydraulique) par épandage au bulldozer D8.

Dans les barrages Mira (Santa Clara) et Monte de Rocha (Portugal), des pélites et grauwackes médiocres similaires ont été mis en place en 3 sous-couches de 200 mm et compactés en 6 passes au rouleau vibrant à masse statique de 80 kN. À Meimoa (Portugal), les pélites et grauwackes plus anciens ont été compactés en couches de 600 mm en 4 passes au rouleau vibrant.

Au barrage Pigai Aaos (Grèce), les siltites et argilites provenant de flyschs altérés et désintégrés ou en cours de désintégration, devenues terreuses lors de l'excavation et traitement, ont été utilisées pour les carapaces.

Au projet d'accumulation d'énergie par pompage de Bath Country (USA), les siltites, le grès et l'argilite interstratifiés ont fourni les matériaux pour les remblais. Les roches très altérées et les colluvions ont été utilisées dans les noyaux, les roches altérées dans les zones de transition, les roches saines dans les zones d'enrochements et le grès sain dans les zones perméables.

### **3.4. EXEMPLES DE REMBLAIS EN PÉLITES DANS LES RECHARGES DE BARRAGES**

#### **3.4.1. Llyn Brianne, Pays de Galles**

Le barrage de Llyn Brianne, haut de 90 m, dans le centre du pays de Galles est construit sur un site fait de pélites péliteuses datant de l'ère paléozoïque inférieur, soit 500 millions d'années d'âge. L'extraction en carrière a produit des fragments lamellaires de roches et durant les toutes premières phases de la conception, des doutes planaient quant à la convenance de ces roches clivées et d'apparence médiocre comme remblai pour le barrage (les commentaires de journaux avançaient que le barrage allait être construit avec des assiettes à dîner cassées). Une petite digue d'essai a été construite et des échantillons de remblai de diamètre 0,3 m ont été testés par compression triaxiale et d'autres de diamètre 0,6 testés à l'œdomètre. On craignait qu'une orientation préférentielle des particules lamellaires produise des plans de faiblesse, mais les essais au rouleau vibrant de 13,5 tonnes ont montré que l'orientation de l'axe majeur des particules était bien mélangée après compactage. Les essais de laboratoire ont montré que les échantillons de remblai avaient des propriétés de résistance et de déformation dans la fourchette des valeurs exigées pour ce grand barrage.

Le sautage des carrières a été organisé de manière à produire un volume suffisant de fines. La granulométrie d'un échantillon d'enrochements est donnée

Rockfill containing shale at Babagon Dam (Malaysia) was compacted in various layer thicknesses. The finer (near earthfill) rockfill was compacted in 500 mm layers by four passes of a 10 tonne vibratory roller.

Weak Carboniferous schist and greywacke rockfill placed in one metre layers in the inner shoulders at Beliche Dam (Portugal) was lightly compacted (in order that subsequent settlement would impose downward loads on the core and suppress possibilities of hydraulic fracture) by spreading with a D8 bulldozer.

Similar weak schists and greywackes at Mira (Santa Clara) and Monte de Rocha Dams (Portugal) were placed in three 200 mm sub-layers and compacted by six passes of an 80 kN static mass vibrating roller. At Meimoa (Portugal) older schists and greywackes were compacted in 600 mm layers by four passes of a vibrating roller.

At Pigai Aaos Dam (Greece) siltstone and claystone from weathered and disintegrated or disintegrating flysch which became soil-like on excavation and processing was used for the shells.

At the Bath County Hydroelectric Pumped Storage Project (USA) interbedded siltstone, sandstone and claystone provided the fills. Highly weathered rock and colluvium was used in the cores, weathered rock in the transition zones, unweathered rock in the rockfill zones and unweathered sandstone in the pervious zones.

### **3.4. EXAMPLES OF SHALE FILL USED IN THE SHOULDERS OF DAMS**

#### **3.4.1. Llyn Brianne, Wales**

The site for the 90 m high Llyn Brianne Dam in Central Wales is on slaty shales of the lower Palaeozoic period, i.e. about 500 million years old. Quarrying produced platy fragments of rock and during the very early stages of design there were some doubts about the suitability of this cleaved and apparently weak rock as fill for the dam. (Journalistic articles included comments that the dam was to be built of broken dinner plates). A small trial embankment was built, and samples of the fill of 0.3 m diameter were tested in triaxial compression, together with 0.6 m diameter samples tested in an oedometer. There was some concern that a preferred orientation of the slaty particles could produce planes of weakness, but trials with a 13.5 t vibrating roller showed that the direction of the major axis of the particles were well mixed after compaction. The laboratory tests showed that the fill samples had strength and deformation properties well within the ranges required for this high dam.

Quarry blasting was arranged to produce sufficient fines: the grading of a sample of the rockfill is given in Fig. 19. For dam construction, the rockfill was



dans la Fig. 19. Pour la construction du barrage, les enrochements ont été répandus par couches de 450 mm d'épaisseur avec un compactage après chaque deuxième couche. Ceci a produit une densité sèche moyenne de 2,35 t/m<sup>3</sup>. L'instrumentation très détaillée du barrage comprend des jauges plates horizontales qui mesurent les mouvements d'un grand nombre de positions distinctes dans le corps du remblai. Ces jauges ont permis de comparer les mouvements mesurés aux mouvements prévus. Ce travail a été décrit par Penman et Charles (1972) qui ont comparé le comportement du barrage avec celui de trois autres barrages de taille similaire et a démontré que ces enrochements en pélites ont produit un barrage satisfaisant. Le barrage a été achevé en 1971 et continue de fonctionner de manière satisfaisante.

### 3.4.2. Balderhead, Angleterre

Le remblai de pélites du Carbonifère, utilisé pour la construction du barrage Balderhead en Angleterre, haut de 48 m, est probablement proche de la limite entre le remblai en terre et en enrochement. Ces pélites se sont probablement déposées comme sédiment il y a approximativement 370 millions d'années. Selon Kennard *et al.*, (1967), les pélites carbonifères ont été utilisées comme remblai dans plusieurs barrages dans les Pennines, bien que n'étant jamais utilisées auparavant dans un barrage de la hauteur de Balderhead. Twort (1964) avait avancé que la pélite s'effrite pour devenir de l'argile et par conséquent ne serait pas convenable comme remblai. Cette perception provient peut-être du fait que les pélites excavées en blocs dans les zones d'emprunt ressemblent à certains égards à des enrochements tendres. Si les blocs de pélites sont trop durs par rapport à l'effort de compactage utilisé, des poches d'air peuvent persister entre les blocs. Quand le remblai est mouillé par l'eau de la retenue ou des pluies, les contacts entre les blocs se ramollissent et le tassement se produit. Les essais en laboratoire sur les remblais en pélite de Balderhead ont abouti à la conclusion que la désintégration des remblais de pélites ne constituerait pas un sérieux problème. Il a été aussi établi qu'une teneur en eau de placement de 9 % était requise pour prévenir toute compression ultérieure du remblai avec la saturation. La pélite a été excavée avec des scrapers automoteurs après ripage. Initialement, le remblai a été mis en place en couches de 230 mm et compacté par 4 passes au rouleau à grilles Hyster de 13,5 tonnes, bien que le planning de l'entrepreneur ait permis, selon l'usage de l'époque (1961-65), un compactage « ...principalement avec des scrapers automoteurs, aidés par des bulldozers d'épandage et rouleaux à grilles ou à pneus suivant les conditions ». À la fin de la première saison de mise en place du remblai, des sondages d'essai ont été réalisés à l'intérieur des remblais. Il a été trouvé que la densité du remblai compacté était seulement de 93 % de l'optimum Proctor et que la densité n'augmentait pas avec la profondeur comme on le croyait. En conséquence, les essais sur d'autres engins de compactage ont été menés et ont démontré que la mise en place des remblais par couches de 760 mm et leur compactage en 2 passes au rouleau vibrant de 8,5 tonnes produisaient des densités de 96 à 100 % de l'optimum Proctor. Cette méthode a été utilisée pour le remblai restant. Les essais d'eau, type Lefranc, effectués dans des forages creusés dans le remblai ont abouti à une perméabilité entre  $1 \times 10^{-5}$  et  $8 \times 10^{-6}$  m/s. Depuis l'achèvement du barrage en 1965, les recharges en pélites se sont comportées comme prévu.



spread in 450 mm layers with compaction on every second layer. This produced an average dry density of 2.35 t/m<sup>3</sup>. The very detailed instrumentation of the dam included horizontal plate gauges which measured the movements of a large number of discrete positions within the body of the fill. These gauges enabled measured movements to be compared with predicted movements: work that has been described by Penman and Charles (1972), who compared dam behaviour with that of three other dam of comparable size, showing that this slaty shale rockfill had produced a very satisfactory dam. The dam was completed in 1971 and continues to operate satisfactorily.

### **3.4.2. Balderhead, England**

The Carboniferous shale fill used for the construction of the 48 m high Balderhead Dam in England, is probably near the boundary between earth and rockfill. This shale may have been laid down as a sediment about 370 million years ago. Carboniferous shale, according to Kennard *et al.*, (1967), has been used as fill for a number of dams in the Pennines, although it had not been used before in a dam of the height of Balderhead. Twort (1964) had expressed the view that shale breaks down to become a clay, and therefore would be unsuitable as embankment fill. This concept may stem from the fact that the shale excavated as a blocky material from the borrow pit, in some ways resembled a soft rockfill. If the blocks of shale are too hard in relation to the compactive effort being used, air voids may be left between the blocks. When the fill is wetted by reservoir water or rain, the contacts between the blocks soften and there is some collapse settlement. Laboratory tests on the Balderhead shale fill lead to the conclusion that disintegration of the shale fill would not be a serious problem. It was also established that a placement water content of 9% was required to prevent further compression of the fill on saturation. The shale was excavated by motor scrapers after ripping. Initially the fill was placed in 230 mm layers and compacted by four passes of a 13.5 ton Hyster grid roller although the Contractor's planning, following the custom of the time (1961-65), allowed for compaction as "...mostly by motor scrapers, aided by the spreading bulldozer and grid or pneumatic roller as conditions allow or require". At the end of the first season of fill placing trial pits were excavated into the fill. It was found that the density of the compacted fill was only 93% of Proctor optimum and that there was no increase in density with depth, as was the normal expectation at the time. Accordingly, trials of other compaction equipment were carried out and it was found that placing the fill in 760 mm layers and compacting it with two passes of an 8.5 ton vibrating roller produced fill densities of 96-100% of Proctor optimum. This method was used for the remaining fill. Its permeability was measured by constant head tests in boreholes in the fill and found to be between  $1 \times 10^{-5}$  and  $8 \times 10^{-6}$  m/s. Since completion of the dam in 1965, the shale shoulders have performed as intended.

### **3.5. SPÉCIFICATIONS, CONTRÔLES ET CONFORMITÉ**

Les spécifications pour les recharges en roches médiocres et pélites devraient être flexibles. Les propriétés des remblais dépendent fortement des méthodes d'excavation, de mise en place et de compactage adoptées et avec l'avancement de la construction, la nature des roches excavées pour remblai peut varier et nécessiter des changements dans le processus de construction afin d'arriver aux propriétés désirées du remblai. Pour plus de conseils concernant les spécifications, contrôles et conformité, se référer à la Section 2.14 ci-dessus.

### **3.6. CONCLUSIONS ET ÉVALUATION**

La méthode d'excavation, de chargement et de mise en place des remblais en roches médiocres influe grandement sur les granulométries produites. À moins que le rocher ne soit dur au point qu'une granulométrie pleine ne soit pas nécessaire, une granulométrie pleine stable devrait être recherchée, généralement pleine ou presque pleine. Cette granulométrie devrait être possible par ripage avec des engins lourds avant chargement. Le compactage lourd est recommandé pour les couches d'épaisseur moyenne. La fermeté et la compressibilité peuvent être incertaines dans les remblais lâches ou réalisés avec des pélites indurées où le rocher peut se dégrader en argile. Les effets de la mise en place des couches et de la dégradation des surfaces de construction doivent être pris en considération dans les études du projet. Le tassement et le fluage sont un problème potentiel dans les remblais réalisés avec des pélites indurées qui est limité mais non éliminé par le compactage lourd. L'affaissement peut être retardé et peut se produire de manière irrégulière si l'arrosage du remblai est restreint.

Il n'y a aucune preuve pour étayer les inquiétudes que les pélites se transforment en argile après mise en place et ne sont par conséquent pas convenables pour utilisation comme recharge dans les barrages en terre. Le relâchement complet de la pression de confinement peut faire que quelques fragments de pélite, en particulier lorsque exposés à des cycles d'humidification et de séchage, se désintègrent en des dimensions beaucoup plus petites et que leur teneur en eau augmente, suffisamment pour rendre le matériau inapproprié. Néanmoins, la pélite excavée dans des zones d'emprunt, répandue en couches et compactée dans un temps raisonnable, peut constituer un excellent remblai avec une succion interstitielle initiale. On devrait recourir à des essais géotechniques pour déterminer les propriétés individuelles d'une pélite et les utiliser dans l'étude géotechnique d'un barrage prévu pour être construit avec des remblais pélitiques. Si possible, des essais précontractuels faisant usage d'un équipement lourd devraient être entrepris.

### **3.5. SPECIFICATIONS, CONTROLS AND COMPLIANCE**

Specifications for shoulder fill in weak rocks and shales should be flexible. The properties of the fill depend greatly on the methods of excavation, placing and compaction adopted and as construction progresses the nature of the rocks excavated for fill may vary, necessitating changes in the construction process to achieve the desired fill properties. Refer to Section 2.14 above for further advice on specifications, controls and compliance.

### **3.6. CONCLUSIONS AND ASSESSMENT**

The method of excavation, loading and placement of fills from weak rocks has a major influence on the grading produced. Unless the rock is so strong that a filled grading is not necessary, a stable filled grading should be aimed for, generally filled or near filled. This grading should be achievable by ripping with heavy dozers prior to loading. Heavy compaction is desirable, on layers of moderate thickness. Strength and compressibility may be uncertain in loose fills or in fills from mudrocks where the rock can degrade to clay. The effects of layering and of degradation on construction surfaces should be taken into account in design. Collapse and creep settlement is a potential problem in fills from mudrocks, which is reduced but not eliminated by heavy compaction. Collapse may be delayed and it may occur unevenly if the supply of water to the fill is restricted.

There is no evidence to support concerns that shale breaks down to clay after placing and is therefore unsuitable to be used as shoulder fill for embankment dams. Complete release of any confining pressure can allow some shale pieces, particularly when subject to wetting and drying cycles, to break down into much smaller sizes, and increase in water content, possibly sufficiently to make the material unsuitable. In general, however, shale excavated from a borrow pit, spread in layers and compacted as dam fill within a reasonable time, can form an excellent fill, with initial pore water suctions. Geotechnical testing should be used to determine the properties of an individual shale, which can be used in the geotechnical design of an embankment that it is intended should be built from shale fill. If reasonably possible, pre-contract trials using heavy equipment should be undertaken.

---

## 4. PÉLITES ET ROCHES MÉDIOGRES DANS LES NOYAUX

---

### 4.1. UTILISATION DE PÉLITES ET ROCHES MÉDIOGRES EN REMBLAI DES NOYAUX

Les pélites tendres et les pélites terreuses sont en général convenables pour utilisation dans les noyaux des barrages. Il a été prouvé que d'autres roches médiocres gagnent en imperméabilité après traitement et deviennent convenables pour les zones du noyau des barrages. Beaucoup de pélites naturelles, provenant en particulier de dépôts proches de la surfaces, influencées par le processus glaciaire, périglaciaire ou d'altération, conviennent comme remblai du noyau sans traitement. Toutefois, il est en général nécessaire de traiter les pélites et autres roches médiocres pour les concasser et leur donner l'aspect de « granulométrie pleine » et souvent pour augmenter leur teneur en eau quand elles sont utilisées comme matériaux du noyau formant la membrane imperméable et flexible dans un barrage en terre ou en enrochements. Plusieurs méthodes pour accomplir ceci sont décrites dans les exemples ci-dessous.

### 4.2. CONSIDÉRATIONS GÉOTECHNIQUES

Pour confectionner des noyaux flexibles, peu susceptibles à la fissuration et non vulnérables aux fractures hydrauliques suite au changement du niveau d'eau, il est utile de les mettre en place avec une humidité égale à l'optimum de la teneur en eau comme déterminé dans les essais de compactage standard. Les noyaux doivent être de faible perméabilité pour remplir leur fonction comme élément de rétention de l'eau du barrage. La mise en place avec une teneur en eau optimum et un compactage convenable, en particulier si c'est spécifié, ainsi que les mesures pour le concassage des particules de remblai en petits fragments et plus particulièrement si les pélites se sont dégradées en argile, réduisent les poches d'air à leur valeur la plus faible possible. Les densités du noyau spécifiées de 100 % de la densité de compactage standard à la même teneur en eau sont normalement aisément réalisables avec du matériel moderne; elles limitent les vides et baissent la perméabilité à son niveau le plus faible.

Avec des remblais argileux mis en place avec une teneur en eau optimum, il y aura presque toujours une réaction de la pression interstitielle à un remplissage ultérieur. La Fig. 20 montre la pression interstitielle dans le noyau du barrage Empingham après construction. Ceci fournit une protection contre les fractures hydrauliques. À long terme, la pression interstitielle sera égale aux conditions uniformes de fonctionnement; mais la capillarité dans les remblais fins préviendrait normalement la saturation et limiterait le séchage et la fissuration à un niveau élevé dépassant le niveau normal de la retenue. Il convient de noter que la pression interstitielle à l'état stationnaire à travers la zone du noyau s'accroît normalement de façon marquée dans le gradient hydraulique vers le côté aval du

---

## 4. SHALES AND WEAK ROCKS USED AS CORE FILL

---

### 4.1. USE OF SHALES AND WEAK ROCKS AS CORE FILLS

Soft and soil-like shales are often suitable for use in the cores of dams. Other weak rocks have also been shown to be adequately impermeable after processing to be suitable for the core zone of dams. Many natural occurring shales, particularly from near surface deposits influenced by glacial, periglacial or weathering processes, are suitable for core material without processing. However, it is commonly necessary to process shale and other weak rocks to break them down to a 'filled' condition, and often to raise their moisture content, when used as core materials forming the impermeable and flexible member in an earthfill or rockfill dam. Various methods of achieving this are described in the case histories below.

### 4.2. GEOTECHNICAL CONSIDERATIONS

To produce cores that are flexible and unlikely to crack or be vulnerable to hydraulic fracture as water level changes, it is good practice to place them wet of optimum water content as determined in standard compaction tests. Cores must be of low permeability to fulfil their function as the water retaining element of the dam. Placing wet of optimum with suitable compaction, particularly when specified jointly with measures to break down the fill particles to be small, and more particularly if the shale has degraded to become clayey, will restrict air voids to the lowest practicable value. Specified core densities of 100% of standard compaction density measured at the same moisture content are normally readily achievable with modern plant and ensure that voids are limited and permeability low.

With clay-like fills placed wet of optimum, pore pressure response to subsequent filling will almost always occur. Fig. 20 shows post construction pore pressures in the core at Empingham Dam (UK). This provides protection against hydraulic fracture. In the (very) long-term pore pressures will equate to the steady state conditions but capillarity in the fine fill would normally preserve saturation and limit drying out and cracking at high level above normal water levels. It should be noted that steady state pore pressures through the core zone will normally show marked steepening in the hydraulic gradient towards the downstream side of the core. This is because permeability varies inversely with effective stress. Vaughan in his Rankine Lecture (1994b) deals with this point and gives examples of measured

noyau, parce que la perméabilité varie inversement avec les contraintes effectives. Vaughan, dans sa Conférence de Rankine (1994b), aborde ce point et donne des exemples de pression interstitielle mesurée et prévue dans les noyaux de barrages. Le gradient hydraulique à travers le noyau engendre une pression interstitielle décroissante graduelle et par conséquent les contraintes effectives augmentent à travers le noyau. Et comme la contrainte augmente, la perméabilité diminue et par conséquent le gradient hydraulique s'accroît vers le côté aval là où les pressions sont plus faibles. Toutefois, en pratique, les petites différences dans les propriétés du remblai à travers le noyau et entre les couches et les fréquences de circulation sur la surface du noyau durant la construction peuvent avoir un impact sur les gradients de la pression interstitielle réelle à travers le noyau.

Les noyaux mis en place avec une densité sèche optimum afficheront une réponse limitée sinon aucune réponse au chargement durant la construction. Les noyaux en argile sableuse ou en particules silteuses pourraient dissiper rapidement la pression interstitielle de construction, parfois au point de devenir difficilement observable. Les noyaux des barrages Karkheh (Iran) (Tarkeshdooz (1998) et Mirghesami *et al.*, 2000) ont montré une certaine réponse mais aux barrages de Rocky Mountain (USA) (Kleiner, 1997), peu de réponse a été observée.

Bien que les noyaux soient conçus pour être flexibles et prévenir une éventuelle fissuration, du fait de la déformation du barrage en réponse aux charges d'eau, changement des pressions interstitielles et tassement de la fondation après construction, il faut, a minima, protéger le noyau contre l'érosion des matériaux par le ruissellement de l'eau à travers les fissures qui peuvent se former. Selon le Bulletin n° 95 (1994) de la CIGB, une protection par filtre devrait être assurée. Dans certains cas, les particules fines à protéger peuvent exiger un filtre si fin qu'il peut être cohésif et par conséquent vulnérable à la fissuration. Un filtre fissuré est bien sûr endommagé et ne peut plus protéger le noyau contre l'érosion. Dans de tels cas, l'approche « filtre parfait » proposée par Vaughan et Soares (1982) selon laquelle un filtre pour protéger contre les plus petits blocs (normalement plus grands que la plus petite particule individuelle déterminée à partir de la granulométrie d'échantillons artificiellement dispersés) dans le noyau, peut être conçue.

### **4.3. EXCAVATION EN CARRIÈRES ET ZONES D'EMPRUNT, ÉTALAGE ET COMPACTAGE DES PÉLITES ET ROCHES MÉDIOCRES POUR UTILISATION DANS LES NOYAUX DES BARRAGES**

Des exemples des méthodes utilisées pour construire des noyaux et un exemple de barrage avec noyau en remblai en pélites sont donnés ci-dessous. Les informations sur tous les barrages mentionnés, y compris les références donnant plus de détails, sont incluses dans les Tableaux récapitulatifs de la Section 6.

Aucun traitement spécial n'a été nécessaire pour les pélites calcaires homogènes du Del Rio utilisées comme remblai du noyau du barrage Waco (USA). Elles ont été ripées (avec sautage limité et contrôlé) et excavées avec des niveleuses et des scrapers et mis en place en couches aérées de 150 mm de profondeur et compactées par 4 passes au rouleau damant et une passe au rouleau à pneus de 50 tonnes. Le remblai du noyau en pélites compactées avait une limite de liquidité moyenne de 61 % et un indice de plasticité de 43 %.

and predicted pore pressures in dam cores. The hydraulic gradient across the core results in gradually decreasing pore pressure across the core, therefore the effective stresses increase across the core. As effective stress increases, permeability decreases and the hydraulic gradient across the core therefore steepens towards the downstream side where pore pressures are lowest. In practice, however, minor differences in fill properties across the core and from layer to layer and traffic patterns over the core surface during construction can have an impact on the actual pore pressure gradients across the core.

Cores placed dry of optimum will display limited or no response to loading during construction. Cores in sandy clays or silt-sized materials are likely to dissipate construction pore pressures rapidly, sometimes to the extent that they are hardly observable. Cores at Karkheh Dam (Iran) (Tarkeshdooz (1998) and Mirghesami *et al.*, 2000) showed some response, but at the Rocky Mountain Dams (USA) (Kleiner, 1997), little response was observed.

Although cores will be designed to be flexible and unlikely to crack as the dam deforms in response to water loadings, pore pressure changes and foundation settlements after construction, it is essential good practice to protect the core against erosion of material by water passing through any cracks that may form. Filter protection following ICOLD Bulletin 95 (1994) should be provided. In some instances the fine particles to be protected may require a filter that is so fine that it may be cohesive and therefore vulnerable to cracking. A cracked filter is, of course, flawed and cannot protect the core against erosion. In such instances, the 'perfect filter' approach proposed by Vaughan and Soares (1982) from which a filter to protect against the smallest floc (normally larger than the smallest individual particle determined from grading of artificially dispersed samples) in the core can be designed.

#### **4.3. EXCAVATION IN QUARRIES OR BORROW PITS, SPREADING AND COMPACTION OF SHALES AND WEAK ROCKS FOR USE IN DAM CORES**

Examples of the methods used to construct cores and an example of a dam with a shale fill core are given below. Information on all the dams mentioned, including references giving more details about them, are included in the summary tables in Section 6.

No special treatment of the Del Rio homogeneous calcareous shale used as core fill at Waco Dam (USA) was necessary. It was ripped (with limited controlled blasting) and excavated by dozers and scrapers, placed in loose layers, 150 mm deep, and compacted by four passes of tamping roller and one pass of a 50 ton rubber tyred roller. The compacted shale fill in the core had an average Liquid Limit of 61% and a Plasticity Index of 43%.

Au barrage Empingham (Rutland Water) (Royaume-Uni), l'argile du Lias du Jurassique Supérieur a été excavée dans les zones d'emprunt avec des décapeuses automotrices poussées par des bulldozers. Le remblai pour le noyau a été sélectionné parmi les argiles les plus tendres dans les zones d'emprunt. Elles étaient généralement près de la surface bien que les effets du bombement de la vallée aient fait que les argiles lamellisées indurées en profondeur remontent près de la surface en certaines zones. Le remblai pour le noyau a été mis en place par couches de 200 mm ensuite tassé et broyé en utilisant un disque agricole. Les pierres de dimension supérieure à 75 mm ont été enlevées, de l'eau a été ajoutée à l'arroseur à partir d'une décapeuse automotrice. Les matériaux en vrac ont été alors mélangés par rotovation. Si nécessaire, davantage d'eau était rajoutée et une rotovation supplémentaire était entreprise pour augmenter la teneur en eau (et réduire la résistance non drainée) jusqu'à la valeur nécessaire pour obtenir un noyau flexible. À peu près 3,5 % d'eau a été ajoutée en moyenne ; le compactage a été de 4 passes au rouleau à pneus de 35 tonnes.

La pélite indurée sélectionnée à partir du grès et de la pélite indurée interstratifiée du Pliocène (argile, siltite) épaisse de 3 à 18 m a été utilisée pour le noyau du barrage Karkheh (Iran). Elle a été mise en place par couches de 150 mm, sans aucun traitement spécial et ensuite compactée en huit (8) passes doubles au rouleau vibreur de 7,5 tonnes (ou dix (10) passes simples avec un rouleau de 10 tonnes). La partie inférieure du noyau a été construite avec un mélange de 60/40 de pélite indurée et de graviers.

Au barrage homogène de Montbel (France), les marnes lâches, tendres et altérées ont été placées au niveau de la partie centrale du barrage. Des couches de 200 à 250 mm ont été compactées avec 10 passes au compacteur Caterpillar 835. À Mirgenbach (France), dans des marnes similaires, le remblai dans le centre du barrage homogène a été séché par scarification avant d'être compacté en couches de 300 mm au rouleau vibrant lisse.

Au barrage Ramganga (Inde), les pélites, les grès et les siltites minces de la formation Siwalik ont été excavés et préparés, pour le remblai du noyau, par scarification de 0,3-0,45 m. Ils ont été concassés avec 10 à 12 passes au boteur avec roues équipées de chaînes, scarifiés (fragments inférieurs à 0,125 m) et acheminés au barrage puis mis en place avec des scrapers automoteurs. Au barrage, le processus de préparation du remblai du noyau consistait initialement à ajouter de l'eau, mélanger au disque à labour (à 0,25 m) et charrue (à 0,45 m) et 5 passes d'eau, 13 passes du disque, 7 passes de charrue. Cependant, ceci a laissé beaucoup de mottes dépassant la dimension exigée par les spécifications. Par la suite, les pélites ont été traitées hors du noyau. Elles ont été étalées et un concasseur à impact pneumatique et des herses ont été utilisés pour briser les mottes. De l'eau a été rajoutée et mixée avec des herses. Le remblai traité a été acheminé au barrage et mis en place par couches de 150 mm. Initialement, un rouleau automoteur de 8 tonnes par roue a été utilisé pour exécuter le compactage à 100 %. Plus tard, le même résultat a été obtenu sur le noyau prétraité avec 14 passes au compacteur Hyster. La double manœuvre a été nécessaire pour produire un noyau sans mottes et réaliser un compactage uniforme sur toute la profondeur du noyau.

Au barrage de Honzawa (Japon), la pélite altérée a été utilisée comme remblai du noyau. Elle a été excavée avec des bulldozers D8 et mise en place en couches de



At Empingham Dam (Rutland Water) (United Kingdom) Jurassic Upper Lias Clay, was excavated in the borrow pits by motor scrapers, pushed by bulldozers. The fill for the core was selected from the softer clays in the borrow pits. These were usually near the upper surface, although the effects of valley bulging had caused the indurated platy clay from depth to outcrop near the surface in places. The fill for the core was placed in 200 mm layers, and bulked and broken up using an agricultural tine. Stones larger than 75 mm were removed, and water added from a water bowser adapted from a motor scraper. The bulked material was then mixed by rotavation. If necessary more water was added and further rotavation carried out to raise the moisture content (and reduce the undrained strength) by the necessary amount to produce a flexible core. About 3.5% water was added on average. Compaction was by four passes of a 35 ton rubber tyred roller.

Mudstone selected from Pliocene interbedded sandstone and mudstone (claystone, siltstone), 3 m to 18 m thick, was used for the core at Karkheh Dam (Iran). It was placed in 150 mm layers, without any special measures, and compacted by eight double passes of a 7.5 ton vibrating roller (or ten single passes with a 10 ton roller). The lower part of the core was constructed in a 60/40 mixture of mudstone and gravel.

At the homogeneous Montbel Dam (France), loose and soft weathered marls were placed in the central section of the dam. Layers 200 – 250 mm deep were compacted by ten passes of a Caterpillar 835 compactor. At Mirgenbach (France) in similar marls, the fill in the centre of the homogeneous dam was allowed to dry out by scarification before being compacted in 300 mm layers by a smooth vibrating roller.

At Ramganga (India), the shales, sandstones and thin siltstones of the Siwalik Formation were excavated and prepared as core fill by ripping to 0.3-0.45 m ; broken up by 10-12 passes of a dozer with steel grid wheels ; scarified (no lumps larger than 0.125 m) ; and carried to the dam by motor scraper. On the dam, initially the process to prepare the core fill was to add water, mix by disc tillers (to 0.25 m) and plough (to 0.45 m), add 5 passes water, 13 passes tiller, seven passes plough. However, this left many clods outside the size required by the specification. Subsequently shale was processed off the core. The shale was spread and an impactor wheel dozer and harrows were used to break up clods. More water was added and mixed in with harrows. The conditioned fill was carried to the dam and placed in 150 mm layers. Initially a rubber tyred roller with 8 t per wheel was used to achieve 100% compaction. Later 14 passes of a Hyster compactor achieved the same result on the pre-processed core. The double handling was necessary to produce a clod free core, and to achieve uniform compaction throughout the depth of the core.

At Honzawa Dam (Japan) weathered shale was used as core fill. It was excavated by D8 class bulldozers and placed in 200 mm layers. It was compacted by

200 mm. Elle a été compactée en 12 passes au rouleau à pieds de mouton de 20 tonnes. Durant le compactage, la teneur en eau a été ajustée par arrosage.

L'ardoise décomposée de 50-150 mm d'épaisseur a été utilisée au barrage Yanase (Japon). Elle a été excavée au bulldozer et mise en place par couches de 200 mm. La teneur en eau a été ajustée par arrosage pendant le compactage avec 12 passes au rouleau à pieds de mouton de 20 tonnes. La perméabilité du noyau était inférieure à  $1 \times 10^{-5}$  m/s.

Le grès, l'ardoise, les conglomérats et les pélites altérées ont été utilisés au barrage Kuzuryuu (Japon). Après excavation par sautage et au bulldozer, ces matériaux ont été placés en couches de 200 mm. La granulométrie était ajustée en ajoutant des matériaux fins et la teneur en eau corrigée par arrosage. 12 passes au rouleau de 20 tonnes ont compacté le remblai du noyau. Un procédé similaire a été utilisé pour construire le noyau du barrage Misakubo (Japon) à partir de pélites silteuses décomposées et altérées.

Au barrage Shimokotori (Japon), les pélites et grès altérés du Jurassique ont été utilisés dans le noyau. Ils ont été excavés au bulldozer et compactés en couches de 300 mm avec 6 passes au rouleau vibrant de 8 tonnes.

Les galets de pélites altérées en talus et les pélites altérées sous-jacentes du Crétacé ont été utilisés dans le noyau du barrage Niikappu (Japon). Les matériaux ont été excavés d'un banc coupé par sautage et mis en place dans le barrage en couches de 200 mm. La teneur en eau a été ajustée par arrosage. Le compactage a été réalisé en 12 passes au rouleau à pieds de mouton de 30 tonnes.

Les pélites et grès altérés du Mésozoïque ont été utilisés au barrage Seto (Japon). Ils étaient excavés au bulldozer. La granulométrie a été ajustée jusqu'à devenir suffisamment fine pour un remblai imperméable, par concassage et mixage, en utilisant des bulldozers dans la zone d'emprunt. Les matériaux ont été mis en place par couches de 200 mm dans le barrage et compactés en 6 passes au rouleau vibrant de 8 tonnes.

Au barrage Takami (Japon), les pélites altérées du talus ont été utilisées comme remblai du noyau. Après excavation à l'aide de bulldozers, la granulométrie a été ajustée, vu que la pélite altérée fournit des matériaux grossiers, par empilement. Le compactage a été effectué avec 6 passes au rouleau de 8 tonnes.

Les pélites indurées altérées du Pliocène ont été utilisées dans le noyau et les carapaces du barrage Yamamura (Japon). Le remblai du noyau a été excavé à l'aide de bulldozers, mis en place en couches de 200 mm et compacté par 8 passes au rouleau vibrant de 7 tonnes. Des essais ont été effectués de manière systématique pour obtenir une forte densité des remblais en pélites indurées.

L'argile tectonique a été utilisée dans les noyaux aux barrages de Scanzano Rosella et Blufi (Italie). Une couche de 250 mm a été étalée avec une teneur en eau naturelle à l'aide de bulldozers uniquement et compactée par 8, 12 ou 16 passes au rouleau lisse de 12 tonnes. Les noyaux ont une perméabilité faible et une résistance de cisaillement considérable.

Au barrage de Carsington (Royaume-Uni), les remblais du noyau ont été pris particulièrement dans la couche supérieure de 3 m de pélites terreuses altérées du Carbonifère Namurien. Ils ont été placés en couches de 225 mm et compactés en

12 passes of a 20 ton sheepsfoot roller. During compaction the water content was adjusted by sprinkling.

Decomposed slate 50-150 mm thick was used at Yanase Dam (Japan). It was excavated by bulldozers and placed in 200 mm layers. The water content was adjusted by sprinkling during compaction by 12 passes of a 20 ton sheepsfoot roller. The permeability of the core was less than  $1 \times 10^{-5}$  m/s.

Weathered sandstone, slate, conglomerate and shale were used in the core at Kuzuryuu Dam (Japan). After excavation by blasting and bulldozers, it was placed in 200 mm layers. The grading was adjusted by adding the finer materials and the water content adjusted by sprinkling. Twelve passes of a 20 ton roller compacted the core fill. Similar processes were used to construct the core from decomposed and weathered silty shale at Misakubo Dam (Japan).

At Shimokotori Dam (Japan) weathered Jurassic shale and sandstone were used in the core. It was excavated by bulldozers and compacted in 300 mm layers by six passes of an 8 ton vibrating roller.

Weathered shale pebbles in talus and the underlying weathered Cretaceous shale were used for the core at Niikappu Dam (Japan). The materials were excavated from a bench cut by blasting and placed on the dam in 200 mm layers. The water content was adjusted by sprinkling. Compaction was by 12 passes of a 30 ton sheepsfoot roller.

Weathered Mesozoic shale and sandstone were used at Seto Dam (Japan). It was excavated by bulldozers. The grading was adjusted until fine enough for impermeable fill by breaking and mixing using bulldozers in the borrow area. It was placed in 200 mm layers on the dam and compacted by 6 passes of an 8 ton vibrating roller.

At Takami Dam (Japan) weathered schalstein and weathered shale from talus were used as core fill. After excavation by bulldozers the grading was adjusted, the weathered shale providing coarse material, by stockpiling. Compaction was by six passes of an 8 ton roller.

Weathered Pliocene mudstone was used in the core and shells of Yamamura Dam (Japan). Core fill was excavated by bulldozers and placed in 200 mm layers and compacted by 8 passes of a 7 ton vibrating roller. Tests were systematically conducted to obtain high density mudstone fill.

Tectonised clay was used for the cores at Scanzano Rosella and Blufi Dams (Italy). A 250 mm layer was spread at natural moisture content by bulldozer only and compacted by 8, 12 or 16 passes of a 12 ton smooth roller. The cores are of low permeability and considerable shear strength.

Core fill was selected particularly from the soil-like upper 3 m of the weathered Carboniferous Namurian mudstone at Carsington Dam (United Kingdom). It was placed in 225 mm layers and compacted using four passes of a tamping roller. Soft or

utilisant 4 passes au rouleau dameur. Les matériaux tendres ou asséchés ont été enlevés des surfaces, si nécessaire. Toutes les surfaces ont été scarifiées avant le placement de la couche suivante afin de minimiser l'effet de perte de résistance des plans de cisaillement formés dans le remblai par les pneus des engins.

Les siltites et les argilites inférieures à 100 mm, sélectionnées à partir des flyschs altérés, désintégrés ou en cours de désintégration, devenues terreuses lors de l'excavation et traitement, ont été utilisées pour le noyau du barrage Pigai Aaos (Grèce).

Le barrage homogène de Kamenik (Bulgarie) a été construit avec des siltites et du grès altérés. Il a été compacté en couches de 300 mm avec 8 passes au rouleau vibrant de 12 tonnes et 3 passes au compacteur à pieds de mouton. Il a été compacté d'une manière satisfaisante à teneur en eau naturelle pour donner un remblai avec une faible perméabilité et une grande résistance au cisaillement.

Le barrage d'Aabach (Allemagne) a été projeté (Amman, 1981) comme un barrage en remblai de pélite et masque amont en béton bitumineux. Cependant, l'excavation, le transport et le compactage ont détérioré les pélites et réduit leur perméabilité au point de constituer un barrage homogène. Le masque a alors été éliminé.

Les roches meubles de la formation du Guadalupien supérieur Crétacé ont été utilisées comme remblai dans le barrage homogène de San Rafael (Colombie). Les matériaux fins ont été sélectionnés pour la recharge amont pour fournir une faible perméabilité de la zone du noyau. Ils ont été mis en place par couches de 300 mm et compactés par 8 passes au compacteur vibrant de 13 tonnes. Dans la recharge aval, le même remblai a été mis en place dans les couches profondes et compacté par 6 passes au rouleau.

Au projet de pompage hydroélectrique de Bath Country (USA), les sols alluviaux, les siltites, le grès et l'argilite hautement altérés et interstratifiés, dans lesquels les siltites prédominent, ont été utilisés dans les zones imperméables.

## **4.4. EXEMPLES DE REMBLAI DE PÉLITES EN NOYAUX DE BARRAGE**

### **4.4.1. Barrage Karkheh (Iran)**

Le barrage Karkheh (Iran), d'une hauteur de 127 m (Tarkeshdooz, 1998 et Mirghasemi *et al.*, 2000), a un large noyau imperméable (argile mélangée avec du gravier sableux) avec des recharges en gravier sableux compacté. Les fondations du barrage sont des couches de conglomérats de la fin du Tertiaire, interstratifiées avec des pélites indurées de 2 à 10 m d'épaisseur. La fourchette de perméabilité du conglomérat est de  $10^{-8}$  à  $10^{-3}$  m/s et celle des pélites indurées est de  $10^{-9}$  à  $10^{-6}$  m/s. Les fuites à travers les conglomérats de la fondation ont été prévenues par un mur parafouille en béton plastique qui traverse les deux couches supérieures de conglomérats et la couche supérieure de pélites indurées. Ce mur a été scellé dans la deuxième couche de pélites indurées dans la fondation en dessous du barrage. Le noyau est lié à la surface du mur parafouille. Il a été construit avec des pélites indurées sélectionnées à partir des siltites et pélites indurées interstratifiées du

dried materials were removed from surfaces if necessary. All surfaces were scarified before the next layer was placed to minimise the effect of loss of strength from shear planes formed in the fill by plant tyres.

Selected siltstone and claystone finer than 100 mm from weathered and disintegrated or disintegrating flysch which became soil-like on excavation and processing was used for the core at Pigai Aaos Dam (Greece).

The homogeneous Kamenik Dam (Bulgaria) was constructed from weathered siltstone and sandstone. It was compacted in 300 mm layers by 8 passes of a 12 t vibrating roller and 3 passes of a sheepsfoot compactor. It was satisfactorily compacted at natural moisture content to give low permeability fill of considerable shear strength.

Aabach Dam (Germany) was planned (Amman, 1981) as a shale fill dam with a bituminous concrete upstream membrane. However, excavation, transportation and compaction of the shale fill broke it down and reduced its permeability to such an extent that it formed a homogeneous dam and the membrane was omitted.

Compacted soil like plaeners from the Cretaceous Upper Guadalupe Formation was used as fill in the homogeneous San Rafael Dam (Colombia). Finer material was selected for the upstream shoulder to provide the lower permeability 'core' zone. It was placed in 300 mm layers compacted by 8 passes of a 13 t vibrating compactor. In the downstream shoulder the same fill was placed in deeper layers and compacted with 6 layers of the roller.

At the Bath County Hydroelectric Pumped Storage Project (USA) colluvium and highly weathered Interbedded siltstone, sandstone and claystone, in which siltstone predominates, was used in the impervious zones

#### **4.4. EXAMPLES OF SHALE FILL USED AS CORE IN DAMS**

##### **4.4.1. Karkheh Dam, Iran**

The 127 m high Karkheh Dam (Iran) (Tarkeshdooz, 1998, and Mirghasemi *et al.*, 2000) has a wide impervious (clay mixed with sandy gravel) core with compacted sandy gravel shoulders. The foundations of the dam are late Tertiary conglomerate layers interbedded with mudstone layers 2 m to 10 m thick. The permeability of the conglomerates ranges from  $10^{-8}$  to  $10^{-3}$  m/s, and of the mudstones from  $10^{-9}$  to  $10^{-6}$  m/s. Leakage through the foundation conglomerates has been prevented by a plastic concrete cut-off wall that passes through the upper two conglomerate strata and the upper mudstone stratum and is sealed into the second mudstone stratum in the foundation below the dam. The core links to the surface of the cut-off. It was constructed from mudstone selected from the Pliocene interbedded sandstone and mudstone (claystone, siltstone), 3 m to 18 m thick, at the dam site. It was placed in 150 mm layers, without any special measures, and compacted by eight double passes

Pliocène, avec 3 à 18 m d'épaisseur sur le site du barrage. Il a été mis en place par couches de 150 mm sans aucun traitement spécial et compacté en 8 doubles passes au rouleau vibrant de 7,5 tonnes ou 10 passes simples au rouleau de 10 tonnes. La partie inférieure du noyau a été construite par un mélange de pélites indurées et de graviers 60/40. Les Fig. 21 et 22 montrent l'emplacement des piézomètres et la Fig. 23 montre la réponse de la pression interstitielle durant la construction. On peut constater que la réponse était limitée. Le changement le plus marqué a été au SP5<sup>4</sup> (n° 8 sur le graphique). Il s'agit d'un piézomètre proche du niveau de la fondation, où le ratio de la pression interstitielle à la charge verticale du remblai était approximativement de 0,4. La réponse était limitée parce que le rythme de mise en place du remblai était lent et parce que le noyau a été construit avec un mélange de pélites indurées et de congglomérats.

#### **4.4.2. Barrage Empingham (Royaume-Uni)**

L'argile du Lias Jurassique Supérieur (200 millions d'années) a été utilisée comme remblai pour la construction de ce barrage en remblai de 37 m de hauteur. Elle est souvent décrite comme une argile surconsolidée plutôt qu'une pélite. Cependant, et pour les besoins de ce Bulletin, nous la considérerons comme une pélite. Les difficultés posées par les conditions de la fondation sont décrites dans la section suivante.

L'argile/pélite pour les recharges a été prise dans des parties profondes des zones d'emprunt afin d'obtenir les matériaux les plus durs et les plus secs. Elle a été étalée en couches de 0,25 m et compactée au compacteur automoteur Caterpillar 825 ou 815. La résistance au cisaillement du remblai de recharge à la mise en place a été de plus de 140 kN/m<sup>2</sup>.

L'argile/pélite des couches superficielles des zones d'emprunt a été utilisée comme matériau pour le noyau. Elle a été arrosée et traitée avec des rotovateurs afin d'ajouter 3,8 % à la teneur en eau in situ. Au lieu de l'approche de l'optimum Proctor de la teneur en eau du placement et de la densité sèche réalisée, une nouvelle spécification concernant la résistance au cisaillement, décrite par Kennard *et al.*, (1978) a été utilisée. Des échantillons de chaque couche mise en place ont été pris en enfonçant un tube de 100 mm diamètre verticalement à partir d'une remorque lestée. Les échantillons ont été soumis sur site à un essai à l'appareil triaxial en utilisant une pression de confinement de 250 kN/m<sup>2</sup> et un taux de tension de 2 % par minute. La spécification requise pour la résistance au cisaillement non drainée est une valeur minimale de 50 kN/m<sup>2</sup> avec les 2/3 des résultats ne dépassant pas 70 kN/m<sup>2</sup>. Ce barrage a été achevé en 1975 et son comportement est satisfaisant.

of a 7.5 ton vibrating roller (or ten single passes with a 10 ton roller). The lower part of the core was constructed in a 60/40 mixture of mudstone and gravel. Fig. 21 and 22 show the piezometer positions and and Fig. 23 shows the pore pressure response during construction. It can be seen that response was limited, the most marked change was at SP5<sup>4</sup> (no. 8 on the graph), a piezometer close to foundation level where the ratio of pore pressure to vertical fill load was about 0.4. The response was limited because the rate of fill placing was slow and because the core was constructed in a mixture of mudstone and conglomerate.

#### **4.4.2. Empingham Dam, England**

Jurassic Upper Lias clay (200 million years old) was used as fill for the construction of this 37 m high embankment dam. It is more usually described as a heavily overconsolidated clay rather than as a shale, but for the purposes of this Bulletin, we will regard it as a shale. Difficulties with the foundation conditions are described elsewhere in this Bulletin.

The clay/shale for the shoulders was taken from deep parts of the borrow pits to obtain the hardest and driest material. It was spread in 0.25 m layers and compacted with Caterpillar 825 or 815 wedge foot self propelled compactors. The as placed shear strength of the shoulder fill was over 140 kN/m<sup>2</sup>.

Clay/shale from shallower depths in the borrow pits was used for core fill. It was watered and processed with rotovators to add about 3.8% to the in-situ moisture content. In place of the Proctor optimum approach of placement water content and achieved dry density, a new shear strength specification, that has been described by Kennard *et al.*, (1978), was used. Samples from each placed layer were taken by pressing a 100 mm diameter sample tube vertically into the fill from a weighted trailer. The samples were tested on site in triaxial compression, using a confining pressure of 250 kN/m<sup>2</sup>, and a strain rate of 2% per minute. The specification called for this undrained shear strength to have a minimum value of 50 kN/m<sup>2</sup>, with two thirds of the results not exceeding 70 kN/m<sup>2</sup>. The dam was completed in 1975 and has continued to behave satisfactorily.

---

## 5. PÉLITES DANS LES FONDATIONS DE BARRAGES

---

### 5.1. CONDITIONS DES FONDATIONS EN PÉLITES

#### 5.1.1. Joints et litage

Comme presque pour toutes les roches sédimentaires fortement surconsolidées, les pélites présentent trois groupes orthogonaux de plans de joints, dont l'un aurait pu être à l'origine le plan de litage. L'altération affaiblit les pélites et transforme le matériau excavé en petits éléments. Les matériaux altérés proches des pélites affleurantes se rapprochent plus d'une argile rigide. Au-delà d'une trentaine de mètres de profondeur, les joints sont complètement fermés et sont typiquement séparés à 1 m ou plus d'intervalle. Progressivement, dans les zones peu profondes, les joints s'ouvrent au fur et à mesure que les blocs se dilatent et la quantité d'eau qu'ils contiennent augmente, engendrant une diminution de la résistance. Durant ce processus, de nouvelles fissures se forment et le résultat final dépend du degré de liaison entre les particules.

#### 5.1.2. Propriétés géotechniques et comportement des pélites

En général, les pélites les plus profondes sont les plus anciennes. Il est possible aussi qu'elles soient les plus dures, bien qu'elles aient été soumises à une forte pression de surcharge. D'après Terzaghi *et al.* (1996), et suite aux interactions moléculaires, l'augmentation de la pression de surcharge a développé un grand nombre de liaisons cohésives entre les particules. Finalement, à très grande profondeur, toutes les particules seraient liées virtuellement par des liaisons rigides qui donnent au matériau les propriétés d'une roche. Le terme pélite est utilisé pour les états du matériau depuis sa formation jusqu'à l'état de liaison complète entre les particules. Du point de vue de l'Ingénieur, avec une composition minéralogique donnée, les propriétés de toute pélite peuvent varier de celles du sol à celles de la roche. Quand la pélite est proche de la surface, le relâchement de la pression de surcharge lui permet de se gonfler et les facteurs de l'altération (gel, dégel et pluie) l'aident à se ramollir. L'altération continue due au vent et à l'eau peut décomposer la surface et emporter les particules fines jusqu'aux lacs ou la mer, où elles vont se déposer pour recommencer tout le cycle à nouveau.

#### 5.1.3. Surconsolidation

Les pressions de surconsolidation peuvent atteindre 3 000 à 8 000 kN/m<sup>2</sup>. Avec les contraintes verticales qui peuvent être rencontrées durant la construction d'un barrage en terre, les tassements pourraient être minimales en raison des pressions antérieures auxquelles la pélite a été soumise. Cependant, en raison du déchargement, le gonflement peut devenir appréciable, particulièrement avec les pélites contenant de la montmorillonite minérale argileuse. Les courbes de consolidation et de gonflement de quatre pélites expansives sont données dans la Fig. 24.



---

## 5. SHALE IN THE FOUNDATIONS OF DAMS

---

### 5.1. FOUNDATION CONDITIONS IN SHALE

#### 5.1.1. Jointing and Bedding

As with nearly all heavily overconsolidated sedimentary rocks, shales exhibit three orthogonal sets of joint planes, one of which may originally have been the bedding planes. Weathering weakens the shale, causing excavated material to come out in smaller pieces, and well weathered, near surface shale becomes more of a stiff clay. Below a depth of about 30 m the joints are completely closed and spaced, typically, one metre or more apart. At progressively shallower depths, the joints open as the blocks expand and the water content of the blocks increases, causing a reduction of strength. During this process new fissures form and the final result depends on the degree of bonding between particles.

#### 5.1.2. Geotechnical Properties and Behaviour of Shales

In general the older the shale the deeper its origin and so the greater will be the overburden pressure it has been subjected to, hence the harder it is likely to be. Terzaghi *et al.* (1996) suggest that as the overburden pressure increased, an increasing number of cohesive bonds developed between particles as a result of molecular interaction. Finally at very great depth, all particles would become connected by virtually permanent, rigid bonds that impart to the material the properties of rock. The term 'shale' is used for all the materials, from incipient to complete bonding, hence from the engineering point of view, any shale with a given mineralogical composition may range between those of soil and those of rock. When it is brought to the surface, the relief of overburden pressure will allow it to swell and the action of weathering (freeze/thaw and rain) will help it to soften. Continuous weathering, with wind and water erosion, can break down the surface and wash away the constituent fine particles, to be carried away to lakes or the sea, where they might be deposited and begin the cycle all over again.

#### 5.1.3. Overconsolidation

Overconsolidation pressures can be 3000 to 8000 kN/m<sup>2</sup>. Under the vertical stresses that may be encountered during the construction of an embankment dam, settlements are likely to be small because of the previous pressures to which the shale has been subjected, but on unloading, swelling may be appreciable, particularly with shales containing the clay mineral montmorillonite. Consolidation and swelling curves for four expansive shales are given in Fig. 24.

#### 5.1.4. Instabilité des talus selon les surfaces de découpage et les plans de cisaillement préexistant dans les pélites

Le relâchement de la pression de confinement engendré par l'érosion dans les formations péliteuses de la vallée implique l'ouverture des fissures, entraînant le déplacement des pélites sur les versants de la vallée. De même, le sol de la vallée peut être soulevé par l'expansion des pélites. Certaines pélites crétacées de l'ouest des USA et du Canada contiennent des couches de bentonite formées par l'érosion des cendres volcaniques. Les déplacements vers la vallée peuvent être concentrés dans ces couches qui ont aussi tendance à se gonfler sous l'effet de la diminution de pression, contribuant ainsi à la réduction de leur résistance et induisant un manque de stabilité des talus des versants de la vallée. On en conclut alors que, malgré la haute résistance des pélites intactes, les talus qui se sont formés suite à l'érosion des vallées peuvent être remarquablement instables. Les mouvements le long des surfaces de glissement peuvent réduire la résistance des pélites à des valeurs résiduelles et de tels plans de glissement préformés peuvent affecter sérieusement la stabilité de n'importe quel barrage en remblai construit sur ce genre de site.

Dans les pélites interstratifiées avec des couches peu déformables, telles que les grès, la plupart des distorsions résultant des mouvements tectoniques et des plissements surviennent dans les couches de pélites les plus faibles. Ceci pourrait entraîner une baisse de la résistance au cisaillement de ces couches à des valeurs résiduelles, comme ce fut le cas dans les barrages Jari et Sukian, faisant partie du projet du barrage Mangla au Pakistan (Binnie *et al.*, 1967). Par conséquent, la résistance de la fondation peut diminuer et les blocs des couches les plus dures peuvent glisser sur les pélites dans les excavations si l'attitude de la surface de stratification est défavorable. Les valeurs finales de la résistance au cisaillement pour le barrage Mangla ont été  $\phi' = 18^\circ$  et  $C' = 0$  et celles retenues pour les digues de cols de Jari et Sukian ont été de  $\phi' = 16^\circ$ , se réduisant à  $13^\circ$  à certains endroits.

Des situations similaires ont été constatées en Grèce où des roches sédimentaires à particules fines, à savoir les siltites, la pélite indurée, l'argilite et les pélites, sont un faciès de la formation flysch dans laquelle elles s'alternent à des degrés et épaisseurs différents avec les grès et les conglomérats (Papageorgiou, 1997a). Les processus tectoniques suivant la lithification du flysch font que les faciès médiocres, en particulier les argilites, pélites ayant des épaisseurs relativement faibles, sont soumis à des contraintes de cisaillement avoisinant ou même atteignant leurs résistances résiduelles au cisaillement, alors que les couches les plus rigides (siltites, conglomérats) subissent des fracturations représentées généralement par au moins deux systèmes de joints. La faible résistance au cisaillement des argilites et des pélites du flysch est présente indépendamment de la profondeur et est aggravée par l'altération des couches proches de la surface. Le barrage Pournari en Grèce, un barrage en remblai de 107 m de hauteur, est fondé sur du flysch (Papageorgiou, 1997b) renfermant des faciès de siltite et d'argilite-pélite cisailée tectoniquement. L'essai de cisaillement direct effectué sur des échantillons remodelés, soumis à des renversements de contrainte importants a donné des résistances résiduelles de  $\phi'_{\text{résiduel}} = 14^\circ$  à  $33$  selon la fraction d'argile. Les exigences de stabilité du barrage ont été satisfaites par l'incorporation de grandes bermes de stabilisation en gravier de rivière à drainage libre le long des pieds amont et aval et aux appuis.

#### 5.1.4. Slope Instability Through Downcutting and Pre-existing Shear Planes in Shales

The relief of confining pressure caused by valley erosion in shale formations allows the fissures to open, moving the shale towards the valley side slopes. At the same time, the floor of the valley may be raised by the expansion of the shale. Some Cretaceous shales of the western United States and Canada contain layers of bentonite formed by the weathering of volcanic ash. Movements towards the valley can become concentrated in these layers, which also tend to swell under the reduction of pressure, helping to reduce their strength, leading to a lack of stability of the slopes of the valley sides. Thus, despite the high strength of the intact shale, slopes formed in it by valley erosion can be remarkably unstable. Movements along slip surfaces can reduce the strength of the shale to residual values, and such pre-formed slip planes can seriously affect the stability of any embankment dam built on them.

In shales interbedded with more competent strata such as sandstone, much of the distortion resulting from tectonic movements and folding is taken up in the weaker shale strata. This may result in shear strength in these strata being reduced to residual values, as occurred at Jari and Sukian dams, part of the Mangla Dam project in Pakistan (Binnie *et al.*, 1967). Foundation strength may consequently be reduced and blocks of the harder strata may slide over the shale into excavations if the attitude of the bedding surface is unfavourable. The final design shear strength for Mangla Dam was  $\phi' = 18^\circ$  and  $c' = 0$ . The final design shear strength for the Jari and Sukian saddle dams at the Mangla project was  $\phi' = 16^\circ$ , reducing to  $13^\circ$  in parts.

Similar situations arise in Greece where fine-grained clastic sedimentary rocks namely siltstones, mudstones – claystones, shales are facies of the flysch formation, in which they alternate in various degrees and thicknesses with sandstones and conglomerates (Papageorgiou, 1997a). Tectonic processes following lithification of the flysch result in the weak members, particularly claystones – shales of relatively small thickness, being sheared to large strains nearing or reaching residual shear strength, whereas the more rigid strata (siltstones, conglomerates) suffered fracturing represented usually by at least two systems of joints. The low shear strength in claystones and shales of the flysch is present regardless of depth and it is worsened by exposure to weathering of near surface strata. Pournari embankment dam (107 m high) in Greece is founded on flysch (Papageorgiou, 1997b) comprising facies of tectonically sheared siltstone, claystone – shale. Direct shear tests on remoulded samples subjected to reversals to large strain gave residual strengths  $\phi'_{\text{residual}} = 14^\circ$  to  $33^\circ$  depending on clay fraction. Dam stability requirements were satisfied by incorporating large equilibrating berms of free draining river gravels along both upstream and downstream toes and abutments.

### 5.1.5. Pressions de gonflement à l'excavation

Des échantillons de pélite de Taylor, prélevés à une profondeur de 5 à 50 m dans le site de construction d'un tunnel à San Antonio au Texas, ont été testés par Mesri *et al.* (1994). Cette pélite jeune est une formation calcaire, marine bleu-grise du Crétacé (150 millions d'années). Sur site, les couches de pélites sont constituées de cinq unités de roches distinctes. La majorité des essais a été faite sur des échantillons des deux unités supérieures qui étaient soumises aux pressions des terrains de recouvrement de 3 500 et 8 000 kN/m<sup>2</sup> respectivement. Leur teneur en eau initiale variait entre 12 et 43 % avec des degrés de saturation de 85 à 99 %. Pour déterminer les limites d'Atterberg, des échantillons ont été séchés à l'air puis moulus dans un broyeur à boulets jusqu'à passer à travers un crible standard US de maille 200. Ce matériau a été ensuite réhydraté avec de l'eau distillée et laissé tremper pendant plusieurs semaines. Les essais sur ce matériau reconstitué, obtenu à partir de pélite, ont donné une large plage de valeurs de la limite de liquidité allant de 40 à 250 %. Les résultats ont également montré une large gamme de valeurs de la limite de plasticité, bien que le rapport limite de plasticité/limite de liquidité ait été remarquablement constant et variait autour de la valeur 0,8.

Une préoccupation majeure concernait les contraintes de gonflement qui pouvaient se développer derrière des murs du tunnel. La pression effective exercée par les terrains de recouvrement sur les pélites était d'environ 400 kN/m<sup>2</sup>. Dès le relâchement de la pression, les pélites se dilatent dans un premier temps à cause des ouvertures des fissures. Quand il y a des venues d'eau, les pélites se dilatent lentement, et, en cas de résistance due à un mur de soutènement ou aux parois du tunnel, cette expansion remplit d'abord les fissures. Les valeurs des contraintes de gonflement, développées contre le revêtement du tunnel, variaient en fonction des séquences de construction. Les échantillons testés à l'œdomètre, soumis d'abord à une pression pour fermer les fissures avant ajout d'eau, développaient des contraintes supérieures à celles développées par des échantillons soumis à des pressions inférieures à sec et insuffisantes pour colmater les fissures.

## 5.2. IMPACT DES PROCESSUS GÉOLOGIQUES SUR LA FONDATION EN PÉLITES DES BARRAGES

L'avantage majeur de la présence de pélites dans les fondations des barrages est qu'elle fournit un fond imperméable à la retenue. Même lorsque les pélites sont présentes uniquement en lits entre des couches de formations plus perméables, elles peuvent être utilisées pour sceller la retenue (voir barrage Karkheh (Iran) ci-dessus). Cependant, nombre de processus de post-formation géologique dans les pélites posent des difficultés potentielles pour les constructeurs de barrages. Les processus d'altération in situ peuvent avoir un impact sur la résistance et la perméabilité à condition qu'aucun mouvement n'ait été induit. Des processus tels que le pliage ou le gonflement de vallée, dont les mouvements se produisent dans les couches de pélites, peuvent former des surfaces de cisaillement présentant des résistances faibles qui tendent vers la résistance résiduelle au cisaillement, avec  $\phi'$  devenant très faible (par exemple 16°, comparée à  $\phi'_{\text{résiduel}} = 10^\circ$  à Empingham (Royaume-Uni)). Les angles de déclivité stables sont également faibles, conduisant à des sections de barrage excessivement larges, à moins que des mesures d'amélioration de la résistance, tels des drains en sable, ne soient employées.

### 5.1.5. Swelling Pressures on Excavation

Samples of Taylor shale taken at depths of 5 to 50 m from the site of tunnel construction at San Antonio, Texas, have been tested by Mesri *et al.* (1994). This young shale is a variably calcareous, blue-grey marine formation of the Cretaceous period (150 million years). At the site, the shale strata consisted of five distinct rock units. Most of the tests were made on samples from the upper two units which had been subjected to overburden pressures of 3500 and 8000 kN/m<sup>2</sup> respectively. They had initial water contents varying from 12 to 43% with degrees of saturation from 85 to 99%. To determine the Atterberg limits samples were air dried, then ground in a ball mill until it would pass through a 200 mesh US standard sieve. This pulverised material was rehydrated with distilled water and soaked for several weeks. Tests on this reconstituted material obtained from the shale showed a wide range of liquid limit values, from 40 to 250%. There was also a wide range of plastic limit values, although the ratio of plastic limit to liquid limit was remarkably constant at a value of about 0.8.

Of main concern were the swelling pressures that were likely to develop against tunnel walls. The existing effective overburden pressure on the shale was about 400 kN/m<sup>2</sup> and when this was released the shale expanded in the first instance due to the fissures opening. When given free access to water, the body of the shale slowly expanded, and if resisted, as by a retaining wall or the sides of a tunnel, this expansion first closed the fissures again. The values of swelling pressures developed against tunnel lining varied according to construction sequence. Samples tested in an oedometer first subjected to a pressure to close the fissures before addition of water produced higher pressures than those subjected to lower dry pressures, insufficient to close the fissures.

## 5.2. IMPACT OF GEOLOGICAL PROCESSES ON DAM FOUNDATIONS IN SHALE

The major advantage of shale in dam foundations is that it provides an impermeable bed to the reservoir. Even when shale is present only as beds between those of more permeable strata it can be used to seal the reservoir (see Karkheh Dam (Iran) above). However, many of the post formation geological processes in shale present potential difficulties to dam builders. In-situ weathering processes, provided that no movement has been induced, may have some impact on strength and permeability. Processes such as folding or valley bulging where movements have occurred in shale strata will have formed shear surfaces that now exhibit low strengths, tending towards the residual shear strength, with  $\phi'$  being very low (for example 16°, compared to  $\phi'_{\text{residual}} = 10^\circ$ , at Empingham (UK)). Stable slope angles are correspondingly low leading to excessively wide dam sections, unless strength improvement measures, such as sand drains, can be employed.

Par conséquent, il s'ensuit que les fondations en pélites peuvent présenter plus de problèmes pour les ingénieurs barragistes que l'utilisation des pélites comme remblai. Un examen minutieux de l'histoire géologique du site et une étude attentive de la morphologie ainsi que l'expérience en construction sont tous importants. Les essais en carrière et les investigations à grande échelle doivent être utilisés autant que possible parce que les détails des sections de cisaillement et d'autres éléments de grande influence sur les propriétés géotechniques des matériaux de la fondation ne sont pas souvent facilement identifiés par les échantillons des forages de reconnaissance. Il convient de noter, cependant, que les discontinuités de cisaillement peuvent survenir en profondeur.

Ce Bulletin traite essentiellement de l'utilisation des pélites et des roches altérées comme remblai, mais des exemples de barrages construits sur fondation en pélites sont donnés ci-dessous pour illustrer les difficultés qui peuvent être rencontrées et comment elles ont été surmontées.

### **5.3. EXEMPLES DE FONDATIONS DE BARRAGES SUR PÉLITES**

#### **5.3.1. Barrage Gardner, Canada**

L'assise rocheuse sous la fondation du barrage South Saskatchewan River (appelé aujourd'hui Barrage Gardner) dans le Saskatchewan au Canada, est en pélites Bearpaw. Un contrôle de dérive décrit par Ringheim (1964) a montré que les pélites ont tendance à se comprimer en se déplaçant des côtés de la dérive vers les pélites tendres de 0,5 m, et de 50 à 75 mm dans les pélites dures. Les pressions verticales dans les pélites dures correspondaient aux surcharges existantes, mais, celles de la direction horizontale étaient de 150 % supérieures. Les pélites contenaient plusieurs zones de cisaillement anciennes où la résistance au cisaillement a été réduite aux valeurs résiduelles d'une cohésion nulle ( $C' = 0$ ) et un angle de résistance au cisaillement de seulement 9 degrés ( $\phi' = 9^\circ$ ). Les études des conditions des fondations en pélites ont été présentées par Jasper et Peters (1979). Le barrage devait être de 64 m de hauteur avec des talus de 1/1,7 au sommet et réduits à 1 sur 8 en amont et en aval. Il a été constaté que la fondation en pélites contenait plusieurs zones de cisaillement préformées et durant la construction, presque chaque excavation connut un glissement. Des talus extrêmement plats durent être adoptés pour permettre d'achever les terrassements nécessaires. Selon Terzaghi *et al.* (1996), le rétrocalcul de ces pentes indique des angles de frottement résiduels effectifs inférieurs à 2°. Heureusement, il a été possible de réviser le projet afin de tenir compte des observations faites durant la construction, fournissant des informations définitives à propos des fondations. C'est ainsi que les talus du barrage ont été réduits à 1 sur 12. La réduction a atteint 1 sur 85 dans la partie inférieure du talus aval.

#### **5.3.2. Barrage d'Empingham (Rutland Water), Royaume-Uni**

Les fondations du barrage d'Empingham, haut de 37 m (Rutland, Royaume-Uni) décrites par Bridle *et al.* (1985) sont sur une argile du Lias supérieur, fortement cisailée et bréchifiée par le gonflement de la vallée et les perturbations périglaciaires. L'argile, fortement surconsolidée, s'est déposée pendant la période du Jurassique il y a 208 millions d'années et peut être considérée comme de la pélite. Sa nature fissurée a été constatée pendant la construction du tunnel de 2,54 m de diamètre, foré principalement avec des tunneliers à attaque globale. Les déblais hors-profils se sont

It follows therefore that shale foundations are likely to present more challenges to dam engineers than the use of shale as fill. Careful examination of the geological history of the site and careful study of the morphology and construction experience are important. Trial pits and large scale investigations should be used as much as possible because details of shear planes and other features of great influence on the geotechnical properties of the foundation materials are often not easily identified in borehole samples. Note, however, that shear discontinuities may be at depth.

This Bulletin deals predominantly with the use of shale and weak rocks as fill, but examples of dams constructed on shale foundations are given below to illustrate the difficulties that may be encountered and how they were overcome.

### **5.3. EXAMPLES OF SHALES IN DAM FOUNDATIONS**

#### **5.3.1. Gardner Dam, Canada**

The bedrock under the foundation for the South Saskatchewan River Dam (now named the Gardner Dam) in Saskatchewan, Canada, is Bearpaw shale. A test drift, described by Ringheim (1964), showed that the shale tended to squeeze, moving in from the sides of the drift in the soft shale by as much as 0.5 m and by 50 to 75 mm in the hard shale. Vertical pressures in the hard shale corresponded with the existing overburden, but those in the horizontal direction were 150% greater. The shale contained many old shear zones where the shear strength had been reduced to residual values of zero cohesion ( $c' = 0$ ) and an angle of shearing resistance of only nine degrees ( $\phi' = 9^\circ$ ). Studies of the shale foundation condition have been given by Jasper and Peters (1979). The dam was to be 64 m high, with slopes of 1 on 1.7 at the top, reducing to 1 on 8, both upstream and downstream. The shale foundation was found to contain many pre-formed shear zones and during construction almost every excavation started a slide. Extremely flat slopes had to be adopted to permit completion of the necessary earthworks. Back calculations of these slides, according to Terzaghi *et al.* (1996), indicated effective residual friction angles as low as  $2^\circ$ . Fortunately it was possible to revise the design as observations during construction provided more definitive information about the foundations. Dam slopes were reduced to 1 on 12, with the lower part of the downstream slope reduced to 1 on 85.

#### **5.3.2. Empingham Dam (Rutland Water), UK**

The foundations of the 37 m high Empingham Dam in Rutland, U.K., described by Bridle *et al.* (1985), are on Upper Lias Clay, extensively sheared and brecciated by valley bulging and periglacial disturbance. The heavily overconsolidated Lias clay was laid down during the Jurassic period, 208 million years ago, and may be considered as a shale. Its fissured nature was demonstrated during construction of the 2.54 m diameter supply tunnel that was bored mainly by full-face tunnelling machines. Overbreak occurred due to blocks of clay, bounded by bedding joints



produits en raison des blocs d'argile, limités par des joints de litage, et sur les côtés, par des joints irréguliers tranchés sur le front par l'action de ripage sur les massifs d'argile au lieu d'être coupés suivant un profil soigné. Des investigations intensives sur site ont révélé que la cambrure, combinée au gonflement de la vallée, avait produit des mouvements latéraux dans les côtés de la vallée excédant 100 m. Ceux-ci ont été accompagnés par le développement d'importantes surfaces de glissement et de cisaillement lisses qui ont largement affleuré à la surface de la fondation.

Les propriétés générales d'une telle fondation ne peuvent pas être déterminées aisément à partir d'essais sur des échantillons de carottage ou même sur des blocs pris dans les excavations. Afin d'évaluer les conditions générales in situ, une digue test a été construite, équipée d'instruments pour la mesure des mouvements de points répartis dans le remblai. Pendant la construction, trois ruptures imprévues se sont produites dans les talus temporaires qui formaient les côtés de la zone d'emprunt. L'analyse de ces ruptures a fourni des informations suffisantes pour éviter la nécessité de provoquer la rupture de la digue test qui a été ainsi incorporée dans le remblai du barrage. Le barrage a été réalisé avec des pentes latérales de 1 sur 5 près de la crête aval et 1/2 réduite à 1/3 et 1/6 près de la crête amont. De longues bermes ont été réalisées sous la section supérieure de la crête, ce qui a réduit les pentes moyennes amont et aval à approximativement 1 (vertical) /13 (horizontal). Un examen plus approfondi des problèmes révélés par ces investigations est consigné dans Vaughan (1994b).

### **5.3.3. Autres exemples de fondation de barrage sur pélites**

Aylesworth Creek, USA  
R D Bailey, USA  
Big Bend, USA Blue Marsh, USA  
Chatfield, USA  
Cowanesque, USA  
Garrison, USA  
Jennings Randolph, USA  
North Atlantic Division Dams (9), y compris Beltzville, USA  
Oahe, USA  
Raystown, USA  
Rocky Mountain Pumped Storage Project, USA  
Tioga Hammond, USA  
Karkheh, Iran  
Mirgenbach, France  
Mondely, France  
Montbel, France  
Ramganga, Inde  
Blufi, Italie  
Rosella, Italie  
Scanzano, Italie  
Balderhead, Royaume-Uni  
Carsington, Royaume-Uni  
Zahara, Espagne



above and irregular joints at the sides, being torn from the face by the ripping action of the clay picks, instead of being cut to a neat profile. An intensive site investigation revealed that the combined cambering and valley bulging had produced lateral movements in the valley sides in excess of 100 m. These had been accompanied by the development of major slickensided and polished shear surfaces which outcropped extensively at the foundation surface.

The overall properties of such a foundation cannot readily be determined from tests on samples from boreholes, or even block samples taken from excavations. To assess the bulk in-situ conditions a trial embankment was constructed with instrumentation to measure the movements of discrete points within the fill. While it was being built, three unscheduled failures occurred in temporary slopes forming the sides of borrow pits. Back analysis of these failures gave sufficient information to avoid the need to take the trial embankment to failure, and it was incorporated within the dam fill. As constructed the dam was given side slopes of 1 on 5 near the crest downstream, with 1 on 2 reducing to 1 on 3 and 1 on 6 near the crest on the upstream side. Long berms were provided below the upper crest section, which reduced the average slopes both upstream and downstream to about 1 (vertical): 13 (horizontal). Further consideration of the issues revealed by these investigations are reported in Vaughan (1994b).

### **5.3.3. Other Examples of Shale Foundations to Dams**

Aylesworth Creek, USA  
R D Bailey, USA  
Big Bend, USA Blue Marsh, USA  
Chatfield, USA  
Cowanesque, USA  
Garrison, USA  
Jennings Randolph, USA  
North Atlantic Division Dams (9), including Beltzville, USA  
Oahe, USA  
Raystown, USA  
Rocky Mountain Pumped Storage Project, USA  
Tioga Hammond, USA  
Karkheh, Iran  
Mirgenbach, France  
Mondely, France  
Montbel, France  
Ramganga, India  
Blufi, Italy  
Rosella, Italy  
Scanzano, Italy  
Balderhead, UK  
Carsington, UK  
Zahara, Spain

## 6. RÉSUMÉ DES PRATIQUES DE CONSTRUCTION DANS UN ÉCHANTILLON INTERNATIONAL DE BARRAGES UTILISANT DES PÉLITES ET DES ROCHES MÉDIOCRES COMME REMBLAI

Désignation du barrage	Mangrove Creek	Bulgarie
Pays	Australie	Kamenik
Hauteur et type du barrage	80 m, barrage en enrochement à masque amont en béton	40 m barrage en terre très homogène surélevé à 125 m avec (cendres volantes) stériles et remblai pérites
Pélite en remblai ou en fondation ? Remblai de périte dans le noyau ou en carapace ?	Grès, siltites et argilites de faible résistance, interstratifiés en fondation, utilisés en remblai, pas de noyau (BEMA)	Pélite utilisée en remblai ; périte présente en fondation
Nomenclature et nature de la formation de la périte	Grès, siltite et argilite interstratifiés du groupe Narrabien Triasique, en unités reconnaissables de 6-20 m d'épaisseur	Siltite et grès interstratifiés altérés du Cénozoïque, Paléogène et Paléocène utilisés en remblai. Fondation en siltite, grès et périte indurée
Moyen d'excavation	En carrière, il n'est pas possible qu'elle soit très sélective	Excavateurs hydrauliques et bulldozers
Épaisseur des couches compactées en remblai	Variable, 0,3 m, 0,45 et 0,6 m	300 mm
Nombre de passes et type de compacteurs pour les remblais de pérites en noyau	Lavage nécessaire pour prévenir l'affaissement après construction en raison de l'humidification. La siltite tolère généralement ce phénomène mais le grès se brise et devient intraitable	8 passes de rouleau vibrant de 12 t et 3 passes de rouleau à pieds de mouton (digue homogène)
Traitement des pérites pour usage dans le noyau	ND	Idem (digue homogène)
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en périte du noyau	ND	Idem (digue homogène)
Performance/commentaires	Pas de périte dans ce site, mais des rochers légers ayant des similitudes avec les pérites ont été utilisés et les quelques mesures prises à Mangrove Creek pourraient être utilisables dans les remblais de barrages en pérites	La densité, la granulométrie, et la résistance obtenues sont conformes aux exigences. Bien compacté avec une teneur en eau naturelle, faible perméabilité, résistance au cisaillement importante. Les déformations du talus aval en rive droite ont été réparées en utilisant des tranchées de drainage
Référence	MacKenzie et McDonald (1980)	Energoprojekt plc, 1994-2000

## 6. SUMMARIES OF CONSTRUCTION PRACTICE IN AN INTERNATIONAL SAMPLE OF DAMS USING SHALES AND WEAK ROCKS AS FILL

Dam Name	Mangrove Creek	Bulgaria
Country	Australia	Kamenik
Dam Height and Type	80 m high concrete faced rockfill dam	40 m high homogeneous earthfill dam raised to 125 m with (fly ash) tailings and shale fill starter dams
Shale in Fill or Foundation ? Shale fill in Core or Shells ?	Interbedded low strength sandstones, siltstones and claystones in foundation used in fill, no core (CFRD)	Shale used in fill; shale present in foundation
Shale Formation Name and Nature	Triassic Narrabeen Group interbedded sandstones, siltstones and claystones in recognisable units 6 m-20 m thick	Cainozoic, Paleogene and Paleocene interbedded weathered siltstone and sandstone used for dam fill. Foundation is siltstone, sandstone and mudstone
Excavated by	In quarry, not possible to be highly selective	Hydraulic excavators and bulldozers
Depth of compacted layers in Fills	Various, 0.3 m, 0.45 m and 0.6 m	300 mm
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	Sluicing required to prevent post construction collapse settlement on wetting. Siltstone generally tolerant of this, but sandstone broke down and became unworkable	8 passes of 12 t vibrating roller and 3 passes of sheepfoot roller (homogeneous dam)
Treatment of shale for use in Core	N/A	As above (homogeneous dam)
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	N/A	As above (homogeneous dam)
Performance/Comments	No shale present at this site, but soft rocks having similarities to shales were used and some of the measures taken at Mangrove Creek could be useful in shale fill dams	Density, grading and strength results as required. Satisfactorily compacted at natural moisture content, low permeability, considerable shear strength. Deformations of downstream slopes at right bank repaired using drainage trenches
Reference	MacKenzie and McDonald (1980)	Energoprojekt plc, 1994-2000

Barrage	Gardener	San Rafael
Pays	Canada	Colombie
Type et hauteur du barrage	Digue en terre de 64 m de haut sur fondation en pélite surconsolidée contenant des plans de cisaillement préexistants	Barrage en remblai homogène de 59,5 m de haut sélectivement zoné
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Fondation et remblai. Noyau seulement	Pélites en remblai
Nomenclature et nature de la formation de la pélite	Formation du Bearpaw, deux unités de grès intercalées avec une unité de pélite au site du barrage. Les pélites contiennent des lentilles de bentonite	Roches meubles compactées, provenant des formations de la Haute Guadalupe (Crétacé). Fragments de lydite, siltite et d'argilite dans une matrice de silt-argile-sable (Plaeners)
Moyens d'excavation	?	
Épaisseur des couches compactées en remblai	?	600 mm, 1 000 mm ou 1 200 mm, dans les recharges aval
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	?	Compacteur vibrant 13 t, 8 passes sur une couche de 600 mm, 6 passes sur couche de 1 000 mm et 1 200 mm
Traitement des pélites pour usage dans le noyau	?	Noyau formé par la recharge aval, y compris la tranche para- fouille
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélites dans le noyau	?	8 passes, compacteur vibrant de 13 t, couche de 300 mm
Performance/commentaires	La construction du barrage affectée massivement par les déformations des plans de cisaillement résiduel dans les fondations en pélites	Perméabilité du noyau d'environ $1,65 \times 10^{-6}$ m/s
Référence	Jaspar et Peters (1979)	Marulanda (2000)

Dam Name	Gardener	San Rafael
Country	Canada	Colombia
Dam Height and Type	64 m high earthfill dam on highly overconsolidated clay shale foundation containing pre-existing shear planes	59.5 m high homogeneous fill dam selectively zoned
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Foundation and fill. Core only	Shale in fill
Shale Formation Name and Nature	Bearpaw Formation, two sandstone and an intervening clay shale unit at the dam site. The shale contains bentonite lenses	Compacted soil like plaeners from the Upper Guadalupe Formation (Cretaceous). Lydite, siltstone and claystone fragments within a silt and clay-sand matrix (Plaeners)
Excavated by	?	
Depth of compacted layers in Fill	?	600 mm, 1000 mm or 1200 mm, in downstream shoulder
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	?	13 t vibrating compactor, 8 passes on 600 mm layer, 6 passes on 1000 mm and 1200 mm layers
Treatment of shale for use in Core	?	Upstream shoulder provides “core”, including cut-off trench
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	?	8 passes, 13 t vibrating compactor, 300 mm layers
Performance/Comments	Dam construction massively effected by deformations in residual shear planes in shale foundation	Permeability of “core” about $1.65 \times 10^{-6}$ m/s
Référence	Jaspar et Peters (1979)	Marulanda (2000)

Barrage	Mirgenbach	Mondely
Pays	France	France
Type et hauteur du barrage	Digue en terre homogène de 22 m de haut avec drains filtrants internes	Barrage en remblai en terre homogène de 24 m de hauteur avec drains filtrants internes
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de péliste dans le noyau ou en carapace ?	Argile humide sur marnes en fondation. Barrage homogène	Argile saturée de surface, mélange de siltite et d'argile sablonneuse au-dessus de grès lui même sur les marnes en fondation. Barrage homogène
Nomenclature et nature de la formation de péliste	?	?
Moyens d'excavation	?	?
Épaisseur des couches compactées en remblai	0,3 m	?
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en péliste des recharges	Rouleau vibrant lisse (Dynapac 51 S). Considéré comme avoir contribué aux ruptures de talus par création de stratification et foliation	Rouleau damant Caterpillar 825 C
Traitement des pélistes pour usage dans le noyau	Séchage par scarification	Idem (homogène)
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en péliste dans le noyau	Idem (homogène)	Idem (homogène)
Performance/commentaires	Rupture talus amont et aval en remblai d'argile saturée, réparés avec géomembranes, drains en sable et remblais de gravier	Déformations des talus aval et amont en remblai d'argile saturée, réparés avec tranchées de drainages
Référence	Dupas <i>et al.</i> (1991)	Dupas <i>et al.</i> (1991)

Dam Name	Mirgenbach	Mondely
Country	France	France
Dam Height and Type	22 m high, homogeneous earthfill with internal filter drains	24 m high, homogeneous earthfill with internal filter drains
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Wet clay over marl in foundation, homogeneous dam	Wet top-loam, silty and sandy clays mixed above sandstone over marl in foundation, homogeneous dam
Shale Formation Name and Nature	?	?
Excavated by	?	?
Depth of compacted layers in Fill	0.3 m	?
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	Smooth vibratory roller (Dynapac 51.S). Thought to have contributed to slope failures by creating laminations and foliations	Caterpillar 825C tamping roller
Treatment of shale for use in Core	Drying by scarification	Same (homogeneous)
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	Same (homogeneous)	Same (homogeneous)
Performance/Comments	Upstream and downstream slopes in wet clay fill failed, repaired using geomembrane, sand drains and gravel fills	Deformations of downstream and upstream slopes in wet clay fill, repaired using drainage trenches
Référence	Dupas <i>et al.</i> (1991)	Dupas <i>et al.</i> (1991)

Barrage	Montbel	Aabach
Pays	France	Allemagne
Type et hauteur du barrage	Digue en terre homogène de 36 m de hauteur dans des marnes altérées	Barrage en remblai de pélite homogène de 45 m conçu comme barrage à masque amont bitumineux en remblai de pélites
Pélide en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Marne lâche, partiellement altérée, partiellement dure et altérée sur une marne non altérée en fondation, barrage homogène	Pélites en remblai, pélide en fondation
Nomenclature et nature de la formation de pélite	?	
Moyens d'excavation	Terrassement par engins hydrauliques	?
Épaisseur des couches compactées en remblai	0,2 – 0,25 m	?
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	10 passes pour marnes tendres, 20 passes pour marnes dures au Caterpillar 835	
Traitement des pélites pour usage dans le noyau	Idem (digue homogène)	Idem (digue homogène)
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	Idem (homogène)	Idem (homogène)
Performance/commentaires	Seules des marnes lâches et tendres sont utilisées, impossibilité de compactage des marnes dures de manière suffisante pour remplir les vides et prévenir l'infiltration à travers la digue homogène	Le remblai de pélite de Brittle s'est décomposé et perméabilité réduite au point qu'il n'était pas nécessaire d'utiliser de membrane
Référence	Dupas <i>et al.</i> (1991)	Amann (1981)



Dam Name	Montbel	Aabach
Country	France	Germany
Dam Height and Type	36 m high, homogeneous earthfill in weathered marls	45 m high homogeneous shale fill dam planned as a bituminous concrete faced dam with shale fill
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Loose, partially weathered soft, partially weathered hard marl over unweathered marl in foundation, homogeneous dam	Shale used in fill; shale present in foundation
Shale Formation Name and Nature	?	
Excavated by	Hydraulic excavators	?
Depth of compacted layers in Fill	0.2 m – 0.25 m	?
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	10 passes, soft marls, 20 passes hard marls, Caterpillar 835	
Treatment of shale for use in Core	Same (homogeneous dam)	As above (homogeneous dam)
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	Same (homogeneous dam)	As above (homogeneous dam)
Performance/Comments	Only loose and soft marls used, not possible to compact hard marls sufficiently to close voids and prevent leakage through homogeneous dam	Brittle shale fill broke down and reduced permeability to such an extent that it was not necessary to provide the membrane
Référence	Dupas <i>et al.</i> (1991)	Amann (1981)

Barrage	Ramganga	Karkheh
Pays	Inde	Iran
Type et hauteur du barrage	126 m de hauteur, noyau en pélite et grès avec carapace aval en grès et carapace amont en grès et matériaux du lit de rivière	128 m de hauteur pélite indurée, carapace en gravier
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Pélite en fondation utilisée uniquement comme remblai du noyau	Pélite en fondation, utilisé dans le noyau
Nomenclature et nature de la formation de pélite	Siwalik, bandes de grès alternées avec des pélites avec parfois des bandes de siltite	Grès et pélite indurée (argile, siltite) du Paléocène alternés, 3 m à 18 m d'épaisseur
Moyens d'excavation	Ripée sur 0,3-0,45 ; terrassée au bouteur avec roues équipées de chaînes de 10-12 m ; scarifiée (pas de bloc plus grand que 0,125 m) ; excavée par scraper automoteur et initialement mise en place dans le barrage en couches de 0,3 m. Transportée ensuite à la zone de préparation hors site du barrage	
Épaisseur des couches compactées en remblai	0,3 m	0,15 m
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	ND	ND
Traitement des pélites pour usage dans le noyau	Au début le processus était le suivant : ajout d'eau et malaxage au disque (à 0,25 m) et à la charrue (à 0,45 m), 5 passes d'eau, 13 passes de disque, 7 passes de charrue. Ceci laisse plusieurs mottes hors spec. Plus tard, les pélites ont été travaillées hors du noyau. Les pélites ont été répandues et broyées au bouteur concasseur et à la herse pour casser les mottes. Eau ajoutée et mélangée avec herse, les remblais traités sont ensuite transportés et placés en couches de 0,15 m	Pas de mesures spéciales
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	Utilisation au début d'un rouleau pneumatique, 8 tonnes par roue. Compactage réalisé à 100 %. Ensuite 14 passes avec compacteur Hyster pour assurer 100 % de compactage du noyau déjà exécuté	8 doubles passes du rouleau vibrant de 7,5 tonnes (ou 10 passes simples avec le rouleau de 11 t)
Performance/commentaires	Double manipulation nécessaire pour produire un remblai frais du noyau et produire une compaction uniforme sur la profondeur du noyau	La partie inférieure du noyau construite avec un mélange de pélite indurée et gravier 60/40
Référence	Goyal <i>et al.</i> (1973), INCOLD (1998)	Tarkeshdooz

Dam Name	Ramganga	Karkheh
Country	India	Iran
Dam Height and Type	126 m high, shale and sand-rock core with sandrock downstream shell and sandrock and river bed material upstream shell	128 m high, mudstone core, gravel shells
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Shale in foundation, used as core fill only	Shale in foundation, used in core
Shale Formation Name and Nature	Siwaliks, alternate bands of sandstone and shale with occasional thin bands of siltstone	Pliocene interbedded sandstone and mudstone (claystone, siltstone), 3 m to 18 m thick
Excavated by	Ripped 0.3-0.45 m; 10-12 passes by dozer with steel grid wheels; scarified (no lumps larger than 0.125 m); excavated by motor scraper and initially placed on dam in 0.3 m layer. Later carried to off-dam preparation area	
Depth of compacted layers in Fill	0.3 m	0.15 m
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	N/A	N/A
Treatment of shale for use in Core	Initially the process was: Water added, mixed by disc tillers (to 0.25 m) and plough (to 0.45m), 5 passes water, 13 passes tiller, seven passes plough. This left many clods outside spec. Subsequently shale was processed off the core. Shale spread and broken up by impactor wheel dozer and harrowing to break up clods. Water added, mixed in with harrows, conditioned fill carried to dam and placed in 0.15 m layers	No special measures
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	Initially used a rubber tyred roller, 8 tons per wheel. 100% compaction achieved. Subsequently 14 passes Hyster compactor to achieve 100% compaction of pre-processed core	8 double passes 7.5 ton vibrating roller (or 10 single passes with 11 ton roller)
Performance/Comments	Double handling necessary to produce clod-free core, and to produce uniform compaction throughout depth of core	Lower part of core constructed in 60/40 mix of mudstone and gravel
Référence	Goyal <i>et al.</i> (1973), INCOLD (1998)	Tarkeshdooz

Barrage	Atuma	Goi
Pays	Japon	Japon
Type et hauteur du barrage	Barrage de 38 m de hauteur avec noyau en terre, transition et carapaces rocheuses	Barrage de 57 m de hauteur avec noyau en terre, et carapaces rocheuses
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Grès altéré du Miocène utilisé dans la zone semi perméable de la carapace	Pélite indurée légèrement altérée du Miocène utilisée dans la carapace
Nomenclature et nature de la formation de pélite		
Moyens d'excavation	Bulldozers	Bulldozers
Épaisseur des couches compactées en remblai	0,4m	0,4 m
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	12 passes, rouleau damant de 22 t	8 passes, rouleau damant de 20 t et 4 passes, rouleau vibrant de 15 t
Traitement des pélites pour usage dans le noyau	ND	ND
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	ND	ND
Performance/commentaires		Les essais de matériaux étaient systématiquement réalisés pour déterminer le zoning et la méthode appropriés
Référence	Japanese Geotechnical Society (1995)	Japanese Geotechnical Society (1995)

Dam Name	Atuma	Goi
Country	Japon	Japon
Dam Height and Type	38 m high dam with centre earthfill core, transition and rockfill shells	57 m high dam with centre earthfill core and rockfill shells
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Weathered Miocene age sandstone used in semi-pervious shell zone	Slightly weathered Miocene age mudstone used in shell
Shale Formation Name and Nature		
Excavated by	Bulldozers	Bulldozers
Depth of compacted layers in Fill	0.4 m	0.4 m
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	12 passes, 22 ton tamping roller	8 passes, 20 ton tamping roller and 4 passes, 15 ton vibrating roller
Treatment of shale for use in Core	N/A	N/A
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	N/A	N/A
Performance/Comments		Material tests were systematically conducted to clarify proper zoning and construction method
Reference	Japanese Geotechnical Society (1995)	Japanese Geotechnical Society (1995)

Barrage	Honzawa	Kuzuryuu
Pays	Japon	Japon
Type et hauteur du barrage	Barrage de 73 m de hauteur avec noyau en pélite et carapaces en tout venant	Barrage de 128 m de hauteur avec noyau et transition en terre talutée et carapaces en roche
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Pélite altéré uniquement dans le noyau	Grès altéré, ardoise, conglomérat et pélite utilisés dans le noyau
Nomenclature et nature de la formation de pélite	15 % de matériaux imperméables en pélites	Dépôts secondaires d'ardoise phyllithe, pélite, grès et siltite
Moyens d'excavation	Bulldozers, classe D8	Explosifs et bulldozers
Épaisseur des couches compactées en remblai	0,2 m	0,2 m
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	ND	ND
Traitement des pélites pour usage dans le noyau	Teneur en eau ajustée par arrosage	La granulométrie et la teneur en eau ont été ajustées par ajout de fines et arrosage
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	12 passes, rouleau de 20 t en pieds de mouton	12 passes, rouleau de 20 t en pieds de mouton
Performance/commentaires	Perméabilité de moins de $10^{-5}$ m/s atteinte	
Référence	K. Noda (1965)	Electric Power Development Co Ltd (1969)

Dam Name	Honzawa	Kuzuryuu
Country	Japan	Japan
Dam Height and Type	73 m high dam with shale fill core and random fill shells	128 m high dam with sloping earthfill core and transition and rockfill shells
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Weathered shale in core only	Weathered sandstone, slate, conglomerate and shale used in core
Shale Formation Name and Nature	15% of impermeable material was shale	Secondary deposits of weathered phyllite slate, schalstein, sandstone and limestone
Excavated by	Bulldozers, D8 class	Both blasting and bulldozers
Depth of compacted layers in Fill	0.2 m	0.2 m
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	N/A	N/A
Treatment of shale for use in Core	Water content was adjusted by sprinkling	The grading and the water content were adjusted by adding the finer materials and sprinkling
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	12 passes, 20 ton sheepsfoot roller	12 passes, 20 ton sheepsfoot roller
Performance/Comments	Permeability under $10^{-5}$ m/s was attained	
Reference	K. Noda (1965)	Electric Power Development Co Ltd (1969)

Barrage	Misakubo	Niikappu
Pays	Japon	Japon
Type et hauteur du barrage	Barrage de 105 m de hauteur avec noyau en pélite et carapaces en tout venant	Barrage de 103 m de hauteur avec noyau et transition en terre talutée et carapaces rocheuses
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Pélite altérée, grès et ardoise friable dans le noyau	Pélite altérée du Crétacé utilisée dans le noyau
Nomenclature et nature de la formation de pélite	Pélites silteuses décomposées et altérées	Dépôts de talus composés essentiellement de sol cohésif avec des galets de pélites altérées. Les dépôts surmontent les pélites du Crétacé
Moyens d'excavation	Bulldozers	Banc excavé par explosifs
Épaisseur des couches compactées en remblai	0,2 m	0,2 m
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	ND	ND
Traitement des pélites pour usage dans le noyau	La granulométrie et la teneur en eau ont été ajustées par ajout de fines et arrosage	La teneur en eau a été ajustée par arrosage
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	12 passes, rouleau de 20 t en pieds de mouton	12 passes, rouleau de 30 t en pieds de mouton
Performance/commentaires		
Référence	Electric Power Development Co Ltd (1969)	Hokkaido Electric Power Co. Inc. (1975)



Dam Name	Misakubo	Niikappu
Country	Japan	Japan
Dam Height and Type	105 m high dam with sloping earthfill core and transition and rockfill shells	103 m high dam with sloping earthfill core and transition and rockfill shells
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Weathered shale, sandstone and solificied slate used in core	Weathered Cretaceous shale used in core
Shale Formation Name and Nature	Decomposed and weathered silty shale	Talus deposits composed mainly of cohesive soil with weathered shale pebbles. The deposits overlie Cretaceous shale
Excavated by	Bulldozers	Bench cut by blasting
Depth of compacted layers in Fill	0.2 m	0.2 m
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	N/A	N/A
Treatment of shale for use in Core	The grading and the water content were adjusted by adding the finer materials and sprinkling	Water content was adjusted by sprinkling
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	12 passes, 20 ton sheepsfoot roller	12 passes, 30 ton sheepsfoot roller
Performance/Comments		
Reference	Electric Power Development Co Ltd (1969)	Hokkaido Electric Power Co. Inc. (1975)

Barrage	Seto	Shimokotori
Pays	Japon	Japon
Type et hauteur du barrage	Barrage de 111 m de hauteur avec noyau et transition en terre talutée, carapaces en enrochements	Barrage de 119 m de hauteur avec noyau et transition en terre talutée et carapaces rocheuses
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Pélite altérée, grès dans le noyau	Grès et pélite altérés du Jurassique dans le noyau
Nomenclature et nature de la formation de pélite	Roches altérées de pélite du Mésozoïque et alternances	Alternance de grès, conglomérat et pélite, du système Jurassique de l'âge Mésozoïque
Moyens d'excavation	Bulldozers	Bulldozers
Épaisseur des couches compactées en remblai	0,2 m	0,3 m
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	ND	ND
Traitement des pérites pour usage dans le noyau	La granulométrie a été ajustée par martelage et malaxage au bulldozer dans la zone d'emprunt	Transport immédiat au site
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	6 passes, au rouleau vibrant de 8 t	6 passes, rouleau vibrant de 8 t
Performance/commentaires	Le matériau a présenté une bonne granulométrie pour utilisation comme remblai imperméable	Résistance au cisaillement légèrement supérieure (que dans d'autres barrages japonais similaires)
Référence	Kansai Electric Power Co. Inc. (1980)	Kansai Electric Power Co. Inc. (1977)

Dam Name	Seto	Shimokotori
Country	Japan	Japan
Dam Height and Type	111 m high dam with sloping earthfill core and transition and rockfill shells	119 m high dam with sloping earthfill core and transition and rockfill shells
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Weathered shale and sandstone used in core	Weathered Jurassic sandstone and shale used in core
Shale Formation Name and Nature	Weathered rocks of Mesozoic shale and alternations	Alternations of sandstone, conglomerate and shale, of Jurassic system of Mesozoic age
Excavated by	Bulldozers	Bulldozers
Depth of compacted layers in Fill	0.2 m	0.3 m
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	N/A	N/A
Treatment of shale for use in Core	The grading was adjusted by striking and mixing with bulldozers at the borrow area	Directly transported to site
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	6 passes, 8 ton vibrating roller	6 passes, 8 ton vibrating roller
Performance/Comments	The material showed suitable grading for use as impermeable fill	Slightly higher shear strength (than other similar Japanese dams) due to coarser grading
Reference	Kansai Electric Power Co. Inc. (1980)	Kansai Electric Power Co. Inc. (1977)

Barrage	Takami	Yamamura
Pays	Japon	Japon
Type et hauteur du barrage	Barrage de 120 m de hauteur avec noyau et transition inclinée en terre, et carapaces en enrochements	Barrage de 37 m de hauteur avec noyau incliné en terre et carapaces rocheuses
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Dépôts talutés et pélite altérée utilisés dans le noyau	Pélite indurée altérée du Pliocène dans le noyau et la carapace
Nomenclature et nature de la formation de pélite	Les fines ont été prises des dépôts talutés contenant des graviers de pélite altérée. Les matériaux grossiers provenaient de pélites altérées	
Moyens d'excavation	Bulldozers	Bulldozers
Épaisseur des couches compactées en remblai	0,2 m	0,25 m pour la carapace et 0,2 m pour le noyau
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	ND	4 passes, rouleau damant et 3 passes, rouleau vibrant de 7 t
Traitement des pélites pour usage dans le noyau	La granulométrie a été ajustée par entassement	La granulométrie a été ajustée par entassement
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	6 passes, au rouleau vibrant de 8 t	8 passes, rouleau vibrant de 7 t
Performance /commentaires		Les essais pour la sélection de la méthode de construction appropriée ont été systématiquement effectués pour obtenir un remblai à haute densité en utilisant la pélite indurée
Référence	Hokkaido Electric Power Co. Inc. (1984)	Japanese Geotechnical Society (1995)

Dam Name	Takami	Yamamura
Country	Japan	Japan
Dam Height and Type	120 m high dam with sloping earthfill core and transition and rockfill shells	37 m high dam with sloping earthfill core and rockfill shells
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Talus deposit and weathered shale used in core	Weathered Pliocene age mudstone used in core and shell
Shale Formation Name and Nature	Source of fine material was talus deposits containing gravel of weathered schalstein and weathered shale. Source of coarse material was weathered shalep	
Excavated by	Bulldozers	Bulldozers
Depth of compacted layers in Fill	0.2 m	0.25 m for shell and 0.20 m for core
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	N/A	4 passes, Tamping roller and 3 passes, 7 tonne vibrating roller
Treatment of shale for use in Core	Grading adjusted by stockpiling.	Grading adjusted by stockpiling
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	6 passes, 8 ton vibrating roller	8 passes, 7 ton vibrating roller
Performance/Comments		Tests for proper construction method were systematically conducted to obtain high density fill using mudstone
Reference	Hokkaido Electric Power Co. Inc. (1984)	Japanese Geotechnical Society (1995)

Barrage	Yanase	Babagon
Pays	Japon	Malaisie
Type et hauteur du barrage	Barrage de 115 m de hauteur avec noyau en terre et recharges en enrochements	Barrage à masque amont en béton de 73 m de hauteur
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de péliste dans le noyau ou en carapace ?	Grès, péliste et ardoise altérés utilisés dans le noyau	Fondation de siltite et grès interstratifiés et profondément altérés. Siltite pélisteuse altérée et grès utilisés en remblai (pas de noyau, BEMA)
Nomenclature et nature de la formation de péliste	Le substratum consiste essentiellement en ardoise interstratifiée au grès subordonné. L'ardoise décomposée de 50-150 mm d'épaisseur a été traitée	Formation du Crocker tertiaire, grès, siltite, péliste indurée et péliste interstratifiée. Immersion forte, altération tropicale profonde
Moyens d'excavation	Bulldozers	Ripage, terrassement hydraulique, chargeurs pour les matériaux de surface tropicalement altérés
Épaisseur des couches compactées en remblai	0,2 m	Variable, en fonction de la masse du rocher. 0,5 m à 0,2 m. Maximum de 0,6 m à 1,0 m
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en péliste des recharges	ND	Normalement 4 passes au rouleau vibrant poids statique, de 10 t
Traitement des pélistes pour usage dans le noyau	La teneur en eau a été ajustée par arrosage	ND (barrage en enrochement à masque amont)
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en péliste dans le noyau	12 passes, au rouleau en pieds de mouton de 20 t	ND (barrage en enrochement à masque amont)
Performance/commentaires		Rocher très altéré, y compris la péliste, utilisé en enrochements. Matériaux altérés, tendant vers la terre, utilisés en partie aval du barrage où les valeurs de contraintes sont faibles
Référence	Electric Power Development Co Ltd (1966)	Carter (1995)

Dam Name	Yanase	Babagon
Country	Japan	Malaysia
Dam Height and Type	115 m high dam with earthfill core and rockfill shoulders	73 m high concrete faced rockfill dam
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Weathered sandstone, shale and slate used in core	Deeply weathered interbedded siltstones and sandstones in foundation. Shaly weathered siltstone and sandstone used as fill (no core, CFRD)
Shale Formation Name and Nature	The bedrock consists mainly of slate with subordinate sandstone intercalation. Decomposed slate of 50-150 mm thick was processed	Tertiary Crocker Formation, interbedded sandstone, siltstone, mudstone and shale. Steeply dipping, deep tropical weathering
Excavated by	Bulldozers	Ripping, hydraulic excavators, loaders in tropically weathered upper materials. Conventional quarrying in deeper unweathered rocks
Depth of compacted layers in Fill	0.2 m	Various, depending on massiveness of rockfill. 0.5 m to 2.0 m Much at 0.6 m to 1.0m
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	N/A	Normally 4 passes of 10 tonne static weight vibratory roller
Treatment of shale for use in Core	Water content was adjusted by sprinkling	N/A (concrete faced rockfill dam)
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	12 passes, 20 ton sheepsfoot roller	N/A (concrete faced rockfill dam)
Performance/Comments		Much weathered rock, including shale, used in rockfill. Weathered materials, tending to earthfill, used in downstream portion of dam where stress levels lower
Reference	Electric Power Development Co Ltd (1966)	Carter (1995)

Barrage	Beliche	Meimoa
Pays	Portugal	Portugal
Type et hauteur du barrage	Barrage en terre et enrochement de 54 m de hauteur avec un noyau d'argile pélisteuse peu plastique (compactée sur sa face sèche) et des recharges en enrochements; les recharges internes ont été construites avec des rochers médiocres (environ 60 % de pélite et 40 % grauweekes); dans les recharges extérieures un grauweeke dur a été utilisé	Barrage en terre et enrochements de 56 m de hauteur avec zone aval en enrochement.
Péliste en remblai ou dans la fondation ? Remblai de péliste dans le noyau ou en carapace ?	Pérites et grauweekes interstratifiés en fondation; mélange de pérites médiocres (altérées) et de grauweekes utilisés dans les recharges internes	Pérites argileuses et méta-grauweekes en fondation; pérites médiocres (altérées) et grauweekes utilisés dans la partie aval du barrage
Nomenclature et nature de la formation de péliste	Faciès carbonifères et marins (pérites et grauweekes)	Complexe de péliste et grauweekes de l'âge Ante Ordovicien (pérites et grauweekes)
Moyens d'excavation	Bulldozers D8 avec ripper	D8 avec ripper
Épaisseur des couches compactées en remblai	Carapace interne de 1 m	0,6 m
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en péliste des recharges	Carapace interne de 1 m, légèrement compactée par régalage du remblai au bulldozer D8	4 passes du rouleau vibrant poids statique, de 135 kN
Traitement des pérites pour usage dans le noyau	ND	ND
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en péliste dans le noyau	ND	ND
Performance/commentaires	Carapaces disposées de manière à imposer des contraintes élevées sur le noyau. Un affaissement a eu lieu lors de la mise en eau. Crête surélevée en 1998, 13 ans après achèvement. Le barrage a eu un comportement satisfaisant après cet entretien	Comportement satisfaisant depuis l'achèvement
Référence	Maranha das Neves <i>et al.</i> (1994), Pagano <i>et al.</i> (1997), Naylor <i>et al.</i> (1997)	Maranha das Neves & Viego Pinta (1983)



Dam Name	Beliche	Meimoa
Country	Portugal	Portugal
Dam Height and Type	54 m high earth-rockfill dam with a low plasticity central core of schistose clay (compacted on the dry side) and rockfill shoulders; the inner shoulders were built with weak rock (about 60% schist and 40% greywackes); in the outer shoulders a hard greywacke was employed	56 m earth rock dam with rockfill zone downstream
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Interbedded schists and greywackes in the foundation; a mixture of weak (weathered) schists and greywackes used in the inner shoulders	Clayey schists and metagreywackes in the foundation; weak (weathered) schists and greywackes were used in the downstream part of the dam
Shale Formation Name and Nature	Carboniferous with marine facies (schists and greywackes)	Schist and Greywacke Complex of ante-Ordovician age (schists and greywackes)
Excavated by	D8 bulldozer using ripper	D8 using the ripper
Depth of compacted layers in Fill	Inner shell 1 m	0.6 m
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	Inner shell 1 m deep, lightly compacted by D8 bulldozer spreading fill	4 passes of vibrating roller, 135 kN static mass
Treatment of shale for use in Core	N/A	N/A
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	N/A	N/A
Performance/Comments	Shells arranged to settle and impose high stresses on core. Collapse settlement occurred on wetting. Crest raised in 1998, 13 years after completion. Dam has continued to behave satisfactorily after this repair	Satisfactory since completion in 1985
Reference	Maranha das Neves <i>et al.</i> (1994), Pagano <i>et al.</i> (1997), Naylor <i>et al.</i> (1997)	Maranha das Neves & Viego Pinta (1983)

Barrage	Mira (Santa Clara)	Monte de Rocha
Pays	Portugal	Portugal
Type et hauteur du barrage	Barrage à noyau central de 86 m de hauteur. Noyau en argile pélighteuse (compacté sur sa face sèche) et recharges en pélites argileuses	Barrage à noyau central de 50 m de hauteur. Noyau en argile pélighteuse (compacté sur sa face sèche) et recharges en pélites argileuses
Pélighte en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélighte dans le noyau ou en carapace ?	Noyau d'argile pélighteuse (compacté sur sa face sèche) et recharges en pélites argileuses	Noyau d'argile pélighteuse (compacté sur sa face sèche) et recharges en pélites argileuses
Nomenclature et nature de la formation de pélighte	Faciès carbonifères et marins (schiste et grauwackes) (pas de pélites, roches médiocres)	Faciès carbonifères et marins (schiste et grauwackes) (pas de pélites, roches médiocres)
Moyens d'excavation	Scraper automoteur	Scraper automoteur
Épaisseur des couches compactées en remblai	0,6 m (3 sous couches de 0,2 m)	0,6 m (3 sous couches de 0,2 m)
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélighte des recharges	6 passes au rouleau vibrant poids statique, de 80 kN sur trois couches de 0,2 m	6 passes du rouleau vibrant poids statique, de 80 kN sur trois couches de 0,2 m
Traitement des pélites pour usage dans le noyau	ND	ND
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélighte dans le noyau	ND	ND
Performance/commentaires	Performance satisfaisante depuis 1967	Performance satisfaisante depuis 1970
Référence	Beja Neves <i>et al.</i> (1970), Maranha das Neves, E & Folque, J (1977)	Maranha das Neves (2000)

Dam Name	Mira (Santa Clara)	Monte de Rocha
Country	Portugal	Portugal
Dam Height and Type	86 m central core. Schistose clay (compacted on dry side) in core. Clayey schists in shoulders	50 m central core. Schistose clay (compacted on dry side) in core. Clayey schists in shoulders
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Schistose clay (compacted on dry side) in core. Clayey schists in shoulders	Schistose clay (compacted on dry side) in core. Clayey schists in shoulders
Shale Formation Name and Nature	Carboniferous formations of marine facies (schists and greywackes) (Not shales, weak rocks)	Carboniferous formations of marine facies (schists and greywackes) (Not shales, weak rocks)
Excavated by	Motor scraper	Motor scraper
Depth of compacted layers in Fill	0.6 m (3 sub-layers of 0.2 m)	0.6 m (3 sub-layers of 0.2 m)
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	6 passes of 80 kN static mass vibrating roller, on three 0.2 m layers	6 passes of 80 kN static mass vibrating roller, on three 0.2 m layers
Treatment of shale for use in Core	N/A	N/A
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	N/A	N/A
Performance/Comments	Satisfactory performance since 1967	Satisfactory performance since 1970
Reference	Beja Neves <i>et al.</i> (1970), Maranhã das Neves, E & Folque, J (1977)	Maranhã das Neves (2000)

Barrage	Veellos	Zahara
Pays	Espagne	Espagne
Type et hauteur du barrage	Barrage de 58 m de hauteur avec un noyau en marne argileuse	Barrage de 80 m de hauteur avec intérieur en alluvions granulaires, du rocher à l'extérieur, carapaces, et un noyau en marne altérée
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Marnes argileuses en fondation et dans le noyau	Marne en fondation, utilisée uniquement dans le noyau
Nomenclature et nature de la formation de pélite	Marnes du Crétacé et de l'Eocène	Marnes tertiaires et grès
Moyens d'excavation	Bulldozer équipé de rippers	Bulldozer équipé de rippers
Épaisseur des couches compactées en remblai	300 mm maximum	300 mm maximum
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges		ND
Traitement des pérites pour usage dans le noyau	Dépôt intermédiaire pour ajuster la granulométrie	Arrosage lors de l'excavation et le chargement
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau		Six à 8 passes au rouleau à pieds de mouton Caterpillar 825
Performance/commentaires	Affaissement du remblai en pélite lorsque la teneur en eau est inférieure à l'optimum	Marne peu gonflante utilisée au sommet du noyau, marne plus gonflante dans la partie basse. Pas de pression interstitielle. Mise en place en deçà de l'optimum, degré de saturation moyen 80 %
Référence	Garcia de la Oliva <i>et al.</i> (1993)	Ramirez-Vacas <i>et al.</i> (1994)

Dam Name	Velillos	Zahara
Country	Spain	Spain
Dam Height and Type	58 m high with clayey marl core	80 m high dam with granular alluvium inner, and rock outer, shells, and a weathered marl core
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Clayey marls in foundation and in core fill	Marls in foundation, used in core only
Shale Formation Name and Nature	Cretaceous and Eocene marls	Tertiary marls and sandstones
Excavated by	Bulldozers equipped with rippers	Bulldozers equipped with rippers
Depth of compacted layers in Fill	300 mm maximum	300 mm maximum
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders		N/A
Treatment of shale for use in Core	Intermediate deposit to adjust grading	Wetting during excavation and loading
Number of passes and type of compactor for shale fill in core		Six to eight passes of caterpillar 825 sheepsfoot roller
Performance/Comments	Collapse of shale fill when moisture content lower than optimum	Less expansive marl used at top of core, more expansive marl lower down. No pore pressures generated. Placed below optimum, average degree of saturation 80%
Reference	García de la Oliva <i>et al.</i> (1993)	Ramirez-Vacas <i>et al.</i> (1994)

Barrage	Balderhead	Carsington
Pays	Royaume-Uni	Royaume-Uni
Type et hauteur du barrage	Barrage de 48 m de hauteur, en terre, recharge en pélite et noyau en blocs d'argile	Barrage en terre de 38,5 m de hauteur
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Fondation sur pélite et blocs d'argile, pélite utilisée dans les carapaces, blocs d'argile dans le noyau	Pélite en fondation, utilisée dans le noyau et dans les carapaces
Nomenclature et nature de la formation de pélite	Pélites carbonifères	Pélite indurée du Carbonifère Namurien. Les 10 m supérieurs sont considérablement altérés, les 3 m de la partie supérieure sont terreux
Moyens d'excavation		Excavation sélective des pélites indurées altérées à partir des zones d'emprunts
Épaisseur des couches compactées en remblai	0,23 m (rouleau à grilles), 0,76 m (rouleau vibrant)	0,225 m pour rouleaux damant ; 0,2 m-0,3 m pour rouleau vibrant
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	4 passes au rouleau vibrant de 13,5 t, 2 passes au rouleau vibrant de 8,5 t	4 passes au rouleau vibrant
Traitement des pélites pour usage dans le noyau	ND	Matériaux légers ou encroûtés excavés de surfaces, surfaces scarifiées avant mise en place de la couche suivante
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	ND	4 passes au rouleau damant
Performance/commentaires	Tapis drainants internes dans le remblai	Ruissellement acide à partir des surfaces, rupture du premier barrage sur une fondation en argile, détails du barrage reconstruit donnés ici
Référence	Kennard, Knill et Vaughan (1967) ; Kennard, Penman et Vaughan (1967)	Skempton et Vaughan (1993) ; Macdonald, Dawson et Coleshill (1993)

Dam Name	Balderhead	Carsington
Country	UK	UK
Dam Height and Type	48 m high, earthfill, shale fill shoulders and boulder clay core	38.5 m high earthfill embankment
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Foundation on shale and boulder clay, shale used in shells, boulder clay in core	Shale in foundation, used in core and shells
Shale Formation Name and Nature	Carboniferous Shale	Carboniferous Namurian mudstone. Upper 10 m significantly weathered, top 3 m soil-like
Excavated by		Selective excavation of variously weathered mudstone from borrow areas
Depth of compacted layers in Fill	0.23 m (grid roller), 0.76 m (vibrating roller)	0.225 m for tamping rollers; 0.2 m-0.3 m for vibrating rollers
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	4 passes 13.5 ton grid roller, 2 passes 8.5 ton vibrating roller	4 passes, vibrating roller
Treatment of shale for use in Core	N/A	Soft or crusted materials removed from surfaces, surfaces scarified before next layer placed
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	N/A	4 passes tamping roller
Performance/Comments	Internal drainage blankets in fill	Acid run-off from surfaces, first dam failed on clay foundation, re-constructed dam details listed here
Reference	Kennard, Knill and Vaughan (1967); Kennard, Penman and Vaughan (1967)	Skempton and Vaughan (1993); Macdonald, Dawson and Coleshill (1993)

Barrage	Empingham (Rutland)	Aylesworth Creek
Pays	Royaume-Uni	USA
Type et hauteur du barrage	Barrage de 37 m de hauteur, noyau (incliné vers l'amont) et recharges en terre	Barrage de 27 m de hauteur, noyau imperméable avec enrochement en amont et tout venant en aval
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Pélite en fondation, utilisée dans les carapaces et dans le noyau	Pélite en fondation et utilisée dans la zone tout venant en aval
Nomenclature et nature de la formation de pélite	Argile du Lias supérieur, Jurassique	Grès et conglomérats du Paléozoïque avec une quantité infime de pélite et de houille
Moyens d'excavation	Scraper poussé au bulldozer	Inconnu
Épaisseur des couches compactées en remblai	0,25 m recharge et centre, 0,15 m en noyau	Couche de 200 mm non compactée
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	4 passes au rouleau en pieds de mouton (Caterpillar 815, 825).	4 passes au rouleau vibrant pneumatique de 50 tonnes
Traitement des pérites pour usage dans le noyau	Mises en place en couche 0,2 m, dentés, enlèvement de cailloux, avec ajout d'eau, rotovateur jusqu'à niveau d'eau convenable (environ 3,5 % d'ajout d'eau en moyenne).	Non utilisé dans le noyau
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	Rouleau pneumatique de 35 tonnes	ND
Performance/commentaires		
Référence	Bridle <i>et al.</i> (1985)	US Corps of Engineers (1996)



Dam Name	Empingham (Rutland)	Aylesworth Creek
Country	UK	USA
Dam Height and Type	37 m high, earthfill, core (sloping upstream) and shoulders	27 m - Impervious core with upstream rockfill zone and downstream random zone
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Shale in foundation, used in shells and core	Shales in foundation and shales used in downstream random zone
Shale Formation Name and Nature	Jurassic, Upper Lias Clay	Palaeozoic sandstones and conglomerates with minor amounts of shale and coal
Excavated by	Motor Scrapers, pushed by bulldozers	Unknown
Depth of compacted layers in Fill	0.25 m, shoulders and centre, 0.15 m in core	200 mm uncompacted lift
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	4 passes, Sheepsfoot (Caterpillar 815, 825)	4 passes 50 ton rubber tired roller
Treatment of shale for use in Core	Placed in 0.2 m layer, tined, stones removed, water added, rotavated, water added, rotavated to suitable moisture content (about 3.5% water added on average)	Not used in core
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	35 ton rubber tyred roller	N/A
Performance/Comments		
Reference	Bridle <i>et al.</i> (1985)	US Corps of Engineers (1996)

Barrage	Bath County Pumped Storage Project	Bear Creek
Pays	USA	USA
Type et hauteur du barrage	Barrage supérieur de 146 m de hauteur ; barrage inférieur de 50 m de hauteur, barrages en remblai à noyau central, noyaux en argile limoneuse graveleuse, carapaces en siltites compactes et grès	
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de péliste dans le noyau ou en carapace ?	Pélite en remblai et en fondation. Recharge aval et parties inférieures de la recharge amont en péliste. Sol résiduel en argile limoneuse dérivé de pélites argileuses et de grès utilisé en noyau	Il n'est pas clair si la péliste est présente en fondation. Les pélites argileuses sont utilisées dans la partie externe de la zone tout venant aval
Nomenclature et nature de la formation de péliste	Age Dévonien, formation Brallier, siltites grès et pélites litées en couches minces dans la partie aval de la retenue, formation de Chemung, grès, siltites et pélites interstratifiés	
Moyens d'excavation	Rocher excavé par ripage du matériau altéré et par production en carrière par forages et explosifs	
Épaisseur des couches compactées en remblai	Dans les recharges du barrage, 450 mm à 900 mm selon la qualité du matériau	0,3 m
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en péliste des recharges	4 passes au rouleau vibrant de 10 t	6 passes au rouleau vibrant de 10 t ou 8 passes au rouleau pneumatique de 50 t à la teneur en eau naturelle
Traitement des pélites pour usage dans le noyau	Compactage à l'optimum ou légèrement plus humide en couches de 200 mm	ND
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en péliste dans le noyau	Trafic incessant d'engins à roues lourds et 4 à 6 passes au rouleau à pieds tampons	ND
Performance/commentaires	Réponse de la pression interstitielle aux vidanges et aux variations de la retenue enregistrées. Performance généralement satisfaisante selon les prévisions	
Référence	Kleiner (1983)	US Corps of Engineers (1996)

Dam Name	Bath County Pumped Storage Project	Bear Creek
Country	USA	USA
Dam Height and Type	Upper dam 146 m high; lower dam 50 m high; central core embankment dams, silty gravelly clay cores, siltstone, sandstone shells	
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Shale in fill and foundation. Shale fill downstream shoulder and lower parts of upstream shoulder. Silty clay residual soil derived from shales and siltstones used for core	Not clear if shale in foundation. Clay-shales used in outer portion of downstream random zone
Shale Formation Name and Nature	Devonian age, Brallier formation, thinly bedded siltstone, sandstone and shale in the lower reservoir; Chemung formation, interbedded sandstone, siltstone and shale	
Excavated by	Rock excavated by ripping weathered material, and production drilling and blasting in quarry	
Depth of compacted layers in Fill	In dam shoulders, 450 mm to 900 mm depending on competence of the material	0.3 m
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	4 passes of a 10 ton vibratory roller	6 passes of 10 ton vibrating roller or 8 passes of 50 ton rubber tyred roller at natural moisture content
Treatment of shale for use in Core	Compaction at, or slightly wet of, optimum in 200 mm layers	N/A
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	Repeated heavy rubber tyred traffic and 4 to 6 passes of a pad foot roller	N/A
Performance/Comments	Pore pressure response to drawdown and reservoir fluctuations recorded. Satisfactory performance generally following predictions	
Reference	Kleiner (1983)	US Corps of Engineers (1996)

Barrage	Beltzville	Big Bend
Pays	USA	USA
Type et hauteur du barrage	52 m, terre et enrochement	
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Fondation en pélite et remblais zonés en carapaces	Pélite en fondation et utilisée dans le tapis imperméable aval ainsi que dans la berme semi compactée dans le talus aval
Nomenclature et nature de la formation de pélite	Formation du Mahantango, pélite jaune brune médiocre transformée en pélite dure grise	Pélites du Pierre
Moyens d'excavation	Pelle mécanique, scrapers, explosif	?
Épaisseur des couches compactées en remblai	300 mm	0,3 m
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	2 passes au rouleau à pieds de mouton suivies de 4 passes du rouleau pneumatique de 50 tonnes	6 passes au rouleau damant ou 3 passes au rouleau pneumatique
Traitement des pélites pour usage dans le noyau	ND	?
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	ND	?
Performance/commentaires	Accompagné des essais sur l'utilisation des pélites dans les carapaces, des données de granulométrie et de résistance au cisaillement sur des échantillons de « graviers » de pélites altérées, et des essais sur remblais au barrage Beltzville	?
Référence	US Corps of Engineers (1996)	US Corps of Engineers (1996)

Dam Name	Beltzville	Big Bend
Country	USA	USA
Dam Height and Type	52 m, Earth and Rock	
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Shale foundation and fill zones in shells	Shale in foundation and used for impervious upstream blanket and in semi-compacted berm on upstream slope
Shale Formation Name and Nature	Mahantango Formation, yellow brown friable shale grading into hard grey shale	Pierre Shale
Excavated by	Power shovels, scrapers, blasting	?
Depth of compacted layers in Fill	300 mm	0.3 m
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	Two passes of sheepfoot roller followed by 4 passes of 50 ton rubber tired roller	6 passes of tamping roller or 3 passes of rubber tyred roller
Treatment of shale for use in Core	N/A	?
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	N/A	?
Performance/Comments	Accompanied by text on use of shales in shells, grading and shear strength data on samples of weathered shale "gravel", and test embankments at Beltzville dam	
Reference	US Corps of Engineers (1996)	US Corps of Engineers (1996)

Barrage	Blue Marsh	Chatfield
Pays	USA	USA
Type et hauteur du barrage	30 m, terre et enrochement	
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de péliste dans le noyau ou en carapace ?	Pélite en fondation et utilisée dans les zones de remblai en tout venant adjacent au noyau imperméable	Formation de Dawson en fondation et utilisée dans la partie externe de la zone en tout venant aval
Nomenclature et nature de la formation de péliste	Formation de Martinsburg, péliste très fissile avec des propriétés terreuses	Formation de Dawson, grès, siltites, péliste argileuse et conglomérat avec plusieurs glissements superficiels
Moyens d'excavation	Bulldozer, scrapers, rétrocaveuse pneumatique, appuyés par des forages et l'explosif	?
Épaisseur des couches compactées en remblai	200-300 mm	0,2 m
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en péliste des recharges	4 passes au rouleau pneumatique de 50 t	6 passes au rouleau damant
Traitement des pélistes pour usage dans le noyau	ND	?
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en péliste dans le noyau	ND	?
Performance/commentaires	Résultats de densité, granulométrie et résistance donnés	?
Référence	US Corps of Engineers (1996)	US Corps of Engineers (1996)

Dam Name	Blue Marsh	Chatfield
Country	USA	USA
Dam Height and Type	30 m, Earth and Rock	
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	In foundation and used in random fill zones adjacent to impervious core	Dawson Formation in foundation and used in outer portion of downstream random fill zone
Shale Formation Name and Nature	Martinsburg Formation, highly fissile shales with soil-like characteristics	Dawson, sandstone, siltstone, clay-shale and conglomerate with numerous slickenslides
Excavated by	Bulldozers, scrapers, rubber tired backhoes, supplemented by drilling and blasting	?
Depth of compacted layers in Fill	200 – 300 mm	0.2 m
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	Four passes of 50 ton pneumatic rubber tired roller	6 passes of tamping roller
Treatment of shale for use in Core	N/A	?
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	N/A	?
Performance/Comments	Density, grading and strength results given	?
Reference	US Corps of Engineers (1996)	US Corps of Engineers (1996)

Barrage	Cowanquesque	Garrison
Pays	USA	USA
Type et hauteur du barrage	46 m de hauteur, noyau central large et imperméable, d/s du tout venant, zone d'embrochement avec un grand u/s et un faible d/s (pélite, siltites, grès)	?
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Pélite en fondation, pélite comprise dans les zones d'embrochement ; pas de pélites dans les zones imperméables ou dans les zones du tout venant	Pélite en fondation et utilisée uniquement dans les carapaces (?)
Nomenclature et nature de la formation de pélite	Chemung du dévonien, grès péliteux et calcaireux alterné avec des lits épais de pélite et de grès et filons minces de grès limoneux ou de calcaire impur. Pélite et siltites prédominantes	Pélite de Fort Union, argile tendre prédominant, avec des argiles grasses, argiles sableuses et sable argileux. LL 19-108, PI NP-70, densité sèche 1,5-1,8 Mg/m <sup>3</sup> , humidité de 16-24 %. Contrainte de compression non confinée de 0,2-2 MN/m <sup>3</sup> . 66 millions m <sup>3</sup> excavés. Pélite massive de Fort Union, nécessitant une manipulation spéciale pour la concasser avant le compactage
Moyens d'excavation	Rocher excavé par ripage, production par sautage à l'explosif (80 mm de diam) avec un espacement de 2,4 × 2,4 m, 3 à 12 m de profondeur, et pré-découpage à l'explosif (75 mm diam × 450 mm d'espacement × 6 m de profondeur)	
Épaisseur des couches compactées en remblai	Enbrochement – 610 mm de charge ; tout venant imperméable – 200 ou 300 mm de charge selon le type de rouleau	230 mm
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	Enbrochement – 4 passes au rouleau pneumatique de 50 t ou bulldozer D9 ; tout venant imperméable – 6 passes au rouleau à pied de mouton ou 4 passes au rouleau pneumatique de 50 t	10 passes du rouleau damant
Traitement des pélites pour usage dans le noyau	ND	?
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	ND	?
Performance/commentaires	Pas de problèmes d'embrochement. Traitement soigné des surfaces de fondation et des joints ouverts ; les reconnaissances ont confirmé les données de conception – voir les critères de la digue et les rapports définitifs sur la fondation (1981) – pour informations détaillées	Teneur en eau maintenue au delà de l'optimum
Référence	US Corps of Engineers (1996)	US Corps of Engineers (1996)



Dam Name	Cowaneseque	Garrison
Country	USA	USA
Dam Height and Type	46 m high; wide impervious central core, random earth d/s, large rockfill zone u/s and small d/s (shale, siltstone, sandstone)	?
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Shale in foundation, shale included in rockfill zones; no shale in impervious or random earth zones	Shale in foundation, used in shells only (?)
Shale Formation Name and Nature	Devonian Chemung, calcareous and shaley sandstones alternating with thick beds of shale and siltstone and thin seams of very limey sandstone or impure limestone. Shales and siltstones predominant	Fort Union Shale, lean clays predominant, with some fat clays, sandy clays and clayey sands. LL 19-108, PI NP-70. Dry density 1.5-1.8 Mg/ m <sup>3</sup> , moisture content 16-24%. Unconfined compressive strength 0.2-2 MN/m <sup>2</sup> . 66 million m <sup>3</sup> excavated. Fort Union shale chunky, needed special handling to break it down before compaction
Excavated by	Rock excavated by ripping, production blasting (80 mm dia at 2.4 m × 2.4 m spacing, 3 m to 12 m depth), and presplit blasting (75 mm dia × 450 mm spacing × 6 m deep)	
Depth of compacted layers in Fill	Rockfill – 610 mm lift; impervious & random earth – 200 or 300 mm lift depending on roller type	230 mm
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	Rockfill – 4 passes 50 ton rubber-tyred roller or D9 bulldozer; impervious and random earth fill – 6 passes of sheepsfoot or 4 passes of 50 ton rubber tyred roller	10 passes of tamping roller
Treatment of shale for use in Core	N/A	?
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	N/A	?
Performance/Comments	No rockfill problems; careful treatment of foundation surfaces and open joints; record testing of earth confirmed design – see Embankment Criteria and Final Foundation Reports (1981) for detailed information	Moisture content kept on high side of optimum
Reference	US Corps of Engineers (1996)	US Corps of Engineers (1996)

Barrage	Jennings Randolph	Oahe
Pays	USA	USA
Type et hauteur du barrage	90 m de hauteur, noyau imperméable, avec recharges en enrochements	42 millions m <sup>3</sup> en terre, remblai de pélite 28 millions m <sup>3</sup>
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Pélite en fondation/capuchon de pélite laissée sous le noyau. Pélite excavée utilisée dans la zone tout venant– mélangée avec d'autres matériaux	Pélite en fondation ; pélite utilisée uniquement dans les bermes (?)
Nomenclature et nature de la formation de pélite	Décrite en tant que pélite sableuse – entre le Filon de Houille de Upper Freeport (au-dessus des appuis) et grès de Upper Freeport (en-dessous)	Pélite de Pierre. Pélite faiblement cimentée avec des plans de stratification bénomique bien définis. Résistance à la compression non confinée 1,2-19,5 MN/m <sup>2</sup> . Densité sèche 1,6 MN/m <sup>3</sup> à 25 % de teneur en eau. LL50-130, IP 20-100
Moyens d'excavation	Forage et sautage léger à l'explosif	?
Épaisseur des couches compactées en remblai	610 mm (Levée non compactée)	
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	4 passes au rouleau pneumatique de 50 t	Pélite dans les bermes semi compactée
Traitement des pérites pour usage dans le noyau	Non utilisée dans le noyau	?
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	ND	?
Performance/commentaires	Enregistrement des essais de contrôle sur le tout venant rocheux. Les renseignements sont disponibles dans le Rapport des critères et performance des remblais (1984)	
Référence	US Corps of Engineers (1996)	US Corps of Engineers (1996)

Dam Name	Jennings Randolph	Oahe
Country	USA	USA
Dam Height and Type	90 m – Impervious core with rockfill shells	42 million m <sup>3</sup> earthfill, 28 million m <sup>3</sup> shale fill
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Shale in foundation/ Shale cap left under core. Excavated shale used in random rock zone – blended with other material	Shale foundation, shale used in berms only (?)
Shale Formation Name and Nature	Described as sandy shale - between Upper Freeport Coal Seam (above abutments) and Upper Freeport sandstone (below)	Pierre Shale. Weakly cemented shale with well defined bentonitic bedding planes. Unconfined compressive strength 1.2-19.5 MN/ m <sup>3</sup> . Dry density 1.6 MN/ m <sup>3</sup> at 25% moisture content. LL 50-130, PI 20-100
Excavated by	Line drilling and light blasting	?
Depth of compacted layers in Fill	610 mm (uncompacted lift)	
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	4 passes/50 ton rubber-tired roller	Shale in semi-compacted berms
Treatment of shale for use in Core	Not used in core	?
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	N/A	?
Performance/Comments	Record control tests run on random rock. Info available in Embankment Criteria and Performance Report (1984)	
Reference	US Corps of Engineers (1996)	US Corps of Engineers (1996)

Barrage	RD Bailey	Raystown
Pays	USA	USA
Type et hauteur du barrage	Enrochement à masque amont en béton	69 m de hauteur – noyau imperméable avec carapace en enrochement
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Pélite en fondation/remblai de pélite dans la zone centrale en tout venant rocheux	ND
Nomenclature et nature de la formation de pélite	Grès, pélite et houille interstratifiés	Rocher à 33 % de pélite dans l'évacuateur. Rocher surchargé sur une profondeur de 1,2 m, pouvant être ripé sur 2,1 m, utilisée pour l'enrochement du remblai
Moyens d'excavation		Ripé ?
Épaisseur des couches compactées en remblai	0,3 m	300 mm ou 600 mm selon la zone
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	Écrasé par 2 passes au rouleau dameur à double tambour de 350-550 kg/m ; compacté par 4 passes au rouleau pneumatique de 11 340 kg	2 passes au tracteur Crawler de 30 t ou au rouleau pneumatique de 50 t selon la zone
Traitement des pérites pour usage dans le noyau	ND	Non utilisées dans le noyau
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	ND	ND
Performance/commentaires	Problèmes du joint périmétral mais ne semblaient pas être liés à l'utilisation du remblai en pélite	Voir Rapport des critères et performance des remblais (1979)
Référence	US Corps of Engineers (1996), Vithalani et Beene (1976)	US Corps of Engineers (1996)

Dam Name	R D Bailey	Raystown
Country	USA	USA
Dam Height and Type	Concrete Faced Rockfill	69 m high – Impervious core with rockfill shells
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Shale in foundation, shale fill in central random rockfill zone	N/A
Shale Formation Name and Nature	Interbedded sandstone, shale and coal	Rock at spillway 33% shale. Overburden 1.2 m deep, rippable rock 2.1 m, used for rockfill in embankment
Excavated by		Ripped?
Depth of compacted layers in Fill	0.3 m	300 mm or 600 mm depending on zone
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	Broken up by 2 passes 350-550 kg/m double drum tamping roller; compacted by four passes 11 340 kg rubber tyred roller	2 passes of 30 ton crawler tractor or 50 ton rubber tired roller depending on zone
Treatment of shale for use in Core	N/A	Not used in core
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	N/A	N/A
Performance/Comments	Perimetric joint problems, but did not seem to be connected with use of shale fill	See Embankment Criteria and Performance Report (1979)
Reference	US Corps of Engineers (1996), Vithalani and Beene (1976)	US Corps of Engineers (1996)

Barrage	Rocky Mountain	Tioga Hammond
Pays	USA	USA
Type et hauteur du barrage	9 barrages en enrochement à noyau en terre, jusqu'à 35 m de hauteur avec noyaux en argile silteuse et calcaire, recharges en siltites non altérées et pélites	43 m de hauteur – noyau central étroit imperméable, tout venant en aval, enrochement en amont (pélite, siltites, grès)
Pélite en remblai ou dans la fondation ? Remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Pélite en fondation et dans le remblai. Pélite dans la recharge aval et les parties inférieures de la recharge amont. Sol résiduel en argile silteuse dérivée des pélites argileuses et des grès utilisés dans le noyau	Pélite dans la fondation, pélite incluse dans la zone d'enrochement ; pas de pélite dans les zones imperméables ou en tout venant
Nomenclature et nature de la formation de pélite	Grès de Floyd du Paléozoïque supérieur/Pélite au grès de Pottsville et pélite de même nature	Chemung du Dévonien, grès pélicieux et calcaireux alterné avec des lits épais de pélites et de siltites et des joints minces de grès calcaire ou de calcaire impure. Pélites et siltites prédominantes
Moyens d'excavation	Rocher excavé par ripage de matériaux altérés, et production par terrassement et sautage à l'explosif en carrière	Rocher excavé par ripage, production par sautage à l'explosif (75 mm de diam avec un espacement de 1,8 m × 1,8 m à 2,4 × 2,4 m, 3 m à 12 m de profondeur), prédécoupage à l'explosif (75 mm de diam)
Épaisseur des couches compactées en remblai	Dans les recharges du barrage, 450 mm à 900 mm selon la qualité du matériau	Enrochement – 450 mm de charge ; sol imperméable et tout venant – 200 mm ou 300 mm de surface de levée selon le type de rouleau
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	4 passes au rouleau vibrant de 10 t	Enrochement – 4 passes au rouleau pneumatique ; sol imperméable et tout venant – 6 passes au rouleau à pieds de moutons ou 4 passes au rouleau pneumatique de 50 t
Traitement des pélites pour usage dans le noyau	Compactage à l'optimum ou légèrement inférieur 200 mm layers	ND
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	Passage à répétition de véhicules lourds sur pneus et rouleau à pieds tampons	ND
Performance/commentaires	Enregistrement de la réponse de la pression interstitielle aux vidanges et fluctuations de la retenue. Performance généralement satisfaisante conformément aux prévisions mais avec quelques réponses plus rapides et plus importantes que prévu	Pas de problème d'enrochement. Traitement soigné des surfaces de la fondation et des joints ouverts ; l'enregistrement des essais confirme les études de conception. Voir critères du remblai et rapports définitifs de la fondation (1983 & 1981) pour informations détaillées
Référence	Kleiner (1997)	US Corps of Engineers (1996)

Dam Name	Rocky Mountain	Tioga Hammond
Country	USA	USA
Dam Height and Type	Nine earth core rockfill dams up to 35 m high with compacted silty clay cores and limestone, unweathered siltstone and shale shoulders	43 m high; narrow impervious central core, random earth downstream, rockfill zone upstream (shale, siltstone, sandstone)
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Shale in fill and foundation. Shale fill in downstream shoulder and lower parts of upstream shoulder. Silty clay residual soil derived from shales and siltstones used for core	Shale in foundation, shale included in rockfill zones; no shale in impervious or random earth zones
Shale Formation Name and Nature	Upper Paleozoic Floyd Sandstone/Shale to Pottsville Sandstone and related Shale	Devonian Chemung, calcareous and shaley sandstones alternating with thick beds of shale and siltstone and thin seams of very limy sandstone or impure limestone. Shales and siltstones predominant
Excavated by	Rock excavated by ripping weathered material, and production drilling and blasting in quarry	Rock excavated by ripping, production blasting (75 mm dia at 1.8 m × 1.8 m to 2.4 m × 2.4 m spacing, 3 m to 12 m depth), presplit blasting (75 mm dia)
Depth of compacted layers in Fill	In dam shoulders, 450 mm to 900 mm depending on competence of the material	Rockfill – 450 mm lift; impervious & random earth – 200 mm or 300 mm lift depending on roller type
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	4 passes of a 10 ton vibratory roller	Rockfill – 4 passes 50 ton rubber-tired roller; impervious & random earth – 6 passes of sheepsfoot or 4 passes of 50 ton rubber tired roller
Treatment of shale for use in Core	Compaction at, or slightly wet of, optimum in 200 mm layers	N/A
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	Repeated heavy rubber tired traffic and pad foot roller	N/A
Performance/Comments	Pore pressure response to drawdown and reservoir fluctuations recorded. Satisfactory performance generally following predictions but some responses more rapid and greater than expected	No rockfill problems; careful treatment of foundation surfaces and open joints; record testing of earth confirmed design – see Embankment Criteria and Final Foundation Reports (1983 & 1981) for detailed information
Reference	Kleiner (1997)	US Corps of Engineers (1996)

Barrage	Waco
Pays	USA
Type et hauteur du barrage	En terre, de hauteur maximale de 42,7 m
Pélite en remblai ou dans la fondation ? remblai de pélite dans le noyau ou en carapace ?	Fondation en pélite. Pélite de Del Rio dans la partie centrale, les bermes amont et aval de la section du remblai
Nomenclature et nature de la formation de pélite	Pélite de Del Rio, Pélite calcareuse homogène. La fondation de l'évacuateur vanné a nécessité une excavation dont les matériaux ont été utilisés dans le remblai du barrage. Les pérites de Pepper (disposées au-dessus des pérites de Del Rio). Pélite fissile, non calcareuse, à compactage de type benthonique, ayant une grande plasticité. Pélite de Eagle Ford (disposée au-dessus des pérites de Pepper). Pélite fossilifère à lits minces, fissile, non calcareuse à légèrement calcareuse, avec plusieurs joints de bentonite et de calcaire argileux dans la formation inférieure
Moyens d'excavation	Bulldozers et scrapers après ripage. Également avec chargeurs après sautage contrôlé (utilisation limitée)
Épaisseur des couches compactées en remblai	Surfaces levées lâches de 0,15 m
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite des recharges	6 passes au rouleau dameur plus une passe au rouleau pneumatique de 50 t
Traitement des pérites pour usage dans le noyau	Pas de manipulation ou de traitement spécial. Pélite compactée : LL (moyenne) 61, PI (moyenne) 43
Nombre de passes et type de compacteur pour remblai en pélite dans le noyau	4 passes au rouleau dameur plus 2 passes au rouleau pneumatique de 50 t
Performance/commentaires	Les caractéristiques de la pélite de fondation du barrage Waco sont trop complexes pour être reportées dans cette liste simple
Référence	US Army Corps of Engineers (1996)



Dam Name	Waco
Country	USA
Dam Height and Type	Max. Height 42.7 m. Earthfill
Shale in Fill or Foundation? Shale fill in Core or Shells?	Shale foundation. Del Rio Shale in central portion and upstream and downstream berms of embankment section
Shale Formation Name and Nature	Del Rio Shale. Homogeneous calcareous clay shale. Foundation of gated spillway. Required excavation used as earthfill material for dam embankment. Pepper Shale (overlies Del Rio Shale). Fissile, noncalcareous, bentonitic-type compaction clay shale of high plasticity. Eagle Ford Shale (overlies Pepper Shale). Noncalcareous to slightly calcareous, fissile, thin-bedded, fossiliferous shale with many argillaceous limestone and bentonite seams in the lower formation
Excavated by	Dozers and scrapers after ripping. Also by loaders after controlled blasting (limited use)
Depth of compacted layers in Fill	Loose lift 0.15 m
Number of passes and type of compactor for shale fill in shoulders	6 passes of tamping roller plus 1 pass 50 ton rubber-tired roller
Treatment of shale for use in Core	No special handling or treatment. Compacted shale: LL (avg) 61, PI (avg) 43
Number of passes and type of compactor for shale fill in core	4 passes of tamping roller plus 2 passes of 50 ton rubber-tired roller
Performance/Comments	The characteristics of the foundation shales at Waco Dam are far too complex to be conveyed in this simple list
Reference	US Army Corps of Engineers (1996)

---

## 7. REFERENCES/RÉFÉRENCES

---

- ABEYSEKARA R. A, LOVELL C. W. and WOOD L. E. (1978). Stress-deformation and strength characteristics of a compacted shale. Proc. Conf. on Clay Fills, London, Institution of Civil Engineers, pp 1-14.
- AMMAN P. (1981). Erfahrungen bei der Untersuchung und Behandlung der Schuttmaterialen für Damm der Aabachtalsperre (Testing and preparation of rockfill materials during the construction of the Aasbach Dam) Wasserwirtschaft 71 pp 195-199.
- ANAGNOSTI P. and POPOVIC M. (1982). Evaluation of shear strength for coarse-grained granular materials. Trans 14th Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp 753-767.
- BEJA NEVES J., FOLQUE J., TEIXEIRA DIREITO F. and MARANHA DAS NEVES E. (1970). Control, mechanical characteristics and observation of Mira (Santa Clara) Dam. 10th ICOLD, Montreal, Vol. 1, pp 321-327.
- BERTRAM G. E. (1973). Field tests for compacted rockfill. Embankment Dam Engineering, Casagrande volume, pp 1-19, John Wiley and Sons, New York.
- BINNIE G. M., GERRARD R. T., ELDRIDGE J. G., KIRMANI S. S., DAVIS C. V., DICKINSON J. C., GWYTHYR J. R., THOMAS A. R., LITTLE A. L., CLARK J. F. F., and SEDDON B. T. (1967). Engineering of Mangla. Proc. Instn. Civ. Engrs, Vol. 38, pp 343-576.
- BISHOP A. W. (1959). Discussion: The Garry and Morison hydroelectric schemes. Proc. Instn. Civ. Engrs, Vol. 12, pp 486-487.
- BRAUNS J. and KAST K. (1990). Laboratory testing and quality control of rockfill – German practise. Ch 8 Advances in Rockfill Structures Ed. E. M. das Neves. Nato ASI series, Vol. 200 Kluwer Acc. Pub., pp 195-219.
- BRIDLE R. C., VAUGHAN P. R. and JONES H. N. (1985). Empingham Dam – design, construction and performance. Proc. Instn. Civil Engrs. Part 1, Vol. 78, April issue, pp 247-289.
- BROWN A. J. (1988). Use of soft rockfill at Evretou Dam, Cyprus. Géotechnique, 38 (3), pp 333-354.
- CARTER P. (1995). Design and Construction of Babagon Dam, Sabah. MWA International Conference on Dam Engineering, 1-2 August 1995, Kuala Lumpur, Malaysia, p 111, J S Y Tan ed, CI-Premier Pte Ltd, Singapore.
- CAVOUNIDES S. (1994). Contribution to Discussion. In Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Anagnostopoulos et al Eds, Athens, Greece, September, Vol. 3, Balkema, Rotterdam.
- CHARLES J. A. (1990a). Laboratory shear strength tests and the stability of rockfill slopes. Ch 4 Advances in Rockfill Structures Ed. E. M. das Neves. Nato ASI series, Vol. 200 Kluwer Acc. Pub. pp 53-72.

- CHARLES J. A. (1990b). Laboratory compression tests and the deformation of rockfill structures. Ch. 5. *Advances in Rockfill Structures* Ed. E. M. das Neves. Nato ASI series, Vol. 200 Kluwer Acc. Pub., pp 73-96.
- CHARLES J. A. and WATTS K. S. (1980). The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. *Geotechnique*, 30 (4), pp 353-367.
- CHALMERS R. W., VAUGHAN P. R. and COATS D. J. (1993). Reconstructed Carsington Dam: design and performance. *Proceedings Institution of Civil Engineers, London, Water, Maritime and Energy*, Vol. 101, March, pp 1-16.
- COXON R. E. (1986). Failure of Carsington Embankment. Report to the Secretary of State for the Environment. HMSO London.
- DAVIES S. E. and REID J. M. (1997). Roadford dam: geochemical aspects of construction of a low grade rockfill embankment. *Proceedings of the International Conference on the Implications of Ground Chemistry and Microbiology for Construction*. University of Bristol, UK, 1992. Balkema, Rotterdam, Paper 2-5, pp 111-131.
- DUPAS J. M., ALONSO E., FRY J. J., RIZZOLI J. L. and LEMOULLEC D. (1991). Design and Construction of Embankments of Poor Quality Material: Examples of Applications. *Trans. 17th Congress on Large Dams, Vienna, Vol. 4, Q.67, R.2, pp 27-62.*
- ELECTRIC POWER DEVELOPMENT CO LTD (1966 & 1969) see Kanazawa K. (1996).
- ENERGOPROJEKT PLC (1994-2000). Kamenik Dam. Geotechnical and Design Reports. Energoprojekt plc Sofia, Bulgaria.
- FELL R., MACGREGOR P. & STAPLEDON D. (1992). *Geotechnical Engineering of Embankment Dams*. A. A. Balkema, Rotterdam.
- GARCIA DE LA OLIVA, J. L., MARTINEZ, J. M. and SANTOS, A. (1993). Estudio del empleo de materiales margosos en el núcleo de impermeabilización de presas. *Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos*. Zaragoza, España pp 97-108.
- GOOD R. J. (1976). Kangaroo Creek Dam: Use of a weak schist as rockfill for a concrete faced rockfill dam. *Trans. 12th Congress on Large Dams, Mexico, Q.44, R.33, pp 645-665.*
- GOYAL K. C., SRIVASTAVA J. N. & JOSHI V. K. (1973). Impervious Materials and Slope Protection at Ramganga Dams *Trans. 11th Int. Congress on Large Dams, Madrid, pp 719-741.*
- GUIDICI S., HERWEYNEN R. and QUINLAN P. (2000). HEC Experience in concrete faced rockfill dams past, present and future. *Proc. International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams, 20th ICOLD Congress, Beijing, China, September 2000.*
- HEINRICHS P. W. (1995). Mangrove Creek Dam embankment behaviour and surveillance Dams: the implications of ownership. *ANCOLD Conf. Christchurch New Zealand, pp 200-209.*

- HOKKAIDO ELECTRIC POWER CO. INC. (1975 & 1984) see Kanazawa K. (1996) ICOLD Bulletin 95 (1994) Embankment Dams Granular Filters and Drains.
- INCOLD (1998). Use of Shale as Fill Materials in Dams. Paper to ICOLD Technical Committee on Materials for Fill Dams. Received in 1998. 12 pages.
- JAPANESE GEOTECHNICAL SOCIETY (1995). References to Atuma, Yamamura and Goi dams. Jasper J. L. and Peters N. (1979). Foundation performance of Gardner Dam. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, no 4, pp 758-788.
- KANAZAWA K. (1996). Information on the Use of Shale as Fill Materials. Letter and attachments from Japanese National Committee on Large Dams to ICOLD Technical Committee on Materials for Fill Dams, 18th January.
- KANSAI ELECTRIC POWER CO. INC. (1977 & 1980) see Kanazawa K. (1996).
- KENNARD M. F., KNILL J. L. and VAUGHAN P. R. (1967). The geotechnical properties and behaviour of Carboniferous shale at Balderhead dam. Q. Jnl. Eng. Geol, Vol. 1, pp 3-24.
- KENNARD M. F., PENMAN A. D. M. and VAUGHAN P. R. (1967). Stress and Strain Measurements in the Clay Core at Balderhead Dam. Trans. 9th Int. Congress on Large Dams, Istanbul, pp 129-150.
- KENNARD M. F., LOVENBURY H. T., CHARTRES F. R. D. and HOSKINS C. G. (1979). Shear strength specification for clay fills. Clay Fills. The Instn. Civ. Engrs, London, pp 143-147.
- KLEINER D. E. (1983) Dams and Reservoirs in Bath County Hydroelectric Pumped-Storage Project, Third Annual USCOLD Lecture, May 10, 1983, USCOLD.
- KLEINER D. E. (1997). Pore pressure response in dams subject to rapid filling and emptying Rocky Mountain Project. Trans. 19th Int. Congress on Large Dams, Florence, pp 123-144.
- LUPINI J. F., SKINNER A. E. and VAUGHAN P. R. (1981). The drained residual strength of cohesive soils. Geotechnique 31(2), pp 181-213.
- MACDONALD A, DAWSON G. M. and COLESHILL D. C. (1993). Reconstructed Carsington Dam: construction. Proceedings Institution of Civil Engineers, London, Water, Maritime and Energy, Vol. 101, March, pp 17-30.
- MACKENZIE P. R. and McDONALD L. A. (1980). Use of Soft Rock in Mangrove Creek Dam, Proc. ANCOLD Bulletin No. 59, May, pp 5-20.
- MACDONALD A. and REID J. M. (1990). Embankment dam behaviour: the contribution of geochemistry. The Embankment Dam, British Dam Society, Nottingham, pp 163-169. Maranhã das Neves (2000). Personal Communication.
- MARANHA DAS NEVES, E. & FOLQUE, J. (1977). Seepage through Mira (Santa Clara) Dam Embankments 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, pp 133-138.
- MARANHA DAS NEVES E., MATIOS RAMOS C., VEIGA PINTO A. & TEIXEIRA DIREITO M. (1994). Safety improvement of Beliche Dam. 18th ICOLD, Durban, pp 1167-1179.

- MARANHA DAS NEVES E. & VIEGO PINTA A. (1983). Compaction control of random fill materials. 8th ECSMFE, Helsinki, Vol. 1, pp 55-58.
- MARSAL R. J. (1973). Mechanical Properties of Rockfill. Embankment Dam Engineering (Casagrande Volume), J. Wiley & Sons, New York, pp 109-200.
- MARULANDA A. (2000). San Rafael Dam. Note for ICOLD Technical Committee on Materials for Fill Dams. 6 pages.
- MCKECHNIE THOMSON G. and RODIN S. (1972). Colliery Spoil Tips – After Aberfan. Institution of Civil Engineers, London, 60 pages. de Mello V. F. B. (1977) Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams. *Geotechnique*, 27(3), pp 281-354.
- MESRI G., FENG T. W., ALI S. and HAYAT T. M. (1994). Permeability characteristics of soft clays Proc 13th Int. Conf. on Soil Mech and Found Eng., New Delhi, Vol. 2, pp 187-192.
- MIRGHESAMI A. A., TARKESHDOOZ N. and DAADGOSTARNIA S. (2000). Pore pressure monitoring within the foundation and impervious zone of Karkheh Dam during construction. 20th ICOLD, Beijing, pp 259-274.
- NODA K. (1965) see Kanazawa K. (1996).
- PAPAGEORGIU O. A. (1997a) Kastraki Hydroelectric Project, Greece – Reservoir, slope stability and corrective measures. In *Engineering Geology and the Environment*, eds Marinos, Koukis and Stoumaras, Athens, Greece, June, Vol. 3, pp 2831-2837, Balkema, Rotterdam.
- PAPAGEORGIU O. A. (1997b). Contribution to Discussion Session 2a Soft Rocks. In *Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks*, Anagnostopoulos *et al.*, Eds, Athens, Greece, September, Vol. 3, pp 1881-1883, Balkema, Rotterdam.
- PAPAGEORGIU O. A. (1997c). Contribution to Discussion Session 5 Fills and Embankments. In *Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks*, Anagnostopoulos *et al.*, Eds, Athens, Greece, September, Vol. 3, pp 2055-2058, Balkema, Rotterdam.
- PENMAN A. D. M. and CHARLES J. A. (1972). Constructional deformations in a rockfill dam. *ASCE Jnl SM & FE Div.*, Vol. 99, no SM2, Feb., pp 139-163.
- PENMAN A. D. M. and CHARLES J. A. (1976). The quality and suitability of rockfill used in dam construction.
- POTTS D. M., DOUNIAS G. T. and VAUGHAN P. R. (1990). Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment. *Géotechnique*, Vol. 40, No. 1, pp 79-101.
- RAMIREZ-VACAS J. L., SORIANO A. and SANCHEZ F. J. (1994). Stresses and Deformations of Zahara Dam. *Proceeding of XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, India.
- RINGHEIM A. S. (1964). Experiences with the Bearpaw shale at the South Saskatchewan River dam. *Trans. 8th Int Congress on Large Dams*, Edinburgh, Vol 1, pp 529-550.

- ROBERTS C. M. (1958). The Quoich rockfill dam. *Trans 6th Int Cong on Large Dams*, New York, Vol. 3, pp 101-121.
- RZADKOWSKI B. and ZUREK J. (1970). Influence de l'eau sur la déformabilité des roches broyées et sur le tassement des barrages enrochement. *Trans 10th Int. Cong. on Large Dams*, Montreal, Vol. 1, pp 857-867.
- SHERARD J. L., WOODWARD R. J., GZIENSKI S. F. & CLEVINGER W. A. (1963). *Earth and Earth-Rock Dams, Engineering Problems of Design and Construction*, John Wiley and Sons Inc., New York.
- SKEMPTON A. W. and COATS D. J. (1985). Reply to discussion of Paper No 13. *Failures in Earthworks*. Thomas Telford, London, pp 235-236.
- SKEMPTON A. W. and VAUGHAN P. R. (1993). The failure of Carsington Dam. *Geotechnique*, Vol. 43, No. 1, pp 151-173.
- SOWERS G. F. (1979). *Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering*. Collier Macmillan Publishers, London. 621 pp.
- TARKESHDOOZ N. (1998). Use of Mudstone in the Construction of the Impervious Core of the Karkeh Dam. Submission to ICOLD Technical Committee on Materials for Fill Dams.
- TAYLOR D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., New York. 700 pp. Terzaghi K. (1960). Discussion: Salt Springs and Lower Bear River Dams. *Trans. ASCE*, Vol. 125, Part. 2, pp 139-159.
- TERZAGHI K., PECK R. B. and MESRI G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc. 549 pp.
- TWORT A. C. (1964). The new Tittesworth dam. *Jln. Instn. Wat. Engrs.*, Vol. 18, pp 125-179. USBR (1977) *Design of Small Dams*. United States Dept of the Interior, Bureau of Reclamation, A Water Resources Technical Publication, Second Edition.
- US CORPS OF ENGINEERS (1996). *Data Sheets on Dams*, provided by USCOLD, Oslo, 1996.
- VALORE C. (1991). A tectonised variegated clay as core material. *Trans. 17th Congress on Large Dams*, Vienna, Vol. 4, Q.67, R.18, pp 299-318.
- VAUGHAN P. R. (1973). Deterioration of Carboniferous Mudstone. Discussion of Thompson C. M. and Rodin S. *Colliery spoil tips after Aberfan Proc. Institution of Civil Engineers*, London Part. 2, Vol. 55, Sept., pp 697-699.
- VAUGHAN P. R. (1994a). Criteria for the use of weak and weathered rock for embankment fill, and its compaction control. *13th ICSMFE*, New Delhi, India, pp 195-206.
- VAUGHAN P. R. (1994b). Assumption, prediction and reality in geotechnical engineering. Rankine Lecture, *Geotechnique* 44, No. 4, pp 573-609.
- VAUGHAN P. R. and SOARES H. F. (1982). Design of filters for clay cores in dams. *Jour. Am. Soc. Civ. Engrs*, Vol. 108, No. GT1, pp 17-31.

- VITHALANI J. and BEENE R. R. W. (1976). The use of soft rock for R. D. Bailey dam. Trans 12th Int. Cong. on Large Dams, Mexico, Q44 R15, pp 321-335.
- WHYTE I. L. and VAKALIS I. G. (1988). Shear surfaces induced in clay fills by compaction plant. Proc. Conf. Compaction Technology. Thomas Telford, London, 125-137.
- WILLIAMS O. P. and READER R. A. (1991). Design and Construction of Kalavassos Dam, Cyprus. Proc. Instn. Civil Engrs, Part. 1, Vol. 90, pp 975-992.
- WILSON A. C. and EVANS J. D (1990). The use of Low Grade Rockfill at Roadford Dam. Conf. Proc. British Dam Society, The Embankment Dam, Nottingham, 21-27.
- WILSON S. D. and MARSAL R. J. (1979). Current Trends in Design and Construction of Embankment Dams. Prepared for Committee on International Relations, ICOLD and Geotechnical Division, ASCE. American Society of Civil Engineers, New York. 125 pp.

---

# FIGURES

---

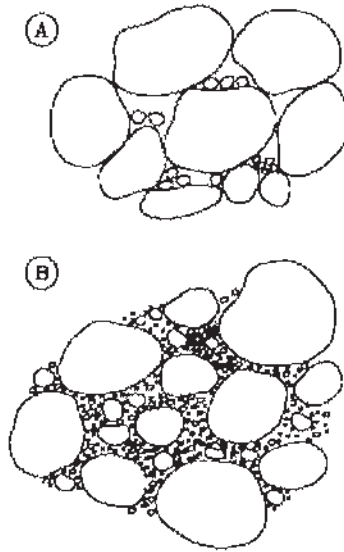


Fig. 1  
Under-filled and filled packing and grading  
*Mise en place et granulométrie pleine et creuse*

- A) Under-filled packing (shortage  
of fines-few highly stressed particle contacts)
- B) Filled packing (excess  
of fines-many low stressed particle contacts)

- A) *Mise en place creuse (manque de fines - peu  
de contacts de particules très comprimés)*
- B) *Mise en place pleine (excès de fines - beaucoup  
de contacts de particules faiblement comprimés)*



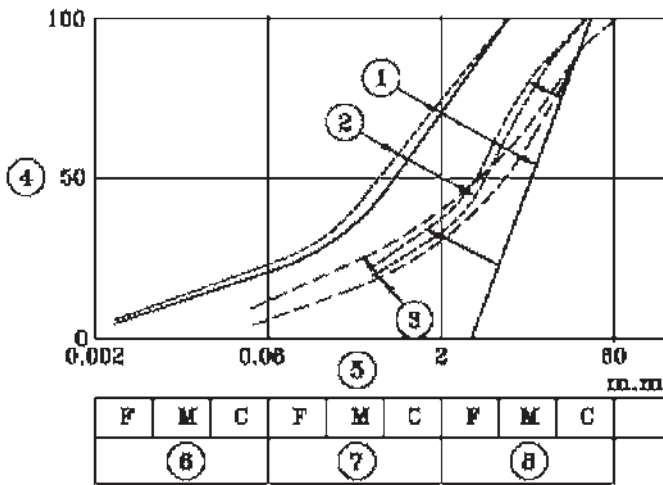


Fig. 2

Changes in grading of fill from completely weathered Gabbro from Kalavastos Dam, Cyprus, due to field placing and to compacting and testing in the laboratory

*Changements de granulométrie du remblai en Gabbro entièrement altéré du barrage Kalavastos, à Chypre, dus à la mise en place sur terrain et au compactage et aux essais en laboratoire*

- |                                   |   |
|-----------------------------------|---|
| 1) Before shear                   | 1) Avant cisaillement                             |
| 2) After shear                    | 2) Après cisaillement                             |
| 3) Field grading after compaction | 3) Granulométries sur le terrain après compactage |
| 4) Percent passing                | 4) Pourcentages des passants                      |
| 5) Particle size                  | 5) Taille des particules                          |
| 6) Silt                           | 6) Siltite  |
| 7) Sand                           | 7) Sable  |
| 8) Gravel                         | 8) Gravier  |

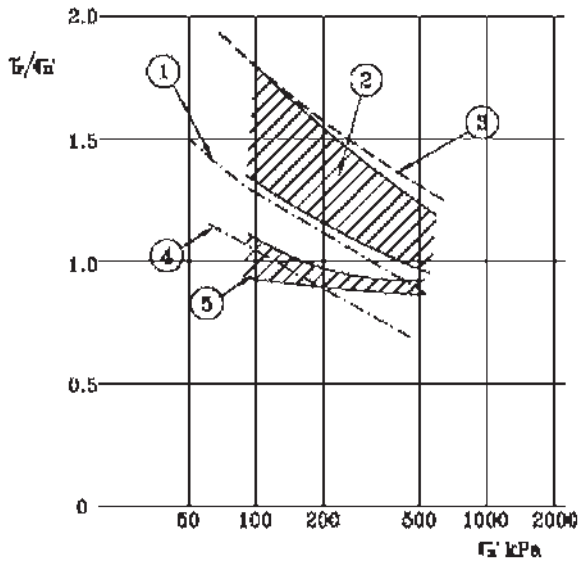


Fig. 3

Strength of unweathered Gabbro rockfill and compacted fill from completely weathered Gabbro from Kalavos Dam, Cyprus, measured in a 300 mm square direct shear box

*Résistance du remblai en enrochement de Gabbro non altéré et du remblai compacté réalisé par du Gabbro altéré du barrage Kalavos, Chypre, mesurée à la boîte de cisaillement direct de 300 mm*

- 1) Triaxial tests (Marsal) Average
- 2) Unweathered Gabbro Rockfill
- 3) Sand and Gravel (Charles)
- 4) Lower bound
- 5) Weathered Gabbro

- 1) Moyenne des essais triaxiaux (Marsal)
- 2) Enrochement en Gabbro non altéré
- 3) Sable et gravier (Charles)
- 4) Limite inférieure
- 5) Gabbro altéré

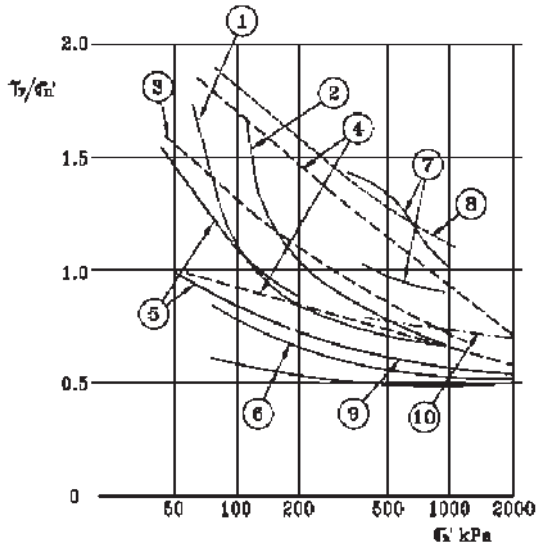


Fig. 4

Strength of fills from strong and weak rock (Abayesekera *et al.*, 1978 ;  
 Annegosti & Popovic, 1982, Brown, 1988 ; Chalmers & *al.*, 1993 ;  
 Charles & Watts, 1980; Charles 1990s ; Vaughan 1973)

*Résistance des remblais provenant des enrochements durs et médiocres (Abayesekera et al., 1978 ;  
 Annegosti & Popovic, 1982, Brown, 1988 ; Chalmers & al., 1993 ;  
 Charles & Watts, 1980 ; Charles 1990s ; Vaughan 1973)*

- 1) Balderhead Carboniferous Mudstone
- 2) Roadford Carboniferous Mudstone
- 3) Winscar Sandstone
- 4) Range for Evretou Chalk
- 5) Indiana Shale
- 6) Carsington Carboniferous Mudstone
- 7) Slate
- 8) Sand and Gravel
- 9) Flysch Mudstone
- 10) Flysch Mudstone and Sandstone

- 1) Pélites indurées carbonifères du Balderhead
- 2) Pélites indurées carbonifères du Roadford
- 3) Grès de Winscar
- 4) Rang pour la craie d'Evretou
- 5) Pélites d'Indiana
- 6) Pélites indurées carbonifères de Carsington
- 7) Ardoise
- 8) Sable et gravier
- 9) Flysch pélites indurées
- 10) Flysch pélites indurés & grès

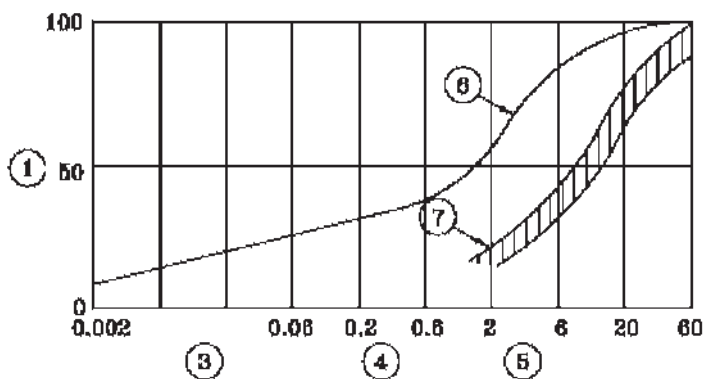


Fig. 5

Generation of clayey fines from Carboniferous mudstone fill from Balderhead Dam, UK,  
on the surface of a haul road (after Vaughan, 1973)

*Génération de fines argileuses à partir du remblai de pélites indurées carbonifères du barrage Balderhead,  
Royaume-Uni, sur la surface du tracé d'une route (après Vaughan, 1973)*

- |   |   |
|---|---|
| 1) Percent passing  | 1) Pourcentage des passants                                   |
| 2) Particle size mm                                       | 2) Taille de la particule en mm                               |
| 3) Silt   | 3) Siltite  |
| 4) Sand   | 4) Sable  |
| 5) Gravel   | 5) Gravier  |
| 6) Typical grading of slurry from surface<br>of haul road | 6) Granulométrie typique du fini de la piste<br>de roulage    |
| 7) Typical grading after placement<br>in embankment       | 7) Granulométrie typique après mise en place<br>dans la digue |

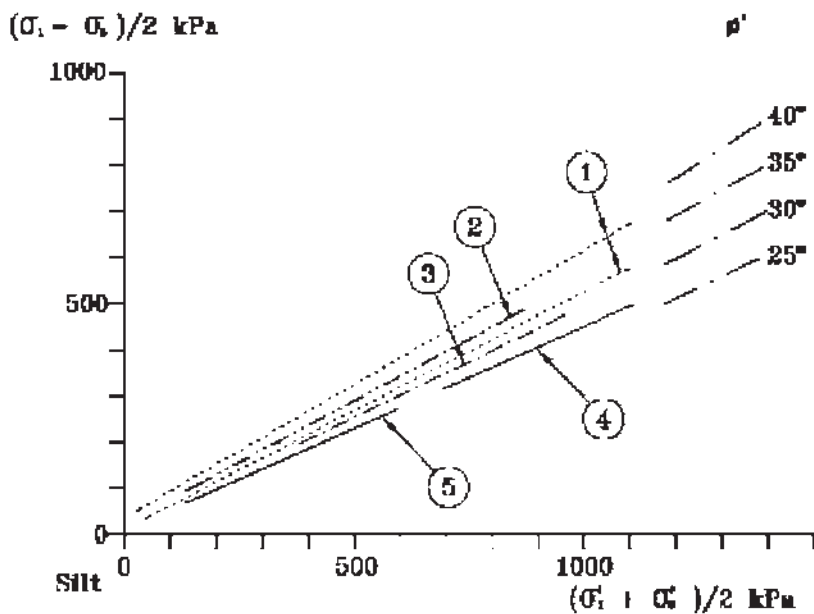


Fig. 6  
Influence of degradation and aging on the strength of Carboniferous mudstone fill  
at Balderhead Dam (Vaughan, 1973)

*Influence de la dégradation et du vieillissement sur la résistance du remblai  
en pélite indurée carbonifère au barrage Balderhead (Vaughan, 1973)*

- |  |  |
|--|--|
| 1) Range for fresh fill                          | 1) Rang du remblai frais                                 |
| 2) Fines from other fills exposed up to 50 years | 2) Fines pour les autres remblais exposés jusqu'à 50 ans |
| 3) Slurry from surface of haul road              | 3) Fini à partir de la surface de la piste de roulage    |
| 4) After grinding in laboratory for 2 hours      | 4) Après broyage au laboratoire pendant 2 heures         |
| 5) Remoulded completely weathered mudstone       | 5) Pélite indurée altérée complètement remoulue          |

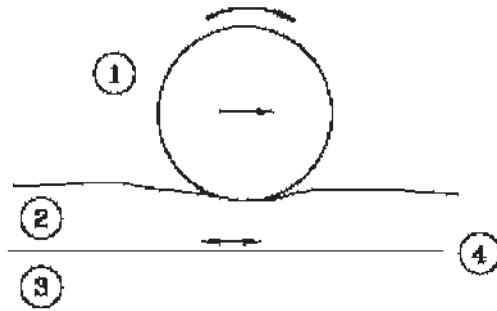


Fig. 7

Formation of a sheared surface at the base of a wet layer of fill by relative displacement during compaction and trafficking (After Whyte et Vacalis, 1988)

*Formation d'une surface cisailée à la base d'une couche humide de remblai par le déplacement relatif durant le compactage et roulage (Après Whyte et Vacalis, 1988)*

- |   |   |
|---|---|
| 1) Roller   | 1) Rouleau  |
| 2) Loose weak uncompacted layer   | 2) Couche non compactée lâche et médiocre   |
| 3) Firm compacted surface   | 3) Surface compacte ferme   |
| 4) Strains and displacements causing smooth shear surface<br>(Shears formed in clay wet of optimum) | 4) Contraintes et déplacements causant une légère surface de cisaillement (cisaillement formé dans l'argile à teneur en eau optimale) |

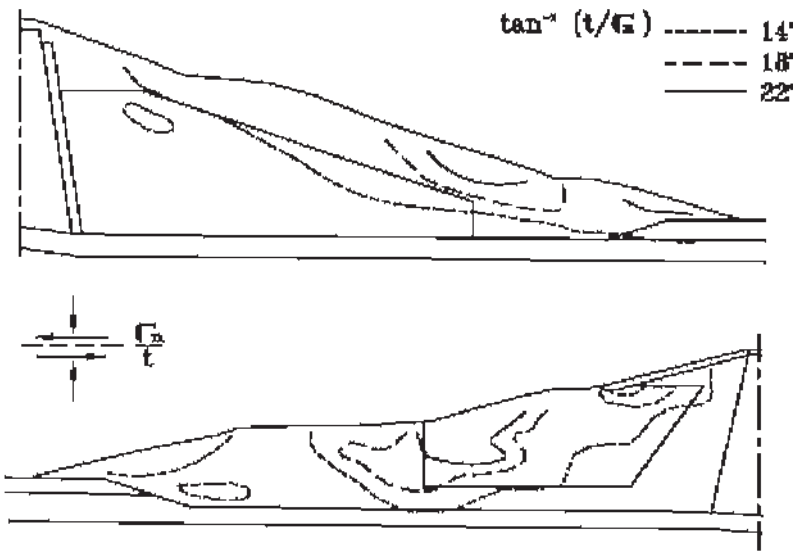


Fig. 8  
 Shear stress mobilised on horizontal surfaces in the Carsington embankment  
 due to long-term steady seepage in the downstream slope and to undrained drawdown  
 of the upstream slope

*La contrainte de cisaillement mobilisée dans les surfaces horizontales dans la digue du barrage Carsington à cause de l'infiltration constante à long terme dans le talus aval et de la vidange non drainée du talus amont*

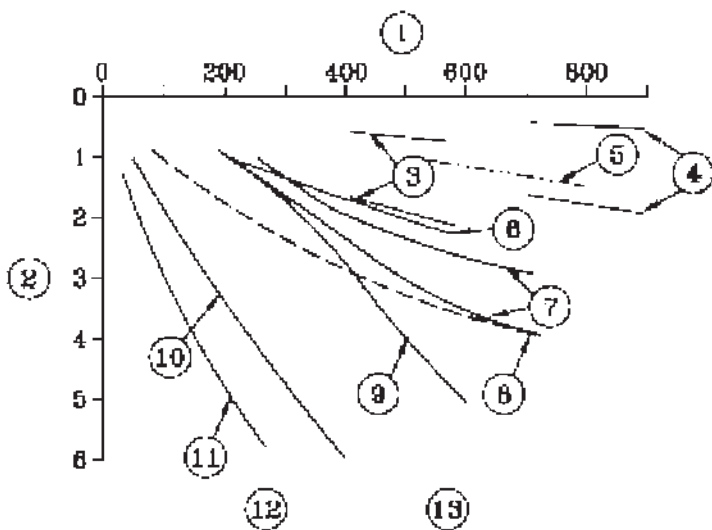


Fig. 9

Compression of some fills from weak rock measured in the field and in the oedometer.  
The gradings are filled or near filled

*Compression de quelques remblais à partir de rocher médiocre, mesurée sur le terrain et à l'oedomètre.  
Les granulométries sont pleines ou presque pleines*

- |   |  |
|---|--|
| 1) Vertical effective stress, $\sigma'_v$ KPa   | 1) Contrainte effective horizontale, $\sigma'_v$ KPa |
| 2) Vertical compression $\epsilon_v$ , %        | 2) Compression verticale $\epsilon_v$ , %            |
| 3) Slate (0)                                    | 3) Ardoise (0)                                       |
| 4) Evretou Chalk smooth shear surface           | 4) Craie d'Evretou                                   |
| 5) Kalavastos weathered Gabbro                  | 5) Gabbro altéré de Kalavastos                       |
| 6) Balderhead mudstone                          | 6) Pélite indurée du Balderhead                      |
| 7) Roadford mudstone                            | 7) Pélite indurée du Roadford                        |
| 8) Winscar sandstone (0)                        | 8) Grès de Winscar (0)                               |
| 9) Less weathered dense                         | 9) Dense moins altéré                                |
| 10) More weathered dense                        | 10) Dense plus altéré                                |
| 11) Less weathered loose                        | 11) Lâche moins altéré                               |
| 12) Carsington weathered Carboniferous mudstone | 12) Pélite indurée carbonifère altérée du Carsington |
| 13) (0) – Oedometer test                        | 13) (0) – Essai à l'oedomètre                        |



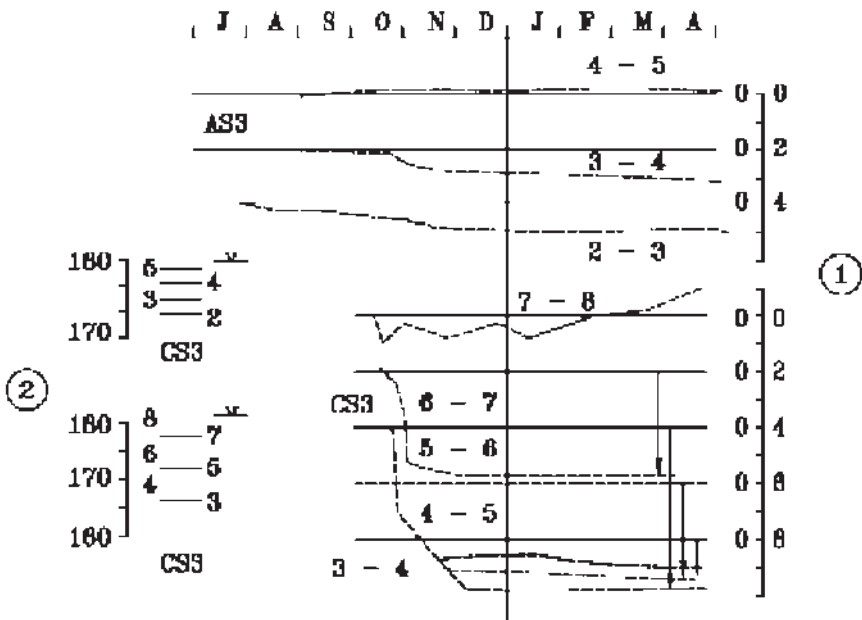


Fig. 10  
Collapse settlement observed in the Carboniferous mudstone/  
Siltstone fill of the first Carsington embankment

*Tassement observé dans la pélite indurée carbonifère/  
Remblai de siltite de la première digue de Carsington*

- 1) Vertical Strain  $\Sigma v$  %  
2) Elevation m

- 1) Contrainte verticale  $\Sigma v$  %  
2) Élévation m

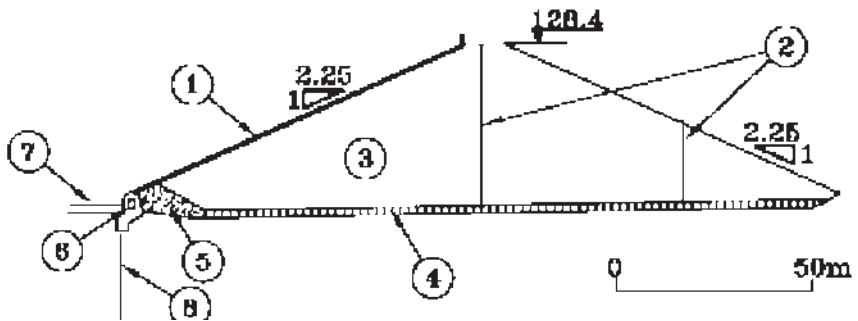


Fig. 11  
 Cross-section of Roadford Dam, UK  
 Coupe type du barrage de Roadford, Royaume-Uni

- |   |   |
|---|---|
| 1) Asphalt membrane   | 1) Membrane en asphalte                                     |
| 2) Settlement gauges  | 2) Jauges de tassement                                      |
| 3) Carboniferous mudstone and siltstone fill                  | 3) Remblai de pélite indurée et de siltite                  |
| 4) Drain layer  | 4) Couche drainante   |
| 5) Sand waste fill  | 5) Remblai en déclassés de sable                            |
| 6) Gallery  | 6) Galerie  |
| 7) Blanket  | 7) Tapis  |
| 8) Grout curtain  | 8) Rideau d'injection                                       |
| 9) Carboniferous mudstone, siltstone and sandstone foundation | 9) Pélite indurée carbonifère, siltite et fondation de grès |

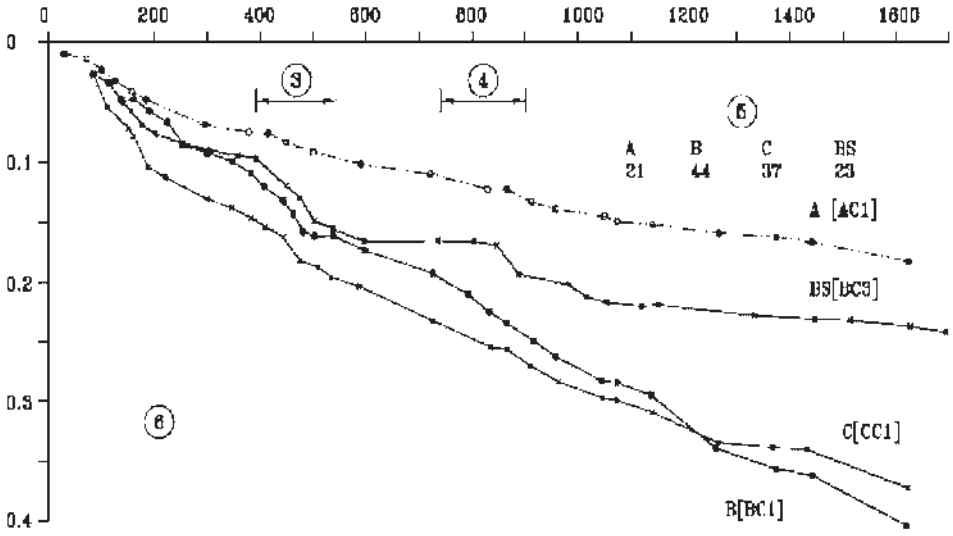


Fig. 12  
 Post-construction settlement of the crest and downstream slope of Roadford Dam  
*Tassement post construction de la crête et du talus aval du barrage Roadford*

- |   |   |
|---|---|
| 1) Time after construction (day)        | 1) Temps après construction (jours)               |
| 2) Settlement (m)                       | 2) Tassement (m)                                  |
| 3) Initial impounding                   | 3) Retenue initiale                               |
| 4) Complete impounding                  | 4) Retenue complete                               |
| 5) Depths of fill at gauges (m)         | 5) Profondeur du remblai au niveau des jauges (m) |
| 6) BS [D/S slope] time from August 1988 | 6) BS [D/S pente] temps à partir de août 1988     |
| A, B, C [Crest] time from October 1988  | A, B, C [crête] temps à partir d'octobre 1988     |

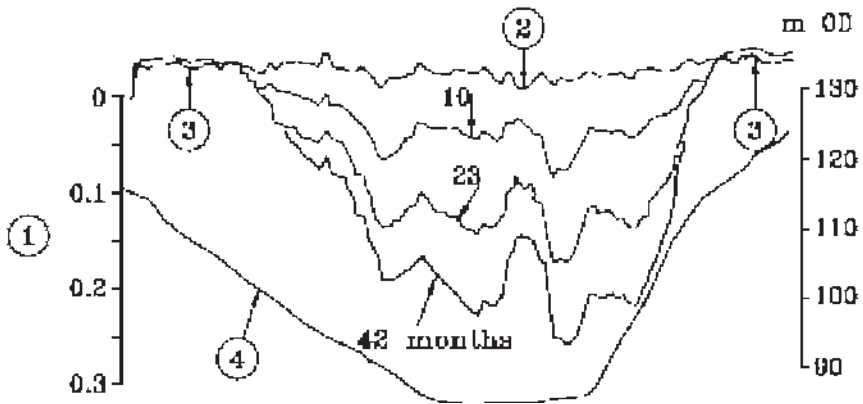


Fig. 13  
 Post-construction settlement of the crest wall at Roadford Dam  
*Tassement de post construction du mur de crête au barrage Roadford*

- 1) Settlement (m)
- 2) As constructed 12 months after fill completed
- 3) Heave
- 4) Foundation level

- 1) Tassement (m)
- 2) Tel que construit à 12 mois après l'achèvement du remblai
- 3) Effort
- 4) Niveau de fondation

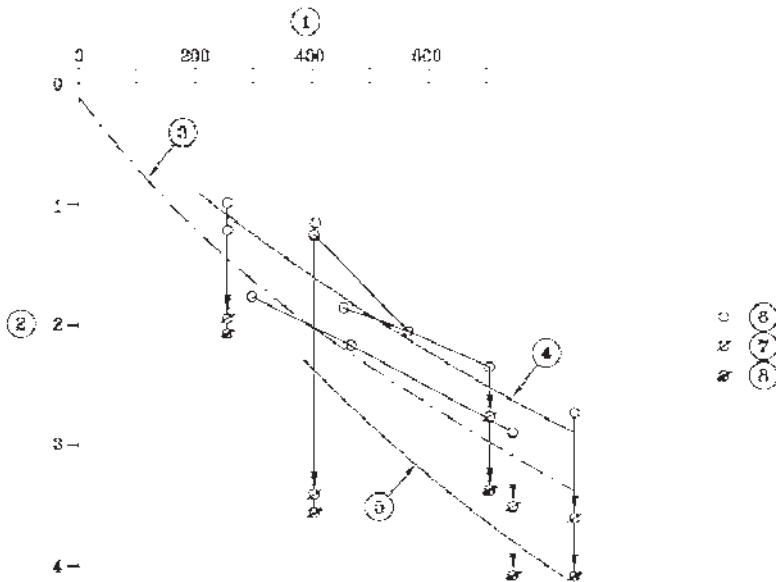


Fig. 14

Compression of the wetter, lower fill at Roadford Dam during and after construction  
*Compression du remblai inférieur plus humide au barrage Roadford durant et après la construction*

- 1) Nominal vertical stress KPa
- 2) Compression  $\varepsilon$ , %
- 3) Oedometer  $\gamma_d = 2,16 \text{ t/m}^3$
- 4) Mean end construction
- 5) Mean after 55 months
- 6) During construction
- 7) After 35 months
- 8) After 54 months

- 1) Contrainte nominale verticale KPa
- 2) Compression  $\varepsilon$ , %
- 3)  $\gamma_d = 2,16 \text{ t/m}^3$  à l'oedomètre
- 4) Moyenne en fin de construction
- 5) Moyenne après 55 mois
- 6) Durant la construction
- 7) Après 35 mois
- 8) Après 54 mois

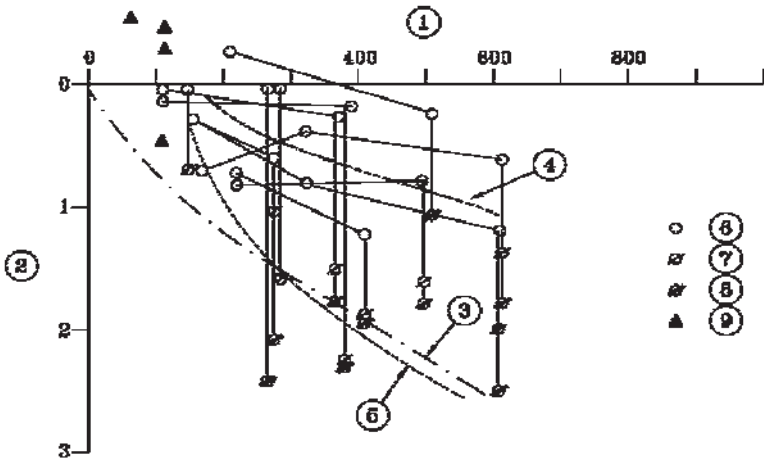


Fig. 15

Compression of the drier upper fill at Roadford Dam during and after construction  
*Compression du remblai supérieur sec au barrage Roadford durant et après la construction*

- 1) Nominal vertical stress KPa
- 2) Compression  $\varepsilon$ , %
- 3) Oedometer  $\gamma_d = 2.16 \text{ t/m}^3$
- 4) Mean end construction
- 5) Mean after 55 month
- 6) During construction
- 7) After 35 months
- 8) After 54 months
- 9) Top layer after 54 months

- 1) Contrainte nominale verticale KPa
- 2) Compression  $\varepsilon$ , %
- 3)  $\gamma_d = 2,16 \text{ t/m}^3$  à l'oedomètre
- 4) Moyenne en fin de construction
- 5) Moyenne après 55 mois
- 6) Durant la construction
- 7) Après 35 mois
- 8) Après 54 mois
- 9) Couche de crête après 54 mois

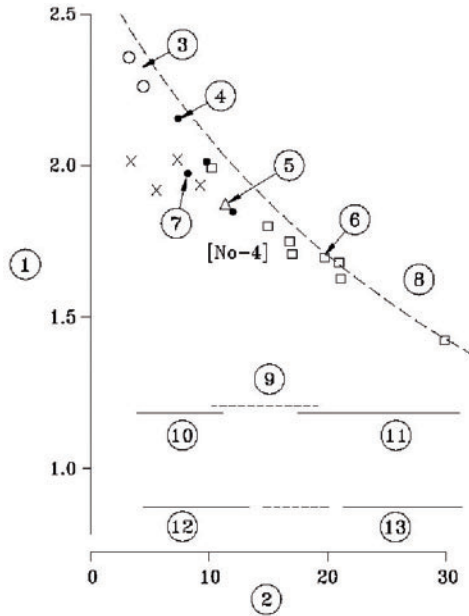


Fig. 16

Typical densities of some fills from mudstone/marlstone, and their structure and permeability  
*Densités typiques de certains remblais constitués d'argilite et de marlstone - structure et perméabilité*

- |   |  |
|---|--|
| 1) Dry Density $\text{tm}^3$                              | 1) Densité sèche $\text{tm}^3$                                     |
| 2) Water content %  | 2) Teneur en eau %   |
| 3) Slate quarried by blasting (free draining)             | 3) Ardoise obtenue à l'explosif (essorage gravitaire)              |
| 4) Marlstone (Matheson, 1986)                             | 4) Marlstone (Matheson, 1986)                                      |
| 5) Flysch mudstone  | 5) Argilite Flysch   |
| 6) Weathered mudstone excavated by backacter              | 6) Argilite altérée obtenue avec une pelle équipée en rétro        |
| 7) Shaley mudstone excavated by ripping                   | 7) Schiste argileux déblayé au recarrage                           |
| 8) $F = 2.75\%$ air voids                                 | 8) $F = 2,75\%$ bulles d'air                                       |
| 9) Low permeability, may be higher along layers           | 9) Perméabilité basse, éventuellement plus élevée dans les couches |
| 10) Intermediate permeability $k = 10^{-6} - 10^{-8}$ m/s | 10) Perméabilité intermédiaire $K = 10^{-6}$ à $10^{-8}$ m/s       |
| 11) Low permeability                                      | 11) Perméabilité basse   |
| 12) Lump breakage   | 12) Blocs broyés   |
| 13) Lump squashing "clay" fill                            | 13) Remblai « argileux »   |

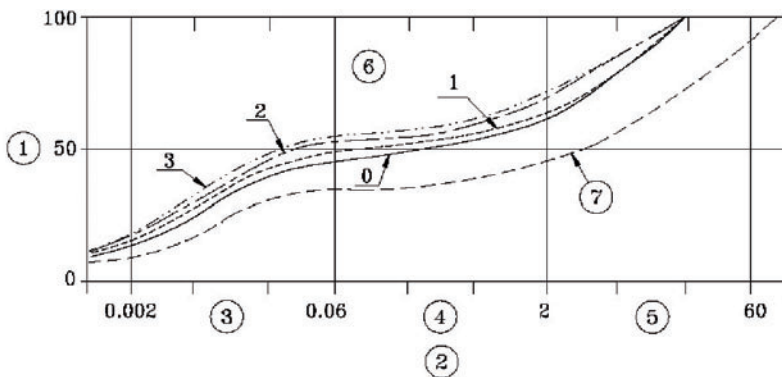


Fig. 17

Slow degradation of a flysch mudstone from the Evinos project, Greece, on successive compactions in the laboratory (Cavounides, 1994)

*Dégradation lente d'une argilite flysch en provenance du projet Evinos, en Grèce, suite à des compactages successifs, en laboratoire (Cavounides, 1994)*

- |                                   |                                      |
|-----------------------------------|--------------------------------------|
| 1) % Passing                      | 1) % de passe                        |
| 2) Particle Size mm               | 2) Taille des particules en mm       |
| 3) Silt                           | 3) Silt                              |
| 4) Sand                           | 4) Sable                             |
| 5) Gravel                         | 5) Gravier                           |
| 6) Number of Standard Compactions | 6) Nombre de compactations standard  |
| 7) As dug by backacter            | 7) Creusé par pelle équipée en rétro |



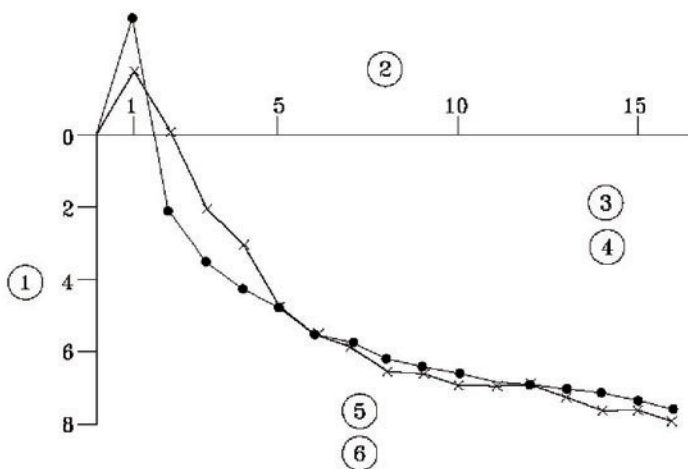


Fig. 18

Settlement and compression during compaction, carboniferous mudstone fill at Roadford Dams

*Tassement et compression pendant le compactage de remblais en argilite carbonifère à Roadford Dams*

- |  |   |
|--|---|
| 1) Compression of layer %  | 1) Compression de la couche %   |
| 2) Number of passes  | 2) Nombre de passes   |
| 3) 420 mm thick layer  | 3) Couche d'épaisseur 420 mm  |
| 4) 290 mm thick layer  | 4) Couche d'épaisseur 290 mm  |
| 5) Bomag BW10 Roller 10.5 t 5.4 t/m                                | 5) Rouleau Bomag BW10 10,5 t 5,4 t/m  |
| 6) Settlement of previously compacted fill below test fill ignored | 6) On a ignoré les dépôts de remblais compactés précédemment sous les remblai |

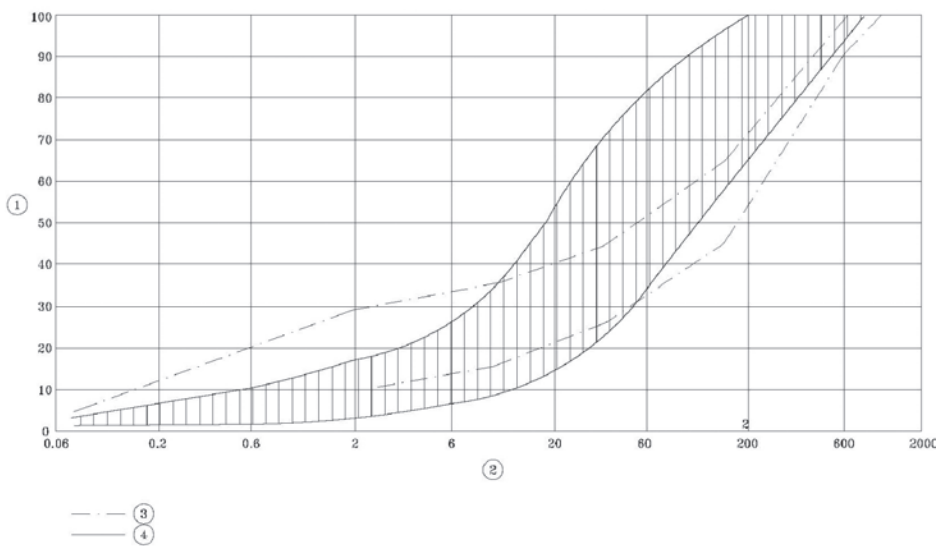


Fig. 19  
Grading curves

*Courbes granulométriques*

- |   |  |
|---|--|
| 1) Summation percentage passing           | 1) <i>Passant cumulé %</i>                                 |
| 2) Particle size (mm)                     | 2) <i>Taille des particules (mm)</i>                       |
| 3) Grading limits specified at Scammonden | 3) <i>Limites de granulométrie spécifiées à Scammonden</i> |
| 4) Rockfill sample from Llyn Briane       | 4) <i>Échantillon de remblai de Llyn Briane</i>            |

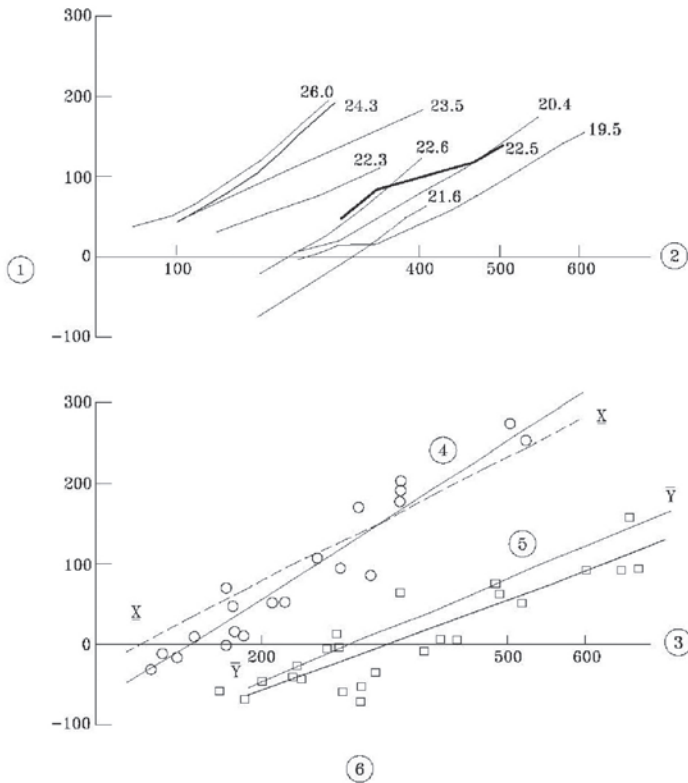


Fig. 20

Construction pore pressures in clay fills at Empingham Dam, UK  
 (a) laboratory results ; (b) field observations

*Pression interstitielle dans les argiles du barrage Empingham, Royaume-Uni  
 (a) en laboratoire ; (b) in situ*

- 1) Pore-water pressure kPa
- 2) Cell pressure kPa
- 3) Overburden pressure kPa
- 4) Type B fill (core)
- 5) Type A-C fill
- 6) X-Y Average laboratory result adjusted  
 Y-Y for correct water content, plotted  
 assuming overburden pressure =  $0.75 \times$  cell  
 pressure

- 1) *Pression interstitielle kPa*
- 2) *Pression hydrostatique kPa*
- 3) *Surcharge en kPa*
- 4) *Rembai de type B (noyau)*
- 5) *Remblai de type A-C*
- 6) *{XX} et {YY} résultats moyens de laboratoire,  
 ajustés pour un contenu en eau normal, calculés  
 avec une surcharge égale à 0,75 fois la pression  
 hydrostatique*

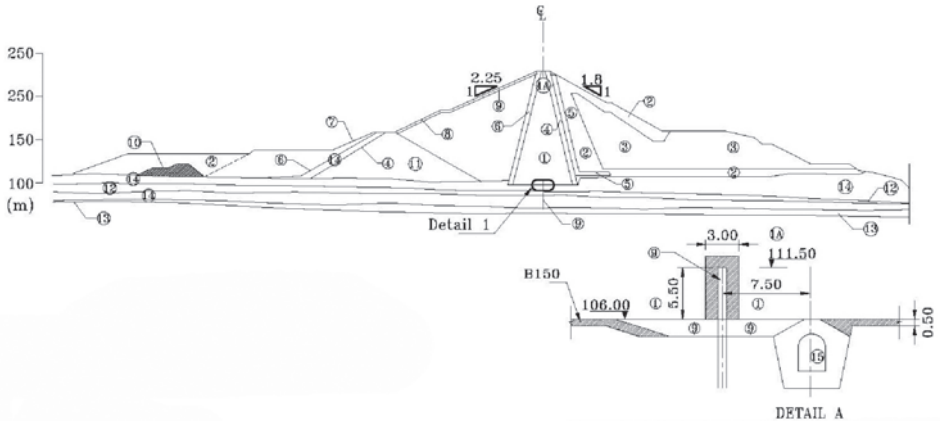


Fig. 21

Karkheh Dam, Iran, dam section in river channel

*Coupe transversale du barrage Karkheh dans le lit de la rivière*

- |   |  |
|---|--|
| 1) Impervious core (mudstone mixed with sandy gravel) | 1) Noyau imperméable (argile et graviers sableux)    |
| 1A) Impervious core (mudstone)                        | 1A) Noyau imperméable (argile)                       |
| 2) Sandy gravel                                       | 2) Graviers sableux                                  |
| 3) Conglomerate or sandy gravel                       | 3) Conglomérats ou graviers sableux                  |
| 4) Sand filter  | 4) Filtre en sable                                   |
| 5) Gravel filter and drain                            | 5) Filtre en sable-gravier                           |
| 6) Sand-gravel filter                                 | 6) Filtre en sable                                   |
| 7) U/S slope protection using limestone riprap        | 7) Protection du talus amont en enrochement calcaire |
| 8) U/S slope protection using soil cement             | 8) Protection du talus amont en sol-ciment           |
| 9) Plastic concrete cut off wall                      | 9) Coupure étanche en béton plastique                |
| 10) Pre-cofferdam                                     | 10) Pré-batardeau                                    |
| 11) Main cofferdam                                    | 11) Batardeau principal                              |
| 12) Mudstone No. 1                                    | 12) Couche argileuse N° 1                            |
| 13) Mudstone No. 2                                    | 13) Couche argileuse N° 2                            |
| 14) Conglomerate                                      | 14) Conglomérats                                     |
| 15) Inspection gallery                                | 15) Galerie de visite                                |

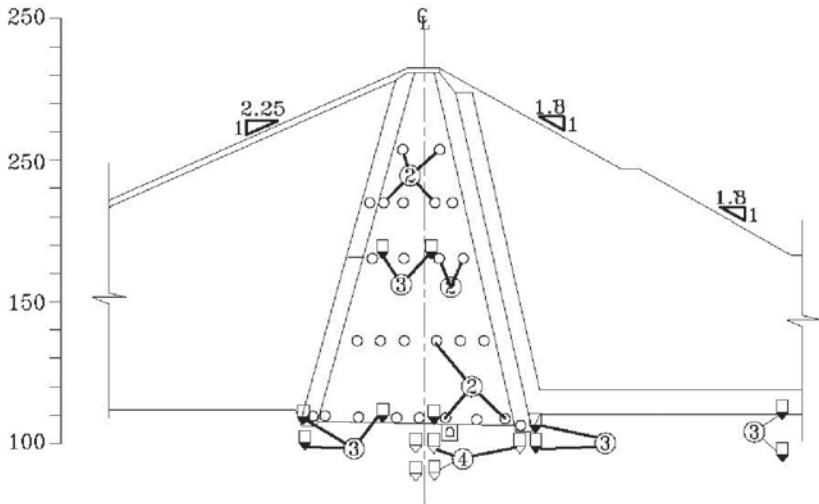


Fig. 22  
Karkheh Dam, Iran, Embankment and foundation piezometers at Section 5  
(station 1+230)

*Piézomètres dans le remblai et la fondation sur la coupe transversale 5  
(station 1+230), barrage de Karkheh, Iran*

- |                               |  |
|-------------------------------|--|
| 1) Elevation in meters        | 1) Cote en m                             |
| 2) Electrical soil piezometer | 2) Piézomètre électrique dans le remblai |
| 3) Standpipe                  | 3) Tube piézométrique                    |
| 4) Electrical rock piezometer | 4) Piézomètre électrique dans le rocher  |

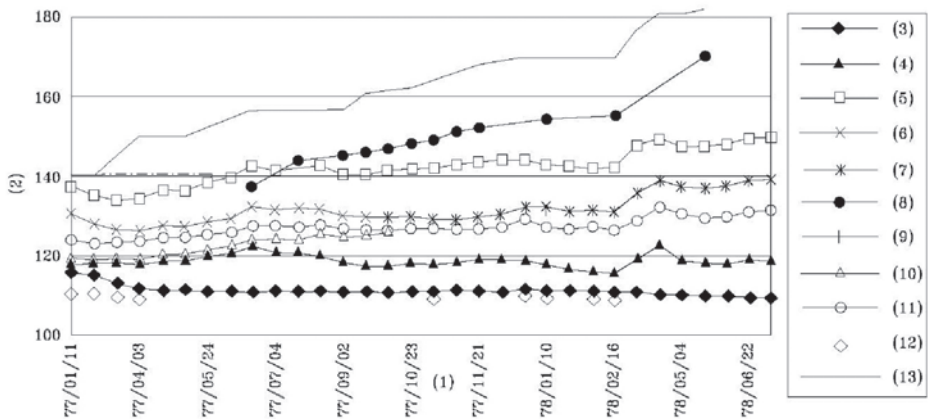


Fig. 23

Karkheh Dam, Iran, Construction pore pressure in the core at different stages  
*Pressions interstitielles dans le noyau étanche à différentes étapes de la construction, barrage de Karkheh, Iran*

- |                            |                              |
|----------------------------|------------------------------|
| 1) Date (Iranian calendar) | 1) Date (calendrier iranien) |
| 2) Water level (m.a.s.l.)  | 2) Niveau de la retenue (m)  |
| 3) Water level at EP5-1    | 3) Piézométrie EP5-1         |
| 4) Water level at EP5-2    | 4) Piézométrie EP5-2         |
| 5) Water level at EP5-3    | 5) Piézométrie EP5-3         |
| 6) Water level at EP5-4    | 6) Piézométrie EP5-4         |
| 7) Water level at EP5-5    | 7) Piézométrie EP5-5         |
| 8) Water level at SP5-4    | 8) Piézométrie SP5-4         |
| 9) Water level at EP5-7    | 9) Piézométrie EP5-7         |
| 10) Water level at EP5-8   | 10) Piézométrie EP5-8        |
| 11) Water level at EP5-9   | 11) Piézométrie EP5-9        |
| 12) Water level at EP5-10  | 12) Piézométrie EP5-10       |
| 13) Embankment level       | 13) Niveau du remblai        |

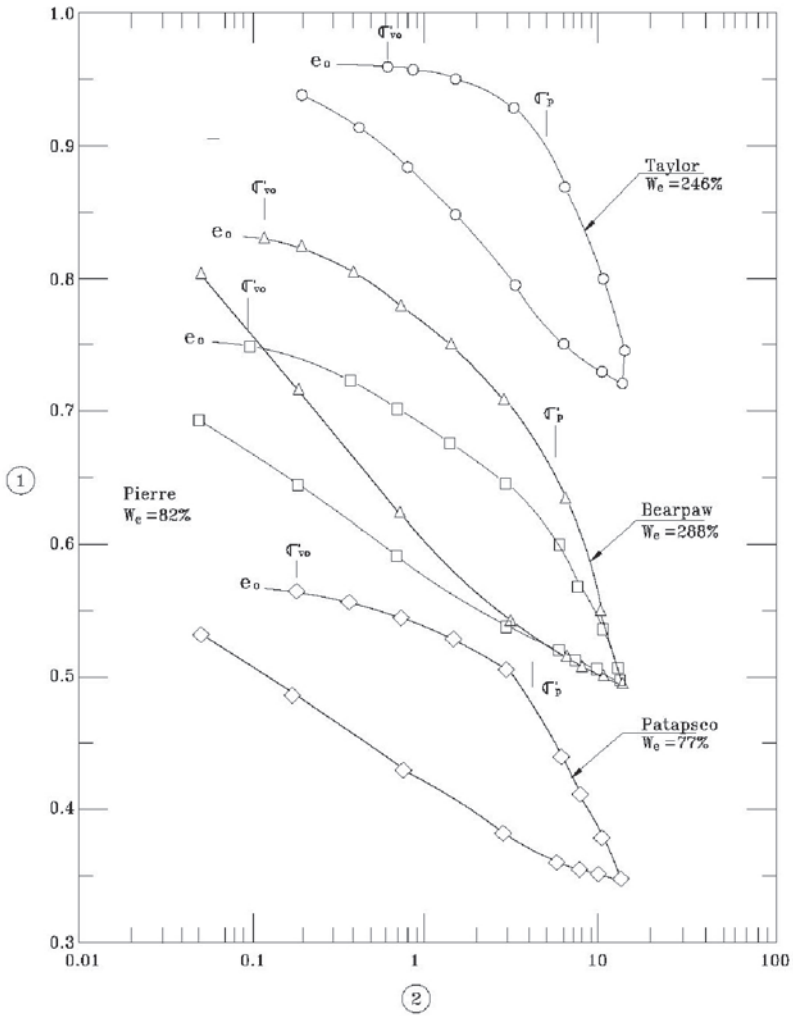


Fig. 24  
 End-of primary  $e$  vs  $\log \sigma'_v$  relationships four expansive shales  
*Relation  $e - \log(\sigma'_v)$  pour des argiles gonflantes*

- 1) Void ratio  $e$
- 2)  $\sigma'_z$  (Mpa)

- 1) Indice des vides
- 2)  $\sigma'_z$  (Mpa)

Imprimerie de Montligeon  
61400 La Chapelle Montligeon  
Dépôt légal : Mai 2008  
N° 24223  
ISSN 0534-8293





