

MISE A JOUR DES ETUDES ET
ASSISTANCE TECHNIQUE POUR LA CONSTRUCTION DU
BARRAGE DE BISRI

BARRAGE BISRI



AVANT PROJET DETAILLE

PIECE 3: RAPPORT GEOTECHNIQUE

3-3: NOTE DE CALCULS DE STABILITE STATIQUE ET
PSEUDO-STATIQUE

Février 2015

Table des Matières

1	INTRODUCTION.....	1-1
2	PARAMETRES GEOTECHNIQUES.....	2-1
2.1	Remblais du barrage.....	2-1
2.2	Fondation.....	2-1
3	PRISE EN COMPTE DU SEISME.....	3-1
4	PROFILS EXAMINES	4-1
5	CAS DE CHARGE ETUDIES	5-1
6	METHODE DE CALCUL	6-1
7	RESULTATS DES CALCULS	7-1
8	CONCLUSIONS.....	8-1

Liste des Annexes

- ANNEXE 1. Vue en plan des coupes étudiées
- ANNEXE 2. Graphiques relatifs à la configuration retenue

QC	Ref: L1214D / 1659	
	Revision:	Date: February 27 th , 2015
	☐ Draft	☒ Final
	Signature:	

1 INTRODUCTION

La présente note a pour objet de justifier la stabilité en statique et en pseudo-statique du barrage de Bisri dont la justification de l'implantation et de la conception font l'objet d'une note séparée.

Le barrage est un remblai à noyau incliné et à recharges en alluvions et enrochements. Il est fondé sur un remplissage quaternaire de plus de 120m d'épaisseur. Il s'agit d'un dépôt lacustre relativement récent, hétérogène et sans doute pas totalement consolidé.

Le dépouillement, des coupes lithologiques des sondages et des puits de reconnaissances, montre qu'il s'agit d'un mélange inter-stratifié de niveaux d'alluvions grossières plus présentes en partie supérieure côté rive gauche, d'argiles et de silts, avec intercalation de lentilles sableuses d'épaisseur variable. Les paramètres géotechniques à retenir pour ce matériau sont discutés plus loin dans la présente note. Ils découlent des conclusions du rapport géotechnique du présent dossier.

De par le passage de la faille de Yammouneh à une dizaine de kilomètres du site, considérée comme un accident majeur sismogène, l'accélération maximale au site¹ avait été évaluée à 0.7g. L'évaluation de la stabilité, tenant compte de cette valeur constitue une exigence du contrat d'études. L'actualisation des études sismiques effectuée en 2014 a évalué l'accélération maximale au site à 0.65g.

Le coefficient sismique considéré dans les calculs de stabilité en pseudo-statique est développé au chapitre ci-dessous. Il convient de rappeler qu'en plus des calculs objet de la présente note, une analyse dynamique proprement dite du remblai et de sa fondation a été effectuée. Elle fait partie des documents du présent dossier. Les conclusions correspondantes sont rappelées dans la note descriptive et justificative.

Les calculs de stabilité ont été menés en 2D par la méthode des équilibres limites sur deux coupes correspondant aux profils les plus défavorables. Ces coupes réelles tiennent compte de la topographie du terrain et de la nature des terrains constituant la fondation.

¹ La faille mise en évidence en fond de vallée, avait été apparentée à la faille de Roum, considérée comme active. Mais les études menées récemment ont montré que les deux failles ne sont pas liées, si bien que celle identifiée dans la fondation du barrage n'est plus considérée comme active.

2 PARAMETRES GEOTECHNIQUES

2.1 Remblais du barrage

Pour les besoins des calculs, le barrage est modélisé en considérant 3 zones:

- Le noyau ayant une largeur en crête de 5m et un profil incliné vers l'amont, avec des talus à 0.2H/1V sur les premiers mètres de la partie supérieure. Son parement amont est penté à 2.5H/1V contre 2H/1V à l'aval.
- La recharge amont en enrochement à drainage libre assure le rabattement rapide de la ligne piézométrique dans les remblais.
- La recharge aval est en alluvions grossières propres en partie inférieure (au-dessous de la cote 435), surmontées par des enrochements en partie supérieure.

Le filtre, le drain et les transitions ne sont pas pris en compte du fait de leur incidence marginale sur la stabilité du remblai, ainsi que de leurs caractéristiques géotechniques proches de celles des recharges.

Les paramètres retenus pour ces matériaux figurent sur le tableau ci-après.

Matériaux	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	C' (kPa)
Enrochements	45	22	0
Alluvions grossières	38	22	0
Noyau argileux	26°	20	10

Pour les enrochements le frottement considéré est habituel et n'appellent aucun commentaire particulier, d'autant plus qu'il s'agit de hauteurs et donc de contraintes normales relativement modestes.

Les alluvions grossières des recharges et les alluvions fines devant constituer le noyau argileux proviendront des terrasses bordant le lit mineur. Elles ont fait l'objet d'investigations dont les résultats sont présentés dans le rapport de synthèse géologique (limites d'Atterberg pour le noyau et granulométrie et résistance à l'attrition pour les alluvions grossières). La propreté des alluvions grossières et la plasticité des alluvions fines, justifient notamment les valeurs du tableau ci-dessus.

2.2 Fondation

Dans le cas du barrage de Bisri, c'est la fondation, notamment la composante argilo-silteuse, qui conditionne en grande partie la stabilité. Aussi une attention particulière a été accordée à l'analyse de l'ensemble des données tirées des essais in-situ et de laboratoire. Le rapport géotechnique du présent dossier en présente la synthèse.

Par ailleurs, l'examen minutieux des logs des sondages a permis de distinguer dans l'emprise du barrage les zones ou horizons à classer dans la catégorie « sable graveleux » et celles à classer dans la catégorie « argile silteuse ». Cette distinction se justifie naturellement par la différence notable dans la résistance au cisaillement que chacune des formations peut mobiliser.

Comme cela ressort dans le plan GG23-01 et dans les coupes transversales (perpendiculaires à l'axe de la vallée), le dépôt lacustre est constitué essentiellement de sable graveleux côté rive gauche et d'argile silteuses côté rive droite. En profondeur, au-delà d'une trentaine de mètres, ce sont principalement les argiles silteuses qui règnent.

La présente note considère les caractéristiques de base suivantes pour chacun des deux matériaux de la fondation, conformément aux conclusions du rapport géotechnique du présent dossier :

Matériaux	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	C' (kPa)
Argile silteuse – frange supérieure	22	18	0
Argile silteuse – frange inférieure (au-delà de 30m)	22	20	10
Sable graveleux	32	20	0
Substratum	Impénétrable		

Une étude de sensibilité portant sur l'angle de frottement de l'argile silteuse est également menée. En effet, des valeurs de $\phi' = 24^\circ$ (pour la frange supérieure, plus riche en passages sableux et moins plastique en moyenne) et $\phi' = 20^\circ$ (pour la frange inférieure) sont également examinées.

En cours de construction le remplissage pourra faire l'objet d'un développement de la pression interstitielle en rapport avec la charge de remblai posé dessus. Dans l'hypothèse de base, les calculs sont menés avec les paramètres effectifs en considérant un coefficient ru de 0.5 au-delà de 30m de profondeur. La mise en place de géodrains sur les 30m supérieurs des argiles silteuses autorise à considérer l'absence du développement de toute pression interstitielle dans cet horizon. Dans le noyau le coefficient ru est pris égal à 0.3, du fait que la charge verticale au-dessus est relativement faible.

Cependant quatre configurations du développement de la pression interstitielle sont étudiées :

- variante 1 : $ru = 20\%$ en haut et 70% en partie inférieure
- variante 2 : $ru = 20\%$ en haut et 50% en partie inférieure
- variante 3(*) : $ru = 20\%$ en haut et 80% en partie inférieure
- variante 4(*) : $ru = 0\%$ en haut et 80% en partie inférieure

(*) Les deux dernières variantes (3 et 4) sont uniquement étudiées en considérant les hypothèses de base de la fondation.

Il n'a pas été jugé approprié de mener les calculs, pour le cas de charge « fin de construction » à l'aide des paramètres à court terme du fait que ces derniers connaîtront une amélioration sensible pendant la construction, laquelle amélioration doit être prise en compte au stade actuel, mais sera difficile à vérifier sur place. Le coefficient ru est de ce point de vue jugé préférable car la pression interstitielle pourra être suivie en permanence à l'aide de cellules disposées à cet effet dans le dépôt lacustre. Tout écart par rapport aux hypothèses considérées pourra être rapidement analysé en vue d'arrêter les actions à prendre. Ainsi si les pressions interstitielles sont plus élevées que prévu, le rythme de montée des remblais pourra être ralenti ou le profil de la digue revu.

3 PRISE EN COMPTE DU SEISME

Le séisme est pris en compte en considérant une force horizontale permanente agissant au centre de gravité du volume délimité par la surface de rupture examinée. Elle est calculée à partir d'un "coefficient sismique" exprimé en fraction de l'accélération de la pesanteur.

Cette méthode dite "pseudo-statique" est utilisée depuis plusieurs décennies et continue à l'être pour les cas courants, compte tenu de sa simplicité, mais aussi et surtout du fait qu'elle a jusqu'à présent prouvé qu'elle aboutissait à des remblais stables au séisme en l'absence de problèmes de liquéfaction ou de fondations sur sols mous.

Dans ce dernier cas, le sol de fondation altère le signal sismique en l'amplifiant parfois et en filtrant les hautes fréquences. Le sol de fondation peut aussi faire l'objet de déformations dont l'évaluation exige le recours aux méthodes modernes de calculs. Dans le cas présent avec une épaisseur du remplissage supérieure à 120m une analyse dynamique en bonne et due forme est conduite.

Bien que dans le cas de Bisri les termes de référence précisent que l'accélération maximale au site est de 0.7g, le coefficient sismique utilisé pour les calculs ne peut être égal à cette valeur. Il est déduit de la littérature relative aux pratiques en la matière. Le tableau suivant provenant de la publication de MM. Cristiano MELO et Sunil SHARMA en 2004² rappelle les recommandations relatives aux coefficients sismiques appliqués.

Table 1 – Recommended Horizontal Seismic Coefficients

Horizontal Seismic Coefficient, k_h	Description	
0.05 - 0.15	In the United States	
0.12 - 0.25	In Japan	
0.1	“severe” earthquakes	Terzaghi [4]
0.2	“violent, destructive” earthquakes	
0.5	“catastrophic” earthquakes	
0.1 - 0.2	Seed [2], FOS ≥ 1.15	
0.10	Major Earthquake, FOS > 1.0	Corps of Engineers [5]
0.15	Great Earthquake, FOS > 1.0	
$\frac{1}{2}$ to $\frac{1}{3}$ of PHA	Marcuson [6], FOS > 1.0	
$\frac{1}{2}$ of PHA	Hynes-Griffin [7], FOS > 1.0	
FOS = Factor of Safety. PHA = Peak Horizontal Acceleration, in g's.		

Il apparaît ainsi qu'aux USA (Californie notamment) et au Japon pays connus pour leur forte activité sismique, les coefficients sismiques maximum retenus sont respectivement de 0.15g et 0.25g dans les cas les plus sévères.

Cela se justifie parfaitement dans le cas notamment des surfaces de glissement de grande étendue, où les vibrations induites par le séisme ne peuvent pas être partout et au même instant, dans la même direction et selon le même niveau d'accélération. Le coefficient sismique qui en représente la résultante, en quelque sorte, est ainsi nettement plus faible que les pics ponctuels.

² 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 369

Dans le cas du barrage de Bisri, où les surfaces de glissement sont particulièrement étendues aussi bien en hauteur (une centaine de mètres) qu'en longueur (plus de 200m comptés depuis la crête de la digue), car elles concernent pour une grande part des dépôts lacustres de la fondation, un coefficient sismique de 0.20g a été retenu. Cette valeur est naturellement discutable, mais semble réaliste car elle se situe au-dessus de la limite supérieure préconisée par l'USACE, et au-dessous de la limite supérieure adoptée au Japon. Un calcul est également mené avec un coefficient sismique de 0.30g pour se conformer aux dernières exigences en la matière³, mais il ne s'agit là que de calculs visant à répondre aux termes de référence, sans accorder aucune importance aux facteurs de sécurité obtenus.

En effet, et comme indiqué ci-dessus, l'évaluation du comportement du barrage au séisme repose sur un modèle numérique sur FLAC 2D, simulant le passage de 3 accélérogrammes des séismes réputés représentatifs du séisme de sécurité selon les recommandations de la CIGB (Commission Internationale des Grands Barrages). Un calcul fait avec le séisme de base de conception est également effectué.

³ Coefficient sismique compris entre la moitié et les 2/3 de l'accélération de pic.

4 PROFILS EXAMINES

Pour que les profils étudiés soient les plus réalistes, tout en se plaçant du côté de la sécurité, trois coupes ont été établies, l'une côté rive droite, l'autre proche de la rive gauche et la troisième pratiquement au milieu. La coupe côté rive gauche, manifestement plus favorable, du fait qu'elle repose sur les sables graveleux, ne présente pas d'intérêt car elle conduit obligatoirement à des coefficients de sécurité plus élevés que ceux des autres coupes. L'étude s'est dès lors concentrée sur les coupes 1-1 et 2-2 présentées en annexe 1.

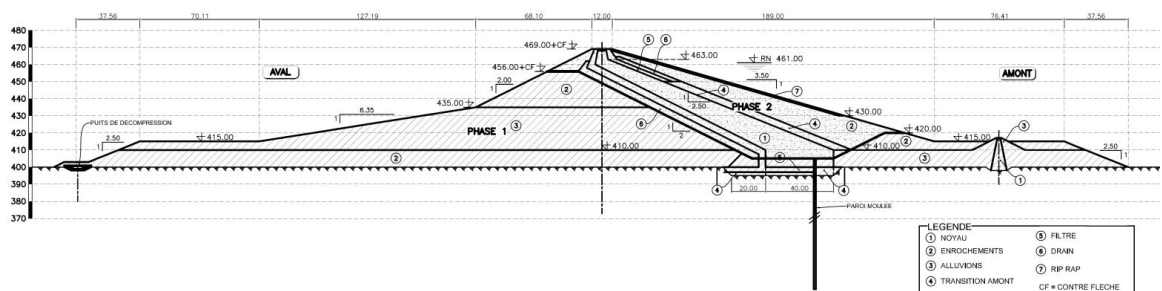
La coupe type du barrage telle qu'elle apparaît dans la figure qui suit résulte d'une étude ayant concerné un grand nombre de profils faisant varier les pentes et la largeur et la cote de la berme inférieure. Il n'est pas jugé utile de présenter l'ensemble des calculs correspondants dans cette note.

Sur les rives où le remblai est fondé au rocher et a une hauteur moindre, la stabilité doit être assurée et n'a pas lieu à être justifiée, dès lors qu'elle est jugée acceptable en fond de vallée.

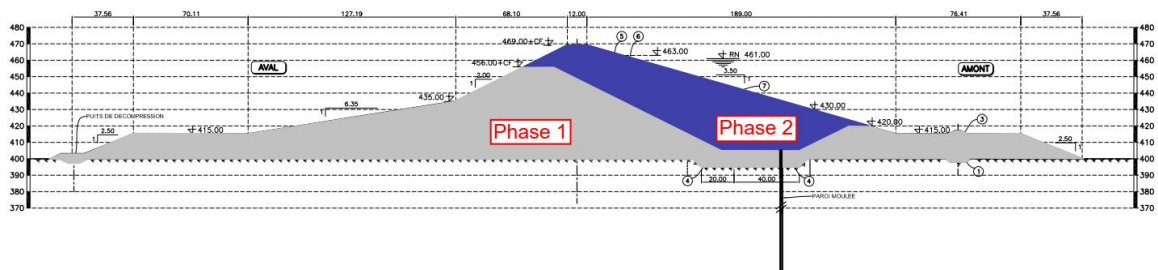
Il convient de préciser que l'étude de stabilité s'est attachée à examiner également la stabilité du remblai en première phase correspondant à la réalisation de la recharge aval, avant l'exécution de la paroi moulée, du noyau et de la recharge amont.

Les figures ci-après donnent la coupe type et le phasage d'exécution des remblais.

Coupe type



Phasage d'exécution des remblais



5 CAS DE CHARGE ETUDIES

Du fait que le séisme constitue le cas de charge le plus contraignant⁴, le profil optimal a été déterminé avec ce seul cas de charge (en pseudo statique avec un coefficient sismique de 0.20g) en visant un facteur de sécurité supérieur ou légèrement inférieur à 1.

Il a ensuite été vérifié, pour le profil optimal, que les cas de charge habituels conduisent aux coefficients de sécurités requis à savoir :

- Régime permanent sans séisme: la retenue est au niveau normal et aucune sollicitation sismique n'est prise en compte, la valeur minimale est fixée à 1.40. la vérification se fait pour le parement aval car la stabilité du parement amont est améliorée par la présence de la retenue.
- Vidange rapide: la stabilité est assurée pour F_s supérieur à 1.40. Ce cas de charge ne concerne que le parement amont.
- Fin de construction: la stabilité est assurée pour F_s supérieur à 1.30 pour les deux talus amont et aval pour le remblai final et pour le talus amont pour la 1ère phase du remblai.
- Avec séisme en pseudo statique: les facteurs de sécurité ne sont donnés qu'à titre indicatif, sachant que ce cas de charge fait l'objet d'une étude dynamique en bonne et due forme.

⁴ Les calculs préliminaires, non reportés dans la présente note ont bien montré que c'est le chargement sismique qui conditionne la stabilité de la digue.

6 METHODE DE CALCUL

Les calculs ont été menés à l'aide du logiciel Slope/W de la firme canadienne Geo-Slope. Le site web <http://www.geo-slope.com/> fournit toute indication souhaitée sur ce logiciel mondialement connu et dont les résultats sont réputés fiables.

Slope/W permet l'utilisation simultanée de plusieurs méthodes à savoir : Bishop, Janbu et Morgenstern-Price. La méthode de Bishop est une méthode incomplète du fait que les conditions d'équilibre, sur les forces, ne sont pas toutes satisfaites. Par contre la méthode de Morgenstern-Price est complète du fait que toutes les conditions d'équilibre sont satisfaites moyennant des hypothèses sur la répartition des forces inter-tranches. Dans ce qui suit les résultats seront donnés pour la méthode de Morgenstern-Price.

7 RESULTATS DES CALCULS

Pour les hypothèses de base relatives aux caractéristiques géomécaniques de la fondation et l'étude de sensibilité précitée, le tableau suivant résume les résultats obtenus pour les différents cas de charge examinés. Les cercles critiques sont donnés en annexe pour chaque cas de charge. L'étude a aussi été menée en considérant des surfaces de rupture polygonales.

Tableau 1: Coupe 1-1 - Résultats des calculs de stabilité pour les hypothèses de base

Cas de charge	Parement	FS
Fin de construction (Solution de base)	Amont	1.60
	Aval	1.86
Fin de construction (Variante 1)	Amont	1.44
	Aval	1.69
Fin de construction (Variante 2)	Amont	1.45
	Aval	1.69
Fin de construction (Variante 3)	Amont	1.45
	Aval	1.69
Fin de construction (Variante 4)	Amont	1.62
	Aval	1.86
Fin de construction (Solution de base) – 1 ^{ère} phase	amont	1.64
Fin de construction (Variante 1) – 1 ^{ère} phase	amont	1.46
Fin de construction (Variante 2) – 1 ^{ère} phase	amont	1.46
Fin de construction (Variante 3) – 1 ^{ère} phase	amont	1.46
Fin de construction (Variante 4) – 1 ^{ère} phase	amont	1.64
Vidange rapide (glissement circulaire)	amont	1.50
Vidange rapide (glissement polygonal)	amont	1.67
Régime Permanent + Séisme ah = 0.2g	Aval	1.00
Régime Permanent + Séisme ah = 0.3g	Aval	0.80

Tableau 2: Coupe 1-1 - Résultats des calculs de stabilité pour l'étude de sensibilité ($\phi'=24^\circ$ en partie supérieure et $\phi=20^\circ$ en partie inférieure des argiles silteuses)

Cas de charge	Parement	FS
Fin de construction (Solution de base)	Amont	1.69
	Aval	1.98
Fin de construction (Variante 1)	Amont	1.54
	Aval	1.80
Fin de construction (Variante 2)	Amont	1.54
	Aval	1.80
Fin de construction (Solution de base) – 1 ^{ère} phase	amont	1.73
Fin de construction (Variante 1) – 1 ^{ère} phase	amont	1.55
Fin de construction (Variante 2) – 1 ^{ère} phase	amont	1.55
Vidange rapide (glissement circulaire)	amont	1.59
Vidange rapide (glissement polygonal)	amont	1.76
Régime Permanent + Séisme ah = 0.2g	Aval	1.08
Régime Permanent + Séisme ah = 0.3g	Aval	0.87

Tableau 3: Coupe 2-2 - Résultats des calculs de stabilité pour les hypothèses de base

Cas de charge	Parement	FS
Fin de construction (Solution de base)	Amont	1.77
	Aval	1.83
Fin de construction (Variante 1)	Amont	1.62
	Aval	1.61
Fin de construction (Variante 2)	Amont	1.67
	Aval	1.74
Fin de construction (Variante 3)	Amont	1.59
	Aval	1.55
Fin de construction (Variante 4)	Amont	1.69
	Aval	1.64
Fin de construction (Solution de base) – 1 ^{ère} phase	amont	1.67
Fin de construction (Variante 1) – 1 ^{ère} phase	amont	1.78
Fin de construction (Variante 2) – 1 ^{ère} phase	amont	1.83
Fin de construction (Variante 3) – 1 ^{ère} phase	amont	1.75
Fin de construction (Variante 4) – 1 ^{ère} phase	amont	1.85
Vidange rapide (glissement circulaire)	amont	1.87
Vidange rapide (glissement polygonal)	amont	2.14
Régime Permanent + Séisme ah = 0.2g	Aval	0.96
Régime Permanent + Séisme ah = 0.3g	Aval	0.77

Tableau 4: Coupe 2-2 - Résultats des calculs de stabilité pour l'étude de sensibilité ($\phi'=24^\circ$ en partie supérieure et $\phi=20^\circ$ en partie inférieure des argiles silteuses)

Cas de charge	Parement	FS
Fin de construction (Solution de base)	Amont	1.73
	Aval	1.79
Fin de construction (Variante 1)	Amont	1.58
	Aval	1.58
Fin de construction (Variante 2)	Amont	1.63
	Aval	1.69
Fin de construction (Solution de base) – 1 ^{ère} phase	amont	1.87
Fin de construction (Variante 1) – 1 ^{ère} phase	amont	1.72
Fin de construction (Variante 2) – 1 ^{ère} phase	amont	1.77
Vidange rapide (glissement circulaire)	amont	1.84
Vidange rapide (glissement polygonal)	amont	2.16
Régime Permanent + Séisme ah = 0.2g	Aval	0.93
Régime Permanent + Séisme ah = 0.3g	Aval	0.77

8 CONCLUSIONS

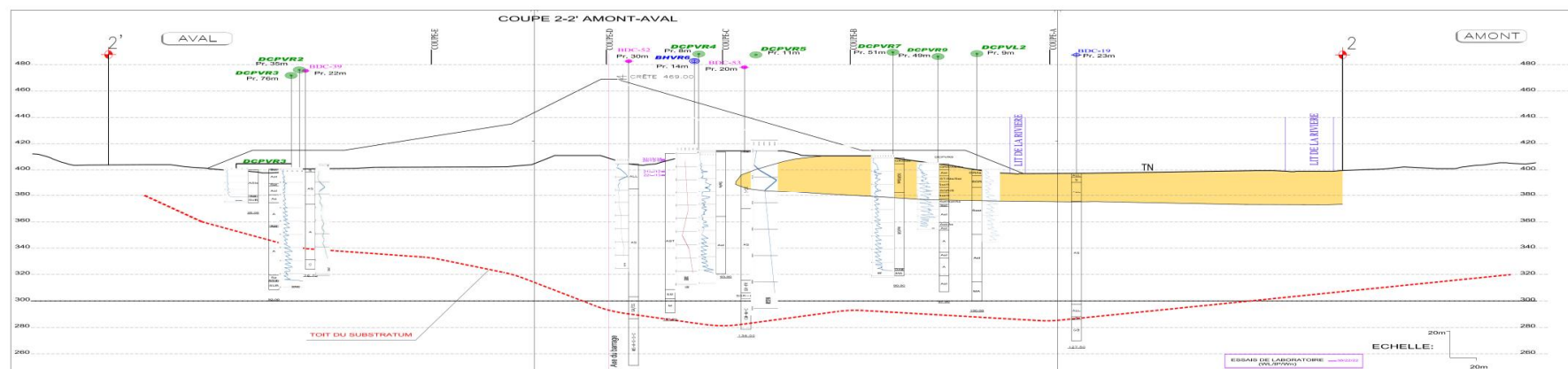
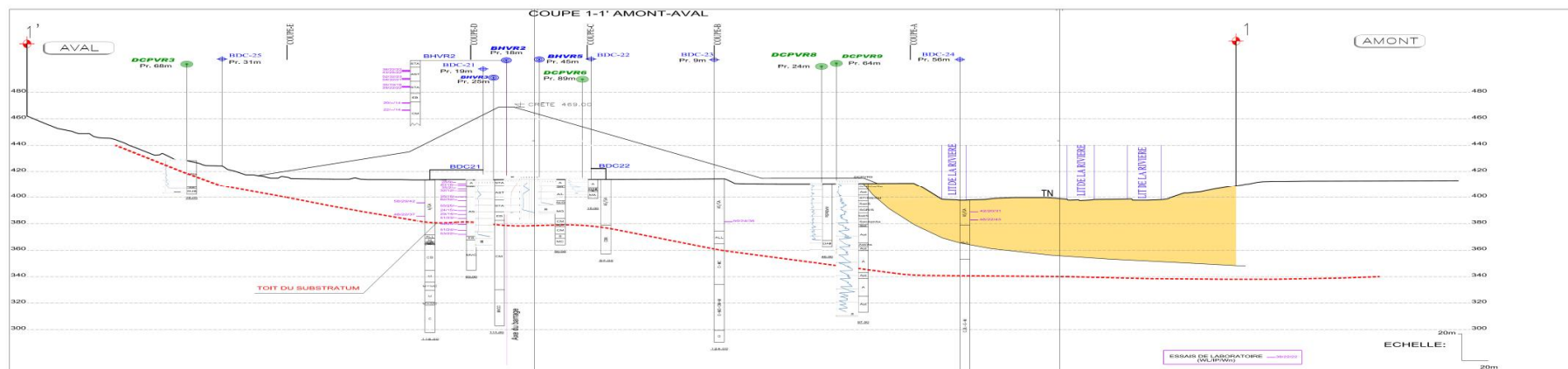
Il découle de l'analyse des résultats des calculs de stabilité (hypothèses de base) que les facteurs de sécurité minimaux sont respectés, abstraction faite du calcul pseudo-statique donné à titre purement indicatif. Cela vaut aussi bien pour la situation finale qu'en première phase de réalisation des remblais.

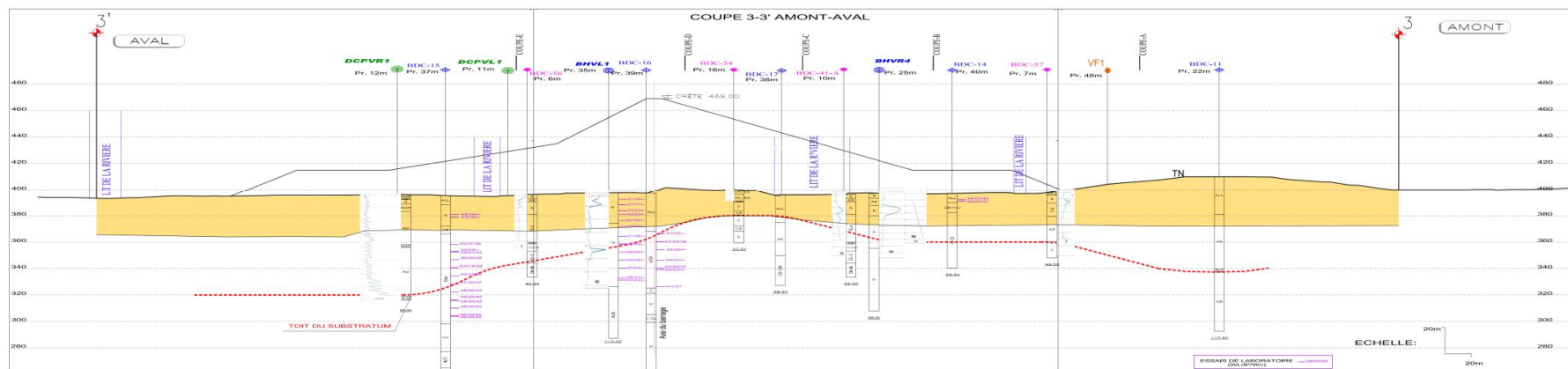
Les facteurs de sécurité du calcul en pseudo-statique, inférieurs à l'unité, indiquent simplement que le remblai fera l'objet de déformations à l'occurrence du tremblement de terre de sécurité. Lesquelles déformations sont évaluées par l'analyse dynamique effectuée par ailleurs sur modèle numérique.

Les calculs de sensibilité au coefficient de frottement des argiles silteuses et au coefficient μ dans la fondation lacustre ont également abouti à des facteurs de sécurité acceptables. Il apparaît notamment que les pressions interstitielles qui se développent à plus de 30m de profondeur (au-delà de la tranche concernée par les géodrains) a peu d'incidence sur la stabilité en fin de construction.

ANNEXES

ANNEXE 1. VUE EN PLAN DES COUPES ETUDIEES





ANNEXE 2. GRAPHIQUES RELATIFS À LA CONFIGURATION RETENUE

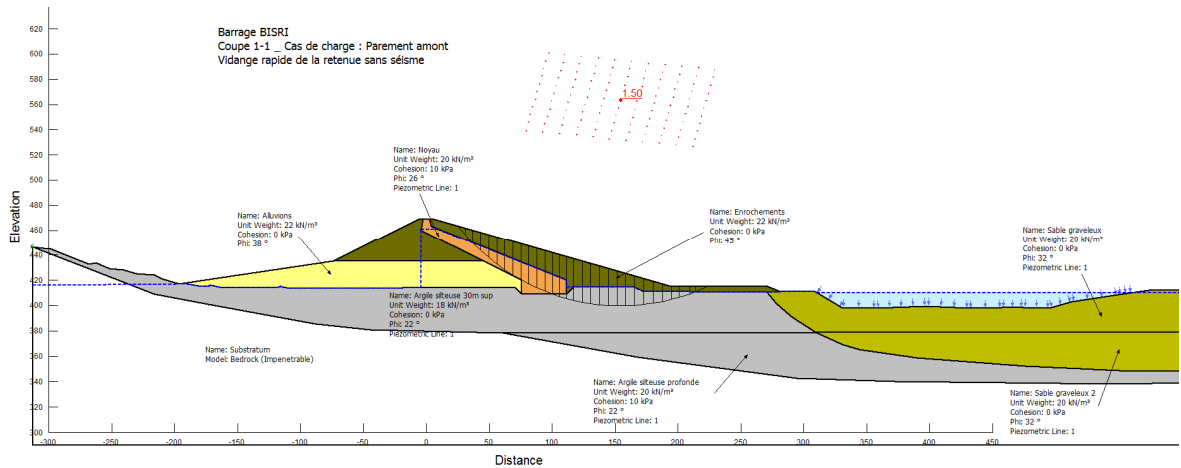
HYPOTHESES DE BASE

Parement amont en vidange rapide

Coupe 1-1: VR sans séisme



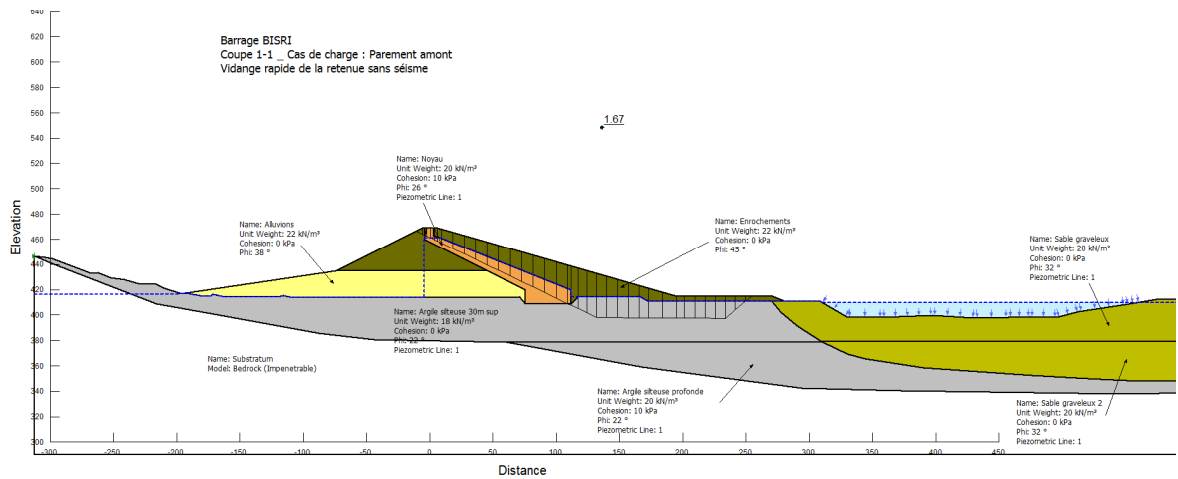
$F_s = 1.50$



Coupe 1-1: VR sans séisme (glissement polygonal)



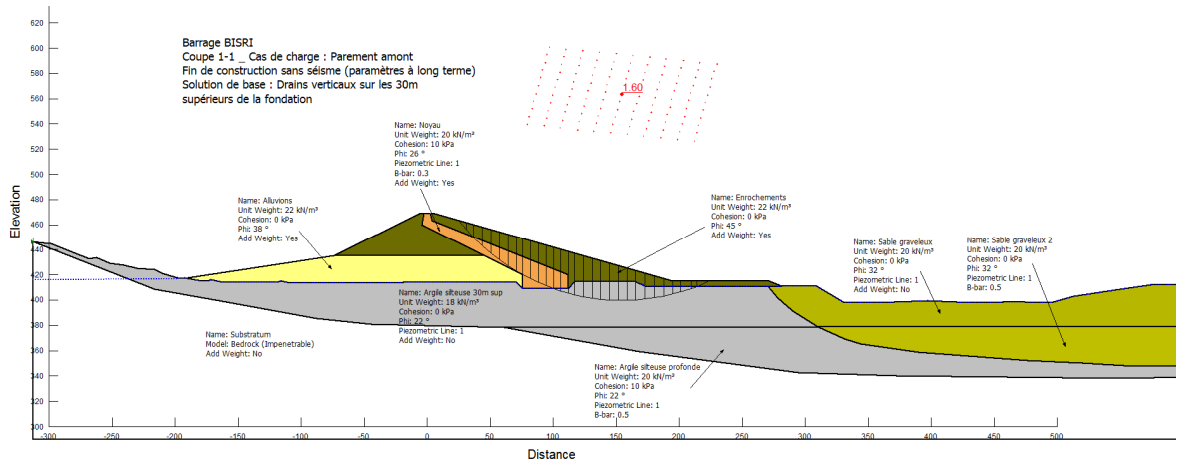
$F_s = 1.67$



Parement amont en FDC

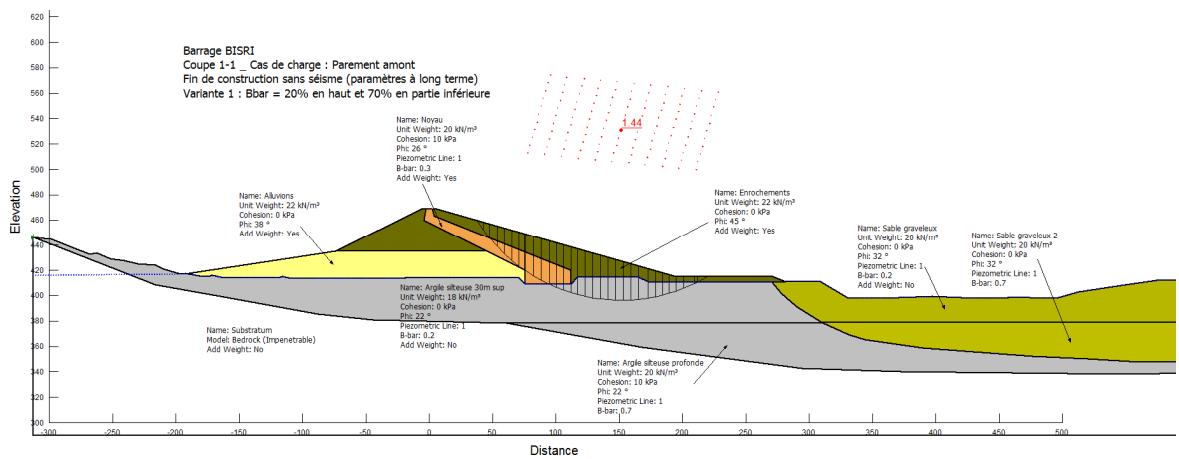
Coupe 1-1: FDC _ paramètres à long terme (solution de base) ➔

Fs = 1.60



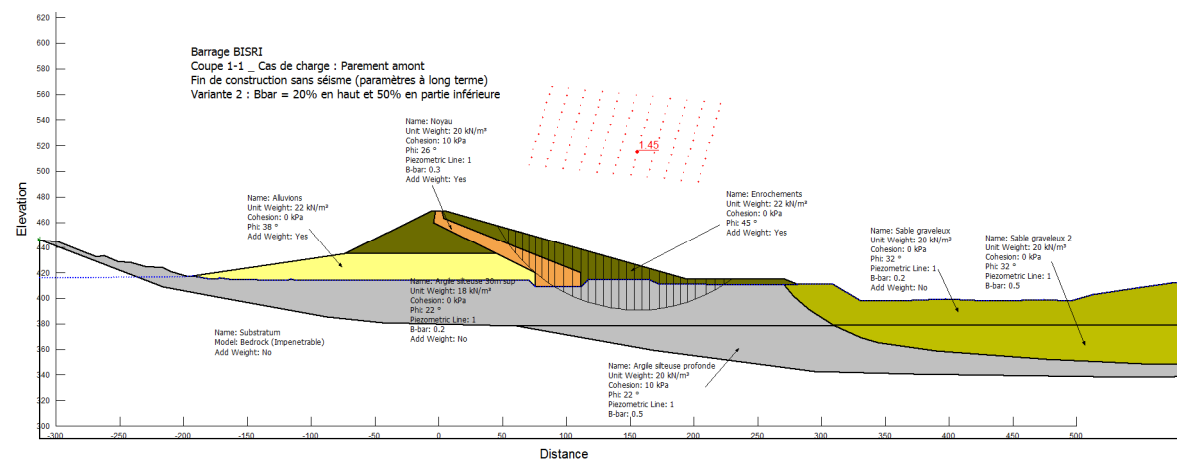
Coupe 1-1: FDC _ paramètres à long terme (variante 1) ➔

Fs = 1.44

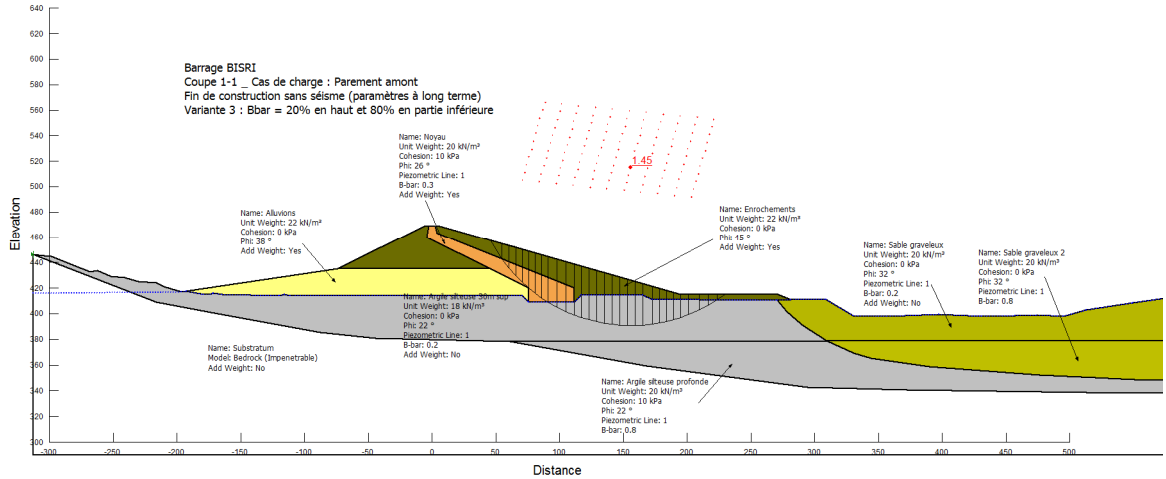


Coupe 1-1: FDC _ paramètres à long terme (variante 2) ➔

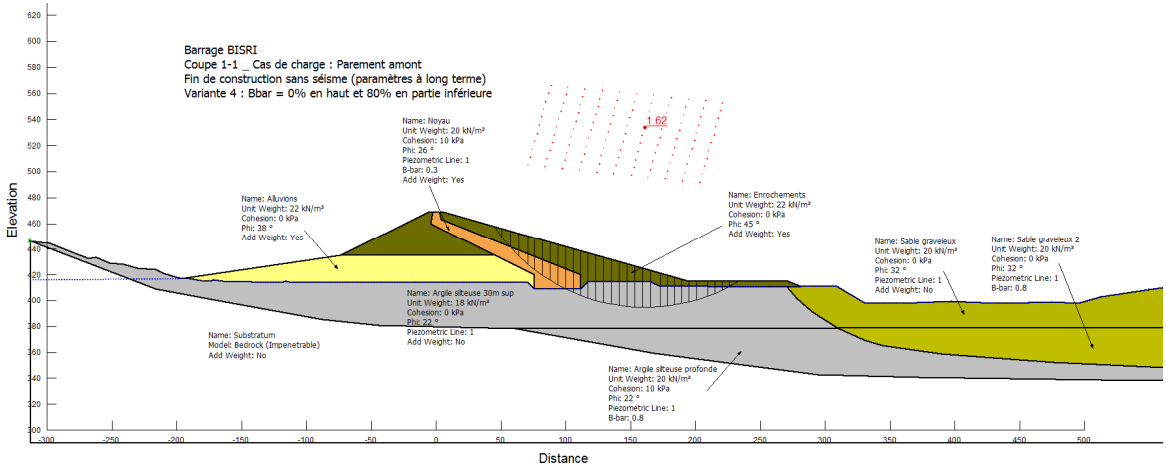
Fs = 1.45



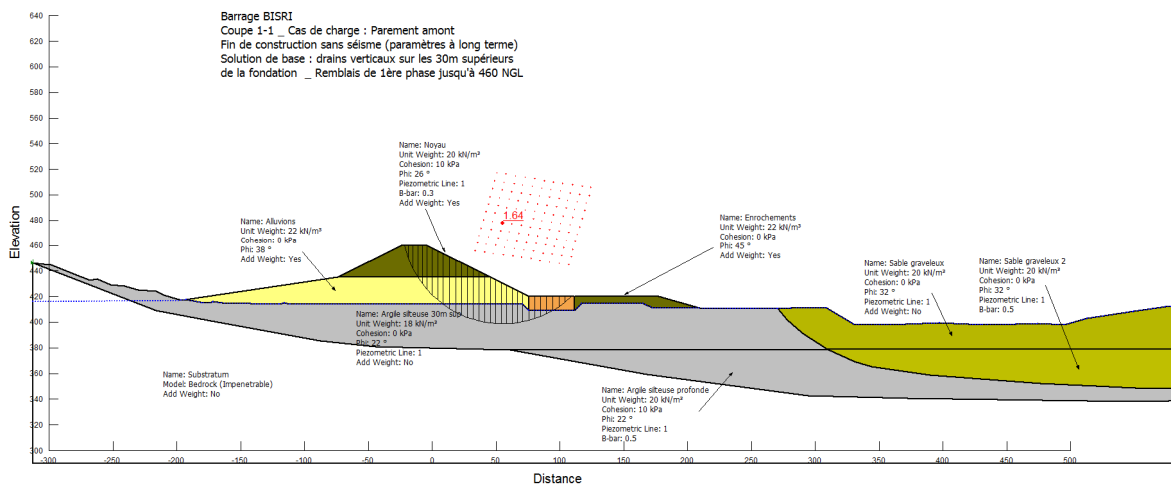
Coupe 1-1: FDC _ paramètres à long terme (variante 3) ➔ $F_s=1.45$



Coupe 1-1: FDC _ paramètres à long terme (variante 4) ➔ $F_s=1.62$



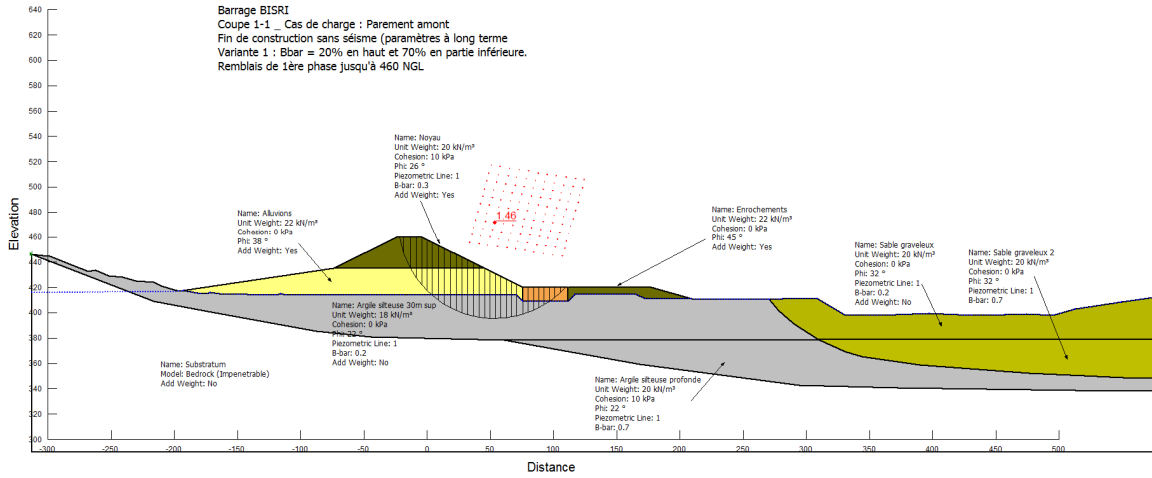
Coupe 1-1: FDC _ paramètres à long terme (solution de base) + remblais de 1ère phase ➔ $F_s = 1.64$



Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (variante 1) + remblais de 1ère phase



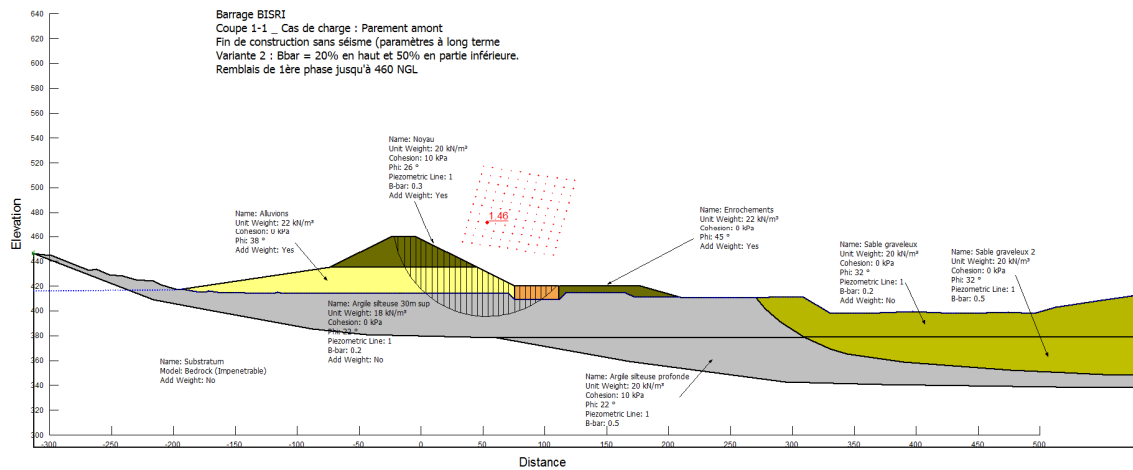
Fs = 1.46



Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (variante 2) + remblais de 1ère phase



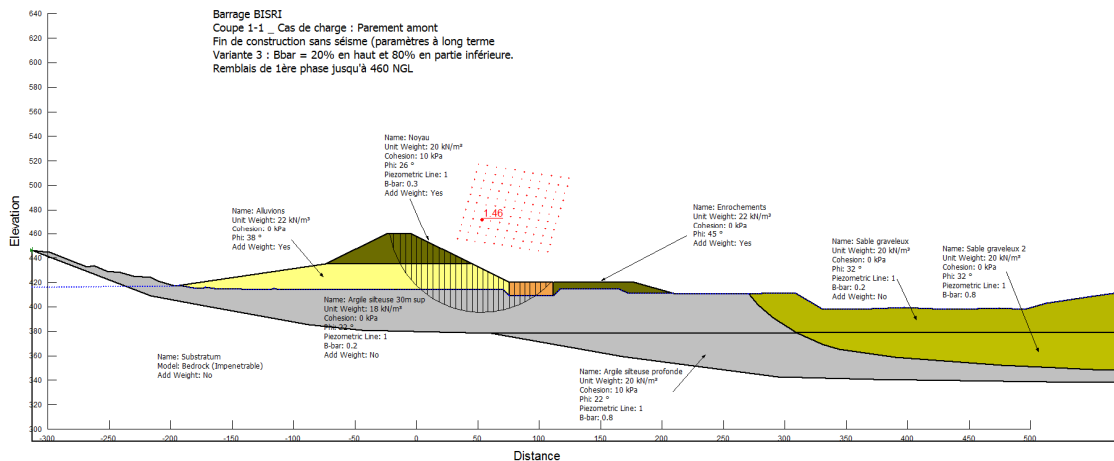
Fs = 1.46



Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (variante 3) + remblais de 1ère phase



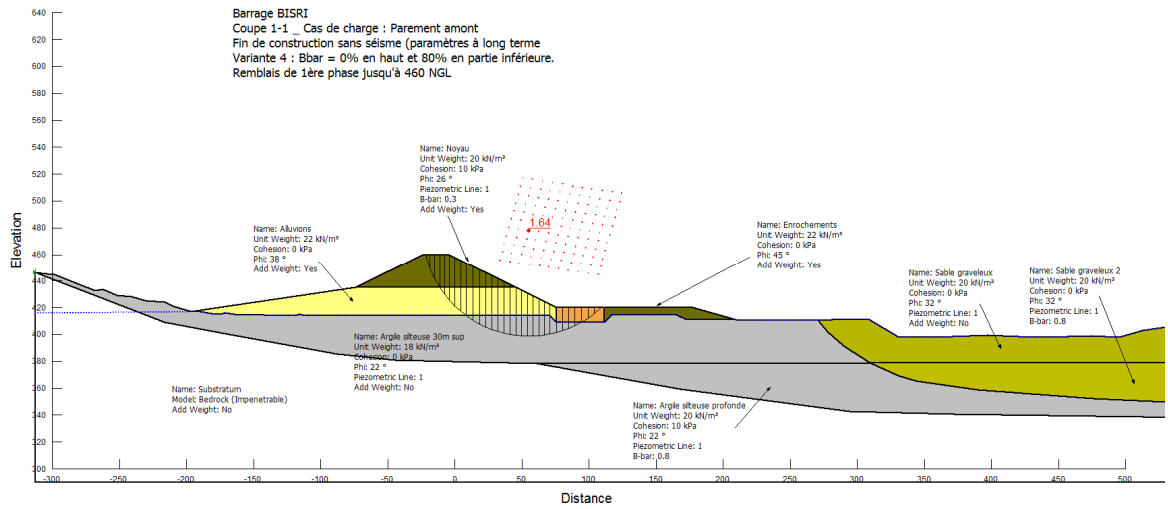
Fs=1.46



Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (variante 4) + remblais de 1ère phase



$F_s=1.64$

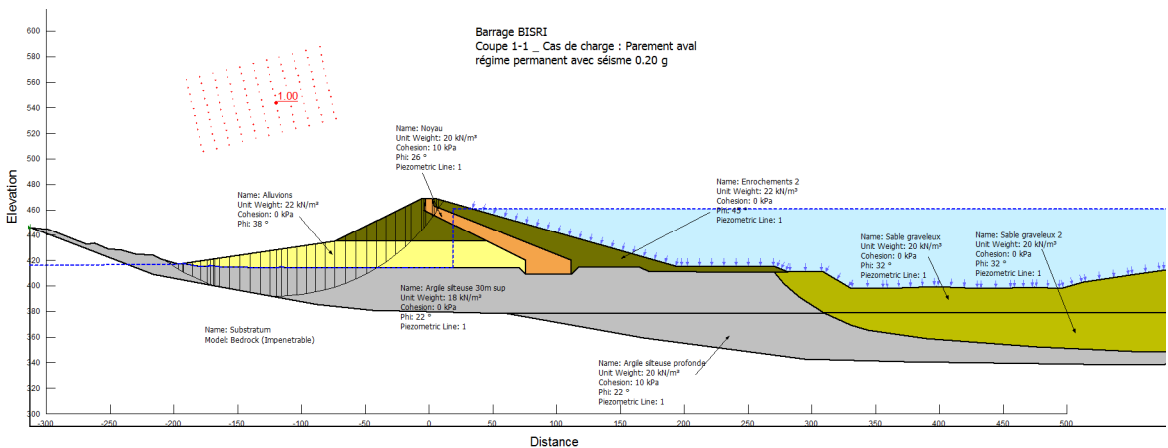


Parement aval en RP + S 0.2g

Coupe 1-1: RP + S 0.2g



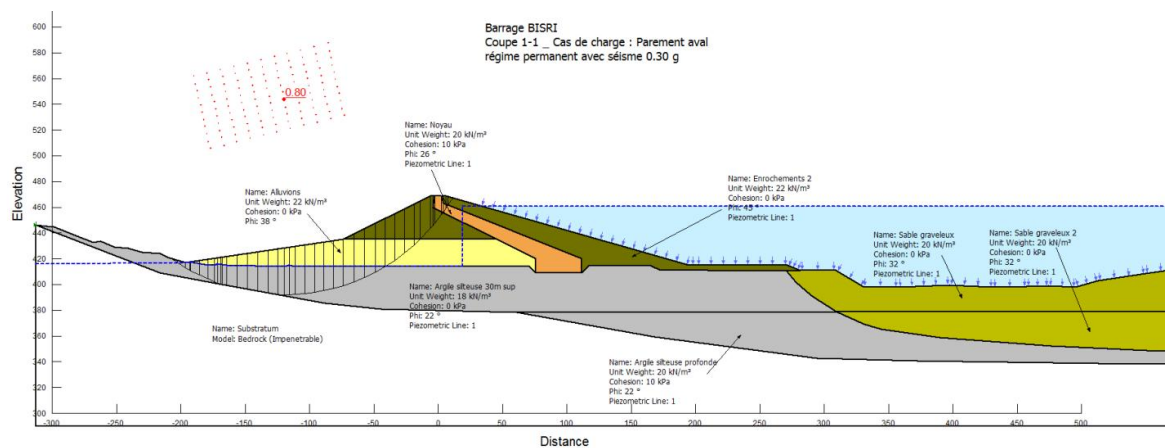
$F_s = 1.00$



Coupe 1-1: RP + S 0.3g



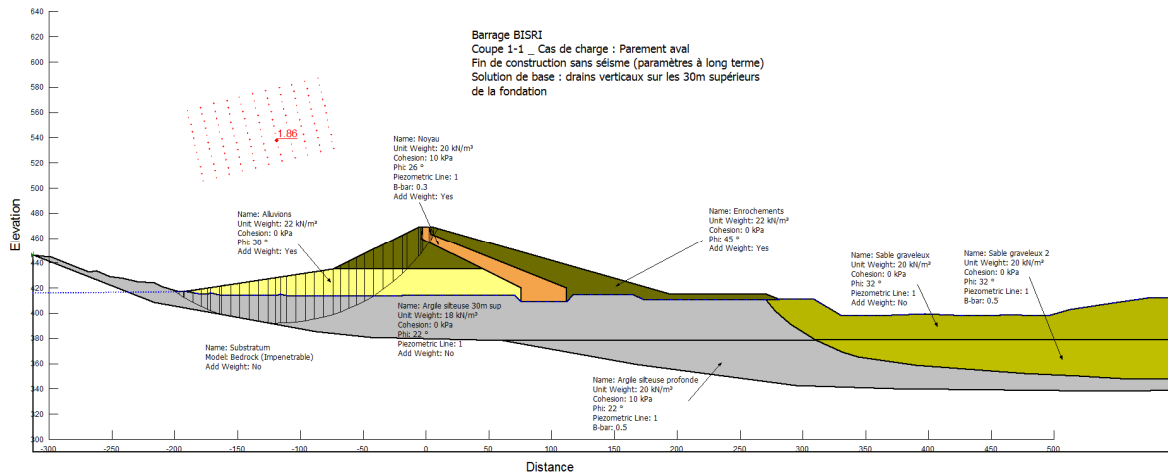
$F_s=0.80$



Parement aval en FDC sans S

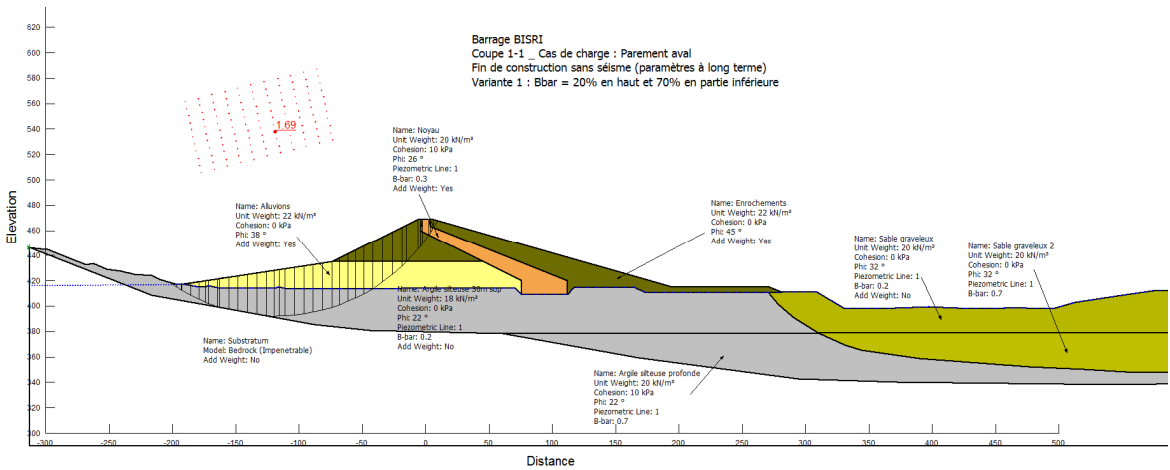
Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (solution de base) ➔

Fs = 1.86



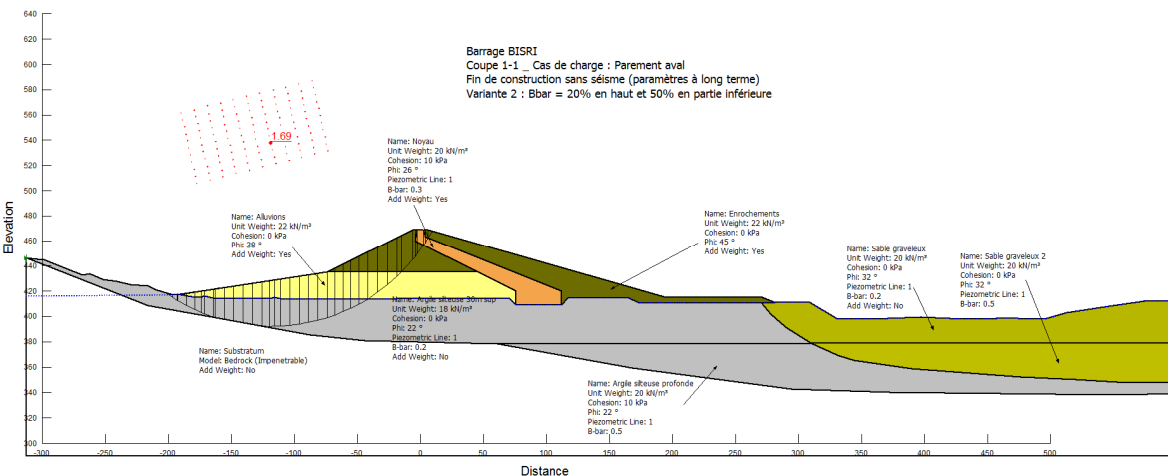
Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (variante 1) ➔

Fs = 1.69

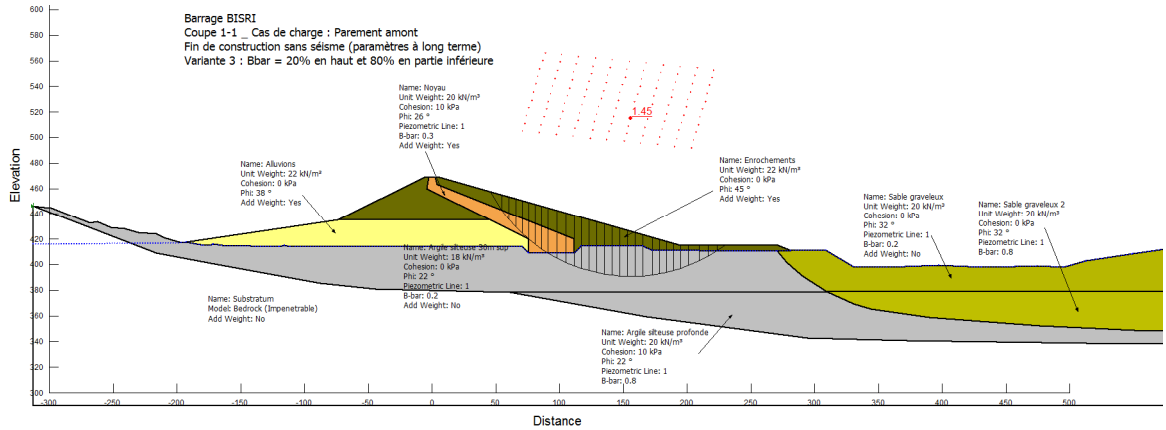


Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (variante 2) ➔

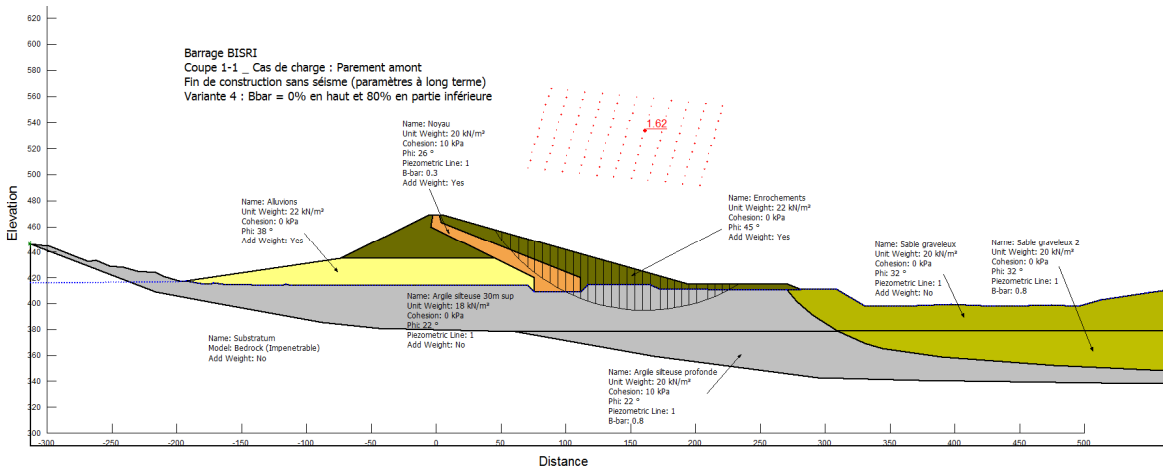
Fs = 1.69



Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (variante 3) ➔ $F_s = 1.45$

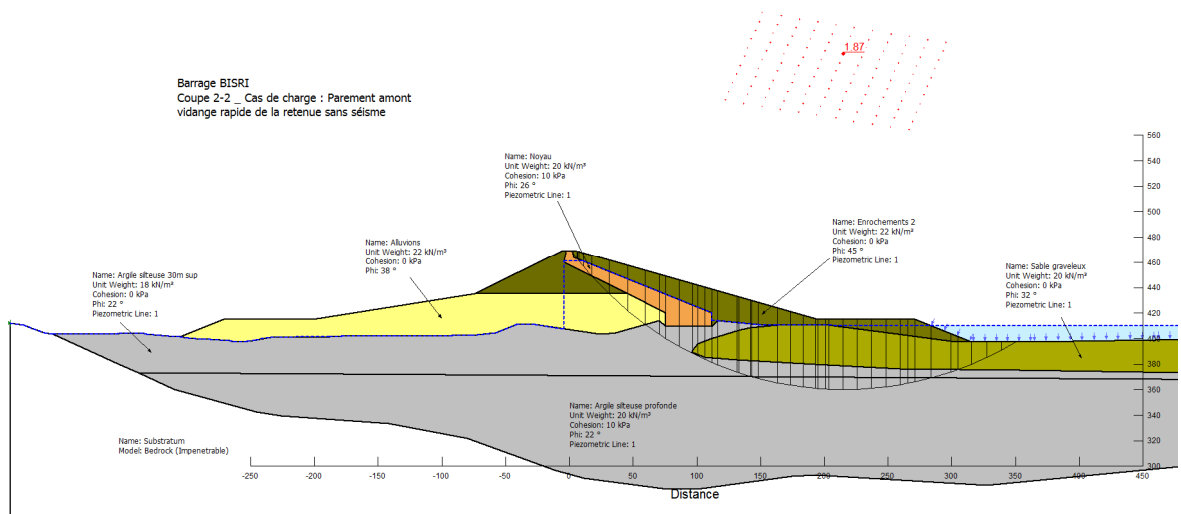


Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (variante 4) ➔ $F_s = 1.62$



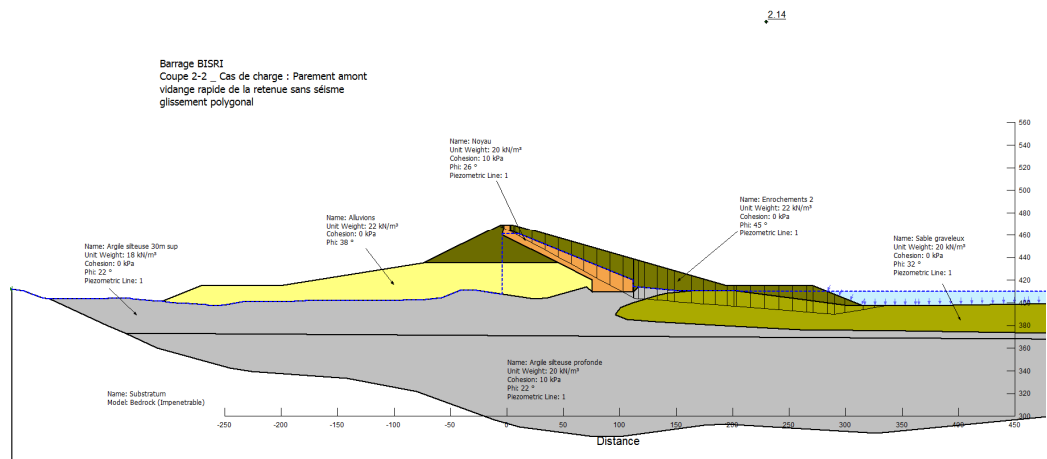
Parement amont en vidange rapide

Coupe 2-2 : VR sans séisme ➔ $F_s = 1.87$



Coupe 2-2 : VR sans séisme (glissement polygonal)

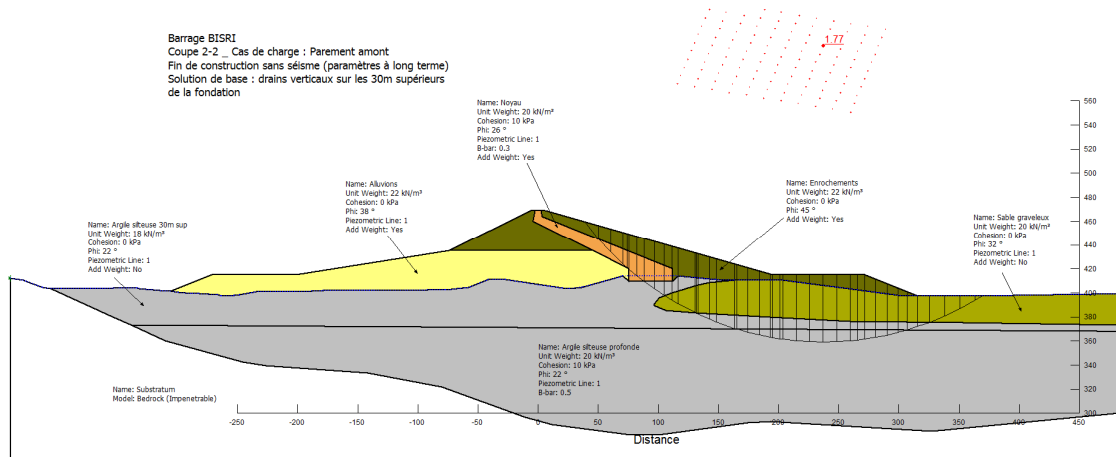
➔ $F_s = 2.14$



Parement amont en FDC

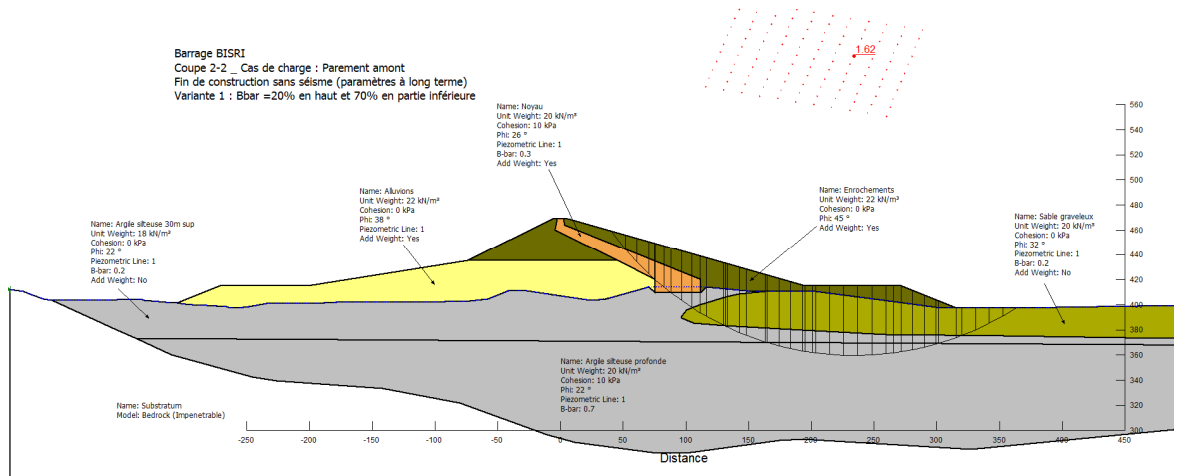
Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (solution de base)

➔ $F_s = 1.77$

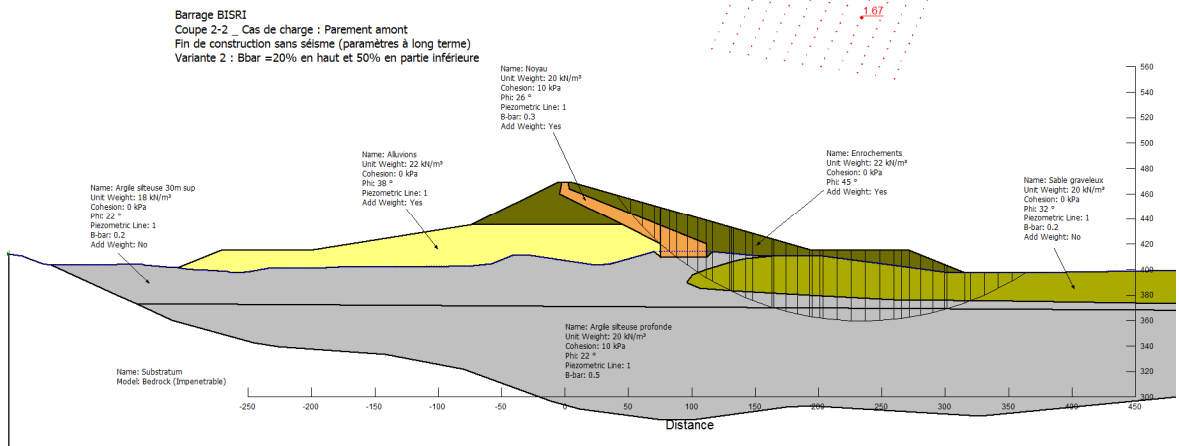


Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 1)

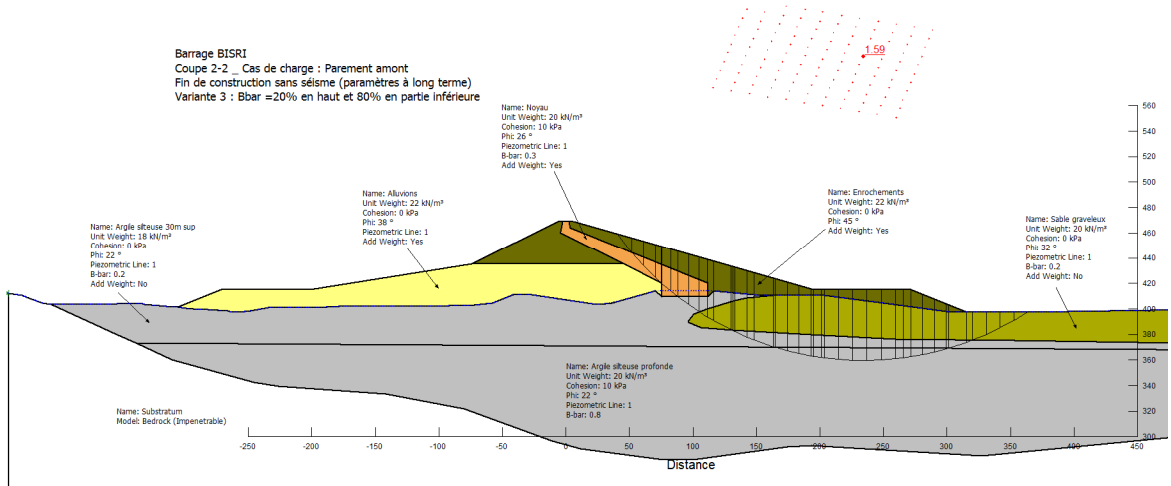
➔ $F_s = 1.62$



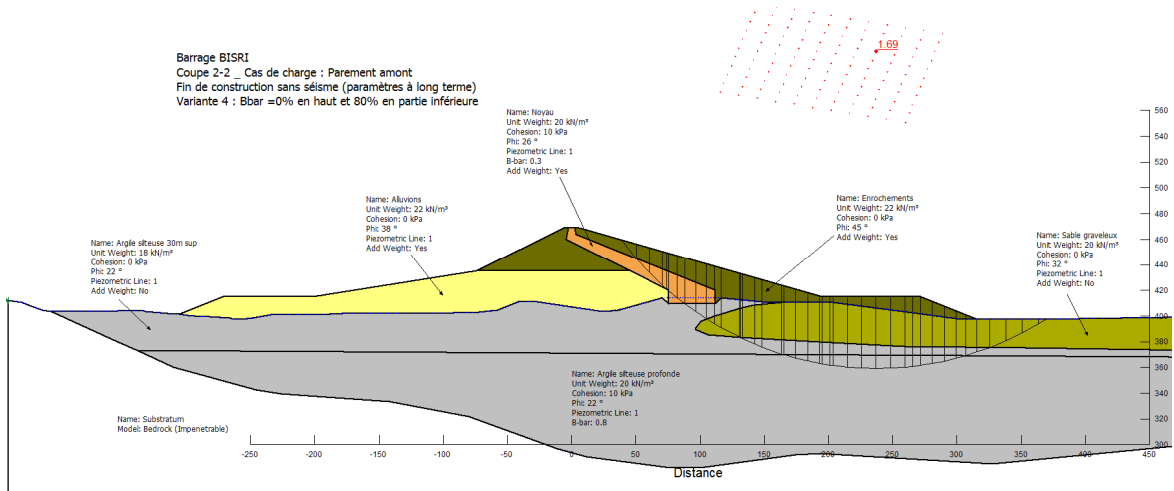
Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 2) ➔ $F_s = 1.67$



Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 3) ➔ $F_s = 1.59$



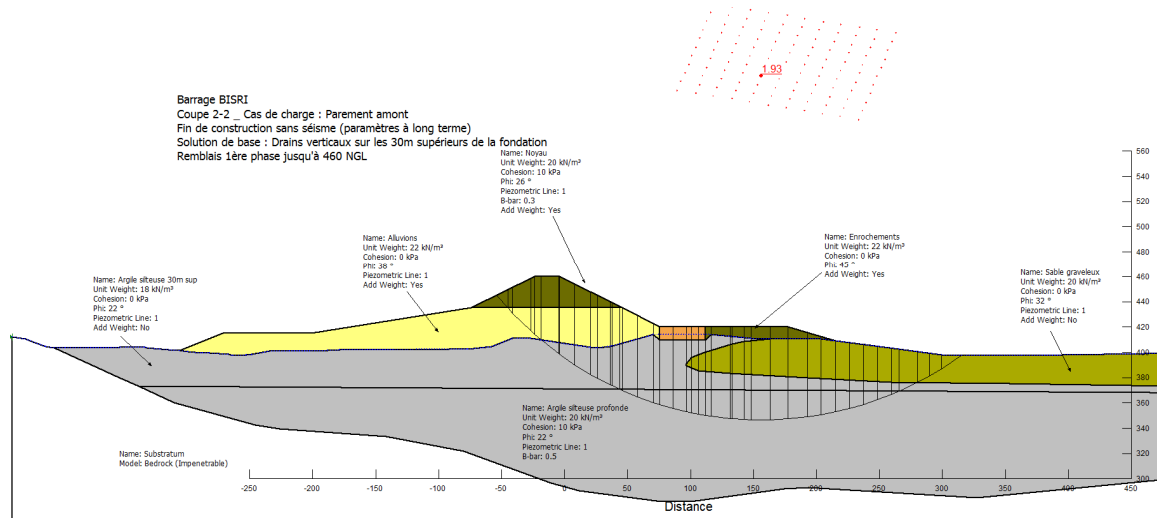
Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 4) ➔ $F_s = 1.69$



Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (solution de base) + remblais de 1ère phase



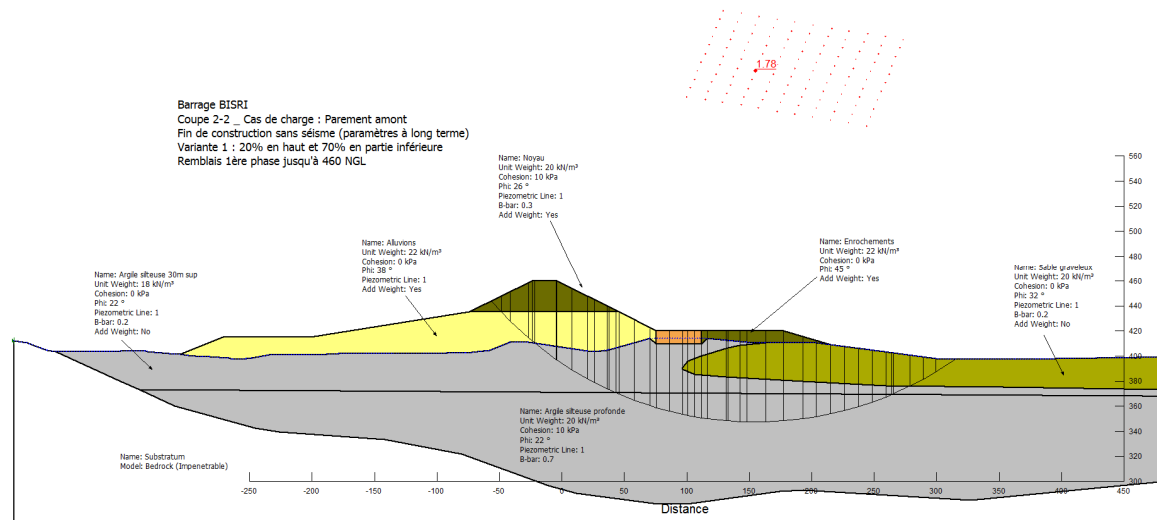
$F_s = 1.67$



Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 1) + remblais de 1ère phase



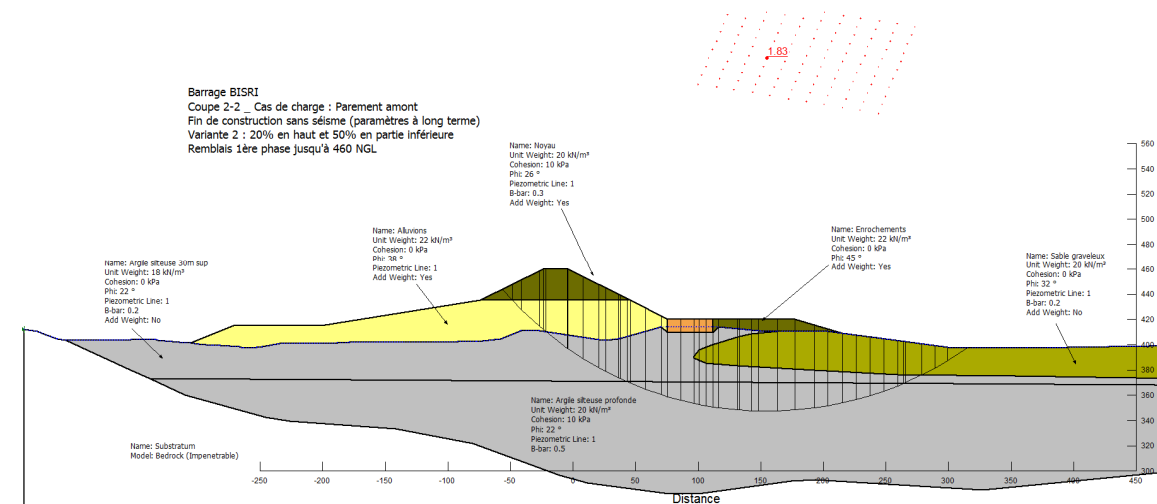
$F_s = 1.78$



Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 2) + remblais de 1ère phase



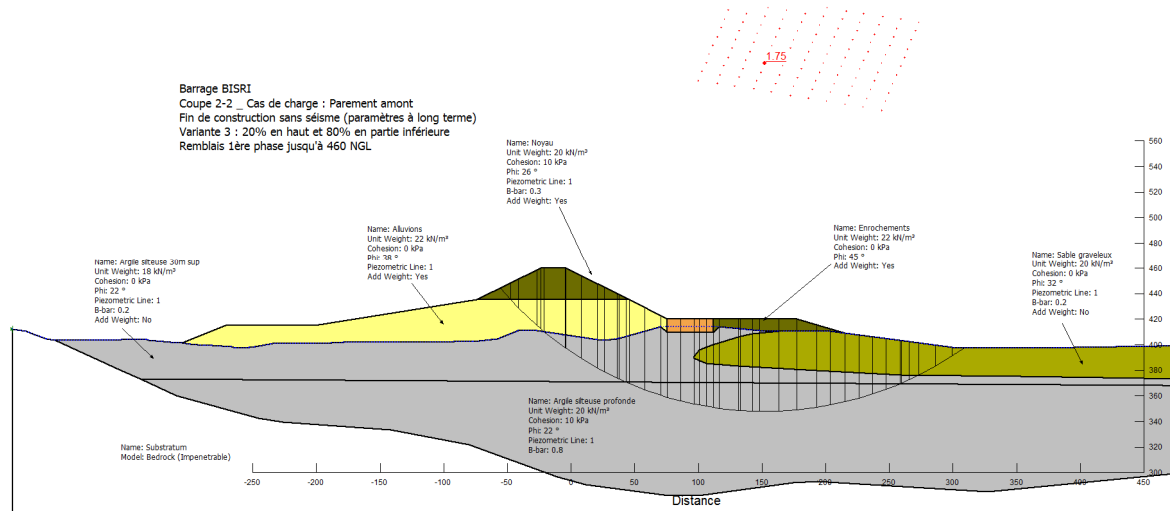
$F_s = 1.83$



Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 3) + remblais de 1ère phase



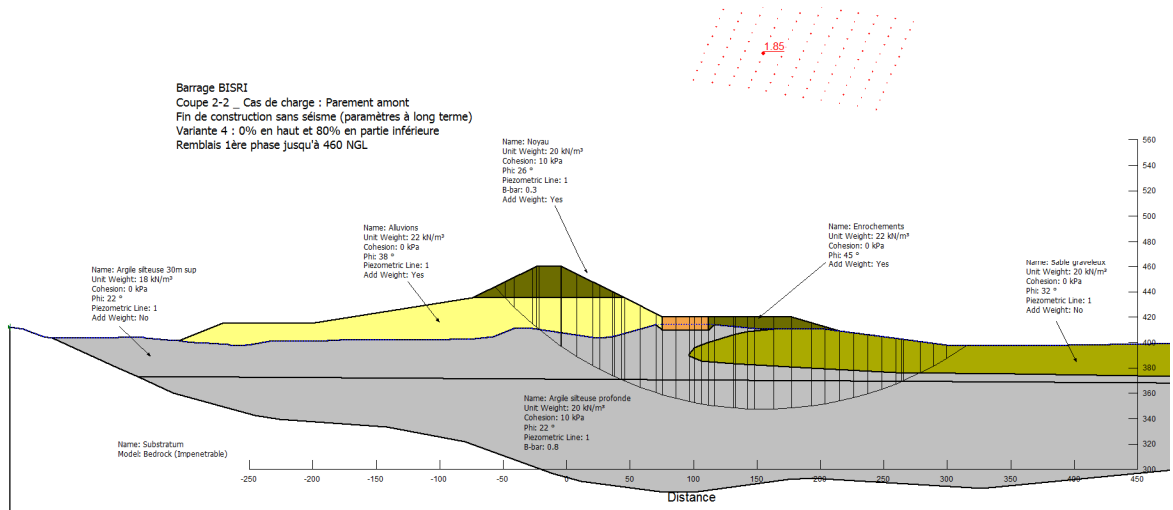
$F_s = 1.75$



Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 4) + remblais de 1ère phase

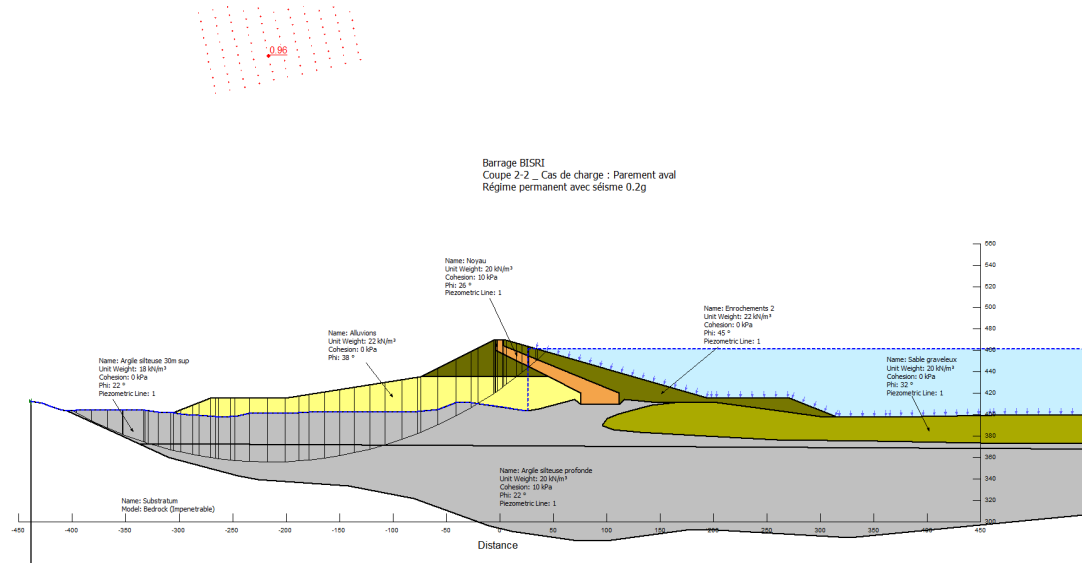


$F_s = 1.85$

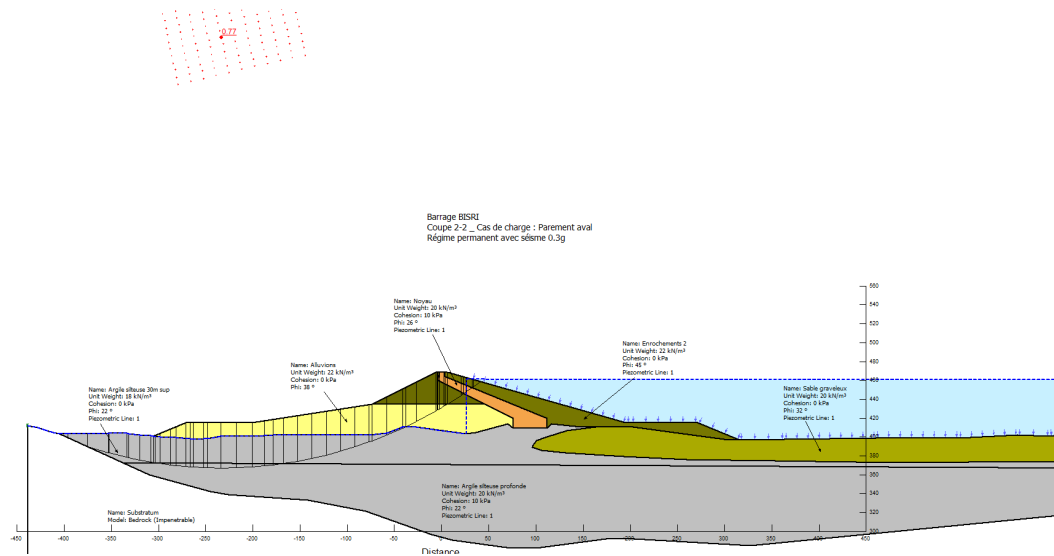


Parement aval en RP + S 0.2g

Coupe 2-2: RP + S 0.2g → $F_s = 0.96$



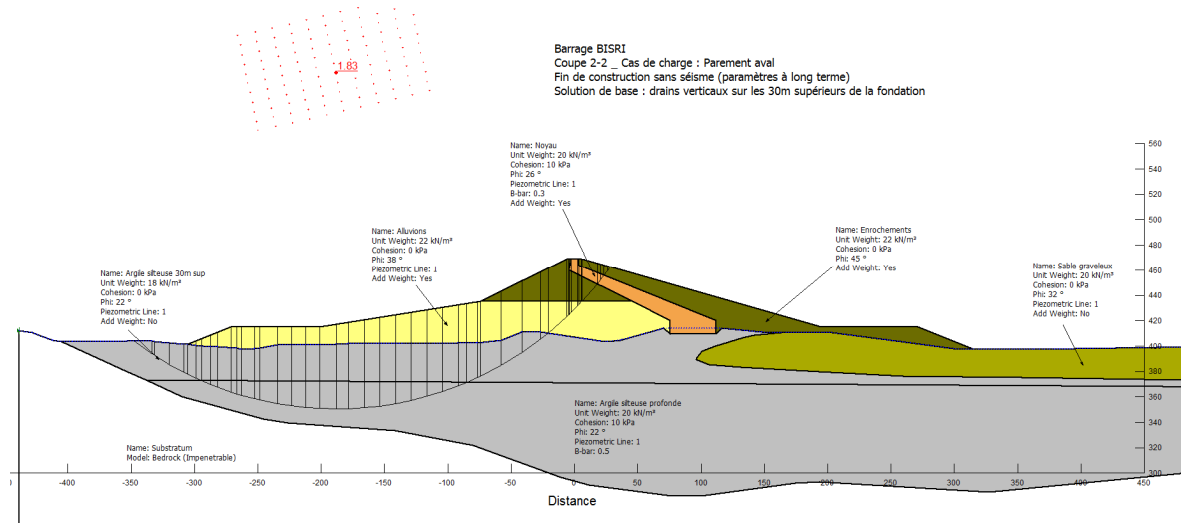
Coupe 2-2: RP + S 0.3g → $F_s = 0.77$



Parement aval en FDC sans S

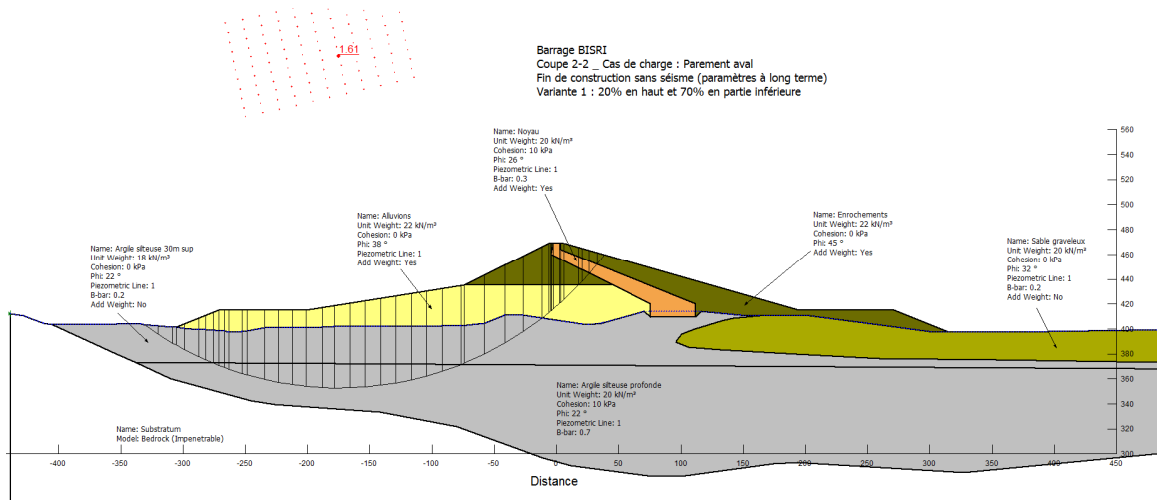
Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (solution de base) →

$F_s = 1.83$



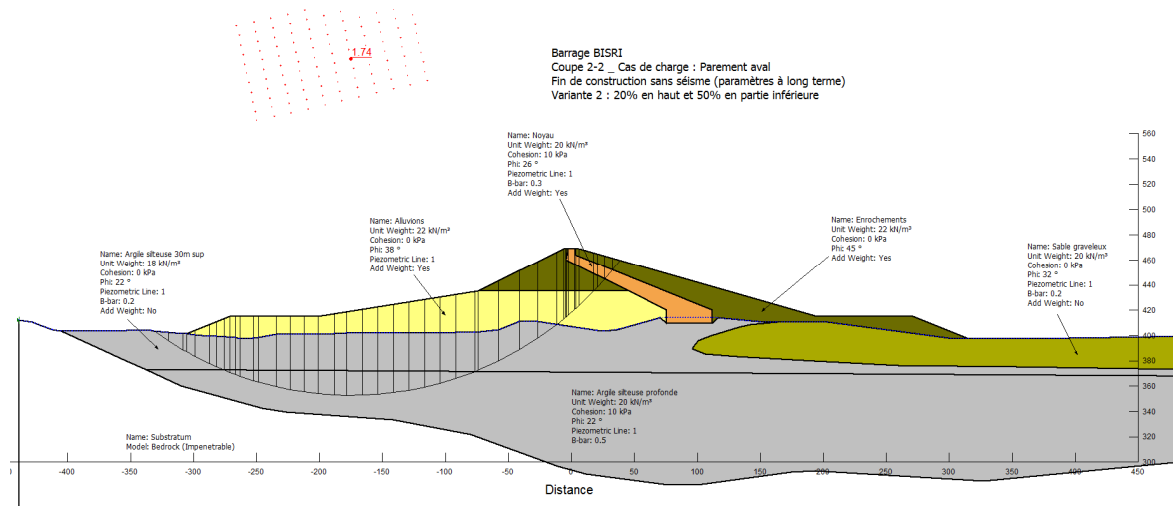
Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 1) →

$F_s = 1.61$

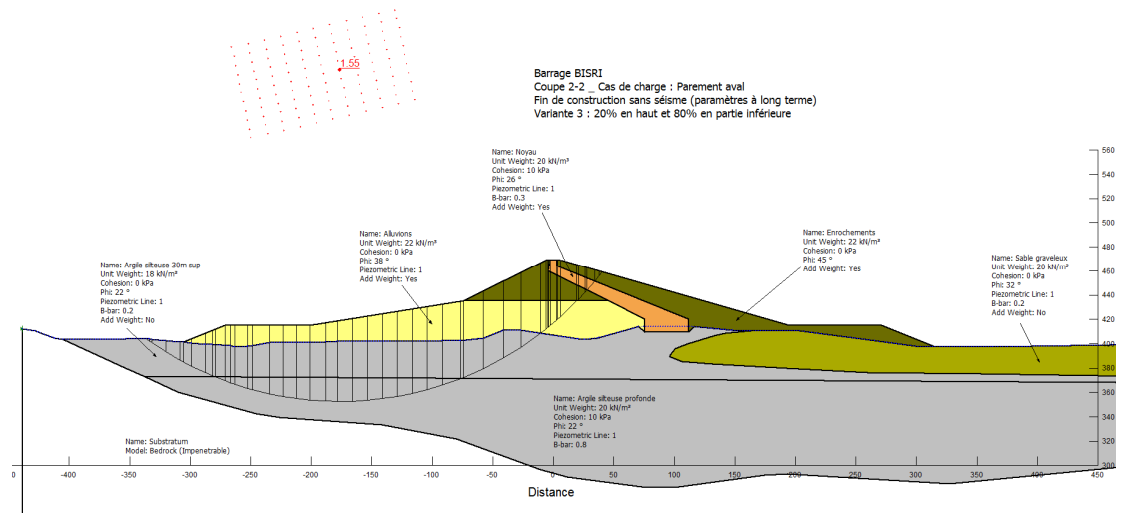


Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 2) →

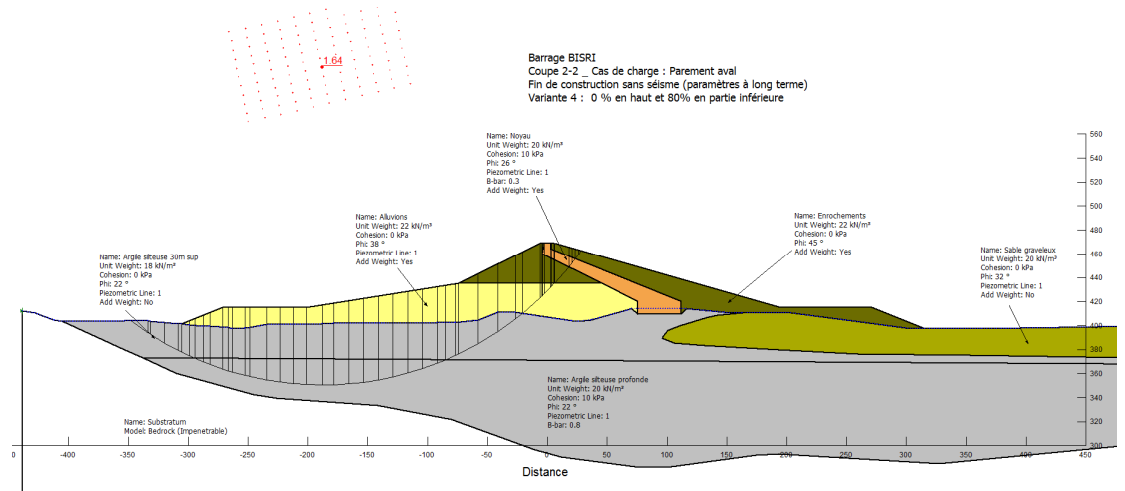
$F_s = 1.74$



Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 3) ➔ $F_s = 1.55$



Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 4) ➔ $F_s = 1.64$



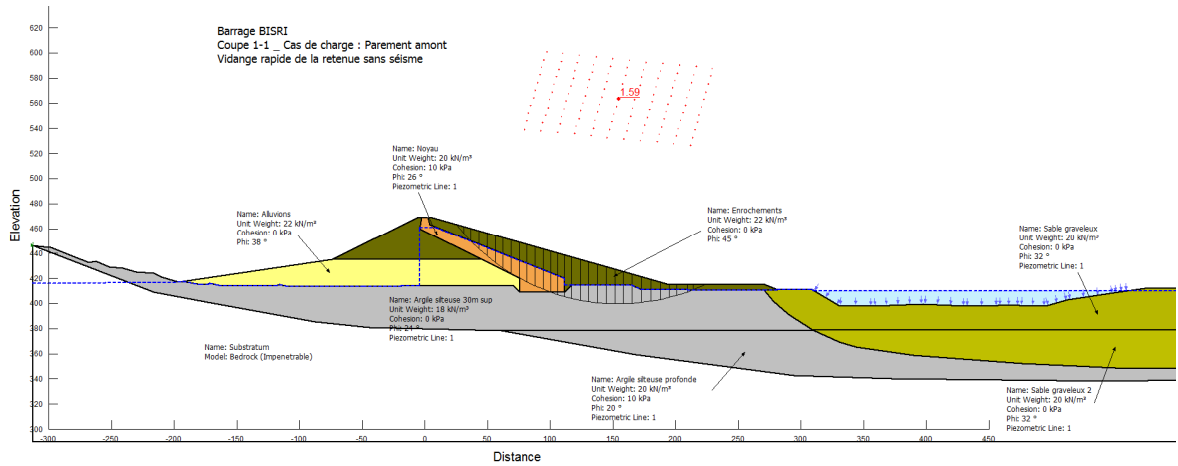
ETUDE DE SENSIBILITE

Parement amont en vidange rapide

Coupe 1-1 : VR sans séisme



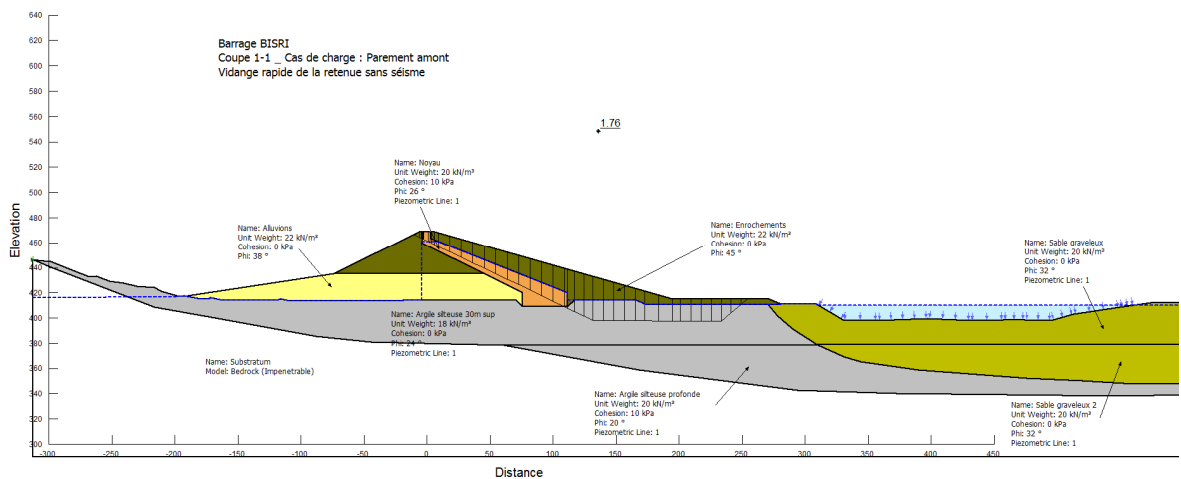
$F_s = 1.59$



Coupe 1-1 : VR sans séisme (glissement polygonal)



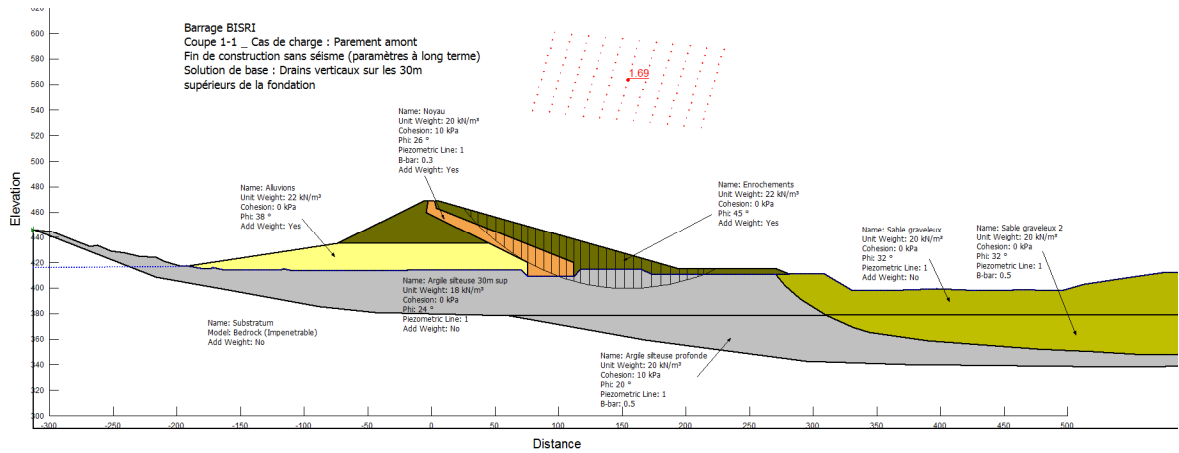
$F_s = 1.76$



Parement amont en FDC

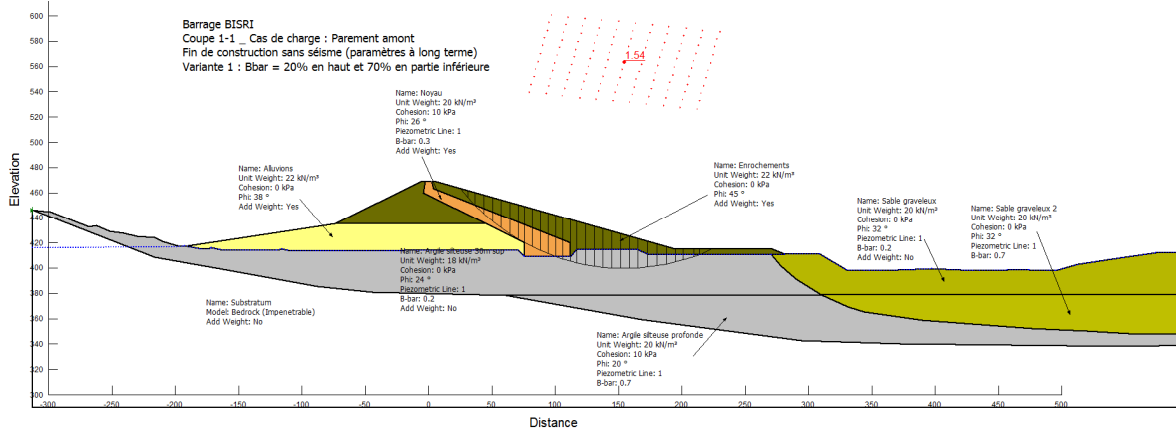
Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (solution de base)

→ $F_s = 1.69$



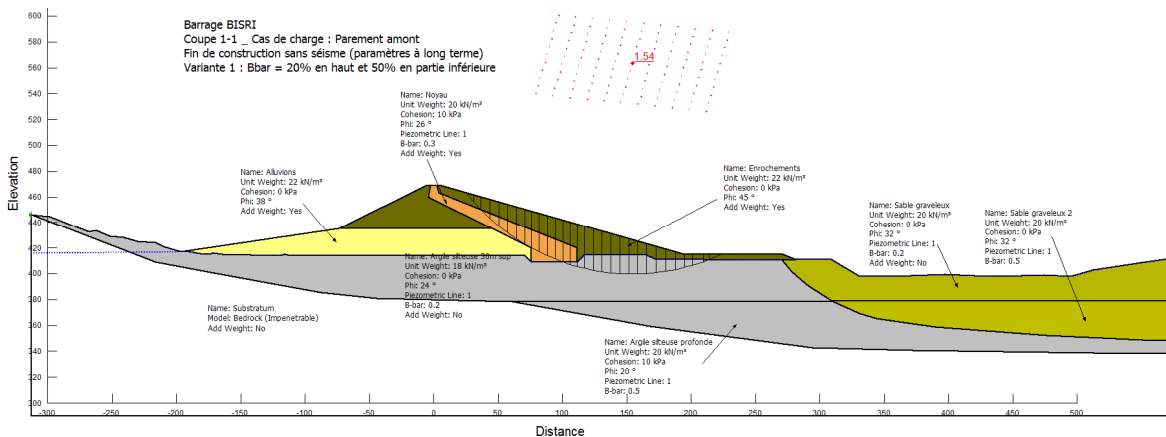
Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (variante 1)

→ $F_s = 1.54$



Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (variante 2)

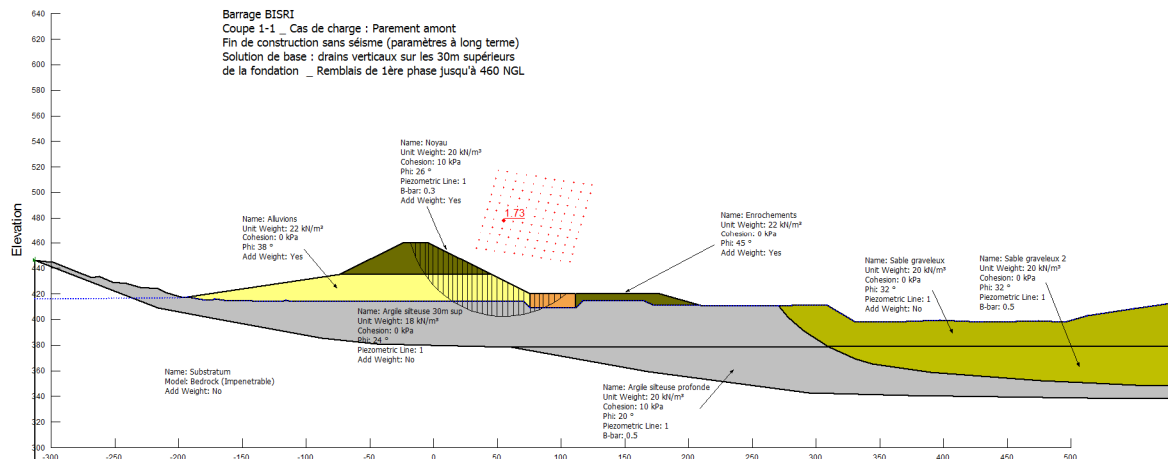
→ $F_s = 1.54$



Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (solution de base) + remblais de 1ère phase



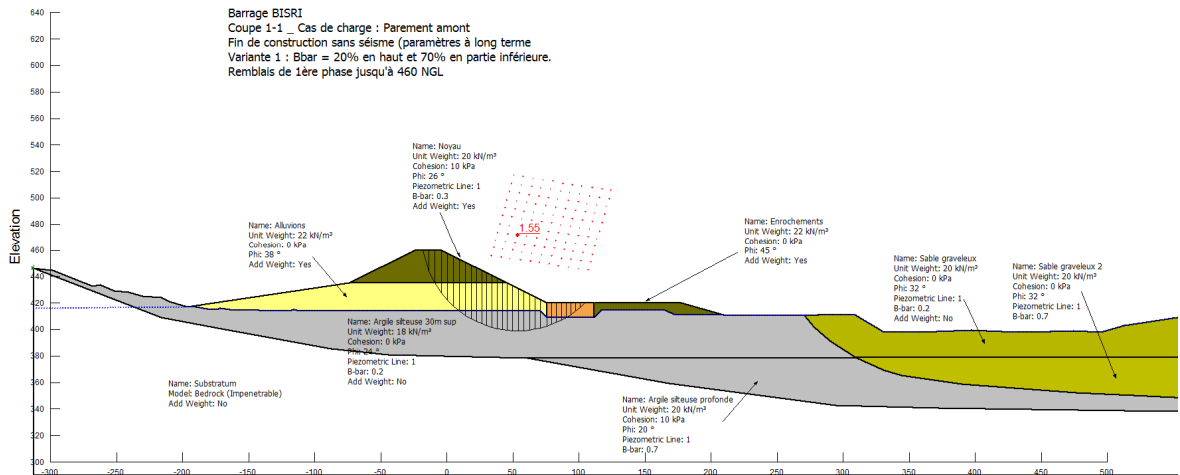
$F_s = 1.73$



Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (variante 1) + remblais de 1ère phase



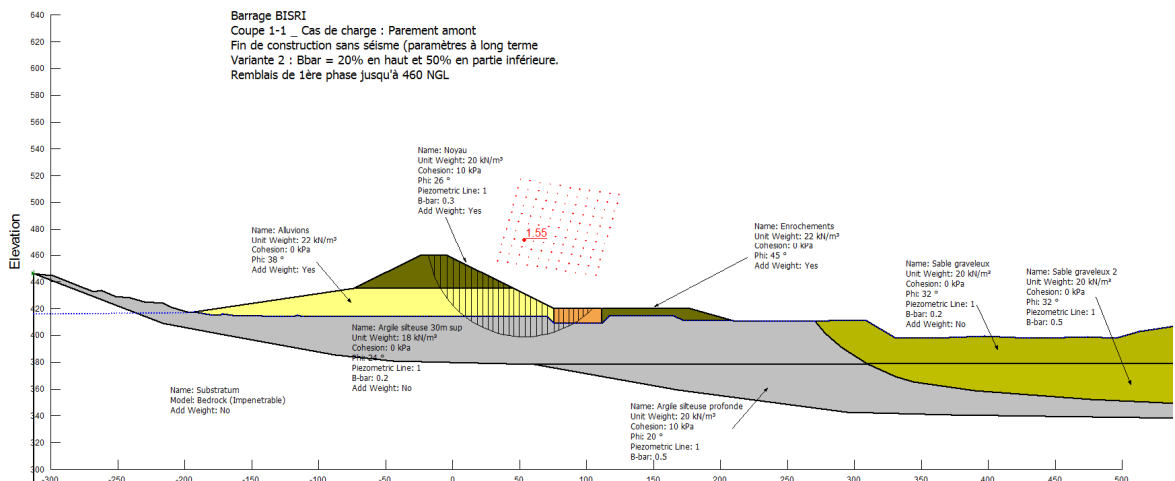
$F_s = 1.55$



Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (variante 2) + remblais de 1ère phase

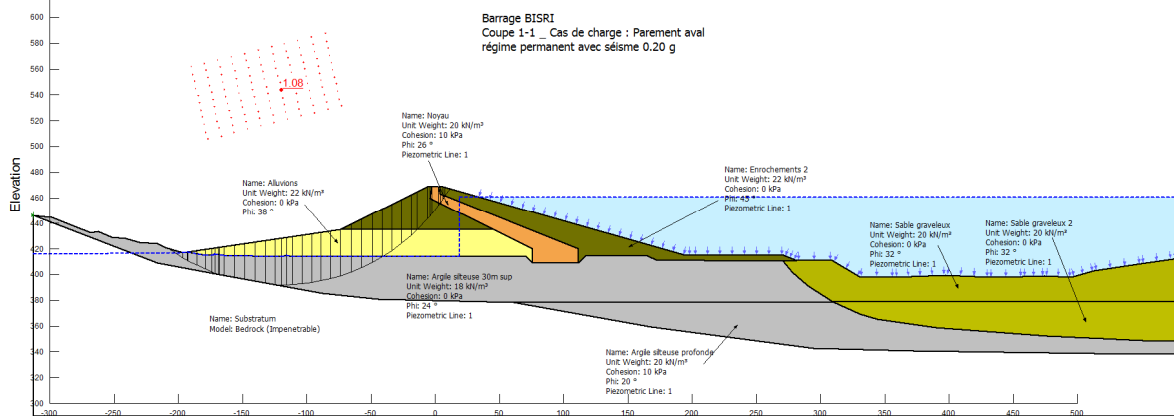


$F_s = 1.55$

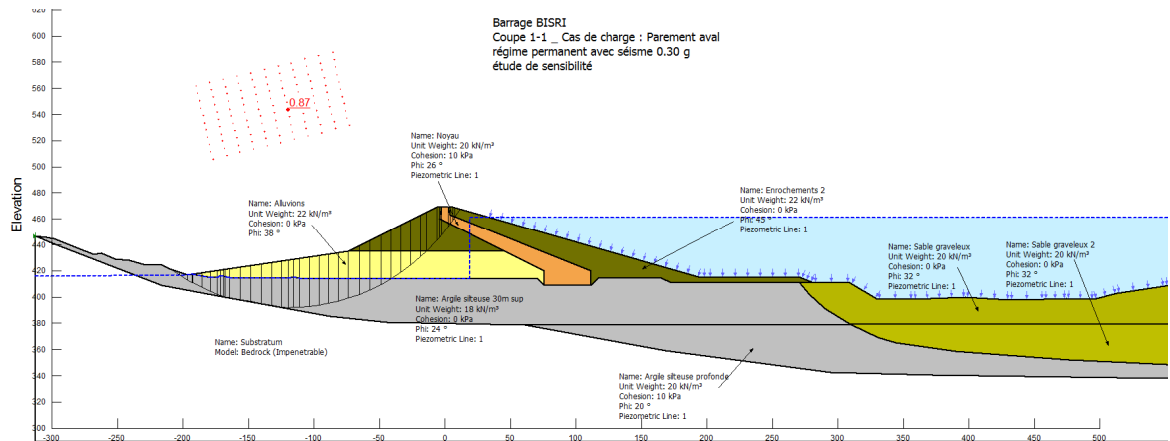


Parement aval en RP + S 0.2g

Coupe 1-1: RP + S 0.2g → $F_s = 1.08$



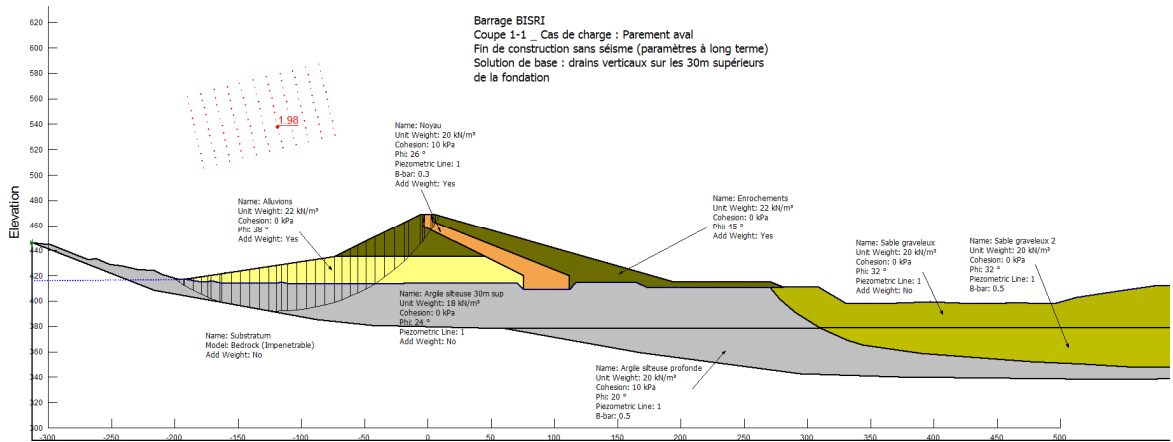
Coupe 1-1: RP + S 0.3g → $F_s = 0.87$



Parement aval en FDC sans S

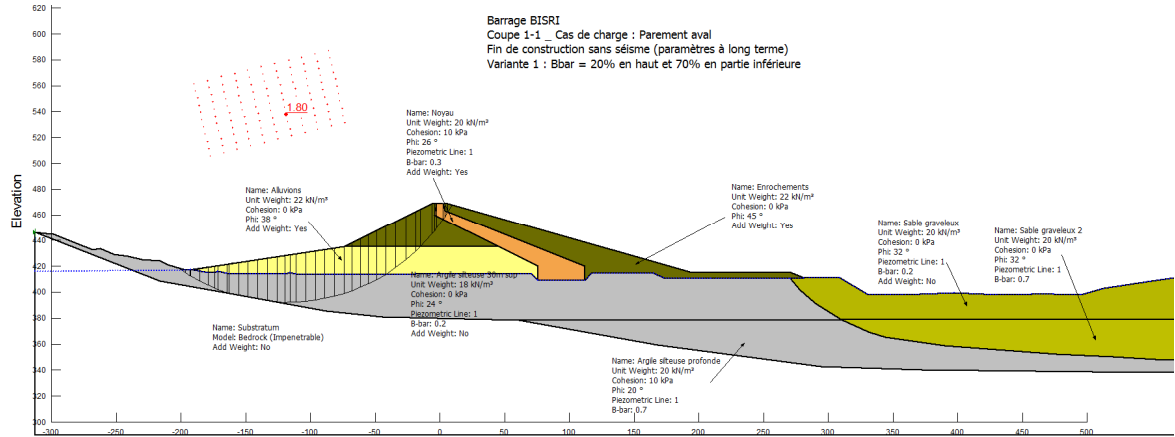
Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (solution de base) ➔

Fs = 1.98



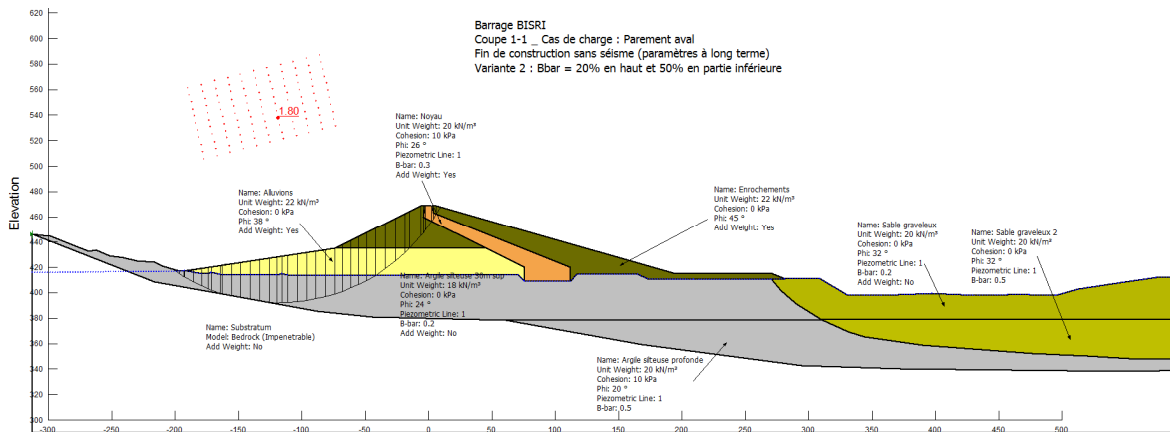
Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (variante 1) ➔

Fs = 1.80



Coupe 1-1 : FDC _ paramètres à long terme (variante 2) ➔

Fs = 1.80

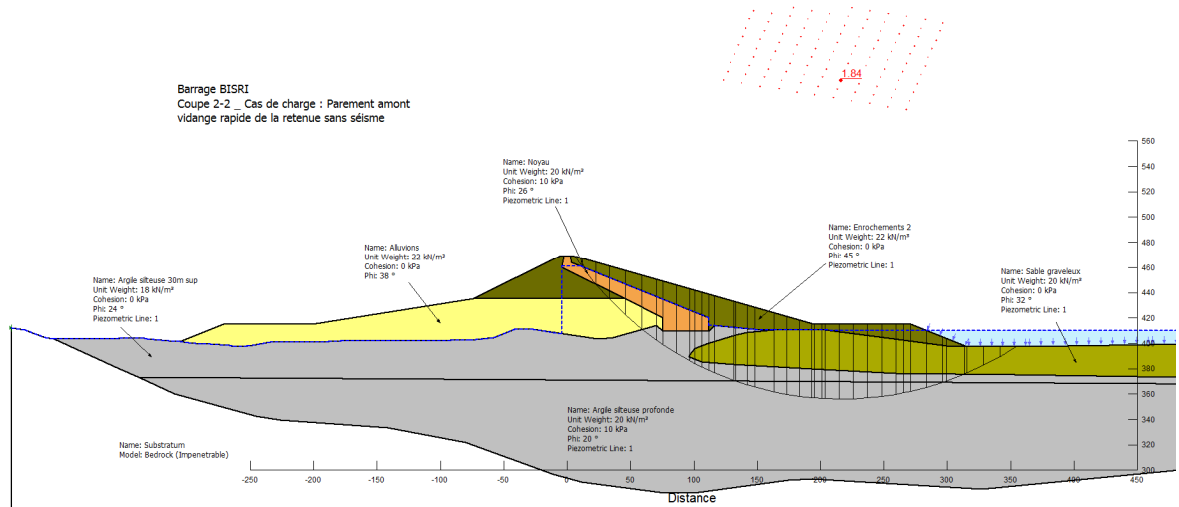


Parement amont en vidange rapide

Coupe 2-2 : VR sans séisme



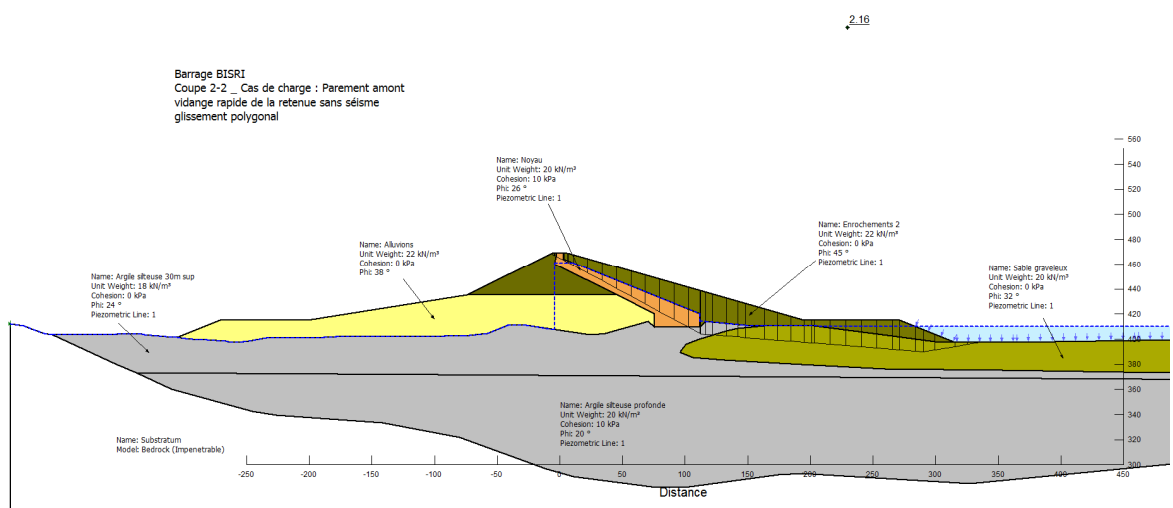
$F_s = 1.84$



Coupe 2-2 : VR sans séisme (glissement polygonal)



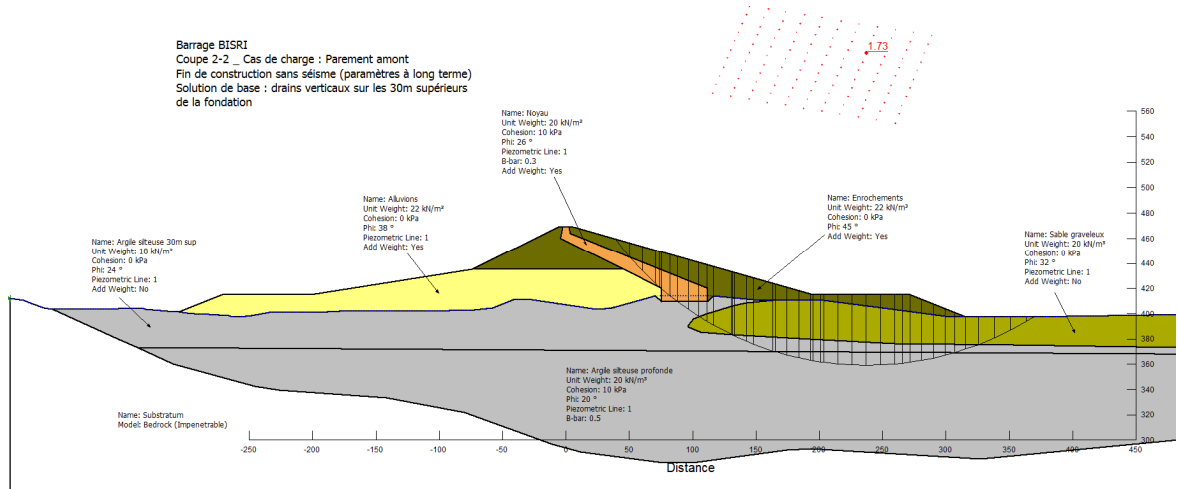
$F_s = 2.16$



Parement amont en FDC

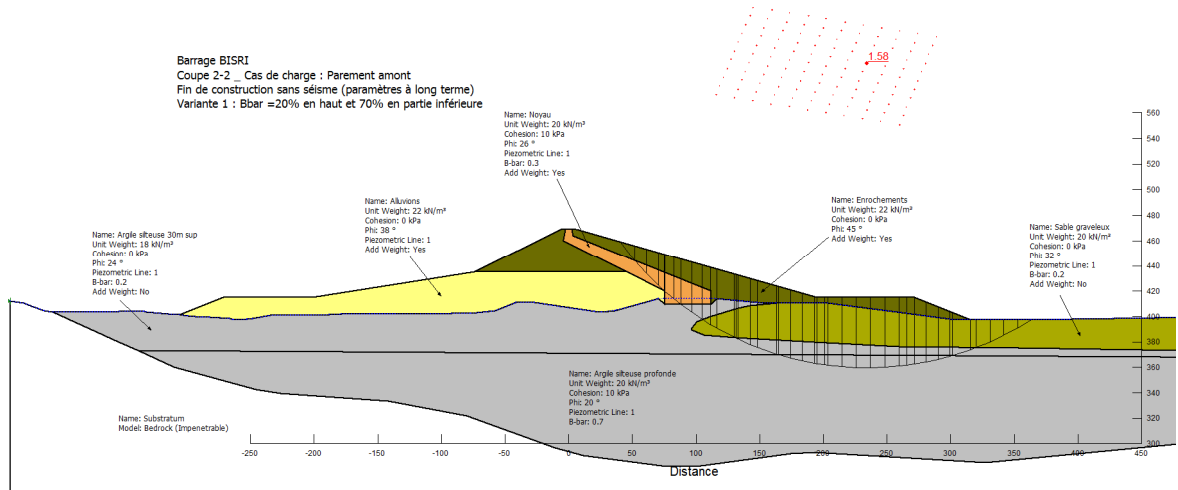
Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (solution de base) ➔

$F_s = 1.73$



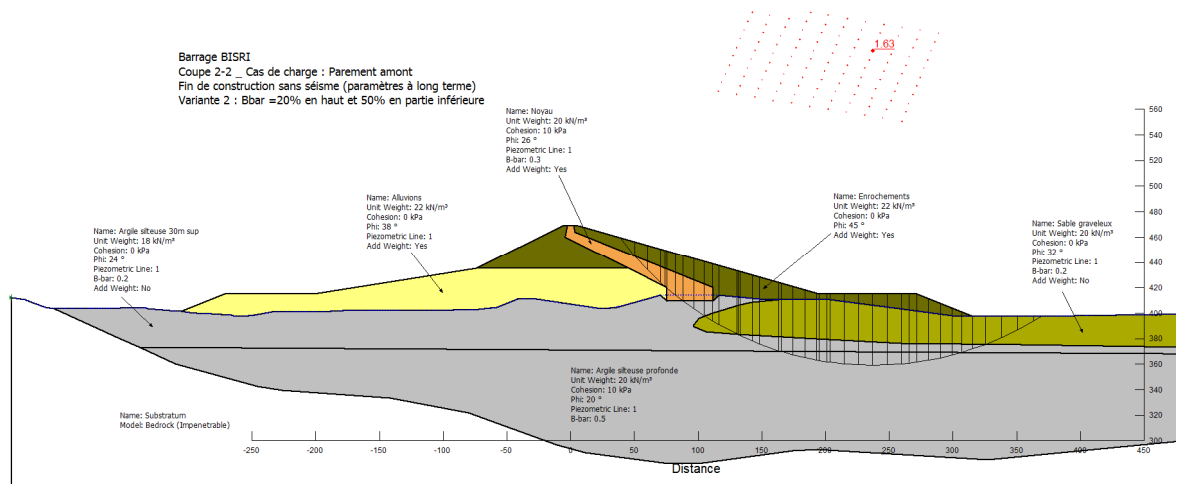
Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 1) ➔

$F_s = 1.58$



Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 2) ➔

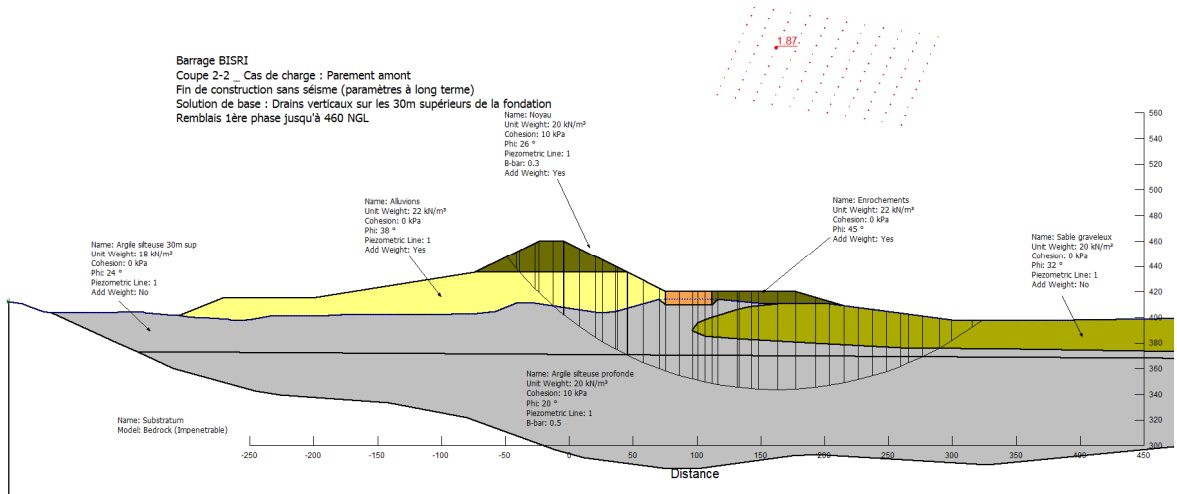
$F_s = 1.63$



Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (solution de base) + remblais de 1ère phase



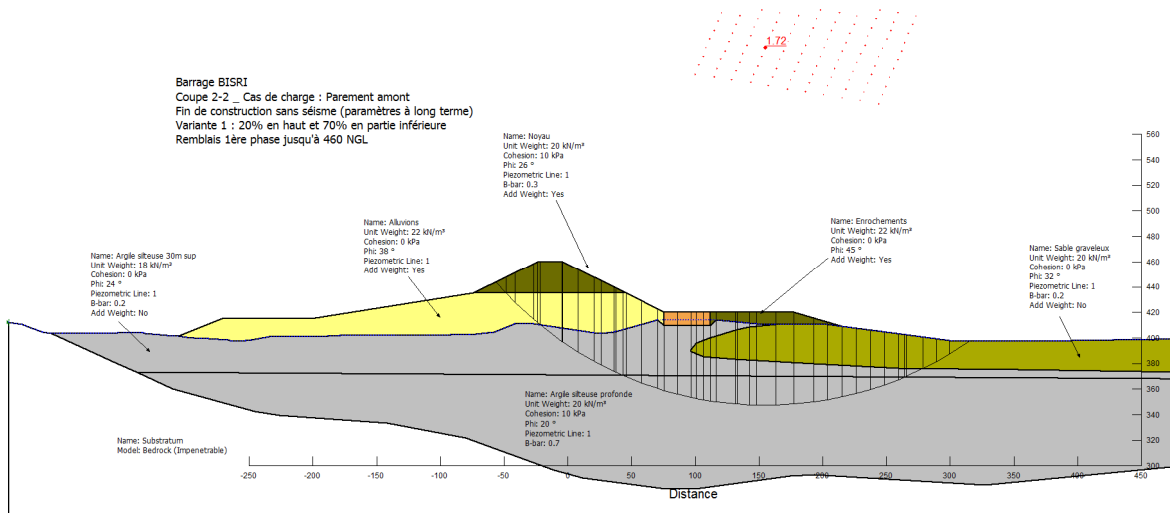
$F_s = 1.87$



Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 1) + remblais de 1ère phase



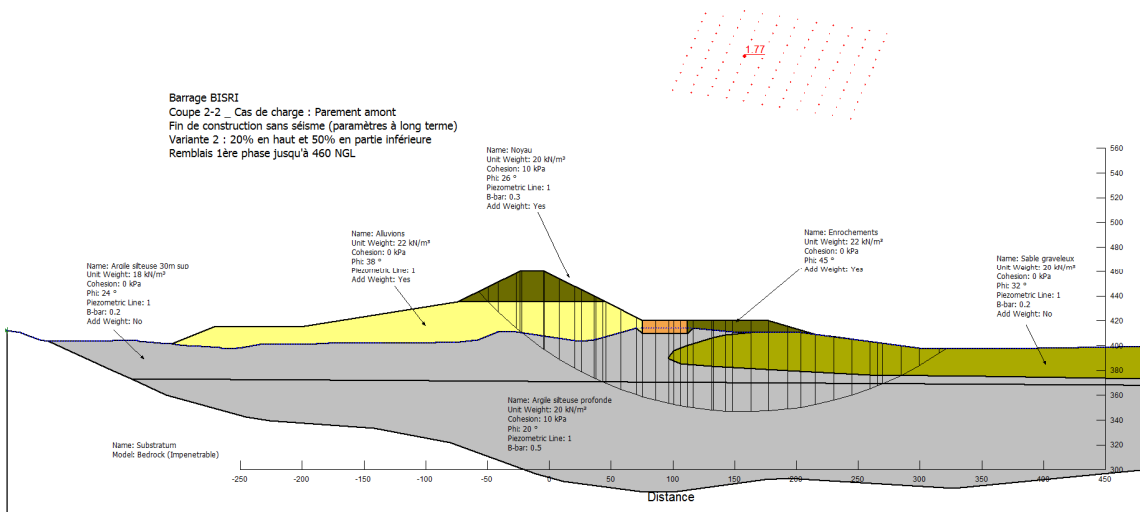
$F_s = 1.72$



Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 2) + remblais de 1ère phase

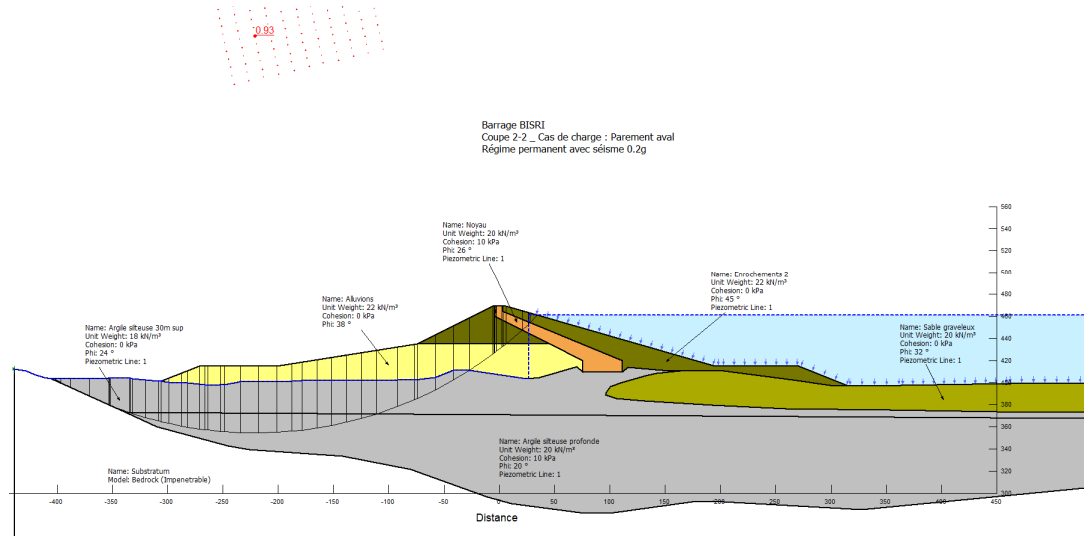


$F_s = 1.77$

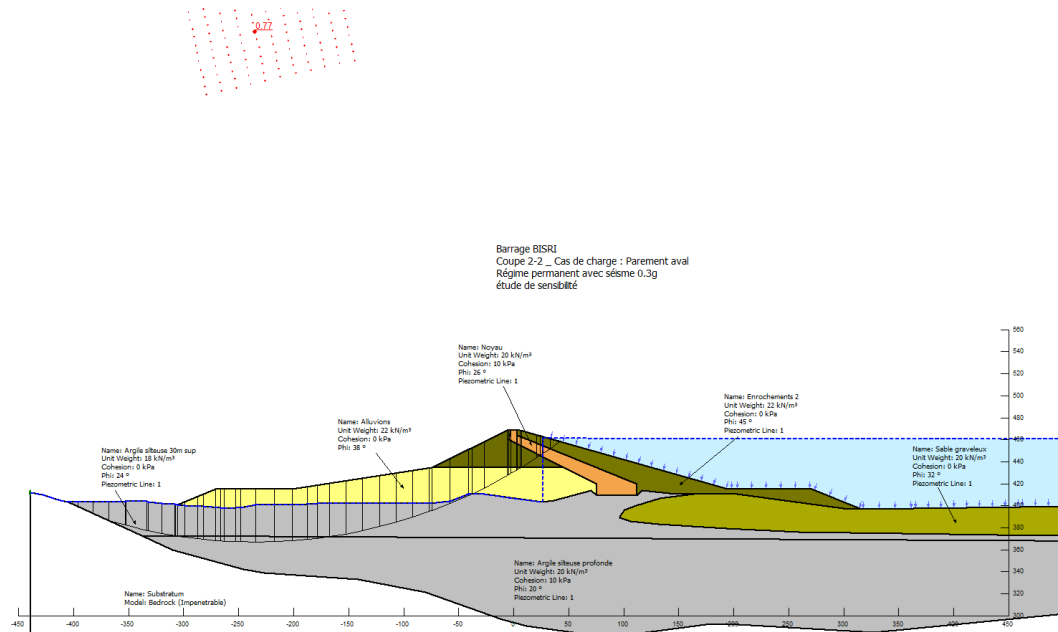


Parement aval en RP + S 0.2g

Coupe 2-2: RP + S 0.2g → $F_s = 0.93$



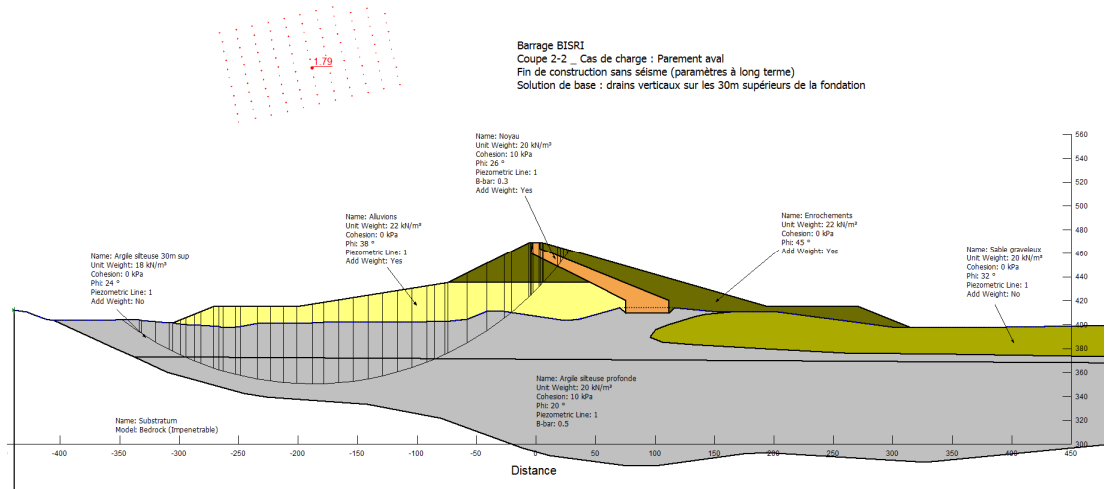
Coupe 2-2: RP + S 0.3g → $F_s = 0.77$



Parement aval en FDC sans S

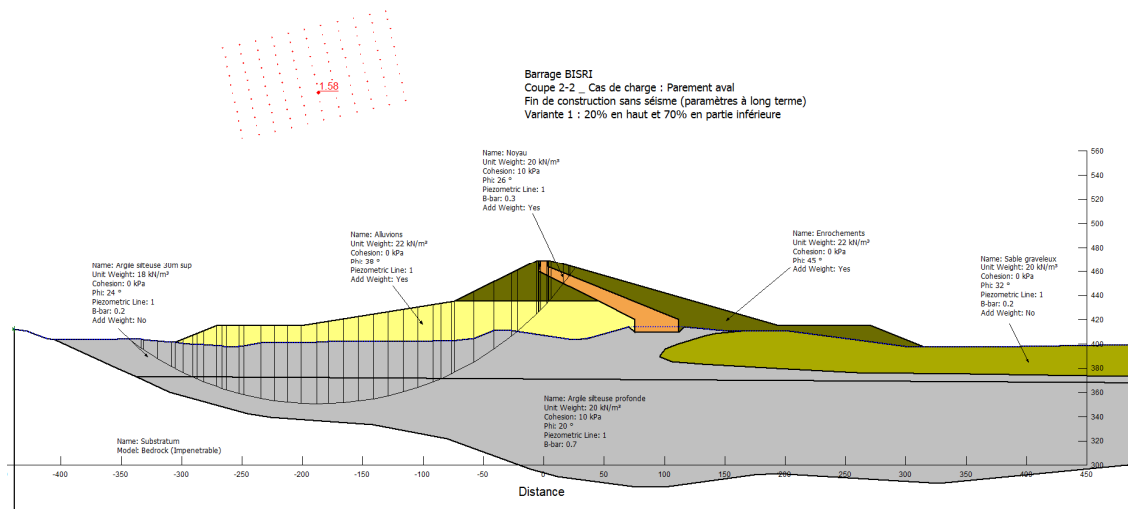
Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (solution de base) ➔

Fs = 1.79



Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 1) ➔

Fs = 1.58



Coupe 2-2 : FDC _ paramètres à long terme (variante 2) ➔

Fs = 1.69

