



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΑΓΡΟΝΟΜΩΝ ΚΑΙ ΤΟΠΟΓΡΑΦΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ ΚΑΙ ΑΓΡΟΤΙΚΗΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ ΥΠΟ
ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ
ΚΑΙ ΤΗΣ ΣΥΝΕΠΑΚΟΛΟΥΘΗΣ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗΣ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΩΝ ΑΓΩΓΩΝ

ΘΕΟΔΩΡΑΚΗ ΜΑΡΙΑ ANNA

Επιβλέπων: Μαρίνος Καττής, Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π.
Συνεπιβλέπων: Πρόδρομος Ψαρρόπουλος, Ε.Δι.Π. Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2018

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Με την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας, ολοκληρώνεται ένας κύκλος πενταετούς φοίτησης στη Σχολή Αγρονόμων Τοπογράφων Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Λαμβάνω αυτή την ευκαιρία για να ευχαριστήσω όσους με στήριξαν και με βοήθησαν όλη αυτή την περίοδο.

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τους κ. Μαρίνο Καπή και κ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο, επιβλέποντες της διπλωματικής εργασίας μου και ιδιαίτερα τον Κ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο ο οποίος με βοήθησε με τις επιστημονικές γνώσεις του και συνεχή καθοδήγηση να διεκπεραιώσω τη διπλωματική μου εργασία με επιτυχία.

Για τη βοήθεια με το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε στο αναλυτικό μέρος της διπλωματικής, καθώς και για τη συνεχή στήριξη το διάστημα εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω την Κωνσταντίνα Ιωάννου και τον Δημήτρη Καραδήμο.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου, τους φίλους μου και ιδιαίτερα τον αδερφό μου που όλα αυτά τα χρόνια είναι δίπλα μου και με στηρίζουν σε κάθε μου βήμα.

Περιεχόμενα

Περίληψη	6
Abstract	7
Κεφάλαιο 1 : Εισαγωγή	8
Κεφάλαιο 2 : Ευστάθεια πρανών	11
2.1 Τύποι πρανών	11
2.1.1 Φυσικά πρανή	11
2.1.2 Τεχνητά πρανή	12
2.2 Ο ρόλος της γεωλογίας στην ευστάθεια του πρανούς.....	14
2.2.1 Γεωλογικά χαρακτηριστικά που επηρεάζουν την ευστάθεια	17
2.2.2 Τρόποι αστοχίας ενός πρανούς.....	20
2.3 Ευστάθεια εδαφικών πρανών	24
2.3.1 Ο σκοπός της ανάλυσης της ευστάθειας.....	25
2.3.2 Ορισμός ασφάλειας (FS).....	25
2.3.3 Τεχνικές ανάλυσης της ευστάθειας	26
2.3.4 Μέθοδοι ανάλυσης	27
2.4 Ευστάθεια βραχωδών πρανών	28
2.4.1 Διατμητική αντοχή της ασυνέχειας του βράχου.....	28
2.4.2 Τύποι αστοχίας	29
2.4.3 Ανάλυση Ευστάθειας	30
2.4.4 Σεισμική ανάλυση.....	31
2.5 Επίλογή σχεδιασμού ευστάθειας	33
Κεφάλαιο 3 : Αγωγοί.....	36
3.1 Χερσαίοι και υποθαλάσσιοι αγωγοί.....	36
3.2 Στοιχεία σχεδιασμού του αγωγού	38
3.3 Αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού	40
3.3.1 Υπολογισμός εδαφικών ελατηρίων σύμφωνα με τον Διεθνή Κανονισμό American Lifelines Alliance (A.L.A.)	42
3.3.2 Υπολογισμός των ελατηρίων σύμφωνα με την θεωρία των O'Rourke & Liu	44
3.4 Επίδραση γεωκινδύνων στον αγωγό	57
Κεφάλαιο 4 : Αριθμητικές παραμετρικές αναλύσεις	61
4.1 Λογισμικό ABAQUS	61
4.2 Προσομοίωση πρανούς.....	62
4.2.1 Καθορισμός ανάλυσης.....	64
4.2.2 Παραμετρικές αναλύσεις.....	66
Περίπτωση αλλαγής κλίσης πρανούς.....	67
Περίπτωση αλλαγής γωνίας ασυνέχειας του πρανούς.....	78

4.3 Προσομοίωση αγωγού.....	83
4.3.1 Παραμετρικές αναλύσεις για την αλληλεπίδραση πρανούς-αγωγού.....	85
Κεφάλαιο 5 : Γενικά συμπεράσματα και προεκτάσεις	94
Βιβλιογραφία	96
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	97

Περίληψη

Το ζήτημα της ευστάθειας πρανών αποτελεί μία ιδιαίτερη πρόκληση για τις γεωτεχνικές κατασκευές στη σύγχρονη εποχή, τόσο στην περίπτωση που το πρανές επηρεάζεται από στατικές συνθήκες, όσο και στην περίπτωση που το πρανές επηρεάζεται από σεισμικές διεγέρσεις. Η φύση του εκάστοτε προβλήματος διαφοροποιείται ανάλογα με τα φυσικά ή τεχνητά χαρακτηριστικά του πρανούς, την περιοχή που βρίσκεται καθώς και τα φυσικά γεγονότα που μπορούν να επηρεάσουν την ευστάθεια του. Για κάθε κατασκευή η οποία θεμελιώνεται σε ένα πρανές ο παράγοντας που επηρεάζει περισσότερο τη συμπεριφορά της κατασκευής είναι η αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής.

Στη συγκεκριμένη διπλωματική πραγματοποιήθηκε θεωρητική καθώς και αναλυτική προσέγγιση της ευστάθειας ενός κεκλιμένου πρανούς με συγκεκριμένες παραμέτρους και ιδιότητες υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες, με σκοπό τον προσδιορισμό της αλληλεπίδρασης του εδάφους με αγωγό ίδιας γεωμετρίας με το πρανές. Στη συνέχεια, το αναλυτικό μέρος προσδιορίστηκε μέσω της εκτέλεσης παραμετρικών αναλύσεων σε προσομοιώματα πρανών με διαφορετικές παραμέτρους και ιδιότητες για ποικιλομορφία αποτελεσμάτων σε συνθήκες στατικότητας και σε συνθήκες σεισμικής διέγερσης. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων επεξεργάστηκαν με σκοπό τον προσδιορισμό της αλληλεπίδρασης εδάφους - αγωγού. Η αλληλεπίδραση αυτή προσομοιώθηκε με εδαφικά ελατήρια σε κάθε κόμβο του προσομοιώματος του αγωγού και τελικά προσδιορίστηκε η συμπεριφορά του, υπό τις εκάστοτε συνθήκες που επηρεάστηκε το κεκλιμένο πρανές.

Το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε για να πραγματοποιηθούν οι προσομοιώσεις ευστάθειας κεκλιμένου πρανούς και η αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού είναι το ABAQUS. Μέσω αυτού προσδιορίστηκαν οι μετατοπίσεις της επιφάνειας του εκάστοτε πρανούς, και αντίστοιχα η μετατόπιση, η αξονική τάση και η παραμόρφωση που δέχεται ο αγωγός στον άξονα X.

Τέλος, πραγματοποιήθηκε αξιολόγηση των αποτελεσμάτων προκειμένου να εκτιμηθεί το μέγεθος της επίδρασης της μετατόπισης του κεκλιμένου πρανούς στον αγωγό και να προταθούν επεκτάσεις της διπλωματικής εργασίας.

Abstract

The issue of the slope stability is a particular challenge for structures nowadays, both in the case where the slope is affected by static conditions and in the case where the slope is affected by seismic conditions. The nature of the problem differs based on the natural or artificial features of the slopes, the area where they are located and the natural events that can affect the stability. For each structure that is installed on the surface of the slope or is buried in the slope, the factor that most influences the behavior of the construction is the interaction of soil construction.

In this diploma thesis, a theoretical, as well as an analytical approach of the stability of a slope with specific parameters under static and seismic conditions, was carried out in order to determine the interaction of the soil-pipeline that it is buried and has the same geometry with the slope. The theoretical part was elaborated based on the state of the art on the field. Subsequently, the analytical part was determined by performing parametric analyzes on slope models with different parameters under static and seismic conditions. The results of the analyses were used in order to determine the soil-pipe interaction. This interaction was simulated with ground springs at each node of the pipeline model and eventually, its behavior was determined, under the conditions that affected by the slope.

The finite element software used to implement slope simulations and ground-pipe interaction is the ABAQUS, through which the displacements of the surface of the slopes were determined, respectively the displacement of the pipeline, the axial stress at the x-axis and the deformation that the pipeline has.

Finally, an evaluation of the results was carried out in order to assess the effect of the slope offset on the pipeline and to provide suggested extensions of the diploma thesis.

Κεφάλαιο 1 : Εισαγωγή

Η αξιολόγηση της ευστάθειας ενός πρανούς είναι σήμερα μία από τις πρακτικές των γεωτεχνικών μηχανικών με ιδιαίτερη σημασία. Στις μέρες μας υπάρχουν διάφορες μέθοδοι για την αξιολόγηση της ευστάθειας μιας κλίσης. Παρά την πρόοδο που έχει σημειωθεί στην διερεύνηση της λύσης αυτής, η αξιολόγηση της ευστάθειας των πρανών εξακολουθεί να αποτελεί πρόκληση και πόσο μάλλον όταν στο πρανές υπάρχει ανάγκη τοποθέτησης αγωγού είτε πάνω στην επιφάνεια του είτε θαμμένου στο εσωτερικό του.

Η ανάλυση της ευστάθειας του πρανούς πραγματοποιείται για να εκτιμηθεί η ασφαλεία φυσικών ή τεχνητών πρανών (π.χ.επίχώματα,ρήγματα κλπ.). Ο όρος της ευστάθειας υποδηλώνει την αντίσταση της κεκλιμένης επιφάνειας σε αστοχία με ολίσθηση ή κατάρρευση. Οι κυριότεροι στόχοι της ανάλυσης είναι η εξεύρεση απειλούμενων περιοχών, η διερεύνηση πιθανών μηχανισμών αστοχίας, ο προσδιορισμός της ευαισθησίας κλίσης , ο σχεδιασμός ασφαλέστερων κλίσεων, η αξιοπιστία, η οικονομία και ο σχεδιασμός πιθανών διορθωτικών μέτρων.

Η επιτυχής σχεδίαση της κλίσης απαιτεί γεωλογικές πληροφορίες και χαρακτηριστικά του χώρου, π.χ. Ιδιότητες μάζας εδάφους/βράχου,γεωμετρία κλίσης, συνθήκες υπόγειων υδάτων, εναλλαγή υλικών, σφάλματα ασυνέχειας, σεισμικότητα περιοχής. Η επιλογή της ορθής τεχνικής ανάλυσης εξαρτάται τόσο από τις συνθήκες του τόπου όσο και από τον πιθανό τρόπο αστοχίας, με ιδιαίτερη προσοχή στις ποικίλες δυνάμεις , αδυναμίες και περιορισμούς που είναι εγγενείς σε κάθε μεθοδολογία.

Οι συμβατικές μέθοδοι ανάλυσης οριακής ισορροπίας μπορούν να χωριστούν σε τρεις ομάδες: κινηματική ανάλυση, ανάλυση ισορροπίας ορίου και προσομοίωσης πτώσης βράχου. Τα περισσότερα προγράμματα ηλεκτρονικής ανάλυσης ευστάθειας βασίζονται στην έννοια της οριακής ισορροπίας για ένα προσομοίωμα δύο ή τριών διαστάσεων.

Η διαδικασία της ανάλυσης της ευστάθειας ενός πρανούς έχει σκοπό την εκμετάλλευση των αποτελεσμάτων για την επίλυση γεωτεχνικών προβλημάτων. Στην προκειμένη περίπτωση τα αποτελέσματα της ανάλυσης θα εκμεταλλευτούν για την εκτίμηση της συμπεριφοράς θαμμένου αγωγού μέσα σε πρανές υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Οι μετακινήσεις του εδάφους κατά την άσκηση σεισμικής δύναμης στο πρανές προκαλούν τάνυση του αγωγού με διαφορετικό τρόπο από τις συνήθεις οριακές καταστάσεις σχεδιασμού. Γι αυτό το λόγο απαιτείται ειδική επεξεργασία, συνδυάζοντας γεωλογικές έρευνες, γεωτεχνική αξιολόγηση και υπολογισμό της κατεύθυνσης και του μεγέθους των αναμενόμενων κινήσεων.

Η μέθοδος ανάλυσης του συγκεκριμένου προβλήματος είναι η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων(FEM), η οποία προέκυψε από την ανάγκη επίλυσης σύνθετων προβλημάτων ελαστικότητας και δομικής ανάλυσης. Η ανάπτυξη της μπορεί να ενταχθεί στην εργασία των Hrennikoff και Courant στις αρχές της δεκαετίας του 1940. Η μέθοδος αποδίδει κατά προσέγγιση τιμές των αγνώστων σε διακριτό αριθμό σημείων. Για την επίλυση του προβλήματος, υποδιαιρείται ένα μεγάλο πρόβλημα σε μικρότερα, απλούστερα μέρη που ονομάζονται πεπερασμένα στοιχεία. Οι απλές εξισώσεις που προσομοιώνουν αυτά τα πεπερασμένα στοιχεία στη συνέχεια συναρμολογούνται σε ένα μεγαλύτερο σύστημα εξισώσεων που προσομοιώνει ολόκληρο το πρόβλημα. Στη συνέχεια, η FEM χρησιμοποιεί

μεταβλητές μεθόδους για να προσεγγίσει μια λύση ελαχιστοποιώντας μια συναφή λειτουργία σφάλματος.

Τα τελευταία χρόνια, με την υπολογιστική ισχύ που είναι διαθέσιμη σε επιτραπέζιους υπολογιστές, αριθμητικές μέθοδοι όπως τα πεπερασμένα στοιχεία, οι πεπερασμένες διαφορές και η ανάλυση διακριτών στοιχείων, δίνουν όλο και πιο συχνά λύση σε προβλήματα ευστάθειας πρανών. Η επιλογή της μεθόδου ανάλυσης εξαρτάται από, τη φύση του προβλήματος (έδαφος ή βράχος, 2D ή 3D, κυκλική ή επίπεδη αστοχία), την ποιότητα και τον τύπο των διαθέσιμων δεδομένων εισόδου (υπόγεια ύδατα, παράμετροι αντοχής), τον τύπο των αποτελεσμάτων ανάλυσης που απαιτούνται και το επίπεδο εμπειρογνωμοσύνης. Υπάρχουν πολλά εμπορικά διαθέσιμα προγράμματα για την εξέταση της ευστάθειας κλίσης όμως το λογισμικό πρέπει να ικανοποιεί όλες τις τεχνικές απαιτήσεις για την ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Για τους παραπάνω λόγους το τεχνικό κομμάτι της διπλωματικής εργασίας πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Παρακάτω θα γίνει μία σύντομη παρουσίαση του περιεχομένου των κεφαλαίων της διπλωματικής εργασίας.

Στο Κεφάλαιο 2 αναπτύχθηκε θεωρητικά το ζήτημα των πρανών, αναφέρθηκαν οι τύποι των πρανών, ο ρόλος της γεωλογίας του εδάφους στην ευστάθεια, οι τρόποι αστοχίας ενός πρανούς και πραγματοποιήθηκε λεπτομερής αναφορά της ευστάθειας εδαφικών και βραχωδών πρανών. Τέλος, έγινε αναφορά της επιλογής του σχεδιασμού σταθεροποίησης ενός πρανούς ανάλογα με το είδος του.

Το Κεφάλαιο 3 πραγματεύεται το θέμα των αγωγών. Πραγματοποιήθηκε αναφορά στα είδη των αγωγών που υπάρχουν σήμερα, στα στοιχεία σχεδιασμού ενός αγωγού καθώς και στην αλληλεπίδραση εδάφους - αγωγού. Έγινε εκτενής αναφορά των εδαφικών ελατηρίων σύμφωνα με τον κανονισμό ALA και τη θεωρία O'Rourke & Liu και παρουσιάστηκε τυπολόγιο για τον υπολογισμό των εδαφικών ελατηρίων. Τέλος, έγινε σύντομη αναφορά στην επίδραση των γεωκινδύνων σε έναν αγωγό.

Στο Κεφάλαιο 4, παρουσιάζονται όλες οι παραμετρικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν ώστε να προσδιοριστούν τα αποτελέσματα της ευστάθειας ενός πρανούς υπό διαφορετικές συνθήκες. Έγινε αναφορά του τρόπου χρήσης του προγράμματος το οποίο χρησιμοποιήθηκε για τη διεκπεραίωση των αναλύσεων, καθώς και του προσομοιώματος που υποβλήθηκε στην ανάλυση. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται με διαγραμματικά και αποτυπώθηκαν τα συμπεράσματα για κάθε περίπτωση. Έπειτα έγινε παρουσίαση των παραμετρικών αναλύσεων για την αλληλεπίδραση πρανούς – αγωγού, αναγραφή των αποτελεσμάτων καθώς και σύγκριση τους. Για να ανταποκρίνονται τα αποτελέσματα στην πραγματικότητα τα προσομοιώματα των αγωγών που δημιουργήθηκαν είναι ίδιας γεωμετρίας με τα αντίστοιχα πρανή που μελετήθηκαν υπό στατικές και υπό σεισμικές συνθήκες. Πιο συγκεκριμένα, έχουν δημιουργηθεί δώδεκα (12) διαφορετικά σενάρια στα οποία αλλάζουν οι παράμετροι: γωνία τριβής ($\beta=30^\circ, 45^\circ$), η συνοχή ($c=3, 4$)kPa και παραμένει σταθερή η γωνία διαστολής ($\psi=5.125^\circ$) και η γωνία της ασυνέχειας ($\phi=52.5^\circ$). Αυτά τα σενάρια δοκιμάστηκαν σε διαφορετικές κλίσεις πρανών (κλίση $60^\circ, 45^\circ, 30^\circ$). Τέλος προσομοιώθηκαν πρανή με αλλαγή της κλίσης της ασυνέχειας. Η διαδικασία έγινε με σκοπό την αναγνώριση της επιρροής των παραπάνω συνθηκών σε αγωγό ίδιας γεωμετρίας με το εκάστοτε πρανές.

Στο Κεφάλαιο 5, που είναι και το τελευταίο κεφάλαιο της διπλωματικής παρουσιάστηκαν τα τελικά συμπεράσματα με βάση τη θεωρητική προσέγγιση και των παραμετρικών αναλύσεων για την ευστάθεια του πρανούς και την

αλληλεπίδραση αγωγού- εδάφους. Επίσης δόθηκαν κάποιες προτάσεις για μελλοντική έρευνα και προεκτάσεις αυτής της διπλωματικής.

Στο παράρτημα που παρατίθεται στο τέλος του τεύχους βρίσκονται οι εικόνες όλων των παραμετρικών αναλύσεων των πρανών και των αγωγών.

Σύμφωνα με την παραπάνω περιληπτική παρουσίαση της εργασίας ο σκοπός αυτής είναι να δοθούν κάποιες πληροφορίες για την ευστάθεια των πρανών και τη συμπεριφορά των αγωγών ώστε να χρησιμοποιηθούν πρακτικά σε έργα γεωτεχνικού ενδιαφέροντος και τελικά να μπορέσει να κατασκευαστεί αγωγός με την ελάχιστη δυνατή αστοχία. Λόγω του ότι στον Ελλαδικό χώρο συναντώνται συχνά ποικιλόμορφες μορφολογίες εδάφους και σεισμικές διεγέρσεις, είναι αναγκαίο να μετελώνται σε βάθος τέτοιου είδους προβλήματα.

Τέλος, για τη συγγραφή της διπλωματικής εργασίας αντλήθηκαν δεδομένα από επιστημονικά συγγράμματα, βιβλία καθώς και διατριβές του ίδιου ενδιαφέροντος. Επίσης, αντλήθηκαν πληροφορίες από επίσημες ιστοσελίδες σχετικές με τα ζητήματα που ερευνώνται. Στο τέλος της εργασίας παρατίθεται η βιβλιογραφία προκειμένου να ανατρέξει ο αναγνώστης, εφόσον το επιθυμεί.

Κεφάλαιο 2 : Ευστάθεια πρανών

2.1 Τύποι πρανών

2.1.1 Φυσικά πρανή

Τα φυσικά πρανή αποτελούνται από πετρώματα, αργιλικούς σχιστόλιθους, υπολειμματικό έδαφος, κολλούβιο, άμμο ή άργιλο. Πιο συγκεκριμένα, στα σκληρά μαζώδη πετρώματα, η μέγιστη γωνία κλίσης και το ύψος ενός πρανούς εξαρτώνται από την πυκνότητα και τη διεύθυνση των ασυνεχειών. Η οριακή γωνία κλίσης υψηλών πρανών σε σκληρό βράχο, με αραιό και τυχαίου προσανατολισμού κατατμητικό σύστημα, χωρίς τη παρουσία υπόγειου νερού, είναι 70°. Στα στρωσιγενή ιζηματογενή πετρώματα η κλίση ,εξαρτώμενη από τον πετρολογικό τύπο, τις κλιματικές συνθήκες, το πάχος του στρώματος, τη διεύθυνση και την πυκνότητα των διακλάσεων και τα υδρογεωλογικά στοιχεία, ποικίλλει. Κατά μήκος κοιλάδων ποταμών, παρατηρείται πλευρική φυσική εκσκαφή, η οποία μεταβάλλει το μέγεθος των δυνάμεων ολίσθησης των πρανών. Στους αργιλικούς σχιστόλιθους η κλίση κυμαίνεται από 8 - 15°, αλλά τα πρανή είναι συχνά ασταθή. Όταν τα πρανή είναι δημιουργημένα από υπολειμματικό έδαφος η κλίση τους είναι 30 – 40°, από Κολλούβιο: 10 – 20° αντίστοιχα , αλλά συχνά παρουσιάζουν αστάθεια. Πολλα πρανή είναι δημιουργημένα από άμμο η οποία είναι ξηρή, καθαρή και ευσταθής. Η τελευταία αποτελείται είτε από άργιλο, όπου το ύψος του πρανούς εξαρτάται από την πλαστικότητα και τις κατατμήσεις είτε από αργιλο-αμμώδη εδάφη τα οποία συχνά είναι ευσταθή όταν οι δυνάμεις της επιφανειακής απορροής δεν είναι σημαντικές.



Εικόνα 2.1: φυσικό πρανές (Πηγή εικόνας: www.denbow.com)

2.1.2 Τεχνητά πρανή

Τα τεχνητά πρανή χωρίζονται σε τεχνητά εδαφικά πρανή και σε τεχνητά πρανή πάνω σε βράχο. Στην πρώτη κατηγορία εντάσσονται τα πρανή με λεπτό εδαφικό μανδύα πάνω από βράχο όπου το έδαφος έχει απομακρυνθεί ή αντιστηρίζεται για να μη δημιουργούνται ασταθής συνθήκες. Στην δεύτερη κατηγορία κατατάσσονται τα πρανή σε σκληρά (υγιή) πυριγενή και μεταμορφωμένα πετρώματα, με αραιό κατατμητικό σύστημα. Αυτά συνήθως κατασκευάζονται με κλίση 76° . Τέλος, τα πρανή σε αποσαθρωμένα πετρώματα με πυκνό κατατμητικό σύστημα (εκτός των αργιλικών σχιστόλιθων και περιπτώσεων ομόροπης προς το πρανές βύθισης κατατμήσεων που απαιτούν γωνία κλίσης κατασκευής μεταξύ $63-45^\circ$ ή χρειάζονται αντιστήριξη).

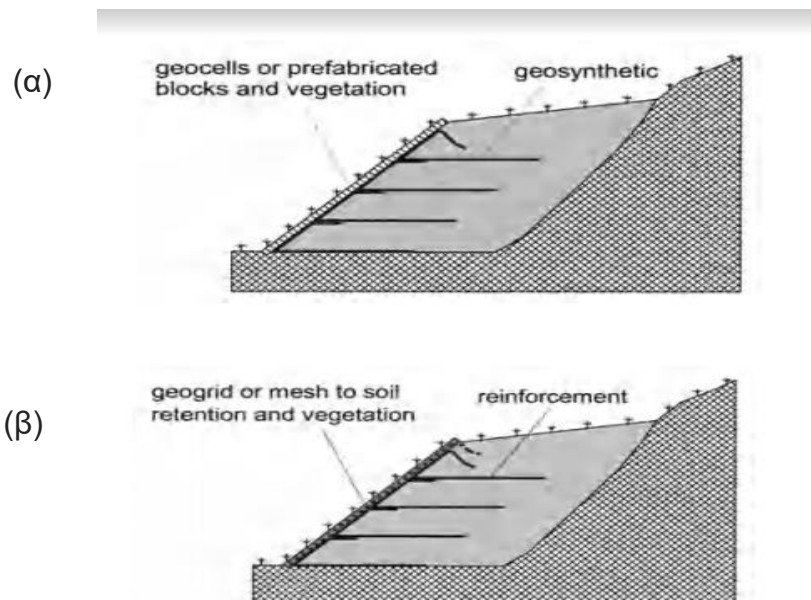
Στην περίπτωση σκληρών βράχων, με διακλάσεις, σημαντικές ασυνέχειες που βυθίζονται ομόροπα με το πρανές, είναι αναγκαία η εκσκαφή κατά τη διεύθυνση της κλίσης της ασυνέχειας ενώ όλα τα χαλαρά υλικά πρέπει να απομακρύνονται μέχρι τον υγιή βράχο. Αν η γωνία κλίσης του βράχου είναι πολύ μικρή, για μία οικονομικά συμφέρουσα εκσκαφή, τα πλακώδη τεμάχια του μπορούν να συγκρατηθούν με αγκύρωση. Στην περίπτωση των σκληρών ιζηματογενών πετρωμάτων που βυθίζονται κάθετα και παράλληλα στο μέτωπο του πρανούς ή μέσα στο πρανές, ή εναλλάσσονται οι οριζόντιοι σκληροί ψαμμίτες και αργίλοι, εκσκάπτονται συνήθως με γωνία 76° . Είναι αναγκαίο όμως οι άργιλοι να προστατεύονται από την αποσάθρωση, ιδίως αν παρατηρούνται φαινόμενα διόγκωσης. Οι αργιλικό σχιστόλιθοι (εκτός της περίπτωσης εναλλαγής με ψαμμίτη) εκσκάπτονται με γωνία κλίσης πρανών 9.5° .

Γενικότερα, τα περισσότερα εδαφικά και τεχνητά πρανή ισοροπούν σε μέση γωνία 26° αλλά πρέπει να δίνεται προσοχή στην επιφανειακή απορροή και στην παρουσία υπόγειου νερού καθώς και στις υπόλοιπες φυσικές και περιβαλλοντικές παραμέτρους, ώστε να διαπιστωθεί αν είναι απαραίτητη η αντιστήριξη. Τα τεχνητά πρανή πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο που να προσομοιάζει σε φυσικό έδαφος, όπου αυτό είναι εφικτό και, εκ του αποτελέσματος, να ελαχιστοποιείται η διάβρωση σε δύσκολες συνθήκες. Για τον παραπάνω λόγο, συνήθως σχεδιάζονται με αναβαθμίδες, ιδίως όταν είναι υψηλότερα από 8-10m, ενώ παράλληλα, τοποθετούνται στραγγιστήρια ως συνήθης πρακτική, κατά μήκος (κάθετα) των πρανών και των αναβαθμιδών για διευκόλυνση της αποστράγγισης.



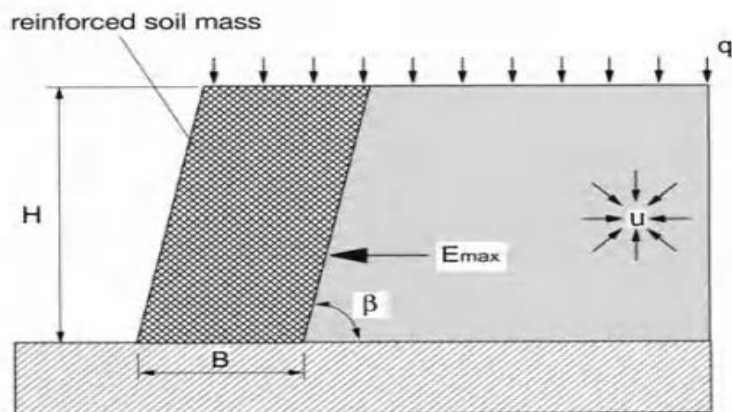
Εικόνα 2.2: Τεχνητό πρανές που χρησιμοποιείται για ξηρή πίστα σκι στην Αγγλία
(Πηγή: www.en.paperblog.com)

Για την αντιμετώπιση των απότομων πρανών μπορούν να χρησιμοποιηθούν προκατασκευασμένα μπλοκ,τα γεωκελιά (γεμάτα με χώμα και βλάστηση, σκυρόδεμα ή τσιμέντο). Συνήθως μια εκτεταμένη και μακροχρόνια κάλυψη βλάστησης είναι δυνατή μόνο στα πρανή με κλίση προς τον ορίζοντα κάτω από 60° , ανάλογα με τους τύπους και τα χαρακτηριστικά του κλίματος και της βλάστησης. Τα γεωκυττάρια ή τα συνθετικά ή φυσικά χαλιά μπορούν να βοηθήσουν στη σταθεροποίηση της βλάστησης στην επιφάνεια του πρανούς και έτσι το πρανές να παρουσιάζει μεγαλύτερη ευστάθεια.

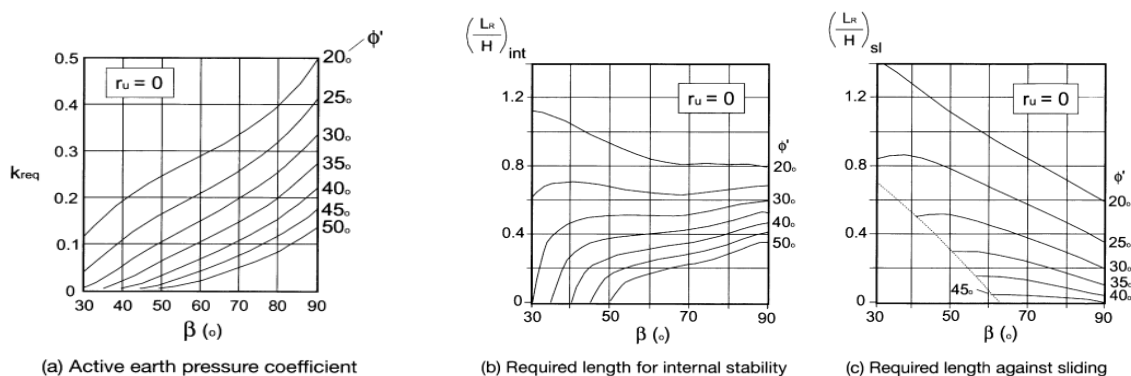


Εικόνα 2.3: (α) Αντιμετώπιση απότομης κλίσης με γεωκελιά και μπλοκ (β) Αντιμετώπιση απότομης κλίσης με βλάστηση (πηγή :J. A. R. Ortigao & A. S. Sayao, 2004)

Ο Jewell (1989 και 1996) παρουσίασε διαγράμματα για το σχεδιασμό ενισχυμένων απότομων κλίσεων εδαφών με ασυνέχεια με βάση τις αναλύσεις επιπέδου ολίσθησης.



Εικόνα 2.4: Συνθήκες για τη χρήση των διαγραμμάτων σχεδίασης Jewell (1996) (πηγή :J. A. R. Ortigao & A. S. Sayao, 2004)



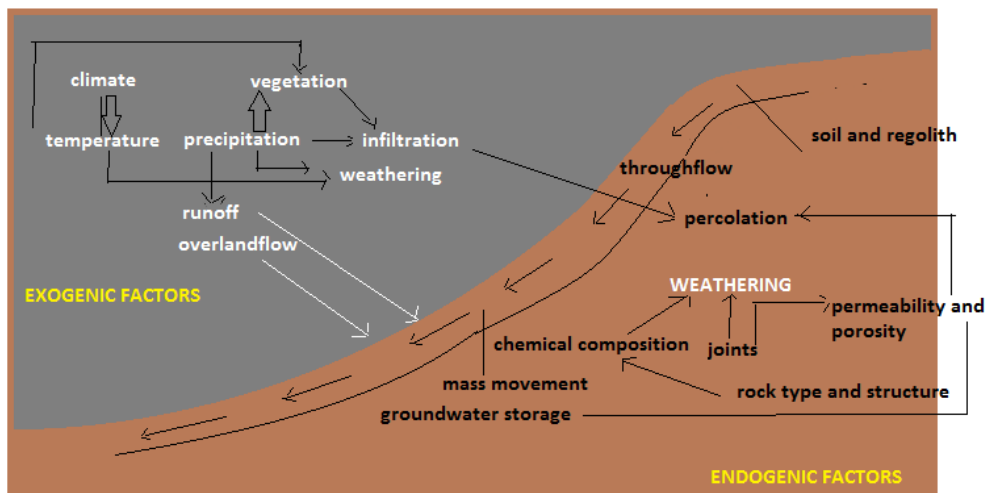
Εικόνα 2.5: Διαγράμματα σχεδίασης Jewell , (πηγή :J. A. R. Ortigao & A. S. Sayao, 2004)

2.2 Ο ρόλος της γεωλογίας στην ευστάθεια του πρανούς

Σε αυτήν την ενότητα θα εξεταστούν οι γεωλογικοί παράγοντες που μπορούν να επηρεάσουν την ευστάθεια κλίσης καθώς και οι τρόποι που ένα πρανές αστοχεί. Ο ρόλος της γεωλογίας στα προβλήματα κλίσης και στην αξιολόγηση τους, είναι διαφορετικός ανάλογα με τα συστατικά και τη δομή του υπεδάφους.

Στα πρανή περιορισμένης έκτασης, που είναι εξ ολοκλήρου κατασκευασμένα από έδαφος, το πρόβλημα μπορεί να εντοπίζεται σε καθαρά γεωτεχνικό επίπεδο. Ωστόσο, σε μεγαλύτερες περιοχές, οι μεταβολές στη γεωλογία μπορεί οδηγήσουν στο σχηματισμό διαφόρων τύπων εδαφών με ποικίλλες γεωτεχνικές ιδιότητες. Στις περιπτώσεις κλίσεων που περιλαμβάνουν πετρώματα ή μείγματα εδαφών και πετρωμάτων, η γεωλογία διαδραματίζει πολύ σημαντικό ρόλο. Οι μέθοδοι αναγνώρισης του υπεδάφους καθώς και η διερεύνηση και η ταυτοποίηση των χαρακτηριστικών γεωλογίας που μπορούν να καταστρέψουν τη ευστάθεια της κλίσης, διαφέρουν από την παραδοσιακή μηχανική των εδαφών και απαιτούν συγκεκριμένες μεθόδους. Όταν πρόκειται για μεγάλες εκτάσεις όπου τα φυσικά πρανή μπορεί να παρουσιάσουν προβλήματα, μια γεωλογική αξιολόγηση που θα εντοπίσει τα τελευταία, μπορεί να είναι ζωτικής σημασίας.

Σε φυσικά πρηνή ή εκσκαφές περιορισμένου ύψους, οι πρώτες ενδείξεις μιας επερχόμενης αστοχίας είναι συνήθως η ανύψωση του εδάφους (φούσκωμα) στη βάση του πρηνούς και η εμφάνιση ρωγμών στη στέψη του. Στο πλαίσιο της αστοχίας, μία εδαφική μάζα, που περιλαμβάνει το σύνολο (ή μέρος μόνο) του πρηνούς, μετακινείται προς τα κατόντη μέχρι να φτάσει σε νέα θέση ισορροπίας, όπου και η κίνησή της σταματά. Συχνά η κινούμενη μάζα τεμαχίζεται και παραμορφώνεται. Η επιφάνεια πάνω στην οποία γίνεται η ολίσθηση της εδαφικής μάζας (επιφάνεια αστοχίας) έχει συνήθως κυλινδρικό σχήμα (οπότε η αστοχία συμβαίνει υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης) ή σφαιρικό σχήμα, (οπότε η αστοχία είναι τριδιάστατη). Σε ορισμένες περιπτώσεις η επιφάνεια ολίσθησης είναι επίπεδη ή αποτελείται από σύστημα επιπέδων και κυλινδρικών επιφανειών. Αυτό συμβαίνει όταν το έδαφος περιλαμβάνει ασθενείς εδαφικές στρώσεις που καθορίζουν την επιφάνεια ολίσθησης. Λόγω της ποικιλίας μορφών της επιφάνειας ολίσθησης, έχουν αναπτυχθεί διάφοροι μέθοδοι για την ανάλυση της ευστάθειας πρηνών σε οποιαδήποτε μορφή πιθανής επιφάνειας ολίσθησης. Οι απλούστερες από τις μεθόδους αυτές (που είναι και οι συχνότερα χρησιμοποιούμενες) αναλύουν κυλινδρικές, δηλαδή κυκλικές σε μία τυπική διατομή του πρηνούς, επιφάνειες αστοχίας.



Εικόνα 2.6: Το πρηνές ως ένα ανοιχτό σύστημα (Πηγή:www.thegeoroom.co.zw)



Εικόνα 2.7: Η γεωμορφολογία του Bryce Canyon Utah, παρουσιάζει κατακόρυφη κλίση πρανών όπου οι αδύναμοι βράχοι προστατεύονται από πιο ανθεκτικούς. (Πηγή: <http://w3.salemstate.edu>)

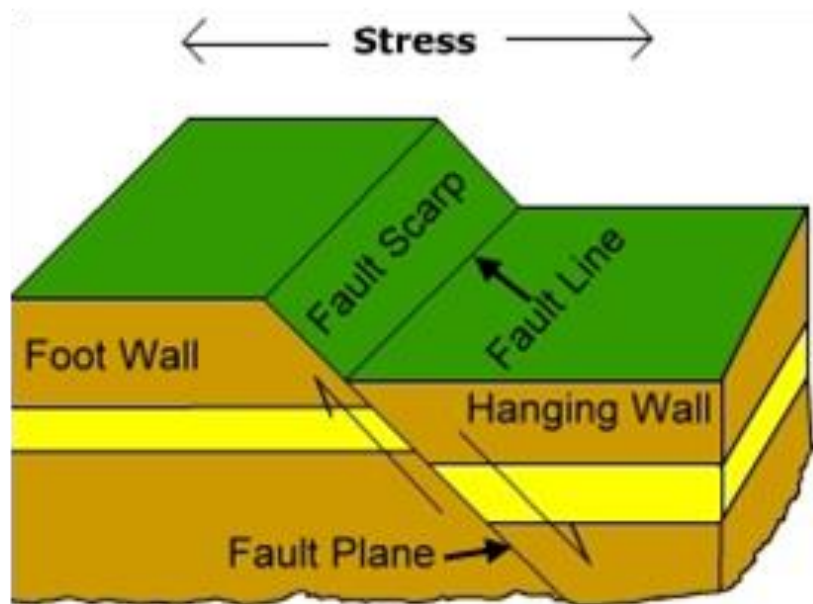


Εικόνα 2.8: Πρανή που αναπτύχθηκαν σε οριζόντιο ιζηματογενή βράχο, στο Grand Canyon. Οι παραλλαγές των λίθων επηρεάζουν έντονα τις βραχώδεις πλαγιές που πλαισιώνουν το φαράγγι. Τα απότομα πρανή από ασβεστόλιθο και ψαμμίτη εναλλάσσονται με πιο ομαλά που αποτελούνται από σχιστόλιθο (Πηγή: <http://w3.salemstate.edu>)

2.2.1 Γεωλογικά χαρακτηριστικά που επηρεάζουν την ευστάθεια

Παρακάτω παρατίθενται ορισμένα γεωλογικά χαρακτηριστικά που είναι πιο σημαντικά, συγκριτικά με άλλα και σχετίζονται με τη γεωτεχνική συμπεριφορά των πρανών και άλλων μηχανικών έργων.

Αστοχία (fault): Η ρήξη του βράχου με γεωλογική (τεκτονική) δράση, ακολουθούμενη από κάποια μετατόπιση, προκαλεί το σχηματισμό ενός επιπέδου ασυνέχειας, που συχνά συνοδεύεται από τον κατακερματισμό του βράχου κατά μήκος αυτού του επιπέδου. Σε έντονες καιρικές συνθήκες το γεγονός αυτό επιτρέπει τη διήθηση του νερού στη μάζα του βράχου. Αν το επίπεδο αστοχίας εκτίθεται στην εκσκαφή και αν η γωνία τριβής αυτού του επιπέδου είναι ίση ή μικρότερη από τη γωνία βύθισης, αυτό θα προκαλέσει την ολίσθηση του βράχου πάνω από αυτό.

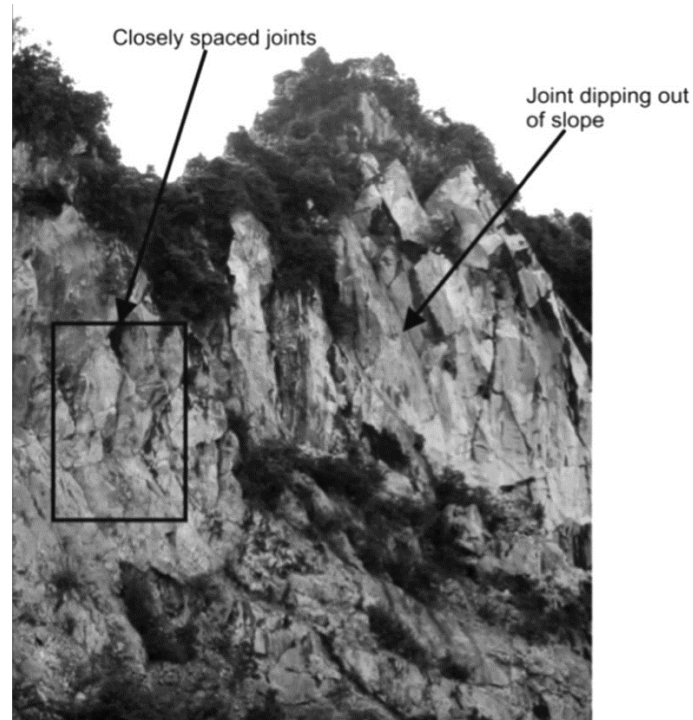


Εικόνα 2.9: Γεωλογική δομή αστοχίας πρανούς (Πηγή: www.thegeoroom.co.zw)

Συνδέσεις, επίπεδα σχιστότητας και ζώνες ασυνέχειας: Αυτά τα επίπεδα δυσλειτουργίας δρουν με τον ίδιο τρόπο όπως οι αστοχίες, οι οποίες αντιπροσωπεύουν επίπεδα αδυναμίας μέσα στο βράχο. Οι πιο κρίσιμες ασυνέχειες είναι αυτές που προσανατολίζονται αρνητικά σε σχέση με το πρανές.

Συνδέσεις ασυνέχειας: Η αργή φυσική απομάκρυνση του φυσικού εδάφους από τη διάβρωση έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των τάσεων που δρουν πάνω στο βράχο εξαιτίας του βάρους του υλικού. Ο βράχος έπειτα τείνει να αποσυμπιεστεί, προκαλώντας ένταση στο επίπεδο παράλληλα με την επιφάνεια της γης. Καθώς ο βράχος έχει χαμηλή ένταση (περίπου το ένα δέκατο της αντοχής σε θλίψη), καταστρέφεται, σχηματίζοντας μια οικογένεια αρμών, οι οποίοι καθίστανται πιο στεγανά, σε κάποια απόσταση από την

επιφάνεια του βράχου και αποτελούν μονοπάτια εισόδου για τα νερά που διεισδύουν στο έδαφος. Επίσης μετά από έντονες βροχές, αυτοί επιτρέπουν την δημιουργία υψηλών υδροστατικών πιέσεων. Σε κρυσταλλικούς βράχους, οι γωνίες φθοράς τους είναι κανονικά περίπου 30° ή λιγότερο.



Εικόνα 2.10: Δύο διαφορετικοί τύποι ασυνέχειας σε βραχώδες πρανές (Πηγή: www.researchgate.net)

Τάσεις τάνυσης: Σε σχισμές, όπου η κλίση είναι πολύ απότομη, ακόμη και κατακόρυφη και η δύναμη του βράχου είναι μικρή, μπορεί να σχηματιστούν κατακόρυφες τάσεις ρωγμών. Σε βροχερές περιόδους το νερό διεισδύει πολύ εύκολα μέσα σε αυτές τις ρωγμές. Δεδομένου ότι η αποστράγγισή των τελευταίων είναι συνήθως πολύ πιο αργή από ότι η ταχύτητα διήθησης, δημιουργούνται υψηλές υδροστατικές πιέσεις ασκώντας υδροστατική πλευρική ώθηση στη λεπτή, κάθετη φέτα του βράχου, με αποτέλεσμα την αστοχία με αναδίπλωση.



Εικόνα 2.11 : Παράδειγμα αστοχίας αναδίπλωσης στο εθνικό πάρκο Jasper στον Καναδά. (Πηγή: www.en.wikipedia.org)

Κλειστά επίπεδα: Τα επίπεδα που υπέστησαν εκτόπιση στο παρελθόν, όπως αυτά που είναι σε πτυχωτά στρώματα, ή και οι επίπεδες ασυνέχειες, η γωνία και ο συντελεστής τριβής έχουν μειωθεί λόγω της καταστροφής της τραχύτητας κατά τη διάρκεια της διάτμησης, με αποτέλεσμα τη μειωμένη αντοχή την επιφάνειας.

Αδύναμα στρώματα: Η βραχομάζα μπορεί να περιέχει στρώματα από ασθενέστερο υλικό, τα οποία δύνανται να αντιπροσωπεύουν πιθανές ζώνες αστοχίας. Χαρακτηριστικά παραδείγματα είναι η παρουσία σχιστολιθικών πετρωμάτων σε σκληρότερα πετρώματα, όπως ψαμμίτης ή ασβεστόλιθος, και άλλοι σκληροί βράχοι ή ένα πορώδες κομμάτι σκυροδέματος μέσα σε σκληρό ψαμμίτη, και ούτω καθεξής. Πρέπει να σημειωθεί ότι η αρνητική επίδραση των παραπάνω θα εξαρτηθεί από τον προσανατολισμό αυτών των στρωμάτων σε σχέση με την επιφάνεια κλίσης.

Ζώνες που έχουν υποστεί αλλοίωση: Η βραχομάζα μπορεί να είναι πιο αλλοιωμένη σε ορισμένες ζώνες ή στρώματα, ενώ οι αδύναμες στρώσεις αντιπροσωπεύουν ασθενέστερες ζώνες.

Διαπερατά στρώματα: Η ύπαρξη διαπερατών στρωμάτων που καλύπτονται από ημιδιαπερατά στρώματα, όπως τα αργιλώδη εδάφη, βοηθά στην ανάπτυξη πιέσεων ανύψωσης με αποτέλεσμα τη μείωση της δύναμης των εδαφών. Επίσης, η ύπαρξη διαπερατών στρωμάτων, περιβαλλόμενων από λιγότερο διαπερατά, στρώματα μέσα στην κλίση και η υψηλή πιεζομετρική στάθμη, μπορούν να οδηγήσουν σε μείωση της ευστάθειας του πρανούς.

Colluvium (χαλαρά ενοποιημένα) ιζήματα : Αυτά τα ιζήματα προκύπτουν από τη συσσώρευση χαλαρού υλικού που μεταφέρεται με τη βαρύτητα ή με τη διάβρωση από τα άνω μέρη του πρανούς. Αυτά τα ιζήματα εμφανίζονται στα τμήματα χαμηλότερης κλίσης. Λόγω του τρόπου σχηματισμού τους, είναι αρκετά ακανόνιστα και υπο-ενοποιημένα. Εμφανίζουν συνήθως κινήσεις αστάθειας σε περιόδους βροχών λόγω της ανόδου της στάθμης του νερού και της παράλληλης μείωσης ως προς τη τάση αναρρόφησης. Σε κάθε περίπτωση, αποτελούν πολύ ασταθή ιζήματα όταν υποβάλλονται σε συνθήκες, υπό τις οποίες υπάρχει πιθανότητα να αλλοιωθούν.

2.2.2 Τρόποι αστοχίας ενός πρανούς

Επίπεδη ή δισδιάστατη αστοχία. Επίπεδο ή δισδιάστατο πρόβλημα είναι αυτό κατά το οποίο η κατολίσθηση οδηγεί σε μια περίπτωση επίπεδης παραμόρφωσης.



Εικόνα 2.12: Επίπεδη αστοχία πρανούς, Αμερική (Πηγή: www.geotechpedia.com)

Αστοχία σε αδύναμα και ομοιογενή υλικά. Αυτή είναι η περίπτωση των εδαφικών πρανών ή των πολύ αδύναμων βραχώδων πρανών. Η επιφάνεια αστοχίας προσδιορίζεται από τη συγκέντρωση της διατμητικής τάσης στη μάζα του εδάφους ή του βράχου, η οποία, από την ανάλυση της οριακής κατάστασης, φαίνεται να είναι περίπου κυκλική σε διατομή, ως προς τη κλίση. Σε αυτή την περίπτωση, η μέθοδος της ανάλυσης δεν επηρεάζεται από τη γεωλογία και εφαρμόζεται οποιαδήποτε, με μοναδικό κριτήριο το βαθμό ακρίβειας ή τις επιθυμητές μαθηματικές συνθήκες.

Αστοχία σε οριζόντια στρωματοποιημένο υπέδαφος. Σε αυτή την κατηγορία, μπορεί να εμφανιστούν αρκετές περιπτώσεις. Μία από αυτές είναι όταν η κλίση του εδάφους παρουσιάζει μια "πολυεπίπεδη" δομή διαφορετικών εδαφών, η οποία οφείλεται σε υπολειμματικά εδάφη με διαφορετικούς βαθμούς αντοχής. Ωστόσο, στα εναπομείναντα εδάφη που προέρχονται από βράχους, είναι δυνατόν να βρεθούν άλλα εδάφη με κακές ιδιότητες, υπό των πρώτων και να που αποτελέσουν μια αδύναμη ζώνη. Η ίδια κατάσταση μπορεί να συμβεί σε βραχώδη πρηνή, αλλά με πολύ υψηλότερες δυνάμεις των εμπλεκόμενων υλικών. Σε αυτές τις περιπτώσεις, κάθε φορά που το ασθενές στρώμα είναι αρκετά παχύ, θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί η κυκλική μέθοδος. Αν το αδύναμο στρώμα είναι λεπτό, θα επηρεαστεί η θέση του επιπέδου αστοχίας, και ενώ η συνολική επιφάνεια μπορεί να είναι περίπου κυκλική, η περιοχή του ασθενούς στρώματος θα είναι επίπεδη, συμπίπτοντας με το αδύναμο στρώμα. Αν αυτή η ασθενής στρώση βρίσκεται στη βάση του πρηνούς, συνίσταται επιπλέον η εκτέλεση μιας ανάλυσης σφήνας, με το οριζόντιο τμήμα του επιπέδου αστοχίας να συμπίπτει με αυτό το στρώμα.

Κατολίσθηση . Σε ορισμένα πρηνή , είναι πιθανό σε μεμονωμένους ή αρκετούς βράχους να υφίσταται πτώση. Αυτή η κατάσταση μπορεί να συμβεί στα βραχώδη πρηνή με μεγάλες ασυνέχειες (αποτυχία αναδίπλωσης) ή σε υπολειμματικά εδαφικά πρηνή με ογκόλιθους που πέφτουν κάτω από την κλίση, λόγω της προοδευτικής διάβρωσης του εδάφους στη βάση του πρηνούς ή των σεισμικών επιταχύνσεων. Η στατική (ή ψευδοστατική) ανάλυση είναι σχετικά απλή σε αυτό το πρόβλημα.



Εικόνα 2.13: Κατολίσθηση σε βραχώδες πρηνές (Πηγή: www.civildigital.com)

Κυκλική αστοχία. Στα πρηνή που έχει ανασκαφεί το έδαφος ή στα βραχώδη πρηνή με ασυνέχειες, όπου δεν υπάρχουν γεωλογικές δομές για τον έλεγχο της αστοχίας, η επιφάνεια αστοχίας είναι περίπου ένα κυκλικό τόξο. Αυτή η κυκλική επιφάνεια αστοχίας προκύπτει από μια διαδικασία εντοπισμού των παραμορφώσεων. Είναι το αρχέτυπο των κατολισθήσεων, ωστόσο το συγκεκριμένο σχήμα αυτού ή η επιφάνεια αστοχίας και ο σχετικός μηχανισμός αστοχίας δεν επιδέχονται γενίκευση.



Εικόνα 2.14: Κυκλική αστοχία πρανούς (Πηγή: www.civildigital.com)

Περίπτωση σφήνας ή τρισδιάστατη ανάλυση. Όταν υπάρχουν δύο ή περισσότερες ασυνέχειες (όπως σφάλματα, ασυνέχειες, αδύναμα στρώματα κ.λπ.) οι οποίες μπορούν να σχηματίσουν σφήνες από πέτρινους όγκους (ή από υπολειμματικές μάζες του εδάφους που διατηρείται η δομή του μητρικού πετρώματος), μπορούν να γλιστρήσουν, συνήθως με πολύ μεγάλους όγκους υλικού. Η ολίσθηση δεν θα συμβεί κατά μήκος ενός μόνο επιπέδου, αλλά κατά μήκος δύο επιπέδων. Η αντοχή διάτμησης του ολισθαίνοντος τεμαχίου εξαρτάται από την αντοχή διάτμησης κάθε θραύσεως, η οποία επίσης θα εξαρτάται από τις κανονικές καταπονήσεις που δρουν σε καθένα από αυτά. Για το λόγο αυτό, κάθε διατομή θα είναι διαφορετική άρα πρέπει να γίνει ανάλυση για κάθε κατάσταση ξεχωριστά.

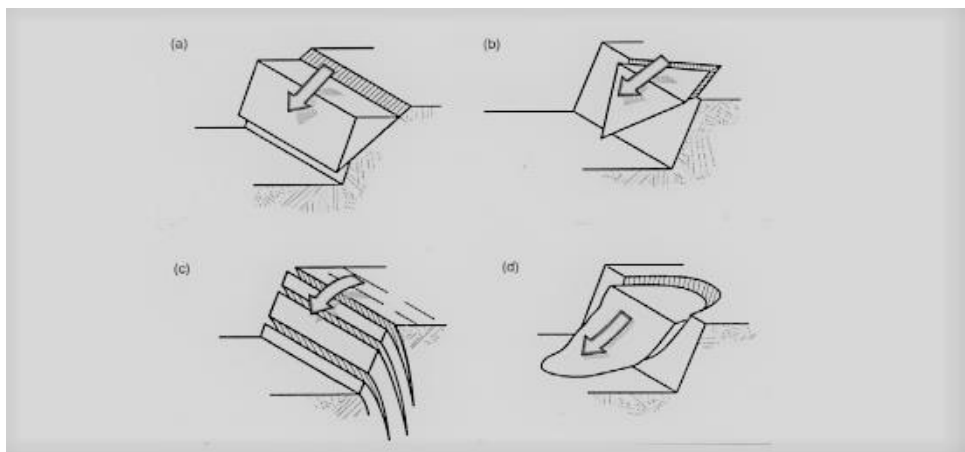


Εικόνα 2.15: Αστοχία σφήνας σε βραχώδες πρανές(Πηγή: www.online.blasttraining.com.au)

Σύνθετες καταστάσεις. Μερικές φορές η εσωτερική δομή είναι ακανόνιστη και δεν ακολουθεί καμία από τις παραπάνω καταστάσεις. Είναι πιθανό τα κυκλικά ή και τα

επίπεδα μέρη να μην είναι αντιπροσωπευτικά της κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας, η οποία είναι ακανόνιστη. Υπάρχουν καλές μέθοδοι ανάλυσης που επιτρέπουν την ανάλυση των ακανόνιστων επιφανειών είτε με τυχαία αναζήτηση είτε με την ανάλυση μιας επιλεγμένης επιφάνειας. Μια περίπτωση τόσο περίπλοκης κατάστασης σημειώθηκε κάτω από έντονες βροχές στα φυσικά πρανή της Serra do Mar, στην πολιτεία São Paulo της Βραζιλίας. Το βραχώδες πρανές επικαλύφθηκε από υπολείμματα πετρωμάτων, όπου ο βράχος είχε τρία κυρίαρχα συστήματα καταγμάτων: ένα βυθισμένο περίπου 30° προς την κλίση (μεγαλύτερο από τη γωνία τριβής των αρθρώσεων), άλλο βυθισμένο απότομα στη μάζα του βράχου και ένα τρίτο, κατακόρυφο και κάθετο στο πρανές. Τα τελευταία δύο συστήματα ευνόησαν την απομόνωση μεμονωμένων τεμαχίων από τη μάζα του βράχου, επιτρέποντας την ολίσθηση κατά μήκος του πρώτου συστήματος.

Οι μέθοδοι της ανάλυσης συρόμενου μπλοκ έχουν αναπτυχθεί από το 1970 από διάφορους συγγραφείς, σε μια προοδευτική ανάπτυξη της μαθηματικής διατύπωσης. Οι πρώτες θεωρήσεις προσδιόριζαν ότι τα ολισθαίνοντα τμήματα είχαν τον ίδιο συντελεστή τριβής και καμία συνοχή. Οι πιο σύνθετες συνθέσεις επιτρέπουν την εξέταση για κάθε επίπεδο διαφορετικών γωνιών και συνθηκών τριβής, υδροστατικών πιέσεων και δυνάμεων επιτάχυνσης. Ωστόσο, είναι κάπως πολύπλοκα και δύσκολα αξιοποιήσιμα τμήματα. Μία απλούστερη μέθοδος είναι εκείνη των Hoek και Bray (1981), η οποία παρουσιάζει τα διαγράμματα σχεδίασης (εικόνα 2.13) τα οποία είναι ιδιαίτερα εύχρηστα για τον προσδιορισμό του τρόπου αστοχίας ενός πρανούς.

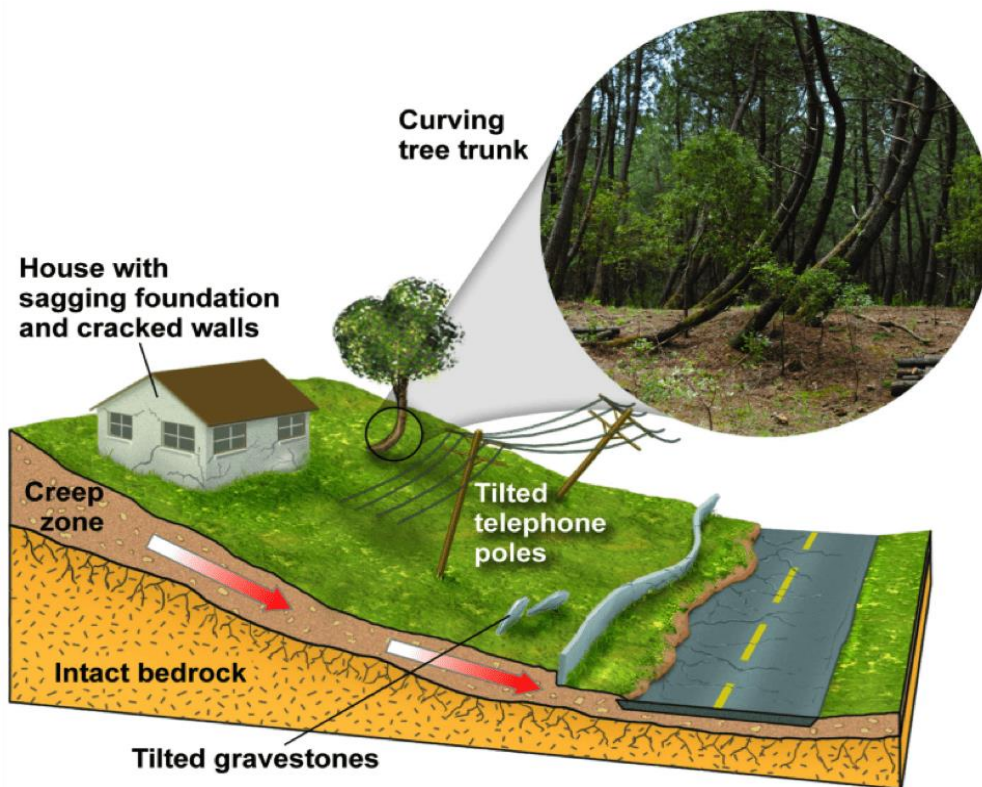


Εικόνα 2.16: Βασικοί τύποι αστοχίας κλίσης πρανούς: (a) επίπεδη αστοχία, (b) σφηνοειδής αστοχία, (c) αστοχία αναδίπλωσης, (d) κυκλική αστοχία (modified after Hoek and Bray). (Πηγή: Jean-Alain Fleurisson / Procedia Engineering 46 (2012))

Συμπεραίνοντας, είναι σαφές ότι οι κύριοι παράγοντες γεωλογίας που επηρεάζουν περισσότερο τη ευστάθεια της κλίσης είναι η παρουσία τμημάτων ή ζωνών αδυναμίας, προσανατολισμένων αρνητικά σε σχέση με την επιφάνεια του πρανούς. Ελλείψει αυτών των χαρακτηριστικών, και σε περίπτωση σκληρού βράχου, μπορεί να υπάρχουν πολύ ψηλές και απότομες κλίσεις, οι οποίες, όμως, παραμένουν σταθερές ακόμη και σε μια υπερβολική κατάσταση οπότε και θα αποφευχθεί κάθε τρόπος αστοχίας από αυτούς που έχουν αναφερθεί παραπάνω.

2.3 Ευστάθεια εδαφικών πρανών

Αυτή η ενότητα ασχολείται με τις έννοιες και τις τεχνικές ασφαλείας για την ανάλυση της ευστάθειας εδαφικών πρανών. Στην περίπτωση υλικού εδαφικής συμπεριφοράς, η θέση και η μορφή της επιφάνειας αστοχίας του δεν ελέγχονται (σε αντίθεση με το βραχώδους συμπεριφοράς) από την παρουσία τεκτονικών και δομικών προϋπαρχόντων επιφανειών. Προκειμένου να γίνει το βήμα της ανάλυσης είναι αναγκαίο, αρχικά να διευκρινιστεί το πλαίσιο της προσομοίωσης, οι γεωμετρικές κλίμακες του προβλήματος και η ακρίβεια των γεωλογικών, υδρογεωλογικών και γεωτεχνικών δεδομένων που συλλέγονται για τη μελέτη η οποία θα δώσει τη μερική γνώση του πραγματικού φυσικού περιβάλλοντος. Για να ξεπεραστεί το πρόβλημα ακρίβειας, είναι απαραίτητο να πραγματοποιηθεί μια παραμετρική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη τόσο μια ρεαλιστική μεταβολή για τις ανεπαρκώς γνωστές παραμέτρους, όσο και συγκρίνοντας τις αποκρίσεις από την αναμενόμενη παραμόρφωση και αστοχία στο εδάφους. Η ευστάθειας μιας δομής ορίζεται γενικά σε ντετερμινιστικούς όρους μέσω μιας τιμής ασφάλειας (FS), η οποία επιτυγχάνεται μέσω μιας από τις μεθόδους ανάλυσης ευστάθειας. Επειδή υπάρχουν πολλές μέθοδοι, η επιλογή της είναι κρίσιμη και απαραίτητως ανάλογη του τύπου του προβλήματος. Η αβεβαιότητα στις παραμέτρους εισόδου, όπως αυτή παρουσιάζεται στα δεδομένα δύναμης διατμητικής αντοχής, οδηγεί σε ισοδύναμη αβεβαιότητα στο υπολογισμένο FS.



Εικόνα 2.17: Περίπτωση αστάθειας εδαφικού πρανούς, όπου το πρανές “έρπεται” προς το δρόμο. (Πηγή: www.trailism.com)

2.3.1 Ο σκοπός της ανάλυσης της ευστάθειας

Ο σκοπός της ανάλυσης ευστάθειας μιας υπάρχουσας κλίσης είναι να επαληθευτεί η ασφάλειά της κατάστασης. Το αποτέλεσμα της ανάλυσης θα επηρεάσει το εάν θα ληφθούν ή όχι προληπτικά ή διορθωτικά μέτρα. Οι αναλύσεις ευστάθειας επιτρέπουν να αξιολογηθεί μια κατάλληλη γεωμετρία και να διασφαλιστεί ένα ελάχιστο FS σε περιβαλλοντικές συνθήκες όπως και ανθρωποειδείς δράσεις, για παράδειγμα: εκκαφές, φορτία και αποστράγγιση. Οι μελέτες ευστάθειας μπορεί να περιλαμβάνουν παραμετρικές μελέτες για την εκτίμηση της ευαισθησίας του FS σε μεταβολές παραμέτρων αντοχής, γεωμετρίας, πιέσεων υπόγειων υδάτων και συνθήκες φόρτωσης.

Ένας σημαντικός ρόλος των αναλύσεων ευστάθειας έγκειται στις αναλύσεις των ορεινών περιοχών όπου εντοπίζονται αρκετές αστοχίες. Σε αυτές τις περιπτώσεις, η τιμή FS είναι γνωστή και ίση με τη μονάδα. Επίσης η γεωμετρία πριν από την αστοχία είναι κι αυτή γνωστή στις περισσότερες περιπτώσεις. Ο στόχος είναι να βρεθούν οι δυνάμεις και διανομές πίεσης πόρων που ικανοποιούν αυτές τις συνθήκες.

2.3.2 Ορισμός ασφάλειας (FS)

Υπάρχουν δύο ορισμοί για τον παράγοντα ασφαλείας: ο ένας ως λόγος απόλυτης αντοχής (δομική ικανότητα) και πραγματικού φορτίου που εφαρμόζεται και αποτελεί το μέτρο της αξιοπιστίας ενός συγκεκριμένου σχεδιασμού. Η άλλη χρήση του FS είναι ως μια σταθερή τιμή (FoS) που ορίζεται από την αναλογία μεταξύ του συντελεστή ασφαλείας των μέγιστων δυνάμεων ή ροπών αντοχής και των δυνάμεων ή των ροπών που ενεργούν κατά μήκος μιας πιθανής επιφάνειας αστοχίας. Η πρώτη χρήση (υπολογιζόμενη τιμή) αναφέρεται γενικά ως ένας παράγοντας ασφαλείας και πιο συγκεκριμένα, ως ένας πραγματοποιημένος παράγοντας ασφαλείας. Η δεύτερη χρήση αναφέρεται ως παράγοντας σχεδιασμού, είτε παράγοντας σχεδιασμού ασφαλείας, είτε απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας. Ο πραγματοποιημένος συντελεστής ασφαλείας πρέπει να είναι μεγαλύτερος από τον απαιτούμενο σχεδιαστικό παράγοντα ασφαλείας. Ο παράγοντας των υπολογισμών ασφαλείας βασίζεται στη θεωρία της οριακής ισορροπίας. Το μηχανικό πρόβλημα απλοποιείται όταν η ευστάθεια της κλίσης καθορίζεται χρησιμοποιώντας τον συντελεστή ασφαλείας (FoS).

Υπάρχουν διάφοροι τρόποι για τον ορισμό του FS, ο καθένας οδηγεί σε διαφορετικά FS αποτελέσματα. Οι πιο κοινές μέθοδοι για τον ορισμό του FS είναι:

Ροή ισορροπίας: Χρησιμοποιείται γενικά για την ανάλυση των περιστροφών, λαμβάνοντας υπόψη μια κυκλική επιφάνεια ολίσθησης.

Ισχυρή ισορροπία: Εφαρμόζεται γενικά για την ανάλυση της περιστροφής. Ισχύει κατά βάση για αστοχίες που αφορούν επίπεδες ή πολυγωνικές επιφάνειες ολίσθησης.

Μία ασταθής κλίση παρουσιάζει $FS \leq 1$. Από θεωρητική άποψη, η κλίση είναι σταθερή εάν το FS είναι μεγαλύτερο από ένα αλλά στην πράξη πρέπει να προσαρμοστεί το θεωρητικό επίπεδο ασφαλείας στην ακρίβεια των δεδομένων εισόδου. Για τις βραχυπρόθεσμες αναλύσεις ευστάθειας, θα ήταν αποδεκτοί συντελεστές

ασφαλείας από 1.2 έως 1.3, ενώ για την μακροπρόθεσμη ευστάθεια, οι παράγοντες ασφάλειας κυμαίνονται συνήθως μεταξύ 1.4 και 1.5. Αυτές οι τελευταίες τιμές αποτελούν πάντα τη βάση της διαδικασίας σχεδιασμού.

2.3.3 Τεχνικές ανάλυσης της ευστάθειας

Υπάρχουν δύο κατηγορίες τεχνικών ανάλυσης, η πρώτη που ονομάζεται “ντετερμινιστική” κατά την οποία η ασφάλεια FS ορίζεται με μια μόνο τιμή και η δεύτερη, η πιθανολογική, στο πλαίσιο της οποίας η αστοχία μετράται με πιθανολογικές τιμές της ασφάλειας.

Στην πρώτη κατηγορία εντάσσονται οι τεχνικές,

- της Οριακής Ισορροπίας όπου Οι Whitman και Bailey (1967) παρουσίασαν μια πολύ ενδιαφέρουσα και κλασική ανασκόπηση των μεθόδων ανάλυσης οριακών ισορροπιών. Αυτές μπορούν να ομαδοποιηθούν ως:
 1. Μέθοδος φέτας: Η ασταθής μάζα του εδάφους χωρίζεται σε κάθετα μέρη και η επιφάνεια ολίσθησης μπορεί να είναι κυκλική ή πολυγωνική.
 2. Μέθοδος σφήνας: Χρησιμοποιείται η τεχνική διαίρεσης της μάζας του εδάφους σε σφήνες οι οποίες βρίσκονται σε πολυγωνικές ολισθηρές επιφάνειες.
- Των διαγραμμάτων ευστάθειας: τα οποία επιτρέπουν την απλή και γρήγορη αξιολόγηση της ευστάθειας. Είναι χρήσιμα σε προκαταρκτικά στάδια ενός έργου ή ανάλυση της ευαισθησίας. Για λόγους απλότητας, τα περισσότερα διαγράμματα έχουν αναπτυχθεί για ομοιογενή πρηνή και πολύ απλή γεωμετρία. Στην περίπτωση μη ομοιογένειας των στρωμάτων εδάφους, πρέπει να αξιολογηθούν οι μέσες παράμετροι.
- Της άπειρης κλίσης: Μια άπειρη κλίση είναι απλώς μια κατακόρυφη γραμμή. Οι μικρές αστοχίες του ιζήματος που ολισθαίνουν στους σαπρολίτες ή στο βράχο είναι τυπικά παραδείγματα καταστάσεων της περίπτωσης άπειρης κλίσης. Η επιφάνεια της ολίσθησης είναι παράλληλη με την επιφάνεια της πλαγιάς.
- Ευστάθειας σε τρεις διαστάσεις (3D analysis): Η αστοχία στα πρηνή είναι τρισδιάστατης μορφής όμως η χρήση της τρισδιάστατης ανάλυσης δεν χρησιμοποιείται συχνά. Εκτός του ότι είναι δυσκολότερη μέθοδος, τα ερευνητικά συγκριτικά αποτελέσματα έχουν δείξει (Kavounidis, 1987), ότι η μέθοδος αυτή δίνει λίγο μεγαλύτερες τιμές του FS, απ’ ότι γνωστές μέθοδοι ανάλυσης της ευστάθειας των δύο διαστάσεων. Επομένως οι τιμές του FS που παρέχουν οι δισδιάστατες μέθοδοι κινούνται στην ασφαλή πλευρά (πιο συντηρητικές), και παρέχουν ικανοποιητική ακρίβεια για τις περισσότερες πρακτικές εφαρμογές των αναλύσεων ευστάθειας πρηνών.

- Της ανάλυσης παραμόρφωσης-μετακίνησης: Μπορεί να πραγματοποιηθεί σε πολύ ειδικές περιπτώσεις μέσω μιας πολύπλοκης αριθμητικής λύσης με επίλυση εξισώσεων ισορροπίας, συμβατότητας και κριτηρίων αντοχής σε τάση και καταπόνηση. Οι οριακές συνθήκες καθορίζονται από άποψη μετατοπίσεων και / ή τάσεων. Η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων είναι μια πολύ κοινή αριθμητική τεχνική που χρησιμοποιείται σε αυτά τα προβλήματα. Αν και πεπερασμένη, μπορούν να χρησιμοποιηθούν διαφορές, οριακά στοιχεία και μέθοδοι διακριτών στοιχείων σε προβλήματα δύο ή ακόμη και τριών διαστάσεων. Είναι δυσκολότερη η χρήση της και πιο χρονοβόρα μέθοδος από τις μεθόδους ανάλυσης ευστάθειας, και απαιτεί ιδιαίτερη εμπειρία για την αποτελεσματική εφαρμογή της. Συνδυάζεται συνήθως με αποτελέσματα ενόργανων επιτόπου μετρήσεων των παραμέτρων κίνησης του πρηνούς. Βασικό μειονέκτημα της είναι ότι δεν ενδείκνυται για φυσικά εδαφικά πρηνή και ιδίως για αυτά με αυξημένη πολυπλοκότητα της μηχανικής τους συμπεριφοράς (λόγω ετερογένειας και ανισοτροπίας) επειδή, οι απαιτούμενες για τους υπολογισμούς παράμετροι τάσης και παραμόρφωσης, δεν είναι εύκολα αποτιμήσιμες μέσω εργαστηριακών δοκιμών.

Στην δεύτερη κατηγορία εντάσσονται οι τεχνικές που σχετίζονται με τη χαρτογράφηση κινδύνων, την κατοχή και χρήση γης. Οι πιθανολογικές μέθοδοι χρησιμοποιούνται επίσης για μελέτες ευστάθειας κλίσης προκειμένου να εκτιμηθεί η αβεβαιότητα στο υπολογισμένο FS με προκαθορισμένες μεθόδους. Αυτό επιτυγχάνεται με τη λήψη του δείκτη αξιοπιστίας (β) του συντελεστή ασφάλειας. Με βάση την τιμή β και υποθέτοντας μια κατανομή για FS, είναι δυνατόν να ληφθεί η πιθανότητα αστοχίας (P_t) μιας κλίσης. Μια σχετικά απλή προσέγγιση είναι η διανομή Gauss για την FS, η οποία παράγει ικανοποιητικά αποτελέσματα για τις αναλύσεις ευστάθειας των πρηνών.

2.3.4 Μέθοδοι ανάλυσης

Υπάρχουν δύο τρόποι για την πραγματοποίηση αναλύσεων ευστάθειας. Ο πρώτος από άποψη των συνολικών καταπονήσεων, που αντιστοιχούν σε βραχυπρόθεσμες καταστάσεις, κορεσμένα εδάφη και παρεμποδισμένες συνθήκες αποστράγγισης και ο δεύτερος που αντιστοιχεί σε αποτελεσματικές αναλύσεις τάσεων, οι οποίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν για μακροπρόθεσμες αναλύσεις ευστάθειας όπου επικρατούν συνθήκες αποστράγγισης, όταν οι πιέσεις των πόρων είναι γνωστές στην απαιτούμενη ακρίβεια. Ο βαθμός υπολογιστικής ακρίβειας κάθε μεθόδου ανάλυσης της ευστάθειας, εξαρτάται από την προσεγγιστική ισχύ (σε σχέση με τις πραγματικές συνθήκες) των αναπόφευκτων απλουστευτικών παραδοχών με τις οποίες είναι συναρτημένη.

Σε ορισμένες περιπτώσεις, δεν μπορεί να πραγματοποιηθεί απλούστευση της εύρεσης της παραμόρφωσης και της αστοχίας. Τότε, είναι απαραίτητο να πραγματοποιηθούν υπολογισμοί παραμόρφωσης που να δίνουν την παραμόρφωση εδάφους ή της βραχομάζας σε απόκριση μηχανικής ή υδραυλικής φόρτισης. Οι αριθμητικές μέθοδοι όπως τα πεπερασμένα στοιχεία (FEM) ή μέθοδοι πεπερασμένων διαφορών (FDM) που ισχύουν για συνεχή μέσα (εδάφη εν γένει) ή άλλα προσομοιώματα και αριθμητικές μέθοδοι κατάλληλες για ασυνεχή μέσα, όπως είναι η μέθοδος διακριτών στοιχείων (DEM), απαιτούν υψηλό επίπεδο γνώσης των

υφιστάμενων γεωμετρικών αντικειμένων (γεωμετρία μάζας, ετερογένεια και ανισοτροπία, μηχανική συμπεριφορά), γύρω τόσο από τις αρχικές συνθήκες (κατάσταση τάσεων που ασκούνται στη μάζα κ.λπ.) όσο και από τις οριακές συνθήκες (μηχανικές και υδραυλικές συνθήκες).

Ολοκληρώνοντας, για να διεξαχθεί η ανάλυση της ευστάθειας το πρώτο και βασικότερο βήμα είναι η επιλογή της αστοχίας, δηλαδή εάν είναι αβαθής ή βαθιά, κυκλική ή πολυγωνική. Πολλές αστοχίες, ξεκινούν όπως μια περιστροφική ολίσθηση αλλά αλλάζουν κάτω από μια ισχυρή βροχή, καταιγίδα. Πλέον με την αναβάθμιση των λογισμικών και τη χρήση των ηλεκτρονικών υπολογιστών η απλότητα της μεθόδου της λύσης δεν είναι το πρώτο κριτήριο επιλογής. Εάν είναι γνωστή η γεωμετρία, τα δεδομένα για τα υπόγεια ύδατα και η αντοχή του εδάφους, θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί μια αυστηρή μέθοδος όπως η Sarma, Morgenstern-Price. Σε διαφορετική περίπτωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί μία πιο απλουστευμένη μέθοδος.

2.4 Ευστάθεια βραχών πρανών

Σε αυτή την ενότητα προσεγγίζεται το θέμα της ευστάθειας της κλίσης βράχου. Πρόκειται για ένα θέμα που λόγω της ραγδαίας τεχνολογικής ανάπτυξης, έχει αξιοσημείωτη εξέλιξη ως προς τη μέθοδο εκτίμησης της αντοχής σε διάτμηση, των ασυνεχειών καθώς και τη μέθοδο ανάλυσης. Βραχομάζα είναι η φυσική οντότητα, κατασκευασμένη από ανέπαφο υλικό βράχου και ασυνέχειες οι οποίες κόβουν το βράχο σε μεμονωμένα, μικρότερα κομμάτια. Τα πρανά από βράχο χαρακτηρίζονται εν γένει από γεωμετρική και γεωλογική πολυπλοκότητα και έχουν ευρύ φάσμα μεγέθους. Υπάρχουν διαφορετικοί τύποι και δομές βράχων. Απόρροια της διαφορετικότητας των τύπων αυτών είναι ότι οι μηχανισμοί παραμόρφωσης και αστοχίας διαφέρουν από περίπτωση σε περίπτωση. Η υδρομηχανική τους συμπεριφορά, εξαρτάται από τις ιδιότητες των πετρωμάτων, τη γεωμετρία, την αντοχή των ασυνεχειών, την κατάσταση και την κλίμακα του προβλήματος. Η θεώρηση της εφαρμοσμένης ανάλυσης των συνθηκών ευστάθειας, εκλαμβάνει το πρανές ως ένα σύνολο συμπαγών τεμαχίων που τα όρια τους στις τρεις διαστάσεις ελέγχονται από το σύστημα των ασυνεχειών (μέλη του δομικού ιστού της ασυνεχούς βραχώδους μάζας).

2.4.1 Διατμητική αντοχή της ασυνέχειας του βράχου

Οι μάζες βράχων παρουσιάζουν διάφορους τύπους ασυνεχειών. Σε μικρά βάθη όπου οι τάσεις των υπερκειμένων στρωμάτων δεν είναι τόσο μεγάλες επιτρέπουν να μην υπάρχει συνθήκη αστοχίας και η συμπεριφορά ελέγχεται εύκολα από τις ασυνέχειες. Επομένως, η ανάλυση ευστάθειας των κλίσεων πρανών βασίζεται στους παράγοντες που επηρεάζουν την αντοχή της διατμητικής αντοχής και τον έλεγχο των ασυνεχειών.



Εικόνα 2.18: Διαδικασία σταθεροποίησης βραχώδους πρανούς με χρήση σπρέι σκυροδέματος (Πηγή: <http://bestsupportunderground.com>)

2.4.2 Τύποι αστοχίας

Παρακάτω παρουσιάζονται συνοπτικά οι τύποι της αστοχίας,

- Επίπεδη αστοχία, η οποία διέπεται από μια κύρια ασυνέχεια που βυθίζεται προς την κατεύθυνση της κλίσης.
- Αστοχία με σφήνα, η οποία ρυθμίζεται από δύο βασικές διαφορές όπου οι γραμμές τομής βυθίζονται προς την κλίση.
- Η αστοχία της αναδίπλωσης, που περιλαμβάνει κάθετες πλάκες ή κολώνες δημιουργημένες από την κάθετη ασυνέχεια στην επιφάνεια κλίσης.
- Η κυκλική αστοχία, στην οποία η επιφάνεια ολίσθησης είναι διαμορφωμένη σαν ένα κέλυφος και εμφανίζεται μέσα στο βράχο.
- Πτώση του βράχου, συνίσταται στην πτώση χαλαρών μπλοκ ή πετρών λόγω ολίσθησης, έλασης ή ασυνέχειας της κλίσης.

Ο Barton και οι συνάδελφοί του (1973, 1976, 1977, 1990) πρότειναν το ακόλουθο κριτήριο διατμητικής αστοχίας για συνδεδεμένους βράχους,

$$\tau = \sigma n \times \tan[\varphi b + JRC \times \log(JCS/\sigma n)]$$

με JRC: συντελεστής τραχύτητας ασυνέχειας

JCS: δύναμη συμπίεσης

Οι Deere και Miller (1966) πρότειναν τη χρήση του σκυρομέτρου Schmidt για την αξιολόγηση της αντοχής συμπίεσης των ασυνεχειών (του JCS). Οι Barton και

Bandis (1982) πρότειναν διορθώσεις κλίμακας στο JRC. Επίσης πρέπει να ληφθεί υπόψη η παράγοντας κλίμακας (Barton και Bandis 1982) FS.

Αν τα εδάφη γεμίσουν τις ασυνέχειες, αυτό μπορεί να έχει έντονη επίδραση στην δύναμη της ασυνέχειας. Ο Barton (1974) παρουσίασε μια περιεκτική μελέτη σχετικά με αυτό και ορισμένα συμπεράσματα συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα,

Material	Description	Peak		Residual	
		c (MPa)	ϕ (°)	c (MPa)	ϕ (°)
Bentonite	Bentonite seam in limestone	0.015	7.5	-	-
	Thin layer	0.09–0.12	12–17	-	-
	Triaxial test	0.06–0.1	9–13	-	-
Clays	Overconsolidated clay	0–0.18	12–18	0–0.03	10–16
Granite	Clay-filled joint	0–0.1	24–45	-	-
	Sand-filled joint	0.05	40	-	-
	Fault zone jointed	0.24	42	-	-

Εικόνα 2.16: Αντοχή διάτμησης εδαφών που έχουν γεμίσει τις ασυνέχειες (Barton 1974)

Αυτός ο πίνακας δείχνει μια ευρεία διασπορά των αποτελεσμάτων. Ωστόσο, αν η επιφάνεια της ασυνέχειας είναι τραχιά, θα υπάρξει αστοχία στο έδαφος με υπολειπόμενη γωνία τριβής.

Όπως και στην περίπτωση του Barton μπορούν να ληφθούν αντίστοιχες παράμετροι με τη δύναμη Mohr-Coulomb.

2.4.3 Ανάλυση Ευστάθειας

Παρακάτω θα πραγματοποιηθεί μία συνοπτική αναφορά της ανάλυσης της ευστάθειας οριακής και μη ισορροπίας για βραχώδεις πρανές.

Οι τεχνικές ευστάθειας οριακής ισορροπίας αντιμετωπίζουν την αστοχία επίπεδου, σφήνας, ανατροπής, καθώς και την πτώση βράχου.

Επίπεδη αστοχία αποτελείται από ολίσθηση μίας βραχομάζας σύμφωνα με ένα επίπεδο αστοχίας-επιφάνειας. Η ανάλυση συνίσταται σε μια δισδιάστατη αστοχία σφήνας, και ο συντελεστής ασφάλειας υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη εξισώσεις ισορροπίας των κάθετων και οριζόντιων δυνάμεων.

Τρισδιάστατη αστοχία σφήνας αντιμετωπίζεται ως άκαμπτη ολίσθηση του μπλοκ στα επίπεδα που καθορίζουν τη σφήνα.

Αστοχία αναδίπλωσης είναι μια συνηθισμένη κατάσταση στην περίπτωση βραχομάζας. Σχηματίζονται μπλοκ βράχου, πλάκες ή κολώνες, με παράλληλες αρθρώσεις στην πρόσοψη της πλαγιάς. Είναι γεγονός ότι δεν υπάρχουν καθολικά αποδεκτά κριτήρια ανάλυσης ευστάθειας της αναδίπλωσης. Η σταθεροποίηση των

αστοχιών αναδίπλωσης μπορεί να επιτευχθεί με μείωση της κλίσης ύψους, απομάκρυνση χαλαρών μπλοκ και βίδωμα πλακών.

Κατολίσθηση υπάρχουν περιπτώσεις στις οποίες ο μεγάλος αριθμός χαλαρών μπλοκ, που είναι ευαίσθητα οδηγούν σε ολίσθηση. Στην περίπτωση αυτή, η πιο εφικτή μέθοδος σταθεροποίησης και μείωσης του κινδύνου ολίσθησης είναι η χρήση φραγμάτων ή ο έλεγχος κάποιας πηγής νερού (ποτάμι, καταρράκτης κλπ). Σε τέτοιες περιπτώσεις, η πρόβλεψη του μονοπατιού είναι σημαντική. Σε συνθήκες κατολίσθησης τα μπλοκ αρχίζουν να κινούνται. Οι παράγοντες ελέγχου για την πορεία τους είναι, η απότομη κλίση της πλαγιάς, οι διαστάσεις, το σχήμα του μπλοκ και η κλίση του βράχου ή του εδάφους. Οι σκληρές επιφάνειες των βράχων δεν επιβραδύνουν την πτώση, όπως τα εδάφη. Ανάλογα με την απότομη κλίση, το σχήμα και τις διαστάσεις του μπλοκ, η επιφάνεια αστοχίας μπορεί να κυλήσει, να γλιστρήσει ή απλώς να πέσει.

Στις περιπτώσεις όπου δεν διαπιστώνεται συγκεκριμένος τύπος αστοχίας-μετακίνησης, αλλά η επιτόπια έμπειρη παρατήρηση ή οι ενόργανες μετρήσεις διαπιστώνουν έναρξη μετακίνησης σε τμήμα της βραχομάζας, εφαρμόζονται μέθοδοι μη οριακής ισορροπίας. Η πιο σημαντική και γνωστή, ίσως, τέτοιας κατηγορίας μέθοδος είναι η μέθοδος του διακεκριμένου στοιχείου (distinct-element method) και αφορά το βραχώδες συμπαγές τέμαχος, δομικό λίθο της θεωρούμενης βραχομάζας. Η μέθοδος αυτή αναφέρεται και ως μέθοδος ανάλυσης τεμάχους (block-analysis method) και δεν απαιτεί προδιαγεγραμμένη επιφάνεια αστοχίας για να οδηγηθεί σε λύση.

Οι εισηγητές της μεθόδου είναι οι Cundall (1987) και Lorig (1991). Τα κύρια σημεία διάκρισης της μεθόδου αυτής από τις άλλες μεθόδους αριθμητικής ανάλυσης είναι τα εξής :

1. Η βραχομάζα συνίσταται (θεωρούμενη ως ολικό σύστημα) από διακριτά τεμάχη-μέλη, το καθένα από τα οποία μπορεί να υποστεί ιδιαίτερη, σε σχέση με τα άλλα, περιστροφή και μετακίνηση.
2. Οι δυνάμεις αλληλεπίδρασης μεταξύ των τεμαχών, οφείλονται στη μεταβολή της γεωμετρικής τους συνδεσμολογίας (αλλαγή σχετικής θέσης).
3. Η πορεία της ανάλυσης, παρακολουθεί την μεταβολή των σχετικών θέσεων των επιμέρους τεμαχών του συστήματος της θεωρούμενης βραχομάζας, στην πορεία του χρόνου.

Η μέθοδος του διακεκριμένου στοιχείου, χρησιμοποιεί μια υπολογιστική διαδικασία η οποία επιλύει τις εξισώσεις κίνησης και δύναμης επαφής για κάθε διακεκριμένου στοιχείου σε κάθε χρονικό βήμα. Η αλληλεπίδραση των στοιχείων στα σημεία επαφής, προσομοιώνεται με παραμέτρους αντοχής και παραμόρφωσης.

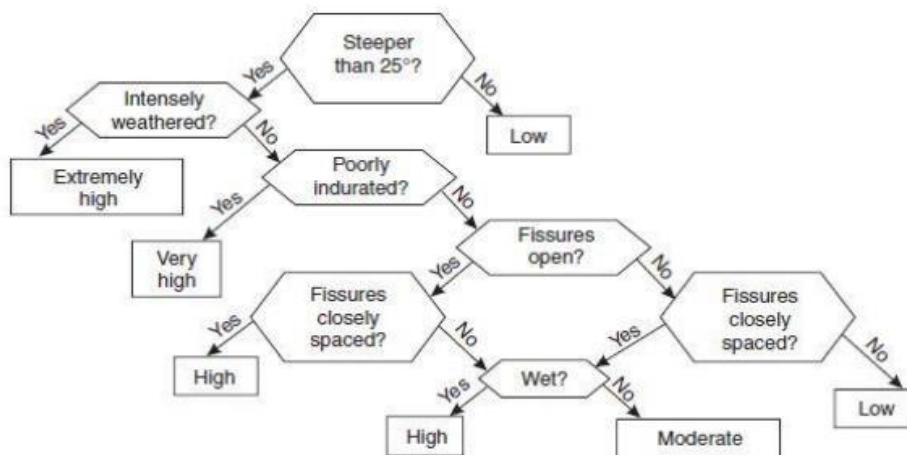
2.4.4 Σεισμική ανάλυση

Σε σεισμικά ενεργές περιοχές του πλανήτη, κατά το σχεδιασμό βραχώδων πρηνών πρέπει να ληφθούν υπόψη οι επιπτώσεις που θα έχουν τα πρηνή έπειτα από μια έντονη σεισμική διέγερση. Μελέτες για τον αριθμό και την κατανομή των κατολισθήσεων και των πετρωμάτων που πέφτουν κατά τη διάρκεια των σεισμών έχουν δείξει ότι οι συγκεντρώσεις κατολισθήσεων μπορούν να φτάσουν τις πενήντα ανά τετραγωνικό χιλιόμετρο. Τα παραπάνω γεγονότα χρησιμοποιήθηκαν από τον Keefe (1992) για να εκτιμηθούν οι γεωλογικές και τοπογραφικές συνθήκες υπό τις

οποίες μπορεί να υπάρξει υψηλός κίνδυνος κατολισθήσεων. Επίσης βρέθηκαν πέντε παράμετροι οι οποίες έχουν ιδιαίτερη επιρροή στη ευστάθειας του πρανούς κατά τη διάρκεια του σεισμού.

- Γωνία κλίσης: Η ολίσθηση σπάνια εμφανίζεται σε πλαγιές με γωνίες μικρότερες από περίπου 25 °.
- Μορφολογία: Ψηλός βράχος που περιλαμβάνει πυρήνα σε μια λεπτή εδαφική μήτρα και υπολείμματα με το έδαφος είναι πιο πιθανό να αποτύχει από το φρέσκο βράχο.
- Επαγωγή: Το σκληρό πέτρωμα στο οποίο τα σωματίδια είναι ασθενώς συνδεδεμένα με αυτό είναι πιο πιθανό αστοχήσει από τον ισχυρό καλά σφυρηλατημένο βράχο.
- Χαρακτηριστικά ασυνέχειας: Ο βράχος που περιέχει στενά διαχωρισμένες, ανοικτές ασυνέχειες είναι περισσότερο επιρρεπής στην αστοχία από τον τεράστιο βράχο στον οποίο οι ασυνέχειες κλείνουν και θεραπεύονται.
- Νερό: Τα πρανή στα οποία η ανώτερη επιφάνεια των ζωνών κορεσμού είναι υψηλή ή όπου υπήρξαν πρόσφατες βροχοπτώσεις είναι επιρρεπής σε αποτυχία.

Η σχέση μεταξύ αυτών των πέντε συνθηκών και του κινδύνου αστοχίας κλίση απεικονίζεται στο δέντρο απόφασης



Εικόνα 2.19: Δέντρο απόφασης για την ευστάθεια σε βραχώδες πρανές υπό σεισμικές συνθήκες(Keefner,1992)

Ο σχεδιασμός των πρανών που μπορεί να υποβληθούν σε σεισμική κίνηση εδάφους απαιτεί ποσοτικές πληροφορίες σχετικά με το μέγεθος της κίνησης (Abrahamson, 2000). Αυτές οι πληροφορίες μπορεί να είναι είτε η επιτάχυνση εδάφους (PGA) είτε το ιστορικό επιτάχυνσης των κινήσεων, ανάλογα με τη μέθοδος ανάλυσης ευστάθειας που πρόκειται να χρησιμοποιηθεί. Η διαδικασία με την οποία καθορίζεται ο όρος "σεισμική επικινδυνότητα" ακολουθεί τρία βήματα (NHI, 1998 Class, 2000):

- Αναγνώριση σεισμικών πηγών ικανών να προκαλέσουν ισχυρές βυθίσεις στο έδαφος.
Οι σεισμοί είναι το αποτέλεσμα της αστοχίας κινήσεων, οπότε η ταυτοποίηση των σεισμικών πηγών περιλαμβάνει την εγκαθίδρυση, τα είδη σφαλμάτων και τη γεωγραφική τους θέση, το βάθος, το μέγεθος και τον προσανατολισμό τους. Αυτές οι πληροφορίες είναι που συνήθως διατίθενται από δημοσιεύσεις όπως είναι οι γεωλογικοί χάρτες, οι εκθέσεις που καταρτίζονται από την κυβέρνηση, οι ομάδες γεωλογικής έρευνας, πανεπιστήμια, καθώς και τυχόν προηγούμενα έργα που έχουν αναληφθεί σε αυτήν την περιοχή. Επίσης, η αναγνώριση των σφαλμάτων μπορεί να γίνει από τη μελέτη των αεροφωτογραφιών, τη γεωλογική χαρτογράφηση, τις γεωφυσικές έρευνες και τις εκσκαφές. Στις αεροφωτογραφίες, με βάση χαρακτηριστικά όπως αστοχίες, ρωγμές, ράχες διαλείμματος σφαλμάτων μπορούν να αναγνωριστούν τα ενεργά σφάλματα. Επιπλέον, αρχεία σεισμικών σταθμών παρακολούθησης παρέχουν πληροφορίες σχετικά με τη θέση και το μέγεθος των πρόσφατων σεισμών τα οποία μπορούν να συμβάλλουν στη συσχέτιση με τη δραστηριότητα του σφάλματος.
- Αξιολόγηση του σεισμικού δυναμικού για κάθε ικανή πηγή.
Οι κινήσεις των αστοχιών στο Holocene Epoch (περίπου τα τελευταία 11.000 χρόνια) γενικά θεωρείται ως το κριτήριο για να διαπιστωθεί ότι το σφάλμα είναι ενεργό (USEPA, 1993). Σε περιοχές όπου δεν υπάρχει επιφανειακή έκφραση ρήξης σφάλματος, ο χαρακτηρισμός της σεισμικής πηγής εξαρτάται κυρίως από μικρο-σεισμικές μελέτες και από το ιστορικό δυνατών σεισμών.
- Αξιολόγηση της έντασης των σχεδιαστικών κινήσεων εδάφους στο χώρο.
Μετά τον προσδιορισμό σεισμικών πηγών ικανών να δημιουργήσουν ισχυρές κινήσεις εδάφους στην περιοχή, η ένταση των κινήσεων εδάφους μπορεί να αξιολογηθεί είτε από δημόσιους κώδικες και πρότυπα είτε από την ανάλυση σεισμικού κινδύνου όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Οι χώρες με σεισμικές περιοχές δημοσιεύουν χάρτες στους οποίους η χώρα διαιρείται σε ζώνες που δείχνουν τη σεισμικότητα της εκάστοτε περιοχής (ως κλάσμα της επιτάχυνσης βαρύτητας). Αυτές οι δημοσιευμένες επιταχύνσεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε κάθε γεωτεχνικό σχεδιασμό που κρίνεται απαραίτητος.

2.5 Επίλογή σχεδιασμού ευστάθειας

Στις παραπάνω ενότητες έχει γίνει μία λεπτομερής περιγραφή που αφορά τη διερεύνηση της περιοχής ως προς τα γεωλογικά και τοπογραφικά της χαρακτηριστικά, τα είδη της αστοχίας και τέλος την αξιολόγηση της ευστάθειας. Μετά το τέλος των βημάτων που αναφέρθηκαν είναι αναγκαίο να επιλεγεί ο κατάλληλος τύπος ή τύποι λύσεων που πρέπει να χρησιμοποιηθούν για την πραγματοποίηση της ευστάθειας.

- Πρανή με εδαφική συμπεριφορά
Σε αυτήν την κατηγορία υπάρχουν αρκετές εναλλακτικές λύσεις για την ευστάθεια των πρανών. Οι οικονομικά πιο αποδοτικές λύσεις είναι η αποστράγγιση και η προστασία

της επιφάνειας του πρανούς, οι οποίες χρησιμοποιούνται επί των πλείστων σε όλες τις εργασίες με σκοπό την ευστάθεια. Οι υπόλοιπες τεχνικές απαιτούν περισσότερη τεχνική εξειδίκευση για να εφαρμοστούν.

Οι παράγοντες που πρέπει να ληφθούν υπόψη για την επιλογή είναι:

Η ανάγκη για αποστράγγιση:

Αυτή είναι η πιο τελεσφόρα λύση όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως. Σε περιοχές όπου υπάρχουν συχνά φαινόμενα βροχοπτώσεων καμία κλίση δεν θα είναι ασφαλής χωρίς επιφάνεια υψηλής ποιότητας και εσωτερική αποστράγγιση. Σε πολύ μεγάλες κατολισθήσεις, που περιλαμβάνουν μάζες εκατομμυρίων κυβικών μέτρων, η αποστράγγιση μπορεί να είναι η μόνη οικονομικά αποδοτική λύση, διότι κάθε άλλη έχει πολύ υψηλότερο κόστος από τη στιγμή που απαιτούνται δομές συγκράτησης ή μέθοδοι ενίσχυσης του εδάφους.

Ανάγκη για ενίσχυση εδάφους:

Χρησιμοποιούνται διαλύματα που περιλαμβάνουν γεωσυνθετικούς και άλλους τύπους ενίσχυσης για τοίχους. Είναι λύση χαμηλού κόστους και γι αυτό μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε κλίσεις μεγαλύτερες των 3m.

Η ανάγκη δημιουργίας εκ νέου ένα πρανές :

Η διαδικασία περιλαμβάνει ισοπέδωση του πρανούς και δημιουργία κατασκευής πιο σταθερής. Μειονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι απαιτεί μεγάλο όγκο εκσκαφής με αποτέλεσμα να μη μπορεί να πραγματοποιηθεί με ευκολία σε κατοικημένες περιοχές.

Ύψος κλίσης:

Τα τοιχώματα βαρύτητας ή σκυροδέματος τείνουν να είναι οικονομικά για μικρά πρανή ύψους κλίσης μέχρι 3 m. Διαφορετικά μπορεί να γίνει ενίσχυση εδάφους η οποία αποτελεί ιδιαίτερα οικονομική λύση.

Ανάγκη για κατασκευή που καρφώνει στο έδαφος:

Γενικά παρουσιάζει το ελάχιστο κόστος ευστάθειας ενός πρανούς. Είναι μέτρο επανόρθωσης και θεραπείας φυσικών πρανών και τεχνικών κατασκευών. Πρόκειται για τεχνική κατασκευής που επιτρέπει την ασφαλή υπερβολική απότομη κλίση πρανών.

- Πρανή με διεπιφάνεια εδάφους και βράχου

Σε ένα βράχο με πολύ απότομη κλίση δημιουργείται συσσώρευση σπασμένων θραυσμάτων βράχου. Σε περίπτωση βροχόπτωσης το νερό θα εισχωρήσει στη διεπιφάνεια εδάφους βράχου με αποτέλεσμα οριζόντιες κατολισθήσεις. Τρόπος λύσης είναι να δημιουργηθεί ένα χαντάκι αποστράγγισης το οποίο θα συλλέγει το νερό της βροχής προτού εισέλθει στη μάζα των θραυσμάτων του βράχου.

- Βραχώδη πρανή και κατολισθήσεις

Η επιλογή της μεθόδου σταθεροποίησης εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της κλίσης επικινδυνότητας. Ο σχεδιασμός χωρίζεται σε τρεις κατηγορίες ως εξής:

πρώτον, τη μείωση του κινδύνου αστοχίας με την απομάκρυνση του μπλοκ που κινδυνεύει περισσότερο να καταρρεύσει και έπειτα την εγκατάσταση νέου πιο σταθερού, δεύτερον τις μεθόδους σταθεροποίησης του πρανούς οι οποίες αυξάνουν τον παράγοντα της ασφάλειας από την κατολίσθηση και τρίτον, τη μείωση του κινδύνου αλλά χωρίς να σταθεροποιηθεί ολόκληρο το πρανές, τεχνική που χρησιμοποιείται όταν ο αριθμός των μπλοκ που πρέπει να σταθεροποιηθούν ξεχωριστά είναι πολύ μεγάλος.

Κεφάλαιο 3 : Αγωγοί

3.1 Χερσαίοι και υποθαλάσσιοι αγωγοί

Το αντικείμενο που θα πραγματευτεί στο συγκεκριμένο κεφάλαιο είναι αγωγοί μεταφοράς οι οποίοι είναι χερσαίοι ή υποθαλάσσιοι. Οι αγωγοί ως επί το πλείστον είναι μεγάλου μήκους και μπορεί να φτάσουν και τα εκατοντάδες χιλιόμετρα. Είναι σωληνοειδείς κατασκευές, μεγάλης σχετικά διαμέτρου οι οποίες χρησιμοποιούνται εν γένει για τη μεταφορά ρευστών, κυρίως πετρελαίου και φυσικού αερίου χωρίς να αποκλείεται και η μεταφορά άλλων υλικών, όπως νερού.

Οι χερσαίοι αγωγοί, είναι κατασκευές πολύ μεγάλου μήκους και συνήθως διατρέχουν τα εδάφη διαφορετικών χωρών. Μπορεί είτε να τοποθετούνται μέσω στηριγμάτων στο έδαφος είτε να εναποτίθενται απλώς σε αυτό είτε, ακόμα, να θάβονται μέσα στο έδαφος. Ο χερσαίος αγωγός απειλείται από εξωτερικά επιβαλλόμενες φορτίσεις που μπορούν να ασκηθούν από τον άνεμο καθώς και από δυναμικές δράσεις που βέβαια δεν είναι ιδιαίτερα συνηθισμένες. Επίσης ο αγωγός μπορεί να επηρεαστεί από ακραία φυσικά φαινόμενα όπως οι σεισμοί που όμως δεν συμβαίνουν συνέχεια. Τέλος, καταστροφικά φαινόμενα που παρατηρούνται σε σωληνοειδείς κατασκευές στον αέρα, όπως ο «καλπασμός» (galloping) σε καλώδια γεφυρών, μπορούν να αμεληθούν, λόγω της πολύ μεγάλης διαμέτρου των αγωγών (όταν αυτοί στηρίζονται πάνω στο έδαφος) και του μικρού σχετικά μήκους μεταξύ διαδοχικών στηριγμάτων.

Αντίθετα, οι θαλάσσιοι αγωγοί χρησιμοποιούνται για τη μεταφορά ρευστών μέσω του θαλάσσιου περιβάλλοντος, αναζητώντας διαδρομές εναλλακτικές των χερσαίων. Έναντι των τελευταίων, οι θαλάσσιοι αγωγοί έχουν να προτάξουν πλεονεκτήματα, αλλά και ορισμένα μειονεκτήματα, με σημαντικότερο τις πιθανές δυναμικές φορτίσεις, λόγω της φύσης του περιβάλλοντος στο οποίο λειτουργούν. Ένα περιβάλλον που είναι, εξ ορισμού, εχθρικό και πολλές φορές απρόβλεπτο γι αυτούς. Το μεγάλο πλεονεκτήματα τους είναι ότι συνδέονται αρμονικά με γεωπολιτικά και περιβαλλοντικά θέματα. Σε σχέση με τη γεωπολιτική διάσταση, οι θαλάσσιοι αγωγοί, σε αντίθεση με τους χερσαίους, δεν περνούν μέσα από διαφορετικά εθνικά εδάφη, αποφεύγοντας έτσι ανεπιθύμητες διεθνείς πολιτικές συγκρούσεις. Αναφορικά με τις περιβαλλοντικές επιδράσεις, επισημαίνεται ότι οι θαλάσσιοι αγωγοί αποτελούν αθόρυβες, περιβαλλοντικά φιλικές λύσεις και, επιπρόσθετα, δεν περνούν μέσα από ευαίσθητες περιβαλλοντικά περιοχές. Σε αντίθεση με τους χερσαίους που πρέπει να διατρέχουν τεράστιες αποστάσεις με τα συνεργεία κατασκευής τους όπως έχει αναφερθεί και παραπάνω, ακόμη και να περάσουν μέσα από περιβαλλοντικά ευαίσθητες περιοχές, όπως ζώνες φυσικής προστασίας, ποτάμια, λίμνες, δάση, αγροκτήματα κτλ. Επιπρόσθετα, η κατασκευή τους μπορεί να δημιουργήσει θέματα αστικού ενδιαφέροντος, εάν πρόκειται να διατρέξουν ιδιόκτητες επιφάνειες αφού στην περίπτωση αυτή απαιτούνται αυστηρές μελέτες περιβαλλοντικών επιπτώσεων.



Εικόνα 3.1: Ο χερσαίος αγωγός EAST MED (Πηγή : www.militaire.gr)



Εικόνα 3.2: Υποθαλάσσιος αγωγός φυσικού αερίου. (Πηγή: www.energypress.gr)

Οι θαλάσσιοι αγωγοί μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε για παραγωγή (πχ παραγωγή, μεταφορά και αποθήκευση υδρογονανθράκων) είτε αποκλειστικά για μεταφορά. Σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τμήματα ολοκληρωμένων διαύλων, που συνίστανται από χερσαία και θαλάσσια τμήματα. Οι αγωγοί που χρησιμοποιούνται αποκλειστικά για μεταφορά εναποτίθενται στον πυθμένα της θάλασσας, συνδέοντας δύο χερσαία σημεία. Ο σημαντικότερος παράγοντας που επηρεάζει τόσο τη διαδικασία εναπόθεσης, όσο και τη συνεπακόλουθη λειτουργία του αγωγού είναι το βάθος της εγκατάστασης. Σημαντικό επίσης αντικείμενο είναι και η τοπογραφία του πυθμένα, δηλαδή αν είναι βραχώδες ή αμμώδες και αν υπάρχουν απότομες αλλαγές του βάθους λόγω υποθαλάσσιων κρημνών (ή ακόμα και αβύσσων). Αν ο πυθμένας διαθέτει ανώμαλη τοπογραφία, θα υπάρχουν τμήματα του αγωγού που δεν θα επικάθονται εξ ολοκλήρου σε αυτόν με αποτέλεσμα να παραμένουν

ελεύθερα μεταξύ διαδοχικών ανυψώσεων. Στην τελευταία περίπτωση, τα αντίστοιχα τμήματα θα είναι υποκείμενα σε δυναμικές φορτίσεις.

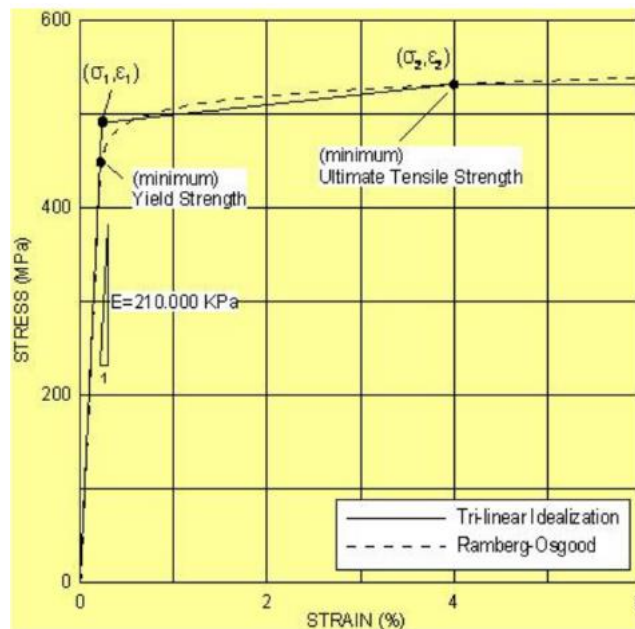
Οι αγωγοί παραγωγής, που στη διεθνή βιβλιογραφία απαντούν με τον ξενόγλωσσο όρο *riser*, συνδέουν την πηγή από όπου εξορύσσεται το ρευστό (πετρέλαιο ή φυσικό αέριο) με τον πλωτό σταθμό παραγωγής και αποθήκευσης. Σε μεγάλα βάθη νερού (που συνδυάζονται και με τις σύγχρονες τεχνολογικές εξελίξεις), οι πλωτοί σταθμοί (κατασκευές επιφανείας) είναι αγκυρωμένοι μέσω συστημάτων αγκύρωσης πολλαπλών κλάδων. Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι τρέχουσες τεχνολογικές εξελίξεις έχουν επιτρέψει την εξόρυξη σε βάθη νερού περί τα 10.000 πόδια (Galvan κ.ά., 2015) γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι το ανυψωμένο τμήμα ενός αγωγού παραγωγής σε αντίστοιχο βάθος θα έχει μήκος ακόμα μεγαλύτερο. Αυτό διότι σε βάθη τέτοιου μεγέθους προτιμώνται οι αλυσοειδείς αγωγοί και όχι οι απόλυτα κατακόρυφοι.

3.2 Στοιχεία σχεδιασμού του αγωγού

Τα συστήματα αγωγών, εξυπηρετούνται ως εγκαταστάσεις παροχής ύδατος, λυμάτων, φυσικού αερίου, γραμμών υγρών καυσίμων, ισχύος και γραμμών επικοινωνίας. Οι περισσότεροι αγωγοί κατασκευάζονται υπόγεια, όμως είναι γεγονός ότι οι θαμμένοι αγωγοί είναι ευάλωτοι κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η σεισμική απόδοση, η ασφάλεια των θαμμένων αγωγών λόγω σεισμικών αναταράξεων αλλά και γενικότερα η ορθότητα της κατασκευής του αγωγού καθώς και η μελέτη της υφιστάμενης περιοχής που θα τοποθετηθεί είναι τα βασικά στοιχεία που θα εξασφαλίσουν τη βιωσιμότητα του.

Οι αγωγοί διαφέρουν σε σχέση με τα ρευστά που μεταφέρουν: αέριο, καύσιμα, πόσιμο νερό, λύματα κλπ. Διαφέρουν επίσης σε σχέση με το υλικό τους: χάλυβας, χυτοσίδηρο, σκυρόδεμα κλπ. Τέλος διαφέρουν σε σχέση με τα φυσικά χαρακτηριστικά τους: διάμετρος, πάχος τοιχώματος, ταφή, βάθος, κλπ. Η διατομή του αγωγού συνήθως έχει κυκλικό κοίλο σχήμα, το όνομα της οποίας καθορίζεται ανάλογα με το ονομαστικό μέγεθος του σωλήνα που αντιπροσωπεύει και έναν αριθμό δίπλα που υποδηλώνει την εξωτερική διάμετρο που μετράται σε ίντσες. Εν γένει το πάχος των τοιχωμάτων ποικίλλει κατά μήκος του αγωγού όμως κατά βάση χρησιμοποιούνται αγωγοί με κανονικό πάχος τοιχώματος που προορίζεται για περιοχές όπου τα εξωτερικά εφαρμοζόμενα φορτία είναι ακραία.

Οι αγωγοί κατασκευάζονται συνήθως από χάλυβα με συντελεστή Young ίσο με 210000 MPa και λόγο Poisson's ίσο με 0.30. Η συμπεριφορά του υλικού είναι γραμμική μέχρι ένα επίπεδο τάσης, γνωστό ως Καθορισμένη Ελάχιστη Ισχύς Απόδοσης (SMYS). Ο νόμος τάσεων-παραμορφώσεων (stress-strain) συνήθως προσεγγίζεται με μία τρι-γραμμική καμπύλη, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Για τον υπολογισμό της απόδοσης χρησιμοποιείται το κριτήριο απόδοσης von Mises μαζί με έναν κανόνα κινηματικής σκλήρυνσης. Τέλος, οι συγκολλήσεις σωληνώσεων είναι μακρόστενες ή σπειροειδείς.



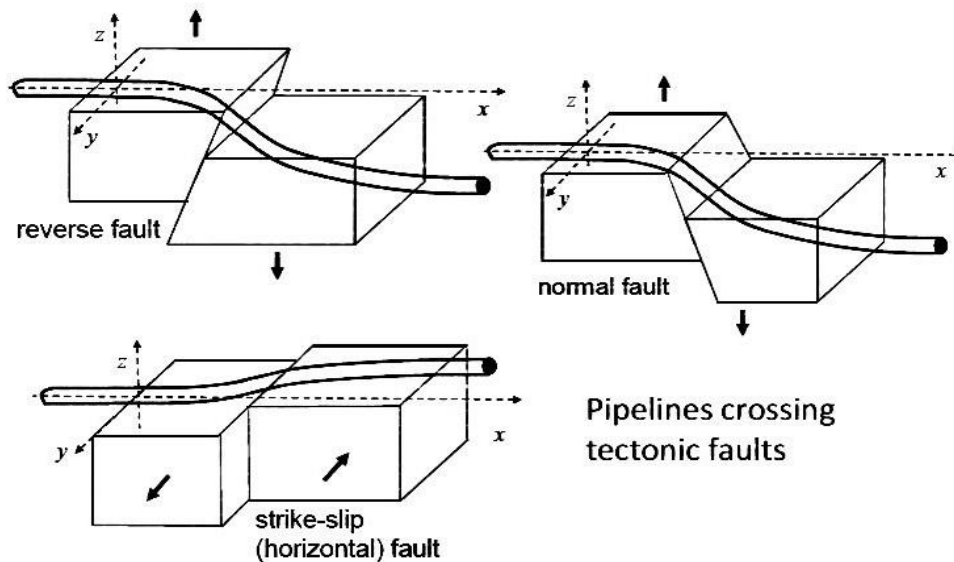
Εικόνα 3.3: Τυπική καμπύλη τάσης καταπόνησης χαλύβδινου αγωγού.
(Πηγή: Gantes et al.)

Όσον αφορά τη σεισμική συμπεριφορά και το σχεδιασμό, η πιο σημαντική διαφορά που μπορεί να έχουν οι αγωγοί έχει σχέση με τον τρόπο με τον οποίο είναι συνδεδεμένοι. Συνεχής αγωγός θεωρείται αυτός που η τιμή της αξονικής και της περιστροφικής ακαμψίας του αρμού του αγωγού είναι περίπου ίδια με την τιμή του τμήμα του σωλήνα μακριά από τον σύνδεσμο. Σωλήνες από χάλυβα, (WSJ), χαλύβδινοι σωλήνες με βιδωτές φλάντζες και σωλήνες HDPE με συγκολλημένες αρθρώσεις είναι παραδείγματα συνεχών αγωγών. Παρόλο που υπάρχουν διαφορές στην αντοχή του συγκολλημένου άκρου, της βιδωτής φλάντζας και του σωλήνα WSJ, αυτού του είδους οι αγωγοί γενικά έχουν καλύτερες επιδόσεις από τον κατακερματισμένο αγωγό όταν υποβάλλονται σε σεισμό. Συγκεκριμένα, δεν είναι ασυνήθιστο οι αγωγοί να υποστούν βλάβη λόγω του κινδύνου PGD (permanent ground deformation), αλλά είναι ασυνήθιστο να καταστραφούν από τη διάδοση των κυμάτων.

Η άλλη ομάδα είναι οι τμηματικοί αγωγοί. Σε αυτήν την κατηγορία η τιμή της ακαμψίας των αρθρώσεων είναι σημαντικά χαμηλότερη από την τιμή της ακαμψίας του τμήματος μακριά από την ασυνέχεια. Σωλήνες από χυτοσίδηρο, εύκαμπτοι σωλήνες από σφυρήλατο σίδηρο με ελαστικούς αρμούς και με ελαστικό υπόστρωμα, κυλινδρικοί σωλήνες από σκυρόδεμα με ελαστικές ενώσεις εφοδιασμένοι με εξωτερική τσιμεντοκονία είναι παραδείγματα τμηματικών αγωγών.

Η σεισμική απόδοση του τμηματικού αγωγού δεν είναι τόσο καλή όσο των συνεχών αγωγών. Συγκεκριμένα, είναι γεγονός ότι οι τμηματικοί αγωγοί μπορούν να καταστραφούν εύκολα από το κύμα διάδοσης καθώς και από τους κινδύνους PGD.

Οι τεχνικές κατασκευής του αγωγού συμμορφώνονται προς τους αναγνωρισμένους κώδικες πρακτικής για την κατασκευή, μεταφορά, αποθήκευση, τοποθέτηση και επικάλυψη τους. Διαφοροποιείται πάντα το κάλυμμα επιχωμάτωσης των αγωγών ανάλογα με τις περιοχές, δηλαδή εάν είναι βραχώδεις ή περιοχές με μεγάλους δρόμους.



Εικόνα 3.4: Σχηματική αναπαράσταση αγωγών που διασχίζουν τεκτονικές πλάκες στις οποίες υπάρχει αστοχία. (Πηγή: www.researchgate.net)

3.3 Αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού

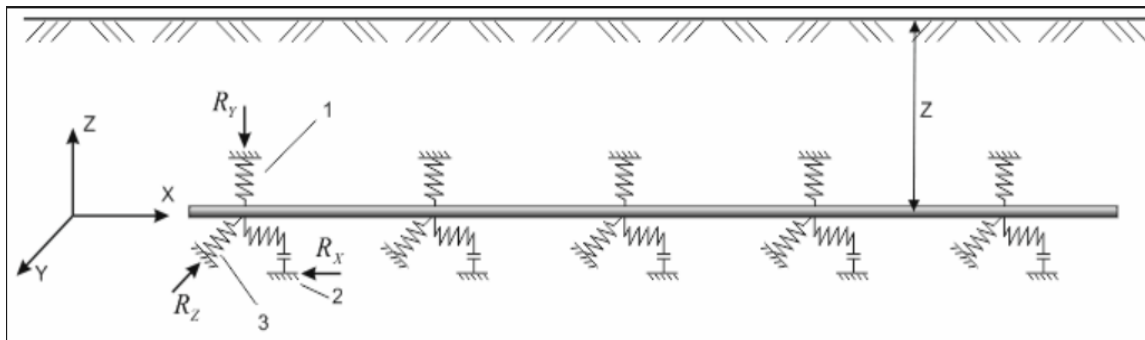
Στην ενότητα αυτή θα γίνει μία προσέγγιση της αλληλεπίδρασης του εδάφους με τον αγωγό για χερσαίους και υποθαλάσσιους αγωγούς. Η συνολική σεισμική συμπεριφορά του θαμμένου αγωγού είναι άμεσα σχετιζόμενη συνάρτηση της σχέσης δύναμης-παραμόρφωσης στη διεπιφάνεια εδάφους-αγωγού. Αυτό γιατί, οι αξονικές δυνάμεις που προκαλούνται από σεισμό, οι ροπές κάμψης στους θαμμένους αγωγούς και η επακόλουθη καταπόνηση του σωλήνα οφείλονται στις δυνάμεις που ασκούνται στη διεπιφάνεια εδάφους-αγωγού. Δηλαδή, καθώς το έδαφος κινείται λόγω του κύματος διάδοσης ή του PGD, κανονικές δυνάμεις και δυνάμεις τριβής ασκούνται στον αγωγό από το έδαφος.

Επιπλέον, το εγκάρσιο κύμα συνήθως αποσυντίθεται σε ξεχωριστά εγκάρσια-οριζόντια και εγκάρσια-κατακόρυφα κύματα. Σε σχέση με την εγκάρσια-κάθετη συνιστώσα, πρέπει να γίνει διάκριση μεταξύ της ανοδικής και της προς τα κάτω κίνησης του αγωγού, καθώς οι δυνάμεις αλληλεπίδρασης είναι εντελώς διαφορετικές γι αυτές τις δύο περιπτώσεις. Είναι συνηθισμένη η πρακτική να αντιπροσωπεύει το φορτίο-παραμόρφωση σε κάθε μια από αυτές τις κατευθύνσεις με χωριστή, ανεξάρτητη εδαφική πηγή. Τέλος, για τον χερσαίο αγωγό, πρέπει να γίνει διάκριση μεταξύ σωλήνα που περιβάλλεται από κατάλληλο, μη υγροποιημένο έδαφος και τον αγωγό που βρίσκεται σε υγροποιημένο στρώμα.

Με σκοπό να προσομοιωθεί η αλληλεπίδραση εδάφους και αγωγού κάθε κόμβος του αγωγού είναι αναγκαίο να συνδεθεί με ελατήριο (spring) στην κάθετη, την οριζόντια και εγκάρσια οριζόντια διεύθυνση. Η μετακίνηση του εδάφους επιβάλλεται στον αγωγό στατικά μετακινώντας τα ελεύθερα άκρα των αντίστοιχων κάθε φορά ελατηρίων. Είναι σημαντικό να επισημανθεί ότι στην περίπτωση των υποθαλάσσιων αγωγών, αυτοί συνήθως βρίσκονται στον πυθμένα της θάλασσας και κάποια από τα παραπάνω ελατήρια μπορεί να μην λαμβάνονται υπόψη αναλόγως των εκάστοτε συνθηκών. Ο υπολογισμός των ελατηρίων προκειμένου να εκφραστεί η αλληλεπίδραση μεταξύ αγωγού και εδάφους μπορεί να πραγματοποιηθεί με δύο τρόπους, με βάση τον κανονισμό American Lifelines Alliance (A.L.A.) ή τη θεωρία των O'Rourke & Liu.

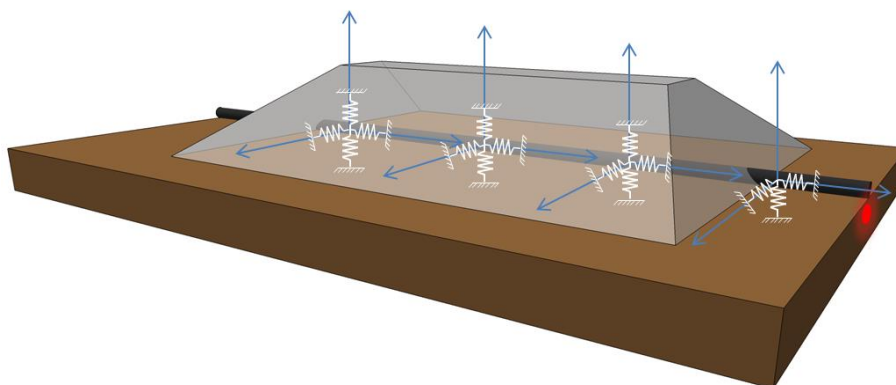
Ο πρώτος θεωρεί ότι ο αγωγός είναι θαμμένος κάτω από το έδαφος και αναλύει με ποιο τρόπο υπολογίζονται τα ελατήρια που αντιπροσωπεύουν τις αξονικές και τις πλευρικές δυνάμεις που δέχεται ο αγωγός. Επίσης δεν αναφέρεται σε υποθαλάσσιο αγωγό όταν υπολογίζει τα εν λόγω ελατήρια. Η θεωρία των O'Rourke & Liu υπολογίζει την αξονική, εγκάρσια και κάθετη μετατόπιση ενός χερσαίου ή υποθαλάσσιου αγωγού.

Η γεωμετρική και η υλική μη γραμμική ανάλυση πραγματοποιείται χρησιμοποιώντας έναν κατάλληλο κώδικα FEM. Το έδαφος διαμορφώνεται από 4 σετ ανελαστικών ελατηρίων στην αξονική και στις δύο εγκάρσιες διευθύνσεις, με δύο διαφορετικά σύνολα κάθετων ελατηρίων, ένα προς τα πάνω και ένα προς τα κάτω. Η κίνηση του εδάφους διαμορφώνεται ως επιβαλλόμενη μετατόπιση στους βασικούς κόμβους του για όλα τα συνημμένα ελατήρια.



Εικόνα 3.4 : 1. κάθετο εδαφικό ελατήριο, 2. Αξονικό εδαφικό ελατήριο, 3. Πλευρικό εδαφικό ελατήριο (Πηγή : www.edu.truborvod.ru)

Ο αγωγός είναι ενσωματωμένος σε ασυνεχή επιχώματα. Ως εκ τούτου, υποτίθεται ότι ο αγωγός θα παραμορφωθεί εξ ολοκλήρου μέσα σε αυτό το ομοιόμορφο υλικό και συνεπώς τα εδαφικά ελατήρια θα συσχετιστούν με τις ιδιότητες της απορροής και όχι με το φυσικό χώμα. Οι θεμελιώδεις σχέσεις των εδαφικών πηγών θεωρούνται διπλής γραμμικής ελαστο-πλαστικής, αν και αποδεικνύεται ότι, εκτός από τα κάθετα προς τα κάτω ελατήρια, η κύρια παράμετρος είναι η αντοχή του εδάφους, δηλαδή τα εδαφικά ελατήρια συμπεριφέρονται ουσιαστικά ως στοιχεία "stick-slip". Το ενδιαφέρον επικεντρώνεται κυρίως σε μη συνεκτικά υλικά (άμμος) όπως το έδαφος απορροής που συνήθως χρησιμοποιείται κατά μήκος των αγωγών.



Εικόνα 3.5: Αναπαράσταση ελατηρίων αγωγού που διασχίζει βραχώδες πρανές (Πηγή: <http://www.sage-profile.com>)

3.3.1 Υπολογισμός εδαφικών ελατηρίων σύμφωνα με τον Διεθνή Κανονισμό American Lifelines Alliance (A.L.A.)

Με βάση τον κανονισμό ALA η μετατόπιση του εδάφους μεταφράζεται σε μορφή δύναμης προς τον αγωγό και αναπαριστάται με διακεκριμένα αξονικά και πλευρικά μη γραμμικά ελατήρια. Σύμφωνα με εξισώσεις που θα παρατεθούν παρακάτω είναι δυνατόν να υπολογιστούν οι μέγιστες δυνάμεις των ελατηρίων και οι αντίστοιχες μετατοπίσεις που είναι απαραίτητες για να παραχθούν αυτές οι δυνάμεις.

Για να υπολογιστούν οι αξονικές εδαφικές δυνάμεις των ελατηρίων είναι αναγκαίο να είναι γνωστές οι ιδιότητες του εδάφους που έχει γίνει εναπόθεση του αγωγού. Οι ιδιότητες αυτές χρησιμεύουν στον υπολογισμό των οριζόντιων και προς τα άνω δυνάμεων των εδαφικών ελατηρίων μόνο όταν η μετακίνηση του αγωγού η οποία σχετίζεται με το έδαφος της επίχωσης δεν επηρεάζεται από το έδαφος εκτός της τάφρου όπου βρίσκεται ο αγωγός.

Ο κανονισμός βασίζεται στην υπόθεση ότι η εδαφική δύναμη διατηρείται σταθερή από την στιγμή που φτάνει την μέγιστη τιμή της δηλαδή δεν μειώνεται ούτε αυξάνεται ανάλογα με τη μετατόπιση του εδάφους. Η μέγιστη τιμή της δύναμης των εδαφικών ελατηρίων εκφράζεται ως δύναμη ανά μονάδα μήκους του αγωγού. Ο κανονισμός δεν καλύπτει περιπτώσεις θαμμένων αγωγών σε μεγάλα βάθη με ποικίλες εδαφικές ιδιότητες μεταξύ της επιφάνειας του εδάφους και του βάθους του αγωγού γι αυτό το λόγο οι εξισώσεις του κανονισμού αντιπροσωπεύουν με θεωρητικό τρόπο τις πραγματικές συνθήκες φόρτισης του εδάφους. Όταν ο αγωγός είναι υποθαλάσσιος οι οριζόντιες εδαφικές φορτίσεις που βρίσκονται στην επιφάνεια του βυθού της θάλασσας αυξάνονται σταδιακά λόγω των σχηματισμών εδαφικών αναχωμάτων που περιτριγυρίζουν τον αγωγό με αποτέλεσμα να χρειάζονται ειδικό χειρισμό και να μην καλύπτονται από τον κανονισμό. Η ανταπόκριση του αγωγού στις μέγιστες δυνάμεις των εδαφικών ελατηρίων βασίζονται σε εργαστηριακή πειραματική έρευνα και έρευνα πεδίου πάλι σε πειραματικό επίπεδο όπως και σε γενικές γεωτεχνικές αναλύσεις που σχετίζονται με κατασκευές όπως πάσσαλοι, αγκυρωμένη πλάκα σε πασσάλους (πασσαλόμπηξη) και πεδιλοδοκοί. Οι εξισώσεις που παρατίθενται στην συνέχεια αφορούν θαμμένους αγωγούς σε ομοιόμορφες συνθήκες εδάφους.

Αξονικά εδαφικά ελατήρια

Η μέγιστη αξονική δύναμη του εδάφους που μεταβιβάζεται στον αγωγό είναι η ακόλουθη:

$$T_u = \pi \times D \times \alpha \times c + \pi \times D \times H \times \bar{\gamma} \times \frac{1+K_o}{2} \times \tan \delta \quad (\text{εξίσωση 3.1})$$

με D = εξωτερική διάμετρος του αγωγού

c = συνοχή του εδαφικού υλικού

H = βάθος από την επιφάνεια του εδάφους έως το κέντρο του αγωγού

$\bar{\gamma}$ = ενεργό ειδικό βάρος

K_o = συντελεστής ουδέτερων ωθήσεων

α = συντελεστής συνοχής

δ = γωνία τριβής μεταξύ της επιφάνειας του αγωγού και του εδάφους= $f \cdot \phi$

φ = γωνία εσωτερικής τριβής

f = συντελεστής που εξαρτάται από την εξωτερική επένδυση του αγωγού που συσχετίζει την γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους και την γωνία τριβής μεταξύ της επιφάνειας του αγωγού και του εδάφους, η τιμή του προσδιορίζεται από τον πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1: Τιμές συντελεστή f ανάλογα με την εξωτερική επένδυση. (Πηγή: A.S.C.E.-A.L.A. ,2001)

Επένδυση αγωγού (εξωτερική)	f
Σκυρόδεμα	1.0
Πίσσα	0.9
Σκληρός χάλυβας	0.8
Μαλακός χάλυβας	0.7
Εποξειδικό υλικό (αστάρι και βαφή)	0.6
Πολυαιθυλένιο	0.6

Πλευρικά εδαφικά ελατήρια

Η μέγιστη πλευρική δύναμη του εδάφους που μεταβιβάζεται στον αγωγό είναι η ακόλουθη:

$$P_u = N_{ch} \times c \times D + N_{qh} \times \bar{\gamma} \times H \times D \quad (\text{εξίσωση 3.2})$$

$$\Delta P = 0.04 \times \frac{H + D}{2} \leq 0.10 \times D - 0.15 \times D$$

με N_{ch} = συντελεστής οριζόντιας φέρουσας ικανότητας της αργίλου (0 για $c=0$)

N_{qh} = συντελεστής οριζόντιας φέρουσας ικανότητας της άμμου (0 για $\varphi=0^\circ$)

c = συνοχή του εδαφικού υλικού

D = εξωτερική διάμετρος του αγωγού

$\bar{\gamma}$ = ενεργό ειδικό βάρος

H = βάθος από την επιφάνεια του εδάφους έως το κέντρο του αγωγού

Κατακόρυφα προς τα άνω εδαφικά ελατήρια

Η εφαρμογή των παρακάτω εξισώσεων είναι περιορισμένη σε μικρά βάθη λόγω του ότι οι προς τα άνω δυνάμεις των εδαφικών ελατηρίων βασίζονται σε μικρή κλίμακα εργαστηριακών πειραμάτων και θεωρητικών προσομοιωμάτων.

$$Q_u = N_{cv} \times c \times D + N_{qv} \times \bar{\gamma} \times H \times D \quad (\text{εξίσωση 3.3})$$

με N_{cv} = συντελεστής κατακόρυφης ανύψωσης για την αργίλο (0 για $c=0$)

$$= 2 \times \frac{H}{D} \leq 10, \text{ εφαρμόζεται όταν } \frac{H}{D} \leq 10$$

N_{qv} = συντελεστής κατακόρυφης ανύψωσης για την άμμο (0 για $\varphi=0^\circ$)

$$= \frac{\varphi \times H}{44 \times D} \leq N_q$$

c = συνοχή του εδαφικού υλικού
 D = εξωτερική διάμετρος του αγωγού
 $\bar{\gamma}$ = ενεργό ειδικό βάρος
 H = βάθος από την επιφάνεια του εδάφους έως το κέντρο του αγωγού

Κατακόρυφα προς τα κάτω εδαφικά ελατήρια

$$Q_d = N_c \times c \times D + N_q \times \gamma \times H \times D + N_\gamma \times \gamma \times \frac{D^2}{2} \quad (\text{εξίσωση 3.4})$$

με N_c, N_q, N_γ = συντελεστές φέρουσας ικανότητας εδάφους

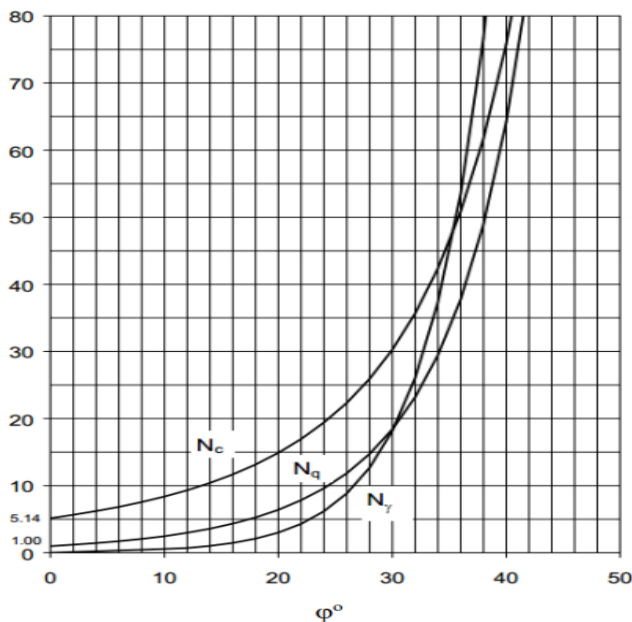
c = συνοχή του εδαφικού υλικού

D = εξωτερική διάμετρος του αγωγού

$\bar{\gamma}$ = ενεργό ειδικό βάρος

H = βάθος από την επιφάνεια του εδάφους έως το κέντρο του αγωγού

Οι συντελεστές N_c, N_q, N_γ μπορούν να υπολογιστούν και διαγραμματικά σύμφωνα με τον ALA (εικόνα 3.1).



Εικόνα 3.6: Τιμές συντελεστών N_c, N_q, N_γ (Πηγή: A.S.C.E.-A.L.A. (2005))

3.3.2 Υπολογισμός των ελατηρίων σύμφωνα με την θεωρία των O'Rourke & Liu

Η συγκεκριμένη θεωρία αναπτύσσεται για χερσαίους και υποθαλάσσιους αγωγούς. Όσον αφορά τους υποθαλάσσιους σημαντικό ρόλο παίζει για τους υπολογισμούς της θεωρίας το βάρος του αγωγού που βρίσκεται κάτω από την στάθμη της θάλασσας διότι είναι αναγκαίο για την επίλυση των σχέσεων. Συγκεκριμένα, για αγωγούς που περιβάλλονται από άμμο, η πραγματική πυκνότητα καθορίζεται ως βυθισμένη πυκνότητα = πυκνότητα υγρής άμμου - πυκνότητα νερού. Για τους αγωγούς που περιβάλλονται από άργιλο, πρέπει να χρησιμοποιείται η αντοχή ή η

επιτόπια διάτμηση. Η πιο συνηθισμένη κατάσταση σε μεγάλα βάθη είναι ο αγωγός να είναι τοποθετημένος στον πυθμένα του βυθού. Στην περίπτωση αυτή το ενδιαφέρον εστιάζεται στα υλικά του εδάφους του θαλάσσιου βυθού. Λόγω της διάβρωσης από τα ρεύματα και τα κύματα των ωκεανών, τα πιο ήπια εδάφη χαρακτηρίζονται συνήθως από άμμο, λάσπη ή άργιλο. Η άμμος υπάρχει συνήθως κοντά σε ακτές όπου τα ρεύματα και τα κύματα είναι ισχυρά. Αντίθετα ο άργιλος εμφανίζεται σε βαθιά νερά και σε τοποθεσίες που τα ρεύματα είναι αδύναμα και τέλος η λάσπη εμφανίζεται σε τοποθεσίες κάπου ανάμεσα στις προηγούμενες προδιαγραφές. Εδάφη που παρουσιάζουν σκληρότητα στο βυθό μπορούν να συναντηθούν σε περιπτώσεις όπου χαλαρά υλικά έχουν υποστεί διάβρωση. Αυτά τα εδάφη είναι κοράλλια, τσιμεντοκονία, προεξοχές σκληρού αργίλου ή βράχου και αντιμετωπίζονται ως μη συνεκτικά υλικά.

3.3.3.1 Υποθαλάσσιοι αγωγοί

- **Ενσωμάτωση αγωγού στο έδαφος**

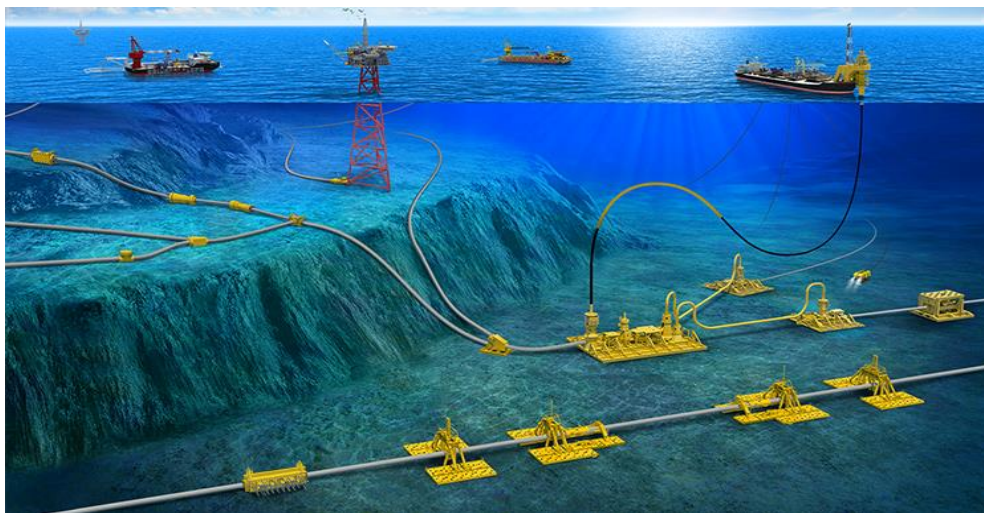
Η πιθανότητα εκδήλωσης κάποιου ακραίου φαινομένου καθιστά αναγκαία την ενσωμάτωση του αγωγού με τον πυθμένα της θάλασσας. Για παράδειγμα ένας σεισμός είναι πιθανό να προκύψει μετά την εγκατάσταση του αγωγού. Ως εκ τούτου, αναμένεται ότι ο αγωγός θα έχει ενσωματωθεί στον θαλάσσιο πυθμένα και ότι το έδαφος στήριξης θα έχει κολλήσει κάτω από το βάρος της σωλήνωσης. Η ενσωμάτωση του αγωγού στο έδαφος εξαρτάται από πολλούς παράγοντες. Ως πρώτη σκέψη θα μπορούσε να θεωρηθεί ότι η ενσωμάτωση οφείλεται στο βυθισμένο βάρος του αγωγού που είναι αρκετά μεγάλο και στη δύναμη του εδάφους. Καθώς τοποθετείται ένας αγωγός στο βυθό, κατά τη διάρκεια της εγκατάστασης, τυπικά τα μέγιστα κατακόρυφα φορτία στην περιοχή επαφής με το βυθό είναι δύο έως τρεις φορές μεγαλύτερα από το βυθισμένο βάρος του σωλήνα. Επιπλέον, οι δυναμικές κινήσεις του αγωγού, συμπεριλαμβανομένου της πλευρικής ταλάντωσης, προκαλούν κυκλική φόρτωση / εκφόρτωση στο άγγιγμα με την περιοχή με αποτέλεσμα να αυξηθεί η ενσωμάτωση των σωλήνων (Randolph και White, 2008). Αμέσως μετά την τοποθέτηση του αγωγού, διεξάγεται τυπικά ένας υδροηλεκτρικός έλεγχος. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την περαιτέρω ενσωμάτωση σωλήνων σε περιοχές υποστήριξης για ελεύθερες εκτάσεις. Άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν την ενσωμάτωση περιλαμβάνουν μετακινήσεις λόγω υδροδυναμικών δυνάμεων, διάβρωσης και χαλαρής εναπόθεσης εδάφους κατά τη διάρκεια ζωής του αγωγού.

Είναι γεγονός ότι υπάρχει μεγάλη δυσκολία να υπολογιστεί θεωρητικά η ενσωμάτωση του αγωγού στο έδαφος λόγω αβεβαιοτήτων που αφορούν τις ιδιότητες του εδάφους καθώς και των συνθηκών κύματος της εκάστοτε περιοχής. Ωστόσο έχουν αναπτυχθεί κάποιες εμπειρικές σχέσεις όπως των Verley και Lund (1995) που αναφέρονται σε μια σχέση για τη διείσδυση των αγωγών σε εδάφη από άργιλο ως συνάρτηση της μη επεξεργασμένης δύναμης διάτμησης S_u . Μειονεκτήματα της σχέσης είναι, ότι είναι συνάρτηση του εύρους των οριζόντιων ταλαντώσεων, οι οποίες μπορεί να είναι δύσκολο να εκτιμηθούν. Όμως πέρα από αυτή την εμπειρική σχέση, υπάρχουν γενικοί κανόνες για την διείσδυση των σωλήνων: 0.3D για άμμο

και 0.5D ή περισσότερο για πολύ μαλακό άργιλο σε βαθιά νερά.

Όπως και στις περιπτώσεις των αγωγών που εναποτίθενται στο έδαφος έτσι και στους υποθαλάσσιους αγωγούς όταν τοποθετούνται δημιουργείται μία τάφρος που όμως στην περίπτωση των υποθαλάσσιων αγωγών, ο αγωγός μετά την τοποθέτηση ξεφεύγει από την τάφρο με αποτέλεσμα τη μείωση της αντοχής του εδάφους (πιθανώς στο ήμισυ της μέγιστης τιμής), η οποία βέβαια παραμένει σχετικά σταθερή στη συνέχεια.

Για την επίλυση του παραπάνω προβλήματος για υπολογισμούς στο χέρι, θα μπορούσε να παραληφθεί ότι ο αγωγός θα διαφύγει από την τάφρο. Για πιο εξελιγμένη ανάλυση χρησιμοποιώντας τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, μπορεί να χρησιμοποιηθούν τιμές πιο ρεαλιστικών εδαφικών ελατηρίων, συμπεριλαμβανομένης της μείωσης της δόδου της τάφρου. Ωστόσο, με μια τέτοια περίπλοκη ανάλυση, πρέπει να διασφαλιστεί ότι δεν θα καταρρεύσουν τα τοιχώματα του αγωγού προτού ο αγωγός βγει από την τάφρο.



Εικόνα 3.6: Ενσωμάτωση αγωγού στον πυθμένα της θάλασσας
(Πηγή: <http://oilstates.com>)

- **Διαμήκης Κίνηση**

Αξονικά ελατήρια

Οι αξονικές δυνάμεις συγκράτησης του ελατηρίου αντιπροσωπεύουν την τριβή της κυλινδρικής επιφάνειας κατά μήκος του αγωγού. Αναπτύσσονται από παρόμοιες θεωρίες όπως η μεταφορά αξονικής δύναμης στη διεπιφάνεια αγωγού-εδάφους.

- Αμμώδη ελατήρια
για ένα πλήρως θαμμένο αγωγό η τελική αξονική αντίσταση t_u ανά μονάδα μήκους μπορεί να εκφραστεί ως:

$$t_u = w_s \times \tan k \times \varphi \quad (\text{εξίσωση 3.5})$$

$x_u = 0.002\text{m}$ για σκληρό βυθό ή 0.005m για μαλακό βυθό

όπου w_s , είναι το βυθισμένο βάρος του αγωγού,
 φ , είναι η γωνία εσωτερικής τριβής της άμμου
 k , είναι ο συντελεστής τριβής για την μέγιστη αντίσταση ενός υλικού χωρίς συνοχή στην οριζόντια διεύθυνση

Για ένα βυθό με σκληρή εδαφική επίστρωση, η γωνία τριβής φ κυμαίνεται συνήθως από 40° έως 45° .

Για αμφοτέρα αμμώδη και σκληρά εδάφη, η αρχική αντίσταση για σχετικές μετατοπίσεις μικρότερες από x_u οφείλονται σε στατική τριβή. Για ευρέως- σχετικές μετατοπίσεις, η αντίσταση οφείλεται σε δυναμική τριβή με έναν αποτελεσματικό συντελεστή τριβής (δηλαδή $\tan k\varphi$) περίπου 80% της στατικής τιμής. Μετά την αρχική ολίσθηση (τυπικά σε $x_u 0.01 \text{ m}$), αληθινά δυναμικά στοιχεία ελέγχου τριβής έχουν συντελεστή τριβής 0.2 έως 0.5.

- Αργιλικά ελατήρια

$$t_u = \pi \times D \times \alpha \times c \quad (\text{εξίσωση 3.6})$$

όπου D , είναι η εξωτερική διάμετρος
 α , είναι ο συντελεστής τριβής
 c , η συνοχή του υλικού.

Στην περίπτωση αγωγών που τοποθετούνται σε αμμώδες έδαφος ή σε σκληρό πυθμένα (άκαμπος άργιλος, τσιμεντοκονία, κοράλλια, βράχια) όπου η ενσωμάτωση του αγωγού είναι αμελητέα, η αξονική αντίσταση εδάφους είναι:

→ Για αμμώδες μαλακό έδαφος, η ενσωμάτωση του αγωγού πραγματοποιείται στο μεγαλύτερο ποσοστό της περιφέρειας του που έρχεται σε επαφή με το έδαφος. Οι συνοδευτικές πλευρικές πιέσεις οδηγούν σε μεγαλύτερη διαμήκη αντίσταση. Ωστόσο, για τυπικά βάθη ενσωμάτωσης (περίπου $0.3D$), η αύξηση της διαμήκους αντίστασης δεν είναι σημαντική. Για παράδειγμα, Οι White και Randolph (2007) ανέπτυξαν μια σχέση η οποία αναφέρεται στην αυξημένη περιοχή επαφής. Η σχέση υποδηλώνει ότι υπάρχει μια αύξηση 10% της μέγιστης διαμήκους αντίστασης για βάθος ενσωμάτωσης $0.3D$.

→ Για έναν αγωγό που τοποθετείται σε έναν πυθμένα από άργιλο, η αρχική αξονική αντίσταση είναι θεωρητικά το προϊόν της αντοχής σε διάτμηση του εδάφους, ενός συντελεστή πρόσφυσης και της περιοχής επαφής, η οποία με τη σειρά της είναι συνάρτηση της ενσωμάτωσης του αγωγού. Εναλλακτικά συνέπεια της διαδικασίας “ευστάθεια του πυθμένα” μπορούν να χαρακτηριστούν όλοι οι τύποι εδαφών συμπεριλαμβανομένου και του αργίλου με αντίσταση αιχμής να έχει ισοδύναμο συντελεστή τριβής 0.75 έως 1.5.

Η αρχική πλευρική ή εγκάρσια αντίσταση για ένα αγωγό που έχει τεθεί σε έναν αμμώδη βυθό αποτελείται από ένα στοιχείο τριβής και παθητικής αντοχής εδάφους. Όπως θα περίμενε κανείς, ο παθητικός όρος έδαφος / ψευδο τάφρος είναι μια αυξανόμενη συνάρτηση της κανονικοποιημένης ενσωμάτωσης του αγωγού z / D . Μόλις παρουσιαστεί η αποκόλληση του αγωγού από την ψευδο τάφρο, η πλευρική αντίσταση μειώνεται. Υπάρχουν δύο επιπτώσεις, πρώτον, η συνιστώσα τριβής μειώνεται και ο παθητικός όρος αντίστασης εδάφους αλλάζει. Τα γεγονότα αυτά οφείλονται στο γεγονός ότι ο αγωγός είναι τώρα σε επαφή με μη στερεοποιημένα αμμώδη εδάφη σε αντίθεση με πριν που ήταν σε επαφή με ενοποιημένα εδάφη κάτω από το σωλήνα στην ψευδο-τρύπα. Ως πρώτη προσέγγιση, η πλευρική αντίσταση μετά τη διάνοιξη μπορεί να εκτιμηθεί με ισοδύναμο συντελεστή τριβής από 0.4 έως 0.8 (μικρότερη τιμή για λείο σωλήνα, μεγαλύτερη τιμή για τραχύ σωλήνα).

- **Εγκάρσια οριζόντια κίνηση**

Εγκάρσια οριζόντια ελατήρια

Αυτά τα ελατήρια προσομοιώνουν την αντίσταση των γύρω εδαφών σε οποιαδήποτε οριζόντια μετατόπιση του αγωγού. Έτσι, οι μηχανισμοί αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού είναι παρόμοιοι με εκείνους των κατακόρυφων αγκυρίων που κινούνται οριζόντια ως προς τα περιβάλλοντα εδάφη,

- Αμμώδη ελατήρια

$$\mu = \tan k \times \varphi \times ws + (4.5 - 0.11 \times (\bar{\gamma} \times \frac{z}{D^2}) \times (\frac{z}{D})^{1.25} \quad (\text{εξίσωση 3.7})$$

$$\gamma_u = 0.2 D - 0.5 D$$

με γ , το ειδικό βάρος

D , είναι η εξωτερική διάμετρος

z , είναι το τμήμα του αγωγού που είναι βυθισμένο στο βυθό της θάλασσας

Η μετατόπιση του αγωγού για την δύναμη αυτή λαμβάνεται ίση με μία μέση τιμή της παραπάνω σχέσης (γ_u) οπότε είναι ίση με $0.35 \cdot D$

- Αργιλικά ελατήρια

$$\mu = 0.2 \times ws + 3 \times z \times \sqrt{(D \times \bar{\gamma} \times S_u)} \quad (\text{εξίσωση 3.8})$$

$$\gamma_u = 0.1 \times D$$

όπου $S_u = c$, συνοχή υλικού

- **Εγκάρσια κάθετη κίνηση**

Εγκάρσια κάθετα ελατήρια

Οι δυνάμεις αντίστασης για τα κάθετα ελατήρια είναι διαφορετικές για κινήσεις προς τα κάτω και προς τα πάνω, καθώς η αντίσταση που εφαρμόζεται από το σχετικά λεπτό στρώμα εδάφους πάνω στον αγωγό είναι σημαντικά μικρότερη. Για την προς τα κάτω κατεύθυνση της κίνησης, ο αγωγός υποτίθεται ότι ενεργεί ως μια κυλινδρικά διαμορφωμένη λωρίδα και η τελική αντοχή του εδάφους q_u δίνεται με συμβατική θεωρία φέρουσας χωρητικότητας. Η αντίσταση προς τα κάτω είναι μεγάλη και η προς τα κάτω κίνηση είναι μικρή (πχ, μερικά χιλιοστά). Για απλότητα, μπορεί να θεωρηθεί μια υψηλή ακαμψία προς τα κάτω (πχ, επιπέδου 107 N / m^2).

Στις περιπτώσεις που ασκείται δύναμη προς τα άνω για παράδειγμα για έναν αγωγό ανοικτής θάλασσας που τοποθετείται απευθείας πάνω σε έναν αμμώδη ή σκληρό πυθμένα, δεν υπάρχει έδαφος ακριβώς πάνω από το σωλήνα για να αντισταθεί στην κάθετη κίνηση. Δηλαδή, μια δύναμη ίση με το βυθισμένο βάρος μονάδας θα προκαλέσει την κίνηση του σωλήνα προς τα πάνω. Για λόγους συνέπειας με τον χαρακτηρισμό των εδαφικών ελατηρίων, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μικρή σχετική μετατόπιση ίση προς 0.001 m για τη μέγιστη ελαστική παραμόρφωση, πέρα από την οποία η ανοδική αντοχή παραμένει σταθερή.

Για αγωγό τοποθετημένο σε πυθμένα από άργιλο, η αρχική αντοχή σε διάσπαση πρέπει να λαμβάνει υπόψη την πρόσφυση στη διεπιφάνεια αγωγού-εδάφους. Για γρήγορες κατακόρυφες κινήσεις, η αναρρόφηση τείνει να αυξήσει αυτή την αντίσταση.

Για τα αργιλικά ελατήρια θεωρούν ότι η δύναμη που ασκείται στον αγωγό είναι προς τα πάνω δίνεται με βάση τον τύπο:

$$q_u = w_s + \alpha \times S_u \times D \times \sin \theta \quad (\text{εξίσωση 3.9})$$

Όπου $\theta = \sin^{-1}(1 - 2 \times z/D) \leq 90^\circ$

Τέλος, για τα ελατήρια που ασκούν στον αγωγό στην κάθετη διεύθυνση δύναμη προς τα κάτω με βάση την θεωρία των O'Rourke & Liu έχουμε τα εξής:

- Αμμώδη ελατήρια

$$q_u = \frac{1}{2} \times \gamma \times N_\gamma \times B^2 \quad (\text{εξίσωση 3.10})$$

όπου $B = D \times \sin \theta$
 $N_\gamma = e^{(0.18 \times \phi - 2.5)}$

- Αργιλικά ελατήρια

$$q_u = N \times D \times S_u \quad (\text{εξίσωση 3.11})$$

3.3.3.2 Χερσαίοι αγωγοί

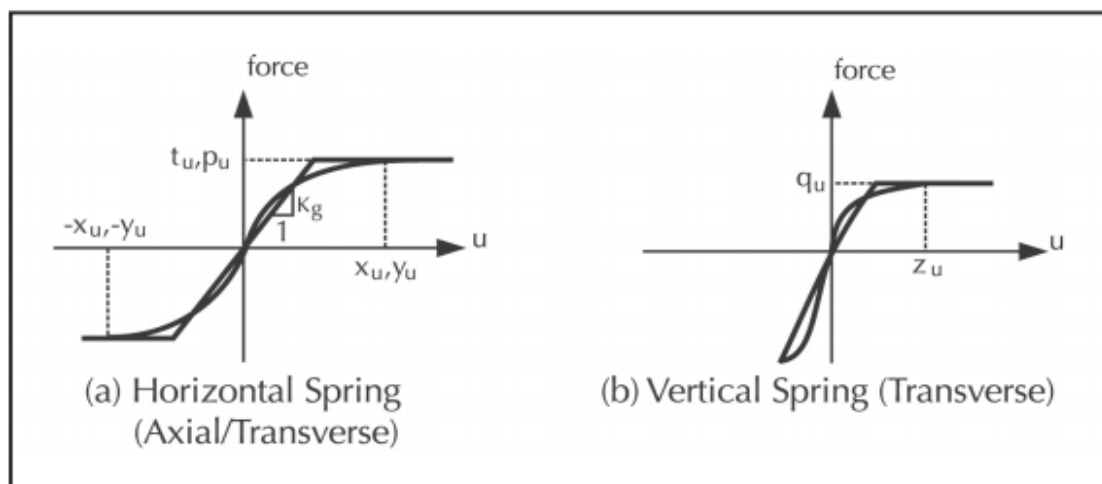
Για τις ανάγκες της ανάλυσης προτάθηκε η χρήση εξιδανικευμένου ελαστοπλαστικού προσομοιώματος, που προσδιορίζεται από δύο παραμέτρους: την μέγιστη αντίσταση t_u , p_u , q_u σε αξονική, πλευρική και κάθετη διεύθυνση και τις αντίστοιχες μέγιστες μετατοπίσεις x_u , y_u , z_u .

Επάρκεια σε μη υγροποιημένο έδαφος

Οι δυνάμεις αλληλεπίδρασης για έναν αγωγό που περιβάλλεται από μη υγροποιημένο έδαφος και είναι αρκετά καλά εδραιωμένος, βασίζονται στο συνδυασμό εργαστηριακών δοκιμών και αναλυτικών μελετών.

Οι κατευθυντήριες γραμμές του ASCE το 1984 προτείνουν, για τον σκοπό της ανάλυσης, εξιδανικευμένα ελαστο-πλαστικά προσομοιώματα, όπως φαίνεται στην εικόνα 3.7. Επίσης να σημειωθεί ότι το ελαστοπλαστικό προσομοίωμα χαρακτηρίζεται πλήρως από δύο παραμέτρους, τη μέγιστη αντίσταση στην αξονική,

εγκάρσια-οριζόντια και εγκάρσια-κατακόρυφη διεύθυνση, αντίστοιχα και τη μέγιστη ελαστική παραμόρφωση. Η αντίσταση έχει μονάδες τη δύναμη ανά μονάδα μήκους ενώ όπως αναμένεται, η παραμόρφωση έχει μονάδες μήκους. Όπως φαίνεται στο σχήμα, η ελαστοπλαστική σχέση της παραμόρφωσης δύναμης είναι μια εξιδανίκευση της πραγματικής καμπύλης τύπου "roundhouse". Οι κατευθυντήριες γραμμές ASCE το 1984 προτείνουν να χρησιμοποιηθεί ως αποτελεσματική ακαμψία (μονάδες δύναμης ανά μονάδα επιφάνειας) δύο φορές η αναλογία τελικής αντίστασης προς το μέγιστη "ελαστική" παραμόρφωση για ένα αξονικό ελατήριο. Να σημειωθεί ότι για την ελαστοπλαστική εξιδανίκευση αυτός ο συντελεστής ελατηρίου είναι αποτελεσματικός μόνο για σχετικές μετατοπίσεις μικρότερες από τις μισές μέγιστες τιμές της ελαστικής παραμόρφωσης, πέραν αυτού η αντίσταση θεωρείται σταθερή.



Εικόνα 3.7: Εξιδανικευμένες σχέσεις φορτίου-παραμόρφωσης στη διεπιφάνεια αγωγού-εδάφους (ASCE, 1984)

- **Διαμήκης Κίνηση**

Η σχετική κίνηση η οποία είναι παράλληλη με τον άξονα του αγωγού έχει ως αποτέλεσμα αξονικές δυνάμεις στη διεπιφάνεια αγωγού-εδάφους. Οι κατευθυντήριες γραμμές ASCE το 1984 παρέχουν σχέσεις, όσον αφορά το εξιδανικευμένο προσομοίωμα ελαστοπλαστικής, για υλικά από άμμο (χωρίς συνάφεια) και πηλό (χωρίς τριβή).

Για την άμμο και άλλα υλικά τα οποία δεν έχουν συνοχή, η διαμήκης αντίσταση οφείλεται στην τριβή κατά την αξονική κατεύθυνση στη διεπιφάνεια εδάφους-αγωγού. Συγκεκριμένα, στις κατευθυντήριες γραμμές ASCE, η κανονική πίεση λαμβάνεται ως ο μέσος όρος των κατακόρυφων και των υπόλοιπων πλευρικών πιέσεων του εδάφους που δρουν στον αγωγό.

$$t_u = \pi \times D \times \gamma \times H \left(\frac{1+K_0}{2} \right) \times \tan k \times \varphi \quad (\text{εξίσωση 3.12})$$

$$x_u = 0.1 - 0.2 \text{ in} = 2.5 - 5 \text{ mm}$$

όπου D, είναι η διάμετρος του αγωγού,

γ , το ειδικό βάρος του εδάφους,

H, το βάθος έως την γραμμή που περνάει από το κέντρο του αγωγού,

K_o , ο συντελεστής πίεσης στην ηρεμία
 k , ο συντελεστής τριβής, όπου δίνεται από τον πίνακα 3.2 ανάλογα με το υλικό.

Να σημειωθεί επίσης ότι το μέγεθος του K_o για κανονικό ενοποιημένο χωρίς συγκόλληση έδαφος κυμαίνεται από 0.35 έως 0.47 .

Ωστόσο, κάποιος αναμένει τον συντελεστή K_o να είναι κάπως μεγαλύτερος λόγω συμπίεσης που σχετίζεται με την επίστρωση του εδάφους γύρω από τους αγωγούς. Ο Τ. O'Rourke (1985) συνιστά το $K_o = 1.0$ ως συντηρητική εκτίμηση για τις περισσότερες συνθήκες ταφής σωληνώσεων. Τέλος, ο συντελεστής τριβής k εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της επιφάνειας. Για παράδειγμα, αν η εξωτερική επιφάνεια του αγωγού είναι τραχιά, ολίσθηση παρουσιάζεται σε μια διεπιφάνεια εδάφους-εδάφους λίγο πέρα από τη διεπιφάνεια εδάφους-αγωγού. Στην περίπτωση αυτή, ο συντελεστής τριβής k είναι 1.0 και η ολίσθηση σχετίζεται αποκλειστικά με τη γωνία αντοχής της διάτμησης του εδάφους. Δηλαδή, ανεξάρτητα από την τραχύτητα της διεπιφάνειας εδάφους-αγωγού, η αποτελεσματική τριβή για τον θαμμένο σωλήνα δεν μπορεί να υπερβαίνει την τριβή του εδάφους.

Εναλλακτικά, εάν η εξωτερική επιφάνεια του αγωγού είναι ομαλή (ολισθηρή), τότε η ολίσθηση πραγματοποιείται στη διεπιφάνεια εδάφους-αγωγού με τριβή μικρότερη από εκείνη που σχετίζεται με τη γωνία τριβής των εδαφών. Η λειτουργική μορφή $\tan(\kappa\phi)$ με $\kappa \leq 1$ μαθηματικά χαρακτηρίζει αυτή τη συμπεριφορά. Ο παρακάτω πίνακας παρουσιάζει τους συντελεστές τριβής, όπως προτείνεται στο τις κατευθυντήριες γραμμές ASCE(1984) και τις κατευθυντήριες γραμμές ALA του 2001.

Πίνακας 3.2 : Τιμές συντελεστή τριβής k (Πηγή: ASCE,1984 & ALA, 2001)

Pipe Material/ Coating	k
Concrete Cement Coated Steel Cement Coated Cast Iron	1.0
Coal Tar Coating	0.9
Rough Steel Cast Iron	0.8
Smooth Steel	0.7
Epoxy Coated Polyethylene	0.6

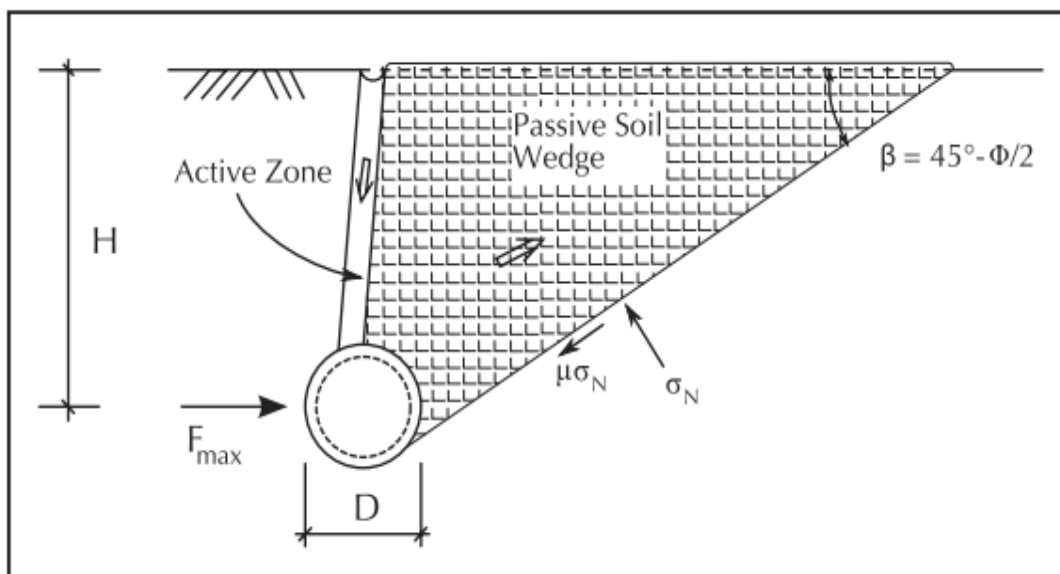
Για τον άργιλο και τα υπόλοιπα συνεκτικά υλικά ($\phi=0^\circ$), η διαμήκης αντίσταση ανα μονάδα μήκους και η αντίστοιχη ελαστική παραμόρφωση δίνονται αντίστοιχα από τους παρακάτω τύπους:

$$t_u = \pi \times D \times \alpha \times S \quad (\text{εξίσωση 3.13})$$

$$\chi_u = 0.2 - 0.4 \text{ in} = 5 - 10 \text{ mm}$$

- **Εγκάρσια οριζόντια κίνηση**

Η σχετική κίνηση κάθετα στον άξονα του αγωγού στο οριζόντιο επίπεδο οδηγεί σε εγκάρσιες οριζόντιες δυνάμεις στη διεπιφάνεια αγωγού-εδάφους. Κατά βάση σε αυτήν την περίπτωση το ενδιαφέρον κεντρίζουν τα εγκάρσια-οριζόντια εδαφικά ελατήρια. Μέχρι σήμερα, οι εργαστηριακές δοκιμές και τα αριθμητικά προσομοιώματα ήταν 2-D. Για παράδειγμα, στις δοκιμές Trautmann και O'Rourke (1985) ένας άκαμπτος αγωγός τραβιέται οριζόντια μέσα από ένα ειδικά κατασκευασμένο κουτί εδάφους, συμπεριφορά αρκετά περίπλοκη. Όπως παρατηρήθηκε από τους Audibert και Nyman (1977), ο μηχανισμός αστοχίας είναι συνάρτηση του λόγου H / D . Για ρηχά βάθη ταφής ($H / D < 3$, σύμφωνα με τους Audibert και Nyman) συνεπάγεται μια σπειροειδής παθητική σφήνα εδάφους πάνω και μπροστά από τον αγωγό και μια στενή ενεργή ζώνη ακριβώς πάνω από τον αγωγό. Και οι δυο ζώνες επεκτείνονται στην επιφάνεια του εδάφους, όπως σκιαγραφείται στο απλοποιημένο προσομοίωμα για ένα μη συνεκτικό υλικό στην εικόνα 3.7.



Εικόνα 3.7 :Απλοποιημένο προσομοίωμα για την εγκάρσια εδαφική άνοιξη σε υλικό χωρίς συγκόλληση σε βαθιά βάθη ταφής. (Πηγή: O'Rourke MJ, Liu X., 2012)

Εφαρμόζοντας ισορροπία στην κατακόρυφη κατεύθυνση, λύνεται η πίεση του σ_N . Χρησιμοποιώντας $\mu = \tan \varphi$ και επίλυση για ισορροπία στην οριζόντια κατεύθυνση, καθορίζεται η μέγιστη πλευρική δύναμη σε έναν αγωγό με ρηχή ταφή σε ένα μη συνεκτικό υλικό.

Η μέγιστη πλευρική δύναμη για αγωγό θαμμένο σε μεγάλο βάθος και σε μη-συνεκτικό υλικό δίνεται από τη σχέση:

$$F_{\max} = p_u = \frac{\frac{\gamma}{2} \times (H + \frac{D}{2})^2 \tan(45 + \varphi/2)}{\cos \beta - \mu \sin \beta} [\sin \beta + \mu \cos \beta] \quad (\text{εξίσωση 3.14})$$

Όπου β είναι η γωνία σφήνας ($45^\circ - \varphi/2$)

Για $H / D = 2$, η απλοποιημένη σχέση στην παραπάνω εξίσωση αποδίδει μέγιστη πλευρική αντοχή 5.74 γHD και 9.03 γHD για γωνίες τριβής του εδάφους 35° και 45° , αντίστοιχα.

Για τα μέτρια βάθη ταφής ($3 \leq H/D \leq 12$, σύμφωνα με την Audi-bert και Nyman), περιγράφεται ένας μηχανισμός αστοχίας τριών σφηνών που αποτελείται από μια μπροστινή παθητική σφήνα, μια κεντρική σφήνα τοίχου εδάφους στην κορυφή και λίγο μπροστά από το σωλήνα, και μια ενεργή σφήνα πίσω από το σωλήνα. Όπως και με τον ρηχό μηχανισμό ταφής, και οι τρεις ζώνες εκτείνονται μέχρι την επιφάνεια του εδάφους. Τέλος, για βαθιά ταφή ($H / D > 12$, σύμφωνα με τον Audibert και τον Nyman), περιγράφεται μια εντελώς βαθιά ζώνη εδάφους.

Ένα απλοποιημένο προσομοίωμα για βαθιά ταφή σε ένα μη συνεκτικό υλικό σκιαγραφείται στην εικόνα 3.8. Ένα τετράπλευρο άκαμπτο τμήμα εδάφους (με την ονομασία abcde στο σχήμα) κινείται προς τα δεξιά. Το κενό που απομένει από την άκαμπτη κίνηση του μπλοκ γεμίζεται από το έδαφος που ακολουθεί γύρω από το άκαμπτο οικοδομικό τετράγωνο. Δηλαδή, το έδαφος πάνω από την πλευρά cd κινείται προς τα αριστερά, το έδαφος πέρα από την πλευρά bc μετακινείται προς τα κάτω προς τα αριστερά κλπ. Ως εκ τούτου, το έδαφος πέρα από την πλευρά bc βρίσκεται σε παθητική κατάσταση, ενώ το έδαφος πέρα από την πλευρά de είναι μέσα σε μια ενεργή κατάσταση.

Η σχέση που συνήθως χρησιμοποιείται και που προτείνεται από τον ASCE guideline για την μέγιστη πλευρική αντίσταση και την αντίστοιχη μετατόπιση, για μη συνεκτικό υλικό όπως είναι η άμμος είναι:

$$P_u = \gamma \times H \times N_{qh} \times D \quad (\text{εξίσωση 3.15})$$

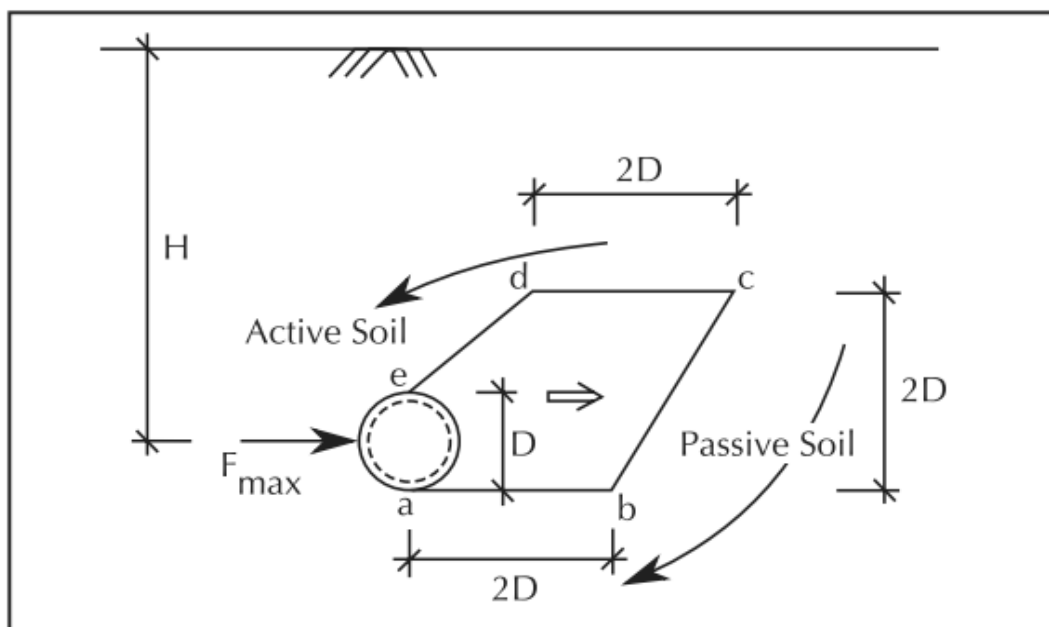
όπου N_{qh} ο συντελεστής φέρουσας οριζόντιας χωρητικότητας για την άμμο.

Οι αντίστοιχες σχέσεις για συνεκτικά υλικά με μηδενική γωνία εσωτερικής τριβής ($\varphi=0^\circ$), παρουσιάζονται παρακάτω:

$$P_u = S_u \times N_{ch} \times D \quad (\text{εξίσωση 3.16})$$

$$Y_u = (0.03 - 0.05) \times (H + D/2) \quad (\text{εξίσωση 3.17})$$

Όπου, N_{ch} ο συντελεστής φέρουσας οριζόντιας χωρητικότητας για άργιλο



Εικόνα 3.8: Απλοποιημένο προσομοίωμα για την εγκάρσια εδαφική άνοιξη σε υλικό χωρίς συγκόλληση σε βάθος βαθιάς ταφής (Πηγή: O'Rourke MJ, Liu X., (2012))

- **Εγκάρσια κάθετη κίνηση-κατεύθυνση προς τα πάνω**

Πρόκειται για σχετική ανοδική κίνηση κάθετη προς τον άξονα του αγωγού, σε κάθετες δυνάμεις στη διεπιφάνεια αγωγού-εδάφους. Ανάλογα με τον τύπο του εδάφους δηλαδή αν είναι άμμος ή άργιλος παρατηρείται και διαφορετική αντιμετώπιση. Οι οδηγίες ASCE (1984) παρέχουν τις σχέσεις που παρουσιάζονται παρακάτω για άμμο και άργιλο αντίστοιχα.

Για την άμμο, η κάθετη δύναμη και η ελαστική παραμόρφωση δίνονται από τους τύπους:

$$q_u = \gamma \times H \times N_{q\gamma} \times D \quad (\text{εξίσωση 3.18})$$

$$z_u = (0.01 - 0.015) \times H \leq D/10$$

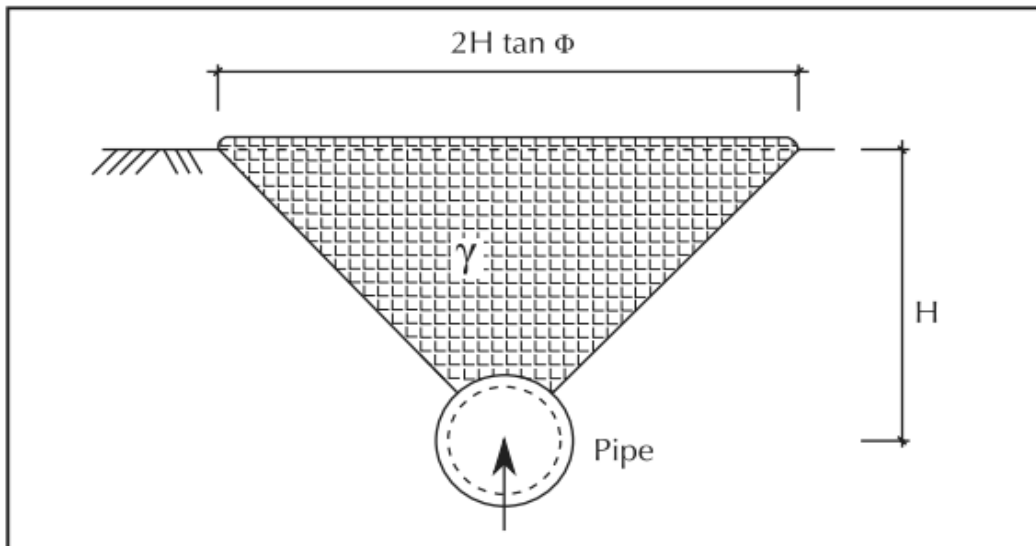
όπου $N_{q\gamma} = \leq N_q$, ο συντελεστής κατακόρυφης ανύψωσης για την άμμο (0 για $\varphi=0^\circ$).

Βέβαια κατά τους ALA 2001 και RPC 2004 η μέγιστη αντίσταση δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$q_u = \gamma \times H^2 \times \tan \varphi \quad (\text{εξίσωση 3.19})$$

η οποία δίνει τα ίδια αποτελέσματα με την παραπάνω σχέση για τιμές γωνίας $\varphi=44^\circ$ και 36° .

Ισχύει ότι η τιμή q_u δίνει το βάρος ενός ανεστραμμένου τριγώνου εδάφους με κορυφή του στην κεντρική γραμμή, ύψος ίσο με το βάθος της ταφής και βάση στην επιφάνεια του εδάφους που αντιστοιχεί σε $2H \cdot \tan \varphi$.



Εικόνα 3.9: Απλοποιημένο προσομοίωμα για κατακόρυφο συντελεστή ανύψωσης για άμμο (Πηγή: O'Rourke MJ, Liu X., 2012)

Για τα συνεκτικά υλικά όπως τον άργιλο, η κάθετη δύναμη και η ελαστική παραμόρφωση δίνονται από τους τύπους:

$$q_u = S_u \times N_{cv} \times D$$

(εξίσωση 3.20)

$$z_u = (0.1 - 0.2) \times H \leq D/5$$

όπου, $N_{cv} = 2 \leq 10$, ο συντελεστής κατακόρυφης ανύψωσης για τον άργιλο (0 για $c=0$).

όπου N_{cv} είναι ο κατακόρυφος συντελεστής ανύψωσης για άργιλο. Στις κατευθυντήριες οδηγίες ALA 2001 και RPC2004, η μέγιστη αντίσταση δίνεται ως εξής $q_u = 2S_u \cdot H$, η τιμή αυτή δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή $10 \cdot S_u \cdot D$ και αντιστοιχεί στο φορτίο αστοχίας για ένα κατακόρυφο βύσμα εδάφους με δύο επίπεδα κατακόρυφης διάτμησης που εκτείνονται από την γραμμή ελατηρίου σε κάθε πλευρά του αγωγού, κατακόρυφα μέχρι την επιφάνεια του εδάφους.

Η παραπάνω λειτουργία αστοχίας ελέγχει χαμηλά θαμμένα βάθη. Για μεγαλύτερα βάθη ταφής, συγκεκριμένα $H / D > 5$ για τις κατευθυντήριες γραμμές ALA 2001 και RPC2004, ο μηχανισμός αστοχίας θα ήταν μια αποτυχία φέρουσας ικανότητας αμέσως πάνω από το σωλήνα.

Το όριο $10S_u \cdot D$ προφανώς προορίζεται να καλύψει την αστοχία αυτού του μηχανισμού. Επιπλέον, η μέγιστη ελαστική παραμόρφωση για άργιλο z_u , περιορίζεται σε όχι περισσότερο από $D / 5$.

Τέλος, είναι αναγκαίο να διευκρινιστεί ότι όπως και όλα τα άλλα εδαφικά ελατήρια, η πρόσθεση αντίστασης στις περιπτώσεις εδάφους από άμμο και άργιλο ισχύουν με $\phi \neq 0$ και $S_u \neq 0$.

- **Εγκάρσια κάθετη κίνηση-κατεύθυνση προς τα κάτω**

Σχετική κατεύθυνση προς τα κάτω κάθετη προς τον άξονα του αγωγού καταλήγει σε κατακόρυφες δυνάμεις στη διεπιφάνεια εδάφους-αγωγού.

Για την άμμο και τα υπόλοιπα μη-συνεκτικά υλικά δίνονται οι σχέσεις:
 $q_u = \gamma \times H \times N_q \times D + 1/2 \times D \times 2N_\gamma$ (εξίσωση 3.21)
 $z_u = (0.1 - 0.15) \times H \leq D$

Ενώ για τον άργιλο και τα υπόλοιπα υλικά με μηδενική γωνία εσωτερικής τριβής ισχύει:
 $q_u = S_u \times N_c \times D$ (εξίσωση 3.22)
 $z_u = (0.1 - 0.15) \times H \leq D$

όπου γ το ειδικό βάρος του εδάφους, N_c , N_q , N_γ οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας εδάφους

Επάρκεια σε υγροποιημένο έδαφος

Οι Suzuki (1988) και Miyajima-Kitaura (1989) έδειξαν ότι η απόκριση του αγωγού είναι πολύ ευαίσθητη στην ακαμψία των ισοδύναμων εδαφικών ελατηρίων όταν αυτός είναι τοποθετημένος σε υγροποιημένο εδαφικό στρώμα. Ένας συνδυασμός πειραματικών δεδομένων με βάση αναλυτικές λύσεις σε μια δέσμη με ελαστική θεμελίωση υποδεικνύουν την ισοδύναμη ακαμψία του υγροποιημένου εδάφους σε σχέση με το μη υγροποιημένο.

Ο Takada(1987) ανέπτυξε ένα ισοδύναμο εδαφικό ελατήριο αγωγού σε υγροποιημένο έδαφος και απέδειξε ότι η ισοδύναμη ακαμψία κυμαίνεται από 1/1000 σε 1/3000 από εκείνη για το μη υγροποιημένο έδαφος. Σε αντίθεση με τους Yoshida και Uematsu (1978), Matsumoto(1987), Yasuda (1987) και Tanabe (1988) οι οποίοι με βάση τα πειραματικά τους προσομοιώματα πρότειναν ότι η ακαμψία κυμαίνεται από 1/100 έως 3/100 από ότι εκείνη για μη-υγροποιημένο έδαφος. Ο T. O'Rourke (1994) με τη σειρά του πρότεινε ένα συντελεστή μείωσης για τον αγωγό που υποβλήθηκε σε εγκάρσια μετατόπιση εδάφους. Η μειωμένη ακαμψία της διασύνδεσης εδάφους-αγωγού δίνεται στη συνέχεια από την ακαμψία για το μη υγροποιημένο έδαφος διαιρούμενο με τον συντελεστή μείωσης. Τα αποτελέσματά τους δείχνουν ότι η ισοδύναμη ακαμψία κυμαίνεται από 1/100 έως 5/100 από εκείνη για το μη υγροποιημένο έδαφος.

Ως εκ τούτου, αν το πραγματικό βάθος και το πάχος της υγροποιημένης στρώσης δεν είναι δεδομένα, είναι καλύτερο να υποθεθεί ότι ο αγωγός βρίσκεται σε ένα κατάλληλο στρώμα εδάφους που υπερσχύει της υγροποιημένης στρώσης. Ωστόσο, εάν είναι σαφές ότι ο αγωγός είναι στην πραγματικότητα στο υγροποιημένο στρώμα, φαίνεται λογικό να χρησιμοποιηθεί το 3% της ακαμψίας ελατηρίου "ικανοποιητικού εδάφους" στους υπολογισμούς.

Τέλος, είναι αναγκαίο να σημειωθεί ότι υπάρχουν προβλήματα στην προσομοίωση ρευστοποιημένου εδάφους ως ένα υγρό έδαφος, κυρίως γιατί τις περισσότερες φορές η μέγιστη ταχύτητα του εδάφους την οποία μπορεί να δεχθεί ο αγωγός είναι άγνωστη. Ακόμη σε περίπτωση που ο αγωγός βρίσκεται σε υγροποιημένο έδαφος δεν είναι εύκολο να οριστικοποιηθεί ότι το έδαφος αυτό είναι το "στρώμα καλύμματος".

Συμπερασματικά, υπάρχουν πολλές διαφορές μεταξύ του κανονισμού ALA και της θεωρίας O'Rourke & Liu. Ο πρώτος απευθύνεται σε χερσαίους και ο δεύτερος σε χερσαίους και υποθαλάσσιους. Είναι γεγονός ότι τα αποτελέσματα των

παραμετρικών αναλύσεων συνδέονται άμεσα με τις τιμές των ελατηρίων άρα είναι αναπόφευκτο με την παραμικρή αλλαγή που θα επηρεάσει τις τιμές τους να δημιουργηθούν μεγάλα χάσματα των τιμών στα τελικά αποτελέσματα.

3.4 Επίδραση γεωκινδύνων στον αγωγό

Κίνδυνος κατολισθήσεων

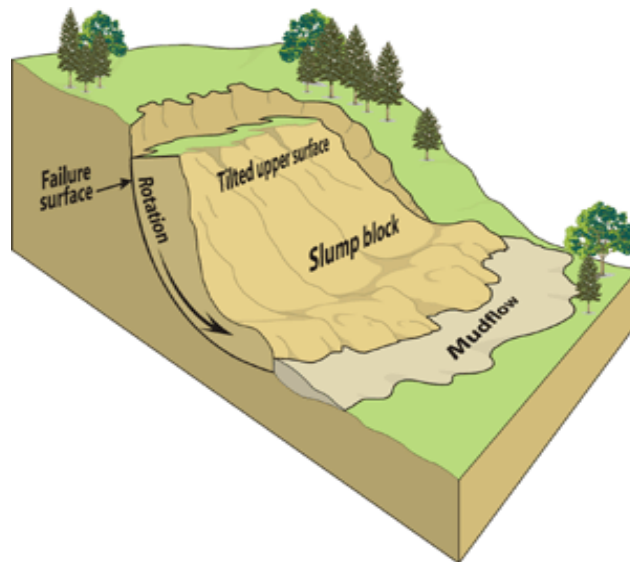
Οι κατολισθήσεις αποτελούν έναν σημαντικό κίνδυνο για τους αγωγούς, επειδή μπορεί να προκαλέσουν καταστροφές και μόνιμες παραμορφώσεις του αναγλύφου και επίσης μπορούν να οδηγήσουν σε διαρροές και περιβαλλοντικά προβλήματα για μεγάλες περιόδους. Ως εκ τούτου, τα περιστατικά που σχετίζονται με κατολισθήσεις αντιμετωπίζονται ως ένας ιδιαίτερος σημαντικός κίνδυνος για την λειτουργία του αγωγού.

Κατά βάση ο κίνδυνος σχετίζεται με τις κινήσεις και τη δυναμικότητα της κατολισθήσης η οποία αναμένεται να προκαλέσει αρνητικές συνέπειες. Οι κύριες κατηγορίες κατολισθήσεων μπορούν να αναγνωριστούν από:

- Αστοχία εδάφους που δεν είχε σχιστεί ξανά από παρόμοια ενέργεια, η οποία συνεπάγεται με κινητοποίηση της μέγιστης αντοχής του υλικού. Τέτοιες πλάκες χαρακτηρίζονται συχνά από μεγάλες, γρήγορες μετατοπίσεις.
- Την επανενεργοποίηση των προϋπάρχουσων κατολισθήσεων όπου μέρος ή το σύνολο μιας προηγούμενης μάζας κατολίσθησης εμπλέκεται σε νέες κινήσεις, κατά μήκος προϋπάρχουσας διάτμησης επιφανειών.
- Την επέκταση μιας προϋπάρχουσας κατολίσθησης, η οποία συνήθως περιλαμβάνει ανηφορική ή πλευρική ανατροπή της κύριας κεφαλής κατολίσθησης

Για μια υπάρχουσα κλίση για να υπάρχει η δυνατότητα μελλοντικής κίνησης, πρέπει να υπάρχει ένα αξιόπιστο συμβάν εκκίνησης που να προκαλέσει κίνηση με αποτέλεσμα την κατολίσθηση όπως:

- Αυξημένες πιέσεις που σχετίζονται με περιόδους έντονων βροχοπτώσεων ή τήξης χιονιού.
- Σεισμική ανάδευση εδάφους λόγω μέτριων έως ισχυρών σεισμικών γεγονότων.
- Αφαίρεση της στήριξης από τη διάβρωση της κατολίσθησης ή της κλίσης (π.χ. από ποταμό ή κατά τη διάρκεια της ανασκαφής)
- Αύξηση της κινητήριας δύναμης με τη φόρτωση της κεφαλής της κατολίσθησης ή της κλίσης (π.χ. συσσώρευση συντριμμίων από χιονοστιβάδες συντριμμιζόμενων από τις πλαγιές ή πλήρωση κατά την κατασκευή).



Εικόνα 3.10: Κατολίσθηση πρσανούς. Πηγή εικόνας : www.strukts.com

Δεν είναι δεδομένο ότι όλα τα γεγονότα κατολίσθησης που φτάνουν στον αγωγό θα προκαλέσουν ρήξη. Ορισμένα μπορεί να οδηγήσουν μόνο σε απλή έκθεση πετρωμάτων στον αγωγό, ενώ σε άλλες περιπτώσεις η ζημιά μπορεί να περιοριστεί σε κάμψη ή λύγισμα του αγωγού. Μια σειρά από απλές αστοχίες που μπορούν να προκαλέσουν ρήξη, με βάση την εμπειρία της βιομηχανίας (Nyman et al., 2008, Lee et al., 2009; Young και Lockey, 2013), είναι:

- Πλευρική και κατακόρυφη μετατόπιση: Ρήξη αγωγού ως αποτέλεσμα διαφορικής οριζόντιας και/ή κάθετης μετακίνησης του κύριου σώματος κατολίσθησης, ανατροπή του κύριου άκρου ή αστοχία των πλευρών. Η δυνατότητα μετατόπισης του αγωγού είναι συνάρτηση του βάθους κατολισθήσεων, της συμπεριφοράς των υλικών, της ταχύτητας κίνησης και της σωρευτικής μετατόπισης που θα μπορούσε να συμβεί με την πάροδο του χρόνου.
- Απώλεια σύνδεσης: Ρήξη του αγωγού ως αποτέλεσμα της απομάκρυνσης του υποστηρίγματος κατά μήκος ενός σημαντικού μήκους (π.χ. μεγαλύτερου από 30 μέτρα) εξαιτίας της υποχώρησης εδάφους ή της αστοχίας των πλευρών του πρσανούς από την κατολίσθηση .
- Φόρτωση του αγωγού: Ρήξη του αγωγού λόγω των πιέσεων που προκαλούνται από τα συντρίμια. Αυτή η λειτουργία αστοχίας εξαρτάται από το βάθος που είναι θαμμένος ο αγωγός και το βάρος του υλικού που ενεργεί πάνω του .
- Πρόσκρουση: Αν ο αγωγός είναι εκτεθειμένος, η ώθηση που οφείλεται στη δυναμική της πτώσης ογκόλιθων μπορεί να οδηγήσει σε ρήξη αγωγών. Σε γενικές γραμμές, οι θαμμένοι αγωγοί είναι λιγότερο ευάλωτοι σε αυτόν τον τρόπο αστοχίας. Δεδομένου ότι πρόκειται για περίπτωση ορμής και ώθησης, το ύψος από το οποίο προέρχεται ο ογκόλιθος (δηλαδή η ταχύτητα πρόσκρουσης) και η μάζα του ογκόλιθου είναι οι πιο καθοριστικές παράμετροι.



Εικόνα 3.11: Εκτεθειμένοι αγωγοί στον ποταμό Beauvais Creek (Πηγή: www.boycedan.wordpress.com)



Εικόνα 3.12: Θέματα κατολίσθησης αγωγού σε ορεινά εδάφη. (Πηγή: <http://qjegh.lyellcollection.org>)

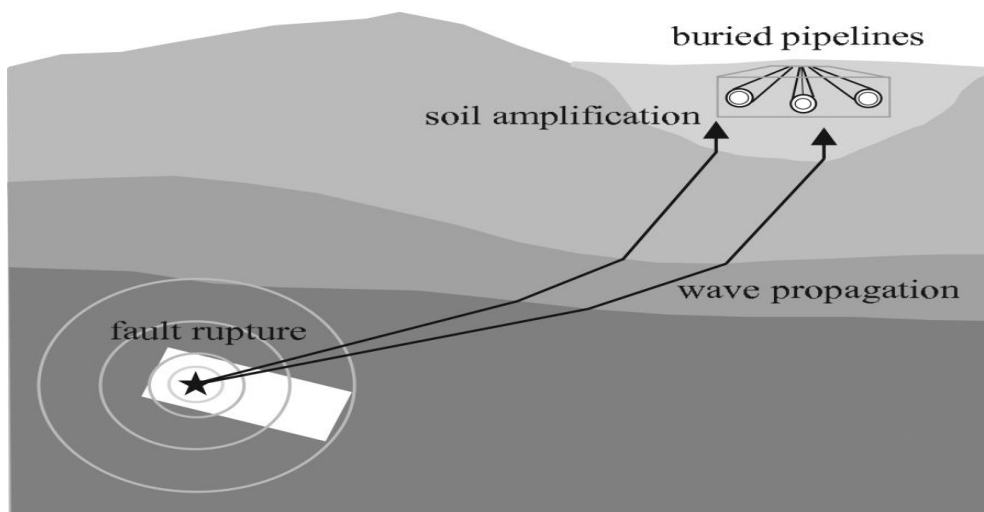
Κίνδυνος από σεισμό

Υπάρχουν εξειδικευμένα μηχανικά μέτρα για το μέγεθος του σεισμού. Αυτά περιλαμβάνουν τη μέγιστη επιτάχυνση εδάφους (PGA) και μέγιστη ταχύτητα εδάφους (PGV). Οι τιμές PGA και PGV είναι συνήθως τιμές συγκεκριμένης τοποθεσίας. Οι εμπειρικές σχέσεις εξασθένησης του φαινομένου επιτρέπουν την εκτίμηση των αναμενόμενων τιμών PGA και PGV δεδομένου του μεγέθους του σεισμού και της απόστασης πηγής - τοποθεσίας.

Το ποσό της μόνιμης κίνησης λόγω των κατολισθήσεων ελέγχεται σε μεγάλο βαθμό από το μέγεθος του σεισμού, την απόσταση από την πηγή έως την τοποθεσία, την κλίση και τις διάφορες ιδιότητες του εδάφους.

Όσον αφορά τις επιπτώσεις τους στους θαμμένους αγωγούς, οι δύο γενικές κατηγορίες σεισμικών κινδύνων είναι ο κίνδυνος διάδοσης κυμάτων και ο κίνδυνος μόνιμης παραμόρφωσης εδάφους (PGD). Ο κίνδυνος διάδοσης κύματος είναι παροδικός και αντιστοιχεί σε ανάδευση εδάφους. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα παροδικές παραμορφώσεις σε θαμμένους αγωγούς, δηλαδή εξαφανίζονται μέρη του αγωγού μετά το τέλος της ανάδευσης. Ο κίνδυνος διάδοσης κυμάτων εμφανίζεται σε κάθε περίπτωση και γενικά οδηγεί σε χαμηλές έως μέτριες βλάβες για τους θαμμένους αγωγούς σε ευρείες περιοχές.

Ο κίνδυνος PGD αντιστοιχεί σε μόνιμη μετατόπιση σε περίπτωση αστοχίας, με αποτέλεσμα αστοχίας σε μόνιμα στελέχη του θαμμένου αγωγού, μετά το τέλος της ανατάραξης. Δεν εμφανίζεται απαραίτητα σε κάθε περίπτωση, αλλά όταν το κάνει γενικά οδηγεί σε μέτρια έως υψηλά ποσοστά βλάβης για τους θαμμένους αγωγούς.



Εικόνα 3.13: Συμπεριφορά του θαμμένου αγωγού υπό την επίδραση σεισμικής διέγερσης. (Πηγή: <http://pressurevesseltech.asmedigitalcollection.asme.org>)



Εικόνα 3.13: Καταστροφή του αγωγού από χαλκό Ok Tedi από καταλίσθηση λόγω σεισμού (Πηγή: www.medium.com)

Κεφάλαιο 4 : Αριθμητικές παραμετρικές αναλύσεις

Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρουσιαστούν παραμετρικές αναλύσεις που αφορούν την ευστάθεια ενός πρανούς υπό σεισμικές και στατικές συνθήκες. Ο σκοπός των αναλύσεων του πρανούς είναι η διασφάλιση της ευστάθειας αγωγού ίδιας γεωμετρίας με το πρανές, και κατ'επέκταση η διασφάλιση κατασκευών ως προς την ελαχιστοποίηση της αστοχίας τους.

Η ευστάθεια της κλίσης του πρανούς είναι ένα σημαντικό ζήτημα στα γεωτεχνικά προβλήματα. Η διεξαγωγή αναλύσεων ευστάθειας των βραχυδών πρανών διαδραματίζει ζωτικό ρόλο σε πολλά έργα μηχανικής όπως μια εκσκαφή ή κατασκευή αγωγού. Οι περισσότεροι βράχοι που συναντάμε στην πρακτική μηχανική είναι αδύναμες δομικές επιφάνειες όπως αρμοί και ρωγμές με μεγάλη διαφορά στις φυσικές και μηχανικές ιδιότητες προς όλες τις κατευθύνσεις και με προφανείς διακρίσεις σε ασυνέχεια, ετερογένεια και ανελαστικότητα.

Η αλληλεπίδραση εδάφους - αγωγού είναι σημαντική για τη διαμόρφωση των σχέσεων στατικής ισορροπίας αλλά και τη δυναμική απόκριση ενός αγωγού. Για την προσομοίωση της αντίστασης εδάφους πρέπει να λαμβάνονται υπόψη η τοπογραφία του εδάφους κατά μήκος της διαδρομής του αγωγού, η αντίσταση του εδάφους και οι μη-γραμμικές κάθετες στον αγωγό δυνάμεις επαφής, η αξονική ολίσθηση. Ενώ για τις δυναμικές αναλύσεις εξετάζονται και εγκάρσιες διευθύνσεις και τα βραχυπρόθεσμα και μακροπρόθεσμα χαρακτηριστικά δυσκαμψίας και απόσβεσης του συστήματος.

Έχουν αναλυθεί κατά καιρούς πολλοί μέθοδοι προσομοίωσης γεωτεχνικών προβλημάτων. Υπάρχουν αρκετά λογισμικά που εξυπηρετούν στην ανάλυση ευστάθειας πρανών όπως το SLOPE/W, το FLAC, το Plaxis και ABAQUS. Το λογισμικό που έχει χρησιμοποιηθεί στη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία είναι το ABAQUS το οποίο χρησιμοποιεί τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων (FEM), η οποία πρώτα εισήχθη στη γεωτεχνική μηχανική από τους Clough και Woodward (1967).

4.1 Λογισμικό ABAQUS

Το Abaqus είναι ένα εμπορικό πακέτο λογισμικού για ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων. Η γκάμα προϊόντων Abaqus αποτελείται από τρία βασικά προϊόντα: Abaqus/Standard, Abaqus/Explicit και Abaqus/CAE. Το Abaqus/Standard είναι για επίλυση γενικού σκοπού χρησιμοποιώντας ένα παραδοσιακό σχήμα ολοκλήρωσης για την επίλυση αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων. Το Abaqus/Explicit χρησιμοποιεί ένα ρητό σχήμα ολοκλήρωσης για την επίλυση εξαιρετικά μη γραμμικών μεταβατικών δυναμικών και σχεδόν στατικών αναλύσεων. Τέλος το Abaqus/CAE παρέχει ένα ολοκληρωμένο περιβάλλον προσομοίωσης (προεπεξεργασίας) και οπτικοποίησης (μετά την επεξεργασία) για τα προϊόντα ανάλυσης. Το Abaqus χρησιμοποιείται στις βιομηχανίες αυτοκινήτων, αεροδιαστημικής και βιομηχανικών προϊόντων.

Το προϊόν είναι δημοφιλές σε ακαδημαϊκά και ερευνητικά ιδρύματα λόγω της ευρείας ικανότητας προσομοίωσης υλικών και της δυνατότητας προσαρμογής του προγράμματος. Το Abaqus παρέχει επίσης μια καλή συλλογή δυνατοτήτων, όπως

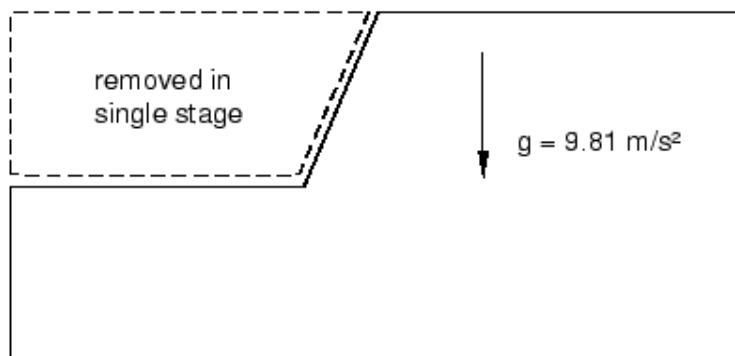
συζευγμένες δυνατότητες ακουστικής-δομικής, πιεζοηλεκτρικής και δομικού πόρου, καθιστώντας το ελκυστικό για προσομοιώσεις σε επίπεδο παραγωγής, όπου πρέπει να συζευχθούν πολλαπλά πεδία. Σχεδιάστηκε αρχικά για να αντιμετωπίσει τη μη γραμμική φυσική συμπεριφορά, οπότε διαθέτει ένα εύρος υλικών προσομοιωμάτων με ελαστοπλαστικές ιδιότητες ιδιαίτερα αξιοσημείωτες.

Στη συγκεκριμένη διπλωματική χρησιμοποιήθηκε το ABAQUS/CAE. Πρόκειται για ένα ολοκληρωμένο περιβάλλον στο οποίο ο χρήστης μπορεί να σχεδιάσει γεωμετρικά το προσομοίωμα που θα υποβληθεί σε ανάλυση με χρήση nodes (σημεία) και γραμμές. Επίσης ο χρήστης μπορεί να προσδιορίσει το υλικό του προσομοιώματος, τις συνωριακές του συνθήκες και τέλος να του επιβάλει στατικές και ψευδοστατικές δυνάμεις. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται με ευκρίνεια στην οθόνη και ο χρήστης μπορεί να λάβει την πληροφορία που χρειάζεται είτε διαγραμματικά με το χρόνο από έτοιμα, αυτόματα διαγράμματα που παρουσιάζει το πρόγραμμα μετά το τέλος της ανάλυσης είτε με ανάγνωση των τιμών από το microsoft excel.

4.2 Προσομοίωση πρανούς

Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις που θα ακολουθήσουν στο πλαίσιο των γεωτεχνικών εφαρμογών απεικονίζει γεωμετρικό σχήμα συνδεδεμένων υλικών, το οποίο προκύπτει από την εκσκαφή μέρους ορθογώνιου βράχου αφήνοντας ένα κεκλιμένο ανάχωμα. Το πρόβλημα της ευστάθειας αυτού του προσομοιώματος έχει μελετηθεί ξανά από τους Barton (1971) και Hoek (1970), οι οποίοι χρησιμοποίησαν μεθόδους ισορροπίας ορίου. Επίσης έχει μελετηθεί από τους Zienkiewicz και Pande (1977), που χρησιμοποίησαν ένα προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων. Οι πρακτικές γεωτεχνικές ανασκαφές περιλαμβάνουν μια σειρά βημάτων, σε καθένα από τα οποία αφαιρείται κάποιο μέρος της μάζας του υλικού. Οι επενδύσεις ή οι τοίχοι συγκράτησης μπορούν να εισαχθούν κατά τη διάρκεια αυτής της διαδικασίας. Όμως για λόγους απλότητας έχουμε υποθέσει ότι η εκσκαφή έγινε ολόκληρη ταυτόχρονα.

Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται σχηματικά η εκσκαφή και η δημιουργία του κεκλιμένου τμήματος.

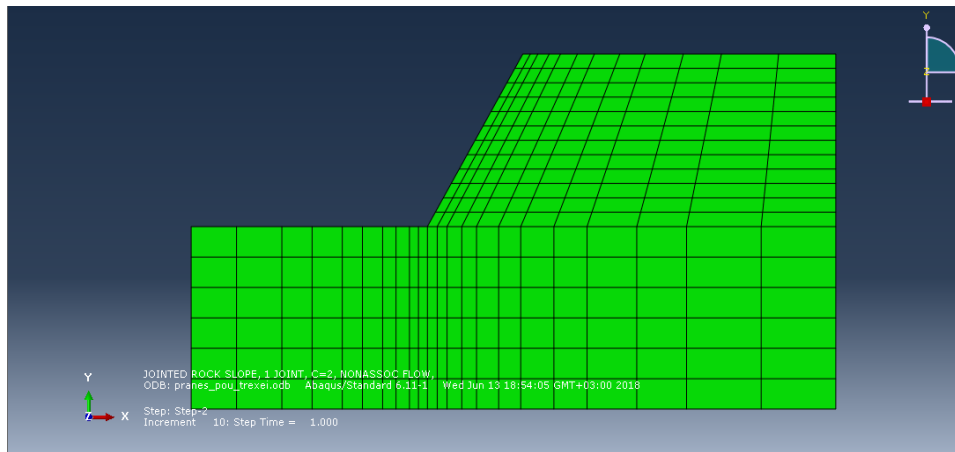


Εικόνα 4.1 : Κεκλιμένο πρανές έπειτα από την εκσκαφή τμήματος βράχου
(Πηγή: <http://dsk.ippt.pan.pl>)

Η δημιουργία του πρανούς που φαίνεται στην παραπάνω εικόνα έγινε με την εφαρμογή κειμενογράφου notepad. Πραγματοποιήθηκε εισαγωγή αρχείου σε μορφή .inp στο Abaqus ώστε να μπορέσει το πρόγραμμα να το διαβάσει και να εμφανίσει στην οθόνη το τελικό προσομοίωμα.

Τα στάδια της δημιουργίας του προσομοιώματος είναι τα εξής: ορισμός των nodes (σημεία) τα οποία ορίζουν τις άκρες του πρανούς, σύνδεση των σημείων αυτών και δημιουργήθηκαν elements (στοιχεία) σε ολόκληρο το εσωτερικό του πρανούς. Η δημιουργία τους εξυπηρέτησε στον προσδιορισμό του υλικού από το οποίο θα φτιαχτεί το πρανές. Στο πρανές έπειτα έγινε εισαγωγή δύο ασυνεχειών μιας κατακόρυφης ασυνέχειας 90° και μίας κεκλιμένης με γωνία 52.5° . Κατά την εκτέλεση των αναλύσεων όμως διαπιστώθηκε ότι σε συνθήκες σεισμού το προσομοίωμα με τις δύο ασυνέχειες δεν μπορούσε να εκτελεστεί γι αυτό το λόγο απομακρύνθηκε η κατακόρυφη ασυνέχεια και έμεινε μόνο η κεκλιμένη στο πρανές. Τέλος έγινε εισαγωγή στατικών και γεωστατικών δυνάμεων που θα δεχτεί το πρανές. Στα προσομοιώματα που δημιουργήθηκαν για να αντληθούν πληροφορίες της ευστάθειας σε συνθήκες σεισμού έγινε προσθήκη στατικής δύναμης και εισαγωγή του εκάστοτε φορτίου που θα ασκηθεί στο πρανές.

Τελικά δημιουργήθηκε πρανές ύψους 70m, κλίσης 60° με κλίση ασυνέχειας 52.5° , με μέτρο ελαστικότητας $E = 28\text{GPa}$ και ν (λόγο Poisson)=0.2. Η μορφή του φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 4.2 : Προσομοίωση πρανούς στο Abaqus

Για τις ανάγκες των αναλύσεων η κλίση του πρανούς άλλαξε έγινε πιο ομαλή καθώς και η κλίση της ασυνέχειας μικρότερη. Επίσης άλλαξαν κι άλλες παράμετροι του αρχικού πρανούς προκειμένου να υπάρχει ποικιλία αποτελεσμάτων ώστε να δοθεί μία αξιόπιστη προσέγγιση της ευστάθειας του υπό διαφορετικές συνθήκες. Οι παράμετροι που τροποποιήθηκαν και τα αποτελέσματά τους θα αναλυθούν εκτενέστερα στις παρακάτω ενότητες.

4.2.1 Καθορισμός ανάλυσης

Στατική ανάλυση με φορτίο βαρύτητας

Αυτό το πρόβλημα προσδιορίζει μία κατάσταση στην οποία στο πρανές ασκείται μονάχα η βαρυτική δύναμη. Πρόκειται για μια κατακόρυφη τάση που αυξάνεται γραμμικά με το βάθος για να εξισορροπήσει το βάρος του βράχου και τις οριζόντιες καταπονήσεις που προκαλούνται από τεκτονικές επιδράσεις. Η αρχική κατάσταση πίεσης προσδιορίζεται από τις ακόλουθες εξισώσεις:

$$\sigma_y = \rho gh$$

$$\sigma_x = \sigma_z = K\sigma_y$$

με ρ είναι η πυκνότητα μάζας του βράχου

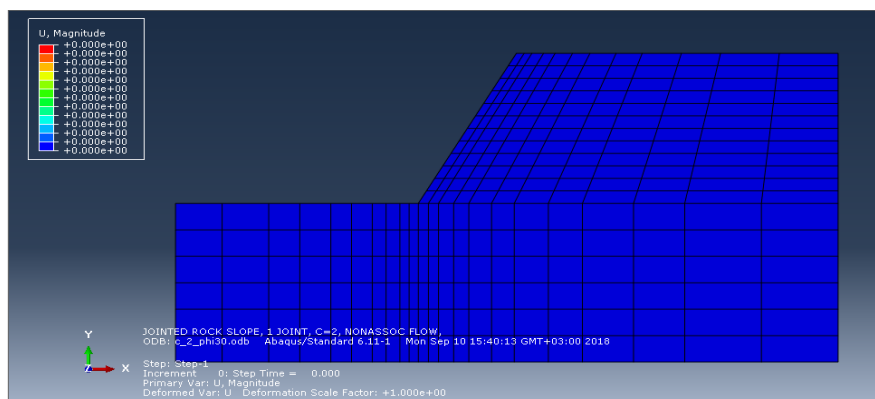
g είναι η επιτάχυνση λόγω βαρύτητας

h είναι το βάθος του υπό εξέταση σημείου κάτω από το επίπεδο παρθένου βράχου (θεωρείται οριζόντιο)

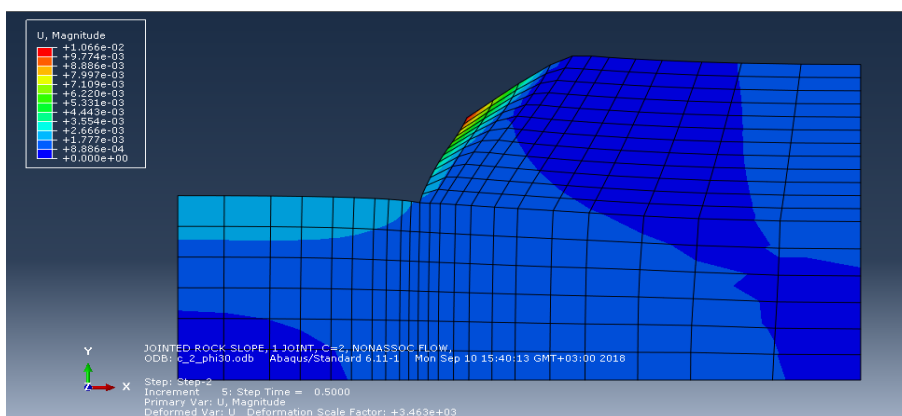
K είναι ο συντελεστής αρχικής τάσης

Η απόκριση του συστήματος στην εξωτερική φόρτιση εξαρτάται από την κατάσταση του. Όταν αυτή η φόρτιση αρχίσει, η αλληλουχία και η ανάγκη της μη γραμμικής ανάλυσης είναι αναπόφευκτη.

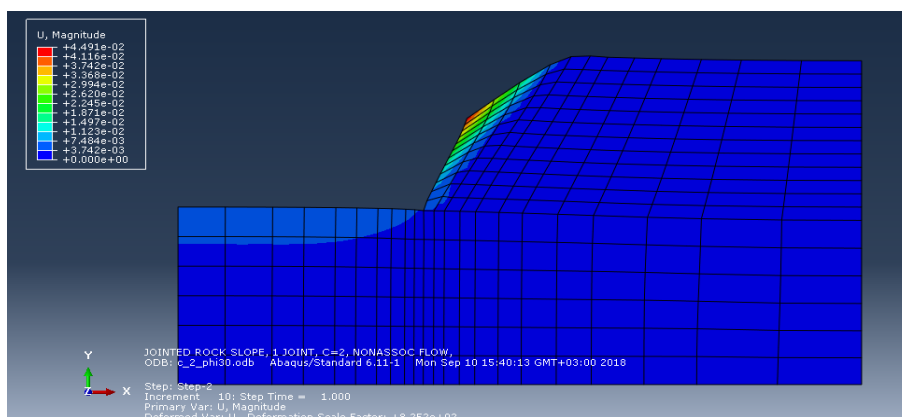
Η δύναμη ασκείται σταδιακά πάνω στο πρανές και όχι απότομα διότι διαφορετικά τα αποτελέσματα δε θα ανταποκρίνονται στην πραγματικότητα. Παρακάτω φαίνεται η σταδιακή άσκηση της δύναμης βαρύτητας σε προσομοίωμα πρανούς με 1 joint (ασυνέχεια), κλίση πρανούς 60°, συνοχή $c=2$ kPa σε συνθήκες χωρίς σεισμό. Για να φανεί πιο έντονα η μετατόπιση έχει γίνει μεγένθυση του προσομοιώματος.



Εικόνα 4.3 : Κατάσταση πρανούς πριν αρχίσει να ασκείται η βαρυτική δύναμη.



Εικόνα 4.4 : Μετατόπιση πρανούς κατά την άσκηση βαρυτικής δύναμης.



Εικόνα 4.5 : Η τελική μέγιστη μέση μετατόπιση του πρανούς προκύπτει 0.04m.

Ψευδοστατική ανάλυση για σεισμική δράση

Μετά την εκσκαφή και τη στατική ανάλυση με φορτία σωματικού βάρους, έγινε μια προσπάθεια σύνθεσης των σεισμικών δυνάμεων του βραχώδους πρανούς. Για τους σκοπούς της ψευδο-στατικής ανάλυσης, η σεισμική δράση αντιπροσωπεύεται από ένα σύνολο οριζόντιων στατικών δυνάμεων ίσων με των δυνάμεων βαρύτητας. Με άλλα λόγια, θεωρείται ισοδύναμη στατική δύναμη με σεισμική επιτάχυνση σε ασταθή περιοχή. Οι εθνικές περιοχές υποδιαιρούνται από τις εθνικές αρχές σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με τον τοπικό κίνδυνο. Εξ ορισμού, ο κίνδυνος σε κάθε ζώνη θεωρείται σταθερός και περιγράφεται με όρους μιας μοναδικής παραμέτρου, δηλαδή της τιμής της επιτάχυνσης αναφοράς εδάφους για διαφορετικούς τύπους εδάφους, την a_g .

Τα εδάφη χωρίζονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8,

Κλάση εδάφους	Περιγραφή
A	Βράχος ή άλλος γεωλογικός σχηματισμός που μοιάζει με βράχο, περιλαμβάνοντας το πολύ 5m ασθενέστερη επιφάνεια του υλικού
B	Βαθιά αποθέματα από πολύ πυκνή άμμο, χαλίκια από πολύ δύσκαμπτο άργιλο πάχους τουλάχιστον δεκάδων μέτρων που χαρακτηρίζονται από σταδιακή αύξηση των μηχανικών ιδιοτήτων ανάλογα με το βάθος.
C	Βαθιά αποθέματα πυκνής ή μεσαίας πυκνής άμμου, χαλικιού ή άκαμπτου αργίλου με πάχος από αρκετές δεκάδες μέχρι πολλές εκατοντάδες μέτρα.
D	Μέρη από χαλαρό σε μεσαίο έδαφος χωρίς συνάφεια (με ή χωρίς μερικά μαλακά συνεκτικά στρώματα), ή κυρίως από συνεκτικό μαλακό και σταθερό έδαφος
E	Έδαφος που αποτελείται από ένα στρώμα επιφανειακής προσθήκης εδαφών του τύπου C ή D και το πάχος ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, κάτω από σκληρότερο υλικό με $u_s > 800$ m/s.
S1	Μέρη που αποτελούνται από ή περιέχουν τουλάχιστον 10 στρώσεις m πάχους, από μαλακό αργίλιο / λάσπη με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.
S2	Μέρη υγροποιημένων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων ή οποιοδήποτε άλλου προφίλ εδάφους που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A-E ή S1

4.2.2 Παραμετρικές αναλύσεις

Όλες οι παραμετρικές αναλύσεις έγιναν για να προσδιοριστεί η συμπεριφορά του πρανούς σε δώδεκα (12) διαφορετικά σενάρια (case studies) στα οποία αλλάζουν οι τιμές της συνοχής c , οι τιμές της γωνίας τριβής, η τιμή της επιτάχυνσης που δέχεται

το πρανές σε συνθήκες σεισμού. Παρακάτω παρουσιάζονται συγκεκριμένα τα 12 σενάρια.

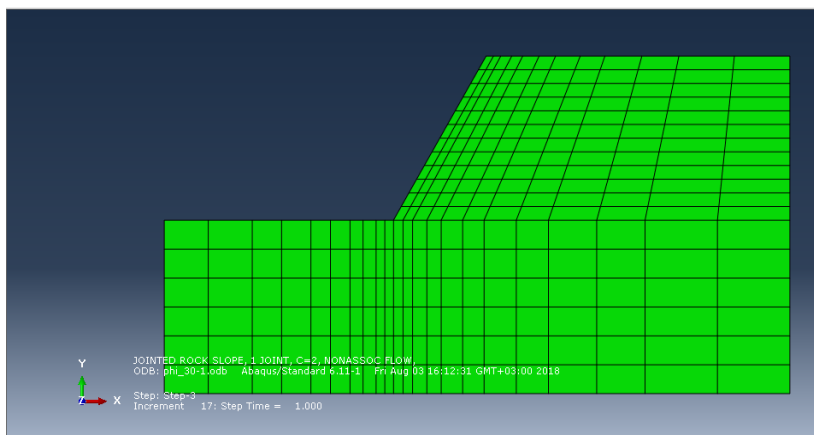
Σενάριο	c (kPa)	β (°)	ag (g)
1	2	30	0.16
2	2	30	0.2
3	2	30	0.5
4	2	45	0.16
5	2	45	0.2
6	2	45	0.5
7	3	30	0.16
8	3	30	0.2
9	3	30	0.5
10	3	45	0.16
11	3	45	0.2
12	3	45	0.5

Με βάση αυτά πραγματοποιήθηκαν σεισμοαναλύσεις με σκοπό τον προσδιορισμό της ευστάθειας του πρανούς υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Να σημειωθεί ότι σε κάθε case συγκρίνονται τα αποτελέσματα για σεισμό και χωρίς, και στην περίπτωση χωρίς σεισμό κατά την ανάλυση του προσομοιώματος απλά παραβλέπεται η επιτάχυνση του σεισμού.

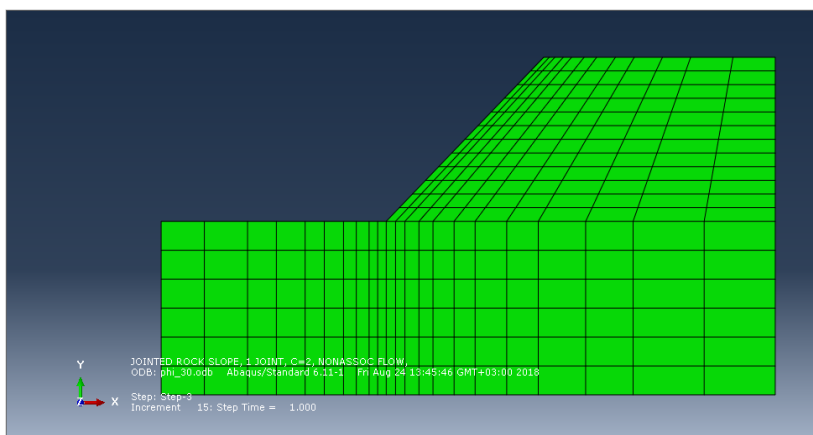
Περίπτωση αλλαγής κλίσης πρανούς

Παρακάτω θα παρουσιαστεί η σύγκριση των μέγιστων μετατοπίσεων για διαφορετικές κλίσεις πρανούς 60°, 45° και 30° υπό στατικές και υπό σεισμικές συνθήκες. Η ανάλυση αυτή έχει γίνει για να προσδιοριστεί η πιο σταθερή κλίση που θα μπορούσε να εγκατασταθεί ο αγωγός στην περίπτωση σεισμού και στην περίπτωση που ασκείται στο πρανές μόνο η βαρυτική δύναμη.

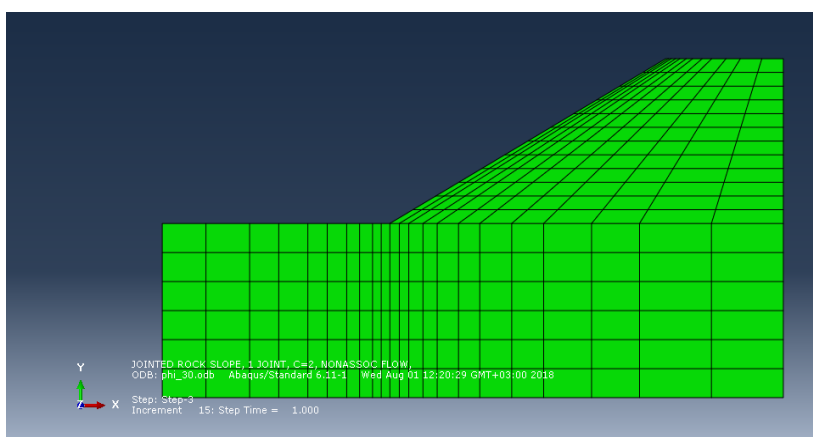
Τα πρανά που τίθενται σε σύγκριση :



Εικόνα 4.6 : πρανές με κλίση 60ο



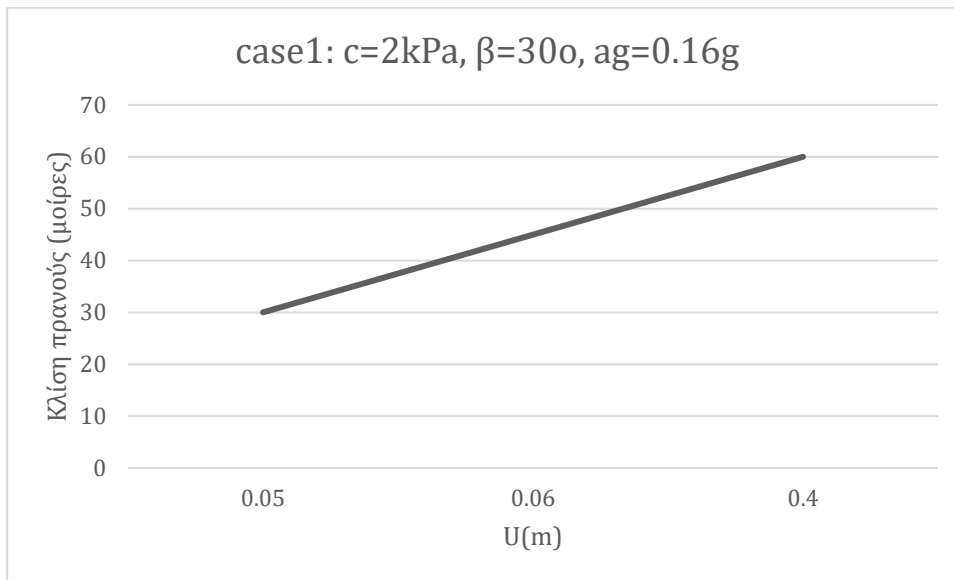
Εικόνα 4.7 : πρανές με κλίση 45ο



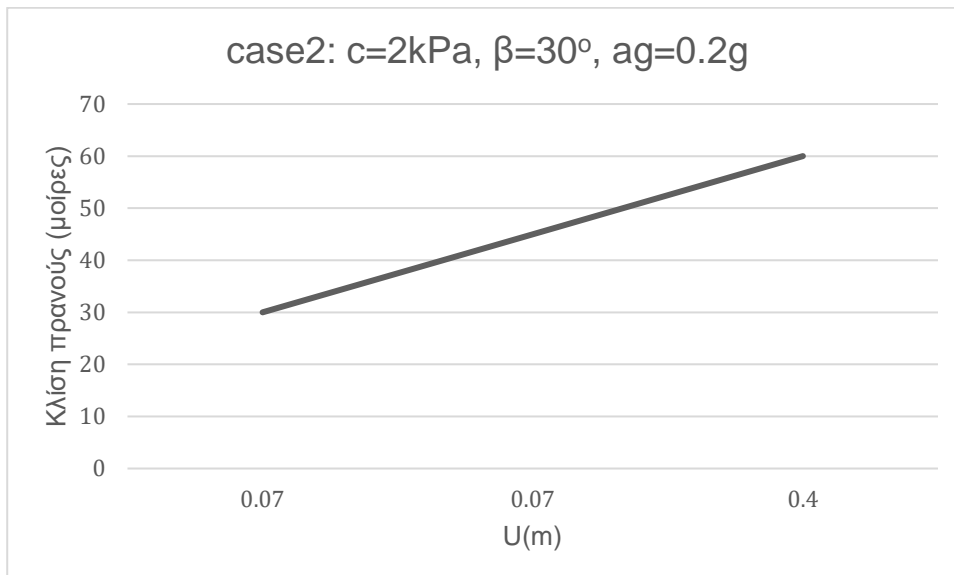
Εικόνα 4.8 : πρανές με κλίση 30°

Παρακάτω γίνεται σύγκριση των σεναρίων για κάθε κλίση και αναγράφεται η μετατόπιση του κάθε πρανούς καθώς αλλάζουν οι μεταβλητές c , β , ag . Αρχικά η σύγκριση θα πραγματοποιηθεί υπό σεισμικές συνθήκες και έπειτα υπό στατικές. Οι παράμετροι που παραμένουν σταθερές κατά την διάρκεια των αναλύσεων είναι, οι γωνία της ασυνέχειας $\underline{\varphi=52.5^\circ}$ και η γωνία διαστολής $\underline{\psi=5.125^\circ}$.

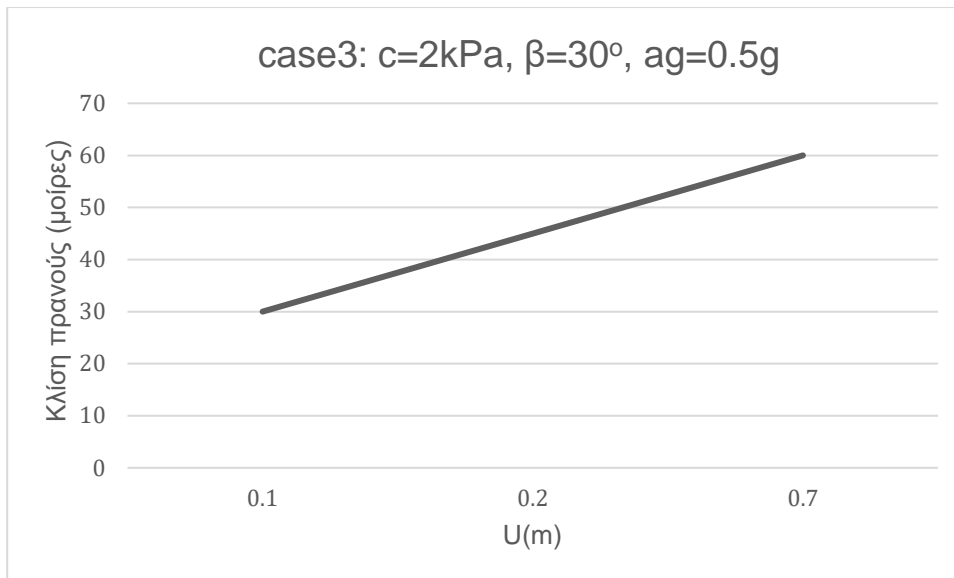
Έχουν δημιουργηθεί γραφήματα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανούς υπό σεισμικές συνθήκες για την καλύτερη οπτικοποίηση των αποτελεσμάτων με βάση τις προσομοιώσεις που παρατίθενται στο Παράρτημα.



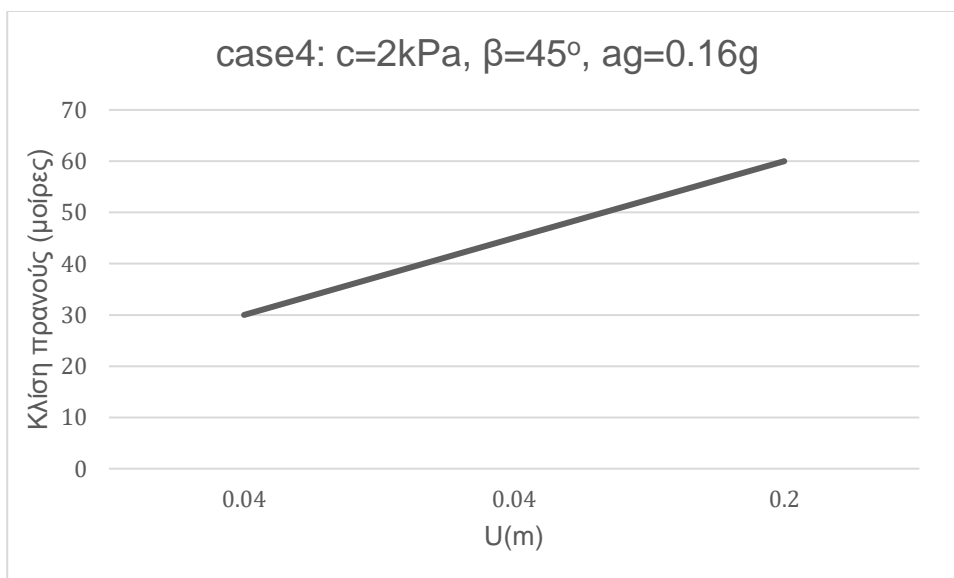
Εικόνα 4.9: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρσανούς για $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$ και $a_g=0.16g$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.1, Π.2, Π.3



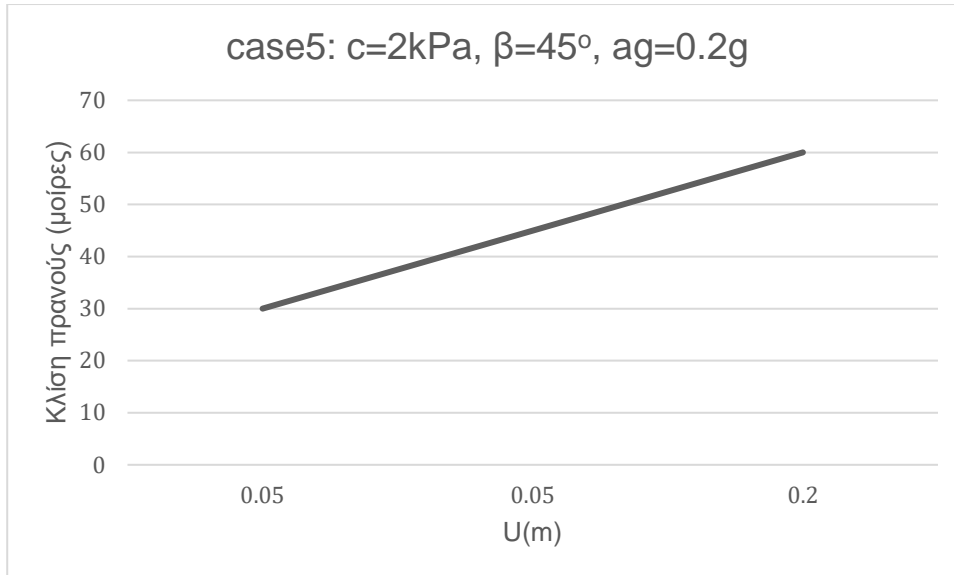
Εικόνα 4.10: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρσανούς για $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$ και $a_g=0.2g$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.4, Π.5, Π.6



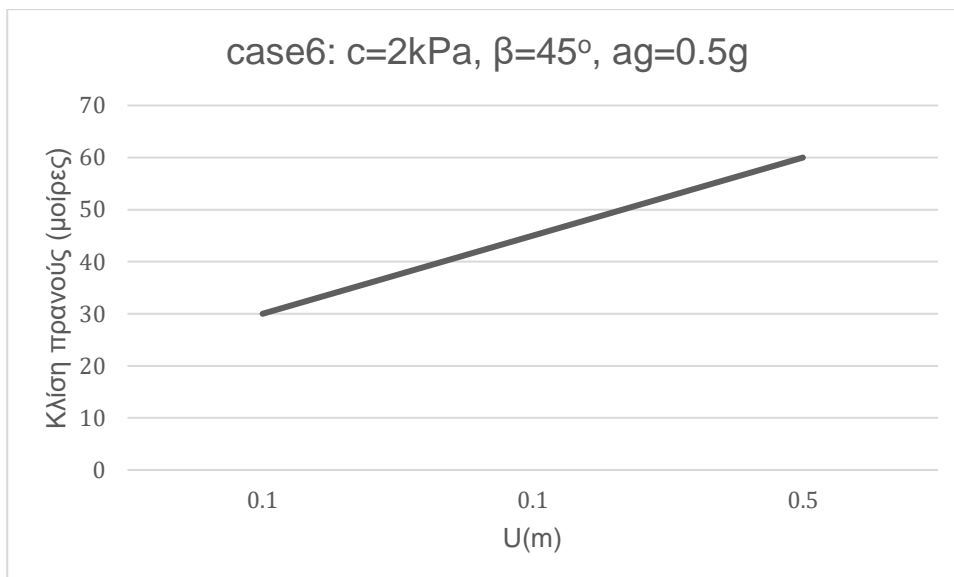
Εικόνα 4.11: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανούς για $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$ και $a_g=0.5g$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.7, Π.8, Π.39



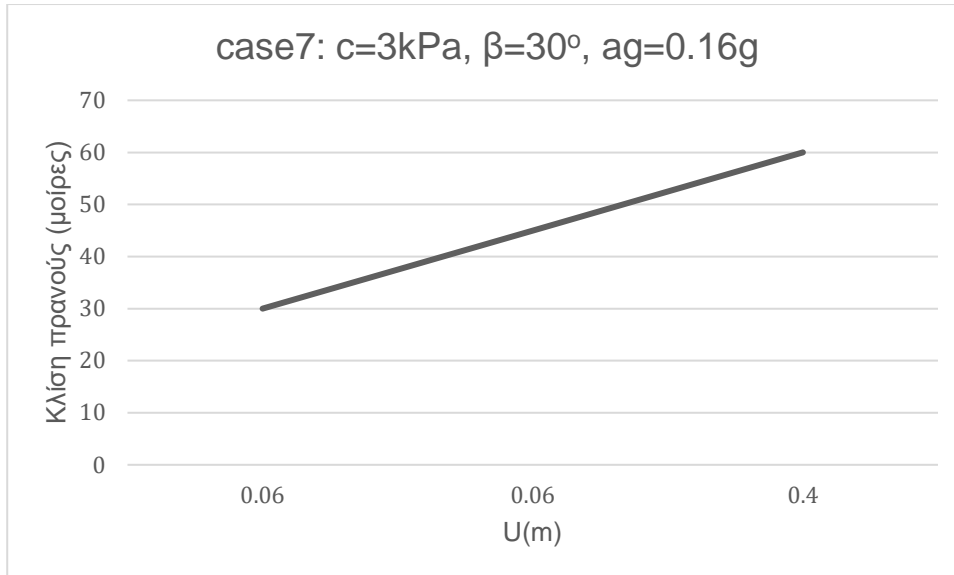
Εικόνα 4.12: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανούς για $c=2\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$ και $a_g=0.16g$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.10, Π.11, Π.12



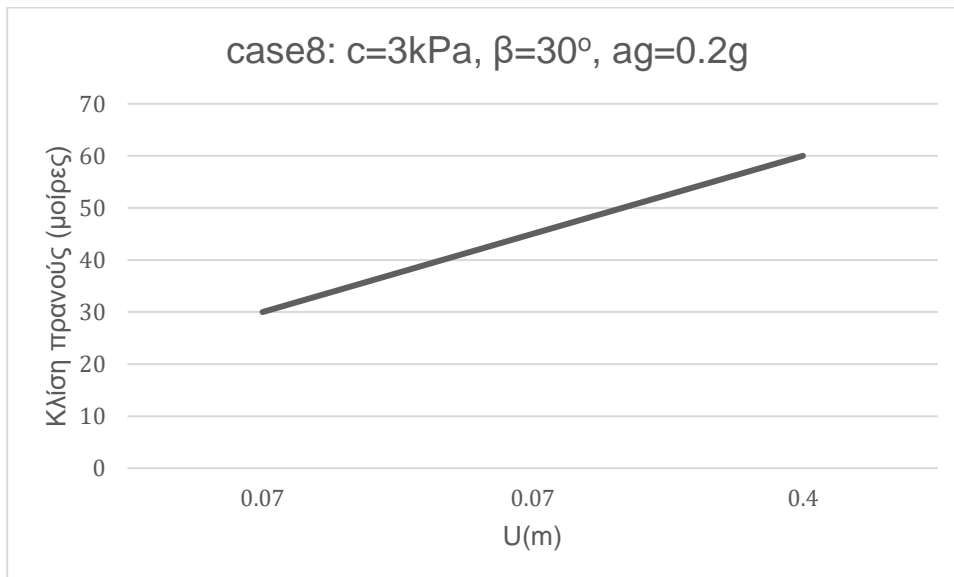
Εικόνα 4.13: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανούς για $c=2\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$ και $ag=0.2g$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.13, Π.14, Π.15



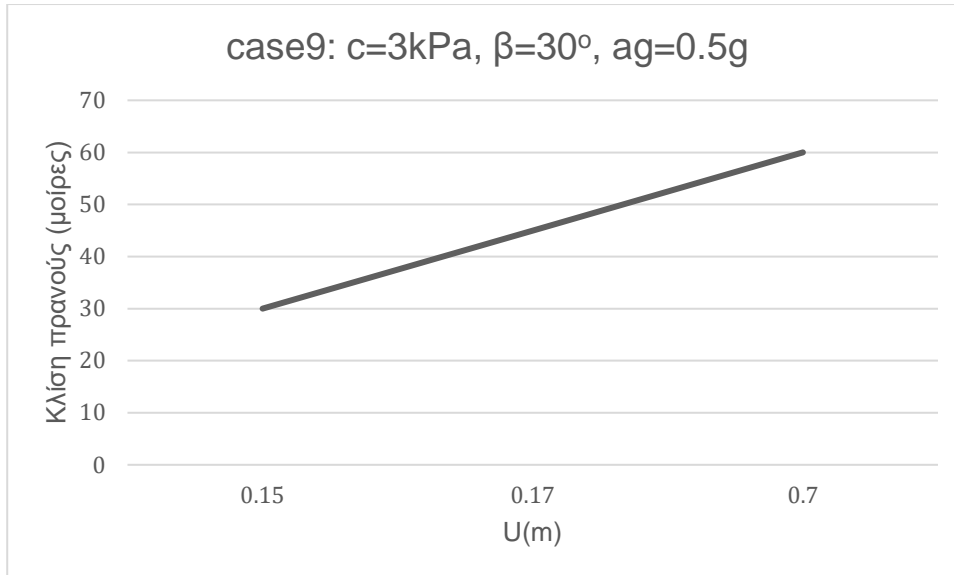
Εικόνα 4.14: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανούς για $c=2\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$ και $ag=0.5g$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.16, Π.17, Π.18



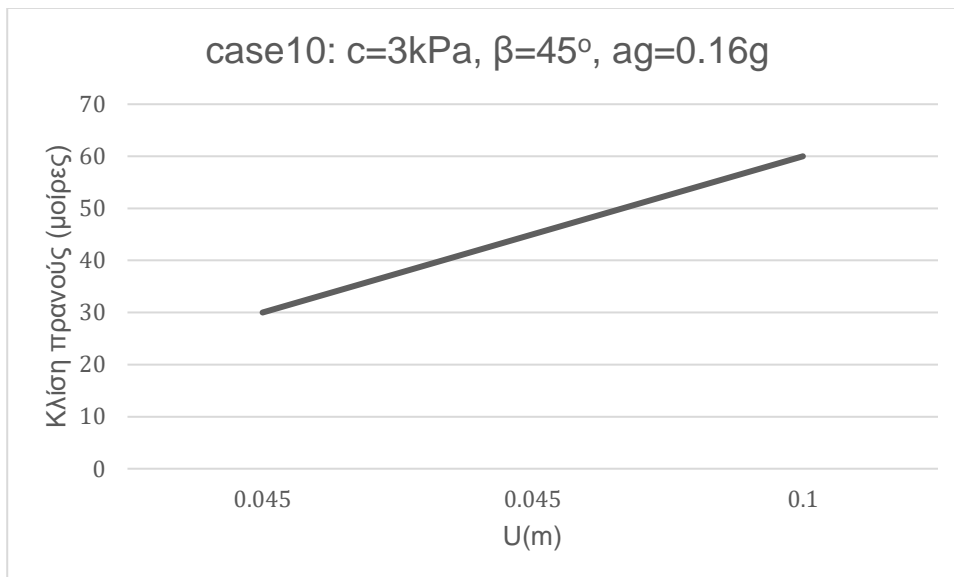
Εικόνα 4.15: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανούς για $c=3\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$ και $a_g=0.16g$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.19, Π.20, Π.21



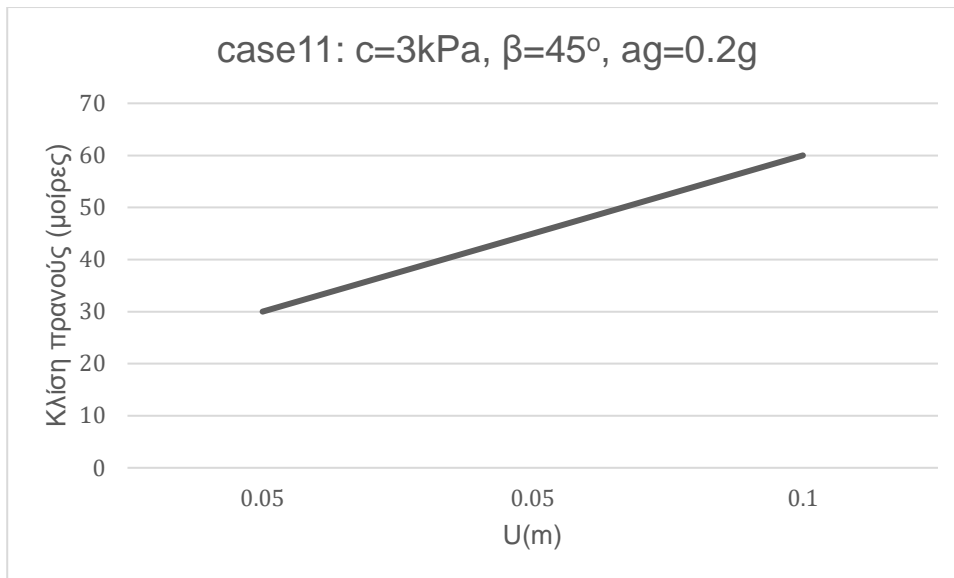
Εικόνα 4.16: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανούς για $c=3\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$ και $a_g=0.2g$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.22, Π.23, Π.24



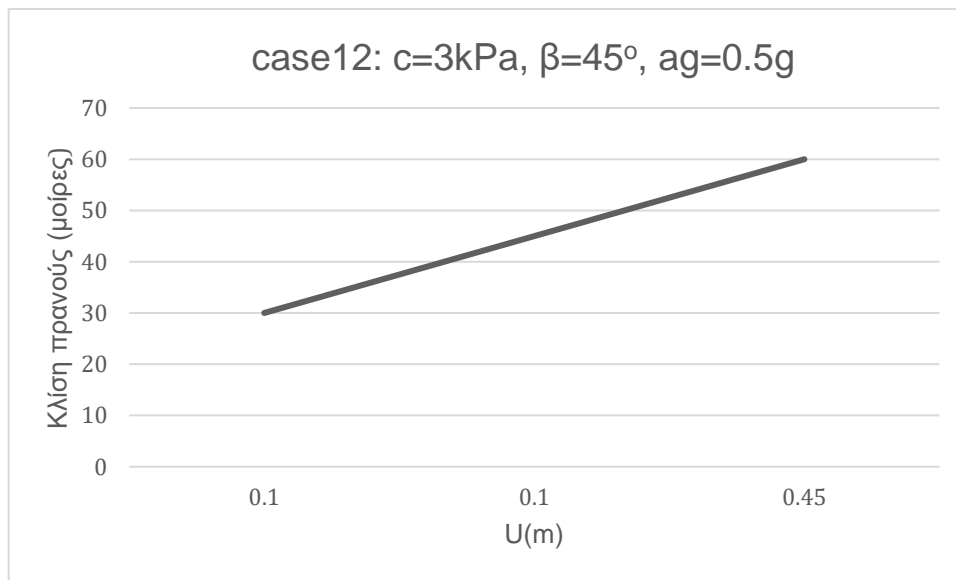
Εικόνα 4.17: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανούς για $c=3\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$ και $a_g=0.5g$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.25, Π.26, Π.27



Εικόνα 4.18: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανούς για $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$ και $a_g=0.16g$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.28, Π.29, Π.30



Εικόνα 4.19: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανούς για $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$ και $a_g=0.2g$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.31, Π.32, Π.33



Εικόνα 4.20: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανούς για $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$ και $a_g=0.5g$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.34, Π.35, Π.36

Συμπεράσματα:

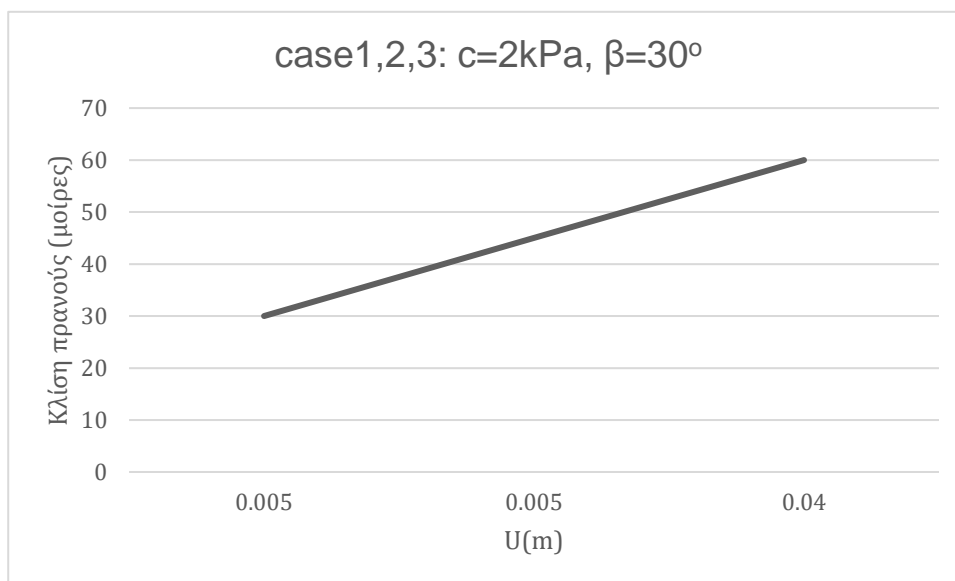
Από τα παραπάνω διαγράμματα παρατηρείται ότι για τα πρανή με κλίση 45° και 30° οι μέσες μέγιστες μετατοπίσεις είναι σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις ίδιες. Να διευκρινιστεί σε αυτό το σημείο ότι το πρανές με τη συγκεκριμένη γεωμετρία και ιδιότητες δε μπορεί να έχει κλίση κάτω από 30° . Με βάση τα δύο παραπάνω γεγονότα μπορούμε να πούμε ότι όσο πιο ομαλό γίνεται το πρανές τόσο οι μετατοπίσεις του σε διαφορετικές κλίσεις ($\geq 45^\circ$) ταυτίζονται. Η μέγιστη τιμή των κλίσεων είναι σε συνθήκες με συνοχή $c=3\text{kPa}$, γωνία τριβής $\beta=30^\circ$ και σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$ και λαμβάνει την τιμή $U=0.17m$. Παρακάτω, θα προσδιοριστεί πως αυτή η μετατόπιση μπορεί να επηρεάσει έναν αγωγό.

Παρατηρείται επίσης ότι η μέση μετατόπιση του πρανούς με κλίση 60° είναι σχεδόν 10 φορές μεγαλύτερη από τη μέση μετατόπιση των πρανών 45° και 30° . Η μέγιστη μετατόπιση του πρανούς των 60° είναι $U=0.7m$ υπό τις εξής συνθήκες $c=2$ ή 3 kPa , γωνία τριβής $\beta=30^\circ$ και σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Μετατόπιση η οποία μπορεί να επηρεάσει τον αγωγό σε μεγάλο βαθμό και ίσως να καταστήσει και τη δημιουργία του απαγορευτική. Βέβαια είναι αναγκαίο να αναφερθεί ότι η σεισμική αυτή επιτάχυνση είναι πολύ μεγαλύτερη από τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στον Ελλαδικό χώρο ($a_g=0.36g$) παρόλα αυτά οι αναλύσεις έγιναν με τόσο μεγάλη επιτάχυνση για να προσδιοριστεί πως θα αντιδράσει το πρανές σε τόσο ακραίες συνθήκες.

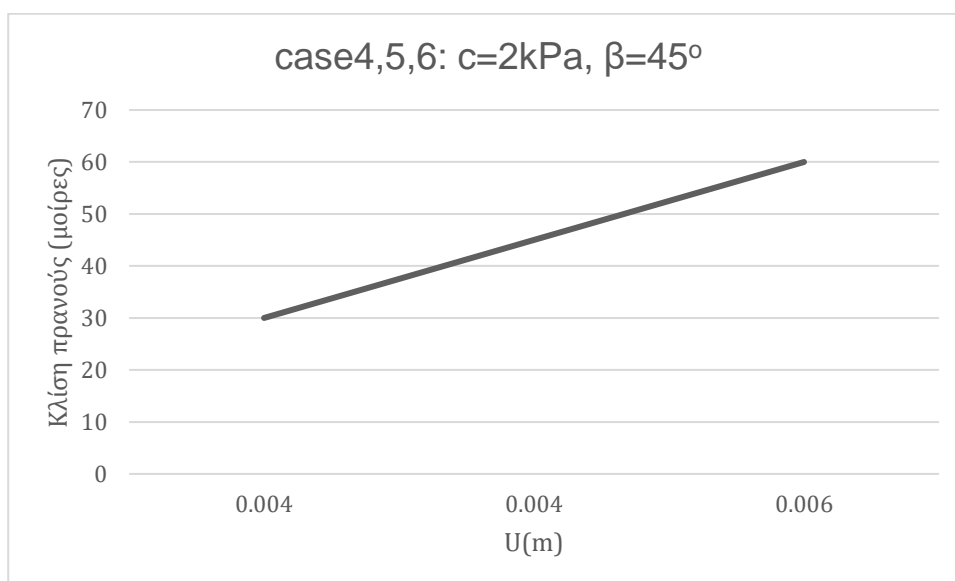
Στην περίπτωση σεισμού με επιτάχυνση $0.5g$ η μέση μετατόπιση του πρανούς με κλίση 60° είναι περίπου 5-7 φορές μεγαλύτερη από τη μετατόπιση του πρανούς των 45° και 30° . Αυτό σημαίνει ότι με άσκηση μεγάλης επιτάχυνσης σεισμού και το ηπιότερο σε κλίση πρανές μπορεί να αποκτήσει αστάθεια βέβαια και πάλι μικρότερη από το πρανές με πιο απότομη κλίση. Αυτό επιβεβαιώνει μία λογική υπόθεση ότι σε υψηλές σεισμικές επιταχύνσεις είναι λογικό τα πρανή ό,τι κλίση και να έχουν να επηρεαστούν και κατ' επέκταση να επηρεάσουν και τον θαμμένο αγωγό που βρίσκεται στο εσωτερικό τους.

Τα παραπάνω συμπεράσματα επιβεβαιώνουν ότι ένας αγωγός υπάρχει πιθανότητα να καταπονηθεί περισσότερο αν τοποθετηθεί σε ένα πιο απότομο πρανές και σε ακραίες σεισμικές επιταχύνσεις τελικά να κινδυνεύσει να αστοχήσει.

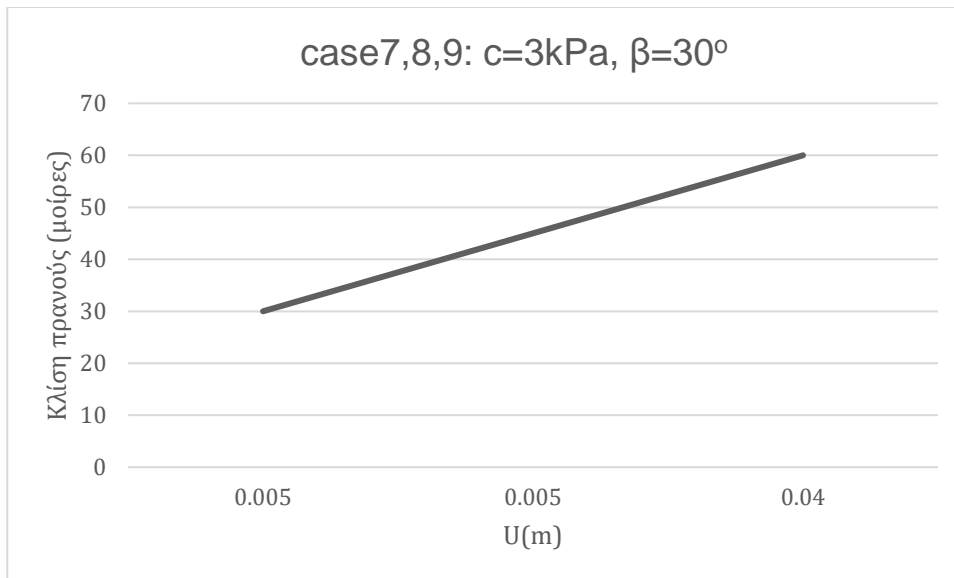
Όπως και παραπάνω έχουν δημιουργηθεί γραφήματα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανούς υπό στατικές συνθήκες με βάση τα προσομοιώματα του Παραρτήματος.



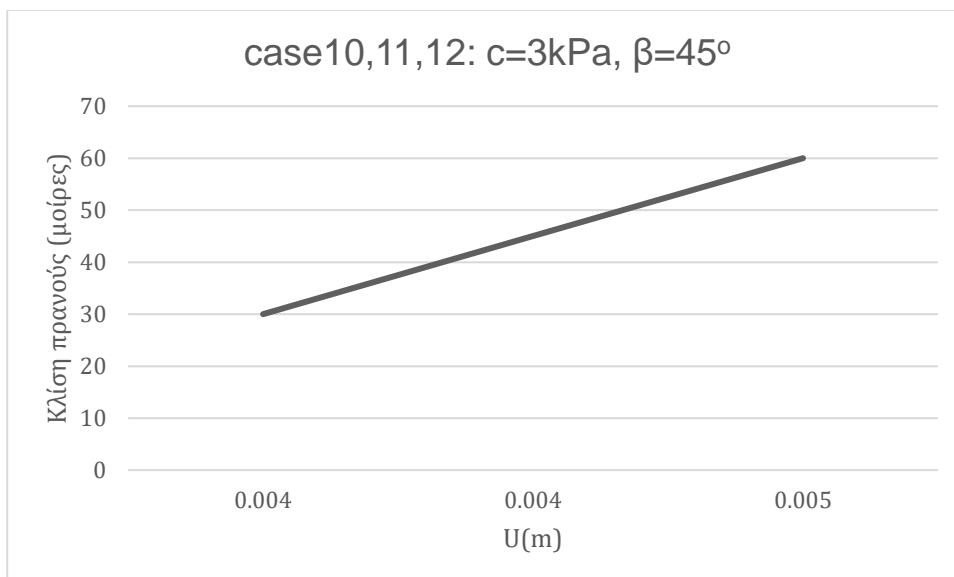
Εικόνα 4.21: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανούς για $c=2\text{kPa}$ και $\beta=30^\circ$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.37, Π.38, Π.39



Εικόνα 4.22: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανούς για $c=2\text{kPa}$ και $\beta=45^\circ$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.40, Π.41, Π.42



Εικόνα 4.23: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανού για $c=3\text{kPa}$ και $\beta=30^\circ$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.43, Π.44, Π.45



Εικόνα 4.24: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με την κλίση της γωνίας του πρανού για $c=3\text{kPa}$ και $\beta=45^\circ$ με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.46, Π.47, Π.48

Συμπεράσματα:

Στα cases 1,2,3 και 7,8,9 η μέση μετατόπιση του πρανούς με κλίση 60° είναι σχεδόν δέκα φορές πιο μεγάλη από τη μετατόπιση των πρανών 45° και 30° . Να σημειωθεί ότι τα πρανή με κλίση 45° και 30° έχουν την ίδια μετατόπιση όπως και στην περίπτωση με το σεισμό.

Επίσης στα cases 4,5,6 και 10,11,12 παρατηρείται ότι οι μετατοπίσεις για πρανή με κλίση 60° , 45° και 30° έχουν μηδαμινές αποκλίσεις.

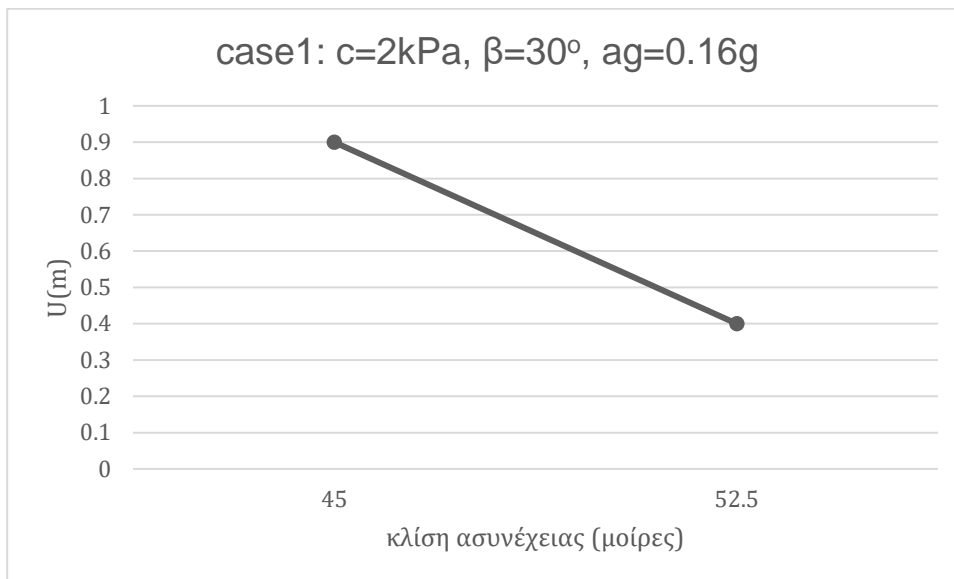
Το λογικό συμπέρασμα από τα δύο προηγούμενα γεγονότα είναι ότι όσο μεγαλώνει η γωνία τριβής β τόσο τα προσομοιώματα παρουσιάζουν μικρότερες μετατοπίσεις με αποτέλεσμα να είναι πιο σταθερά. Δηλαδή καταλληλότερες συνθήκες για να εγκατασταθεί αγωγός στο πρανές είναι το πρανές να έχει γωνία τριβής ($\geq 45^\circ$). Επίσης όπως και στις συνθήκες σεισμού υπάρχει ομοιομορφία αποτελεσμάτων μετατόπισης όσο το πρανές γίνεται πιο ομαλό με αποτέλεσμα να μπορούμε να πούμε με σιγουριά ότι είτε ένας αγωγός εγκατασταθεί σε πρανές 45° είτε εγκατασταθεί σε πρανές 30° οι δυνάμεις που θα δεχτεί από τη μετατόπιση του πρανούς θα είναι σχεδόν ίδιες.

Δεν μπορούμε να παραβλέψουμε βέβαια ότι τα αποτελέσματα σε στατικές συνθήκες είναι κατά πολύ μικρότερα από ότι σε συνθήκες σεισμού γεγονός που επιβεβαιώνει με τη σειρά του την ορθότητα των αποτελεσμάτων.

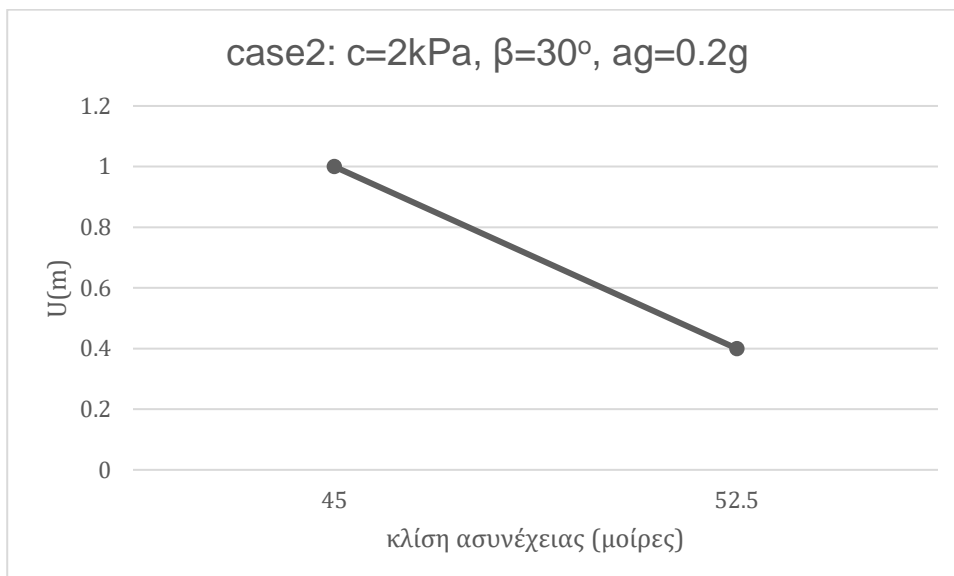
Περίπτωση αλλαγής γωνίας ασυνέχειας του πρανούς

Πέρα από την αλλαγή της κλίσης του πρανούς και τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς του έγινε μία προσπάθεια προσδιορισμού της συμπεριφοράς με αλλαγή της γωνίας ασυνέχειας ζ φ (angle of joint) από 52.5° σε 45° . Η απόπειρα έγινε με κλίση πρανούς 60° , γωνία διαστολής $\psi=5.125^\circ$. Η νέα τιμή της γωνίας ασυνέχειας του πρανούς είναι η χαμηλότερη που μπορεί να λάβει οπότε οι αναλύσεις δε θα πραγματοποιηθούν για σεισμική επιτάχυνση $ag=0.5g$ καθώς η επιτάχυνση αυτή είναι ιδιαίτερα μεγάλη έως ανέφικτη οπότε αν ασκηθεί σε πρανές με τόσο μειωμένη γωνία ασυνέχειας είναι πιθανή η ολοκληρωτική κατάρρευση του.

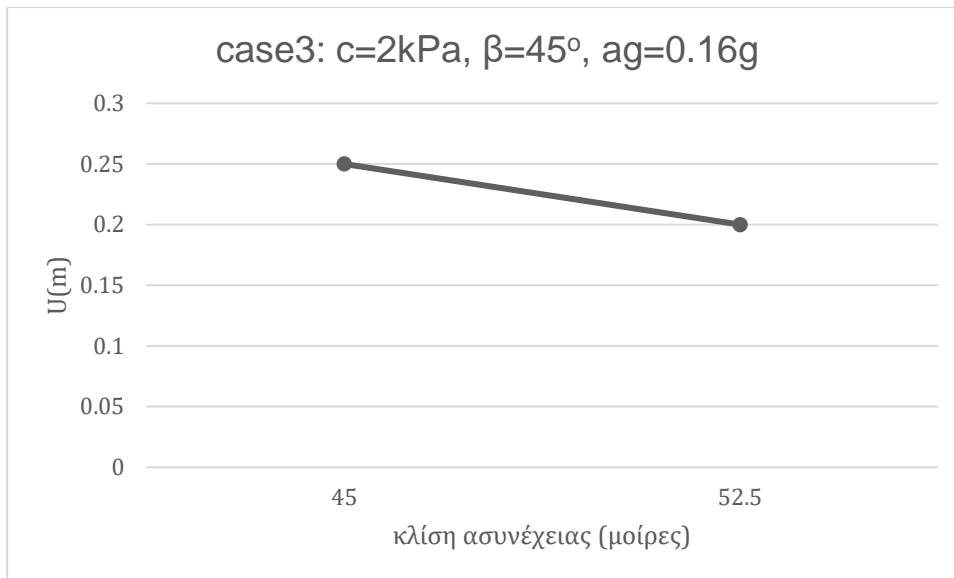
Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για να προσδιοριστεί η ευστάθεια του πρανούς υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες ακόμη και στην περίπτωση που το πρανές έχει απότομη κλίση και τη μικρότερη γωνία ασυνέχειας που θα μπορούσε να λάβει. Παρακάτω παρατίθενται τα γραφήματα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με τη γωνία ασυνέχειας.



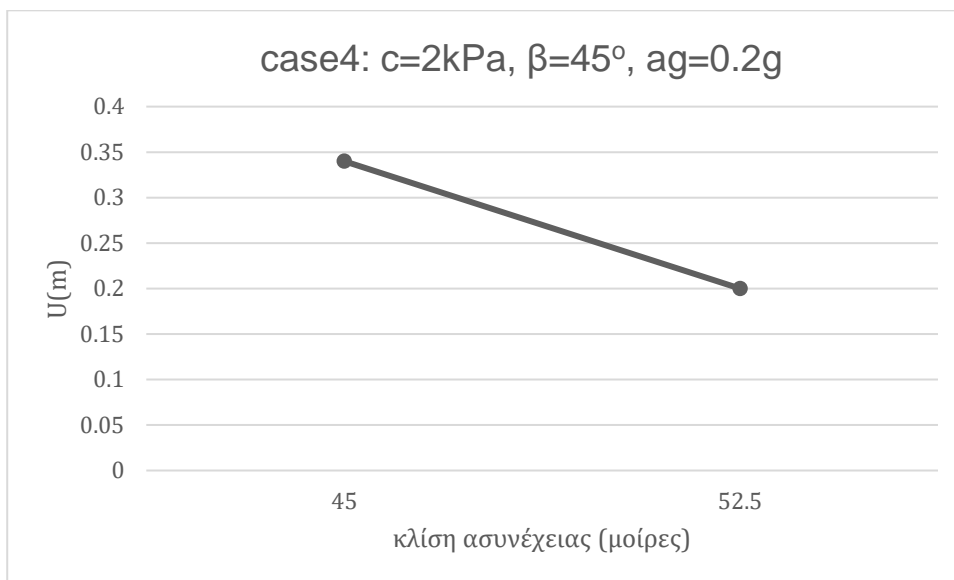
Εικόνα 4.25: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με τη γωνία ασυνέχειας για $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$ και $a_g=0.16g$ με βάση την εικόνα του Παραρτήματος Π.49



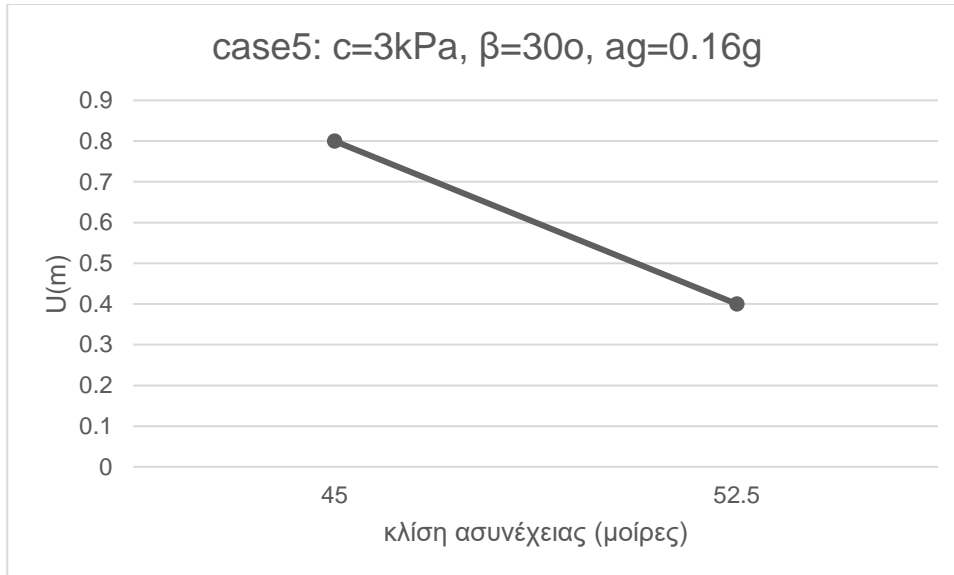
Εικόνα 4.26: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με τη γωνία ασυνέχειας για $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$ και $a_g=0.2g$ με βάση την εικόνα του Παραρτήματος Π.50



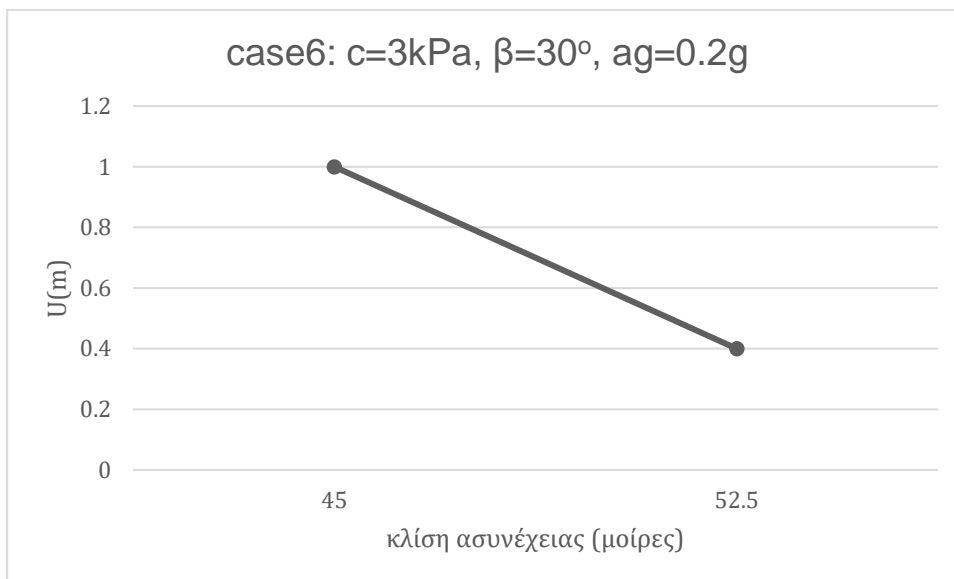
Εικόνα 4.27: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με τη γωνία ασυνέχειας για $c=2\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$ και $ag=0.16g$ με βάση την εικόνα του Παραρτήματος Π.51



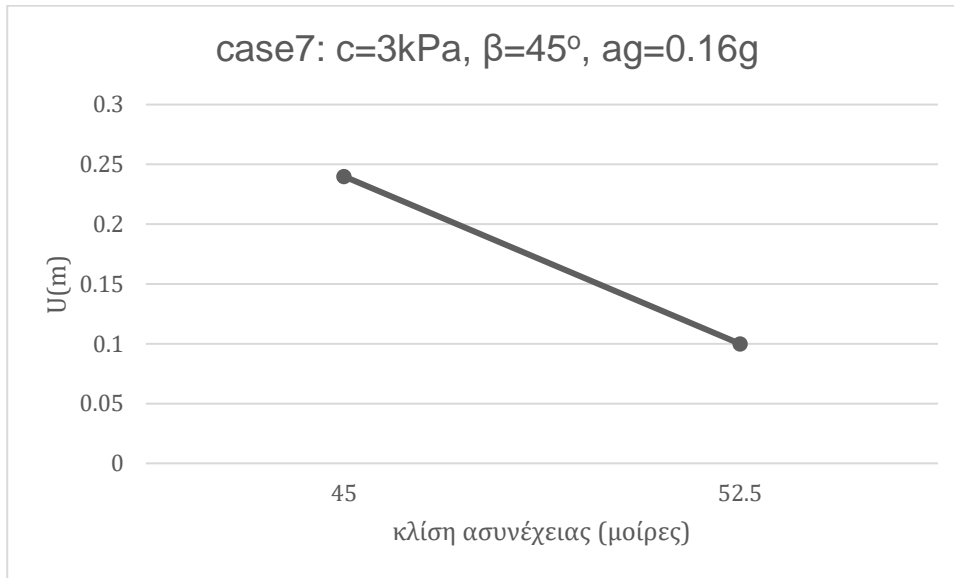
Εικόνα 4.28: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με τη γωνία ασυνέχειας για $c=2\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$ και $ag=0.2g$ με βάση την εικόνα του Παραρτήματος Π.52



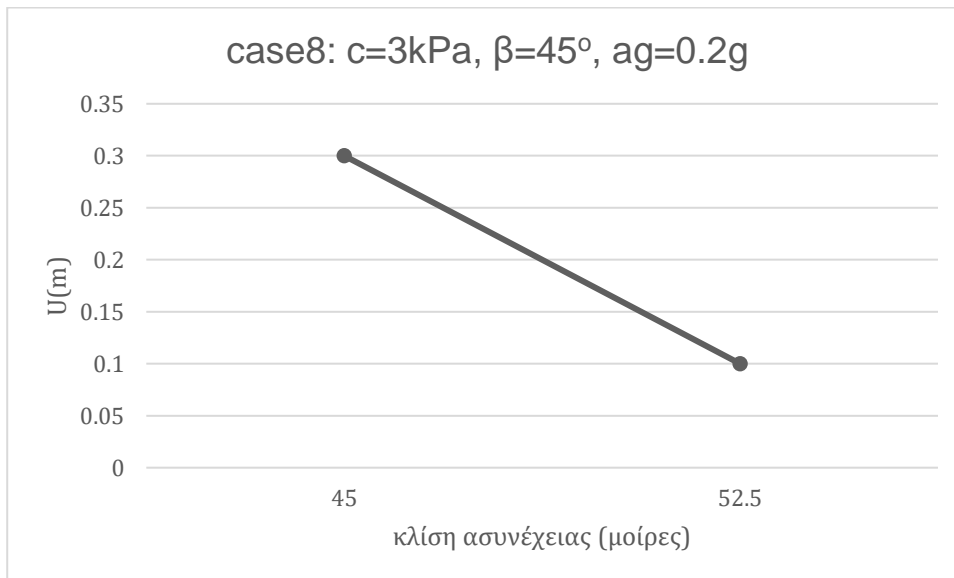
Εικόνα 4.29: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με τη γωνία ασυνέχειας για $c=3\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$ και $ag=0.16g$ με βάση την εικόνα του Παραρτήματος Π.53



Εικόνα 4.30: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με τη γωνία ασυνέχειας για $c=3\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$ και $ag=0.2g$ με βάση την εικόνα του Παραρτήματος Π.54



Εικόνα 4.31: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με τη γωνία ασυνέχειας για $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$ και $a_g=0.16g$ με βάση την εικόνα του Παραρτήματος Π.55



Εικόνα 4.32: Γράφημα μέγιστης μετατόπισης σε σχέση με τη γωνία ασυνέχειας για $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$ και $a_g=0.2g$ με βάση την εικόνα του Παραρτήματος Π.56

Συμπεράσματα:

Για τις περιπτώσεις με $a_g=0.16g$ και $a_g=0.2g$ για γωνία τριβής $\beta=30^\circ$ οι μετατοπίσεις των πρανών είναι μεγαλύτερες από το διπλάσιο της τιμής των μετατοπίσεων με γωνία τριβής $\beta=45^\circ$. Το ίδιο συμπέρασμα είχε προέλθει και από τις προηγούμενες αναλύσεις με αλλαγή των κλίσεων των πρανών, ότι όσο μεγαλώνει η γωνία τριβής β τόσο τα προσομοιώματα παρουσιάζουν μικρότερες μετατοπίσεις με τα αποτελέσματα να είναι πιο σταθερά. Δηλαδή ακόμη και σε αυτήν της περίπτωση που έχει μειωθεί η γωνία ασυνέχειας εάν η γωνία τριβής β είναι αρκετά μεγάλη ($\geq 45^\circ$) το πρανές παρουσιάζει μικρές μετατοπίσεις.

Παρατηρείται επίσης ότι σε όλες τις περιπτώσεις που έχει μειωθεί η γωνία της ασυνέχειας οι τελικές μετατοπίσεις είναι μεγαλύτερες σε μερικές περιπτώσεις αγγίζουν και το $1m$ από ότι με μεγαλύτερη γωνία γεγονός που οδηγεί στο συμπέρασμα ότι το πρανές παρουσιάζει λιγότερη ευστάθεια υπό αυτές τις συνθήκες οπότε στην περίπτωση εγκατάστασης αγωγού, ο αγωγός θα ταλαιπωρηθεί αρκετά με αποτέλεσμα την πιθανή αστοχία του.

4.3 Προσομοίωση αγωγού

Μετά την ολοκλήρωση των αναλύσεων για τα πρανή επόμενο και τελικό βήμα της διπλωματικής είναι η άσκηση των μετατοπίσεων που έχουν βρεθεί παραπάνω σε αγωγό ίδιας γεωμετρίας με το εκάστοτε πρανές με σκοπό να προσδιοριστεί η συμπεριφορά του αγωγού. Η αγωγός είναι θαμμένος κάτω από την επιφάνεια του εδάφους, και προσομοιώθηκαν $313m$. Η εξωτερική του ακτίνα είναι $0.61m$ και το πάχος τοιχώματος είναι, $0.0254m$. Ο αγωγός προσομοιώθηκε με 34 στοιχεία (elements) πρώτης τάξης, PIPE21. Η αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού προσομοιώθηκε με στοιχεία PSI24. Ο αγωγός είναι φτιαγμένος από ελαστοπλαστικό μέταλλο, με Young Module's= $206.8 GPa$, Poisson ratio= 0.3 , Yield stress= $413.7 Mpa$. Επίσης, η αλληλεπίδραση αγωγού-εδάφους είναι ελαστοπλαστική. Με σκοπό να προσομοιωθεί η αλληλεπίδραση αυτή με το έδαφος, κάθε κόμβος του αγωγού συνδέθηκε με ελατήριο (spring) στην κάθετη, την οριζόντια και εγκάρσια οριζόντια διεύθυνση. Η μετακίνηση του εδάφους επιβάλλεται στον αγωγό στατικά μετακινώντας τα ελεύθερα άκρα των αντίστοιχων κάθε φορά ελατηρίων.

Η εδαφική αναπαράσταση των ελατηρίων πραγματοποιήθηκε με οριζόντια εδαφικά ελατήρια, και με πλευρικά τα οποία χωρίζονται σε πλάγια εδαφικά και κατακόρυφα εδαφικά ανύψωσης και ανάχωσης. Τα εδαφικά φορτία στους αγωγούς αναπαριστώνται με διακεκριμένα μη γραμμικά ελατήρια. Οι ιδιότητες εδαφικής απορροής είναι κατάλληλες για τον υπολογισμό οριζόντιων και κατακόρυφων εδαφικών δυνάμεων. Μέγιστη εδαφική δύναμη στον αγωγό υπάρχει όταν αυξάνεται η αντίστοιχη μετατόπιση. Στη συγκεκριμένη περίπτωση γίνεται υπόθεση ότι η εδαφική δύναμη παραμένει σταθερή όταν φτάσει τη μέγιστη τιμή.

- Η μέγιστη αξονική δύναμη υπολογίστηκε ως εξής,

$$T_u = \pi \times D \times \alpha \times c + \pi \times D \times H \times \bar{\gamma} \times \frac{1+K_0}{2} \times \tan \delta \quad (\text{εξίσωση 3.1})$$

με D= εξωτερική διάμετρος του αγωγού

c= εδαφική συνοχή

H=βάθος ως το κέντρο του αγωγού

$\bar{\gamma}$ =ειδικό βάρος εδάφους

ko=συντελεστής πίεσης στην ηρεμία

δ =γωνία μεταξύ εδάφους και αγωγού

- Για τα πλευρικά εδαφικά ελατήρια η μέγιστη εδαφική δύναμη

$$P_u = N_{ch} \times c \times D + N_{gh} \times \bar{\gamma} \times H \times D \quad (\text{εξίσωση 3.2})$$

με N_{ch} :η οριζόντια χωρητικότητα για άργιλο

N_{gh} :η οριζόντια χωρητικότητα για άμμο

H μετατόπιση για δύναμη P_u , $\Delta P = 0.04 \times \frac{H+D}{2} \leq 0.10 \times D - 0.15 \times D$

- Για κατακόρυφα εδαφικά ελατήρια ανύψωσης η μέγιστη εδαφική δύναμη

$$Q_u = N_{cv} \times c \times D + N_{qv} \times \bar{\gamma} \times H \times D \quad (\text{εξίσωση 3.3})$$

με N_{cv} = συντελεστής κατακόρυφης ανύψωσης για την άργιλο (0 για $c=0$)

$$= 2 \times \frac{H}{D} \leq 10, \text{ εφαρμόζεται όταν } \frac{H}{D} \leq 10$$

N_{qv} = συντελεστής κατακόρυφης ανύψωσης για την άμμο (0 για $\phi=0$)

$$= \frac{\phi \times H}{44 \times D} \leq N_q$$

$$\Delta Q = 0.01 \times H - 0.02 \times H \text{ (loose rand)} \leq 0.1 \times D$$

$$= 0.01 \times H - 0.02 \times H \text{ (soft lay)} \leq 0.2 \times D$$

Κατακόρυφα εδαφικά ελατήρια ανάχωσης

$$Q_d = N_c \times c \times N_q \times \gamma \times H \times D + N_\gamma \times \gamma \times \frac{D^2}{2}$$

N_c, N_q, N_γ =χωρητικότητα

$\Delta q_d = 0.1 D$ (για κοκκώδες έδαφος)

0.2 D (συνεκτικό έδαφος)

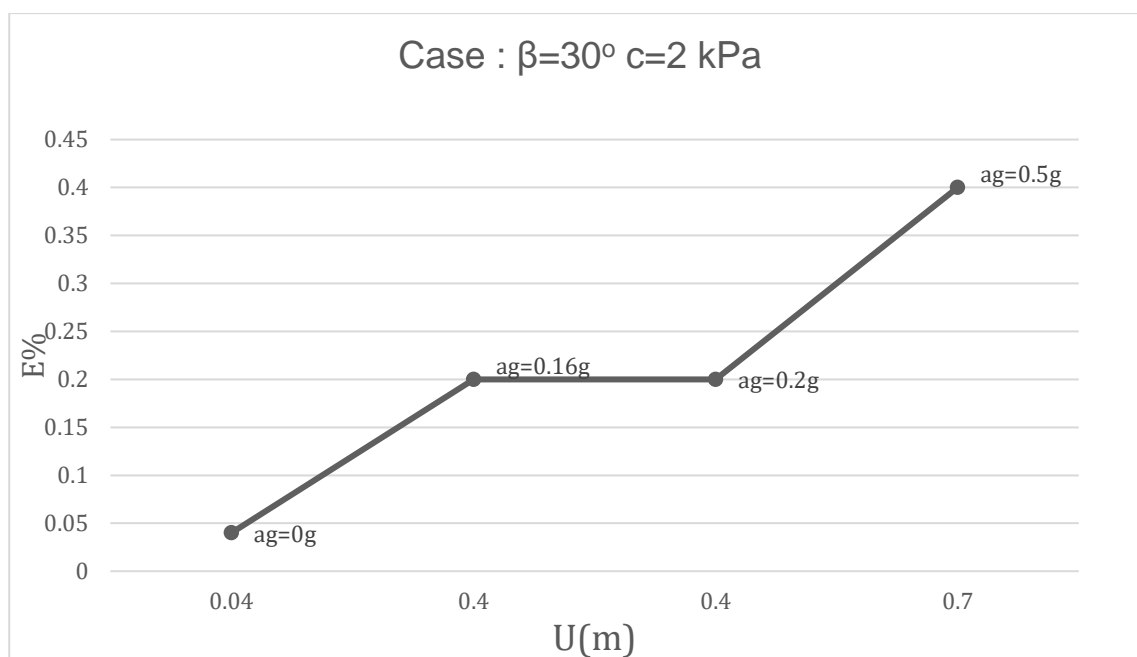


Εικόνα 4.33 : Προσομοίωση του αγωγού για γωνία κλίσης πρανούς 60° στο Abaqus Cae.

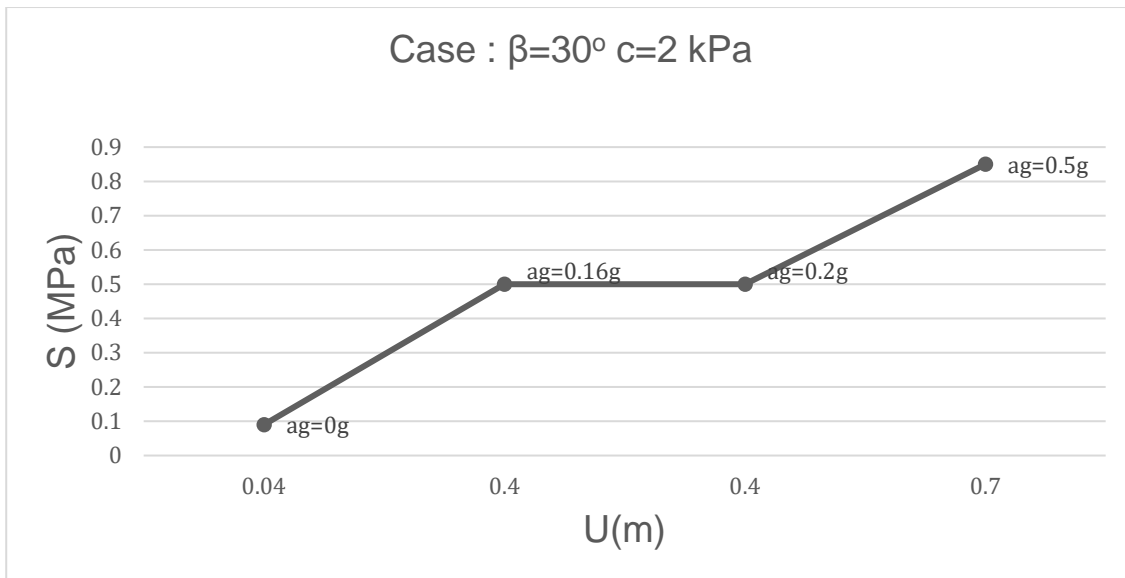
4.3.1 Παραμετρικές αναλύσεις για την αλληλεπίδραση πρανούς-αγωγού

Οι μετατοπίσεις των κόμβων της επιφάνειας του πρανούς που προσδιορίστηκαν στην παραπάνω ενότητα εφαρμόστηκαν σε αγωγό ίδιας γεωμετρίας και τα αποτελέσματα φαίνονται παρακάτω. Αρχικά θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα για αγωγό προσαρμοσμένο σε πρανές με κλίση 60° , στα 12 cases που προσδιορίστηκαν και οι μετατοπίσεις του πρανούς υπό σεισμικές και στατικές συνθήκες.

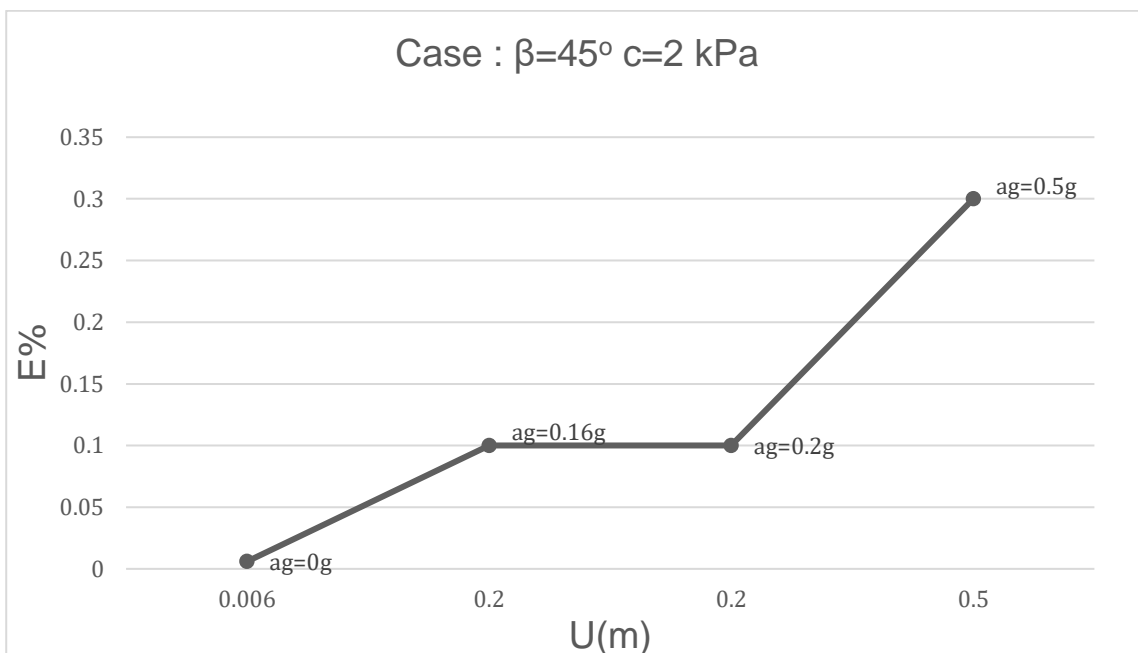
Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα αξονικής παραμόρφωσης και τάσης αγωγού κλίσης 60° στον άξονα X, σε σχέση με τη μετατόπιση του αγωγού βάση των προσομοιώσεων του Παραρτήματος.



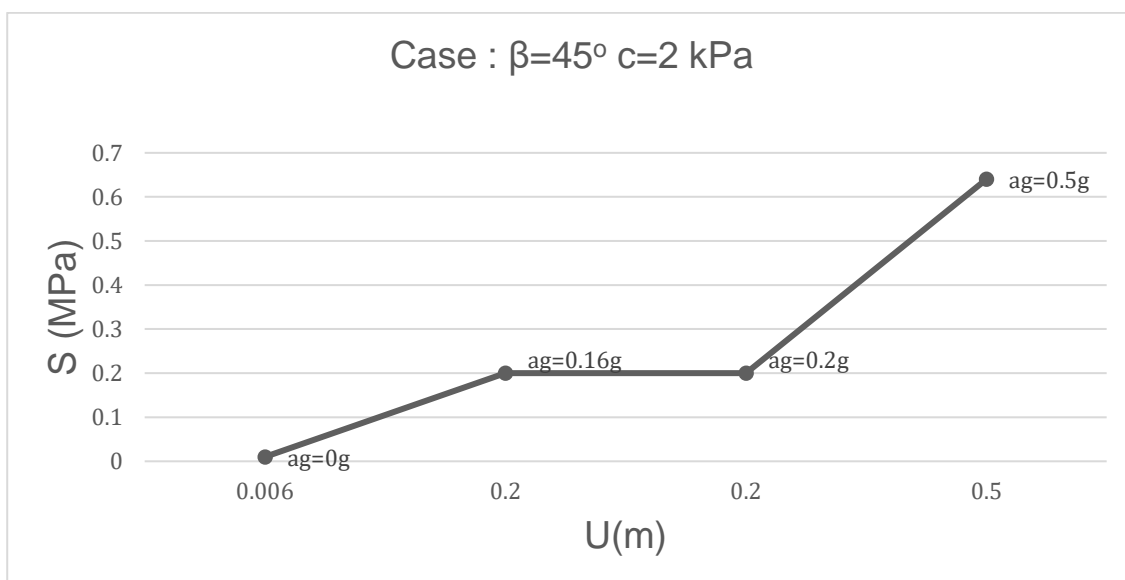
Εικόνα 4.34: Γράφημα μέγιστης αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=30^\circ$, $c=2$ kPa και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.57, Π.59, Π.60, Π.62, Π.63, Π.65



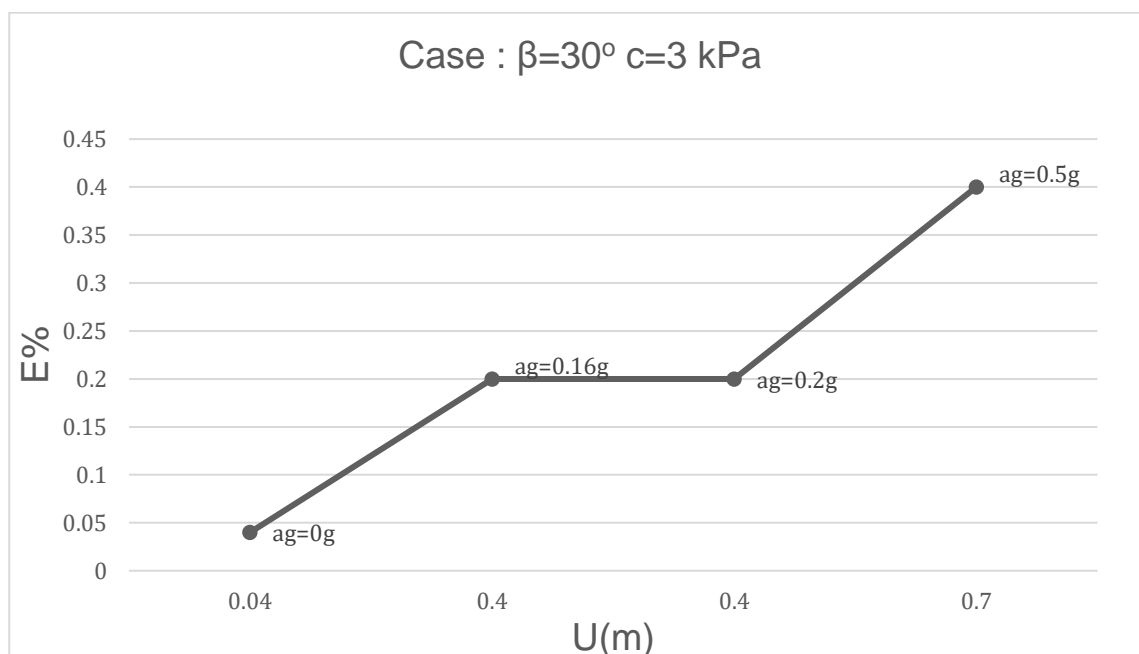
Εικόνα 4.35: Γράφημα μέγιστης αξονικής τάσης που δέχεται ο αγωγός στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=30^\circ$, $c=2$ kPa και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.57, Π.58, Π.60, Π.61, Π.63, Π.64



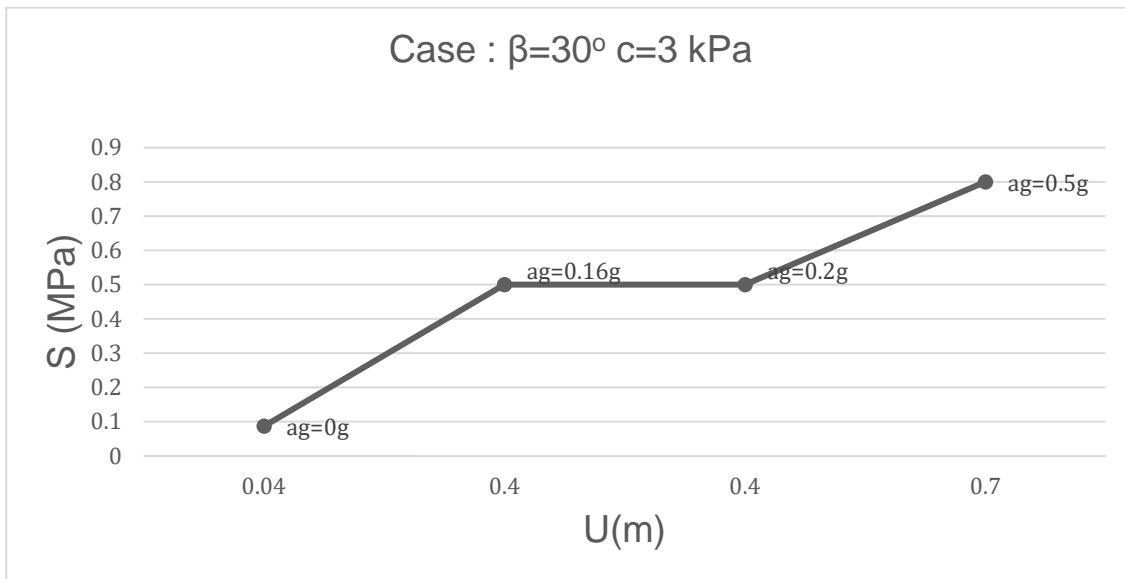
Εικόνα 4.36: Γράφημα μέγιστης αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=45^\circ$, $c=2$ kPa και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.66, Π.68, Π.69, Π.71, Π.72, Π.74



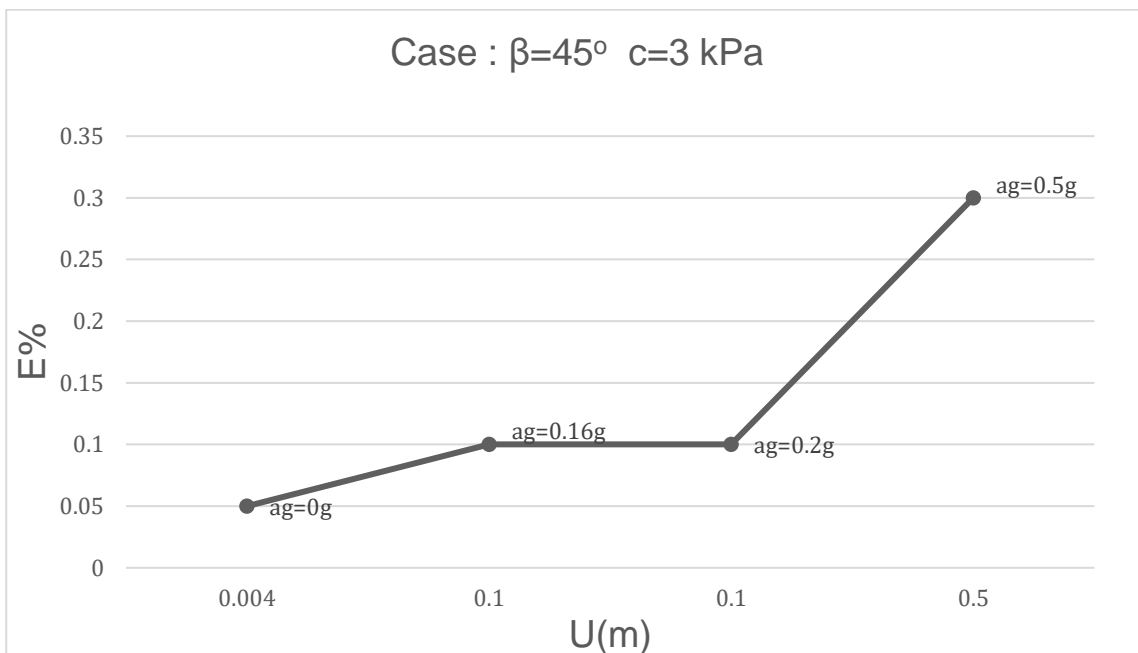
Εικόνα 4.37: Γράφημα μέγιστης αξονικής τάσης που δέχεται ο αγωγός στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=45^\circ$, $c=2$ kPa και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.66, Π.67, Π.69, Π.70, Π.72, Π.73



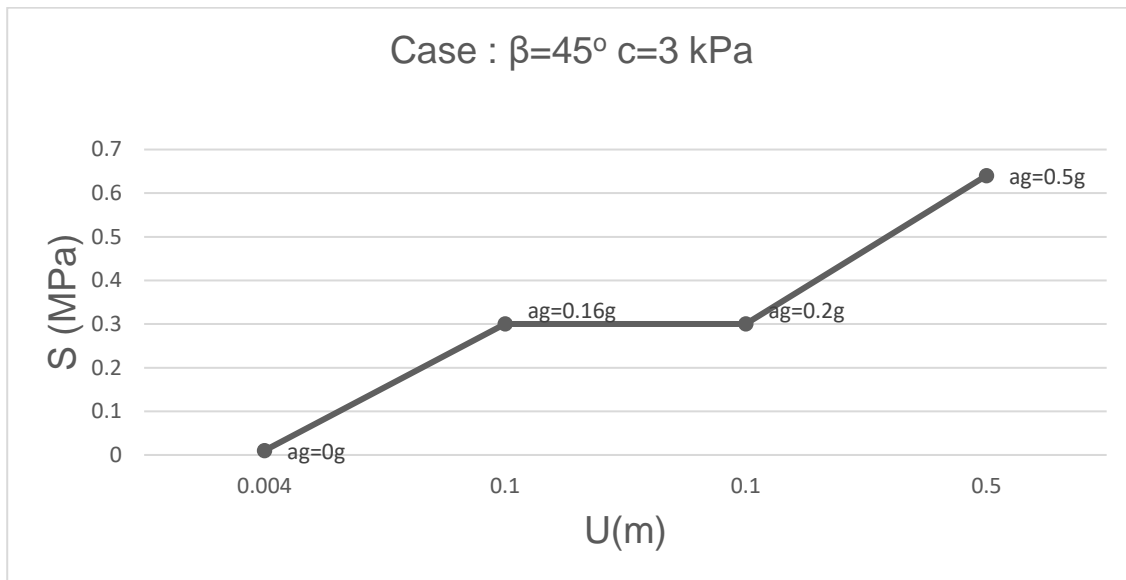
Εικόνα 4.38: Γράφημα μέγιστης αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=30^\circ$, $c=3$ kPa και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.75, Π.77, Π.78, Π.80, Π.81, Π.83



Εικόνα 4.39: Γράφημα μέγιστης αξονικής τάσης που δέχεται ο αγωγός στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=30^\circ$, $c=3$ kPa και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.75, Π.76, Π.78, Π.79, Π.81, Π.82

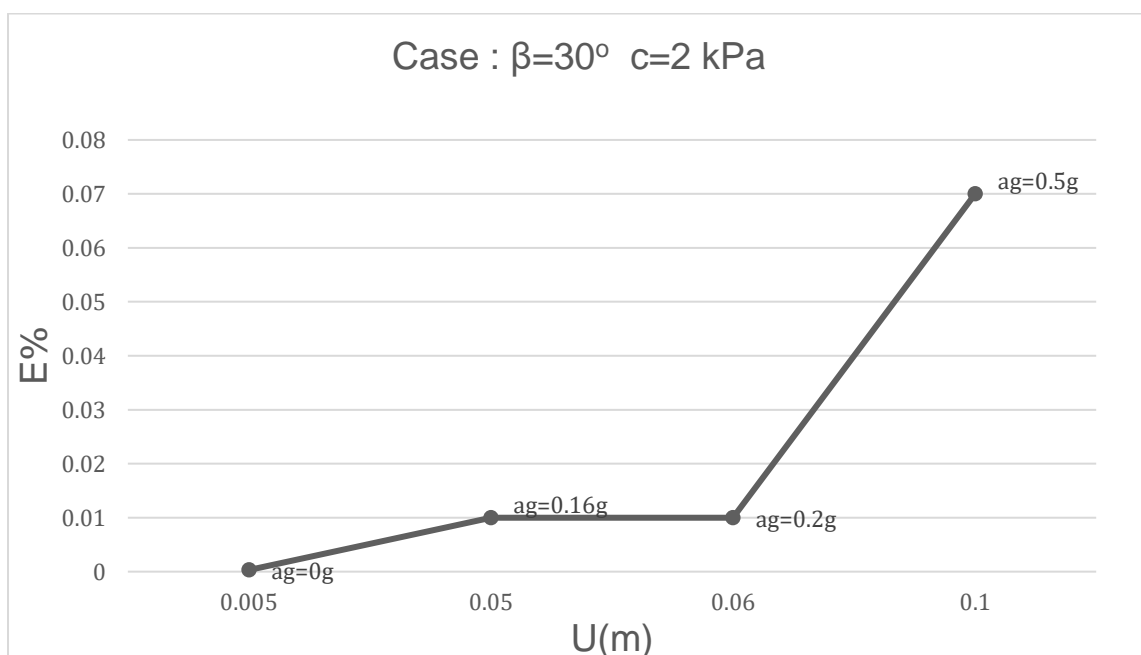


Εικόνα 4.40: Γράφημα μέγιστης αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=45^\circ$, $c=3$ kPa και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.84, Π.86, Π.87, Π.89, Π.90, Π.92

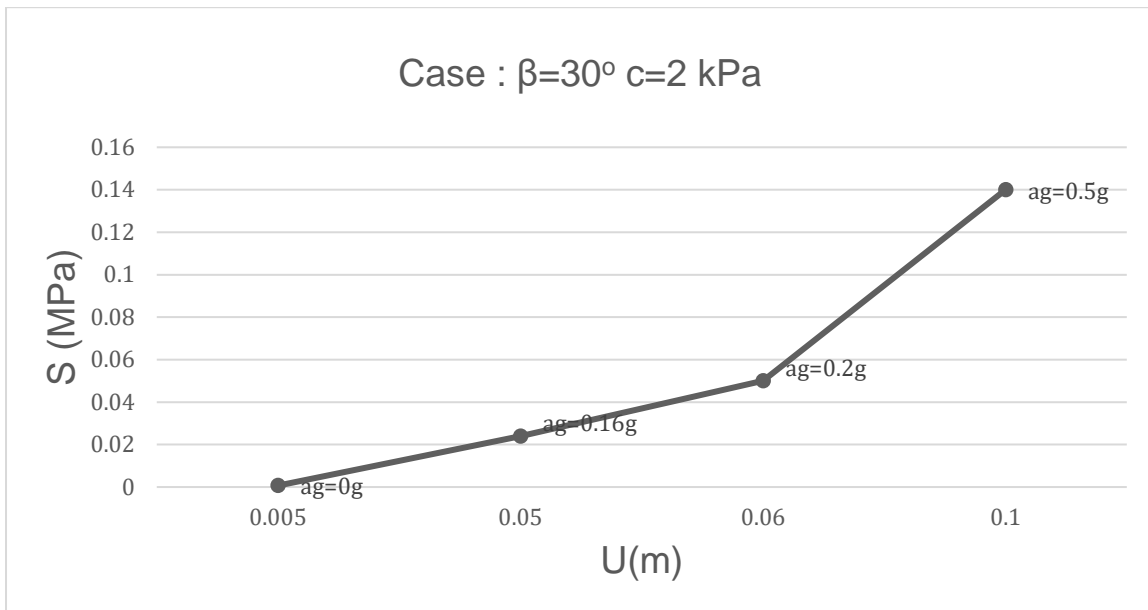


Εικόνα 4.41: Γράφημα μέγιστης αξονικής τάσης που δέχεται ο αγωγός στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=45^\circ$, $c=3\text{kPa}$ και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.84, Π.85, Π.87, Π.88, Π.90, Π.91

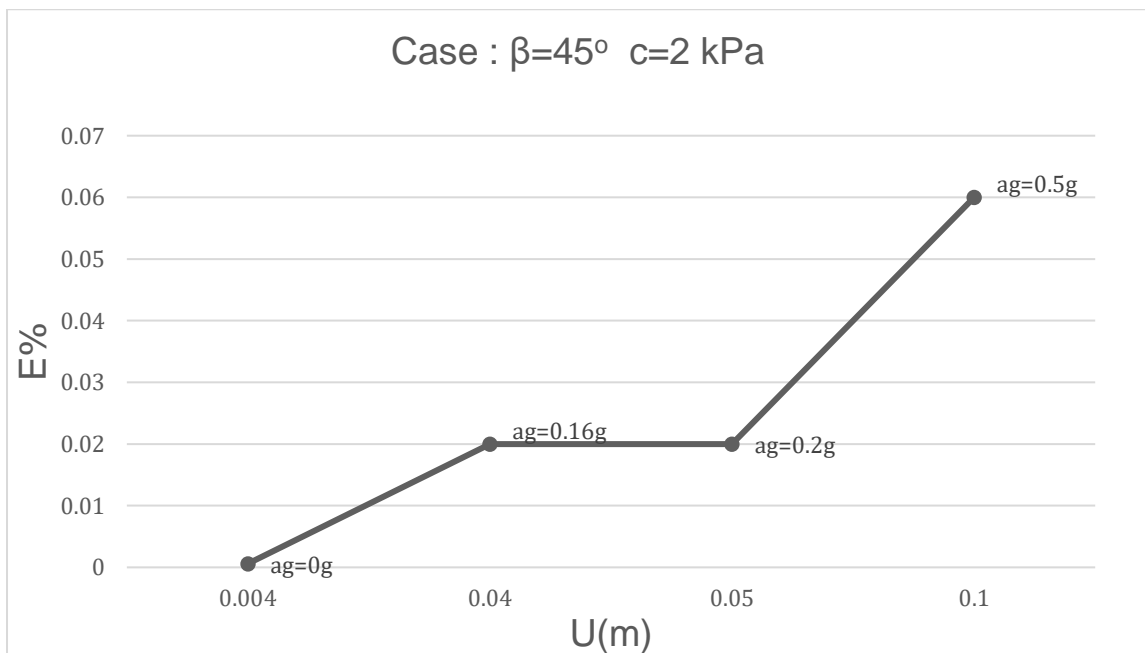
Λόγω της ομοιότητας των αποτελεσμάτων των πρηνών για κλίση αγωγού 30° και 45° παρακάτω παρουσιάζεται μόνο η αντιπαράθεση αποτελεσμάτων αξονικής παραμόρφωσης και έντασης στον άξονα X για κλίση πρηνούς 30° .



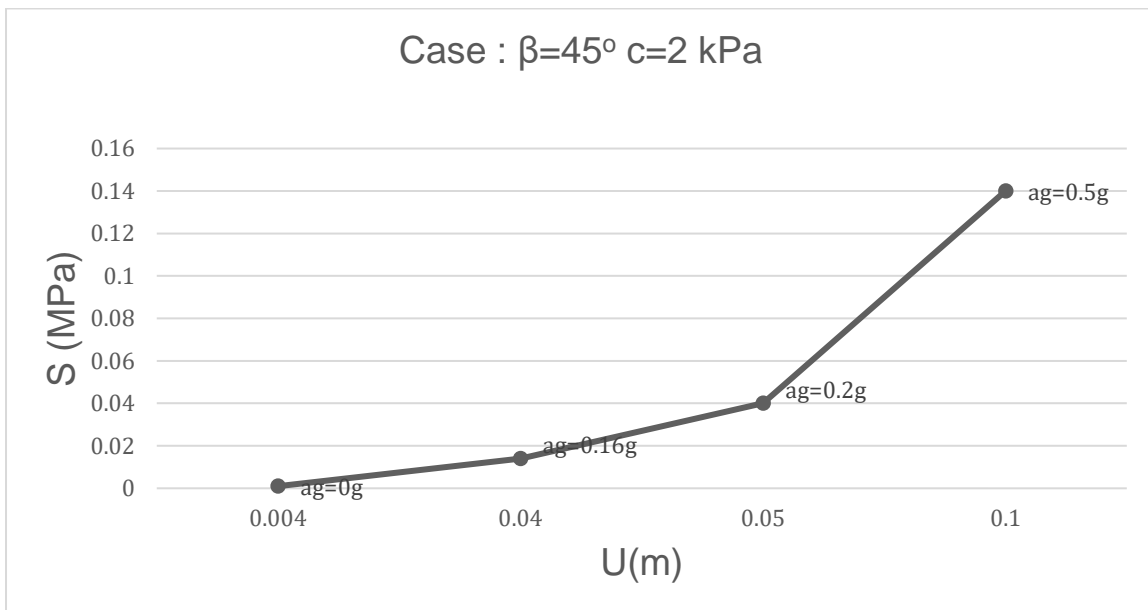
Εικόνα 4.42: Γράφημα μέγιστης αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=30^\circ$, $c=2\text{kPa}$ και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.93, Π.95, Π.96, Π.98, Π.99, Π.101



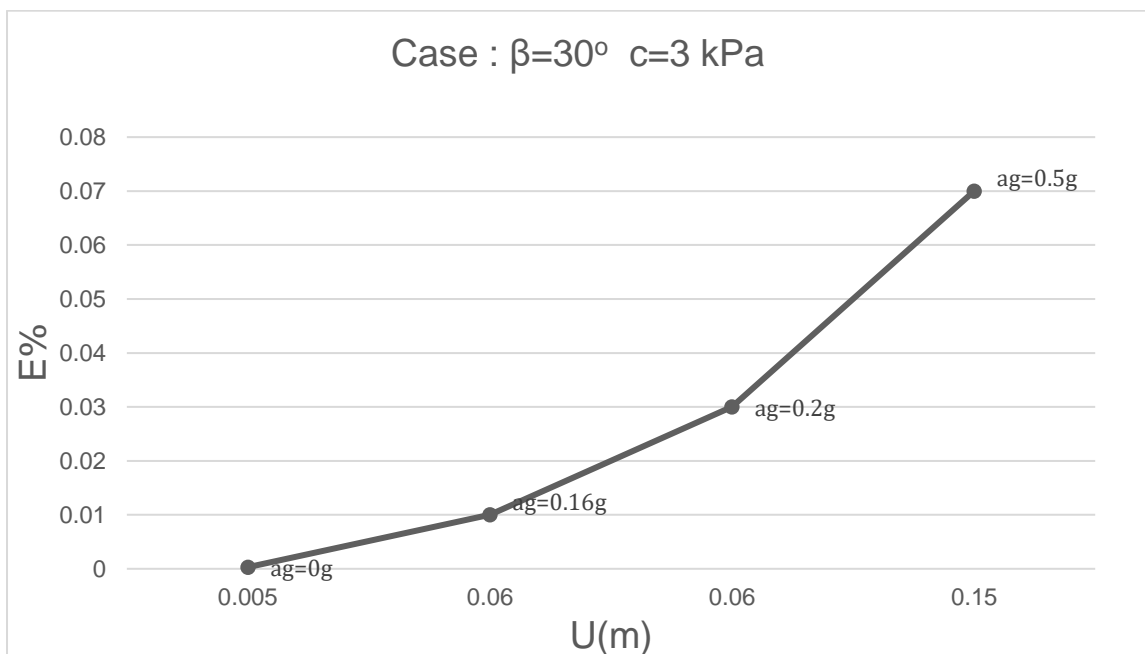
Εικόνα 4.43: Γράφημα μέγιστης αξονικής τάσης που δέχεται ο αγωγός στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=30^\circ$, $c=2$ kPa και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.93, Π.94, Π.96, Π.97, Π.99, Π.100



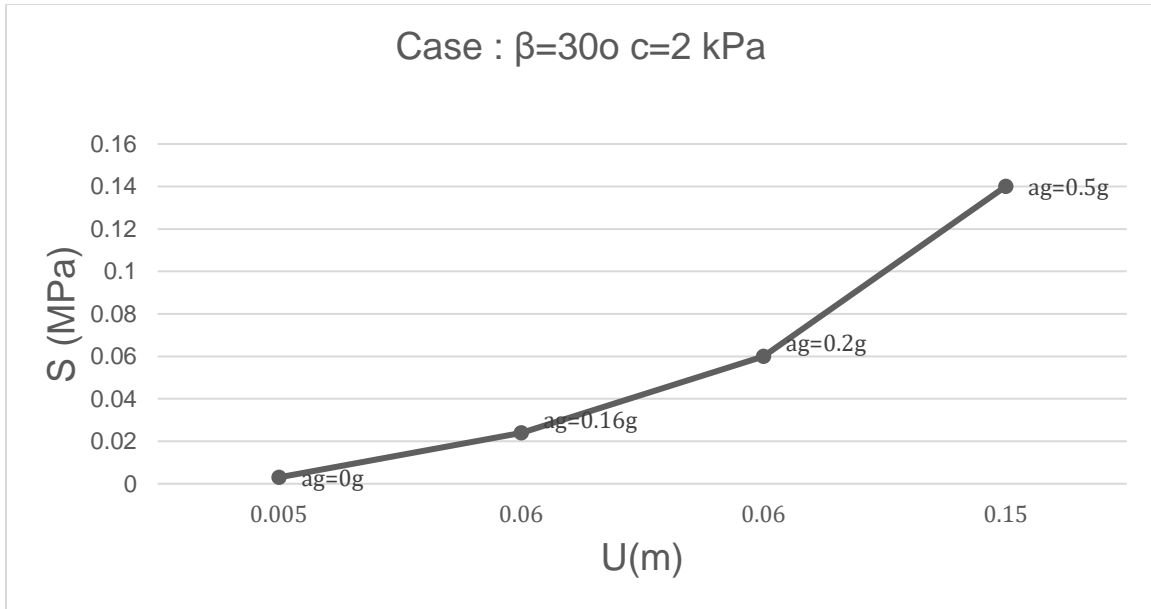
Εικόνα 4.44: Γράφημα μέγιστης αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=45^\circ$, $c=2$ kPa και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.102, Π.104, Π.105, Π.107, Π.108, Π.110



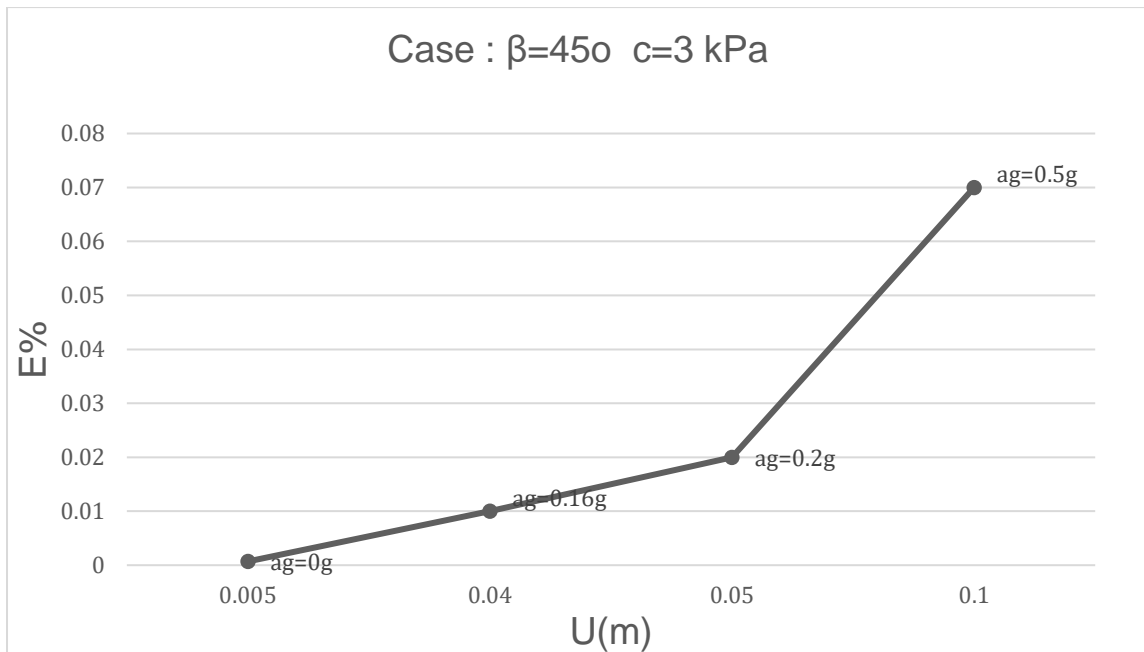
Εικόνα 4.45: Γράφημα μέγιστης αξονικής τάσης που δέχεται ο αγωγός στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=45^\circ$, $c=2$ kPa και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.102, Π.103, Π.105, Π.106, Π.108, Π.19



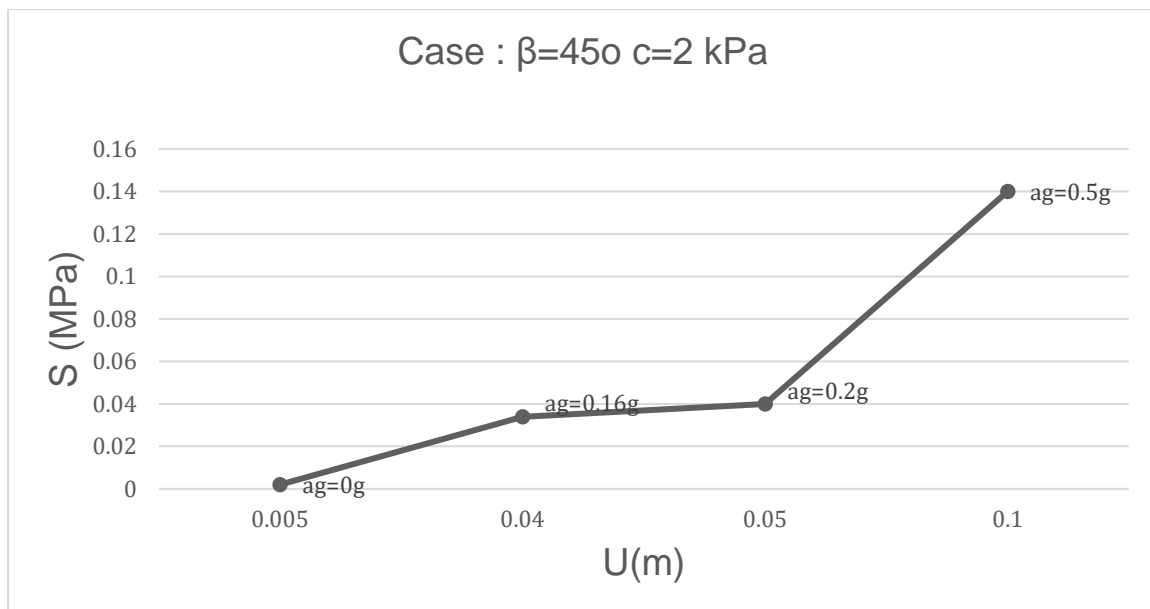
Εικόνα 4.46: Γράφημα μέγιστης αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=30^\circ$, $c=3$ kPa και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.112, Π.114, Π.115, Π.117, Π.118, Π.120



Εικόνα 4.47: Γράφημα μέγιστης αξονικής τάσης που δέχεται ο αγωγός στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=30^\circ$, $c=2$ kPa και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.112, Π.113, Π.115, Π.116, Π.118, Π.119



Εικόνα 4.48: Γράφημα μέγιστης αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=45^\circ$, $c=3$ kPa και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.121, Π.123, Π.124, Π.126, Π.127, Π.129



Εικόνα 4.47: Γράφημα μέγιστης αξονικής τάσης που δέχεται ο αγωγός στον οριζόντιο άξονα X για $\beta=45^\circ$, $c=2\text{kPa}$ και διαφορετικές τιμές σεισμικής επιτάχυνσης με βάση τις εικόνες του Παραρτήματος Π.121, Π.122, Π.124, Π.125, Π.127, Π.128

Συμπεράσματα:

Όπως ήταν αναμενόμενο, οι πιέσεις, οι παραμορφώσεις και οι μετατοπίσεις του αγωγού στην περίπτωση με κλίση 60° είναι πολύ μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για κλίση 30° . Διότι όταν το πρηνές είναι πιο απότομο όπως παρατηρήθηκε και στην παραπάνω ενότητα έχει μεγαλύτερες μετατοπίσεις άρα ασκεί μεγαλύτερη δύναμη τελικά στον αγωγό.

Επίσης παρατηρείται ότι και στις δύο περιπτώσεις υπό στατικές συνθήκες οι τιμές πιέσεων, παραμορφώσεων, μετατοπίσεων, είναι πολύ μικρότερες από τις τιμές υπό σεισμικές συνθήκες γεγονός λογικό αφού δεν ασκείται στο πρηνές καμία σεισμική επιτάχυνση.

Τέλος από τα αποτελέσματα γίνεται αντιληπτό ότι και στις δύο περιπτώσεις με πρηνή 60° και 30° επικρατεί ανοδική πορεία των τιμών για σεισμικές επιταχύνσεις 0.16g 0.2g και 0.5g. Η μέγιστες τιμές των τριών μεταβλητών (μετατόπιση, παραμόρφωση, πίεση), για κλίση 60° είναι (με $c=2$, $b=30^\circ$, $ag=0.5g$) $U_{αγωγού}=0.7\text{m}$, $S_{11}=850000\text{ Pa}$, $E_{11}=0.2\%$. Οι τιμές αυτές είναι αρκετά μεγάλες όμως δεν είναι απαγορευτικές για τον αγωγό. Αντίστοιχα οι μέγιστες τιμές των τριών μεταβλητών για κλίση 30° είναι (με $c=2$, $b=30^\circ$, $ag=0.5g$) $U_{αγωγού}=0.15\text{m}$, $S_{11}=140000\text{ Pa}$, $E_{11}=0.07\%$. Οι τιμές είναι αρκετά μικρές ακόμη και στην περίπτωση της πιο ακραίας σεισμικής επιτάχυνσης.

Κεφάλαιο 5 : Γενικά συμπεράσματα και προεκτάσεις

Η γωνία κλίσης, η γωνία τριβής, η συνοχή και η γωνία ασυνέχειας των πρανών έχουν ύψιστη σημασία στην ευστάθεια τους. Από τη θεωρητική προσέγγιση και τις αναλύσεις της ευστάθειας πρανών και της αλληλεπίδρασης τους με τους αγωγούς έχουν διεξαχθεί τα παρακάτω συμπεράσματα.

- ❖ Το είδος του εδάφους, η τοπολογία που είναι τοποθετημένος ο αγωγός παίζουν σημαντικό ρόλο στην αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού.
- ❖ Οι περιοχές που είναι επιρρεπής σε κατολισθήσεις θεωρούνται ιδιαίτερα επικίνδυνες για την εγκαθίδρυση αγωγού. Υπάρχει ένα μεγάλο εύρος γεωκινδύνων που μπορούν να πλήξουν μια τέτοια περιοχή και ιδιαίτερα όταν στην περιοχή επικρατεί έντονη σεισμικότητα.
- ❖ Η γνώση της ευστάθειας ενός πρανούς εξυπηρετεί στον προσδιορισμό, της κατ' επέκταση καταπόνησης ενός αγωγού.
- ❖ Η σεισμική δύναμη που ασκείται στο πρανές επηρεάζει τον αγωγό με αποτέλεσμα να μετατοπίζεται, να παραμορφώνεται και να δέχεται μία αξονική τάση. Οι τρεις αυτές μεταβλητές αυξάνονται ανάλογα με την αύξηση της σεισμικής δύναμης με αποτέλεσμα την αύξηση της καταπόνησης του αγωγού. Βέβαια σε όλες τις περιπτώσεις που αναλύθηκαν παραπάνω δεν υπάρχει περίπτωση ολοκληρωτικής αστοχίας του αγωγού.
- ❖ Η γωνία τριβής επηρεάζει την ευστάθεια του πρανούς. Όσο μεγαλύτερη είναι, (από τις παραπάνω αναλύσεις $\geq 45^\circ$) τόσο το πρανές παρουσιάζει μεγαλύτερη ευστάθεια.
- ❖ Η γωνία ασυνέχειας συντελεί σημαντικό παράγοντα στην ευστάθεια του πρανούς. Μείωση της γωνίας αυτής κατά 14% έχει ως συνέπεια την αύξηση της μετατόπισης του πρανούς υπό σεισμικές συνθήκες κατά μέσο όρο κατά 48%. Δηλαδή όσο γίνεται μικρότερη η γωνία ασυνέχειας στο πρανές παρατηρούνται τεράστιες μετατοπίσεις με κίνδυνο ολοκληρωτικής κατάρρευσης του.

Με βάση τα παραπάνω συμπεράσματα παρατίθενται κάποιες προτάσεις για περαιτέρω έρευνα,

- ❖ Μελέτη του προβλήματος με προσθήκη νερού στην επιφάνεια του πρανούς και προσδιορισμό της συμπεριφορά του πρανούς και κατ' επέκταση του αγωγού.
- ❖ Μελέτη προβλήματος με τον αγωγό να μην είναι θαμμένος μέσα στο πρανές αλλά να κείται στην επιφάνεια του πρανούς.

- ❖ Μελέτη προβλήματος σε συνθήκες όπου το πρανές και ο αγωγός να βρίσκονται κάτω από τη στάθμη της θάλασσας.
- ❖ Μελέτη προβλήματος με προσομοίωση πρανών και αγωγών σε τρεις διαστάσεις.

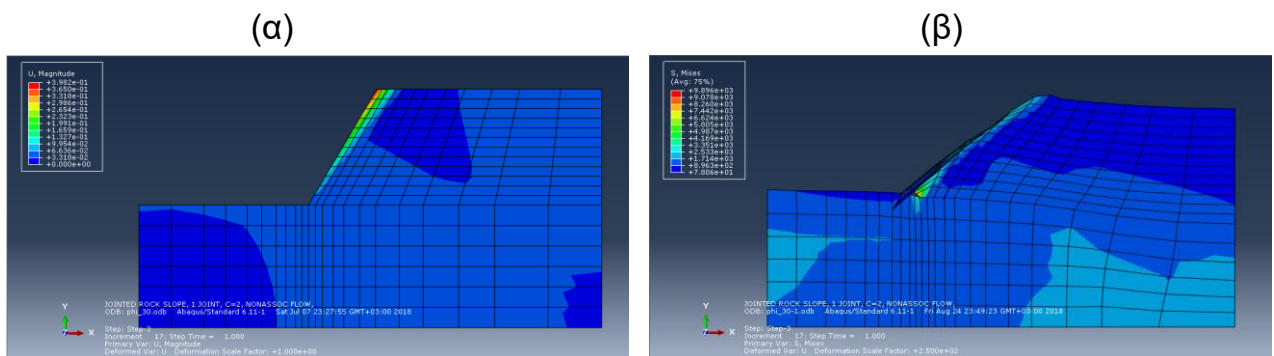
Βιβλιογραφία

1. J. A. R. Ortigao & Alberto S. F. J. Sayao, 2004. Handbook of Slope Stabilization. New York: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
2. O'Rourke MJ, Liu X., (2012), Seismic design of buried and offshore pipelines, Monograph Series, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, (MCEER).
3. ABAQUS, User's' Manual, Simulia, (2014), Providence, RI, USA,.
4. I. Chatzigeorgiou (2015), Αγωγοί μεταφοράς ρευστών, Chapter 1, Διαθέσιμο στο: www.repository.kallipos.gr
5. ΚΑΤΟΛΙΣΘΗΣΕΙΣ & ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΠΡΑΝΩΝ. Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Τμήμα Γεωλογίας, Διαθέσιμο στο <http://www.geo.auth.gr/>
6. US Army Corps of Engineers (2003), Slope stability analysis. Engineering and Design - Slope Stability , Washington DC, USA: US Army Corps of Engineers
7. J. Chaskalovic, (2008) ,Finite Elements Methods for Engineering Sciences, Springer Verlag,
8. Charis J. Gantes, George D. Bouckovalas, Vlasis K. Koumouisis SLOPE FAILURE VERIFICATION OF BURIED STEEL PIPELINES, CJ Gantes
9. LI Hongjing ,JIN Liu and YAO Baohua,(October 2008) RESPONSE ANALYSIS OF BURIED PIPELINES DUE TO LARGE GROUND MOVEMENTS. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China
10. Federiko Angliardi, (June 2012), Rock mass behavior, characterization, and relationships with rock slope instability. Paper, Educational Project Geological Field Trip and Workshop
11. Μ. Καββαδάς, (2006), Στοιχεία Εδαφομηχανικής, Ε. Μ. ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
12. Stavroulakis Emmanouil, (2017), Numerical Study for the Quantitative Assessment of Ground Displacements of Rock-Mass Slopes under Static and Seismic Conditions in the Landfall Areas of Offshore Structures, NTUA
13. Prodromos PSARROPOULOS & Andreas ANTONIOU, (2016), Assessment of earthquake-related geohazards and seismic design of onshore and offshore pipelines. IPLOCA, Novel Construction Spring Plenary Session.
14. Στέφανος Χαραλάμπους, (2005), Εκτίμηση της ευστάθειας φυσικών και τεχνητών πρανών σε περιβάλλον Γεωγραφικών Συστημάτων Πληροφοριών. ΕΜΠ
15. A.S.C.E. (1984). "Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems", Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines, Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, New York
16. A.S.C.E.-A.L.A. (2005). "Guidelines for the Design of Buried Steel Pipes", American Lifeline Alliance
17. Nyman et al., Lee et al., Young και Lockey, (2013), LANDSLIDE GEOHAZARD FOR PIPELINES OF NATURAL GAS TRANSPORT. Conference Paper

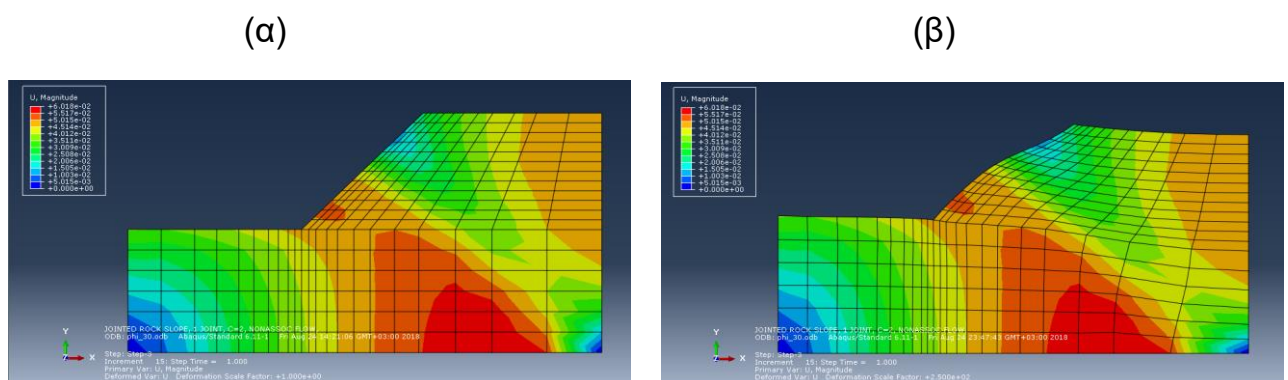
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Οι παράμετροι που παραμένουν σταθερές κατά την διάρκεια των αναλύσεων είναι, οι γωνία της ασυνέχειας $\varphi=52.5^\circ$ και η γωνία διαστολής $\psi=5.125^\circ$. Για κάθε σενάριο υπό σεισμικές συνθήκες έγινε και υπερμεγενθυση X250 προσομοίωσης των αποτελεσμάτων για να είναι πιο ευδιάκριτη η συμπεριφορά του πρανούς στην κάθε περίπτωση.

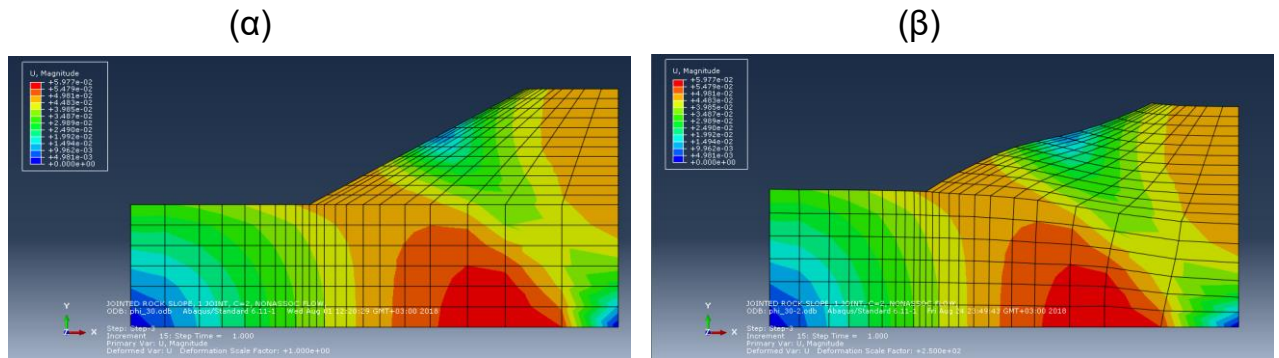
Υπό σεισμικές συνθήκες



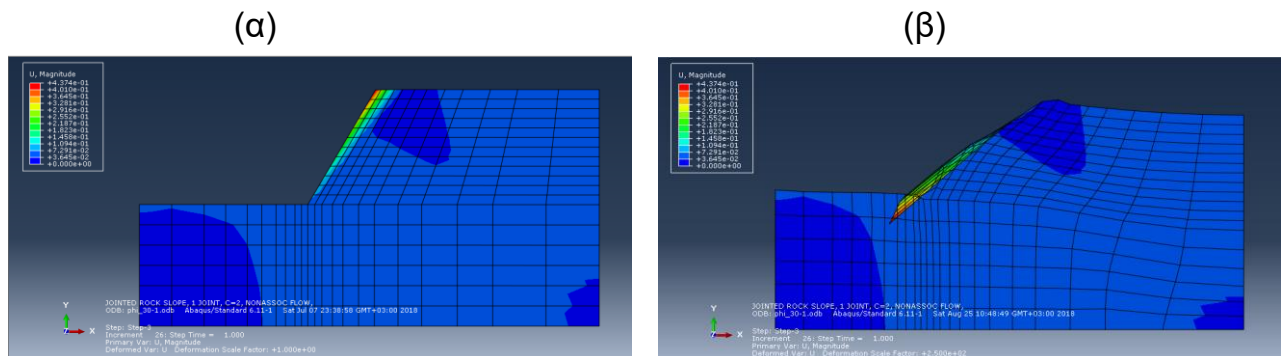
Σχήμα Π.1 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° στο σενάριο 1, με $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.16g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.4\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250).



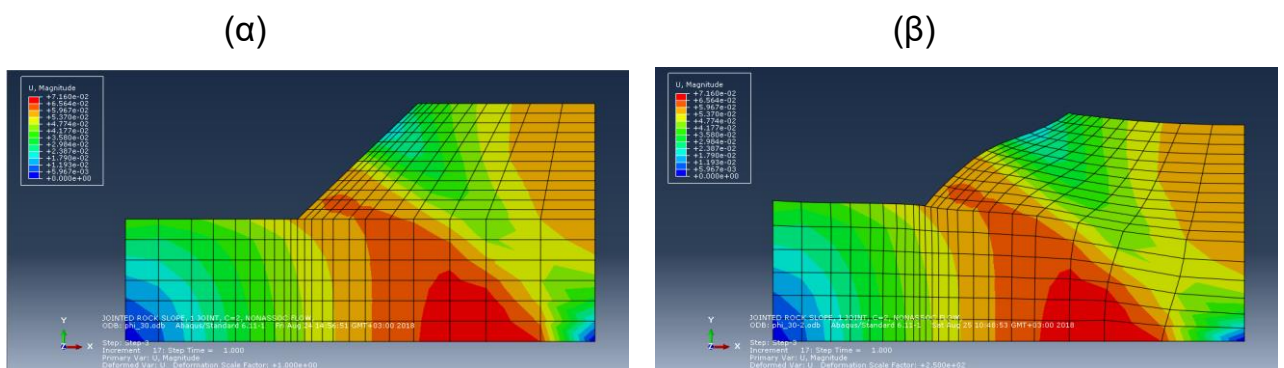
Σχήμα Π.2 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° στο σενάριο 1, με $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.16g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.06\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



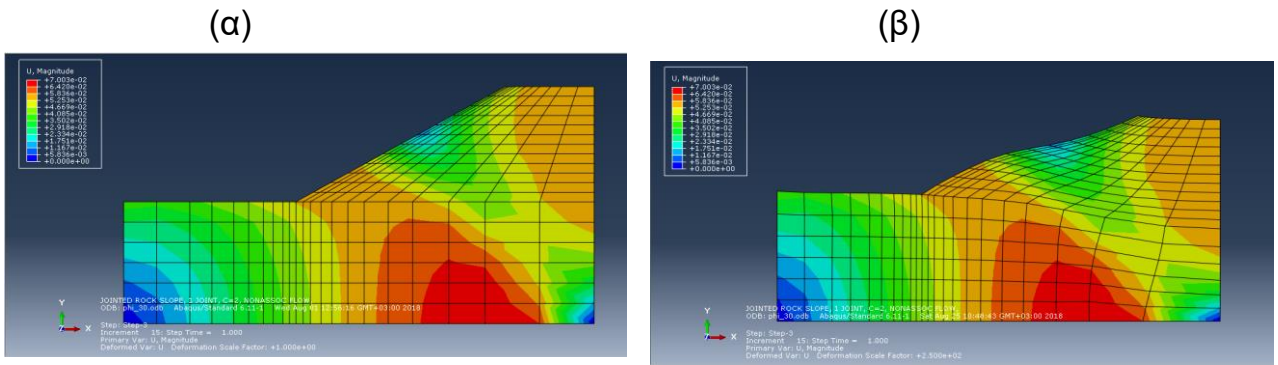
Σχήμα Π.3 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° στο σενάριο 1, $\mu c=2kPa$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.16g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.05m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



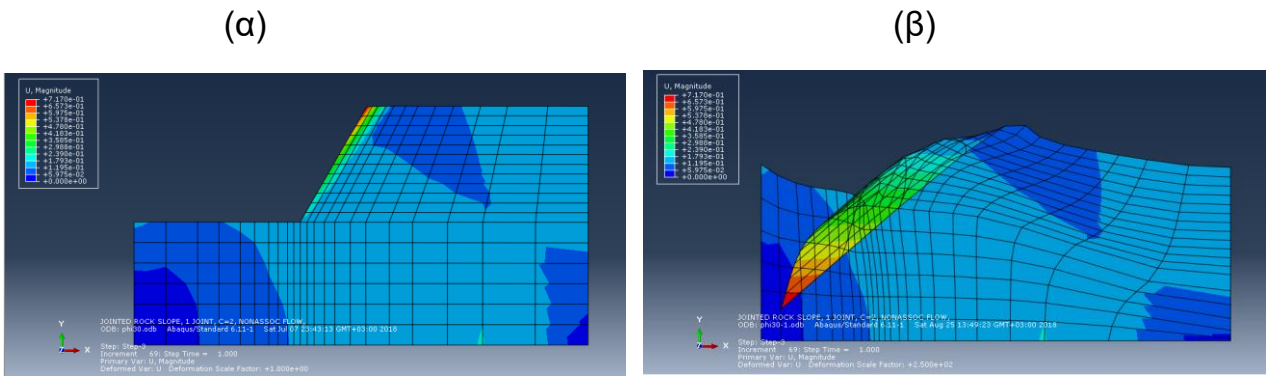
Σχήμα Π.4 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° στο σενάριο 2, $c=2kPa$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.2g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.4m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



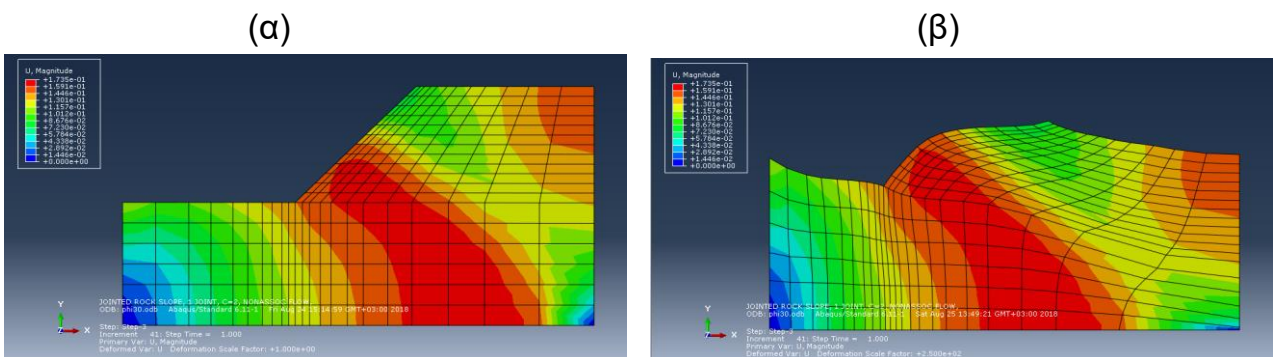
Σχήμα Π.5 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° στο σενάριο 2, $c=2kPa$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.2g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.07m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



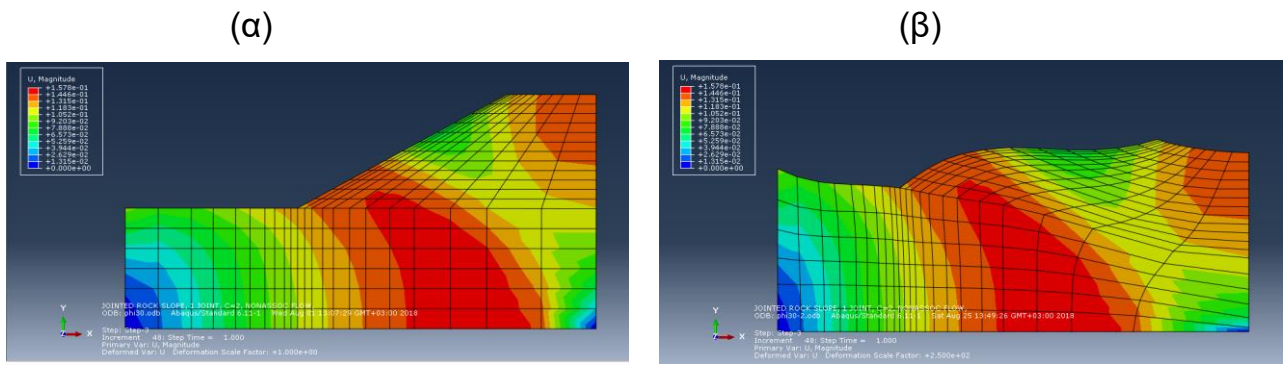
Σχήμα Π.6 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° στο σενάριο 2, $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.2g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.07\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



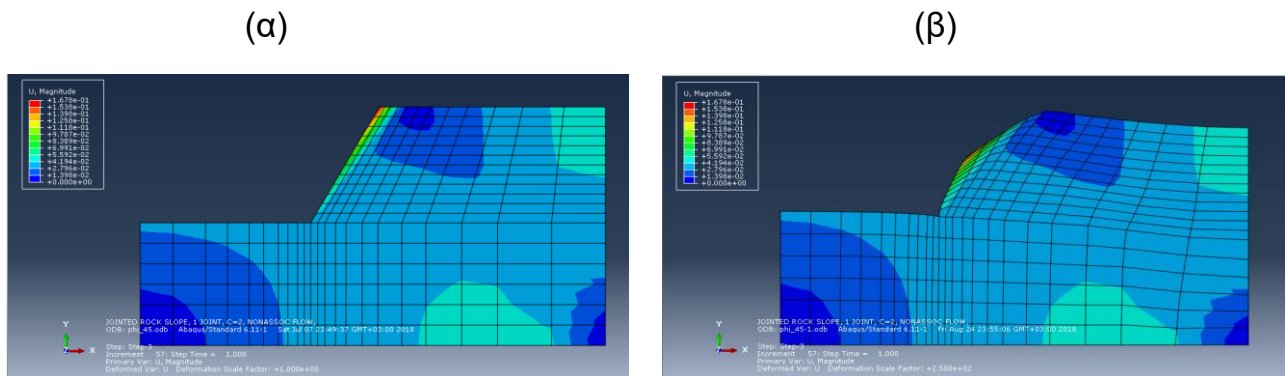
Σχήμα Π.7 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° στο σενάριο 3, $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.5g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.7\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



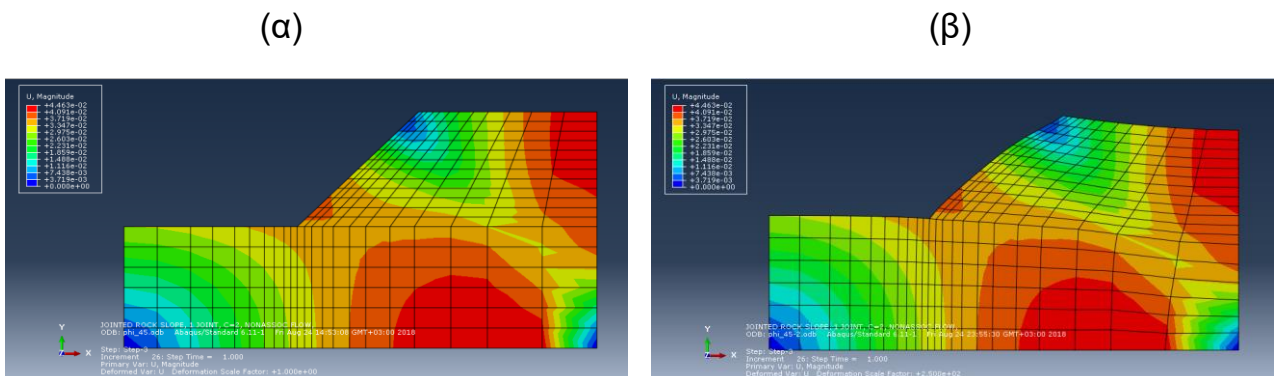
Σχήμα Π.8 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° στο σενάριο 3, $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.5g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.2\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



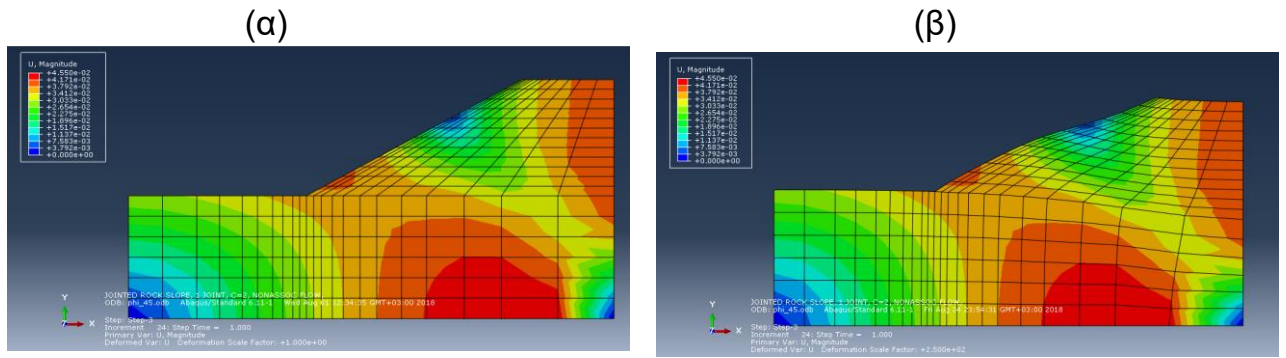
Σχήμα Π.9 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° στο σενάριο 3, $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $ag=0.5g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.1\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



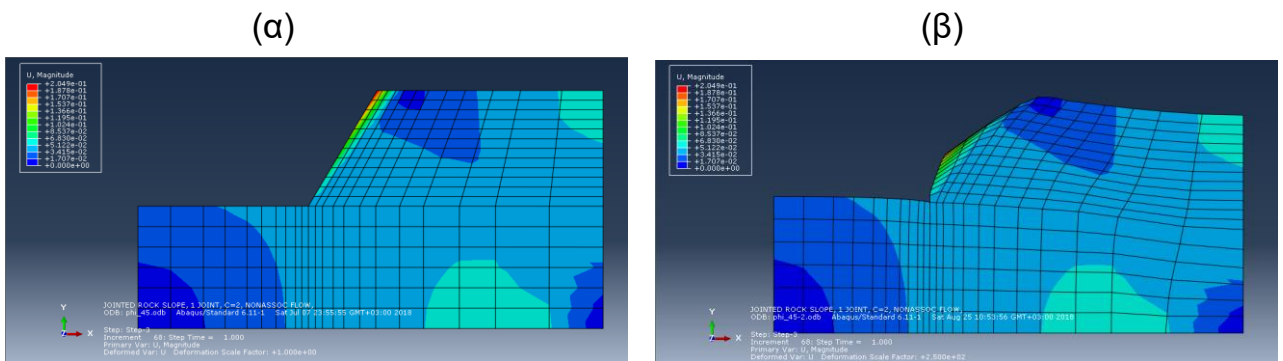
Σχήμα Π.10 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° στο σενάριο 4, $c=2\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$, $ag=0.16g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.2\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



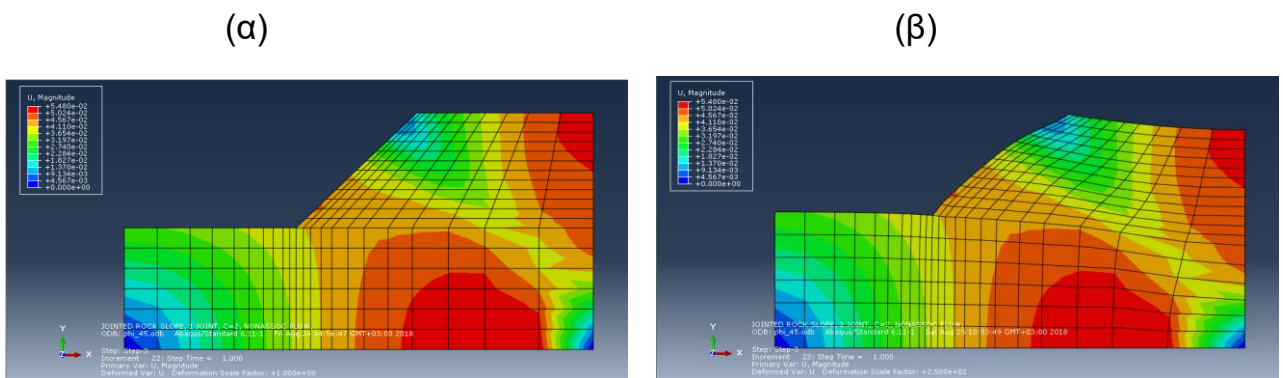
Σχήμα Π.11 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° στο σενάριο 4, $c=2\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$, $ag=0.16g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.04\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



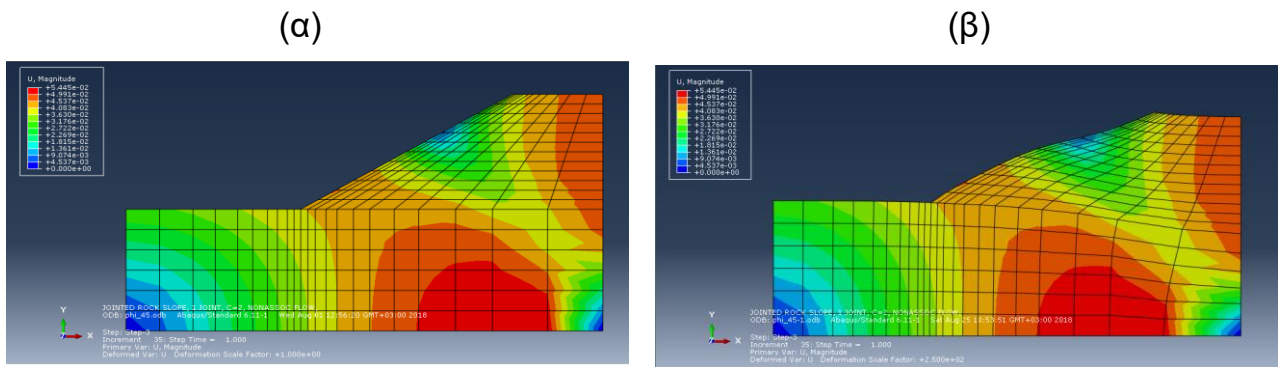
Σχήμα Π.12 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° στο σενάριο 4, $c=2kPa$, $\beta=45^\circ$, $a_g=0.16g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.04m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



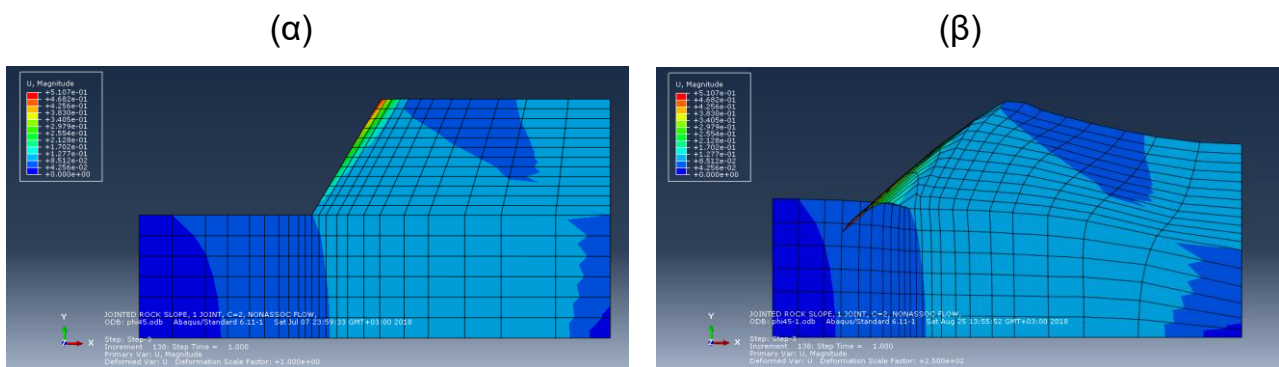
Σχήμα Π.13 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° στο σενάριο 5, $c=2kPa$, $\beta=45^\circ$, $a_g=0.2g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.2m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



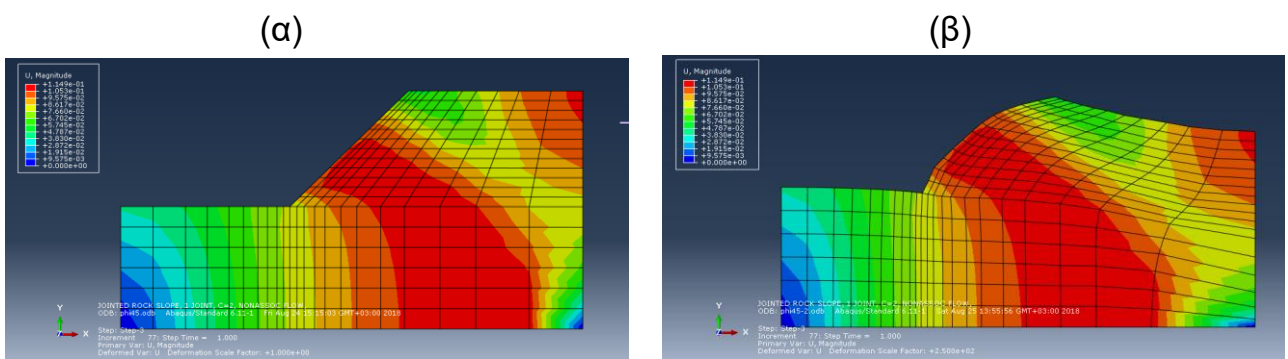
Σχήμα Π.14 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° στο σενάριο 5, $c=2kPa$, $\beta=45^\circ$, $a_g=0.2g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.05m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



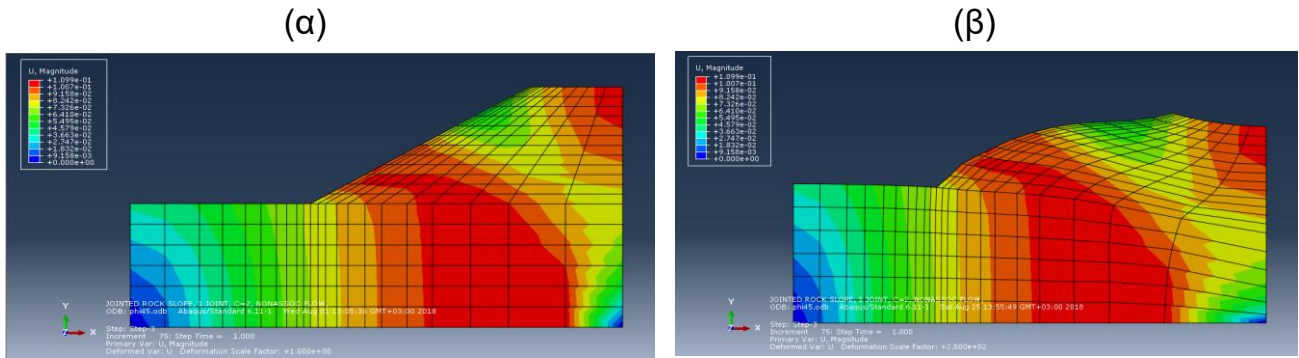
Σχήμα Π.15 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° στο σενάριο 5, $c=2kPa$, $\beta=45^\circ$, $a_g=0.2g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.05m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



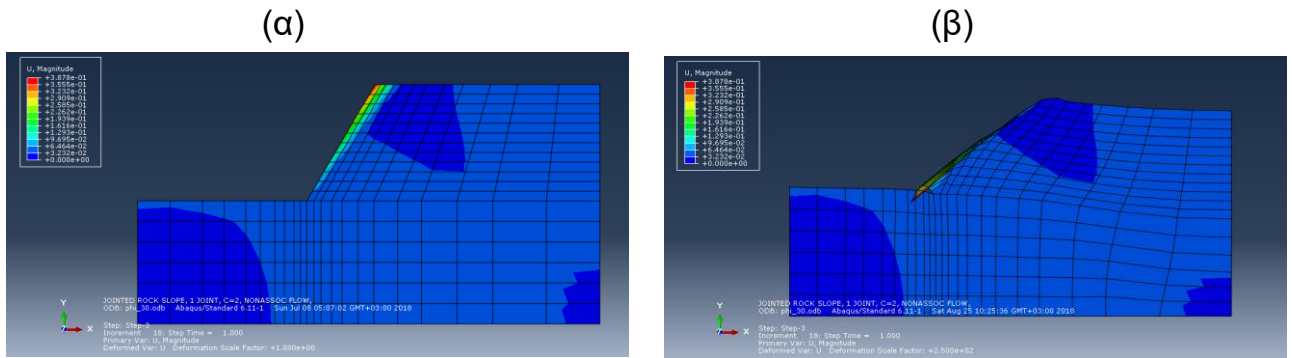
Σχήμα Π.16 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° στο σενάριο 6, $c=2kPa$, $\beta=45^\circ$, $a_g=0.5g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.5m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



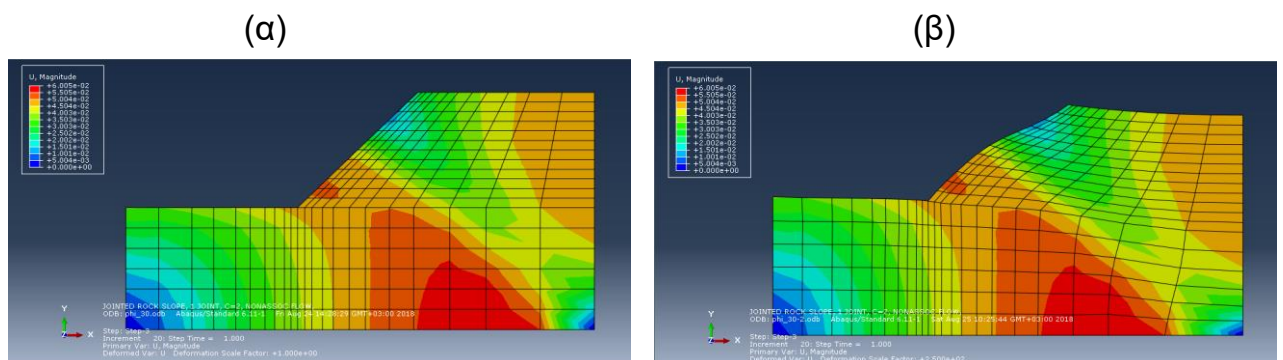
Σχήμα Π.17 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° στο σενάριο 6, $c=2kPa$, $\beta=45^\circ$, $a_g=0.5g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.1m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



Σχήμα Π.18 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° στο σενάριο 6, $c=2\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$, $ag=0.5g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.1\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

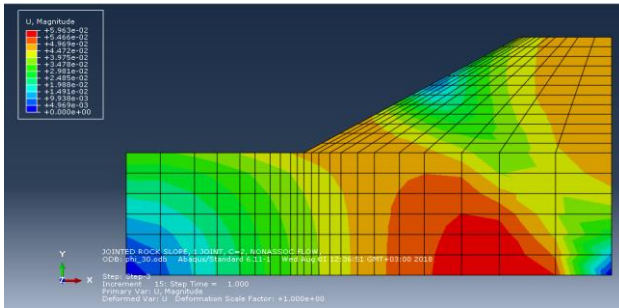


Σχήμα Π.19 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° στο σενάριο 7, $c=3\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $ag=0.16g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.4\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

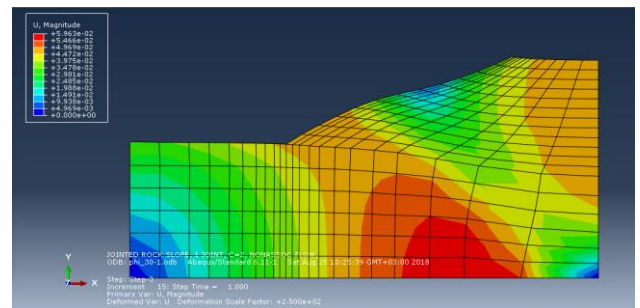


Σχήμα Π.20 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° στο σενάριο 7, $c=3\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $ag=0.16g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.06\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

(α)

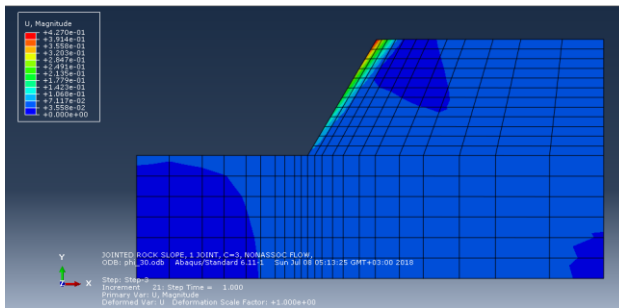


(β)

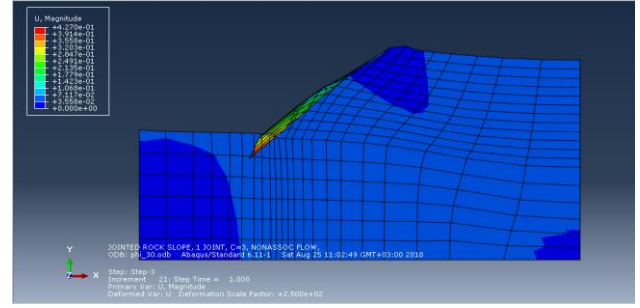


Σχήμα Π.21 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° στο σενάριο 7, $c=3kPa$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.16g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.4m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

(α)

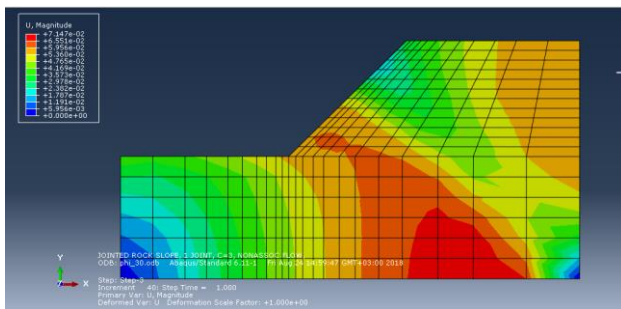


(β)

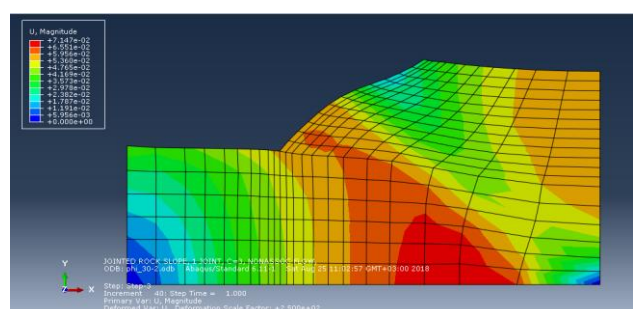


Σχήμα Π.22 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° στο σενάριο 8, $c=3kPa$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.2g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.4m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

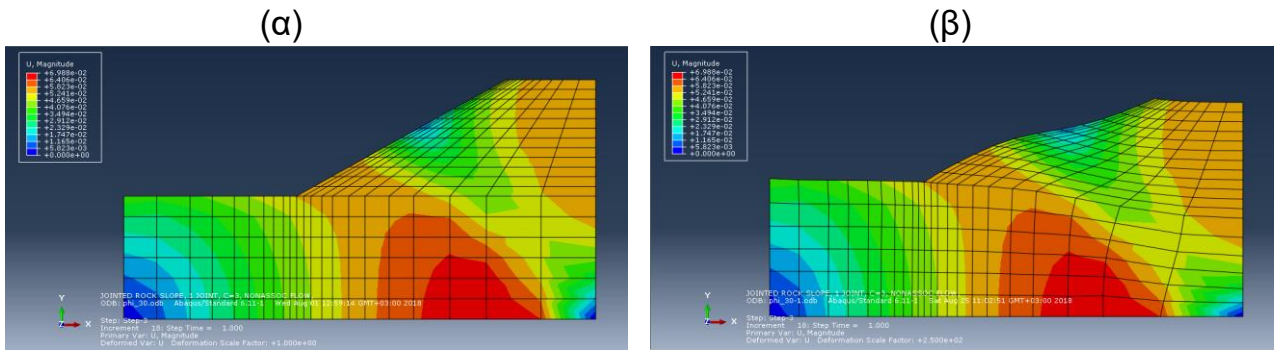
(α)



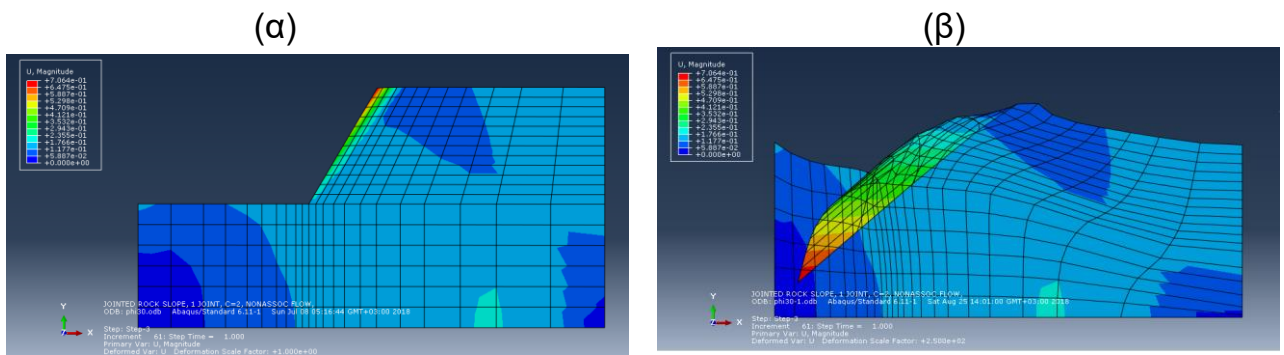
(β)



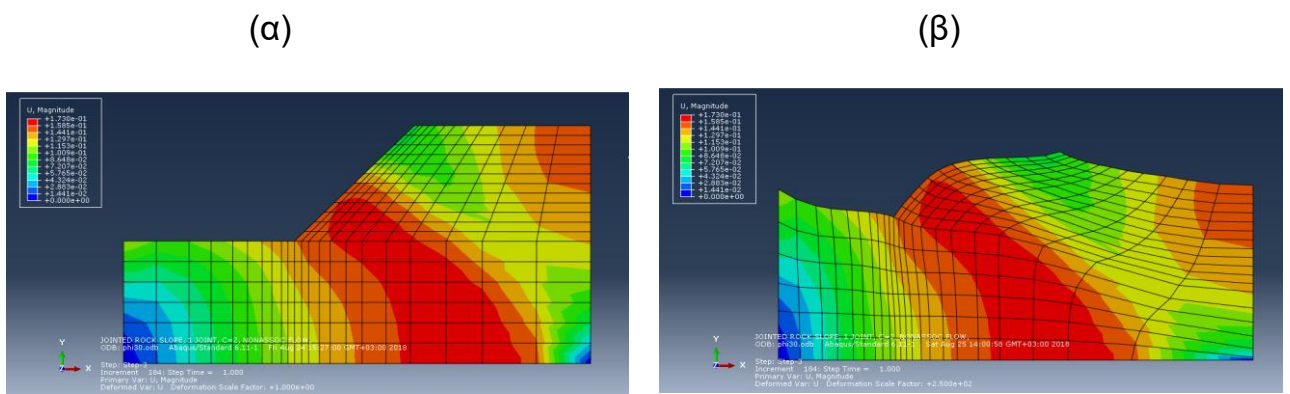
Σχήμα Π.23 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° στο σενάριο 8, $c=3kPa$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.2g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.07m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



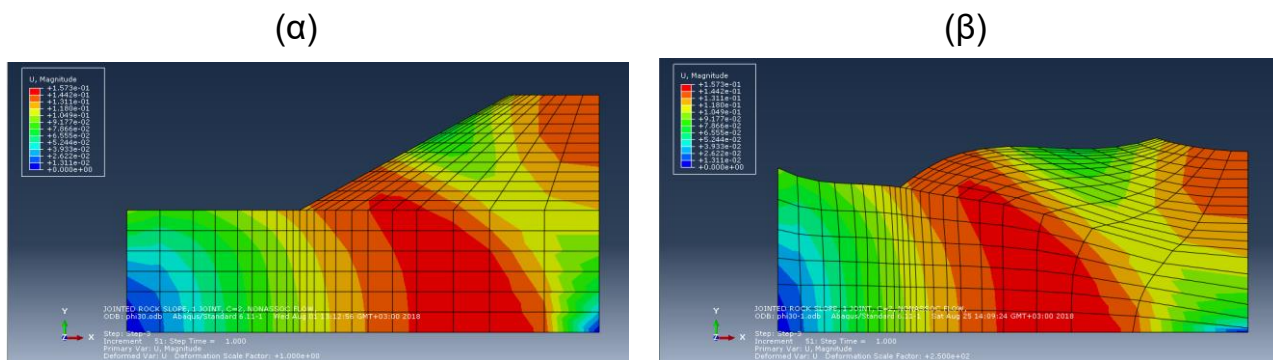
Σχήμα Π.24 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° στο σενάριο 8, $c=3\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.2g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.07\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



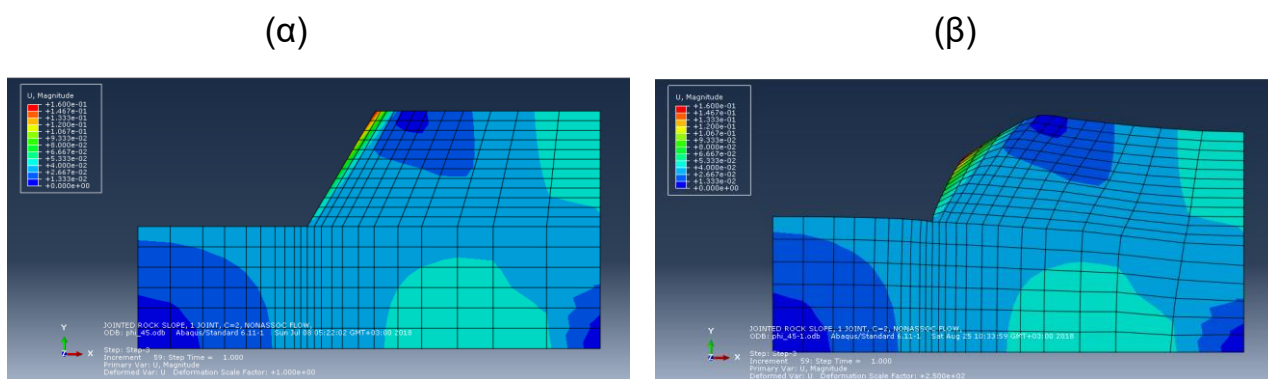
Σχήμα Π.25 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° στο σενάριο 9, $c=3\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.5g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.7\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



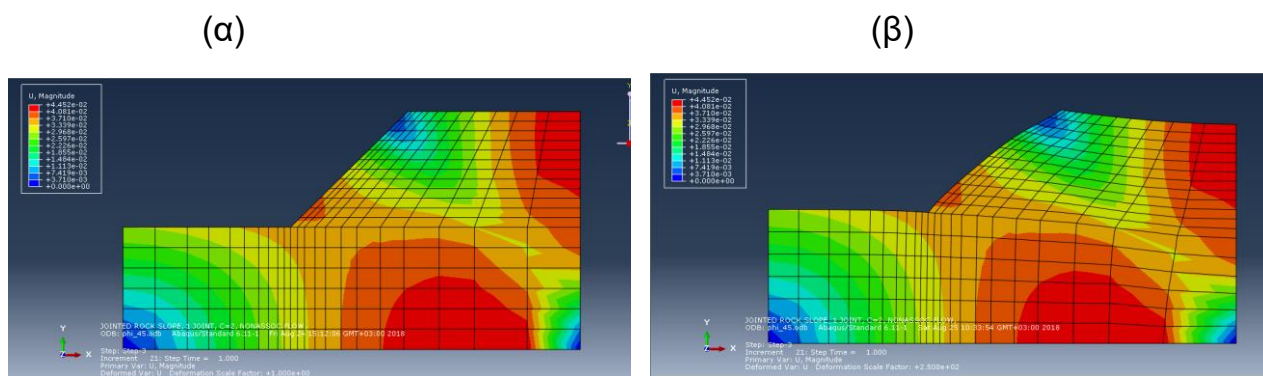
Σχήμα Π.26 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° στο σενάριο 9, $c=3\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.5g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.17\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



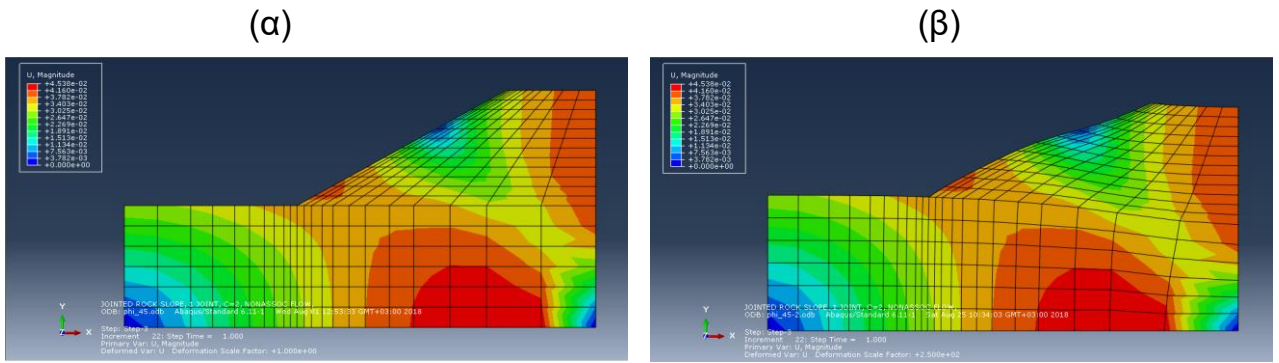
Σχήμα Π.27 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° στο σενάριο 9, $c=3kPa$, $\beta=30^\circ$, $a_g=0.5g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.15m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



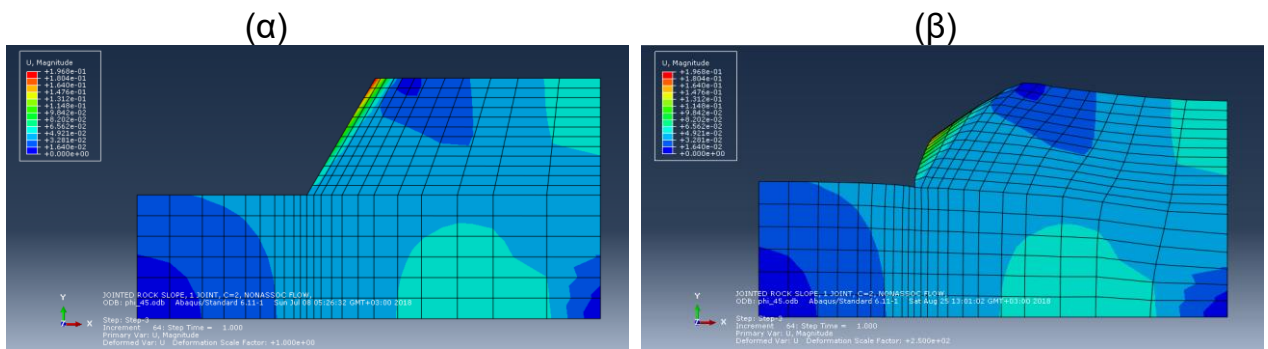
Σχήμα Π.28 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° στο σενάριο 10, $c=3kPa$, $\beta=45^\circ$, $a_g=0.16g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.1m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



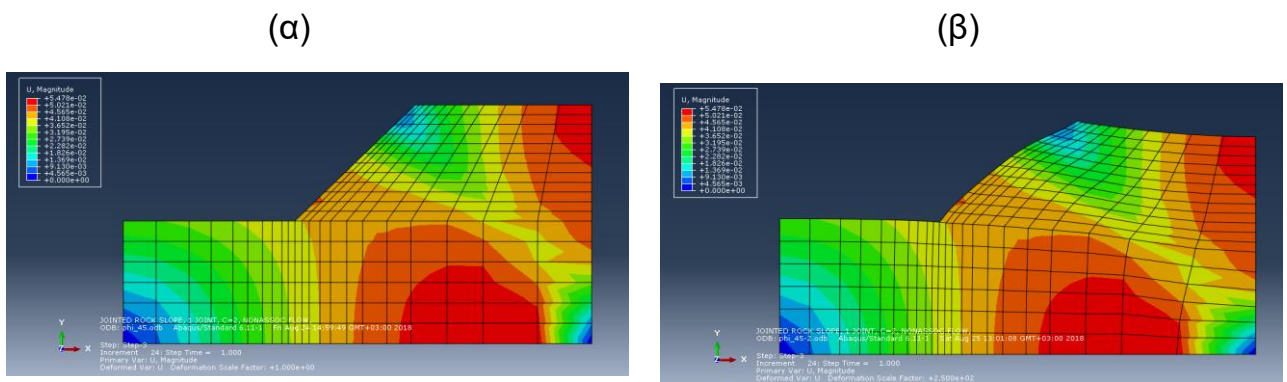
Σχήμα Π.29 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° στο σενάριο 10, $c=3kPa$, $\beta=45^\circ$, $a_g=0.16g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.045m$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



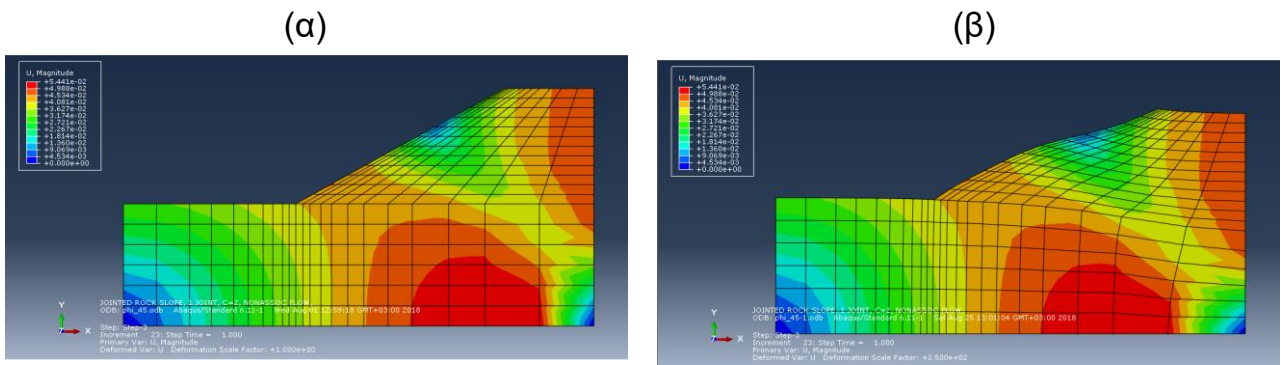
Σχήμα Π.30 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° στο σενάριο 10, $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$, $a_g=0.16g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.045\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



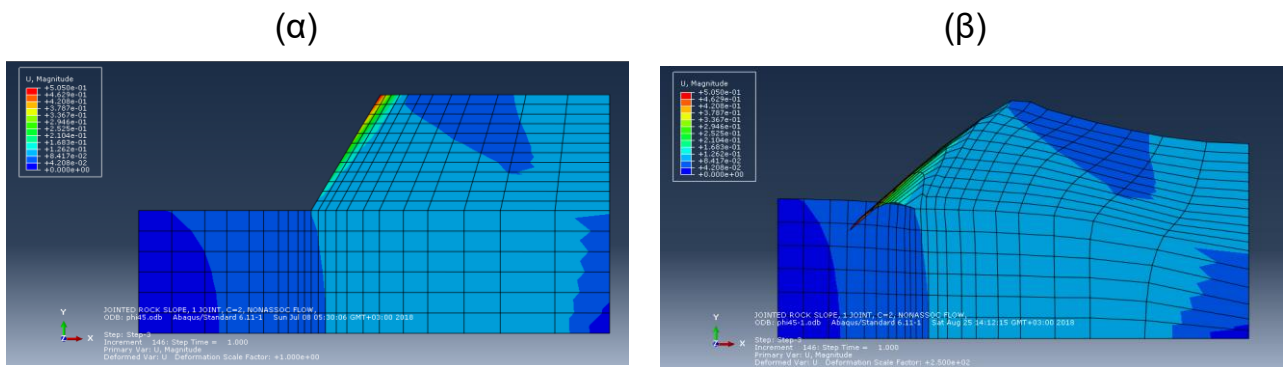
Σχήμα Π.31 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° στο σενάριο 11, $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$, $a_g=0.2g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.1\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



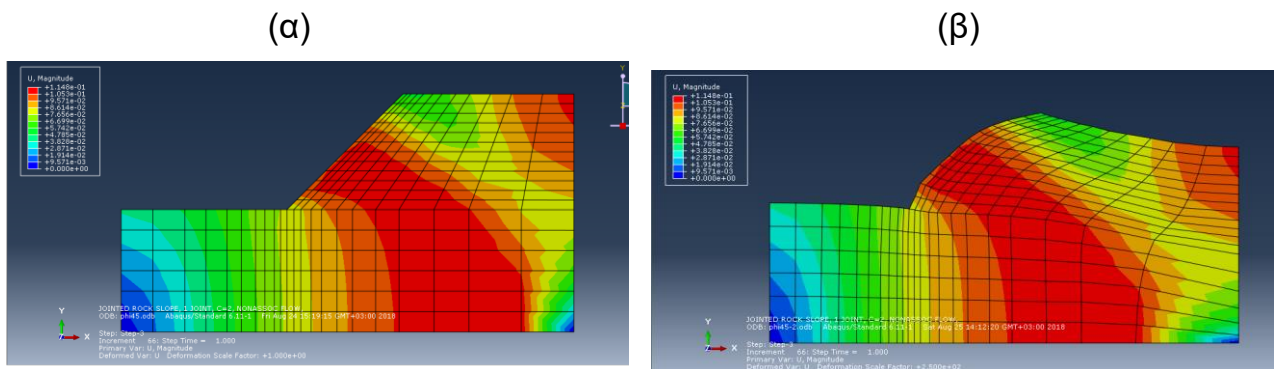
Σχήμα Π.32 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° στο σενάριο 11, $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$, $a_g=0.2g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.05\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



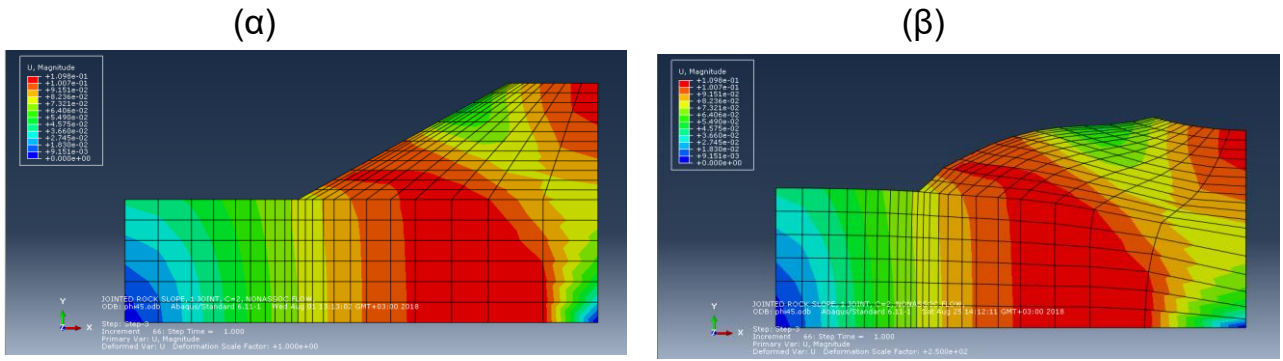
Σχήμα Π.33 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° στο σενάριο 11, $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$, $a_g=0.2g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.05\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)



Σχήμα Π.34 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° στο σενάριο 12, $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$, $a_g=0.5g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.45\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

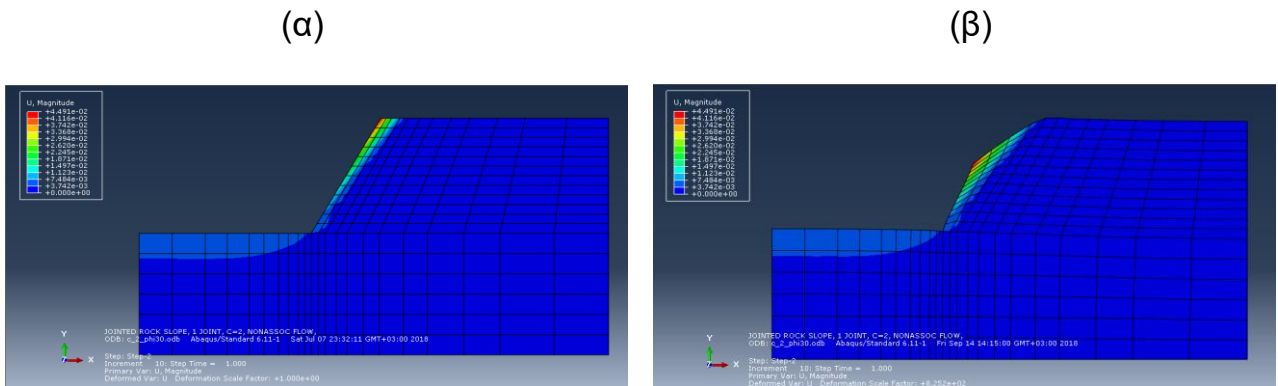


Σχήμα Π.35 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° στο σενάριο 12, $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$, $a_g=0.5g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.1\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

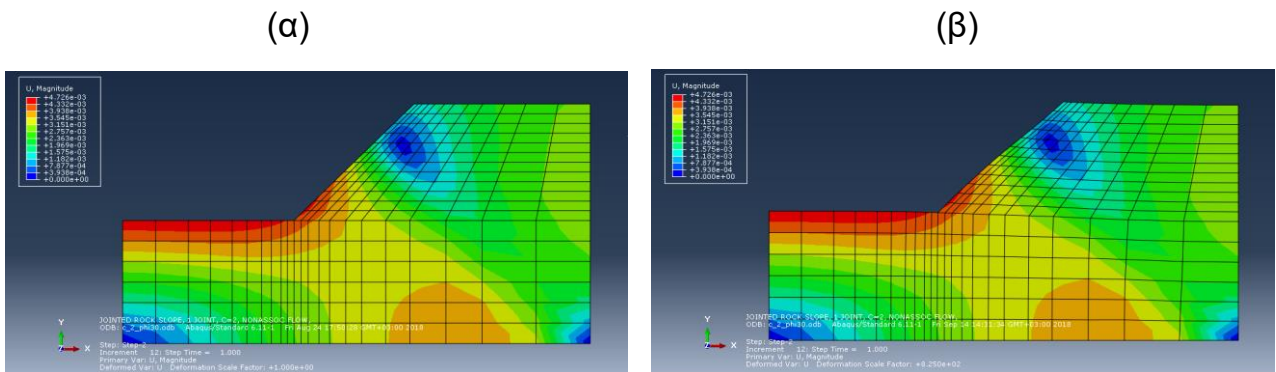


Σχήμα Π.36 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° στο σενάριο 12, $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$, $ag=0.5g$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.1\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

Υπό στατικές συνθήκες



Σχήμα Π.37 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° για τα σενάρια 1,2,3 με $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.04\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

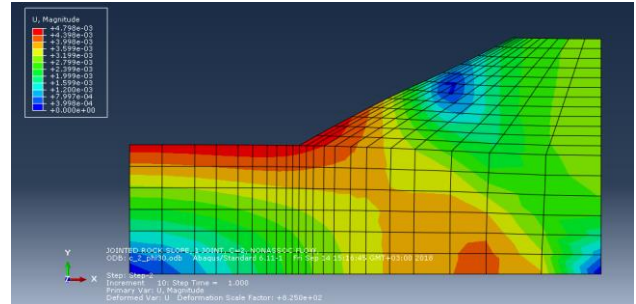
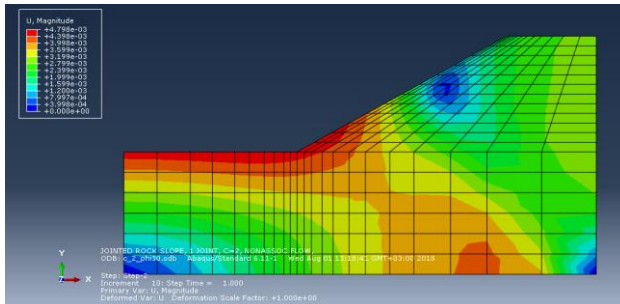


Σχήμα Π.38 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° για τα σενάρια 1,2,3 με $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.005\text{m}$. Εικόνα (α)

προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

(α)

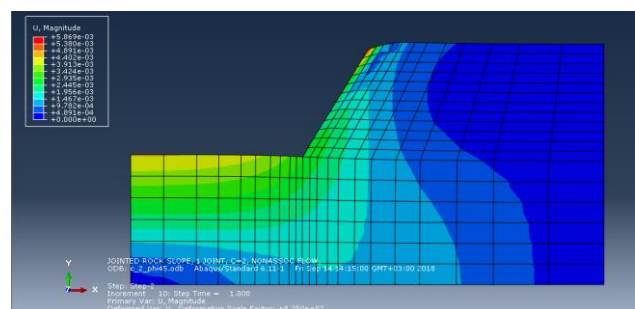
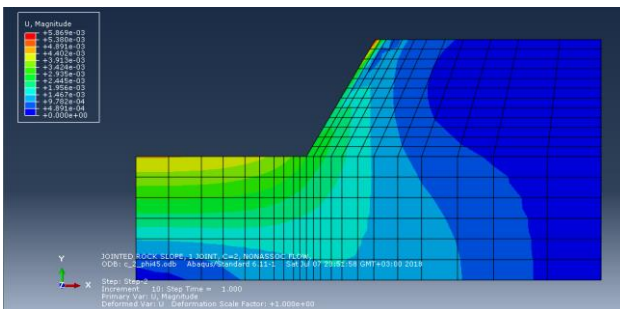
(β)



Σχήμα Π.39 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° για τα σενάρια 1,2,3 με $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.005\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

(α)

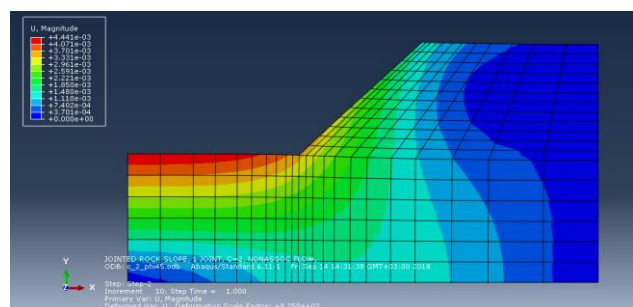
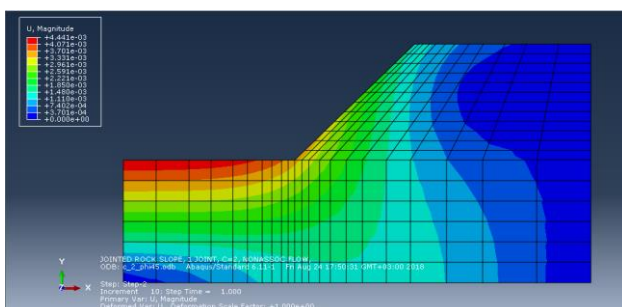
(β)



Σχήμα Π.40 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° για τα σενάρια 4,5,6 με $c=2\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.006\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

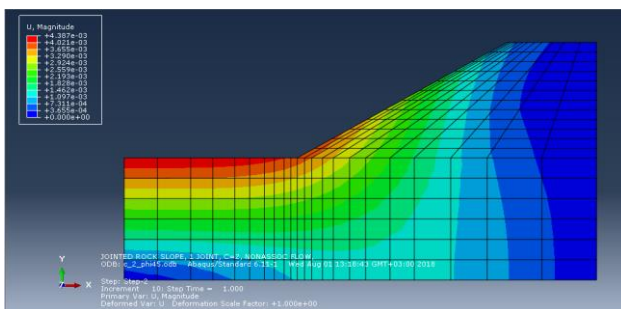
(α)

(β)

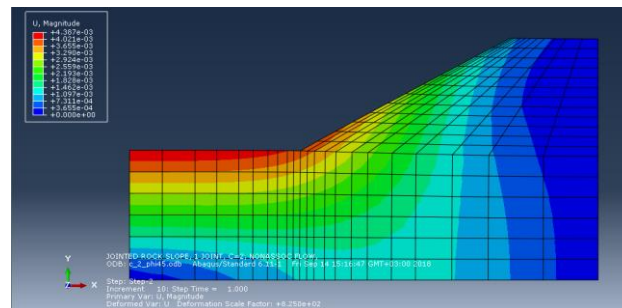


Σχήμα Π.41 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° για τα σενάρια 4,5,6 με $c=2\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.004\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

(α)

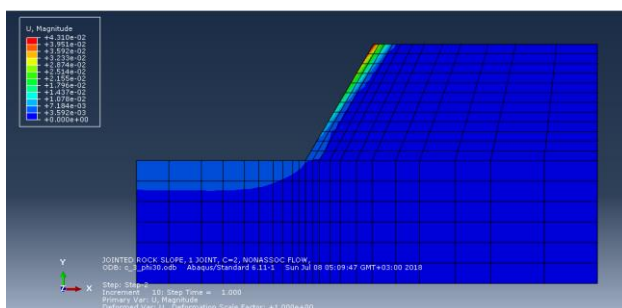


(β)

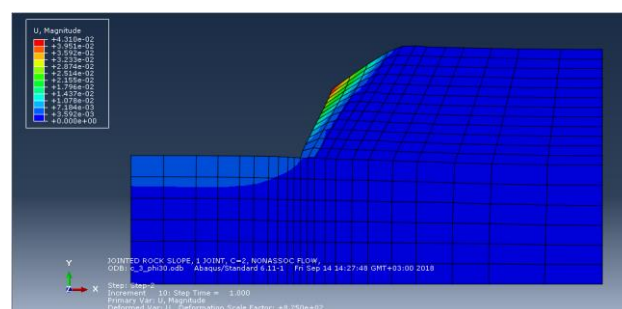


Σχήμα Π.42 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° για τα σενάρια 4,5,6 με $c=2\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.004\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

(α)

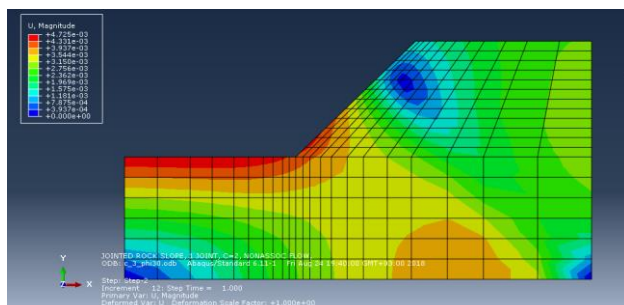


(β)

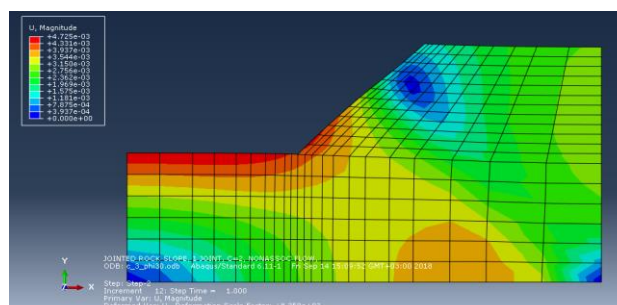


Σχήμα Π.43 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° για τα σενάρια 7,8,9 με $c=3\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.04\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

(α)

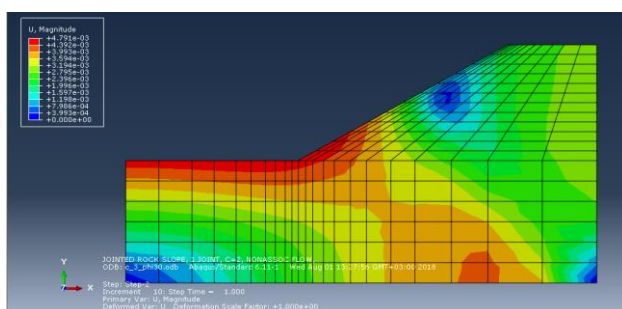


(β)

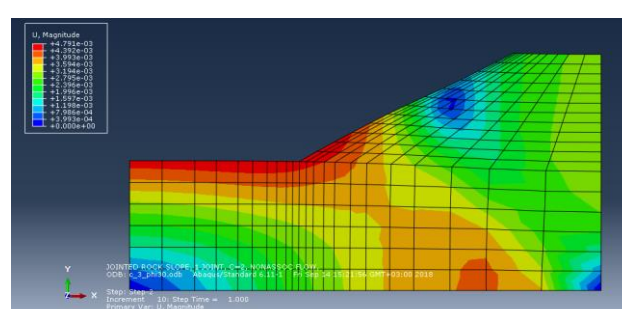


Σχήμα Π.44 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° για τα σενάρια 7,8,9 με $c=3\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.005\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

(α)

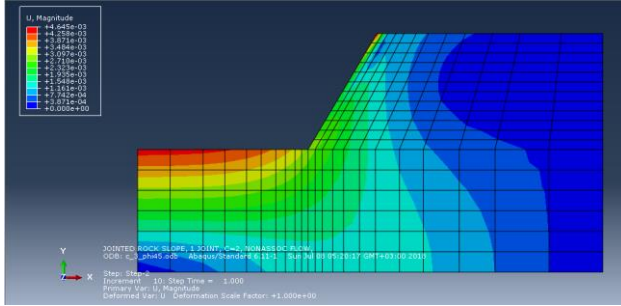


(β)

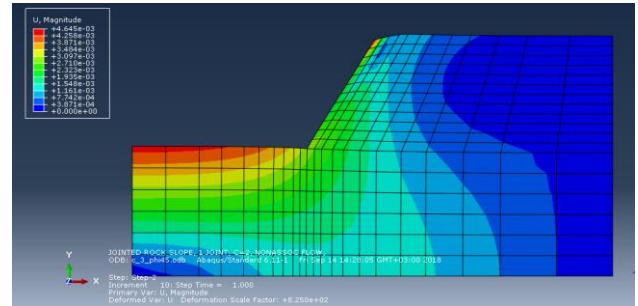


Σχήμα Π.45 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° για τα σενάρια 7,8,9 με $c=3\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.005\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

(α)

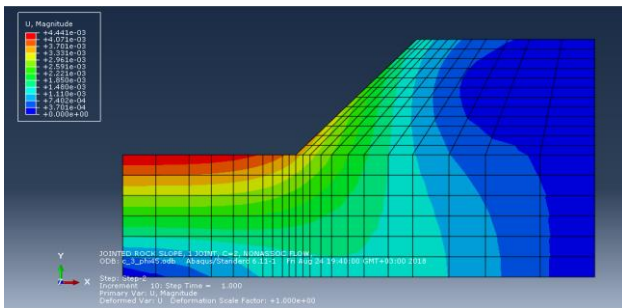


(β)

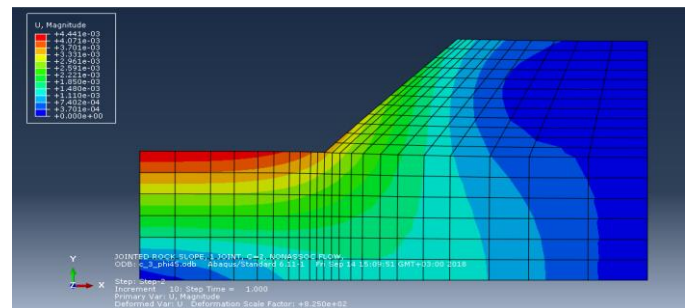


Σχήμα Π.46 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 60° για τα σενάρια 10,11,12 με $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.005\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

(α)

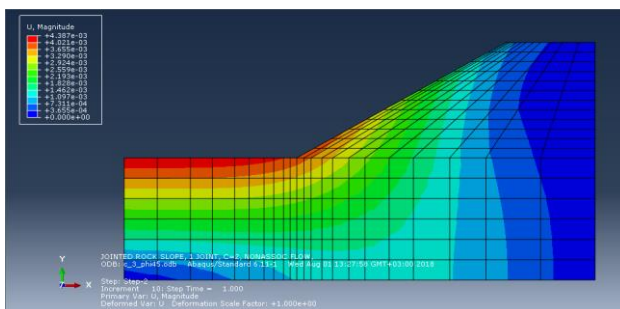


(β)

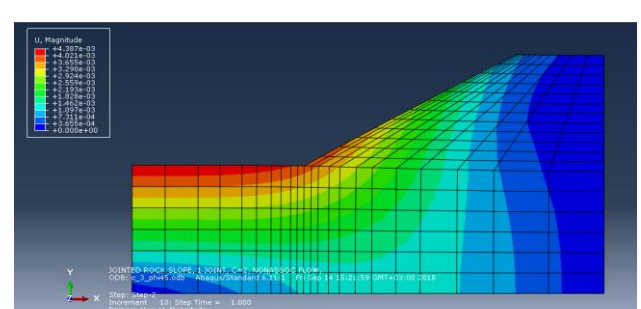


Σχήμα Π.47 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 45° για τα σενάρια 10,11,12 με $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.004\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

(α)



(β)

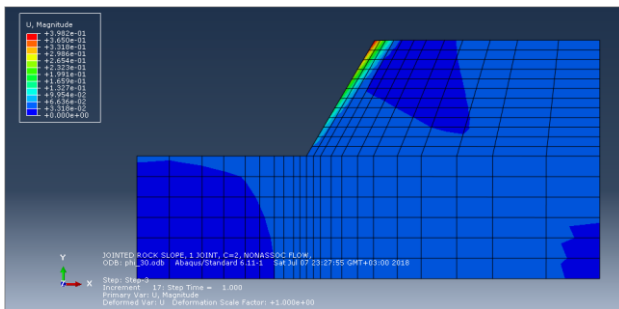


Σχήμα Π.48 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για γωνία κλίσης πρανούς 30° για τα σενάρια 10,11,12 με $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$. Μέγιστη μετατόπιση $U=0.004\text{m}$. Εικόνα (α) προσομοίωση σε φυσική κλίμακα. Εικόνα (β) προσομοίωση με μεγένθυση μετατοπίσεων (X250)

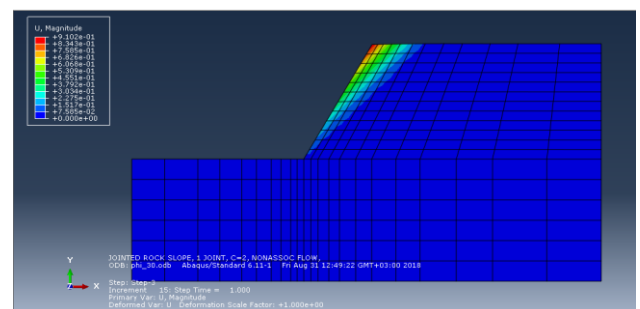
Περίπτωση αλλαγής γωνίας ασυνέχειας του πρανούς

Αλλαγή της γωνίας ασυνέχειας φ (angle of joint) από 52.5° σε 45° . Η απόπειρα έγινε με κλίση πρανούς 60° , γωνία διαστολής $\psi=5.125^\circ$.

(α)



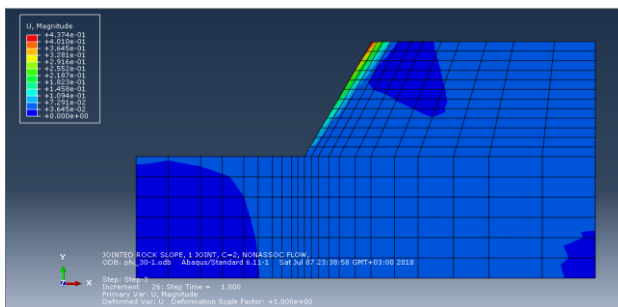
(β)



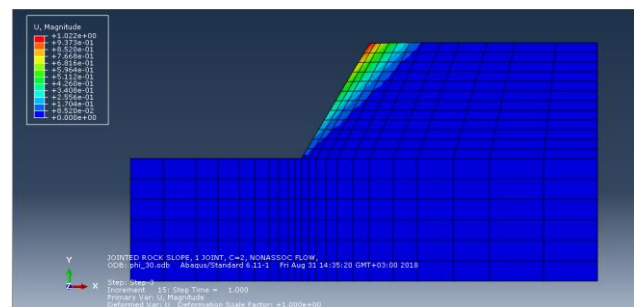
Σχήμα Π.49 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων στο σενάριο 1, $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $\alpha_g=0.16g$.
Εικόνα (α) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 52.5° με μέγιστη μετατόπιση $U=0.4\text{m}$

Εικόνα (β) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 45° με μέγιστη μετατόπιση $U=0.9\text{m}$

(α)



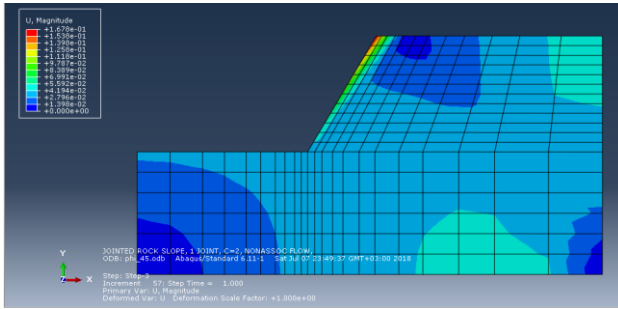
(β)



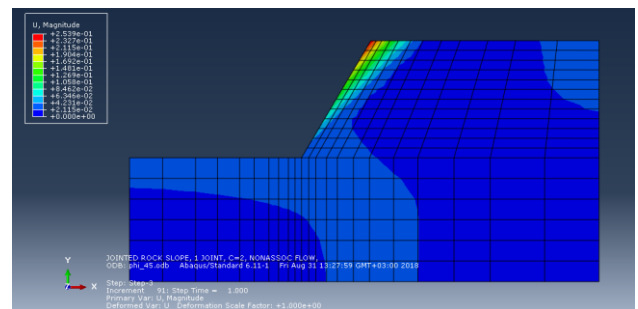
Σχήμα Π.50 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων στο σενάριο 2, $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $\alpha_g=0.2g$.
Εικόνα (α) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 52.5° με μέγιστη μετατόπιση $U=0.4\text{m}$

Εικόνα (β) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 45° με μέγιστη μετατόπιση $U=1\text{m}$

(α)



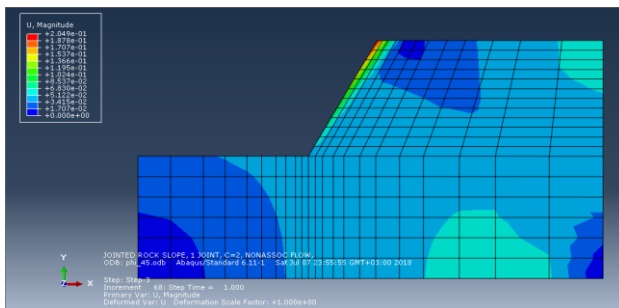
(β)



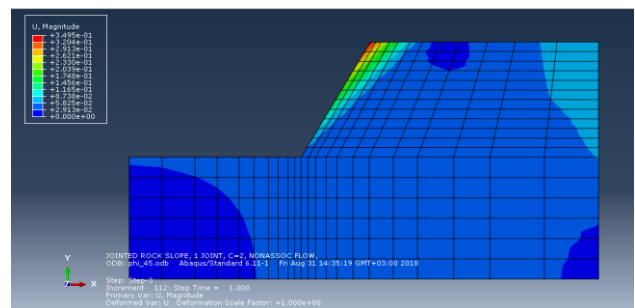
Σχήμα Π.51 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων στο σενάριο 3, $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $\alpha_g=0.16g$.
Εικόνα (α) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 52.5° με μέγιστη μετατόπιση $U=0.2\text{m}$

Εικόνα (β) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 45° με μέγιστη μετατόπιση $U=0.25\text{m}$

(α)



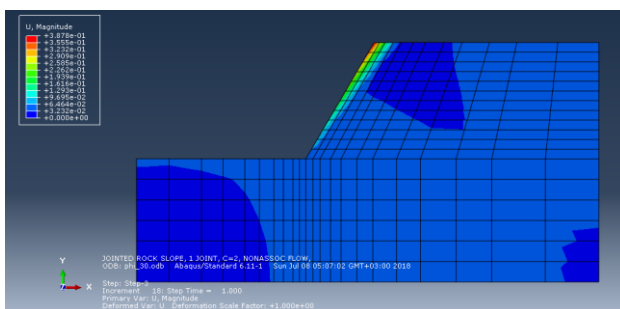
(β)



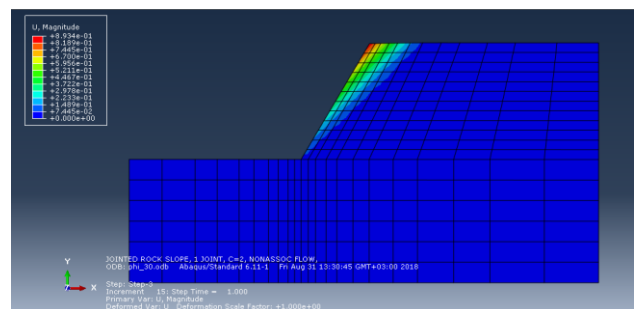
Σχήμα Π.52 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων στο σενάριο 4, $c=2\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$, $\alpha_g=0.2g$.
Εικόνα (α) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 52.5° με μέγιστη μετατόπιση $U=0.2\text{m}$

Εικόνα (β) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 45° με μέγιστη μετατόπιση $U=0.34\text{m}$

(α)



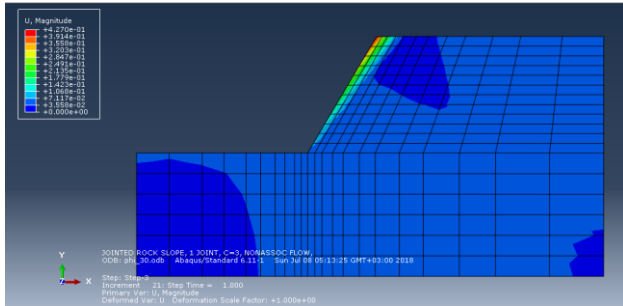
(β)



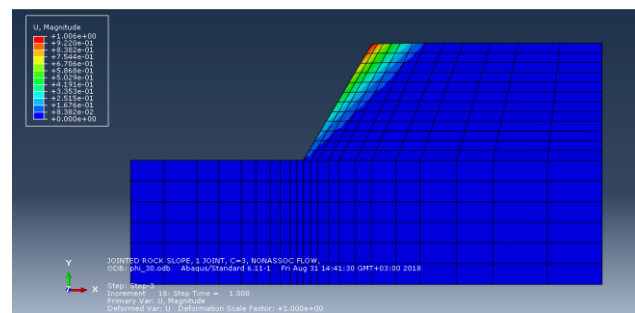
Σχήμα Π.53 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων στο σενάριο 5, $c=2\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $\alpha_g=0.16g$.
Εικόνα (α) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 52.5° με μέγιστη μετατόπιση $U=0.4\text{m}$

Εικόνα (β) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 45° με μέγιστη μετατόπιση $U=0.8\text{m}$

(α)



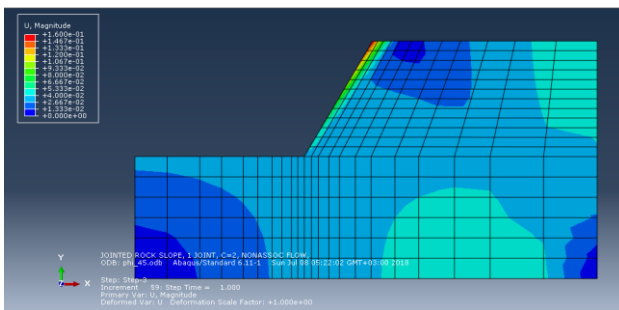
(β)



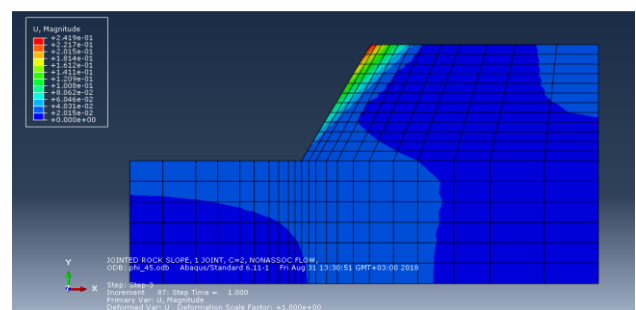
Σχήμα Π.54 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων στο σενάριο 6, $c=3\text{kPa}$, $\beta=30^\circ$, $\alpha_g=0.2g$.
Εικόνα (α) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 52.5° με μέγιστη μετατόπιση $U=0.4\text{m}$

Εικόνα (β) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 45° με μέγιστη μετατόπιση $U=1\text{m}$

(α)



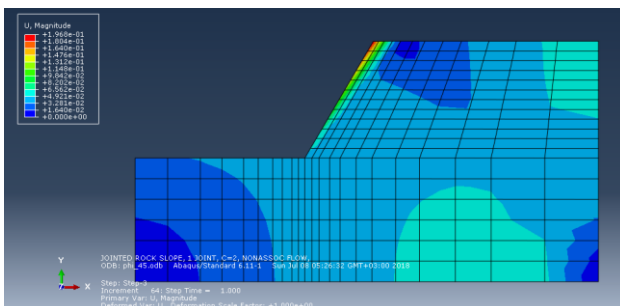
(β)



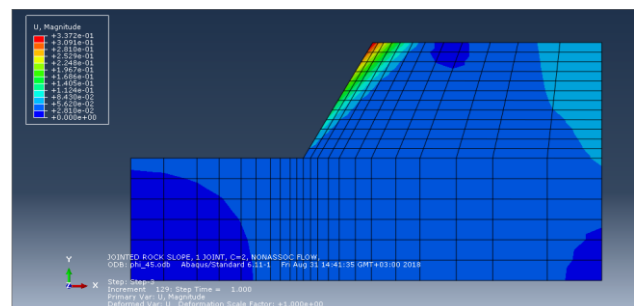
Σχήμα Π.55 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων στο σενάριο 7, $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$, $\alpha_g=0.16g$.
Εικόνα (α) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 52.5° με μέγιστη μετατόπιση $U=0.1\text{m}$

Εικόνα (β) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 45° με μέγιστη μετατόπιση $U=0.24\text{m}$

(α)



(β)



Σχήμα Π.56 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων στο σενάριο 8, $c=3\text{kPa}$, $\beta=45^\circ$, $\alpha_g=0.2g$.
Εικόνα (α) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 52.5° με μέγιστη μετατόπιση $U=0.1\text{m}$

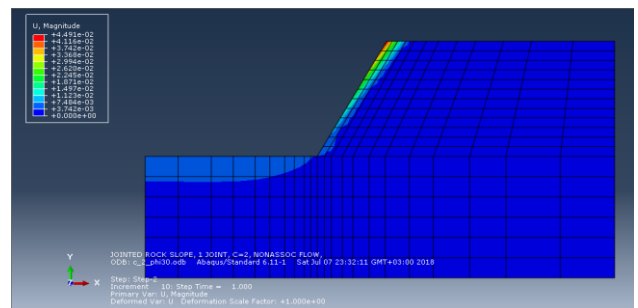
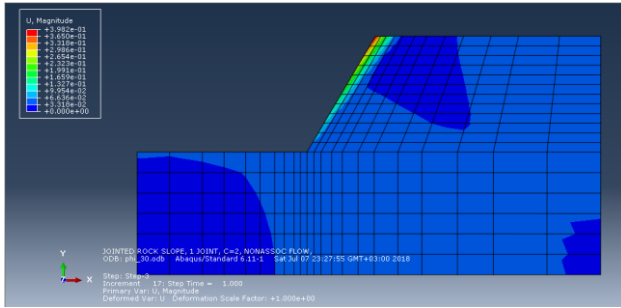
Εικόνα (β) προσομοίωση για γωνία ασυνέχειας 45° με μέγιστη μετατόπιση $U=0.3\text{m}$

Παραμετρικές αναλύσεις για την αλληλεπίδραση πρανούς-αγωγού

Με κλίση 60°

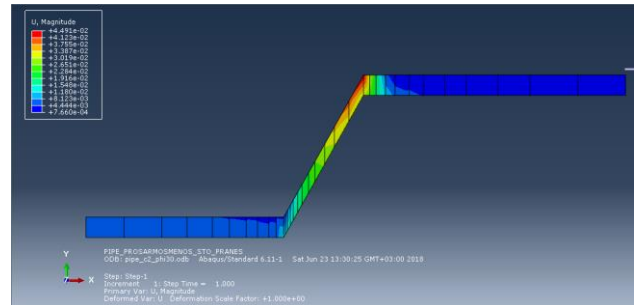
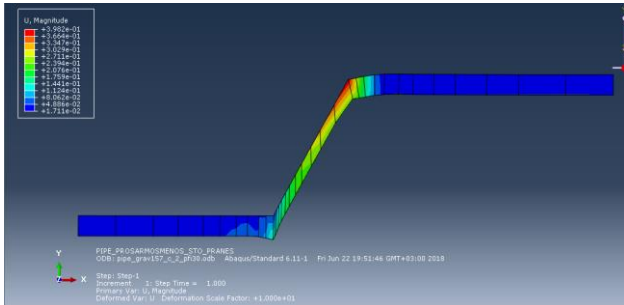
(α)

(γ)



(β)

(δ)



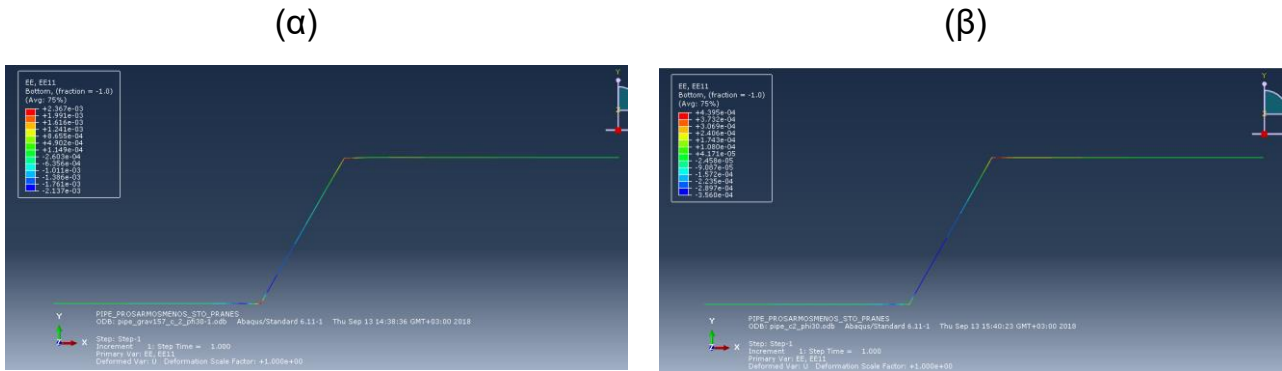
Σχήμα Π.57 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 1 ($c=2$, $\beta=30^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς= 0.4m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού=0.4m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.04m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.04m$.

(α)

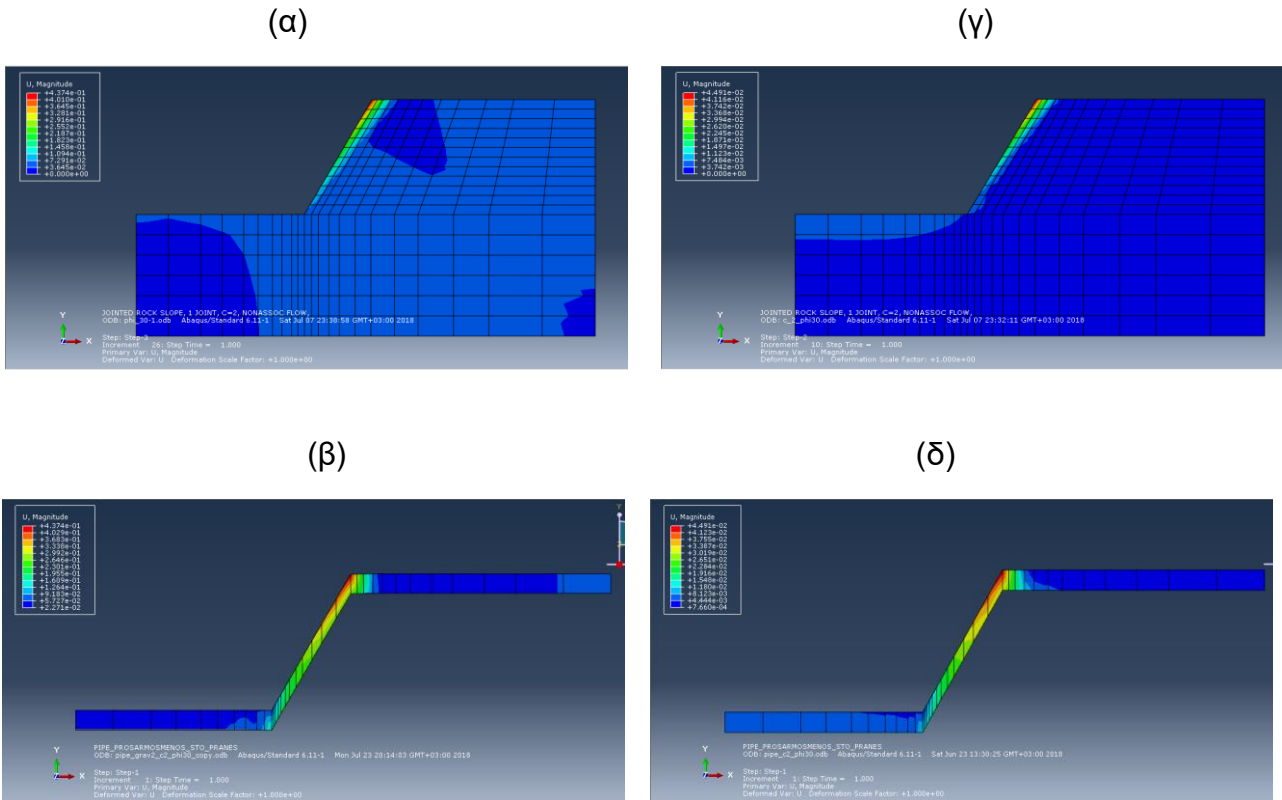
(β)



Σχήμα Π.58 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον αξονα χ για το σενάριο 1 ($c=2, \beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=500000\text{Pa}$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=90000\text{Pa}$.



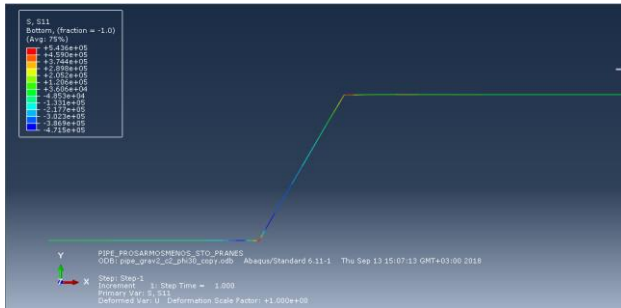
Σχήμα Π.59 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον αξονα χ για το σενάριο 1 ($c=2, \beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E_{11}=0.2\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E_{11}=0.04\%$.



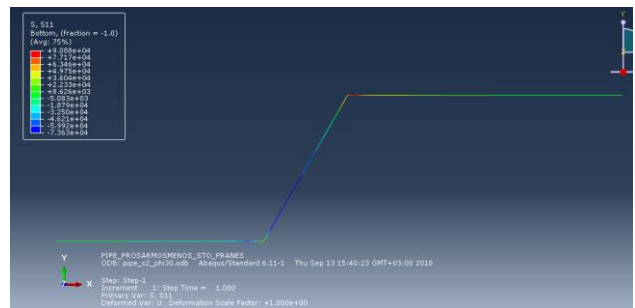
Σχήμα Π.60 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 2 ($c=2, \beta=30^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρσανούς = 0.4m

για σεισμική επιτάχυνση $a_g = 0.2g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού $= 0.4m$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g = 0.2g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U = 0.04m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U = 0.04m$.

(α)

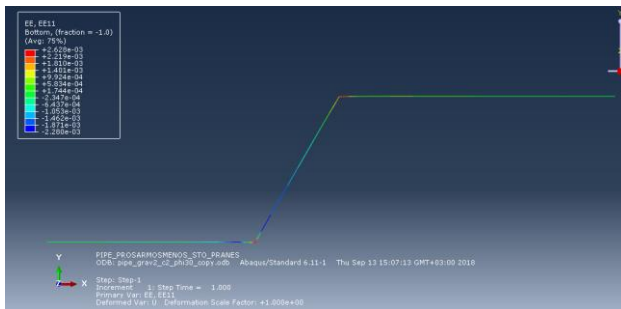


(β)



Σχήμα Π.61 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον άξονα χ για το σενάριο 2 ($c=2, \beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=500000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g = 0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=90000Pa$.

(α)

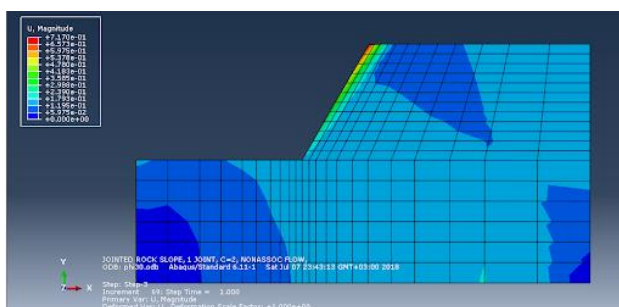


(β)

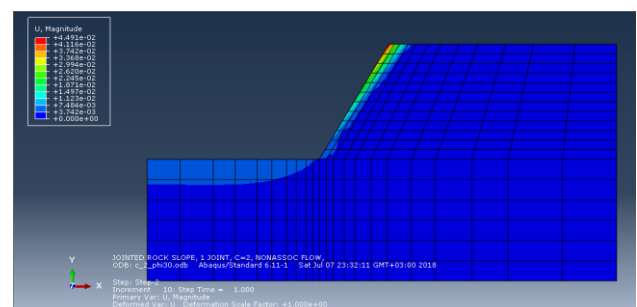


Σχήμα Π.62 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον άξονα χ για το σενάριο 2 ($c=2, \beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E_{11}=0.2\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g = 0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E_{11}=0.04\%$.

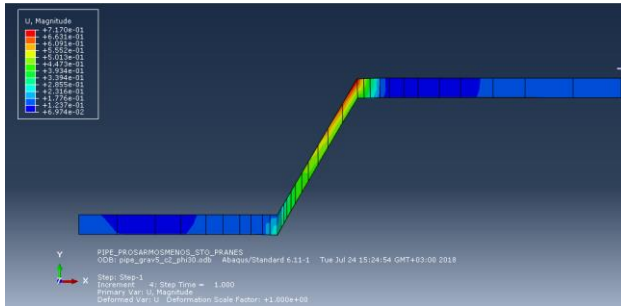
(α)



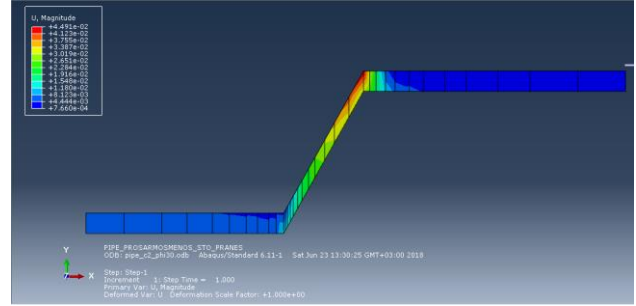
(γ)



(β)

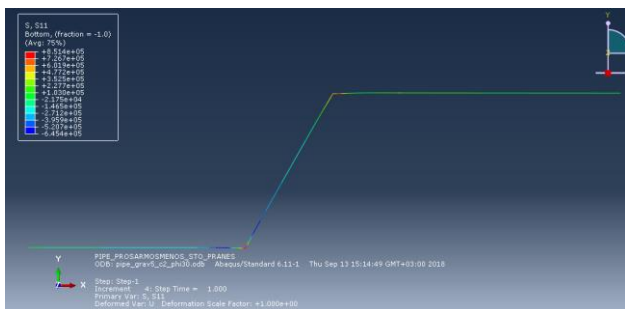


(δ)



Σχήμα Π.63 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 3 ($c=2$, $\beta=30^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς= 0.7m για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.5g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού =0.7m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.04m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.04m$.

(α)

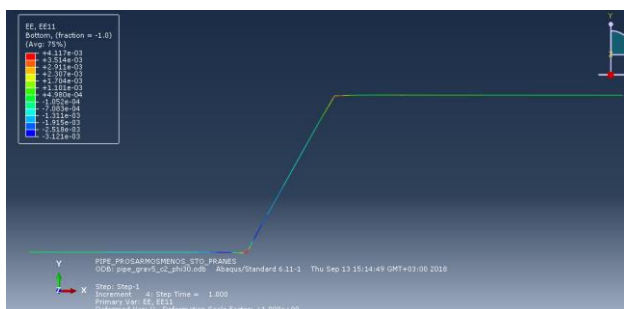


(β)

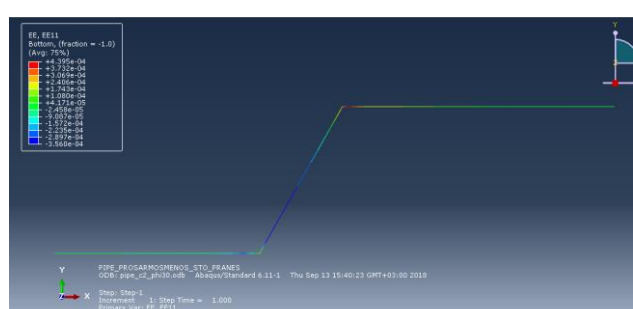


Σχήμα Π.64 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον άξονα χ για το σενάριο 3 ($c=2$, $\beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=850000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.5g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=90000Pa$.

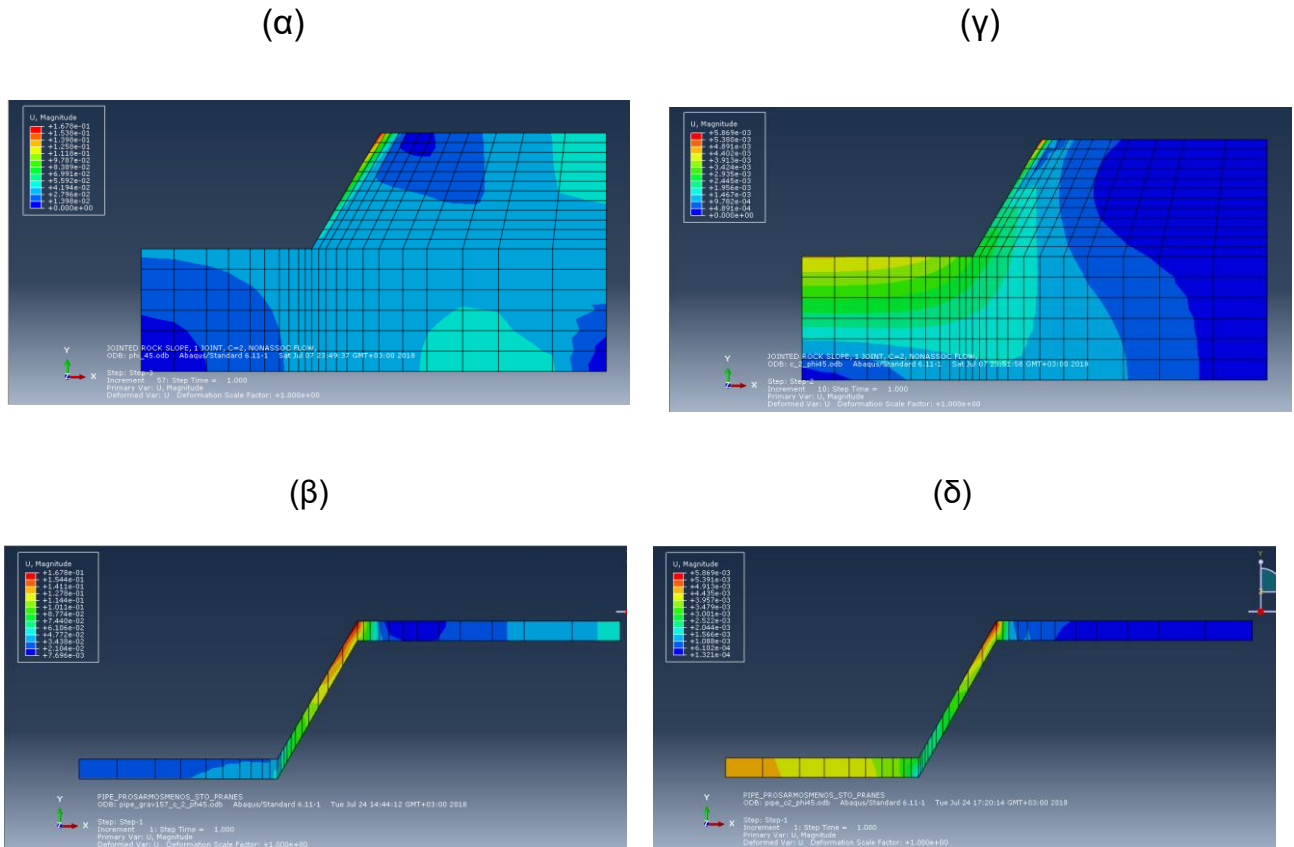
(α)



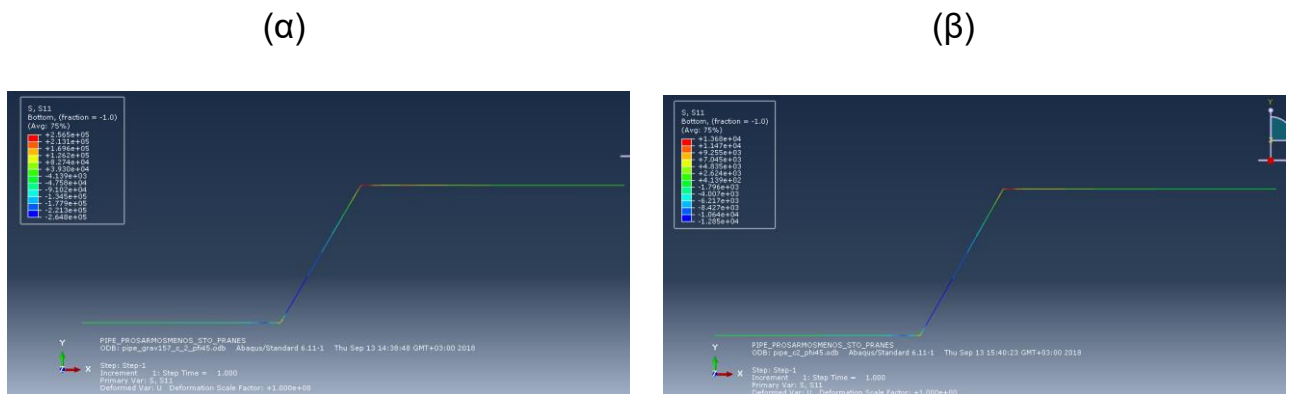
(β)



Σχήμα Π.65 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον άξονα χ για το σενάριο 3 ($c=2$, $\beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E11=0.4\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E11=0.04\%$.

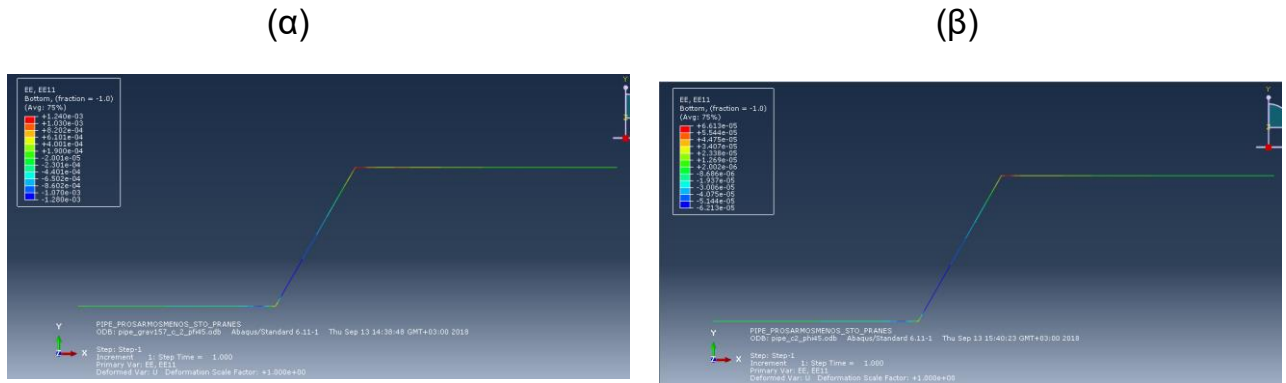


Σχήμα Π.66 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 4 ($c=2$, $\beta=45^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρηνούς=0.7m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού=0.7m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρηνούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.006m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.006m$.

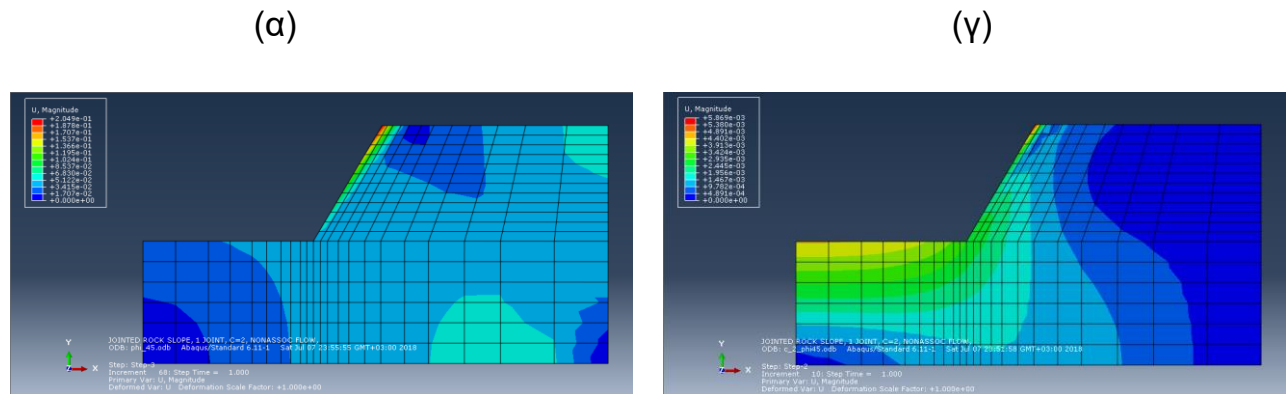


Σχήμα Π.67 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον άξονα χ

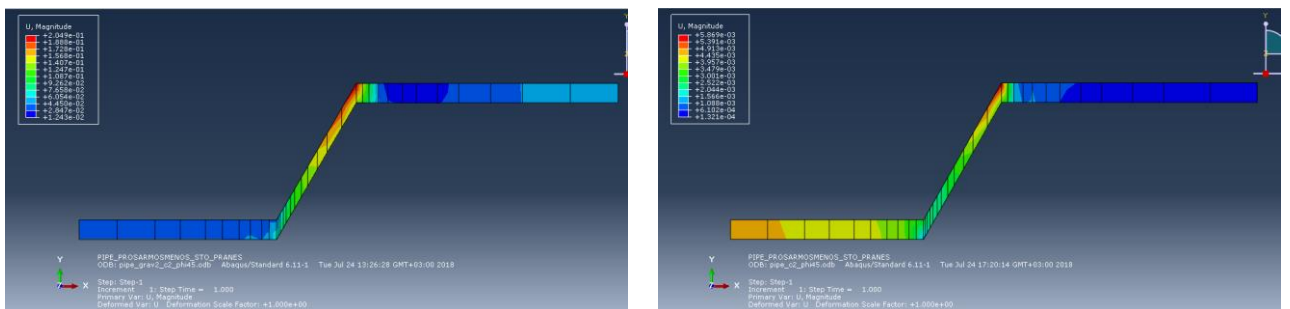
για το σενάριο 4 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=200000\text{Pa}$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=10000\text{Pa}$



Σχήμα Π.68 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον άξονα x για το σενάριο 4 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E_{11}=0.1\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E_{11}=0.006\%$.

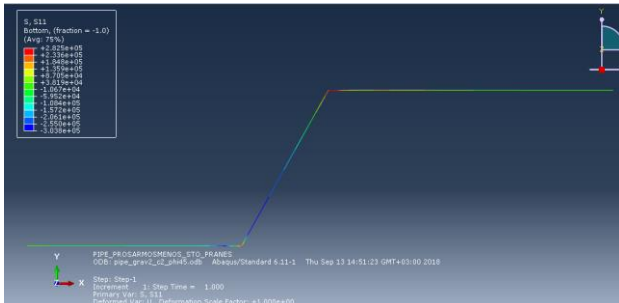


Σχήμα Π.69 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 5 ($c=2$, $\beta=45^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρσανούς=0.2m

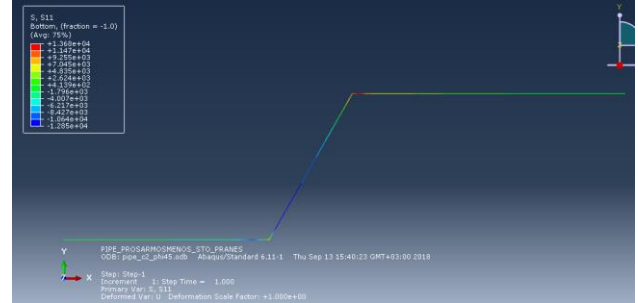


για σεισμική επιτάχυνση $a_g = 0.2g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού=0.2m για σεισμική επιτάχυνση $a_g = 0.2g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U = 0.006m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U = 0.006m$

(α)

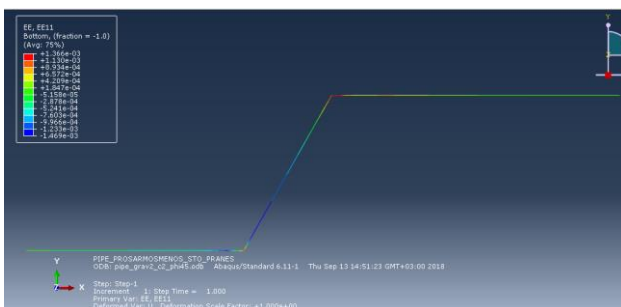


(β)

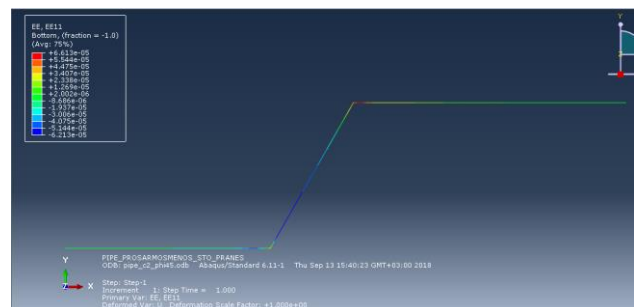


Σχήμα Π.70 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον άξονα χ για το σενάριο 5 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=200000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g = 0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=10000Pa$

(α)

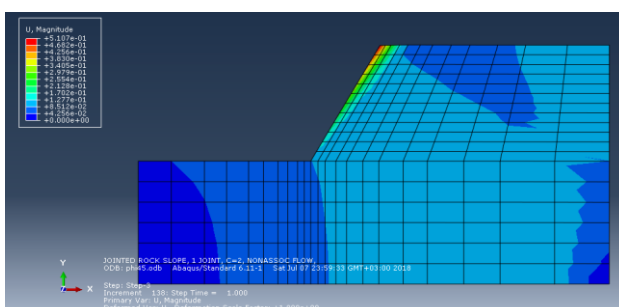


(β)

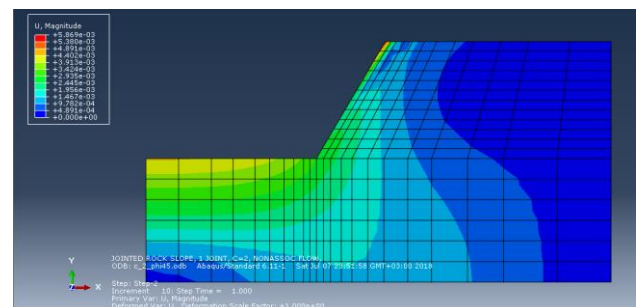


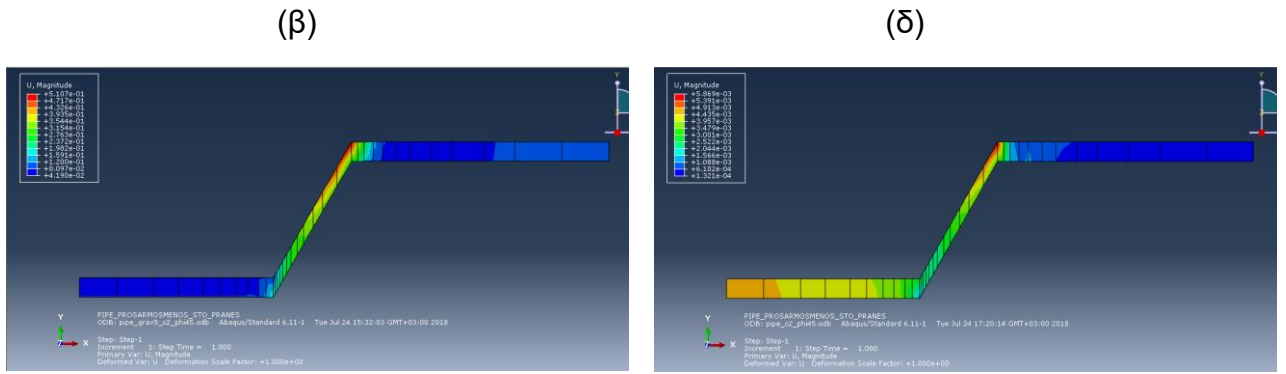
Σχήμα Π.71 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον άξονα χ για το σενάριο 5 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E_{11}=0.1\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g = 0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E_{11}=0.006\%$.

(α)

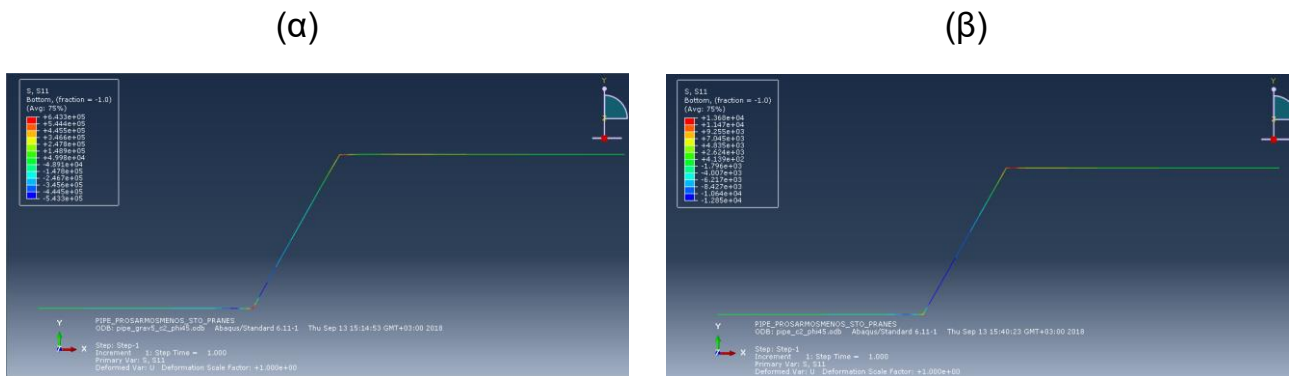


(γ)

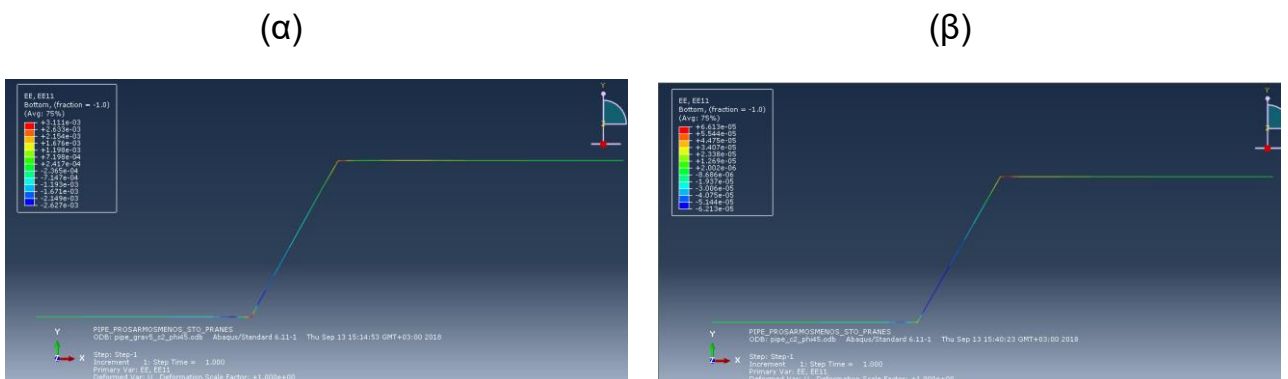




Σχήμα Π.72 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 6 ($c=2$, $\beta=45^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς= 0.5m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού=0.5m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.006m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.006m$

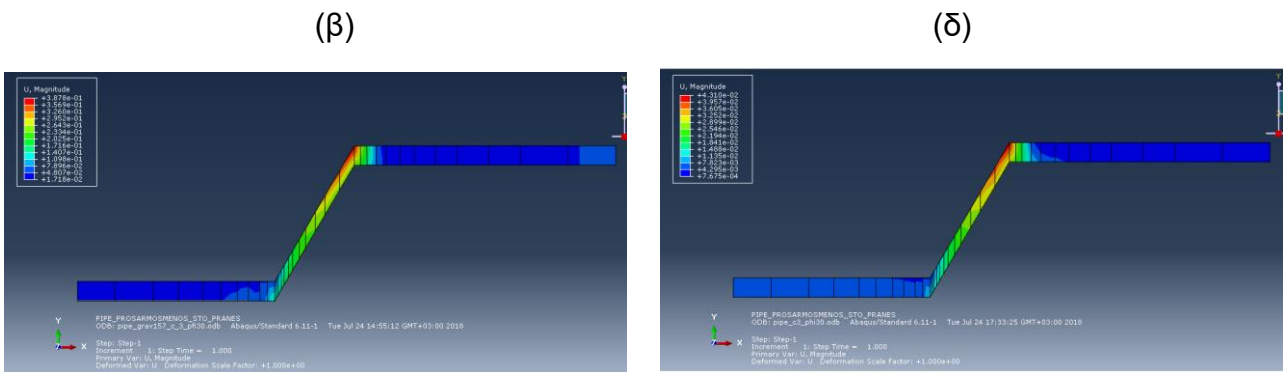
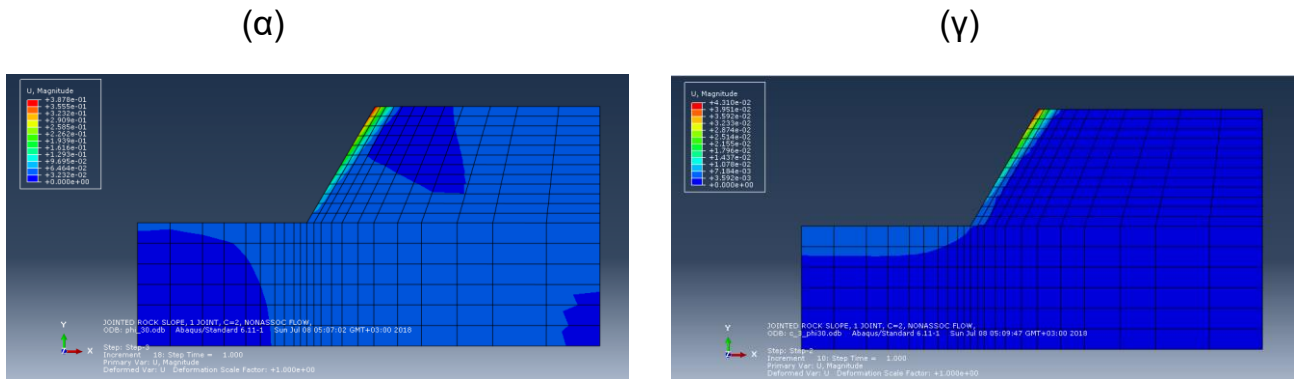


Σχήμα Π.73 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον άξονα χ για το σενάριο 6 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=640000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=10000Pa$

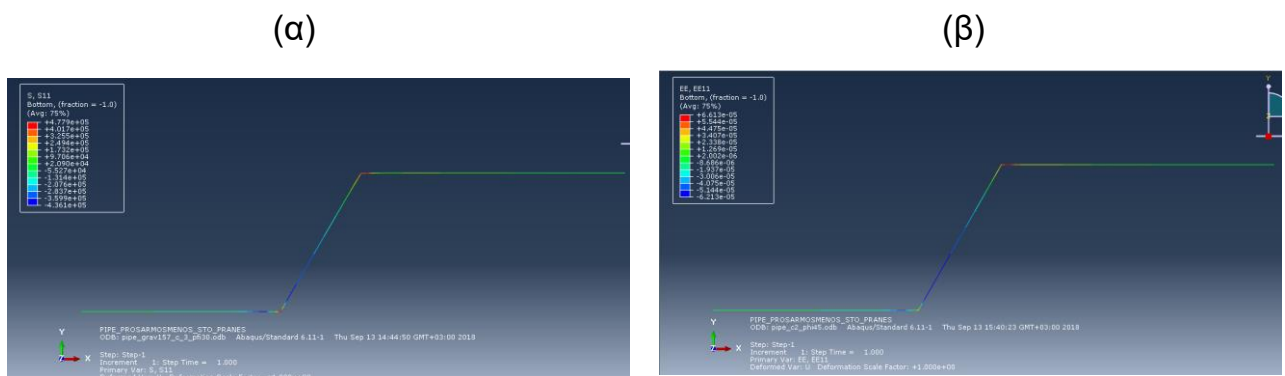


Σχήμα Π.74 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον άξονα χ

για το σενάριο 6 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες.
 Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E11=0.3\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E11=0.006\%$.



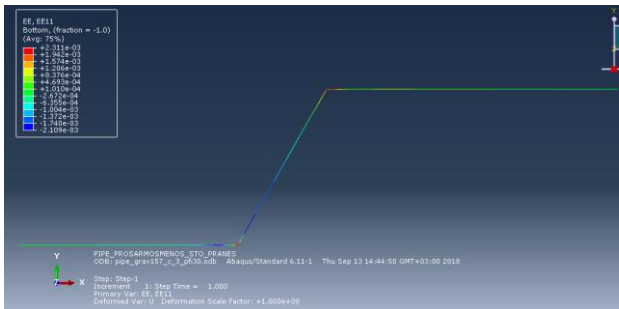
Σχήμα Π.75 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 7 ($c=3$, $\beta=30^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς= 0.4m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού =0.4m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.04m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.04m$



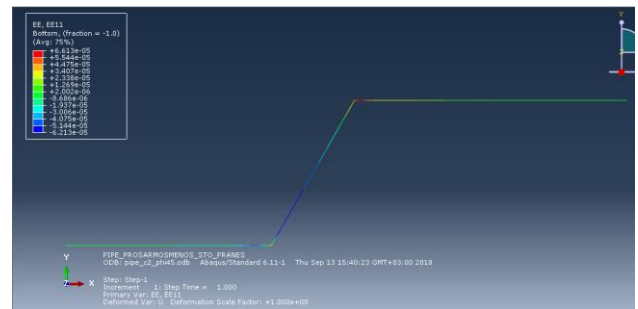
Σχήμα Π.76 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον αξονα χ για το σενάριο 7 ($c=3$, $\beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α):

Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=500000\text{Pa}$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$.
 Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=87000\text{Pa}$

(α)



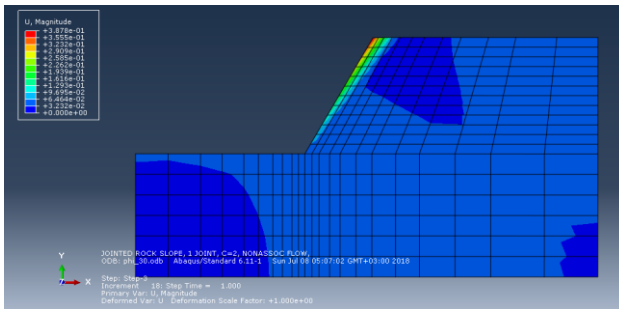
(β)



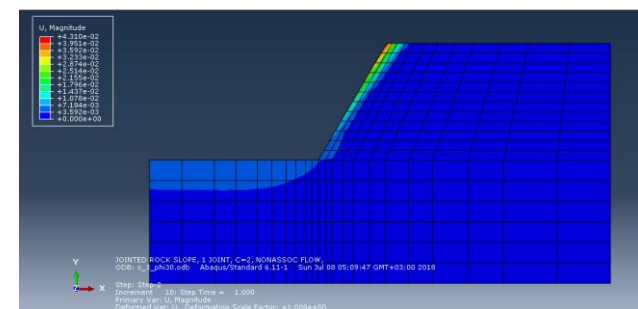
Σχήμα Π.77 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον άξονα χ για το σενάριο 7 ($c=3, \beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες.

Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E_{11}=0.2\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E_{11}=0.04\%$.

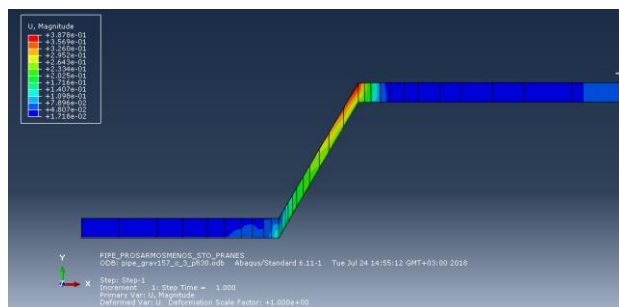
(α)



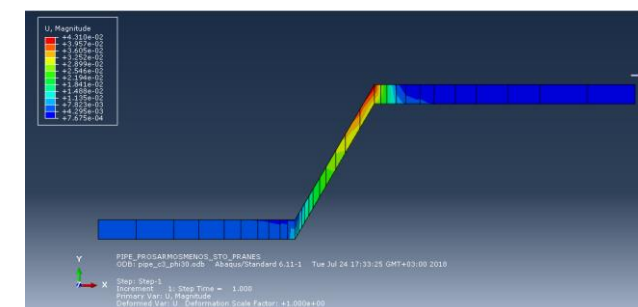
(γ)



(β)



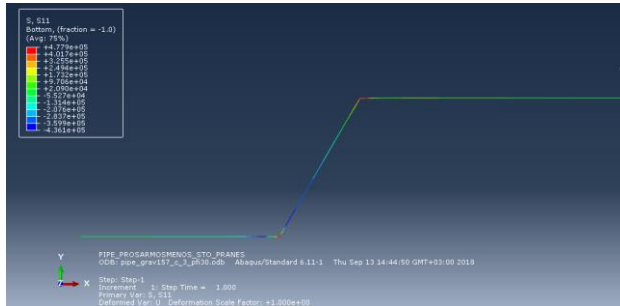
(δ)



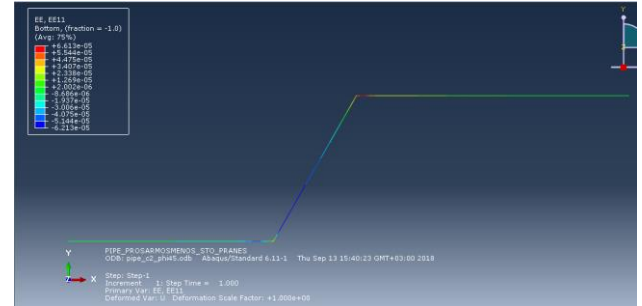
Σχήμα Π.78 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 8 ($c=3, \beta=30^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς= 0.4m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.2g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού = 0.4m για

σεισμική επιτάχυνση $a_g = 0.2g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U = 0.04m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U = 0.04m$

(α)

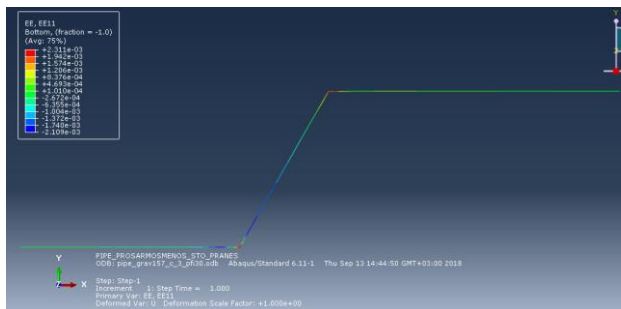


(β)



Σχήμα Π.79 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον αξονα x για το σενάριο 8 ($c=3$, $\beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11} = 500000 \text{ Pa}$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g = 0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11} = 87000 \text{ Pa}$

(α)

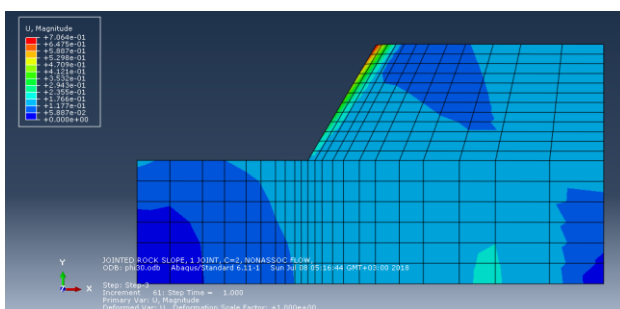


(β)

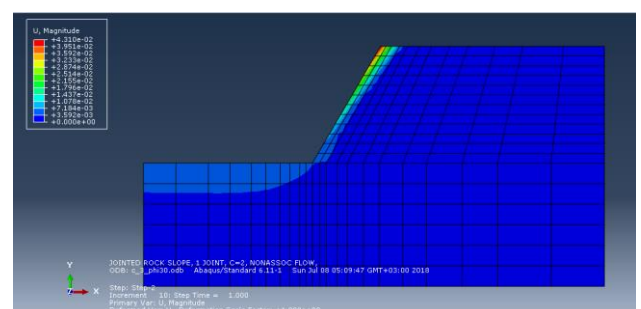


Σχήμα Π.80 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον αξονα x για το σενάριο 8 ($c=3$, $\beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E_{11} = 0.2\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g = 0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E_{11} = 0.04\%$.

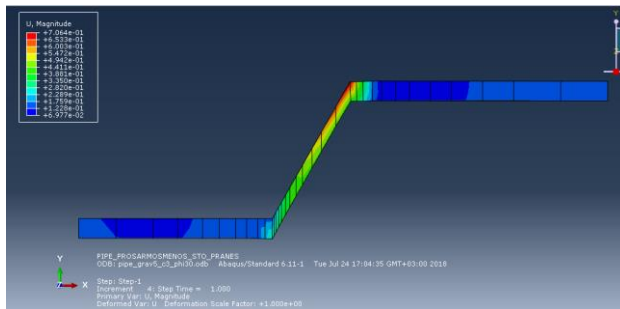
(α)



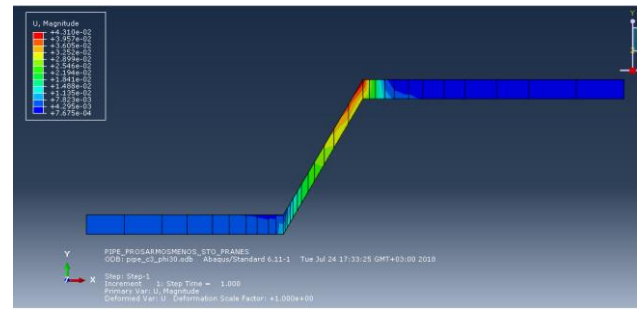
(γ)



(β)

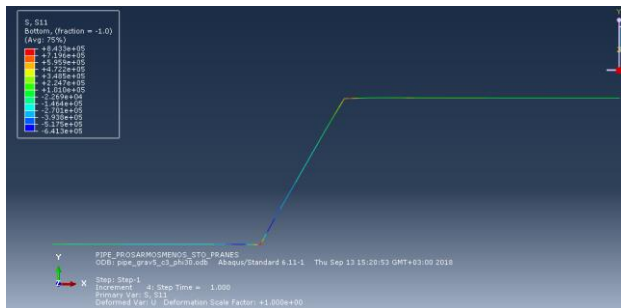


(δ)

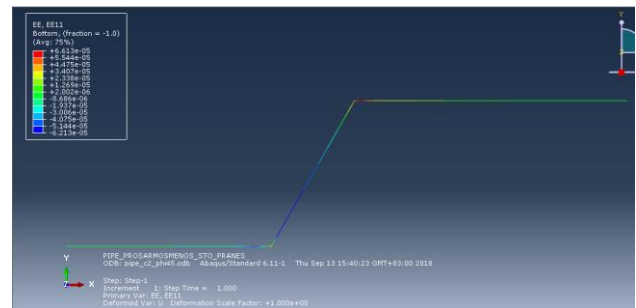


Σχήμα Π.81 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 9 ($c=3, \beta=30^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς= 0.7m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού =0.7m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.04m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.04m$

(α)



(β)



Σχήμα Π.82 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον άξονα χ για το σενάριο 9 ($c=3, \beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=8000000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=87000Pa$

(α)

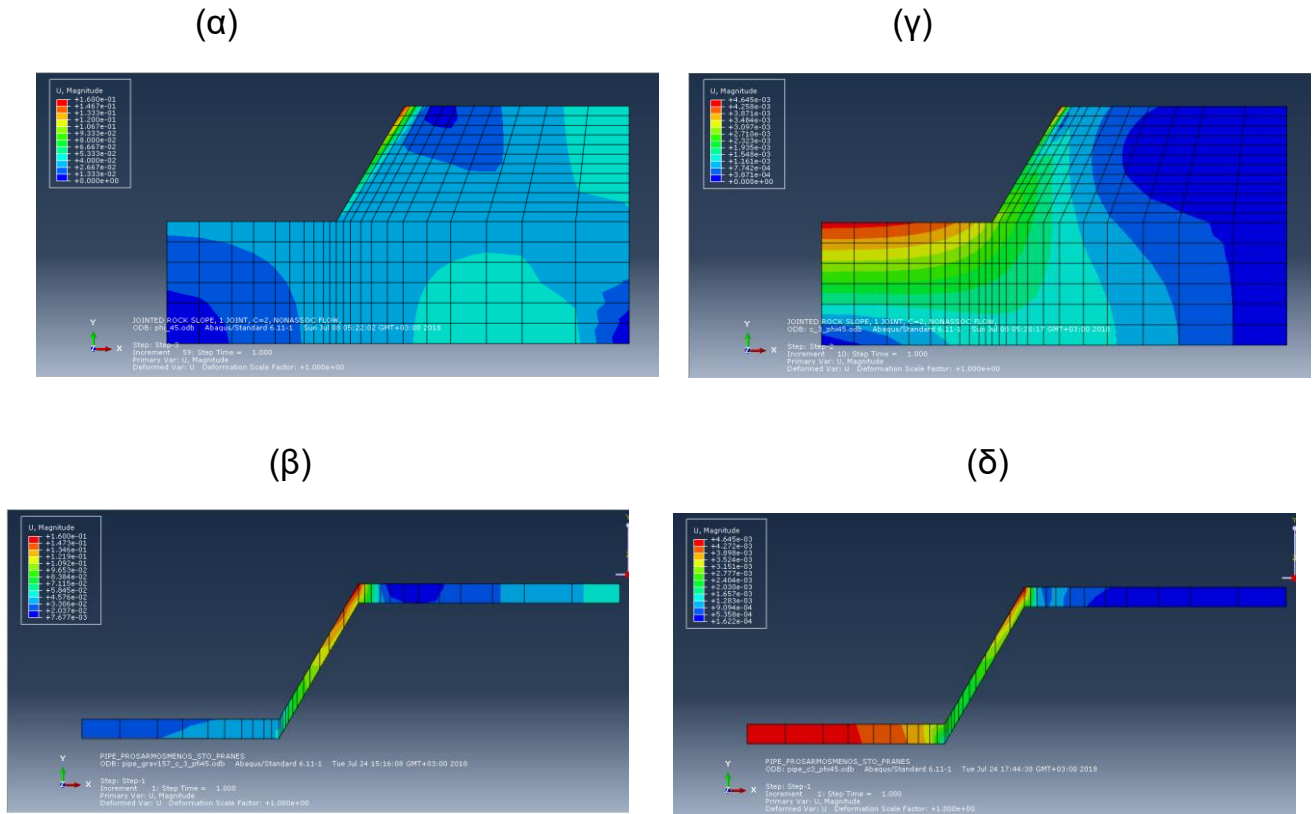


(β)

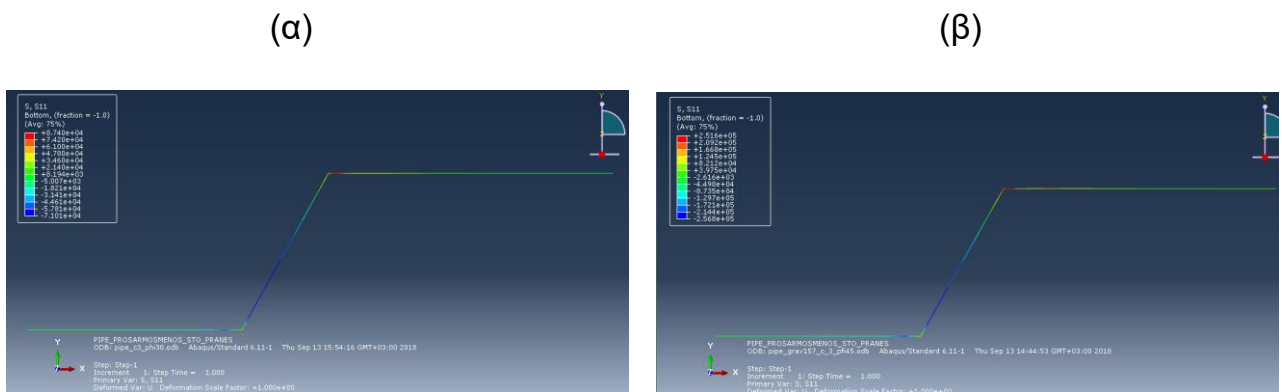


Σχήμα Π.83 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον άξονα χ για το σενάριο 9 ($c=3, \beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες.

Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E11=0.4\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E11=0.04\%$.

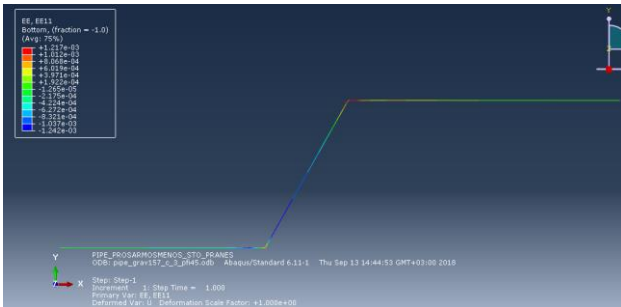


Σχήμα Π.84 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 10 ($c=3, \beta=45^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς= 0.1m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού =0.1m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες

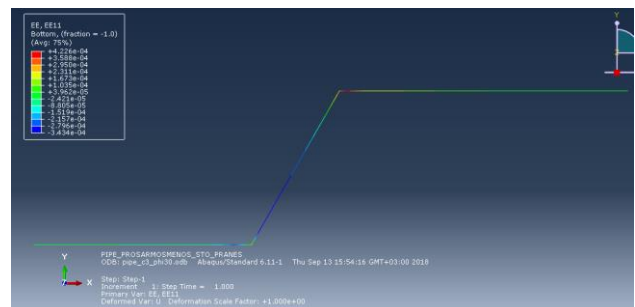


Σχήμα Π.85 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον αξονα χ για το σενάριο 10 ($c=3, \beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=300000\text{Pa}$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=10000\text{Pa}$

(α)

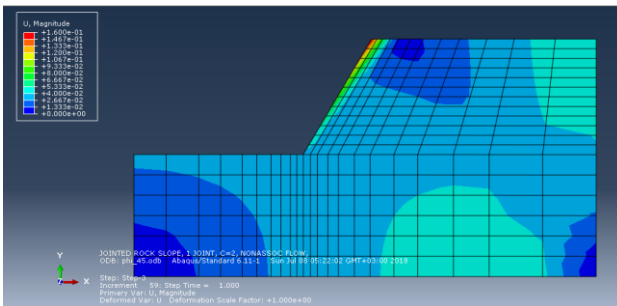


(β)

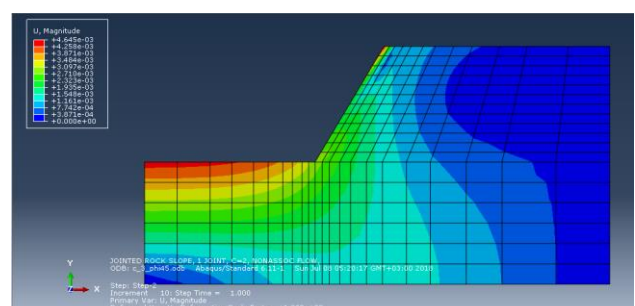


Σχήμα Π.86 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον αξονα χ για το σενάριο 10 ($c=3, \beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E_{11}=0.1\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E_{11}=0.05\%$.

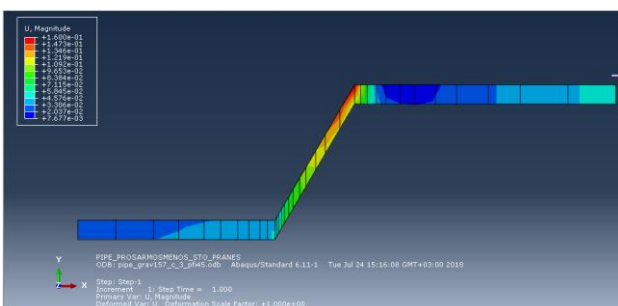
(α)



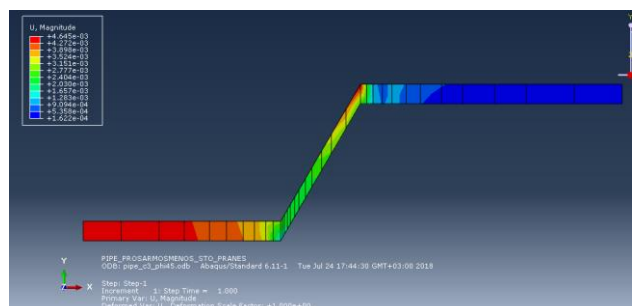
(γ)



(β)



(δ)

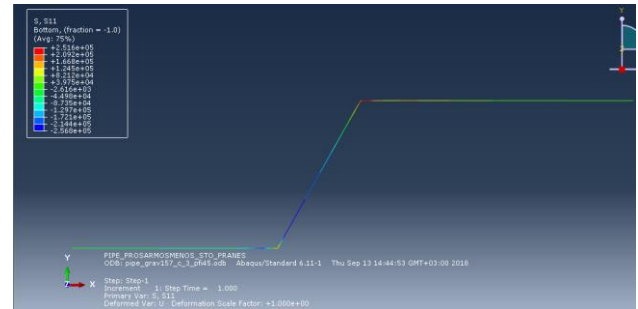
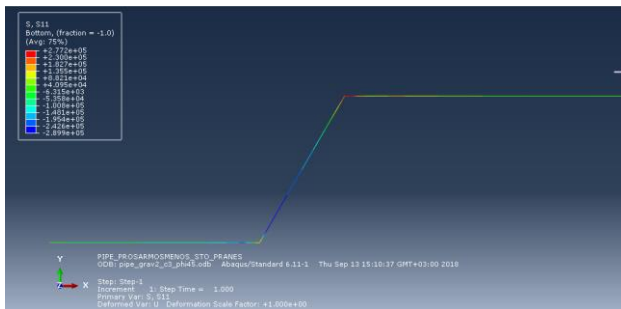


Σχήμα Π.87 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 11 ($c=3, \beta=45^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρσανούς $= 0.1\text{m}$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.2g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού $=0.1\text{m}$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.2g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρσανούς υπό

στατικές συνθήκες $U=0.005m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$

(α)

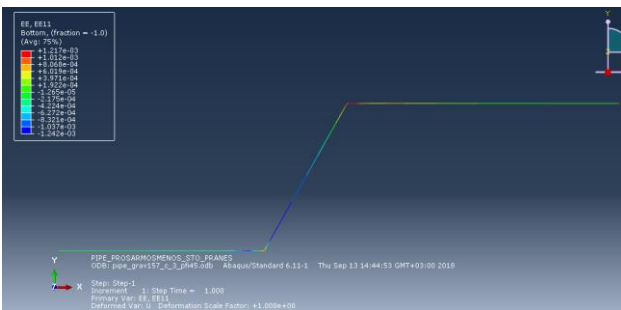
(β)



Σχήμα Π.88 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον αξονα x για το σενάριο 11 ($c=3$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=270000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=10000Pa$

(α)

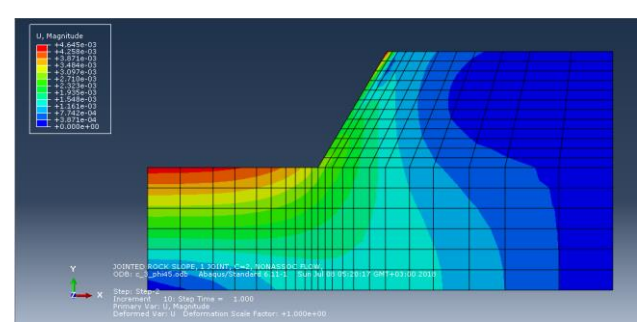
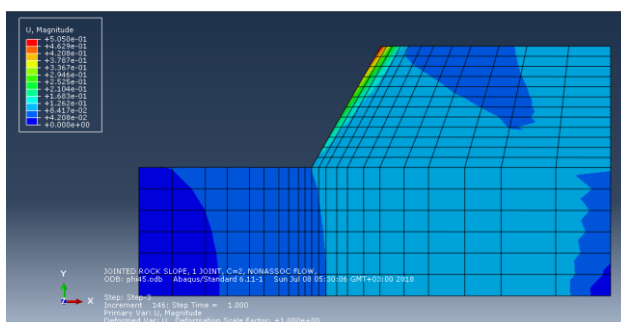
(β)

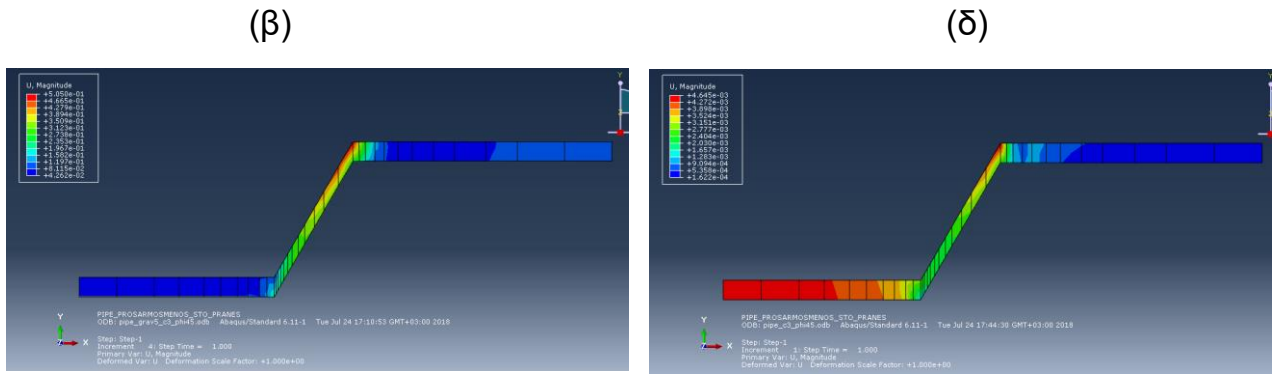


Σχήμα Π.89 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον αξονα x για το σενάριο 11 ($c=3$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E_{11}=0.1\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E_{11}=0.05\%$.

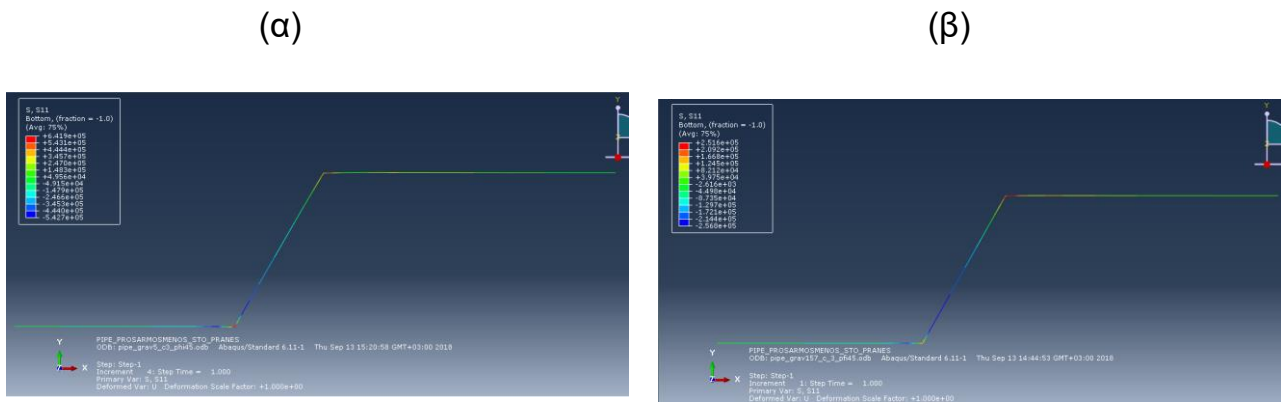
(α)

(β)

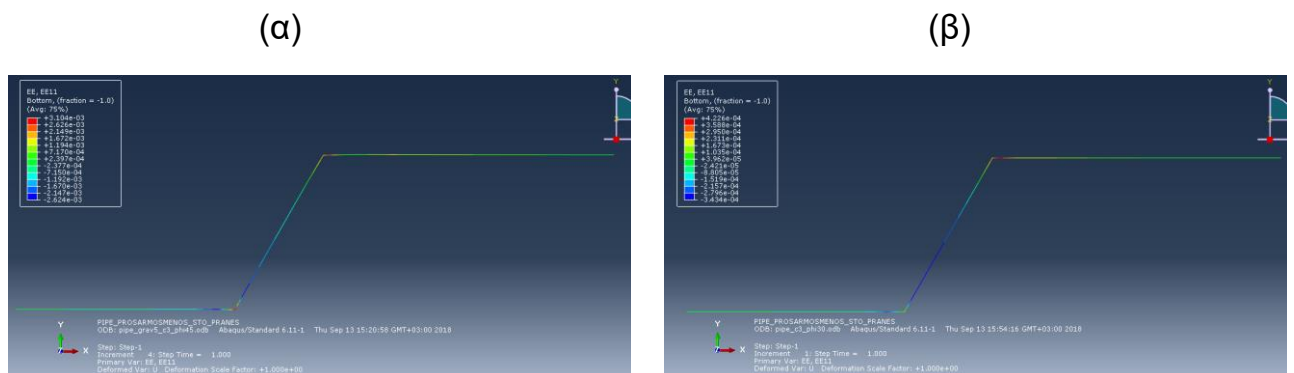




Σχήμα Π.90 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 12 ($c=3, \beta=45^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς= 0.5m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού =0.5m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$. Εικόνα(δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$



Σχήμα Π.91 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον αξονα x για το σενάριο 12 ($c=3, \beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=640000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.5g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=100000Pa$

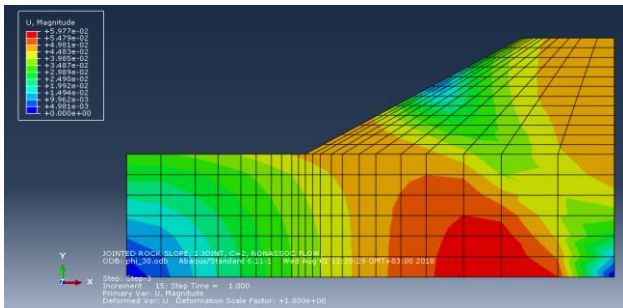


Σχήμα Π.92: Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον αξονα x για το σενάριο 12 ($c=3, \beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες.

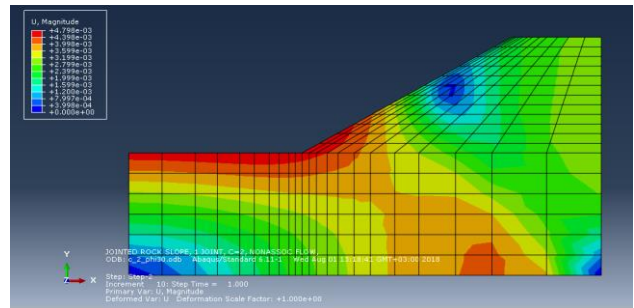
Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E11=0.3\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E11=0.05\%$.

Λόγω της ομοιότητας των αποτελεσμάτων των πρηνών για κλίση αγωγού 30° και 45° παρακάτω παρουσιάζεται μόνο η αντιπαράθεση αποτελεσμάτων για κλίση πρηνούς 30°

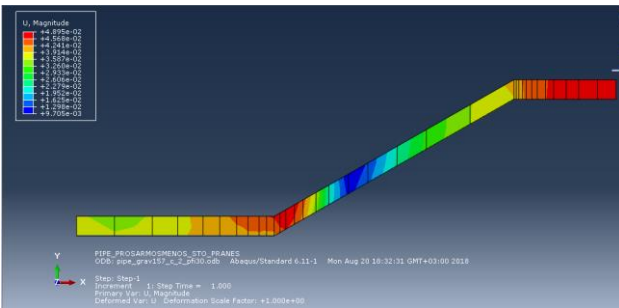
(α)



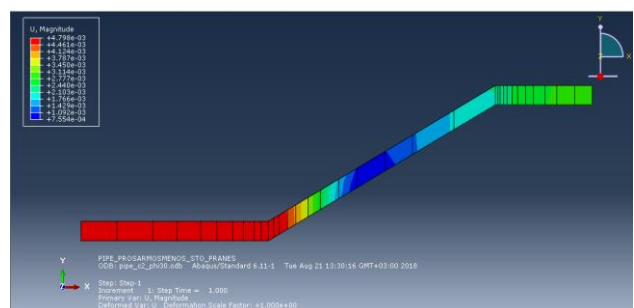
(γ)



(β)

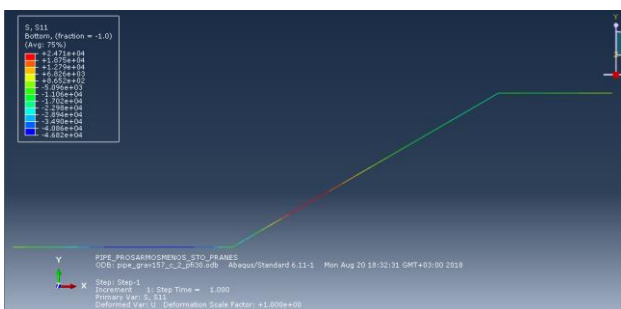


(δ)

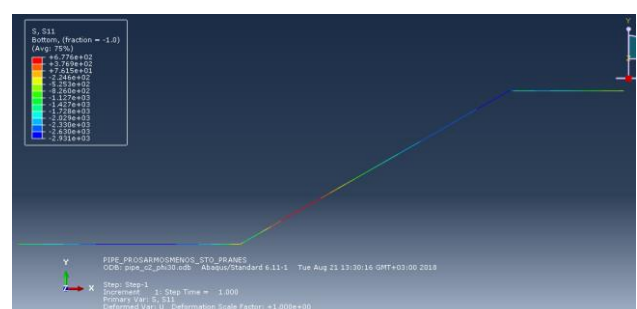


Σχήμα Π.93 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 1 ($c=2, \beta=30^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη μετατόπιση πρηνούς=0.05m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα(β):Μετατόπιση αγωγού=0.05m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα(γ):Μέγιστη μετατόπιση πρηνούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες

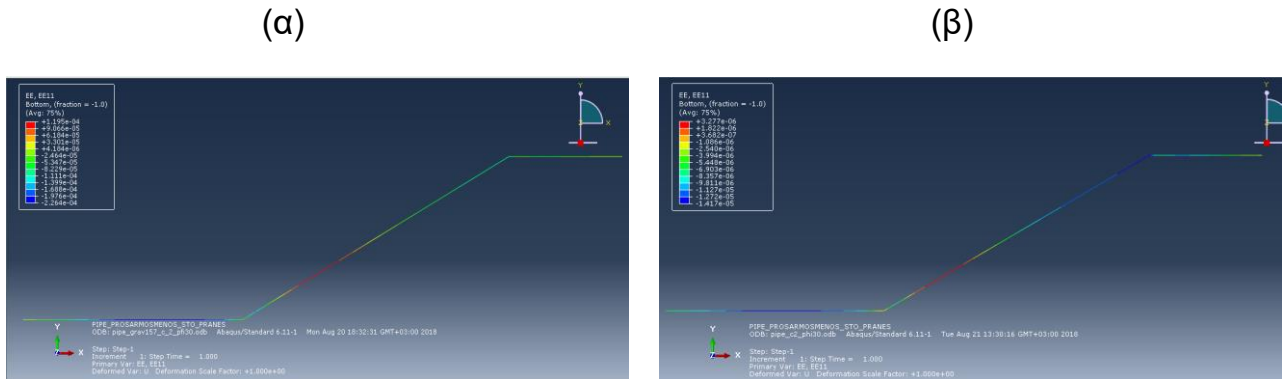
(α)



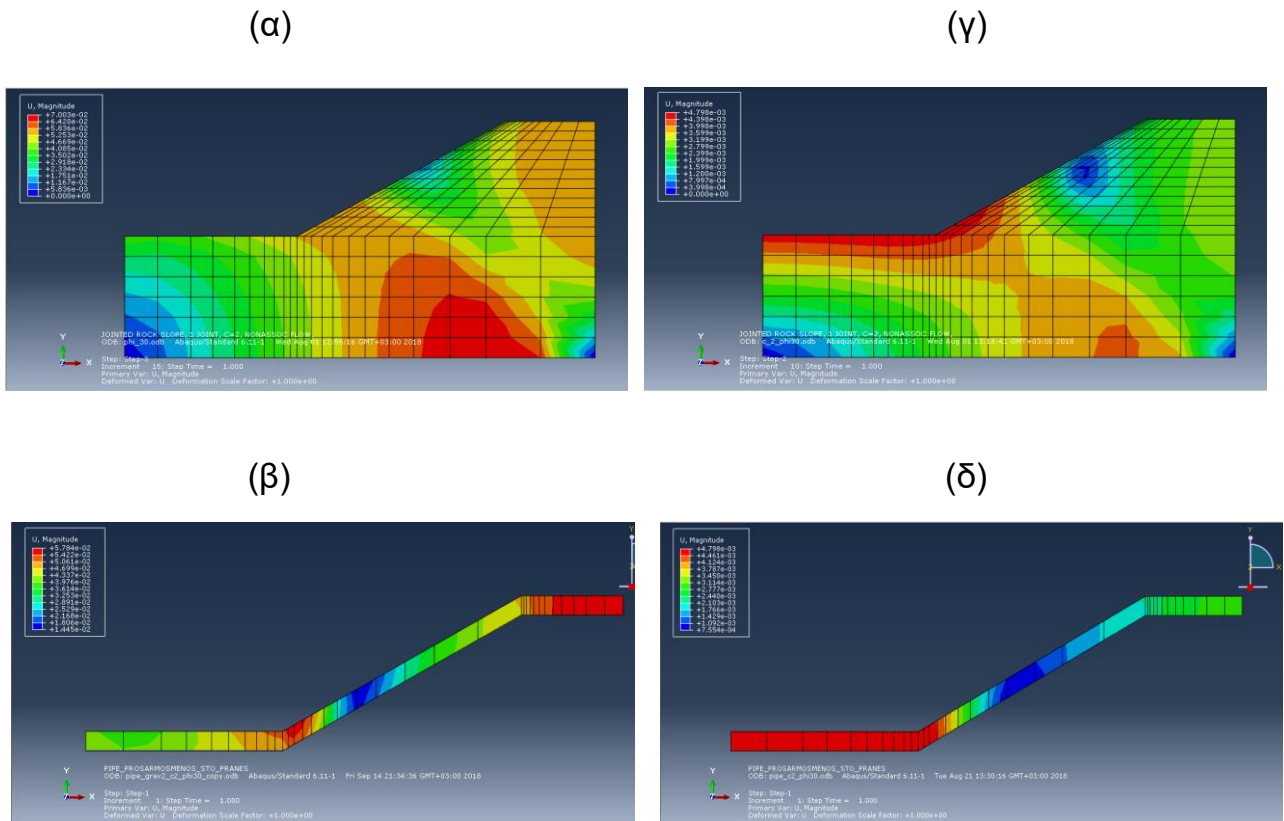
(β)



Σχήμα Π.94 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον άξονα χ για το σενάριο 1 ($c=2$, $\beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=24000\text{Pa}$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=700\text{Pa}$.

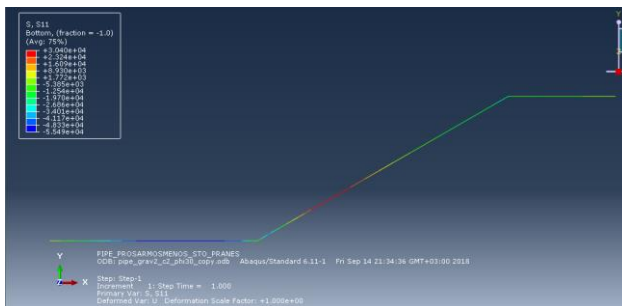


Σχήμα Π.95 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον άξονα χ για το σενάριο 1 ($c=2$, $\beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E_{11}=0.02\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E_{11}=0.0003\%$.

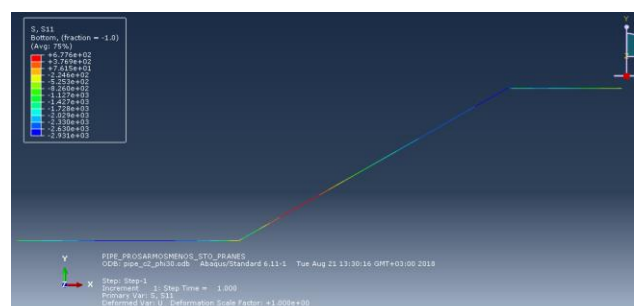


Σχήμα Π.96 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 2 ($c=2$, $\beta=30^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρσανούς= 0.06m για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.2g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού =0.06m για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.2g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρσανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$

(α)

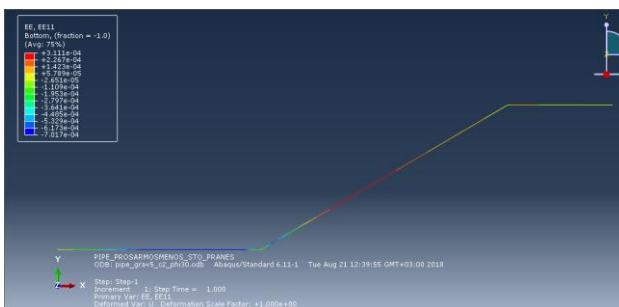


(β)

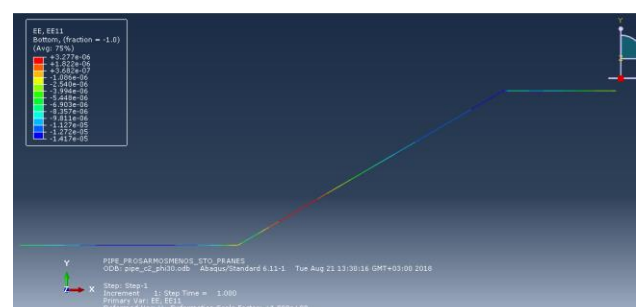


Σχήμα Π.97 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον αξονα x για το σενάριο 2 ($c=2$, $\beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=50000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=700Pa$.

(α)

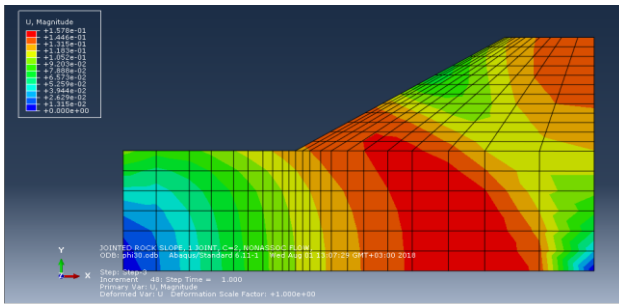


(β)

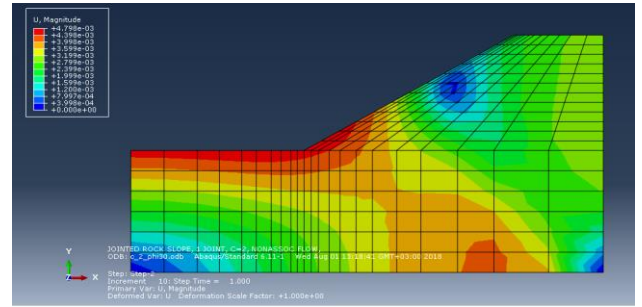


Σχήμα Π.98 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον αξονα x για το σενάριο 2 ($c=2$, $\beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E_{11}=0.01\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E_{11}=0.0003\%$.

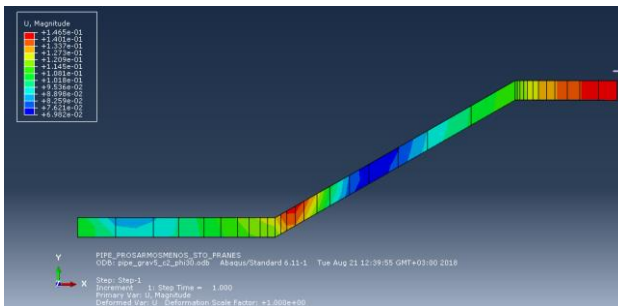
(α)



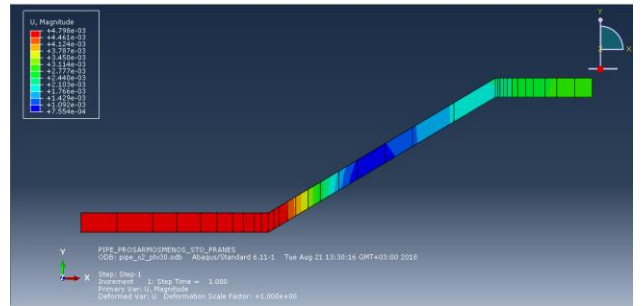
(γ)



(β)

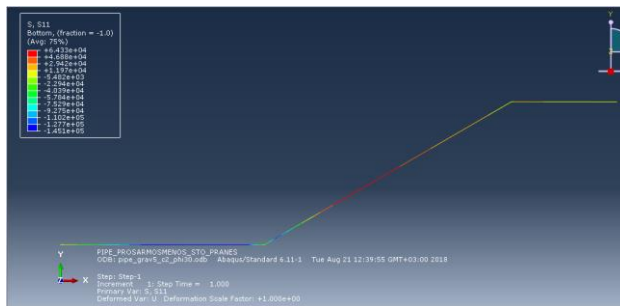


(δ)

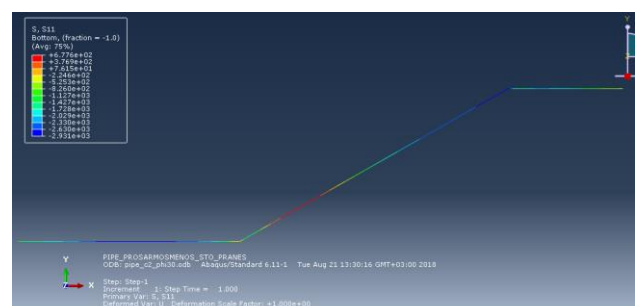


Σχήμα Π.99 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 3 ($c=2, \beta=30^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς=0.1m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού=0.1m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα(γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$

(α)

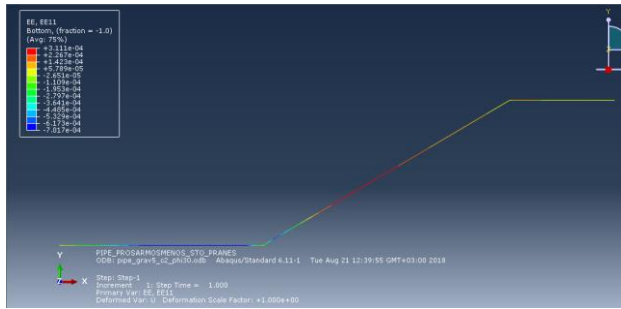


(β)

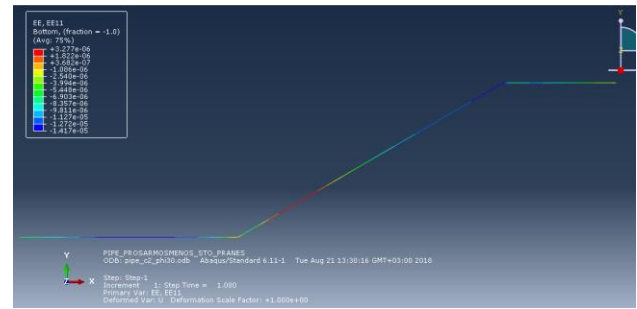


Σχήμα Π.100 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον άξονα χ για το σενάριο 3 ($c=2, \beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=140000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=700Pa$

(α)



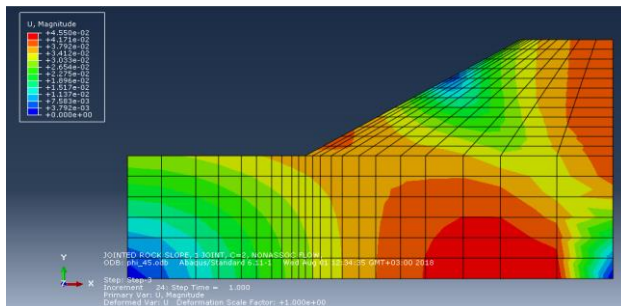
(β)



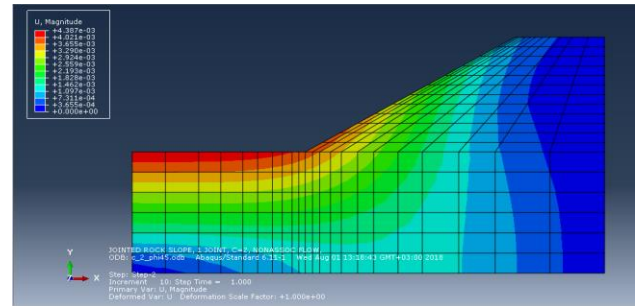
Σχήμα Π.101 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον αξονα χ για το σενάριο 3 ($c=2$, $\beta=30^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες.

Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E11=0.07\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E11=0.0003\%$.

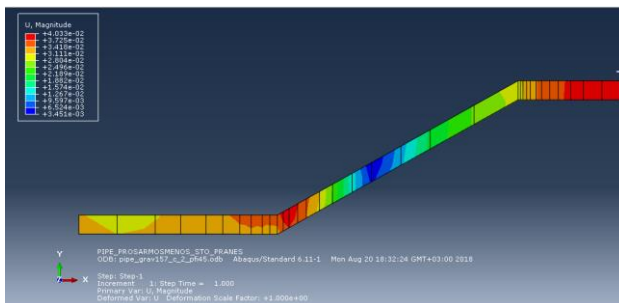
(α)



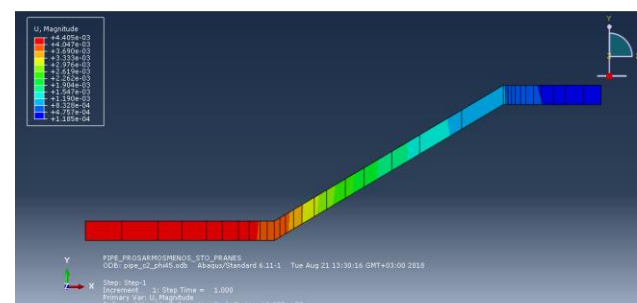
(γ)



(β)

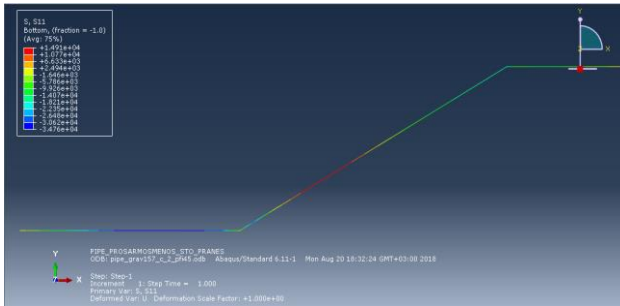


(δ)

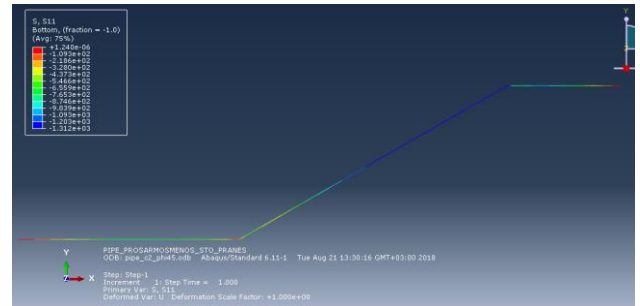


Σχήμα Π.102 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 4 ($c=2$, $\beta=45^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς=0.04m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού=0.04m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.004m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.004m$

(α)

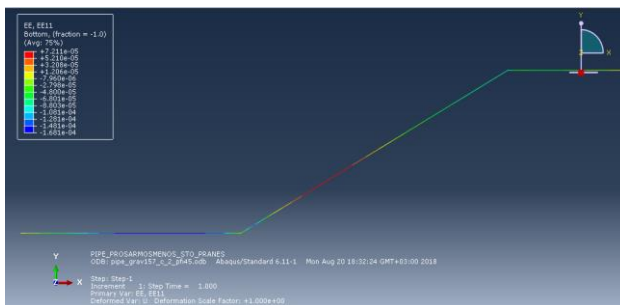


(β)

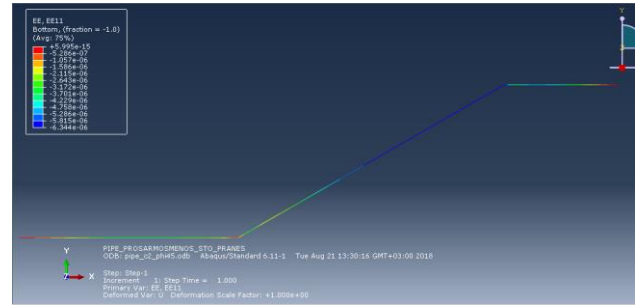


Σχήμα Π.103 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον αξονα χ για το σενάριο 4 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S11=14000\text{Pa}$ για σεισμική επιτάχυνση $ag=0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S11=1000\text{Pa}$

(α)

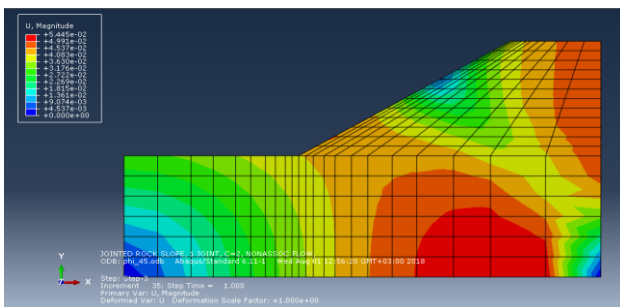


(β)

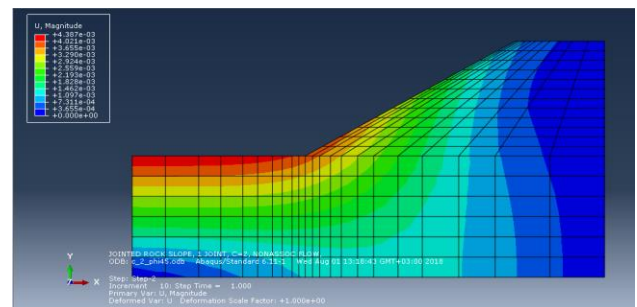


Σχήμα Π.104 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον αξονα χ για το σενάριο 4 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E11=0.02\%$ για σεισμική επιτάχυνση $ag=0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E11=0.0006\%$.

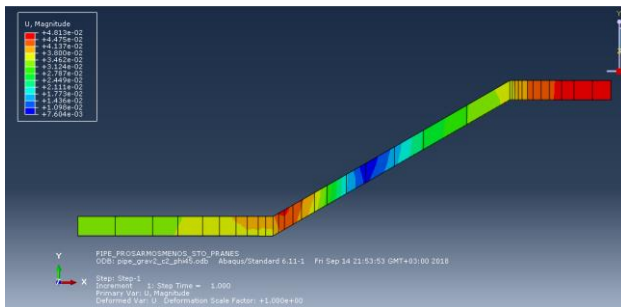
(α)



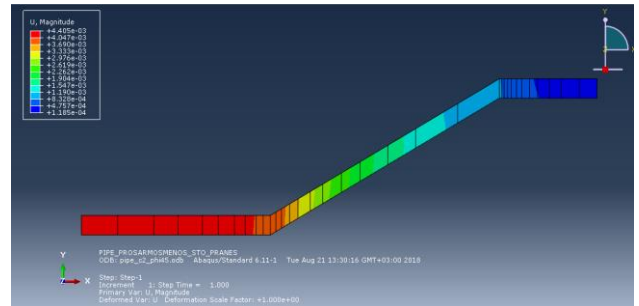
(β)



(β)

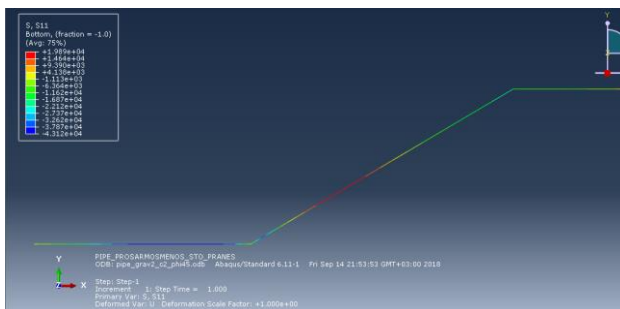


(δ)

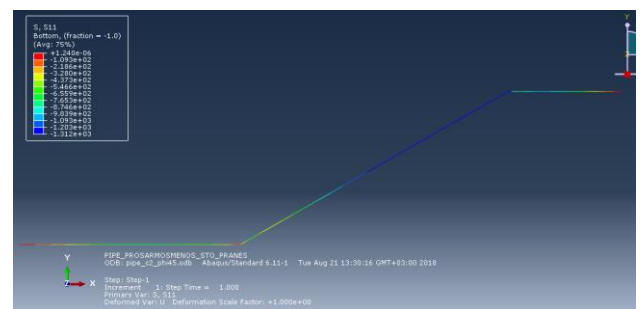


Σχήμα Π.105 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 5 ($c=2$, $\beta=45^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρσανούς=0.05m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.2g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού=0.05m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.2g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρσανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.004m$. Εικόνα(δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.004m$

(α)

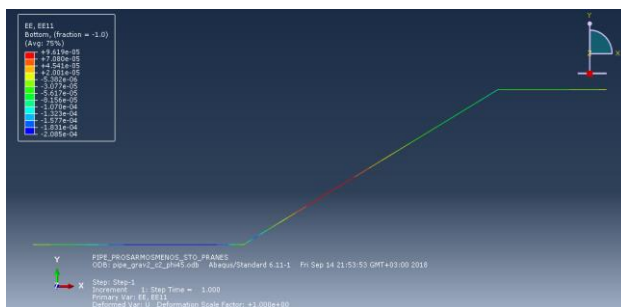


(β)

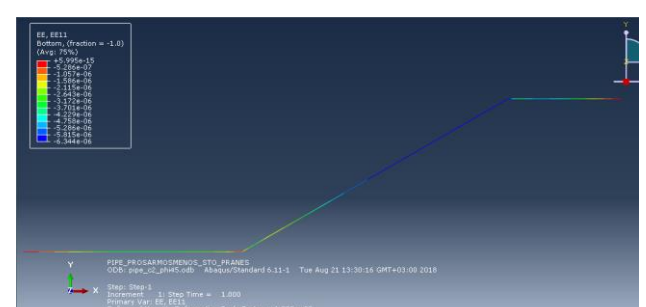


Σχήμα Π.106 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον αξονα x για το σενάριο 5 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=40000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=1000Pa$

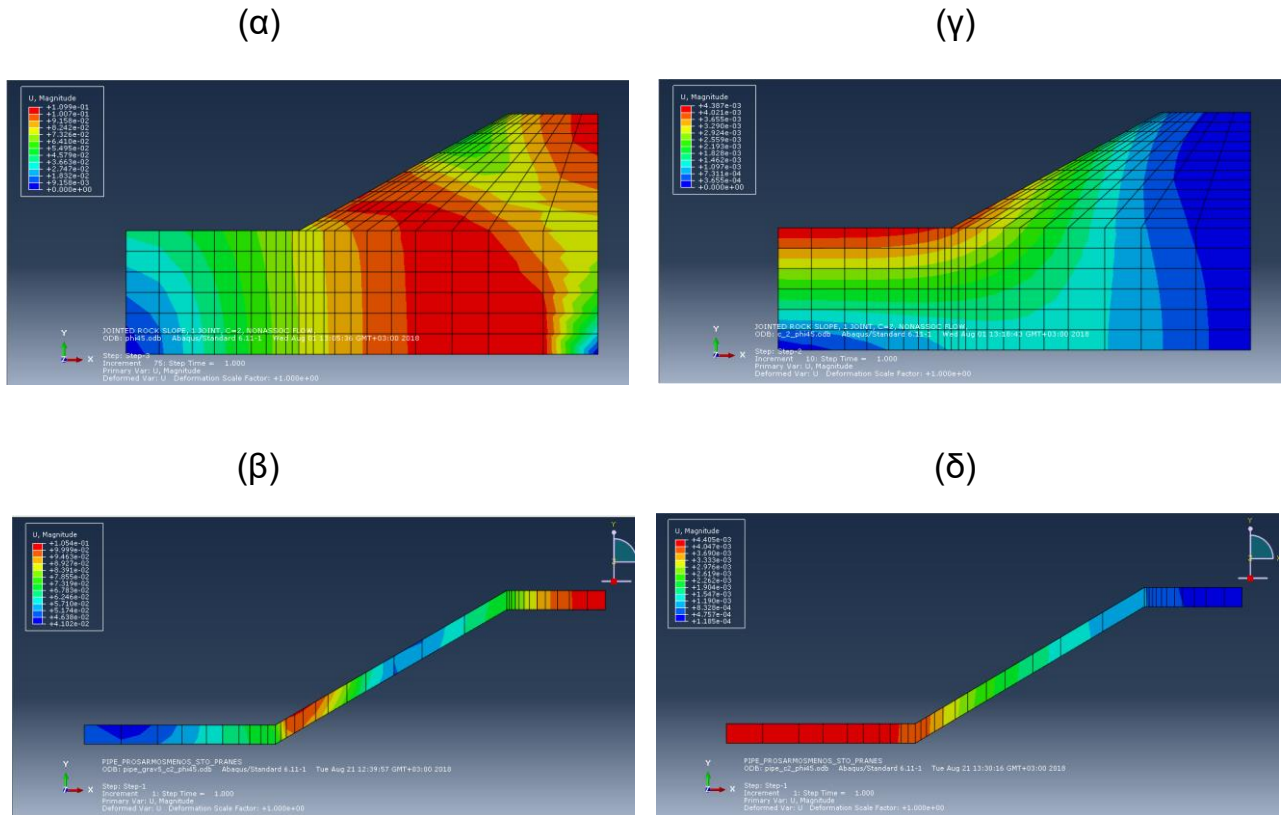
(α)



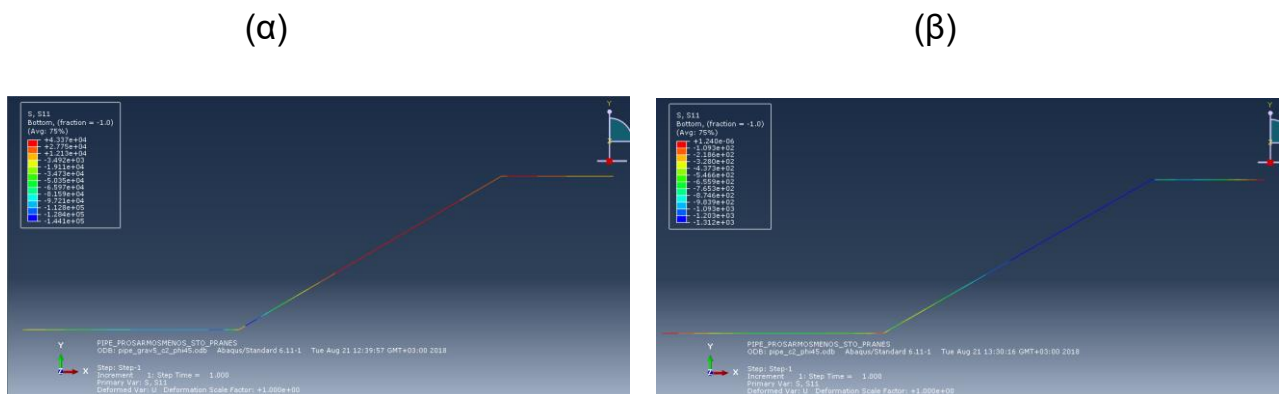
(β)



Σχήμα Π.107 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον άξονα χ για το σενάριο 5 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E11=0.02\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E11=0.0006\%$.

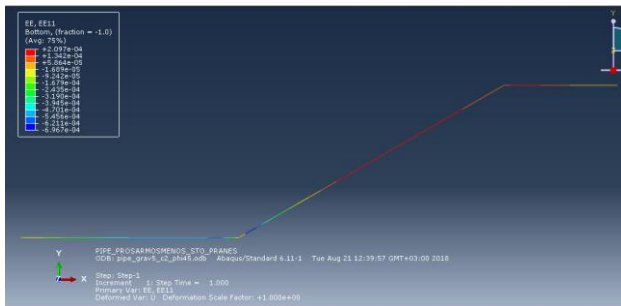


Σχήμα Π.108: Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 6 ($c=2$, $\beta=45^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς=0.1m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού=0.1m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.004m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.004m$

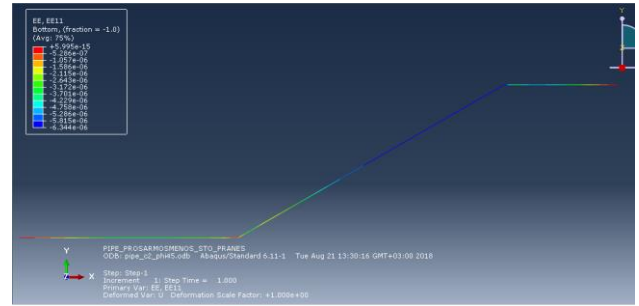


Σχήμα Π.109 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον αξονα χ για το σενάριο 6 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=140000\text{Pa}$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=1000\text{Pa}$

(α)

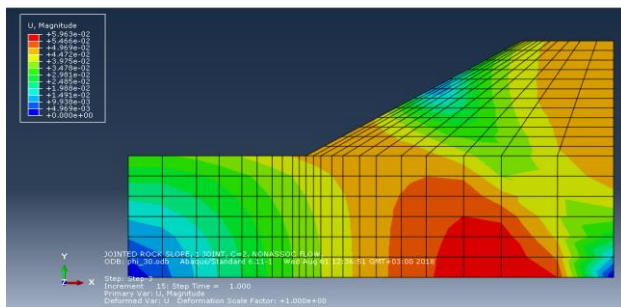


(β)

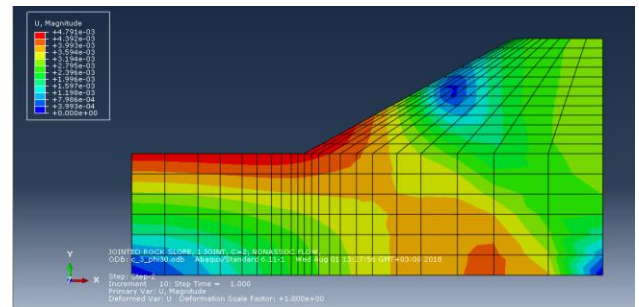


Σχήμα Π.110 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον αξονα χ για το σενάριο 6 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E_{11}=0.06\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E_{11}=0.0006\%$.

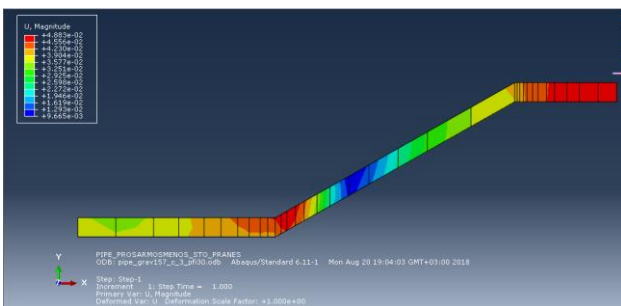
(α)



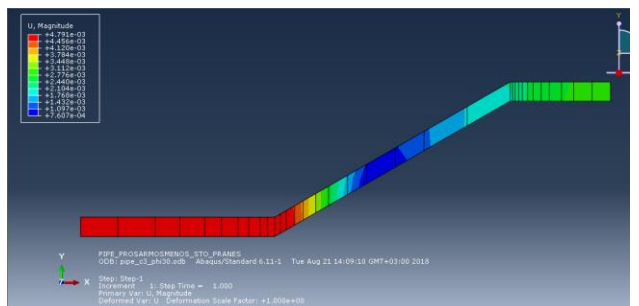
(γ)



(β)

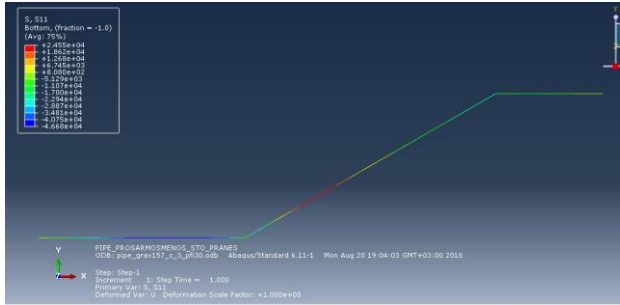


(δ)

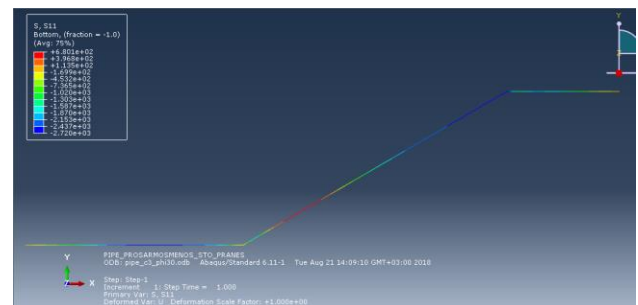


Σχήμα Π.111 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 7 ($c=3, \beta=30^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς=0.048m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού=0.048m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$

(α)

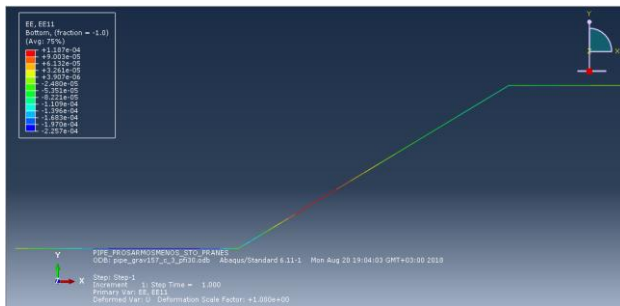


(β)

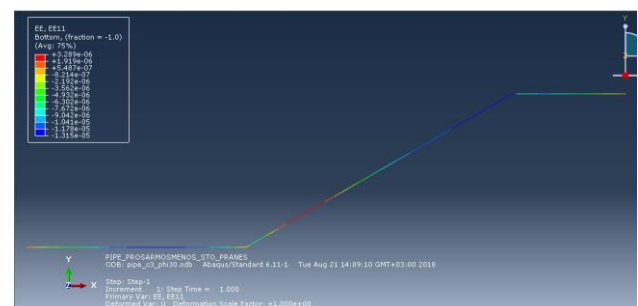


Σχήμα Π.112 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον αξονα x για το σενάριο 7 ($c=2, \beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=24000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=3000Pa$

(α)

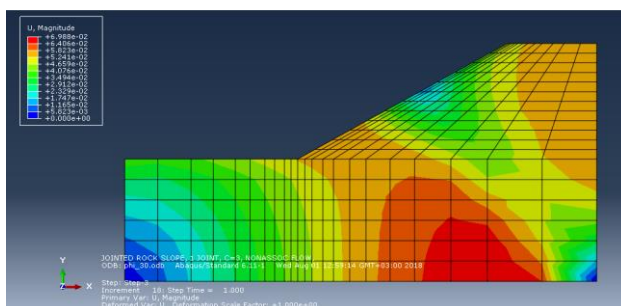


(β)

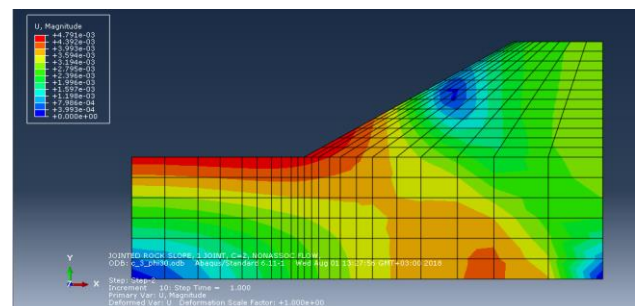


Σχήμα Π.113 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον αξονα x για το σενάριο 7 ($c=2, \beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E_{11}=0.02\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E_{11}=0.0003\%$.

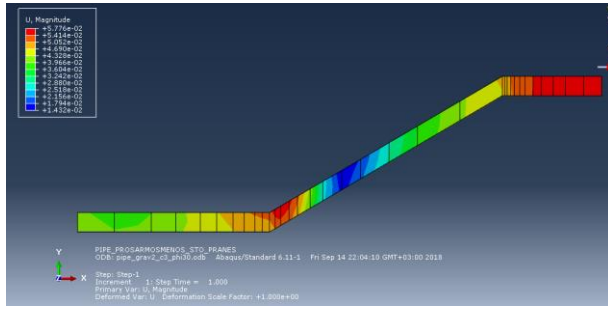
(α)



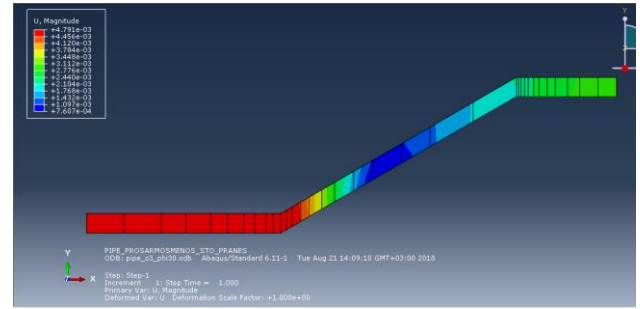
(γ)



(β)

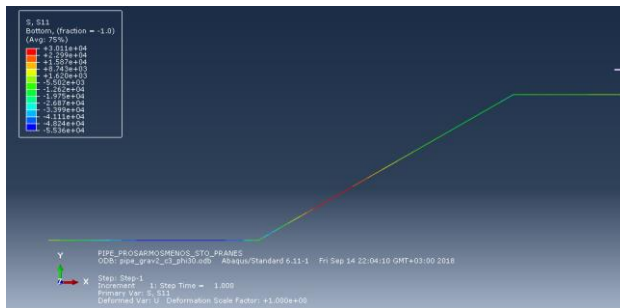


(δ)

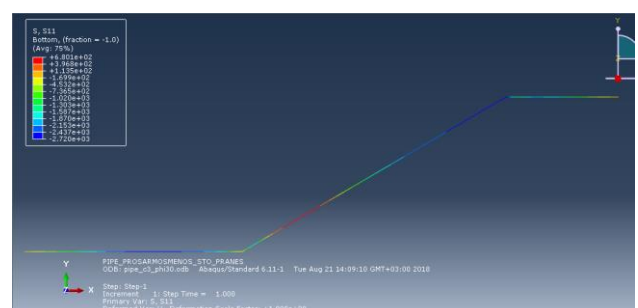


Σχήμα Π.114 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 8 ($c=3, \beta=30^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρσανούς=0.04m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.2g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού=0.04m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.2g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρσανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$

(α)

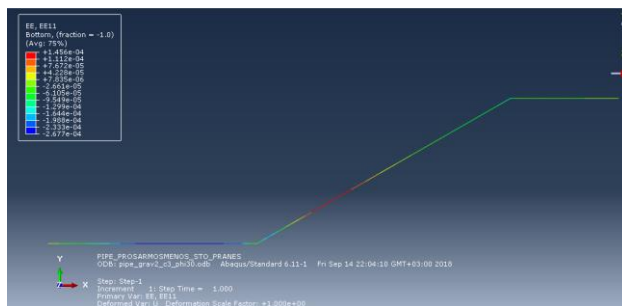


(β)

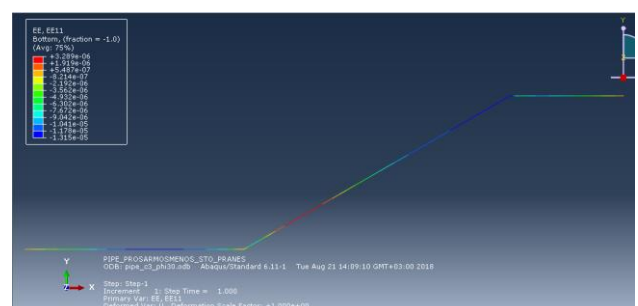


Σχήμα Π.115 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον αξονα x για το σενάριο 8 ($c=2, \beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=60000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=3000Pa$

(α)



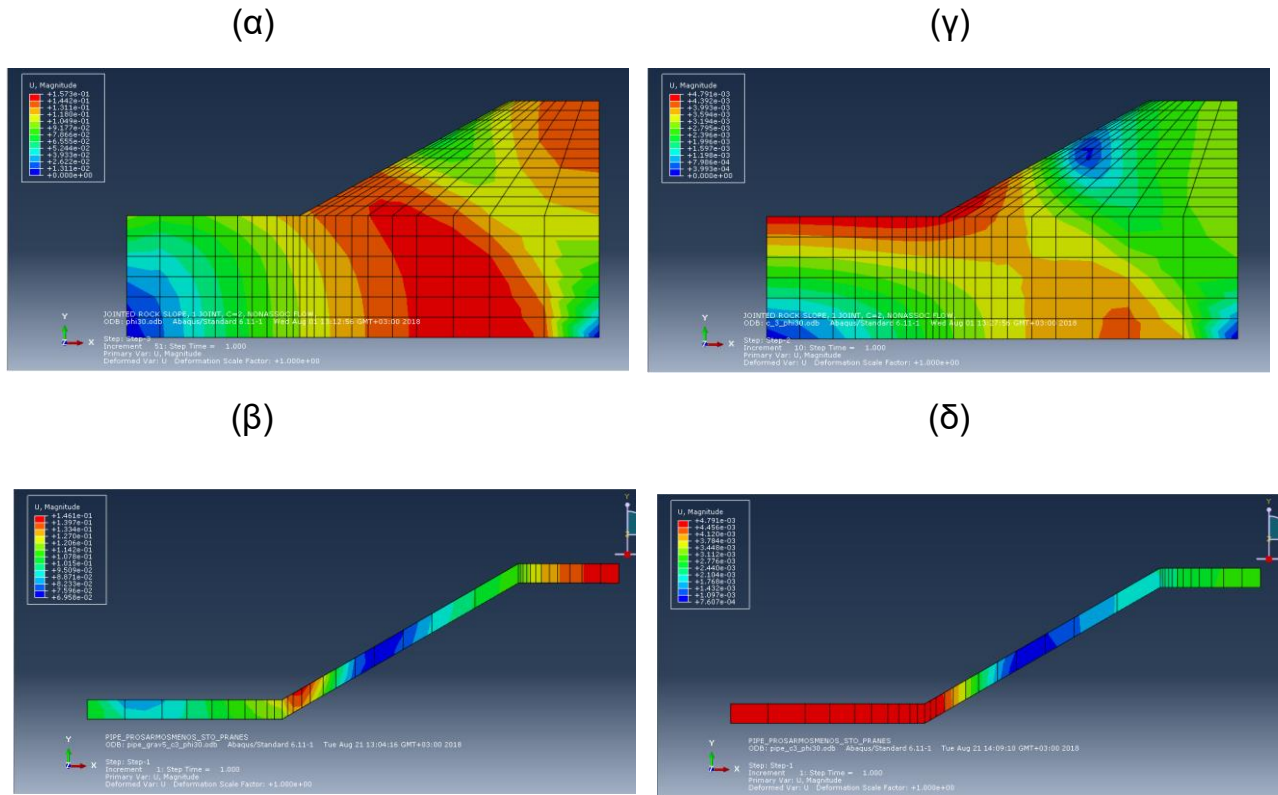
(β)



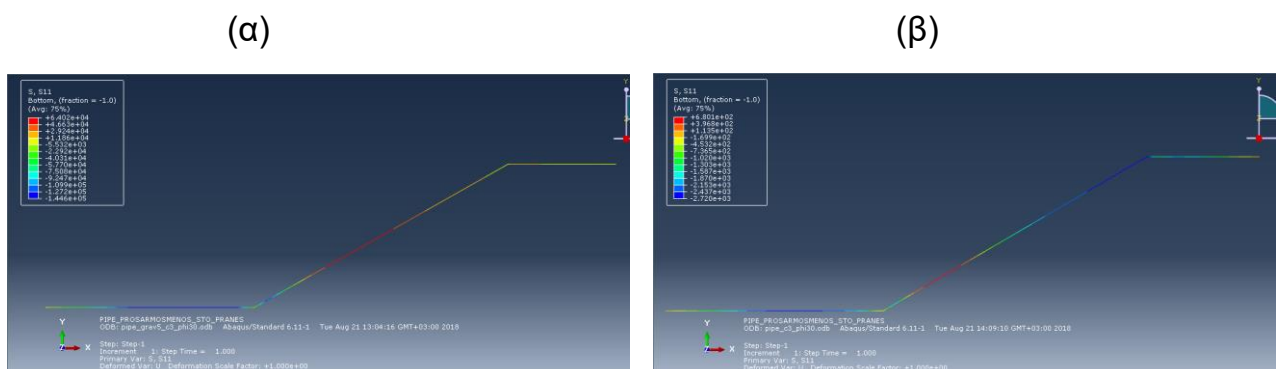
Σχήμα Π.116 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον αξονα x

για το σενάριο 8 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες.

Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E11=0.03\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E11=0.0003\%$.



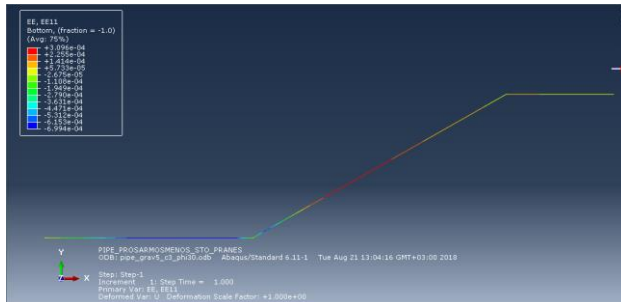
Σχήμα Π.117 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 9 ($c=3$, $\beta=30^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς=0.15m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού=0.15m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$



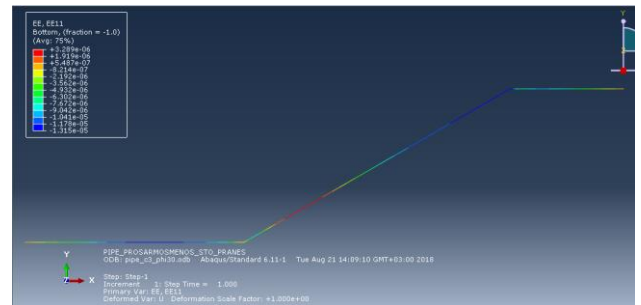
Σχήμα Π.118 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον άξονα x για το σενάριο 9 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α):

Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=140000\text{Pa}$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.5g$.
 Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=3000\text{Pa}$

(α)



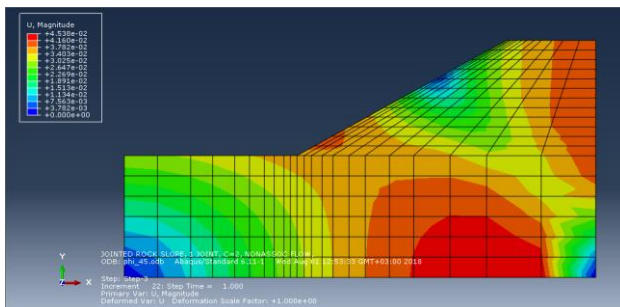
(β)



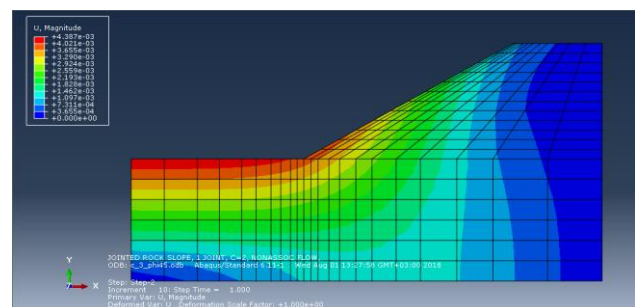
Σχήμα Π.119 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον αξονα x για το σενάριο 9 ($c=2, \beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες.

Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E_{11}=0.07\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.5g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E_{11}=0.0003\%$.

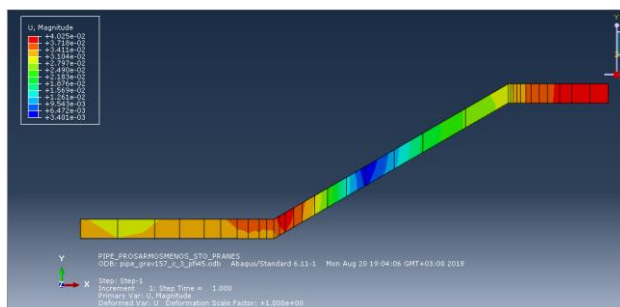
(α)



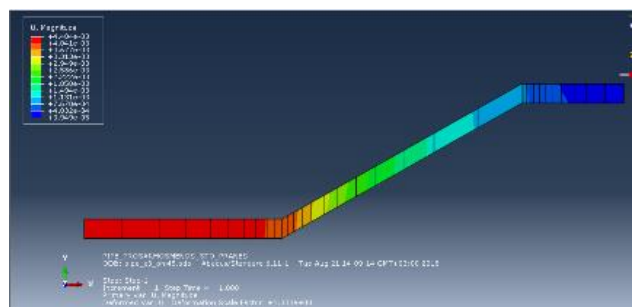
(γ)



(β)



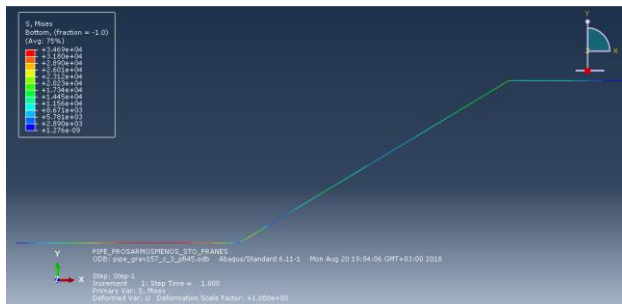
(δ)



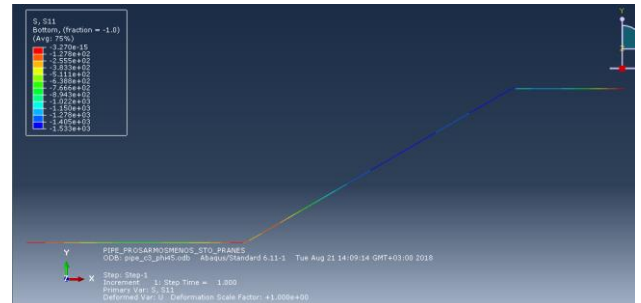
Σχήμα Π.120 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 10 ($c=3, \beta=45^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς= 0.04m για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.16g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού = 0.04m για σεισμική επιτάχυνση $a_g= 0.16g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό

στατικές συνθήκες $U=0.005m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$

(α)

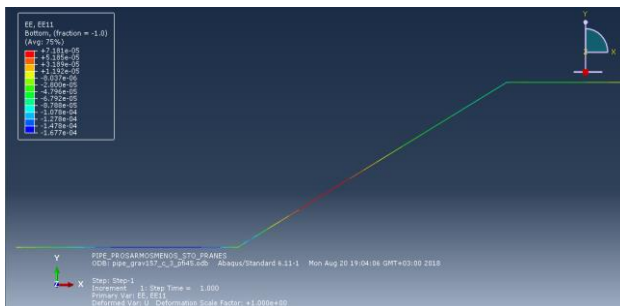


(β)

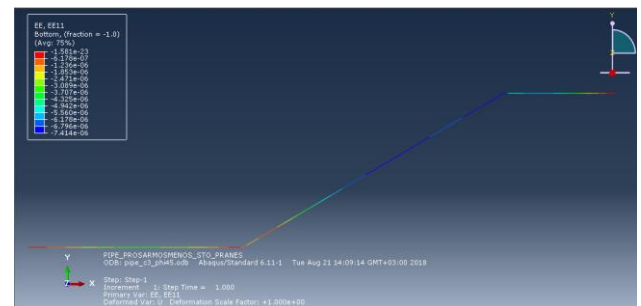


Σχήμα Π.121 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον άξονα x για το σενάριο 10 ($c=2, \beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S11=34000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S11=2000Pa$

(α)

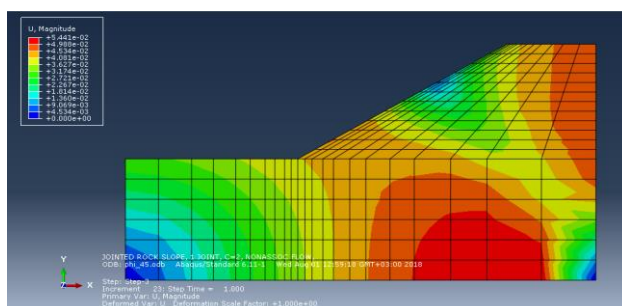


(β)

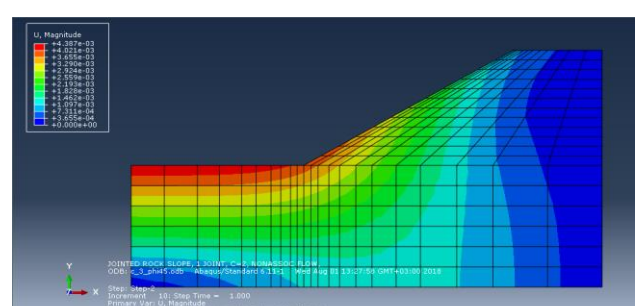


Σχήμα Π.122 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον άξονα x για το σενάριο 10 ($c=2, \beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E11=0.007\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.16g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E11=0.0007\%$.

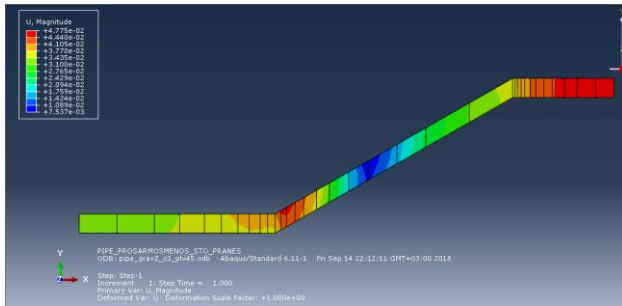
(α)



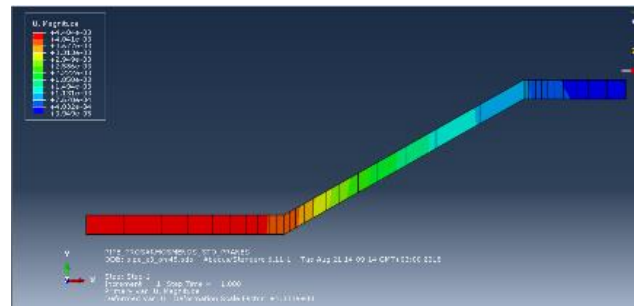
(β)



(β)

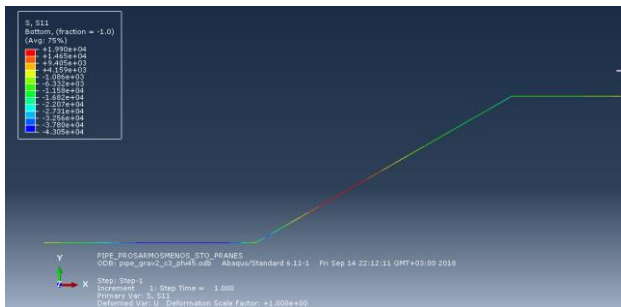


(δ)

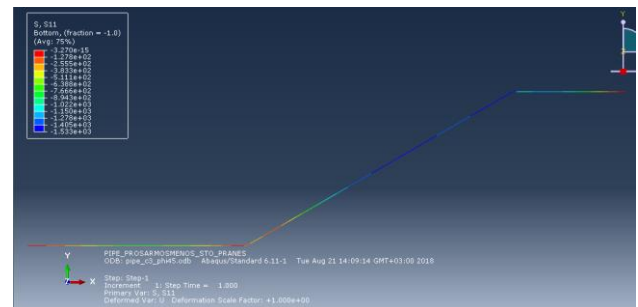


Σχήμα Π.123 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 11 ($c=3, \beta=45^\circ$). υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρσανούς=0.05m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.2g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού=0.05m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.2g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρσανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$

(α)

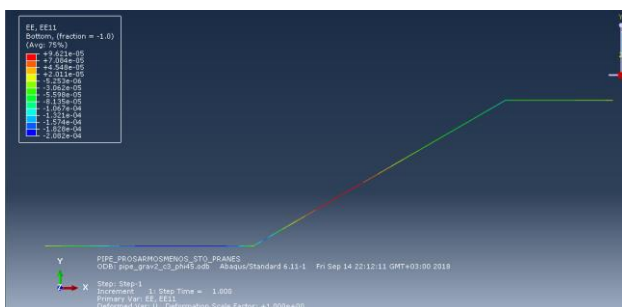


(β)

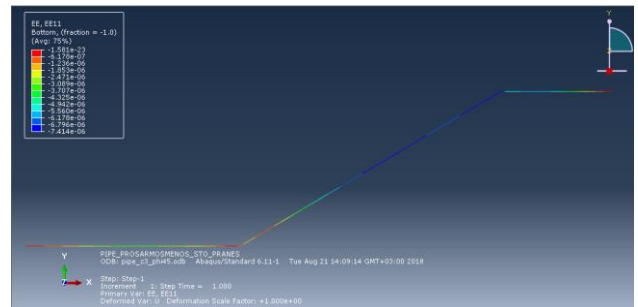


Σχήμα Π.124 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον αξονα x για το σενάριο 11 ($c=2, \beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S_{11}=40000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $S_{11}=2000Pa$

(α)



(β)

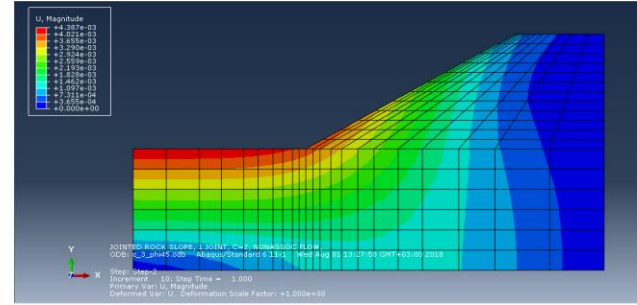
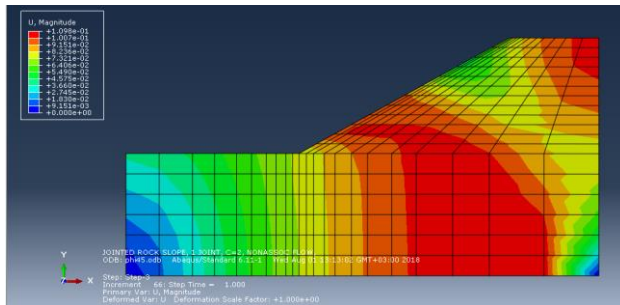


Σχήμα Π.125 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον αξονα x

για το σενάριο 11 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E11=0.02\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.2g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E11=0.0007\%$.

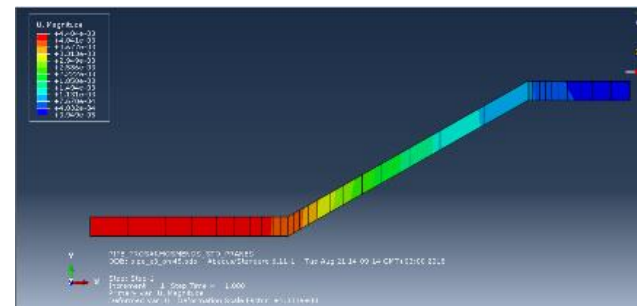
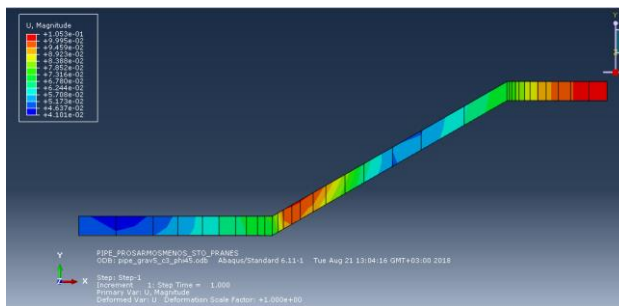
(α)

(γ)



(β)

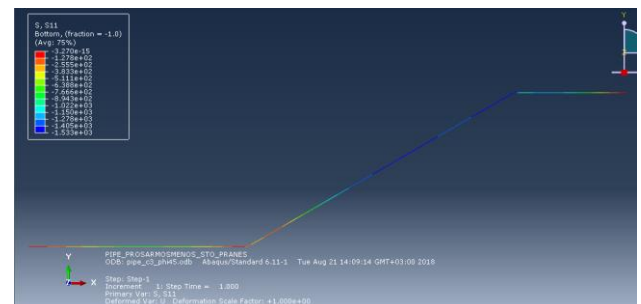
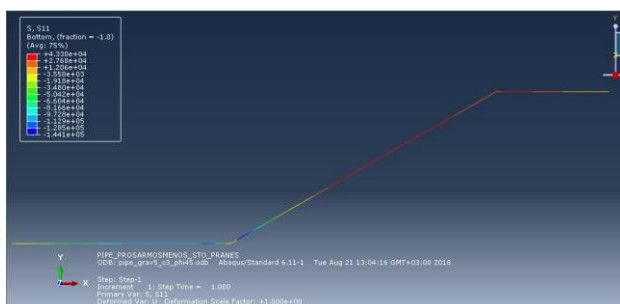
(δ)



Σχήμα Π.126 : Στιγμιότυπο μετατοπίσεων για το σενάριο 12 ($c=3$, $\beta=45^\circ$), υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς= 0.1m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μετατόπιση αγωγού=0.1m για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (γ): Μέγιστη μετατόπιση πρανούς υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$. Εικόνα (δ): Μέγιστη μετατόπιση αγωγού υπό στατικές συνθήκες $U=0.005m$

(α)

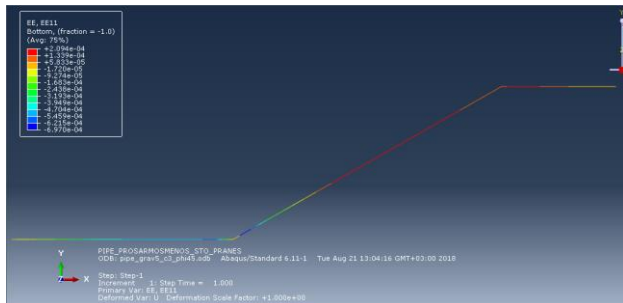
(β)



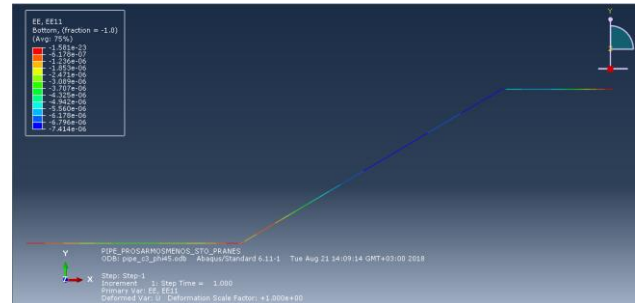
Σχήμα Π.127 : Στιγμιότυπο αξονικής έντασης που δέχεται ο αγωγός στον άξονα χ για το σενάριο 12 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες. Εικόνα (α): Μέγιστη αξονική ένταση, $S11=140000Pa$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$.

Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες S11=2000Pa

(α)



(β)



Σχήμα Π.128 : Στιγμιότυπο αξονικής παραμόρφωσης του αγωγού στον άξονα χ για το σενάριο 12 ($c=2$, $\beta=45^\circ$) υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες.

Εικόνα(α): Μέγιστη αξονική παραμόρφωση $E11=0.07\%$ για σεισμική επιτάχυνση $a_g=0.5g$. Εικόνα (β): Μέγιστη αξονική ένταση υπό στατικές συνθήκες $E11=0.0007\%$.