



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΜΕΤΑΦΟΡΩΝ & ΣΥΓΚΟΙΝΩΝΙΑΚΗΣ ΥΠΟΔΟΜΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΔΟΠΟΙΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΝΟΜΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΗΣ
ΣΤΡΩΣΗΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ
ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΩΝ

ΤΣΟΥΤΣΟΥΡΑΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΘΕΜΙΣΤΟΚΛΗΣ

Επιβλέπουσα: Χ. Πλατή, Αναπληρώτρια Καθηγήτρια ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2020

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, διερευνάται η επιρροή των διαφορετικών νόμων αστοχίας που αφορούν στη στρώση έδρασης, στη διαστασιολόγηση εύκαμπτων οδοστρωμάτων. Οι νόμοι αστοχίας προβλέπουν τον μέγιστο αριθμό επιτρεπόμενων διελεύσεων και εξαρτώνται από την κατακόρυφη παραμόρφωση που αναπτύσσεται στην κορυφή της στρώσης έδρασης κατά τη διάρκεια των επαναλαμβανόμενων κυκλοφοριακών φορτίσεων. Αρχικά πραγματοποιήθηκε μια βιβλιογραφική ανασκόπηση μέσω της οποίας συγκεντρώθηκαν διάφορες σχέσεις για την πρόβλεψη των επιτρεπόμενων διελεύσεων σε ένα νέο οδόστρωμα, οι οποίες αναπτύχθηκαν από διάφορους οργανισμούς μελέτης οδοστρωμάτων ως νόμοι αστοχίας που αφορούν στη στρώση έδρασης. Ακολούθησαν πειραματικές αναλύσεις για τον υπολογισμό τάσεων και παραμορφώσεων που αναπτύσσονται σε ένα εύκαμπτο οδόστρωμα με τη βοήθεια κατάλληλου λογισμικού. Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκαν συγκριτικές αναλύσεις διάφορων νόμων αστοχίας της στρώσης έδρασης και διερευνήθηκε η επιρροή τους στη διαστασιολόγηση εύκαμπτων οδοστρωμάτων ως προς τη μεταβολή του πάχους της ασφατικής στρώσης και της στρώσης βάσης, καθώς και του μέτρου ελαστικότητας της στρώσης έδρασης. Τέλος, αξιολογήθηκαν οι διαφοροποιήσεις που παρουσίασαν οι υπό διερεύνηση νόμοι αστοχίας κατά την εφαρμογή τους στην πρόβλεψη του επιτρεπόμενου αριθμού διελεύσεων για θεωρητικές διατομές οδοστρώματος.

ABSTRACT

In the context of this thesis, the impact of different subgrade failure laws, in the design of flexible pavements is investigated. The failure laws predict the maximum number of allowable load repetitions and depend on the vertical strain that develops at the top of the subgrade layer during repeated traffic loads. Initially, a literature review was conducted through which various relationships were gathered to predict the allowable load repetitions on a new road surface, which were developed by various road research and study organizations as laws of failure. Experimental analysis followed, in order to calculate the stresses and strain that develop on flexible pavements with the help of appropriate software. Then comparative analysis of different subgrade failure laws were performed and their impact on the design of flexible pavements in terms of the change of the thickness of the asphalt layer and the base layer, as well as the measure of elasticity of the subgrade layer was investigated. Finally, the differences presented by the laws of failure during their implementation in the prediction of the allowed number of load repetitions for theoretical road sections were evaluated.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1	Αντικείμενο.....	1
1.2	Στόχος-μεθοδολογία.....	2
1.3	Δομή	3
2	ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΩΝ.....	4
2.1	Γενικά	4
2.2	Δομή εύκαμπτου οδοστρώματος	5
2.3	Αναπτυσσόμενες τάσεις στο εύκαμπτο οδόστρωμα	7
2.4	Αναλυτικός υπολογισμός εντατικών μεγεθών.....	8
2.4.1	Γενικά.....	8
2.4.2	Μονοστρωματικό σύστημα Boussinesq	10
2.4.3	Σύστημα δύο στρώσεων Burmister	11
2.4.4	Μέθοδος Odemark	14
2.4.5	Εργαλεία ανάλυσης εύκαμπτων οδοστρωμάτων	16
2.4.6	Λογισμικό KENPAVE.....	17
3	ΑΣΤΟΧΙΑ ΣΤΡΩΣΗΣ ΕΔΡΑΣΗΣ	19
3.1	Γενικά	19
3.2	Νόμοι πρόβλεψης αστοχίας στρώσης έδρασης	21
4	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΝΟΜΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΕΔΡΑΣΗΣ	27
4.1	Γενικά	27
4.2	Επίδραση της μεταβολής της κατακόρυφης παραμόρφωσης.....	27
4.3	Επίδραση νόμων αστοχίας στην διαστασιολόγηση εύκαμπτων οδοστρωμάτων...	30
4.4	Ανάλυση ευαισθησίας νόμων αστοχίας εύκαμπτων οδοστρωμάτων	35
4.4.1	Γενικά.....	35
4.4.2	Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της ασφατικής στρώσης	37
4.4.3	Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της στρώσης βάσης.....	42

4.4.4	Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης	47
5	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ-ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ.....	53
6	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	56
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	59

ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 2.1 Τυπική διατομή εύκαμπτου οδοστρώματος.....	5
Εικόνα 2.2 Υπολογισμός τάσεων και παραμορφώσεων στις κρίσιμες θέσεις οδοστρώματος (μηχανιστική) και η παρατηρούμενη απόδοση του (εμπειρική) (Ullidtz 2002).....	9
Εικόνα 2.3 Αναπτυσσόμενες τάσεις κατά Boussinesq υπό την επίδραση κυκλικού φορτίου (Yoder and Witczak 1975)	10
Εικόνα 2.4 Επίδραση ενός δύσκαμπτου άνω στρώματος στην κατανομή του φορτίου (Molenaar 2018).....	12
Εικόνα 2.5 Επίδραση της ακαμψίας της άνω στρώσης στην κατακόρυφη τάση και στο πλάτος των ισοστατικών καμπυλών (Molenaar 2018)	13
Εικόνα 2.6 Συστήματα πολλαπλών στρώσεων (Yoder and Witczak 1975)	14
Εικόνα 2.7 Ισοδύναμο πάχος κατά Odemark (El-Badawy and Kamel 2011)	15
Εικόνα 2.8 Αρχική οθόνη του λογισμικού KENPAVE.....	17
Εικόνα 3.1 Κρίσιμες θέσεις αστοχίας ενός εύκαμπτου οδοστρώματος (Acikgöz and Rauf 2010)	19
Εικόνα 3.2 Παραμένουσα παραμόρφωση λόγω αστοχίας υπεδάφους (Garba, 2002)	20
Εικόνα 3.3 Νερό που συλλέγεται σε μία τραυχαυλάκωση κατά μήκος μίας οδού και ρηγματώσεις στην ασφατική στρώση λόγω αστοχίας του υπεδάφους (Dawson and Kolisoja, 2004)	21
Εικόνα 4.1 Επίδραση της μεταβολής της κατακόρυφης παραμόρφωσης στις επιτρεπόμενες διελεύσεις για κάθε νόμο αστοχίας της στρώσης έδρασης	28
Εικόνα 4.2 Επίδραση της μεταβολής της κατακόρυφης παραμόρφωσης στις επιτρεπόμενες διελεύσεις για κάθε νόμο αστοχίας της στρώσης έδρασης (χωρίς τον νόμο του I.R.C)	29
Εικόνα 4.3 Διατομή αναφοράς εύκαμπτου οδοστρώματος	31
Εικόνα 4.4 Επιρροή νόμων αστοχίας στον δείκτη φθοράς ενός εύκαμπτου οδοστρώματος. 32	
Εικόνα 4.5 Διατομή ισοδυναμίας για πάχος ασφατικής στρώσης (h_1)	33
Εικόνα 4.6 Διατομή ισοδυναμίας για πάχος στρώσης βάσης (h_2)	34
Εικόνα 4.7 Διατομή ισοδυναμίας για μέτρο ελαστικότητας στρώσης έδρασης (E_{sub}).....	35
Εικόνα 4.8 Διατομή αναφοράς για την ανάλυση ευαισθησίας με μεταβαλλόμενα πάχη (h_1 & h_2) και μέτρο ελαστικότητας (E_{sub})	37
Εικόνα 4.9 Διατομή με μεταβλητό πάχος ασφατικής στρώσης και $h_2=30\text{cm}$ & $E_{sub}=60\text{Mpa}$	38
Εικόνα 4.10 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του πάχους ασφατικής στρώσης και $h_2=30\text{cm}$ & $E_{sub}=60\text{Mpa}$	38

Εικόνα 4.11 Διατομή με μεταβολή του πάχους ασφαλικής στρώσης και $h_2=20\text{cm}$ & $E_{\text{sub}}=40\text{Mpa}$	39
Εικόνα 4.12 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του πάχους ασφαλικής στρώσης και $h_2=20\text{cm}$ & $E_{\text{sub}}=40\text{Mpa}$	40
Εικόνα 4.13 Διατομή με μεταβολή του πάχους ασφαλικής στρώσης και $h_2=40\text{cm}$ & $E_{\text{sub}}=80\text{Mpa}$	41
Εικόνα 4.14 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του πάχους ασφαλικής στρώσης και $h_2=40\text{cm}$ & $E_{\text{sub}}=80\text{Mpa}$	41
Εικόνα 4.15 Διατομή με μεταβλητό πάχος στρώσης βάσης και $h_1=16\text{cm}$ & $E_{\text{sub}}=60\text{Mpa}$	43
Εικόνα 4.16 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του πάχους στρώσης βάσης και $h_1=16\text{cm}$ & $E_{\text{sub}}=60\text{Mpa}$	43
Εικόνα 4.17 Διατομή με μεταβλητό πάχος στρώσης βάσης και $h_1=12\text{cm}$ & $E_{\text{sub}}=40\text{Mpa}$	44
Εικόνα 4.18 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του πάχους στρώσης βάσης και $h_1=12\text{cm}$ & $E_{\text{sub}}=40\text{Mpa}$	45
Εικόνα 4.19 Διατομή με μεταβλητό πάχος στρώσης βάσης και $h_1=20\text{cm}$ & $E_{\text{sub}}=80\text{Mpa}$	46
Εικόνα 4.20 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του πάχους στρώσης βάσης και $h_1=20\text{cm}$ & $E_{\text{sub}}=80\text{Mpa}$	46
Εικόνα 4.21 Διατομή με μεταβλητό μέτρο ελαστικότητας E_{sub} και $h_1=16\text{cm}$ & $h_2=30\text{cm}$	48
Εικόνα 4.22 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του μέτρο ελαστικότητας E_{sub} και $h_1=16\text{cm}$ & $h_2=30\text{cm}$	48
Εικόνα 4.23 Διατομή με μεταβλητό μέτρο ελαστικότητας E_{sub} και $h_1=12\text{cm}$ & $h_2=20\text{cm}$	49
Εικόνα 4.24 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του μέτρο ελαστικότητας E_{sub} και $h_1=12\text{cm}$ & $h_2=20\text{cm}$	50
Εικόνα 4.25 Διατομή με μεταβλητό μέτρο ελαστικότητας E_{sub} και $h_1=20\text{cm}$ & $h_2=40\text{cm}$	51
Εικόνα 4.26 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του μέτρο ελαστικότητας E_{sub} και $h_1=20\text{cm}$ & $h_2=40\text{cm}$	51
Εικόνα 4.27 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του μέτρο ελαστικότητας E_{sub} και $h_1=20\text{cm}$ & $h_2=40\text{cm}$ χωρίς τον νόμο U.S.A.C.E.....	52

ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 4.1 Ποσοστιαία διαφορά νόμων αστοχίας από τον μέσο όρο (χωρίς I.R.C).....	30
Πίνακας 4.2 Αποτελέσματα αριθμού επιτρεπόμενων διελεύσεων και δείκτη φθοράς της διατομής αναφοράς σύμφωνα με το Asphalt Institute	31
Πίνακας Π.1 Αποτελέσματα υπολογισμών: Επίδραση μεταβολής της κατακόρυφης παραμόρφωσης στους νόμους αστοχίας (1)	59
Πίνακας Π.2 Αποτελέσματα υπολογισμών: Επίδραση μεταβολής της κατακόρυφης παραμόρφωσης στους νόμους αστοχίας (2)	60
Πίνακας Π.3 Αποτελέσματα υπολογισμών: Επίδραση μεταβολής της κατακόρυφης παραμόρφωσης στους νόμους αστοχίας (3)	61
Πίνακας Π.4 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της ασφαλτικής στρώσης (1)	62
Πίνακας Π.5 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της ασφαλτικής στρώσης (2)	63
Πίνακας Π.6 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της ασφαλτικής στρώσης (3)	64
Πίνακας Π.7 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της στρώσης βάσης (1)	65
Πίνακας Π.8 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της στρώσης βάσης (2)	66
Πίνακας Π.9 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της στρώσης βάσης (3)	67
Πίνακας Π.10 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το μέτρο ελαστικότητας (1).....	68
Πίνακας Π.11 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το μέτρο ελαστικότητας (2).....	69
Πίνακας Π.12 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το μέτρο ελαστικότητας (3).....	70

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Αντικείμενο

Η ανάγκη για ασφαλή και γρήγορη μετακίνηση και κατά συνέπεια η βελτίωση της ποιότητας ζωής υπήρχε ήδη από τα τέλη της δεκαετίας του 1880 στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής. Καθώς τα φορτία διέλευσης αυξανόταν με την πρόοδο της βιομηχανίας, το έδαφος δεν ήταν σε θέση να το παραλάβει λόγω φτωχών μηχανικών χαρακτηριστικών, προκαλώντας τη δημιουργία μεγάλων καθιζήσεων. Κατ' αυτόν τον τρόπο ξεκίνησε η χρησιμοποίηση οδοστρωμάτων με στρώσεις ασφάλτου ή σκυροδέματος (Christopher, Schwartz, and Boudreau 2006).

Η πρώτη προσπάθεια για μία ολοκληρωμένη μέθοδο σχεδιασμού οδοστρώματος πραγματοποιήθηκε στο Ιλινόις των Η.Π.Α. το 1958-1961 με το οδικό πείραμα της Αμερικάνικης Ένωση Αυτοκινητόδρομων και Μεταφορών, AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Στην πραγματικότητα, το οδικό πείραμα AASHTO ήταν μία σειρά πειραμάτων που πραγματοποιήθηκαν με στόχο τον προσδιορισμό του τρόπου με τον οποίο τόσο η κυκλοφορία των οχημάτων, όσο και το περιβάλλον επηρεάζουν την λειτουργική κατάσταση του οδοστρώματος, δηλαδή τα ποιοτικά χαρακτηριστικά του οδοστρώματος που συμβάλουν στην καλή ή μη καλή λειτουργία του.

Τα αποτελέσματα του οδικού πειράματος AASHTO χρησιμοποιήθηκαν για την ανάπτυξη μιας εμπειρικής μεθόδου για τον σχεδιασμό οδοστρώματος, ο οποίος εκδόθηκε το 1961 ως "AASHTO Interim Guide for the Design of Rigid and Flexible Pavements". Από τότε, και μετά από σχετικές αναλύσεις σε συνδυασμό με νέα αποτελέσματα πειραμάτων, αναπτύχθηκε η έκδοση AASHTO 1993, η οποία εξακολουθεί να είναι σε ευρεία χρήση στις Η.Π.Α., αλλά και σε διεθνές επίπεδο.

Ωστόσο, οι εμπειρικές μέθοδοι μπορούν μόνο να εφαρμοστούν με βεβαιότητα σε κατασκευές οδών όπου επικρατούν παρόμοιες συνθήκες (καιρικές συνθήκες, κοκκομετρία και υγρασία υπεδάφους, υλικά οδοποιίας κ.τ.λ.) όπως στα πειράματα της AASHTO. Οι συνεχόμενα αυξανόμενες απαιτήσεις αντοχής των οδοστρωμάτων, καθώς και η προσπάθεια μείωσης του κόστους, έφεραν την ανάγκη για μία πιο επιστημονική διερεύνηση της

αλληλεπίδρασης μεταξύ της δομής του οδοστρώματος, των συνθήκων φόρτισης και των περιβαλλοντικών συνθηκών.

Πλέον έχει αναπτυχθεί μεγάλος αριθμός αναλυτικών μεθόδων διαστασιολόγησης οδοστρώματος που βασίζονται στην εκτίμηση των τάσεων και των παραμορφώσεων στο οδόστρωμα, όπως και στις μηχανικές και φυσικές ιδιότητες των υλικών οδοστρωσίας και μπορούν να εφαρμοστούν ανεξαρτήτως υπεδάφους και καιρικών συνθηκών. Με βάση τις αναλύσεις που έχουν πραγματοποιηθεί έχει διαπιστωθεί ότι δύο είναι οι κρίσιμες θέσεις αστοχίας για την εντατική κατάσταση ενός εύκαμπτου οδοστρώματος. Η πρώτη θέση αστοχίας βρίσκεται στον πυθμένα των ασφαλικών στρώσεων, η οποία προκαλείται όταν οι εφελκυστικές τάσεις και παραμορφώσεις είναι μεγάλες και ονομάζεται αστοχία λόγω κόπωσης του ασφαλτομίγματος (fatigue). Η δεύτερη θέση αστοχίας βρίσκεται στην κορυφή της στρώσης έδρασης και προκαλείται λόγω κατακόρυφων τάσεων και παραμορφώσεων (rutting). Η αστοχία αυτή εμφανίζεται κατά την διάρκεια των επαναλαμβανόμενων φορτίσεων και εξαρτάται κυρίως από τη γεωτεχνική υποδομή και ειδικότερα από τη στρώση έδρασης. Εάν το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους είναι χαμηλό, τότε οι τάσεις που αναπτύσσονται προκαλούν παραμένουσα παραμόρφωση στο οδόστρωμα που εμφανίζεται και στην επιφάνεια του δρόμου (Arnold et al. 2002, Acikgöz and Rauf 2010). Η παραμένουσα παραμόρφωση επιφέρει την υποβάθμιση τόσο των χαρακτηριστικών του οδοστρώματος, όσο και του επιπέδου εξυπηρετικότητας προς τους χρήστες της οδού. Για αυτόν τον λόγο είναι σημαντικό κατά την διαστασιολόγηση, να πραγματοποιηθεί η πρόβλεψη της κατά τη διάρκεια ζωής του οδοστρώματος. Έτσι λοιπόν, έχουν αναπτυχθεί πειραματικοί νόμοι αστοχίας που συμπεριλαμβάνονται σε μεθόδους σχεδιασμού οδοστρωμάτων για την αποφυγή τέτοιου είδους αστοχίας. Οι νόμοι έχουν μορφή σχέσεων που προβλέπουν έναν μέγιστο επιτρεπόμενο αριθμό διελεύσεων κυκλοφοριακών φορτίων, συναρτήσει των κατακόρυφων παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στην στρώση έδρασης. Στο επίκεντρο της παρούσας εργασίας είναι η δεύτερη μορφή αστοχίας, δηλαδή η αστοχία της στρώσης έδρασης.

1.2 Στόχος-μεθοδολογία

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η σύγκριση διάφορων νόμων που αναπτύχθηκαν για την πρόβλεψη της αστοχίας της στρώσης έδρασης, καθώς και η διερεύνηση της επιρροής τους στην διαστασιολόγηση εύκαμπτων οδοστρωμάτων. Συγκεκριμένα, η διερεύνηση αφορά την εκτίμηση των επιτρεπόμενων διελεύσεων μέσω των διαφορετικών νόμων αστοχίας, οι οποίοι

σχετίζονται άμεσα με την κατακόρυφη παραμόρφωση που αναπτύσσεται στην κορυφή της στρώσης έδρασης.

Για την επίτευξη του προαναφερόμενου στόχου, αρχικά πραγματοποιείται μια βιβλιογραφική ανασκόπηση μέσω της οποίας συγκεντρώνονται διάφορες σχέσεις για την πρόβλεψη των επιτρεπόμενων διελεύσεων σε ένα νέο οδόστρωμα, οι οποίες αναπτύχθηκαν από διάφορους οργανισμούς μελέτης οδοστρωμάτων ως νόμοι αστοχίας που αφορούν στη στρώση έδρασης. Ακολουθούν πειραματικές αναλύσεις για τον υπολογισμό τάσεων και παραμορφώσεων που αναπτύσσονται σε ένα εύκαμπτο οδόστρωμα με τη βοήθεια κατάλληλου λογισμικού. Στην συνέχεια πραγματοποιούνται συγκριτικές αναλύσεις των νόμων αστοχίας της στρώσης έδρασης και διερευνάται η επιρροή τους στην διαστασιολόγηση εύκαμπτων οδοστρωμάτων ως προς τη μεταβολή του πάχους της ασφαλτικής στρώσης και της στρώσης βάσης, καθώς και του μέτρου ελαστικότητας της στρώσης έδρασης. Τέλος, αξιολογούνται οι διαφοροποιήσεις που παρουσιάζουν οι υπό διερεύνηση νόμοι αστοχίας κατά την εφαρμογή τους στην πρόβλεψη του επιτρεπόμενου αριθμού διελεύσεων για θεωρητικές διατομές οδοστρώματος.

1.3 Δομή

Η παρούσας εργασία αποτελείται από 6 κεφάλαια συμπεριλαμβανομένου του παρόντος. Συγκεκριμένα, περιλαμβάνονται τα ακόλουθα κεφάλαια:

- Το κεφάλαιο 2 όπου γίνεται αναφορά στις βασικές αρχές ανάλυσης για τον σχεδιασμό εύκαμπτων οδοστρωμάτων.
- Το κεφάλαιο 3, όπου περιγράφεται η αστοχία της στρώσης έδρασης ενός εύκαμπτου οδοστρώματος, καθώς επίσης παρουσιάζονται διάφοροι νόμοι αστοχίας όπως προέκυψαν από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση.
- Το κεφάλαιο 4, όπου πραγματοποιούνται πειραματικές αναλύσεις για τη διερεύνηση των νόμων αστοχίας της στρώσης έδρασης.
- Το κεφάλαιο 5, το οποίο συνοψίζει τα συμπεράσματα της εργασίας, καθώς και ορισμένες προτάσεις για μελλοντική έρευνα.
- Το κεφάλαιο 6, όπου συγκεντρώνεται η διεθνής βιβλιογραφία στην οποία βασίστηκε η εκπόνηση της διπλωματικής εργασίας.
- Τέλος, το Παράρτημα περιλαμβάνει τους πίνακες με τα αποτελέσματα των αναλυτικών υπολογισμών.

2 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΩΝ

2.1 Γενικά

Ως οδόστρωμα ορίζεται η κατασκευή η οποία αποτελείται από επάλληλες στρώσεις επιλεγμένων ή επεξεργασμένων υλικών και εδράζονται πάνω στο φυσικό έδαφος. Ο πρωταρχικός στόχος είναι η μεταβίβαση των φορτίων κυκλοφορίας στο υπέδαφος και η παροχή μιας ομαλής επιφάνειας. Αυτό θα επιτρέπει στα οχήματα να διασχίσουν το οδόστρωμα με ασφάλεια και υπό διαφορετικές κλιματολογικές συνθήκες καθ' όλη την διάρκεια της ζωής του.

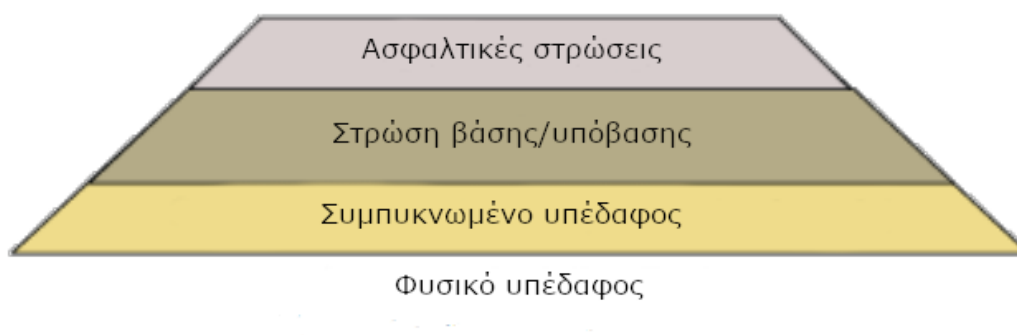
Κατά την διαστασιολόγηση των εύκαμπτων οδοστρώματων γίνεται ο υπολογισμός του πάχους της κάθε στρώσης σύμφωνα με τις απαιτήσεις φόρτισης, την ποιότητα του υπάρχοντος υπεδάφους, των διαθέσιμων υλικών και των περιβαλλοντικών συνθηκών που επικρατούν στην εκάστοτε περιοχή. Αν μια από τις στρώσεις αστοχήσει τότε θα έχει ως αποτέλεσμα την αστοχία όλου του οδοστρώματος. Επομένως, είναι πολύ σημαντικό να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται κάθε στρώση με μεγάλη προσοχή. Ο κρίσιμος παράγοντας για να μπορέσει να αντέξει το οδόστρωμα τον φόρτο κυκλοφορίας για όλη την διάρκεια της ζωής του, είναι το υπάρχον υπέδαφος στο σημείο υλοποίησης του έργου. Η μη στατική επάρκεια του υπεδάφους οδηγεί σε μεγάλα κόστη για την ενίσχυση του ή την ανάγκη κατασκευής μεγάλου πάχους ασφαλικών στρώσεων.

Τα οδοστρώματα μπορούν να ταξινομηθούν με βάση την δομή τους και τον τρόπο με τον οποίο διανέμονται τα φορτία στο υπέδαφος σε δύο κύριες κατηγορίες, τα εύκαμπτα και τα δύσκαμπτα. Υπάρχει όμως και μία ακόμη κατηγορία, τα σύνθετα οδοστρώματα που αποτελούνται από ένα λεπτό στρώμα εύκαμπτου οδοστρώματος πάνω από άκαμπτο οδόστρωμα. Ωστόσο, λόγω του υψηλού κόστους και της σύνθετης ανάλυσης που απαιτείται σε τέτοιου είδους οδοστρώματα, δεν χρησιμοποιούνται παρά μόνο σε ειδικές περιπτώσεις.

Συγκεκριμένα, το εύκαμπτο οδόστρωμα αποτελείται από ασφαλικές στρώσεις και στρώσεις βάσης/υπόβασης από ασύνδετα υλικά, οι οποίες εδράζονται πάνω σε διαμορφωμένο συμπαγνυμένο έδαφος. Σε αυτόν λοιπόν τον τύπο οδοστρώματος εστιάζει η παρούσα διπλωματική εργασία.

2.2 Δομή εύκαμπτου οδοστρώματος

Η δομή του εύκαμπτου οδοστρώματος (Εικόνα 2.1) βασίζεται στη λογική ότι η ένταση ενός φορτίου οποιουδήποτε μεγέθους μειώνεται, καθώς το φορτίο μεταδίδεται από την επιφάνεια προς τις κατώτερες στρώσεις.



Εικόνα 2.1 Τυπική διατομή εύκαμπτου οδοστρώματος

Η μείωση της έντασης των φορτίων κυκλοφορίας ή των τάσεων που αναπτύσσονται στη δομή ενός εύκαμπτου οδοστρώματος, επιτυγχάνεται με τη βοήθεια διαφόρων επαλλήλων στρώσεων που συνήθως είναι οι εξής:

Επιφανειακή στρώση

Αποτελείται συνήθως από ασφαλτόμιγμα, δηλαδή από ένα μίγμα ασφάλτου και αδρανών υλικών. Η λειτουργία αυτού του στρώματος είναι:

- να αντέχει την υψηλή πίεση των ελαστικών των οχημάτων
- να παρέχει μια επίπεδη αντιστοιχισμένη επιφάνεια
- να στεγανοποιεί όλη τη δομή του οδοστρώματος

Το πάχος της ασφαλτικής στρώσης εξαρτάται τόσο από την ποιότητα του χρησιμοποιούμενου ασφαλτομίγματος, όσο και από την ποιότητα του υπεδάφους και του αναμενόμενου κυκλοφοριακού φόρτου που προβλέπεται να καταπονήσει το οδόστρωμα.

Στρώση Βάσης

Η αμέσως επόμενη στρώση που βρίσκεται κάτω από την επιφανειακή ασφαλτική στρώση ονομάζεται στρώση βάσης. Αποτελείται από μία ή περισσότερες στρώσεις και κατασκευάζεται από συμπυκνωμένο ασύνδετο, θραυστό ή φυσικό αμμοχάλικο ορισμένης διαβάθμισης και έχει τις εξής ιδιότητες:

- μειώνει τα φορτία κυκλοφορίας και βελτιώνει τη δυσκαμψία του οδοστρώματος
- λειτουργεί έμμεσα και ως αντιπαγετική στρώση
- συμβάλλει στην αποστράγγιση
- προσφέρει μία ομοιόμορφη και σταθερή επιφάνεια για τη διάστρωση της ασφαλικής στρώσης

Υπόβαση

Η υπόβαση είναι μια στρώση που λειτουργεί επιπρόσθετα στη στρώση βάσης. Αποτελείται γενικά από υλικά χαμηλότερης ποιότητας από αυτά της βάσης, αλλά υψηλότερης ποιότητας από εκείνα του υπεδάφους. Ωστόσο δεν απαιτείται πάντοτε, παρά μόνο σε οδοστρώματα, τα οποία κατασκευάζονται επάνω σε έδαφος χαμηλής ποιότητας ή σε περιπτώσεις όπου τα κατάλληλα υλικά που απαιτούνται για τη στρώση βάσης δεν είναι διαθέσιμα τοπικά. Εντούτοις εξυπηρετεί τις ίδιες λειτουργίες όπως η στρώση βάσης δηλαδή χρησιμοποιείται για να:

- αναλάβει το πρόσθετο φορτίο που δεν μπορεί αναλάβει αποκλειστικά η στρώση βάσης
- αυξάνει την φέρουσα ικανότητα του οδοστρώματος
- παρέχει επιπλέον μόνωση για την ελαχιστοποίηση των επιζήμιων επιπτώσεων της δράσης παγετού
- αυξάνει την αποστράγγιση
- παρέχει μία πλατφόρμα εργασίας για εργασίες κατασκευής σε περιπτώσεις όπου το έδαφος είναι πολύ αδύναμο

Υπέδαφος

Το υπέδαφος, ή αλλιώς στρώση έδρασης, είναι η επιφάνεια του εδάφους στην οποία κατασκευάζονται οι στρώσεις του οδοστρώματος. Ο σκοπός του υπεδάφους είναι να παρέχει μία βάση για την κατασκευή του οδοστρώματος και την υποστήριξή του, διότι διαδραματίζει σημαντικό ρόλο στη φέρουσα ικανότητα, επηρεάζοντας σημαντικά τη διαστασιολόγηση του. Εάν το υπέδαφος είναι πολύ αδύναμο για να υποστηρίξει τα φορτία του τροχού, στο οδόστρωμα εμφανίζεται μια παραμένουσα παραμόρφωση. Το ανώτερο στρώμα αυτού του φυσικού εδάφους μπορεί να είναι συμπιεσμένο ώστε να αυξηθεί η δυσκαμψία του.

2.3 Αναπτυσσόμενες τάσεις στο εύκαμπτο οδόστρωμα

Στα εύκαμπτα οδοστρώματα, η κατανομή των τάσεων ενός φορτίου αλλάζει από την μια στρώση στην άλλη, λόγω της διαφοροποίησης του μέτρου ελαστικότητας κάθε στρώσης. Το μέτρο ελαστικότητας μειώνεται από την ανώτερη προς τις κατώτερες στρώσεις, καθώς υψηλότερα τοποθετούνται υλικά με καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά. Ο στόχος του σχεδιασμού ενός εύκαμπτου οδοστρώματος είναι να αποφευχθεί η παραμένουσα παραμόρφωση που μπορεί να προκαλέσει το φορτίο σε οποιοδήποτε στρώση. Η αποτυχία επίτευξης αυτού του στόχου θα έχει ως αποτέλεσμα την συνολική αστοχία του οδοστρώματος.

Με τη βοήθεια των αναλυτικών μεθόδων είναι πλέον δυνατός ο υπολογισμός των τάσεων και παραμορφώσεων σε κάθε στρώση. Η ιδανική προσέγγιση για τον ακριβή υπολογισμό των τάσεων θα ήταν ένα μοντέλο που θα λαμβάνει στατικά και δυναμικά φορτία, τα χαρακτηριστικά των υλικών, το κυκλοφοριακό φόρτο των οχημάτων και τις υπάρχουσες περιβαλλοντικές συνθήκες. Ωστόσο υπάρχουν αρκετά απλουστέρα μοντέλα με τα οποία είναι δυνατόν να γίνει μία καλή εκτίμηση των τάσεων και παραμορφώσεων.

Η πιο διαδεδομένη μέθοδος λόγω της απλότητας και των ορθών αποτελεσμάτων της για τον υπολογισμό των τάσεων και παραμορφώσεων είναι η θεωρία των πολλαπλών στρώσεων (Multi-Layer Theory, MLT). Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην παραδοχή ότι τα υλικά συμπεριφέρονται ως ελαστικά ομοιογενή και ισότροπα. Επίσης, υπάρχουν μοντέλα που βασίζονται στη θεωρία των πεπερασμένων στοιχείων για την ανάλυση των τάσεων και παραμορφώσεων, η οποία είναι η πιο ακριβής, αλλά ταυτόχρονα περίπλοκη και χρονοβόρα.

Η αναλυτική προσέγγιση των τάσεων και παραμορφώσεων χρησιμοποιείται κυρίως για τον περιορισμό δύο τύπων αστοχίας. Ο πρώτος είναι η κόπωση του ασφαλτομίγματος ως συνάρτηση της εφελκυστικής παραμόρφωσης στον πυθμένα της ασφαλτικής στρώσης, ενώ ο δεύτερος τύπος αστοχίας οφείλεται στην παραμένουσα παραμόρφωση ως συνάρτηση της κατακόρυφης παραμόρφωσης στην κορυφή της στρώσης έδρασης. Ο υπολογισμός των τάσεων και οι νόμοι αστοχίας που διέπουν την αστοχία της στρώσης έδρασης θα περιγραφούν ενδελεχώς στα επόμενα κεφάλαια.

2.4 Αναλυτικός υπολογισμός εντατικών μεγεθών

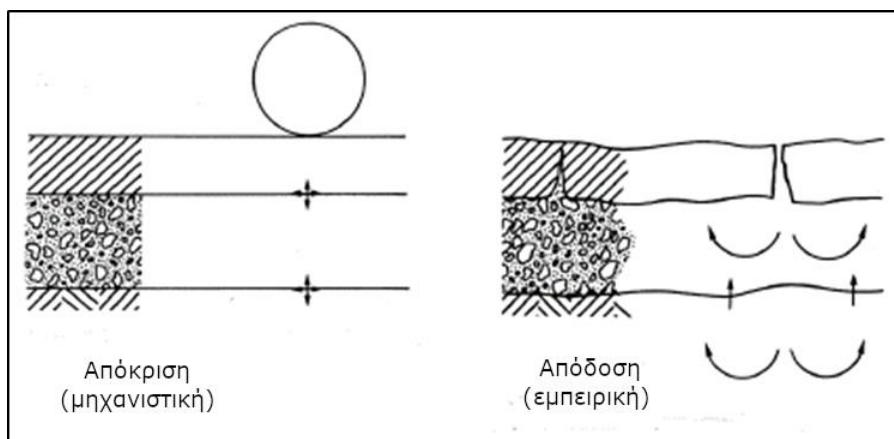
2.4.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός των οδοστρωμάτων έχει εξελιχθεί τις τελευταίες δεκαετίες από μία καθαρά εμπειρική σε μία μηχανιστική προσέγγιση. Οι εμπειρικές μέθοδοι βασίζονται κυρίως στα αποτελέσματα πειραμάτων ή της εμπειρίας που αποκτήθηκε μετά από μελέτες, όσον αφορά την απόδοση σε ήδη υπάρχοντα οδοστρώματα υπό συγκεκριμένο κυκλοφοριακό φόρτο. Ωστόσο, δεν συνιστάται να χρησιμοποιούνται εμπειρικά λαμβανόμενες σχέσεις για την περιγραφή φαινομένων που συμβαίνουν εκτός της εμβέλειας των αρχικών δεδομένων που χρησιμοποιούνται για την ανάπτυξη της σχέσης.

Η πρώτη εμπειρική μέθοδος σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκε παγκοσμίως ήταν η μέθοδος CBR, η οποία χρησιμοποιούσε τον δείκτη CBR για την αξιολόγηση του εδάφους και τη διαστασιολόγηση του οδοστρώματος. Η μέθοδος αυτή, υιοθετήθηκε από το Σώμα Μηχανικών του Αμερικανικού Στρατού (1945) και αναπτύχθηκε από το Τμήμα Αυτοκινητοδρόμων της Καλιφόρνιας το 1928. Με τη βοήθεια οδικών πειραμάτων και κυρίως το οδικό πείραμα AASHO που διεξήχθη από το 1958 έως το 1960 παρουσιάστηκε μεγάλη πρόοδος στις μεθόδους εμπειρικού σχεδιασμού. Πλέον ήταν δυνατή η προσέγγιση των επιπτώσεων που είχαν τα διαφορετικά κυκλοφοριακά φορτία και οι καιρικές συνθήκες στο οδόστρωμα και στη μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας ανά περίοδο. Επίσης αναπτύχθηκε η έννοια του βαθμού εξυπηρέτησης που προσφέρει το οδόστρωμα στους χρήστες. Τα αποτελέσματα αυτά χρησιμοποιήθηκαν σε διάφορους οδηγούς σχεδιασμού οδοστρώματος, κυρίως όμως στους οδηγούς σχεδιασμού AASHO (1961, 1972, 1986) και Asphalt Institute (1970). (Dawson and Kolisoja 2004)

Μετά από τριάντα χρόνια χρήσης εμπειρικών μεθόδων για τον σχεδιασμό οδοστρωμάτων, οι Dormon και Metcalf (1965), παρουσίασαν για πρώτη φορά έναν τρόπο σχεδίασης που βασιζόταν όχι αποκλειστικά στην εμπειρία αλλά και στη μηχανική. Η μηχανιστική ανάλυση στηρίζεται σε θεωρίες που ανέπτυξαν αρχικά για την κατανομή των τάσεων ο Boussinesq στα τέλη του 19^{ου} αιώνα όπως και του Burmister στα μέσα το 20^{ου} αιώνα. Ουσιαστικά, το μηχανιστικό μέρος του σχεδιασμού (μηχανιστική-εμπειρική) είναι ο υπολογισμός των τάσεων και παραμορφώσεων σε μία ή περισσότερες στρώσεις του οδοστρώματος ως συνάρτηση των ιδιοτήτων των υλικών, του πάχους των στρώσεων και των συνθηκών φόρτισης που επικρατούν. Στη συνέχεια τα αποτελέσματα που υπολογίστηκαν σχετίζονται

με τις παρατηρούμενες επιδόσεις (π.χ. υποβάθμιση της ομαλότητας, εμφάνιση ρωγμών λόγω κόπωσης, παρουσία παραμένουσας παραμόρφωσης), το οποίο θεωρείται το εμπειρικό μέρος του σχεδιασμού (Εικόνα 2.2) (Christopher, Schwartz and Boudreau 2006).



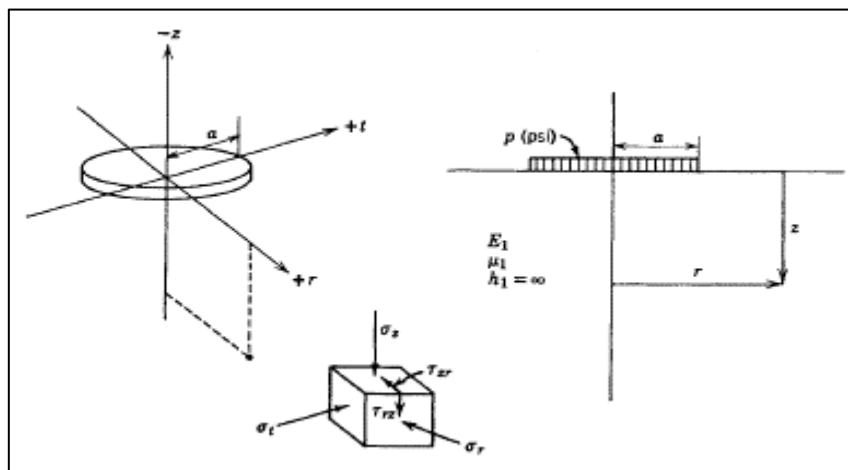
Εικόνα 2.2 Υπολογισμός τάσεων και παραμορφώσεων στις κρίσιμες θέσεις οδοστρώματος (μηχανιστική) και η παρατηρούμενη απόδοση του (εμπειρική) (Ullidtz 2002)

Η ένταξη της μηχανικής στις μεθόδους σχεδιασμού οδοστρώματος και η δυνατότητα εκτίμησης των τάσεων και παραμορφώσεων που προκαλούνται από τα φορτία κυκλοφορίας συνέβαλε στην εξέλιξη συστημάτων σχεδιασμού οδοστρωμάτων. Τα συστήματα αυτά περιλαμβάνουν νόμους αστοχίας για τον περιορισμό της εμφάνισης παραμενουσών παραμορφώσεων κατά τη διάρκεια ζωής ενός οδοστρώματος. Στους νόμους αυτούς συμπεριλαμβάνονται κριτήρια για τον περιορισμό της παραμένουσας παραμόρφωσης στη στρώση έδρασης, όπως και για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης λόγω κόπωσης στον πυθμένα των ασφαλτικών στρώσεων. Οι Kerkhoven και Dormon (1953) ήταν οι πρώτοι ερευνητές που πρότειναν τη χρήση της κατακόρυφης θλιπτικής τάσης στην κορυφή της στρώσης έδρασης ως κριτήριο αστοχίας του οδοστρώματος λόγω παραμένουσας παραμόρφωσης. Οι Saal και Pell (1960) πρότειναν τη χρήση της οριζόντιας εφελκυστικής τάσης στον πυθμένα της ασφαλτικής στρώσης για τον έλεγχο της ρηγμάτωσης λόγω κόπωσης. Αυτά ήταν τα πρώτα βήματα για την παραγωγή μίας ολοκληρωμένης μεθόδου σχεδιασμού που ελέγχει την παραμένουσα παραμόρφωση και τη ρωγμή λόγω κόπωσης. Ως αποτέλεσμα των εργασιών των Dormon και Metcalf (1965), αναπτυχθήκαν περισσότερες μέθοδοι σχεδιασμού οδοστρωμάτων που βασίζονται στα κριτήρια που ορίζουν ότι αστοχία της στρώσης έδρασης μπορεί να προβλεφθεί από τις κατακόρυφες τάσεις και παραμορφώσεις που ασκούνται. Παραδείγματα τέτοιων μεθόδων για την ανάπτυξη μίας ολοκληρωμένης μηχανικής μεθόδου σχεδιασμού που να ελέγχει την παραμένουσα παραμόρφωση και τη ρωγμή κόπωσης περιλαμβάνουν οι έρευνες των: Claussen et al. (1977) στη μέθοδο Shell, Shook et al. (1982)

στη μέθοδο του Asphalt Institute, LCPC (1981) στη γαλλική μέθοδο, Powell et al. (1984) στη βρετανική μέθοδο και Southgate et al. (1977) στη μέθοδο του State of Kentucky και αποτελούν τις κύριες συμβολές για την μηχανιστική-εμπειρική προσέγγιση (Pereira and Pais 2017).

2.4.2 Μονοστρωματικό σύστημα Boussinesq

Η θεωρία Boussinesq αναπτύχθηκε στο τέλος του 19^{ου} αιώνα. Αν και δε χρησιμοποιείται σήμερα στον σχεδιασμό οδοστρωμάτων, διότι αναφέρεται στην ιδανική περίπτωση ύπαρξης μίας μόνο στρώσης, αυτής του εδάφους, αποτέλεσε τη βάση ανάπτυξης όλων των μεταγενέστερων θεωριών για κατανομές τάσεων. Στην εδαφομηχανική όμως η θεωρία Boussinesq βρίσκει εφαρμογή ακόμη και σήμερα. Αρχικά οι εξισώσεις αναπτύχθηκαν υπό την επίδραση σημειακού φορτίου, αλλά αργότερα οι εξισώσεις επεκτάθηκαν στην εφαρμογή τους για ομοιόμορφα κυκλικά φορτία που προσαρμόζουν καλύτερα τα φορτία των τροχών (Εικόνα 2.3).



Εικόνα 2.3 Αναπτυσσόμενες τάσεις κατά Boussinesq υπό την επίδραση κυκλικού φορτίου (Yoder and Witczak 1975)

Σύμφωνα με τον Boussinesq, για ελαστικό, ομογενές και ισότροπο υλικό, του οποίου η μάζα εκτείνεται στο άπειρο και κατά τις δύο διευθύνσεις (οριζόντια και κατακόρυφη), οι τάσεις που εξασκούνται σε οποιοδήποτε σημείο υπό την επίδραση ενός ομοιόμορφα κατανεμημένου κυκλικού φορτίου, μπορούν να υπολογισθούν από τις θεμελιώδεις εξισώσεις που αφορούν κυλινδρικές συντεταγμένες:

$$\sigma_z = p \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{a}{z}\right)^2\right)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (2.1)$$

$$\sigma_t = \sigma_r = p * \left[\frac{1+2\nu}{2} - \frac{1+\nu}{\left(1+\left(\frac{a}{z}\right)^2\right)^{\frac{1}{2}}} + \frac{1}{2 * \left(1+\left(\frac{a}{z}\right)^2\right)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_z = \frac{p * (1+\nu)}{E} * \left[\frac{\frac{z}{a}}{\left(1+\left(\frac{z}{a}\right)^2\right)^{\frac{3}{2}}} - (1-2\nu) * \left(\frac{\frac{z}{a}}{\left(1+\left(\frac{z}{a}\right)^2\right)^{\frac{1}{2}}} - 1 \right) \right] \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_r = \frac{1}{E} * \left[\frac{1-\nu}{2\nu} * (\sigma_z - E * \varepsilon_z) - \nu * \sigma_z \right] \quad (2.4)$$

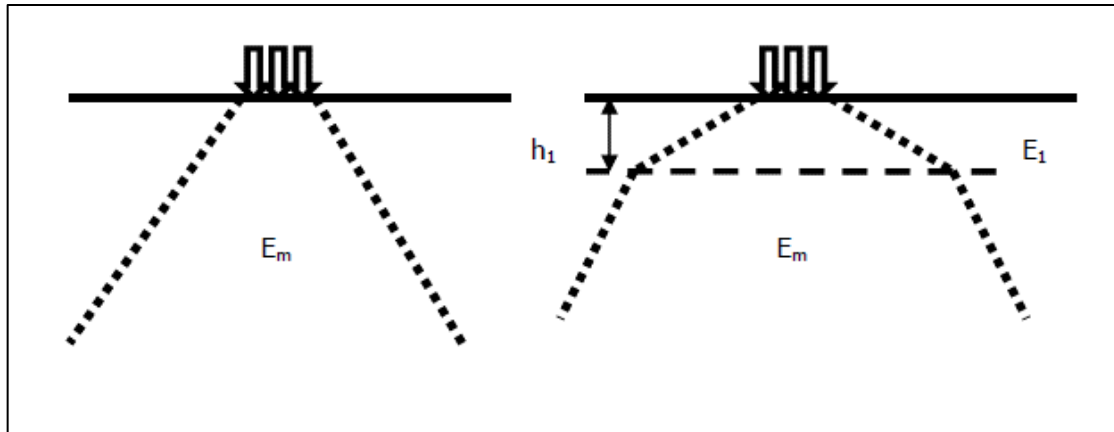
$$w_z = \frac{(1+\nu) * p * a}{E} * \left[\frac{1}{\left(1+\left(\frac{z}{a}\right)^2\right)^{\frac{1}{2}}} + (1-2\nu) * \left(\left(1+\left(\frac{z}{a}\right)^2\right)^{\frac{1}{2}} - \frac{z}{a} \right) \right] \quad (2.5)$$

Όπου

- σ_z : η κατακόρυφη τάση
- σ_r : η ακτινική οριζόντια τάση
- σ_t : η εφαπτομενική οριζόντια τάση
- ε_z : η κατακόρυφη παραμόρφωση
- ε_r : η ακτινική οριζόντια παραμόρφωση
- ε_t : η εφαπτομενική οριζόντια παραμόρφωση
- ν : λόγος Poisson
- E : μέτρο ελαστικότητας
- a : ακτίνα κύκλου επαφής ομοιόμορφου φορτίου
- p : πίεση τροχού
- z : βάθος από την επιφάνεια
- w_z : η βύθιση

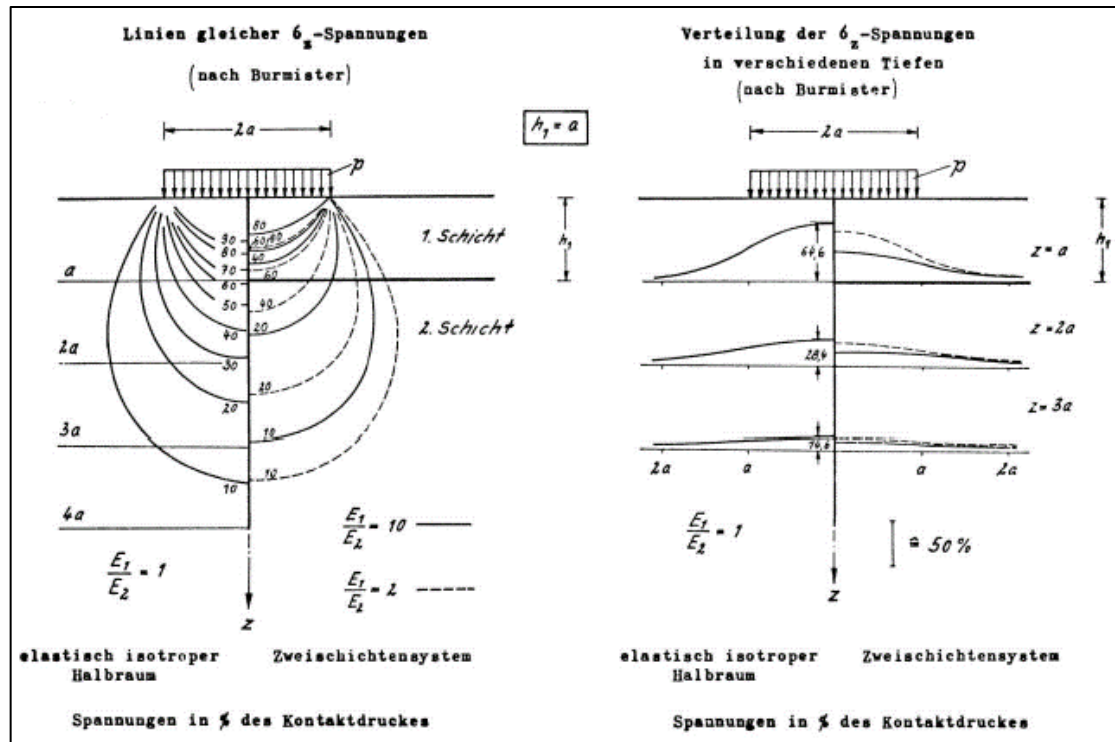
2.4.3 Σύστημα δύο στρώσεων Burmister

Στην πραγματικότητα, ακόμα και σε ένα οδόστρωμα χωρίς ασφαλική στρώση, η δομή του οδοστρώματος δεν θεωρείται ότι αποτελείται από μία μόνο στρώση. Ειδικά στα σύγχρονα δεδομένα αποτελούνται από συστήματα πολλαπλών στρώσεων με διαφορετικά χαρακτηριστικά το καθένα. Κύριο χαρακτηριστικό παραμένει η μεγαλύτερη ακαμψία του ανώτατου στρώματος που έχει ως αποτέλεσμα την καλύτερη κατανομή του φορτίου. Αυτό απεικονίζεται σχηματικά στην παρακάτω Εικόνα 2.4. Για την ανάλυση τέτοιων πολυστρωματικών τύπων οδοστρώματος αναπτύχθηκε η θεωρία του Burmister (Molenaar 2018).



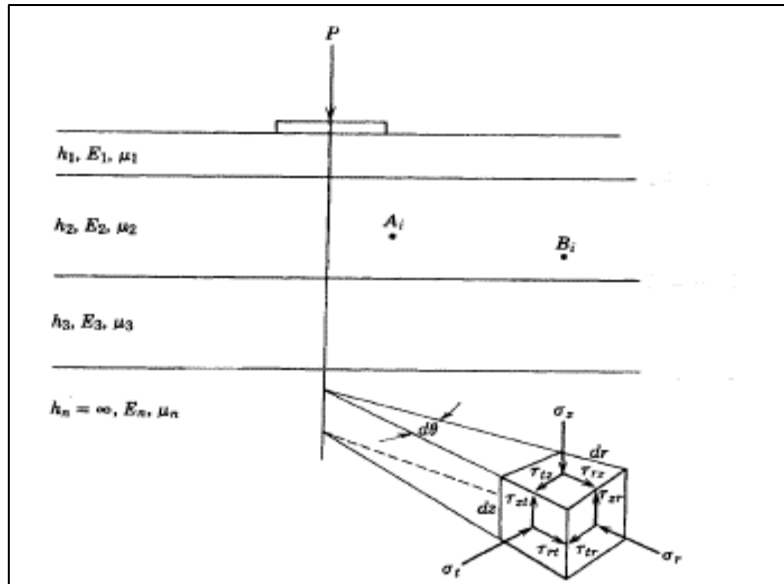
Εικόνα 2.4 Επίδραση ενός δύσκαμπτου άνω στρώματος στην κατανομή του φορτίου (Molenaar 2018)

Ο Donald Martin Burmister του Πανεπιστημίου Columbia της Νέα Υόρκη (ΗΠΑ) ανέπτυξε το 1943 μία μέθοδο ανάλυσης συστήματος δύο στρώσεων. Κατά την μέθοδο αυτή, γίνεται προσομοίωση ενός εύκαμπτου οδοστρώματος που έχει το ανώτερο του στρώμα πιο δύσκαμπτο από τη στρώση έδρασης. Αργότερα η θεωρία επεκτάθηκε και σε ένα σύστημα τριών στρώσεων. Στην Εικόνα 2.5 απεικονίζεται το πώς επιδρά η δύσκαμπτη άνω στρώση στην κατανομή των κατακόρυφων τάσεων σε ένα σύστημα δύο στρώσεων. Από την εμφανιζόμενη ισοστατική καμπύλη, που είναι γνωστή από την εδαφομηχανική, παρατηρείται ότι το μέγεθος της κατακόρυφης τάσης εξαρτάται και επηρεάζεται αρκετά από την ακαμψία της άνω στρώσης ενώ το πλάτος της ισοστατικής καμπύλης επηρεάζεται λιγότερο (Han 1973).



Εικόνα 2.5 Επίδραση της ακαμψίας της άνω στρώσης στην κατακόρυφη τάση και στο πλάτος των ισοστατικών καμπυλών (Molenaar 2018)

Η μέθοδος βασίστηκε όπως και στην θεωρία του Boussinesq, στη θεμελιώδη αρχή των γραμμικών ελαστικών μέσων με ορισμένες αναγκαίες παραδοχές στις οριακές συνθήκες. Η επιφανειακή στρώση θεωρείται ότι εκτείνεται πλευρικά μέχρι το άπειρο ενώ το βάθος είναι πεπερασμένο. Η υποκείμενη στρώση υποτίθεται ότι εκτείνεται μέχρι το άπειρο πλευρικά και κατακόρυφα. Λόγω της πολυπλοκότητας των εμπλεκόμενων μαθηματικών σχέσεων, γινόταν περιορισμένη χρήση αυτής της θεωρίας και μόνο λίγες αριθμητικές λύσεις ήταν διαθέσιμες (Fox 1948). Στην πορεία και με την ανάπτυξη των υπολογιστών, η θεωρία απέκτησε μεγαλύτερη σημασία και έχει επεκταθεί πλέον και σε συστήματα πολλαπλών στρώσεων (Warren and Dieckmann 1963), όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.6.



Εικόνα 2.6 Συστήματα πολλαπλών στρώσεων (Yoder and Witczak 1975)

2.4.4 Μέθοδος Odemark

Η έννοια των ισοδύναμων στρώσεων του Odemark, χρησιμοποιείται συχνά ως μια μέθοδος προσέγγισης της δομικής ανάλυσης του οδοστρώματος, καθώς επιτρέπει τη μετατροπή στα συστήματα οδοστρωμάτων πολλών στρώσεων σε ένα ισοδύναμο σύστημα μίας στρώσης με ένα ισοδύναμο πάχος. Η μέθοδος αυτή υποθέτει ότι οι τάσεις και οι παραμορφώσεις κάτω από μία στρώση εξαρτώνται μόνο από την ακαμψία της συγκεκριμένης στρώσης αυτής. Συγκεκριμένα, αν το πάχος (h) και τα μηχανικά χαρακτηριστικά, όπως το μέτρο ελαστικότητας (E) και ο λόγος Poisson (ν) μίας στρώσης μεταβληθούν, αλλά η ακαμψία παραμένει αμετάβλητη, οι τάσεις και οι παραμορφώσεις κάτω από τη στρώση αυτή θα πρέπει επίσης να παραμείνουν (σχετικά) αμετάβλητες. Σύμφωνα με τον Odemark, η ακαμψία μίας στρώσης οδοστρώματος είναι ανάλογη προς της παρακάτω ποσότητας:

$$\frac{h^3 E}{1 - \nu^2} \quad (2.6)$$

Η μετατροπή του Odemark φαίνεται στην Εικόνα 2.7. Η πρώτη στρώση με E_1, ν_1 και πάχους h_1 αντικαθίσταται με μια ισοδύναμη στρώση με διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά E_2, ν_2 και πάχος h_2 , αλλά ίδιας ακαμψίας.



Εικόνα 2.7 Ισοδύναμο πάχος κατά Odemark (El-Badawy and Kamel 2011)

Το ισοδύναμο πάχος, που προκύπτει από την μετατροπή, μπορεί να υπολογιστεί από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\frac{h_1^3 E_1}{1-\nu_1^2} = \frac{h_2^3 E_2}{1-\nu_2^2} h_{i\sigma} \Rightarrow h_1^3 \sqrt{\frac{E_1(1-\nu_2^2)}{E_2(1-\nu_1^2)}} \quad (2.7)$$

Για την καλύτερη προσέγγιση των εξισώσεων του Odemark και της ελαστικής θεωρίας του Boussinesq χρησιμοποιείται ένας διορθωτικός συντελεστής (f). Για την περίπτωση ενός συστήματος δύο στρώσεων με σταθερό λόγο Poisson για όλες τις στρώσεις του οδοστρώματος, το ισοδύναμο πάχος υπολογίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$h_{i\sigma} = f * h_1^3 \sqrt{\frac{E_1}{E_2}} \quad (2.8)$$

Οι τιμές του διορθωτικού συντελεστή (f) κυμαίνονται από 0.80 έως 1.0. Για σύστημα δυο στρώσεων η τιμή λαμβάνεται ίση με 0.90 ενώ για σύστημα πολλαπλών στρώσεων λαμβάνεται ίση με 0.80, εκτός από την πρώτη διαχωριστική επιφάνεια όπου η τιμή του διορθωτικού συντελεστή είναι ίση με 1.0.

Σε ένα σύστημα πολλαπλών στρώσεων (n) το ισοδύναμο πάχος των ανώτερων στρώσεων (n-1) μπορεί να υπολογιστεί με την εξής εξίσωση:

$$h_{e,n} = f * \sum_{i=3}^{n-1} h_i^3 \sqrt{\frac{E_i}{E_n}} \quad (2.9)$$

Όπου h_e, n : ισοδύναμο πάχος της στρώσης ενδιαφέροντος (στρώση n).
 h_i : πάχος στρώσης i
 f : διορθωτικός συντελεστής.
 E_i, E_n : μέτρο ελαστικότητας των στρώσεων

2.4.5 Εργαλεία ανάλυσης εύκαμπτων οδοστρωμάτων

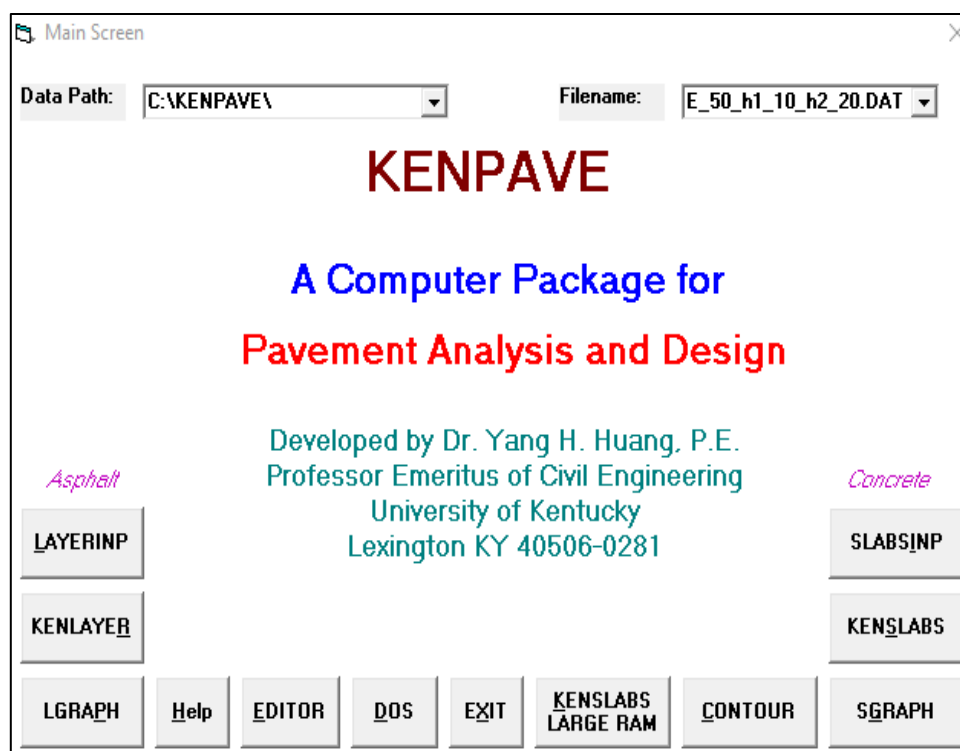
Τα λογισμικά ανάλυσης εύκαμπτων οδοστρωμάτων αποτελούν ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο στην οδοποιία. Ο υπολογιστικός χρόνος της διαδικασίας σχεδιασμού ελαχιστοποιείται, όπως επίσης και το σφάλμα, συγκριτικά με το χειροκίνητο υπολογισμό. Η χρήση τους προσδίδει υψηλή ακρίβεια στο σχεδιασμό του οδοστρώματος. Για ένα σύστημα πολλαπλών στρώσεων συνηθίζεται η χρήση ενός κατάλληλου προγράμματος στον υπολογιστή για την ανάλυση των τάσεων και των παραμορφώσεων που αναπτύσσονται. Αυτό γίνεται αναγκαίο σε περίπτωση που ο αριθμός των στρώσεων είναι μεγαλύτερος των τεσσάρων. Βοηθητικά γραφήματα για την ανάλυση των τάσεων και παραμορφώσεων σε ένα τέτοιο σύστημα στρωμάτων δεν έχουν αναπτυχθεί ακόμη.

Πληθώρα λογισμικών έχουν αναπτυχθεί τα τελευταία χρόνια και είναι δύσκολο να δοθεί μία συνολική εικόνα των διαθέσιμων αυτών προγραμμάτων. Τα πιο διαδεδομένα είναι τα: BISAR, KENPAVE, CI.R.C.LY, MePADS και WESLEA. Είναι γενικά αποδεκτό ότι το πρόγραμμα BISAR θεωρείται το σημείο αναφοράς για τα υπόλοιπα προγράμματα και αυτό οφείλεται στην υψηλή μαθηματική ακρίβεια των αποτελεσμάτων του. Το BISAR και το WESLEA επιτρέπουν να λαμβάνονται μόνο γραμμικά ελαστικά υλικά, ενώ το CI.R.C.LY επιτρέπει να ληφθεί και η μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών. Αρκετα από αυτά τα προγράμματα έχουν ενσωματωθεί σε μεθόδους σχεδιασμού οδοστρωμάτων όπως για παράδειγμα στην μέθοδο της Shell, της AASHO (Αμερικανική Ένωση Κρατικών Αυτοκινητόδρομων και Μεταφορών) και της MePADS (που αναπτύχθηκε στην Νότια Αφρική). Το KENPAVE είναι ένα δημοφιλές πρόγραμμα επειδή επιτρέπει να ληφθεί η εξαρτώμενη από την καταπόνηση συμπεριφορά των μη συνεκτικών κοκκωδών υλικών και επιτρέπει στο ασφαλικό υλικό να θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ως γραμμικά ιξωδοελαστικό. Το ίδιο ισχύει και για το πρόγραμμα RUBICON, που αναπτύχθηκε στη Νότιο Αφρική. Ένα αρκετά προηγμένο πρόγραμμα είναι το 3D-Move που δημοσιεύθηκε από το πανεπιστήμιο της Νεβάδας και επιτρέπει την ανάλυση της επίδρασης δυναμικών φορτίων. Επίσης η Αμερικανική Ένωση Κρατικών Αυτοκινητόδρομων και Μεταφορών ανέπτυξε ένα πρόγραμμα για τον σχεδιασμό οδοστρωμάτων το οποίο δίνει την δυνατότητα να γίνουν προβλέψεις για την ανάπτυξη ρωγμών και της παραμένουσας παραμόρφωσης που αναπτύσσονται σε συνάρτηση με τον εφαρμοζόμενο αριθμό

επαναλήψεων του φορτίου και των περιβαλλοντικών συνθηκών που επικρατούν (Molenaar 2018).

2.4.6 Λογισμικό KENPAVE

Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν κατά την εκπλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας έγιναν με χρήση του λογισμικού KENPAVE. Το λογισμικό αναπτύχθηκε από τον Huang (Huang 2003) στο Πανεπιστήμιο του Kentucky το 1993. Η έκδοση που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα διπλωματική είναι η πρώτη έκδοση για το λογισμικό Windows και αντικατέστησε τις DOS εκδόσεις που αναπτύχθηκαν στα τέλη του 1980. Μία από τις βελτιώσεις που παρατηρούνται στην συγκεκριμένη έκδοση, είναι η απλότητα που παρουσιάζει το περιβάλλον του προγράμματος. Στην Εικόνα 2.8 φαίνεται η αρχική οθόνη του λογισμικού. Το KENLAYER και το KENSLAB είναι τα δύο κύρια μέρη του λογισμικού KENPAVE, όπου το KENLAYER χρησιμοποιείται για την ανάλυση των εύκαμπτων οδοστρωμάτων και το KENSLAB για την ανάλυση των δύσκαμπτων οδοστρωμάτων. Για την ορθή εκτέλεση του λογισμικού σε σύγχρονους υπολογιστές, είναι απαραίτητη η χρήση λογισμικού για την προσομοίωση διαφορετικού λειτουργικού συστήματος, όπως είναι το VirtualBox.



Εικόνα 2.8 Αρχική οθόνη του λογισμικού KENPAVE

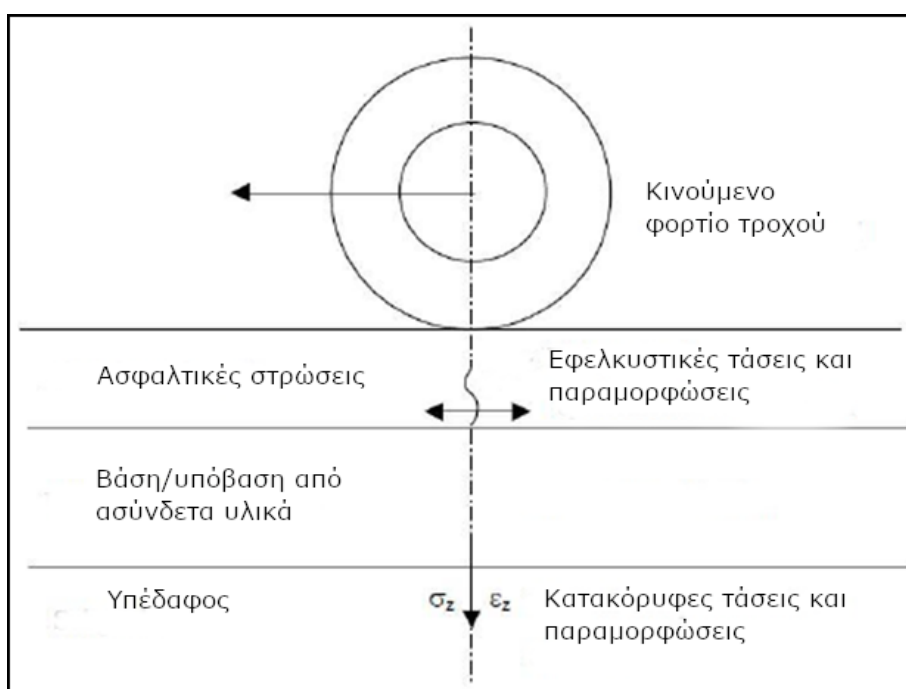
Με την χρήση του λογισμικού δίνεται η δυνατότητα, ο προσδιορισμός της εντατικής κατάστασης σε ένα οδόστρωμα να πραγματοποιείται σύμφωνα με την γραμμική ή μη

γραμμική ελαστική θεωρία, καθώς επίσης και σύμφωνα με την ιξωδοελαστική θεώρηση. Για τον υπολογισμό των τάσεων και παραμορφώσεων απαιτείται η εισαγωγή των χαρακτηριστικών του οδοστρώματος, όπως επίσης και το φορτίο που προβλέπεται να το καταπονήσει. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στον καθορισμό του σημείου ελέγχου της κατακόρυφης παραμόρφωσης (ϵ_z). Λόγω της δυσκολίας που αντιμετωπίζει το λογισμικό στον ορθό υπολογισμό των τάσεων και παραμορφώσεων στη διαχωριστική επιφάνεια δύο στρώσεων, η επιλογή του σημείου ελέγχου πρέπει να επιλεγθεί 1mm χαμηλότερα από το σημείο επαφής. Επίσης μπορούν να εισαχθούν έως και 19 στρώσεις με διαφορετικά χαρακτηριστικά η κάθε μία, όπως επίσης μπορεί να γίνει και επιλογή συγκεκριμένων κατακόρυφων συντεταγμένων που είναι υπό ανάλυση. Κάθε χρόνος μπορεί να χωριστεί σε δώδεκα περιόδους με διαφορετικές τιμές του μέτρου ελαστικότητας, όπως και διαφορετικές τιμές φορτίων ανάλογα με το αν οι άξονες είναι μονοί, δίδυμοι η τρίδυμοι και φέρουν ένα ή δύο ελαστικούς τροχούς εκατέρωθεν. Η μορφή εξαγωγής των αποτελεσμάτων στο λογισμικό KENPAVE γίνεται ως αρχείο κείμενου (txt). Στο κείμενο συμπεριλαμβάνονται όλα τα δεδομένα που εισήχθησαν στο πρόγραμμα, όπως επίσης και τα αποτελέσματα των υπολογισμών.

3 ΑΣΤΟΧΙΑ ΣΤΡΩΣΗΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

3.1 Γενικά

Τα εύκαμπτα οδοστρώματα έχουν σχεδιαστεί για να αντέχουν μία οριακή οριζόντια τάση στον πυθμένα της ασφαλτικής στρώσης και μία οριακή κατακόρυφη θλιπτική τάση στην κορυφή της στρώσης έδρασης, ώστε η παραμένουσα παραμόρφωση να περιορίζεται σε ένα ανεκτό όριο για καθορισμένο αριθμό επιβαλλόμενων φορτίων (Εικόνα 3.1). Όμως λόγω της αυξανόμενης πίεσης των ελαστικών και των φορτίων των αξόνων τα τελευταία χρόνια, ο κίνδυνος υπέρβασης της κρίσιμης τάσης έχει γίνει ο κύριος τρόπος αστοχίας εύκαμπτων οδοστρωμάτων. Αυτό έχει ως συνέπεια την εμφάνιση παραμένουσας παραμόρφωσης στο οδόστρωμα.

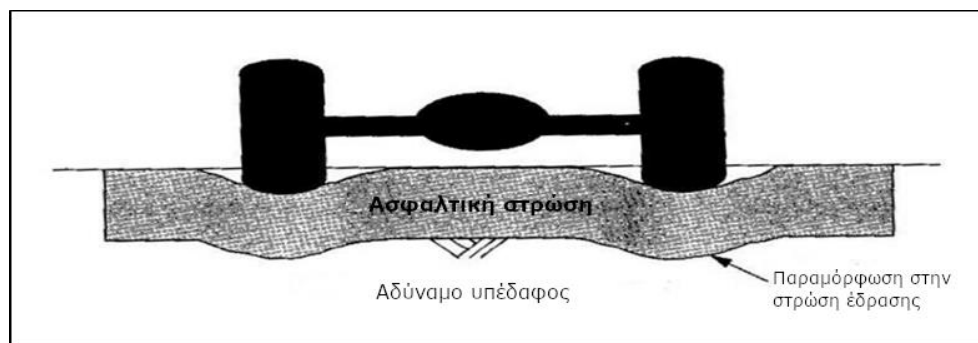


Εικόνα 3.1 Κρίσιμες θέσεις αστοχίας ενός εύκαμπτου οδοστρώματος (Acikgöz and Rauf 2010)

Η κύρια μορφή της παραμένουσας παραμόρφωσης είναι η τροχοαυλάκωση. Μπορεί να συμβαίνει σε διαφορετικές στρώσεις του οδοστρώματος αλλά όσο βαθύτερα είναι το σημείο που εμφανίζεται, τόσο πιο καταστροφική είναι. Προκαλείται από έναν συνδυασμό συμπύκνωσης (μείωση του όγκου και ως εκ τούτου, αύξηση της πυκνότητας) και παραμόρφωσης. Από το μέγεθος της αυλάκωσης μπορούμε να συμπεράνουμε εάν πρόκειται για αστοχία μίας επιφανειακής στρώσης ή του υπεδάφους. Μία πολύ στενή αυλάκωση

οφείλεται συνήθως σε μία επιφανειακή αστοχία, ενώ το αντίθετο είναι ενδεικτικό για αστοχία του υπεδάφους (Adlinge and Gupta 2009).

Στις περισσότερες περιπτώσεις, η αστοχία του υπεδάφους προκύπτει από την ανεπαρκή ασφαλτική στρώση, δηλαδή τη μη επαρκή μείωση των αναπτυσσόμενων τάσεων σε ανεκτό επίπεδο για τη μεταφορά τους στη στρώση έδρασης. Αυτός ο τύπος αστοχίας θεωρείται περισσότερο ως δομικό πρόβλημα και όχι ως πρόβλημα υλικών. Η παρουσία υγρασίας μπορεί επίσης να έχει επιπτώσεις στη δομική επάρκεια του υπεδάφους. Στην περίπτωση αυτή, όπως απεικονίζεται στην Εικόνα 3.2, η συσσωρευμένη παραμένουσα παραμόρφωση λαμβάνει χώρα κυρίως στο υπέδαφος. (Garba 2002)



Εικόνα 3.2 Παραμένουσα παραμόρφωση λόγω αστοχίας υπεδάφους (Garba, 2002)

Η παραμένουσα παραμόρφωση είναι ανεπιθύμητη σε ένα οδόστρωμα για πολλούς λόγους. Αρχικά αυξάνει την κατανάλωση καυσίμων για τους χρήστες λόγω της επιπλέον τριβής που αναπτύσσεται στους τροχούς όπως και αυξάνει τον κίνδυνο ολίσθησης σε περιπτώσεις βροχής και παγετού. Επίσης οι ρωγμές που αναπτύσσονται επιτρέπουν στο νερό να εισβάλει στις κατώτερες στρώσεις αντί να αποστραγγίζεται από την επιφάνεια, με συνέπεια να μειώνει τη φέρουσα ικανότητα των κοκκωδών στρώσεων. Αυτή η μείωση της αντοχής των κατώτερων στρώσεων μπορεί να οδηγήσει και σε αστοχία των ανώτερων ασφαλτικών στρώσεων. Λιγότερο άμεσα, η τροχοαυλάκωση δεν είναι συνήθως ομοιόμορφη, δηλαδή το βάθος της ποικίλλει κατά μήκος ενός δρόμου, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει δυσφορία στους χρήστες του δρόμου. Παραδείγματα παραμένουσας παραμόρφωσης παρουσιάζονται παρακάτω Εικόνα 3.3 (Dawson and Kolisoja 2004).



Εικόνα 3.3 Νερό που συλλέγεται σε μία τραυχαυλάκωση κατά μήκος μίας οδού και ρηγματώσεις στην ασφαλτική στρώση λόγω αστοχίας του υπεδάφους (Dawson and Kolisoja, 2004)

Το οδόστρωμα σχεδιάζεται έτσι ώστε να είναι ικανό να εξυπηρετεί την προβλεπόμενη κυκλοφορία για ένα ορισμένο χρονικό διάστημα λαμβάνοντας υπόψη τις προβλεπόμενες κυκλοφοριακές και κλιματολογικές συνθήκες. Ωστόσο, υπό πραγματικές συνθήκες το οδόστρωμα σπάνια αντέχει τον προβλεπόμενο φόρτο κυκλοφορίας χωρίς να απαιτείται συντήρηση Huvstig (2010) (Acikgöz and Rauf 2010). Για να αποφευχθεί η παραμένουσα παραμόρφωση απαιτείται ένα υψηλό κόστος συντήρησης του οδοστρώματος.

3.2 Νόμοι πρόβλεψης αστοχίας στρώσης έδρασης

Η παραμένουσα παραμόρφωση είναι μία από τις σημαντικότερες αστοχίες που μπορεί να παρατηρηθεί σε ένα εύκαμπτο οδόστρωμα. Θεωρείται ότι είναι μία εκδήλωση τόσο της συμπύκνωσης των διαφόρων στρώσεων όσο και της κατακόρυφης παραμόρφωσης (καθίζησης) στη στρώση έδρασης. Λόγω της ενόχλησης που προκαλεί στους χρήστες του αυτοκινητόδρομου, ο σχεδιασμός του οδοστρώματος θα πρέπει να προσανατολίζεται στην εξάλειψη ή τη μείωση της παραμένουσας παραμόρφωσης για την ορισμένη περίοδο σχεδιασμού.

Στο παρελθόν χρησιμοποιούνταν κυρίως εμπειρικές μέθοδοι για τον σχεδιασμό των οδοστρωμάτων ενώ τα τελευταία χρόνια έχουν αναπτυχθεί και εφαρμόζονται πιο ορθολογικές μηχανιστικές μέθοδοι. Γενικά η ερμηνεία του νόμου αστοχίας, για την πρόβλεψη της παραμένουσας παραμόρφωσης σε ένα εύκαμπτο οδόστρωμα βασίζεται στις κατακόρυφες τάσεις και παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στη στρώση έδρασης ενός οδοστρώματος. Αν αυτές περιοριστούν σε χαμηλά επίπεδα τότε η συνολική παραμόρφωση που θα παρατηρηθεί στο οδόστρωμα δε θα είναι μεγάλη (Khan et al. 2013).

Σχετικά με την ερμηνεία αυτήν, εξελίχθηκε μία σχέση για τον προσδιορισμό της επιτρεπόμενης παραμόρφωσης (ε_z) που μπορεί να αναπτυχθεί στη στρώση έδρασης σε συνάρτηση του συνολικού αριθμού ισοδύναμων επιβαλλόμενων φορτίων (N). Πλέον με τη βοήθεια λογισμικών που βασίζονται στην ελαστική θεωρία, όπως είναι το KENPAVE, έχει επιταχυνθεί ο υπολογισμός των τάσεων και παραμορφώσεων σε οποιοδήποτε σημείο ενός οδοστρώματος.

Οι Kerkhoven και Dormon (1953) ήταν οι πρώτοι που πρότειναν την κατακόρυφη παραμόρφωση στη στρώση έδρασης σαν κριτήριο αστοχίας σε ένα εύκαμπτο οδόστρωμα. Στη συνέχεια οι Heukelom και Klopp (1962) κατέβαλαν προσπάθεια να εκφράσουν τη σχέση μεταξύ του αριθμού των επαναλήψεων φορτίου και της κατακόρυφης παραμόρφωσης που αναπτύσσεται στην επιφάνεια της στρώσης έδρασης ως εξής, αποφεύγοντας η παραμένουσα παραμόρφωση του οδοστρώματος να φτάσει πάνω από ένα ανεκτό όριο:

$$Nr = 10^{\frac{-(2.408 + \log \varepsilon_z)}{0.1408}} \quad (3.1)$$

Όπου Nr : ο επιτρεπόμενος αριθμός ισοδύναμων αξόνων
 ε_z : κατακόρυφη παραμόρφωση στην επιφάνεια της στρώσης έδρασης

Πλέον έχουν αναπτυχθεί αρκετές σχέσεις που βασίζονται στα αποτελέσματα των Heukelom and Klopp (1962). Η γενική μορφή τους είναι η εξής (Behiry 2012):

$$Nr = f_1(\varepsilon_z)^{-f_2} \quad (3.2)$$

Όπου f_1 , f_2 είναι οι συντελεστές που έχουν οριστεί από διάφορους οργανισμούς μελέτης οδοστρωμάτων. Οι τιμές των συντελεστών διαφέρουν ανάλογα με το υλικό, το περιβάλλον, τις συνθήκες κυκλοφορίας/φόρτισης καθώς και τα όρια φθοράς που καθορίζει κάθε μελετητής. Γενικά μπορεί να θεωρηθεί ότι ο συντελεστής f_1 ορίζεται με βάση τα χαρακτηριστικά του υλικού ενώ ο συντελεστής f_2 ορίζεται ανάλογα με την εντατική κατάσταση στην οποία βρίσκεται το υλικό όπως επίσης και την “ιστορία” του υλικού, δηλαδή η παραμένουσα παραμόρφωση είναι μικρότερη εάν το επίπεδο της τάσης από το φορτίο αυξάνεται σταδιακά σε σύγκριση με μία στιγμιαία εφαρμογή μίας υψηλής πίεσης.

Κάποια νόμοι αστοχίας συμπεριλαμβάνουν και ένα επίπεδο αξιοπιστίας. Ως αξιοπιστία ορίζεται η πιθανότητα, το οδόστρωμα που σχεδιάζεται να συμπεριφέρεται ικανοποιητικά κάτω από τις κυκλοφοριακές και περιβαλλοντικές συνθήκες για τον επιτρεπόμενο αριθμό διελεύσεων που υπολογίζεται από τον νόμο αστοχίας.

Η σπουδαιότητα ενός έργου καθορίζει το επίπεδο αξιοπιστίας που θα επιλεγεί. Γενικά, σε οδοστρώματα με υψηλό κυκλοφοριακό φόρτο και σε περιοχές όπου η διακοπή της κυκλοφορίας για λόγους αποκατάστασης του οδοστρώματος κρίνεται δύσκολη, απαιτείται η επιλογή υψηλών ποσοστών αξιοπιστίας κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού.

Από τους πιο διαδεδομένους νόμους αστοχίας που χρησιμοποιούν την γραμμική-ελαστική θεωρία για τον υπολογισμό των παραμορφώσεων σε συνδυασμό με εμπειρικές σχέσεις για την πρόβλεψη του αριθμού των φορτίων έως την αποτυχία για εύκαμπτα οδοστρώματα είναι ο νόμος αστοχίας του Asphalt Institute και του Shell Research. Οι σχέσεις αναπτύχθηκαν με βοήθεια των αποτελεσμάτων του οδικού πειράματος AASHTO

Η σχέση που χρησιμοποιείται στην μέθοδο της Asphalt Institute, διατυπώνεται από τους Oglesby και Hicks (1982) και έχει την ακόλουθη μορφή (Behiry 2012):

$$Nr = 1.365 * 10^{-9} (\epsilon_z)^{-4.477} \quad (3.3)$$

Όπου Nr : ο επιτρεπόμενος αριθμός ισοδύναμων αξόνων

ϵ_z : κατακόρυφη παραμόρφωση στην επιφάνεια της στρώσης έδρασης

Η επιτρεπόμενη παραμόρφωση στην επιφάνεια του οδοστρώματος θεωρείται σύμφωνα με το Asphalt Institute ίση με 12.7mm. (Al-Khateeb, Shenoy, and Gibson 2007)

Οι σχέσεις που αναπτύχθηκαν από το Shell Institute (Claussen et al. 1977) παρουσιάζονται παρακάτω. Η επιτρεπόμενη παραμόρφωση στην επιφάνεια του οδοστρώματος θεωρείται, όπως στο Asphalt Institute, ίση με 12.7mm. Η διαφορά με την σχέση του Asphalt Institute είναι πως συμπεριλαμβάνει στις σχέσεις και ένα επίπεδο αξιοπιστίας (Mallick and El-Korchi 2017).

Η σχέση για 95% επίπεδο αξιοπιστίας είναι η εξής:

$$Nr = 1.05 * 10^{-7} (\varepsilon_z)^{-4} \quad (3.4)$$

Ενώ για 85% επίπεδο αξιοπιστίας είναι η εξής:

$$Nr = 1.945 * 10^{-7} (\varepsilon_z)^{-4} \quad (3.5)$$

Η σχέση που αναπτύχθηκε από το US Army Corps of Engineers (US.A.C.E.) το 1991 στο Μισισίπη της Αμερικής δίνεται παρακάτω (Chou 1992):

$$Nr = 1.81 * 10^{-15} (\varepsilon_z)^{-6.527} \quad (3.6)$$

Η παραπάνω σχέση έχει αναπτυχθεί έτσι ώστε, όταν η παραμόρφωση στην επιφάνεια του οδοστρώματος είναι ίση με 12.7mm, η εξεταζόμενη διατομή αναφοράς να αστοχεί.

Η σχέση που αναπτύχθηκε από το Belgian Road Research Center (B.R.R.C.) δίνεται από την παρακάτω εξίσωση και θεωρεί την επιτρεπόμενη παραμόρφωση στην επιφάνεια του οδοστρώματος ίση με 10.2mm (Engleng and Rajbongshi 2016) :

$$Nr = 3.05 * 10^{-9} (\varepsilon_z)^{-4.35} \quad (3.7)$$

Η σχέση που αναπτύχθηκε από το University of Nottingham (U.O.N.) δίνεται ως εξής (Erkens et al. 2016):

$$Nr = 1.13 * 10^{-6} (\varepsilon_z)^{-3.751} \quad (3.8)$$

Η επιτρεπόμενη παραμόρφωση στην επιφάνεια του οδοστρώματος θεωρείται ίση με 13mm.

Η αντίστοιχη βρετανική σχέση (Powell et al. 1984) για τον υπολογισμό της επιτρεπόμενης παραμόρφωσης του υπεδάφους σε συνάρτηση με τον αριθμό ισοδύναμων αξόνων αναπτύχθηκε από το UK Transport and Research Laboratory (T.R.R.L). Αναπτύχθηκε για επίπεδο αξιοπιστίας ίσο με 85% και δίνεται ως εξής (Mallick and El-Korchi 2017):

$$Nr = 6.18 * 10^{-8} (\varepsilon_z)^{-3.95} \quad (3.9)$$

Η επιτρεπόμενη παραμόρφωση στην επιφάνεια του οδοστρώματος θεωρείται ίση με 10.2mm (Al-Khateeb, Shenoy, and Gibson 2007)

Η σχέση που αναπτύχθηκε από το AASHTO (American Association of Highway Officials) το 1993 συμπεριλαμβάνει και τον δείκτη παρούσας εξυπηρετικότητας (PSI) που ορίστηκε κατά την διάρκεια του οδικού πειράματος AASHTO. Με τον δείκτη PSI δίνεται η δυνατότητα για μια εκτίμηση της λειτουργικής κατάστασης του οδοστρώματος. Για PSI ίσο με 2.5 που αντιστοιχεί σύμφωνα με το AASHTO ως επίπεδο προειδοποίησης για μελλοντική αποκατάσταση του οδοστρώματος, η σχέση δίνεται παρακάτω (Nikolaides 2015):

$$Nr = 6.147 * 10^{-7} (\varepsilon_z)^{-4} \quad (3.10)$$

Στην Ινδία, η σχέση έχει αναπτυχθεί από μεγάλο αριθμό δεδομένων που λαμβάνονται από ποικίλες εθνικές ερευνητικές μελέτες με επίπεδο αξιοπιστίας 80%. Περιορίζοντας την επιτρεπόμενη παραμόρφωση στην επιφάνεια του οδοστρώματος στα 20mm, η εξίσωση που αναπτύχθηκε από το Indian Roads Congress (I.R.C.) δίνεται ως εξής (Aguilar-Moya et al. 2016):

$$Nr = 4.1656 * 10^{-8} (\varepsilon_z)^{-4.5337} \quad (3.11)$$

Για τη γαλλική μέθοδο διαστασιολόγησης εύκαμπτων οδοστρωμάτων, αναπτύχθηκαν δύο σχέσεις για τον υπολογισμό των επιτρεπόμενων διελεύσεων, που σχετίζονται με τον όγκο κυκλοφορίας. Στην περίπτωση που ο όγκος κυκλοφορίας είναι μεγαλύτερος των 50 τυπικών αξόνων ανά ημέρα, η εξίσωση δίνεται παρακάτω (Pereira and Pais 2017):

$$Nr = 2.227 * 10^{-9} (\varepsilon_z)^{-4.545} \quad (3.12)$$

Όπως παρατηρείται, οι νόμοι αστοχίας διαφέρουν από μελετητή σε μελετητή και αυτό οφείλεται στα διαφορετικά δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν κατά την διάρκεια ανάπτυξης των σχέσεων. Πολύ σημαντικός παράγοντας είναι η θεώρηση της επιτρεπόμενης παραμόρφωσης στην επιφάνεια του οδοστρώματος που ορίζει κάθε μελετητής. Επίσης λόγω του συντελεστή αξιοπιστίας που ορίζεται στον νόμο αστοχίας της Shell όπως και σε αυτό του UK Transport and Research Laboratory (T.R.R.L) διακρίνουμε μεγάλη διαφορά στους συντελεστές. Στο επόμενο κεφάλαιο θα γίνει διερεύνηση των σχέσεων και θα συγκριθούν τα αποτελέσματα.

Σημαντικός παράγοντας για τους νόμους αστοχίας είναι και η έννοια της φθοράς. Η έννοια της φθοράς ενός οδοστρώματος αναπτύχθηκε αρχικά από τον M. A. Miner το 1945. Τα φορτία φθείρουν το οδόστρωμα με την πάροδο του χρόνου. Η ανάλυση σε απλό δομικό μοντέλο οδοστρώματος επιβεβαιώνει ότι κάθε μεμονωμένο φορτίο προκαλεί μία ορισμένη ποσότητα ανεπανόρθωτης φθοράς. Αυτή η φθορά είναι συσσωρευτική καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του οδοστρώματος και όταν φτάσει κάποια μέγιστη τιμή, το οδόστρωμα θεωρείται ότι έχει φτάσει στο τέλος της ωφέλιμης ζωής του (Rukavina, Ožbolt, and Domitronić 2010).

Σύμφωνα με την υπόθεση του Miner, η φθορά σχετίζεται με τον αριθμό προβλεπόμενων διελεύσεων τυπικού φορτίου έως την αστοχία του οδοστρώματος. Αντιπροσωπεύει τη φθορά συγκεκριμένης στρώσης του οδοστρώματος κατά τη διέλευση ενός τροχού τυπικού αξονικού φορτίου και χαρακτηρίζει τη δομική κατάσταση του οδοστρώματος. Σύμφωνα με την υπόθεση Miner η φθορά του οδοστρώματος εκφράζεται με την παρακάτω τρόπο:

$$d = \frac{n_{i\sigma}}{N_{i\sigma}} \leq 1 \quad (3.13)$$

Όπου n : οι προβλεπόμενοι ισοδύναμοι τυπικοί άξονες

N : οι επιτρεπόμενοι ισοδύναμοι τυπικοί άξονες

Οι επιτρεπόμενες επαναλήψεις φορτίσεων N εκφράζουν τη διάρκεια ζωής του οδοστρώματος. Η φθορά στο σχεδιασμό των εύκαμπτων οδοστρωμάτων ελέγχεται και στις δύο κρίσιμες θέσεις αστοχίας. Προκειμένου να μην επέλθει αστοχία του οδοστρώματος πρέπει να ικανοποιείται η παραπάνω σχέση. Αυτό σημαίνει ότι θα πρέπει η αθροιστική φθορά της εκάστοτε κρίσιμης θέσης να είναι μικρότερη από τη μονάδα ($d < 1$). Πιο αναλυτικά, ο σχεδιασμός πραγματοποιείται ώστε ο δείκτης d να είναι ίσος με 1, όπου το οδόστρωμα έχει ολοκληρώσει τη διάρκεια ζωής του, δεν μπορεί να παραλάβει επιπλέον φορτία και επομένως για αυτή την τιμή το οδόστρωμα σχεδιάζεται οριακά. Για τιμή μικρότερη του 1, το οδόστρωμα έχει εναπομένουσα διάρκεια ζωής ενώ σε αντίθετη περίπτωση το οδόστρωμα που σχεδιάστηκε αστοχεί.

4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΝΟΜΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

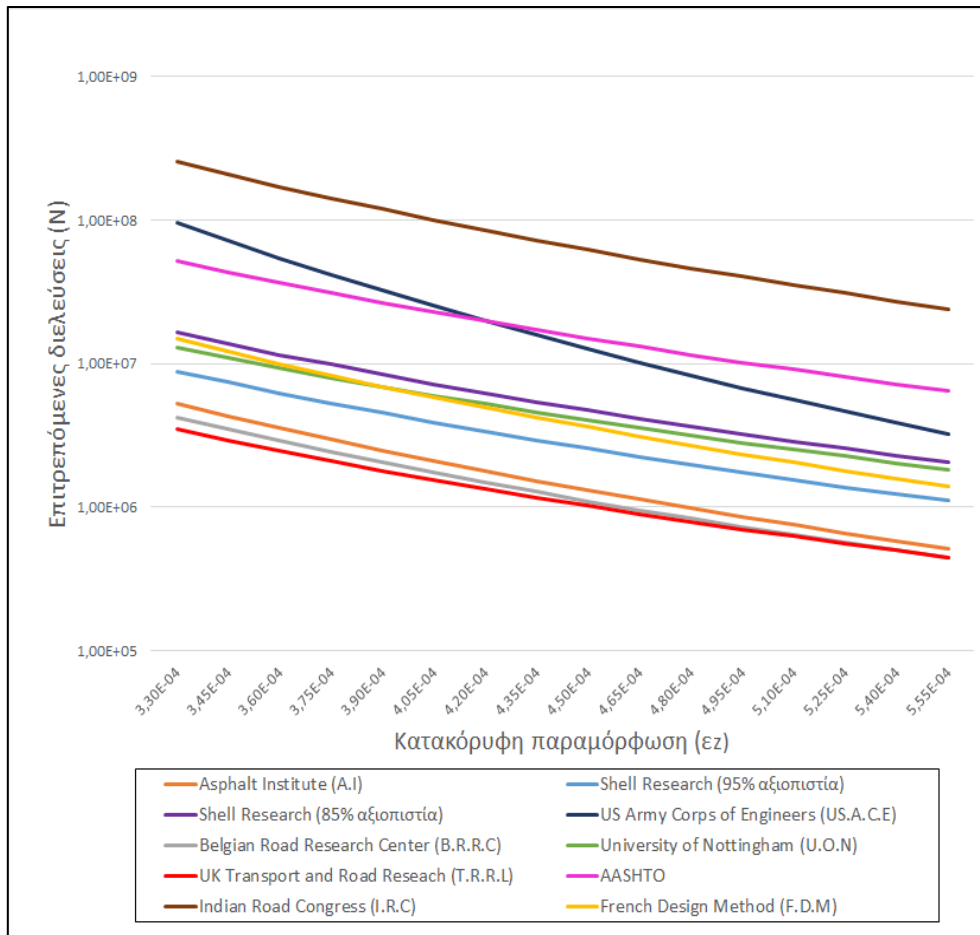
4.1 Γενικά

Στο προηγούμενο κεφάλαιο αναπτύχθηκε η διαδικασία υπολογισμού της κατακόρυφης παραμόρφωσης στη στρώση έδρασης ενός εύκαμπτου οδοστρώματος, όπως επίσης παρουσιάστηκαν οι νόμοι αστοχίας της στρώσης έδρασης που προβλέπουν των επιτρεπόμενο αριθμό διελεύσεων. Από τους υπάρχοντες νόμους αστοχίας της στρώσης έδρασης, ο επικρατέστερος είναι αυτός του Asphalt Institute. Ωστόσο, με αφορμή των μεγάλο αριθμό νόμων αστοχίας που υφίστανται, πραγματοποιείται σύγκριση μεταξύ των νόμων αυτών.

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται αρχικά μια διερεύνηση της επιρροής της κατακόρυφης παραμόρφωσης που αναπτύσσεται στην στρώση έδρασης, για καθένα από τους διαφορετικούς νόμους αστοχίας. Στην συνέχεια πραγματοποιείται έλεγχος επάρκειας σε ενδεικτική διατομή εύκαμπτου οδοστρώματος, για κάθε νόμο αστοχίας. Έπειτα εκτιμάται η απαιτούμενη ισοδύναμη διατομή, ώστε οι νόμοι αστοχίας να υπολογίζουν τον ίδιο αριθμό επιτρεπόμενων διελεύσεων ή αλλιώς την ίδια φθορά για προβλεπόμενο αριθμό διελεύσεων. Τέλος, για περαιτέρω εμβάθυνση στις βασικές αρχές των νόμων αυτών, υλοποιείται μια ανάλυση ευαισθησίας, ώστε να παρατηρηθεί η επίδραση της μεταβολής του πάχους της ασφαλτικής στρώσης και στρώσης βάσης, όπως επίσης και του μέτρου ελαστικότητας στους νόμους αστοχίας. Οι αναλύσεις παρουσιάζονται εκτενώς στη συνέχεια.

4.2 Επίδραση της μεταβολής της κατακόρυφης παραμόρφωσης

Στα πλαίσια μιας προκαταρκτικής διερεύνησης, υπολογίστηκαν για ένα ενδεικτικό εύρος τιμών της κατακόρυφης παραμόρφωσης στην στρώση έδρασης (ϵ_z) ο αντίστοιχος επιτρεπόμενος αριθμός διελεύσεων (N) σύμφωνα με κάθε νόμο αστοχίας. Σκοπός της διερεύνησης αυτής είναι ο προσδιορισμός της επίδρασης που έχει η μεταβολή της κατακόρυφης παραμόρφωσης στους νόμους αστοχίας που αφορούν τη στρώση έδρασης. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της διερεύνησης (Εικόνα 4.1), καθώς και μία ενδεικτική σύγκριση των αποτελεσμάτων.

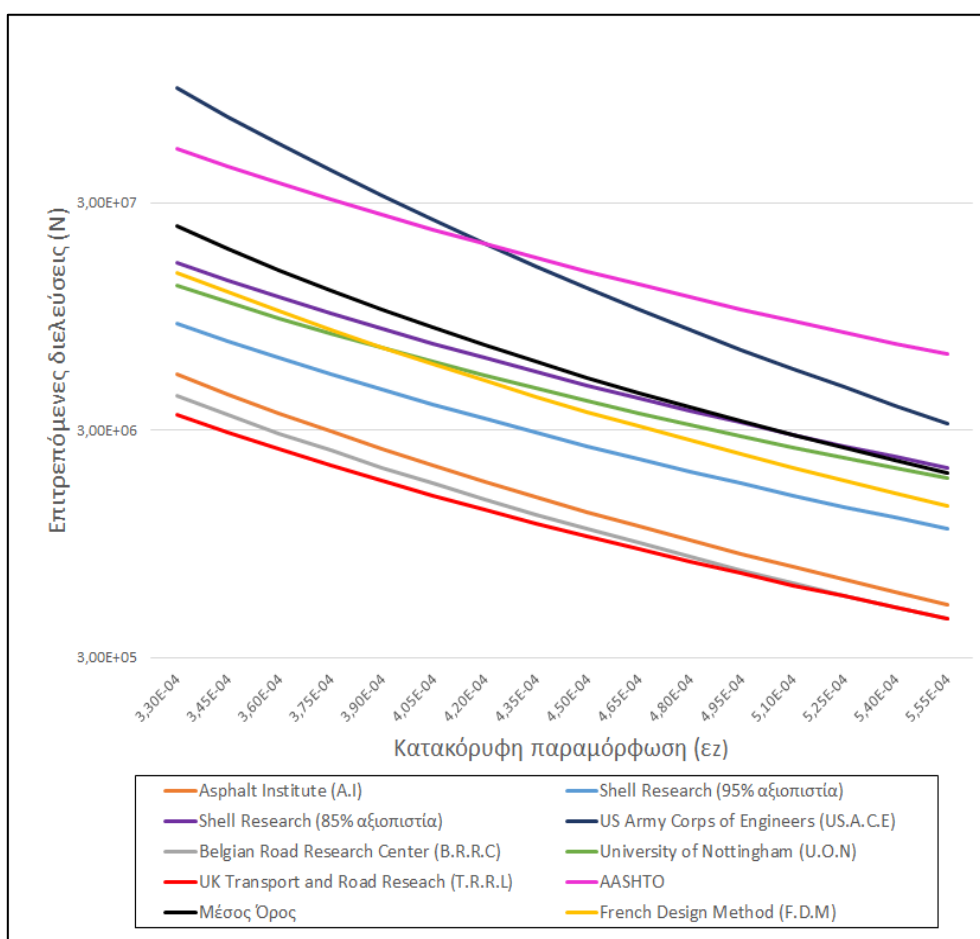


Εικόνα 4.1 Επίδραση της μεταβολής της κατακόρυφης παραμόρφωσης στις επιτρεπόμενες διελεύσεις για κάθε νόμο αστοχίας της στρώσης έδρασης

Από την Εικόνα 4.1 παρατηρείται ότι η χρήση των νόμων αστοχίας δίνει μεγάλη απόκλιση στον υπολογισμό του αριθμού των επιτρεπόμενων διελεύσεων για την ίδια τιμή της κατακόρυφης παραμόρφωσης. Ακόμη παρατηρείται πως η αύξηση που επιφέρει η μεταβολή της κατακόρυφης παραμόρφωσης στον επιτρεπόμενο αριθμό διελεύσεων, διαφέρει από νόμο σε νόμο. Αυτό συνεπάγεται με διαφορετική συγκριτικά συμπεριφορά των νόμων αστοχίας ανάλογα με την διατομή που εξετάζεται. Επίσης προκύπτει ότι ο νόμος αστοχίας του Asphalt Institute ανήκει στους συντηρητικούς νόμους αστοχίας για τον υπολογισμό των επιτρεπόμενων διελεύσεων ενώ αντίθετα, οι τιμές που υπολογίζονται από τον νόμο του Indian Road Congress, συγκριτικά με τους υπόλοιπους νόμους είναι αρκετά υψηλές. Αυτό σε έναν βαθμό οφείλεται στην μέγιστη επιτρεπόμενη παραμόρφωση στην επιφάνεια του οδοστρώματος που ορίζει το Indian Road Congress, η οποία είναι ίση με 20mm, ενώ για τους υπόλοιπους νόμους είναι μικρότερη από 14mm. Επειδή η συγκεκριμένη διαφοροποίηση επιφέρει μεγάλη ανισορροπία στον αριθμό των επιτρεπόμενων διελεύσεων συγκριτικά με

τους υπόλοιπους νόμους αστοχίας, κρίθηκε σκόπιμο να εξαιρεθεί ο νόμος του Indian Road Congress από τις επόμενες αναλύσεις.

Παρακάτω, στην Εικόνα 4.2, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης, εξαιρώντας τον νόμο αστοχίας του Indian Road Congress και προσθέτοντας την καμπύλη που αντιπροσωπεύει τον μέσο όρο των επιτρεπόμενων διελεύσεων που υπολογίστηκαν για τους υπόλοιπους νόμους αστοχίας.



Εικόνα 4.2 Επίδραση της μεταβολής της κατακόρυφης παραμόρφωσης στις επιτρεπόμενες διελεύσεις για κάθε νόμο αστοχίας της στρώσης έδρασης (χωρίς τον νόμο του I.R.C)

Επίσης παρατίθεται ο Πίνακας 4.1, όπου παρουσιάζονται οι ποσοστιαίες διαφορές μεταξύ των νόμων αστοχίας και του μέσου όρου των επιτρεπόμενων διελεύσεων, όπως υπολογίστηκαν στην παρούσα ανάλυση. Στον Πίνακα επισημαίνεται με κόκκινο η τιμή που προσεγγίζει καλύτερα τον μέσο όρο.

Πίνακας 4.1 Ποσοστιαία διαφορά νόμων αστοχίας από τον μέσο όρο (χωρίς I.R.C)

A.I	Shell(95%)	Shell(85%)	US.A.C.E	B.R.R.C	U.O.N	T.R.R.L	AASHTO	F.D.M
-78%	-63%	-31%	303%	-82%	-45%	-85%	118%	-38%
-77%	-61%	-27%	279%	-81%	-42%	-84%	130%	-36%
-77%	-59%	-24%	257%	-81%	-39%	-84%	140%	-34%
-76%	-57%	-21%	235%	-80%	-35%	-83%	151%	-33%
-76%	-56%	-18%	215%	-80%	-32%	-82%	160%	-32%
-75%	-54%	-15%	196%	-79%	-29%	-82%	169%	-31%
-75%	-53%	-12%	179%	-79%	-26%	-81%	178%	-30%
-75%	-51%	-10%	163%	-79%	-24%	-81%	186%	-30%
-74%	-50%	-7%	147%	-78%	-21%	-80%	193%	-29%
-74%	-49%	-5%	133%	-78%	-18%	-79%	200%	-29%
-74%	-48%	-3%	120%	-78%	-16%	-79%	206%	-29%
-74%	-47%	-1%	107%	-78%	-14%	-79%	213%	-28%
-74%	-46%	1%	96%	-78%	-11%	-78%	218%	-28%
-74%	-45%	2%	85%	-77%	-9%	-78%	224%	-28%
-74%	-44%	4%	75%	-77%	-7%	-77%	229%	-28%
-74%	-43%	5%	66%	-77%	-5%	-77%	233%	-28%

Όπως παρατηρείται από τον Πίνακα 4.1, ο νόμος αστοχίας του Shell Institute για 85% αξιοπιστία προσεγγίζει καλύτερα τον μέσο όρο σε σύγκριση με τους υπόλοιπους νόμους. Ειδικά στην περίπτωση χαμηλών τιμών της κατακόρυφης παραμόρφωσης (ϵ_z) σχεδόν ταυτίζεται με τον μέσο όρο. Στον νόμο του Us Army Corps of Engineers (US.A.C.E) παρατηρούμε την μεγαλύτερη απόκλιση του μέσου όρου για μεγάλες τιμές (ϵ_z), ενώ για χαμηλές τιμές ο νόμος αστοχίας του AASHTO δίνει την μεγαλύτερη απόκλιση.

4.3 Επίδραση νόμων αστοχίας στην διαστασιολόγηση εύκαμπτων οδοστρωμάτων

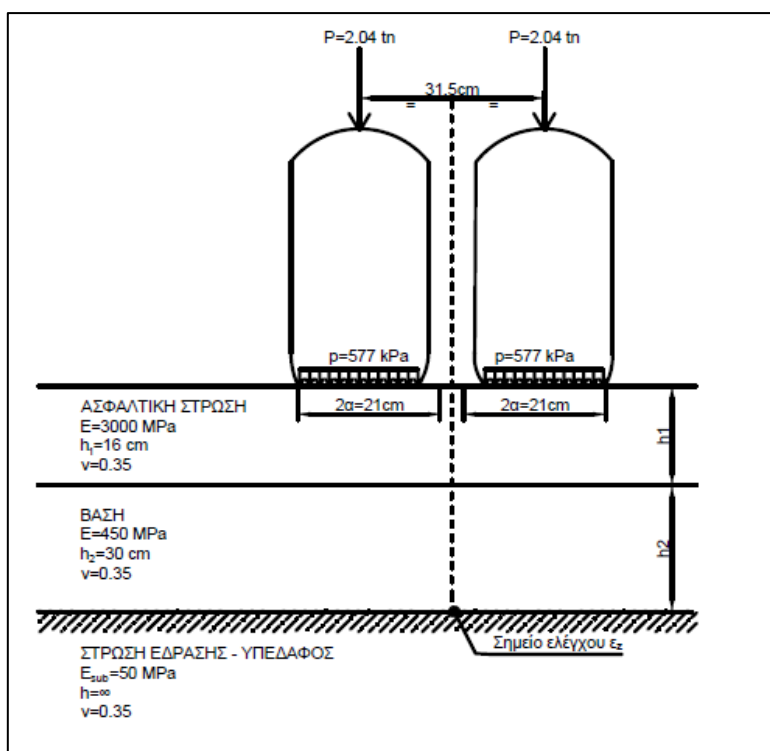
Στην συνέχεια για την διερεύνηση της επίδρασης των νόμων αστοχίας στην διαστασιολόγηση ενός εύκαμπτου οδοστρώματος, επιλέχθηκε ένα ενδεικτικό παράδειγμα διατομής (διατομή αναφοράς) εύκαμπτου οδοστρώματος. Η διατομή καθορίστηκε σύμφωνα με τους νόμους αστοχίας του Asphalt Institute για αστοχία λόγω κόπωσης του ασφαλτομίγματος και αστοχία στρώσης έδρασης. Σκοπός της διερεύνησης αυτής είναι ο έλεγχος επάρκειας της διατομής αναφοράς για τους διαφορετικούς νόμους αστοχίας συγκριτικά με τον νόμο του Asphalt Institute.

Συγκεκριμένα, η διατομή αναφοράς προέκυψε μετά από δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν ώστε να βρεθεί μια διατομή στην οποία ο δείκτης φθοράς, και για τους δύο νόμους αστοχίας, να προσεγγίζει την τιμή της μονάδας που συνεπάγεται με την οριακή επάρκεια (Πίνακας 4.2).

Ο συνολικός αριθμός των προβλεπόμενων διελεύσεων για 20ετή διάρκεια ζωής θεωρήθηκε ίσος με 1.5×10^7 ESALs. Για την διατομή αναφοράς θεωρήθηκε ως φορτίο ο τυπικός άξονας με δίδυμους τροχούς με φορτίο 8.16t και πίεση ελαστικών ίση με 577Kpa, όπως ορίστηκε κατά την διάρκεια του πειράματος AASHO. Το μέτρο ελαστικότητας της ασφαλτικής στρώσης θεωρήθηκε ίσο με 3000 Mpa ενώ το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης βάσης και στρώσης έδρασης θεωρήθηκε ίσο με 450 Mpa και 50 Mpa αντίστοιχα. Ο λόγος Poisson (ν) λαμβάνεται σταθερός για όλες τις στρώσεις και ίσος με 0.35. Το πάχος της ασφαλτικής στρώσης (h_1) ορίστηκε ίσο με 20cm και το πάχος της στρώσης βάσης (h_2) ίσο με 40cm. Στην Εικόνα 4.3 παρουσιάζεται η διατομή που επιλέχθηκε, με το αντίστοιχο πάχος και μέτρο ελαστικότητας κάθε στρώσης.

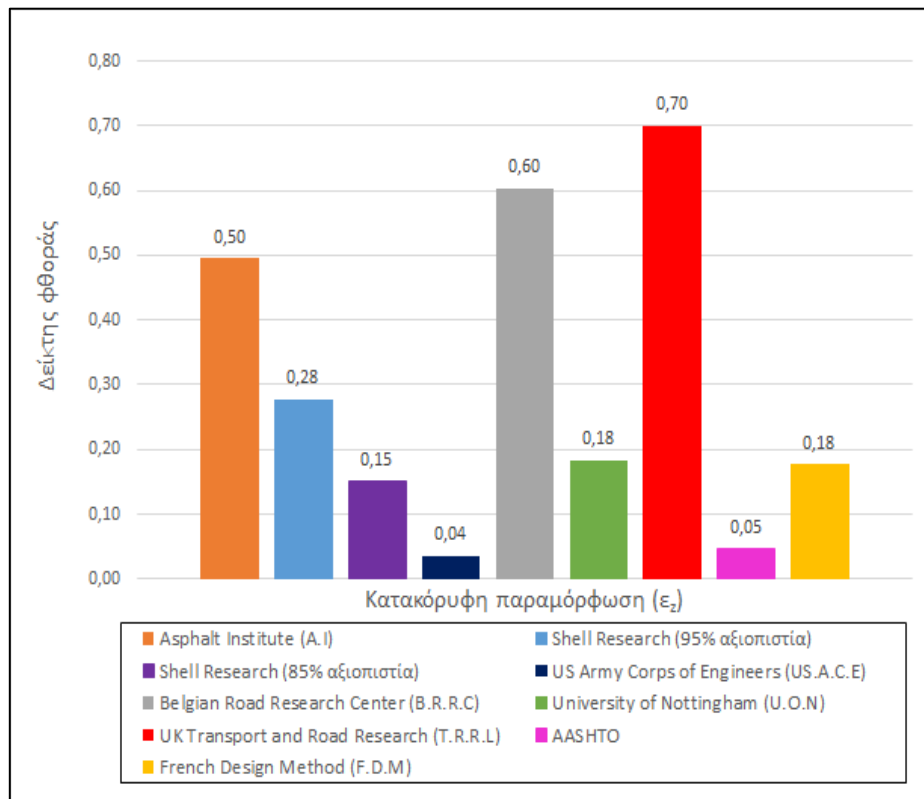
Πίνακας 4.2 Αποτελέσματα αριθμού επιτρεπόμενων διελεύσεων και δείκτη φθοράς της διατομής αναφοράς σύμφωνα με το Asphalt Institute

	Asphalt Institute		
	ϵ_z	N	Δείκτης Φθοράς
Κόπωση ασφαλτομίγματος	1,28E-04	1,52E+06	0,99
Αστοχία στρώσης έδρασης	3,74E-04	3,03E+06	0,50



Εικόνα 4.3 Διατομή αναφοράς εύκαμπτου οδοστρώματος

Αρχικά έγινε έλεγχος επάρκειας για τα ίδια δεδομένα της διατομής για όλους τους νόμους αστοχίας της στρώσης έδρασης. Η αθροιστική φθορά της στρώσης έδρασης του οδοστρώματος για την προβλεπόμενη διέλευση 1.5×10^7 ESALs παρουσιάζεται στην παρακάτω Εικόνα 4.4.

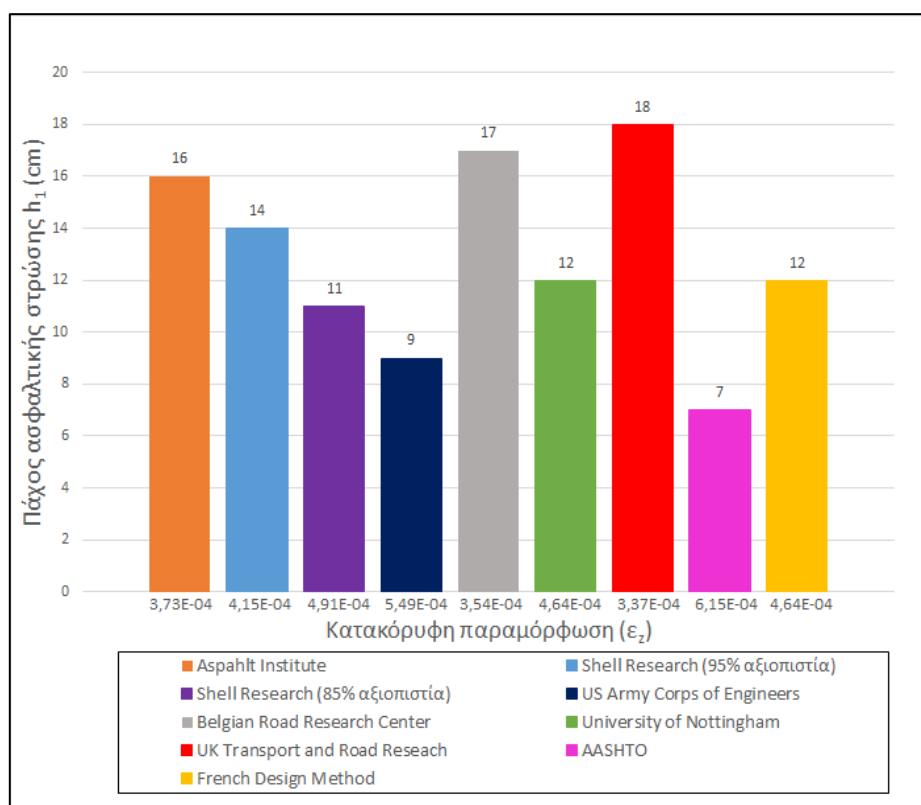


Εικόνα 4.4 Επιρροή νόμων αστοχίας στον δείκτη φθοράς ενός εύκαμπτου οδοστρώματος

Αν και παρατηρείται μεγάλη διαφορά στον δείκτη φθοράς, οι τιμές που προέκυψαν για όλους τους νόμους αστοχίας είναι μικρότερες της μονάδας, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.4. Άρα, η διατομή επαρκεί σύμφωνα με όλους τους νόμους αστοχίας για την στρώση έδρασης.

Για την περαιτέρω διερεύνηση της επίδρασης των νόμων αστοχίας στην διαστασιολόγηση εύκαμπτων οδοστρωμάτων, υπολογίστηκε για την διατομή αναφοράς η αντίστοιχη ισοδύναμη διατομή που απαιτείται, σύμφωνα με κάθε νόμο αστοχίας. Συγκεκριμένα, υπολογίστηκε το απαιτούμενο πάχος της ασφαλικής στρώσης (h_1), της στρώσης βάσης (h_2), καθώς και το απαιτούμενο μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης (E_3) ώστε οι διατομές να έχουν τον ίδιο αριθμό επιτρεπόμενων διελεύσεων ή αλλιώς την ίδια φθορά για τον προβλεπόμενο αριθμό διελεύσεων.

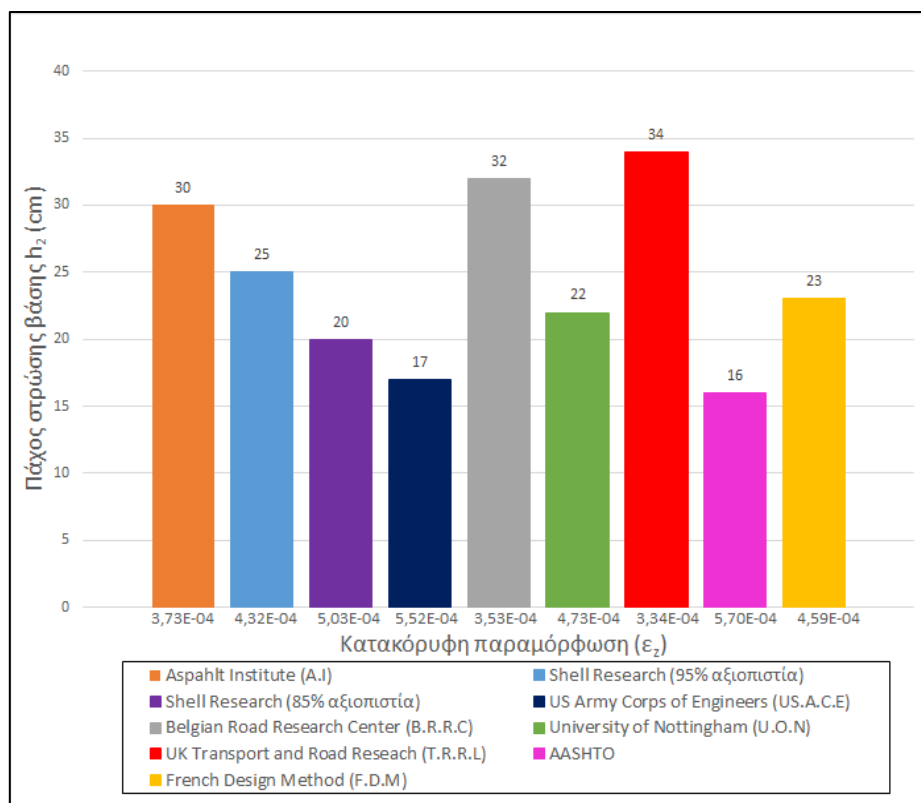
Τα αποτελέσματα της μεταβολής του πάχους της ασφαλτικής στρώσης (h_1) ώστε να προκύψουν ισοδύναμες διατομές, παρουσιάζονται στην παρακάτω Εικόνα 4.5.



Εικόνα 4.5 Διατομή ισοδυναμίας για πάχος ασφαλτικής στρώσης (h_1)

Παρατηρείται ότι απαιτείται διαφορετικό πάχος ασφαλτικής στρώσης ανάλογα με τον εκάστοτε νόμο αστοχίας ώστε ο αριθμός των επιτρεπόμενων διελεύσεων ή αλλιώς ο δείκτης φθοράς να είναι ίδιος με την τιμή που προκύπτει από την διατομή αναφοράς του Asphalt Institute. Συγκεκριμένα, η τιμή του πάχους της ασφαλτικής στρώσης, κυμαίνεται από 7cm έως 18cm όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.5.

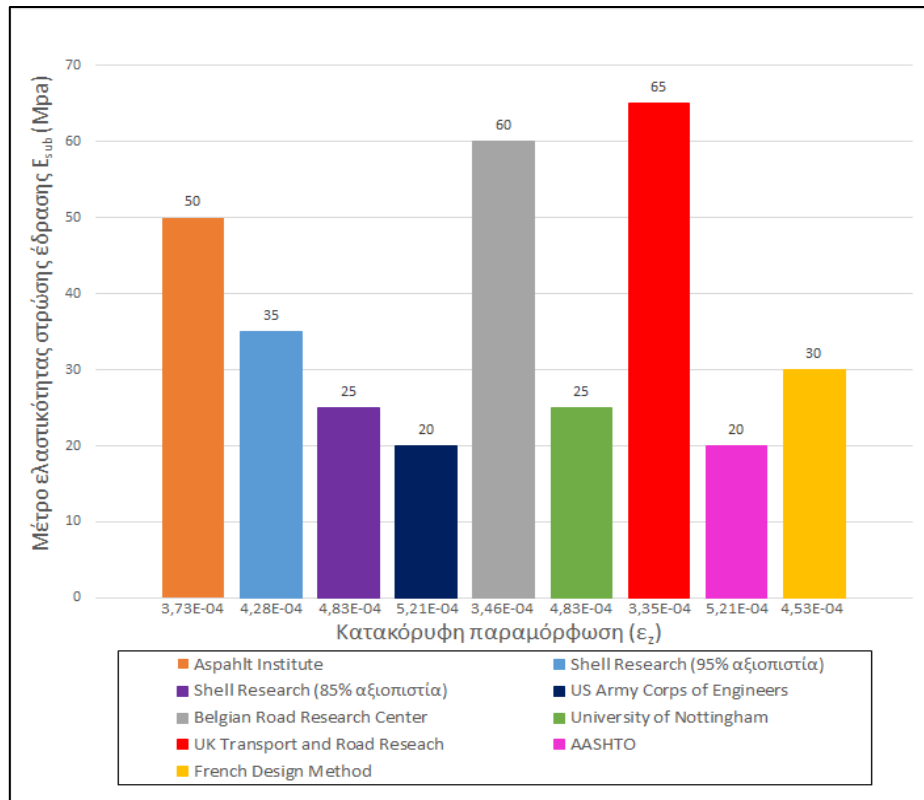
Η ίδια διαδικασία πραγματοποιήθηκε και για την εύρεση του απαιτούμενου πάχους στρώσης βάσης (h_2), ώστε να διαμορφωθεί μια ισοδύναμη διατομή. Τα αποτελέσματα αυτής της διερεύνησης παρουσιάζονται στην παρακάτω Εικόνα 4.6.



Εικόνα 4.6 Διατομή ισοδυναμίας για πάχος στρώσης βάσης (h_2)

Όπως ήταν αναμενόμενο, παρατηρείται ότι και για την στρώση βάσης απαιτείται διαφορετικό πάχος ανάλογα με τον εκάστοτε νόμο αστοχίας ώστε ο δεκτής φθοράς να είναι ίδιος με αυτόν που προκύπτει από τον νόμο αστοχίας του Asphalt Institute. Συγκεκριμένα, η τιμή του πάχους της στρώσης βάσης, κυμάνθηκε από 16cm έως 34cm όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.6

Όσον αφορά το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης, τα αποτελέσματα της απαιτούμενης μεταβολής ώστε να προκύψουν ισοδύναμες διατομές παρουσιάζονται στην παρακάτω Εικόνα 4.7.



Εικόνα 4.7 Διατομή ισοδυναμίας για μέτρο ελαστικότητας στρώσης έδρας (E_{sub})

Παρατηρείται ότι το απαιτούμενο μέτρο ελαστικότητας της στρώσης βάσης διαφέρει αρκετά ανάλογα με τον νόμο αστοχίας που επιλέγεται για την διαστασιολόγηση του οδοστρώματος. Η απαιτούμενη τιμή του μέτρου ελαστικότητας για την διαμόρφωσή ισοδύναμων διατομών κυμαίνεται από 20MPa έως 65MPa όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.7. Σύμφωνα με το σύστημα κατάταξης AASHTO, οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε πολύ κακό υπέδαφος και μέτριο/καλό υπέδαφος αντίστοιχα.

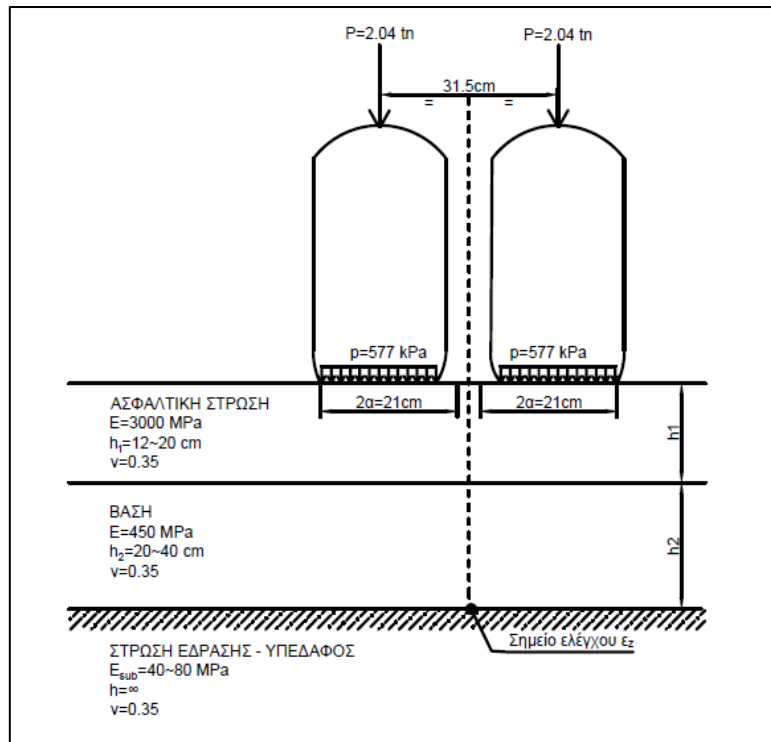
4.4 Ανάλυση ευαισθησίας νόμων αστοχίας εύκαμπτων οδοστρωμάτων

4.4.1 Γενικά

Οι νόμοι αστοχίας της στρώσης έδρας όπως παρατηρήθηκε από τις προηγούμενες αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, διαφέρουν στην εκτίμηση της επάρκειας ενός εύκαμπτου οδοστρώματος. Στην προσπάθεια για επιπλέον διερεύνηση των διαφοροποιήσεων, πραγματοποιήθηκε ανάλυση ευαισθησίας για τους νόμους αστοχίας. Σκοπός της ανάλυσης ευαισθησίας είναι να διευρυνθεί η επίδραση που έχει η μεταβολή των παραμέτρων σχεδιασμού εύκαμπτων οδοστρωμάτων στους νόμους αστοχίας της στρώσης

έδρασης, καθώς επίσης και την σύγκριση των νόμων για διαφορετικές διατομές εύκαμπτων οδοστρωμάτων. Συγκεκριμένα, εξετάζεται η μεταβολή του πάχους της ασφαλτικής στρώσης (h_1), η μεταβολή του πάχους της στρώσης βάσης (h_2) όπως επίσης η μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας της στρώσης έδρασης (E_{sub}).

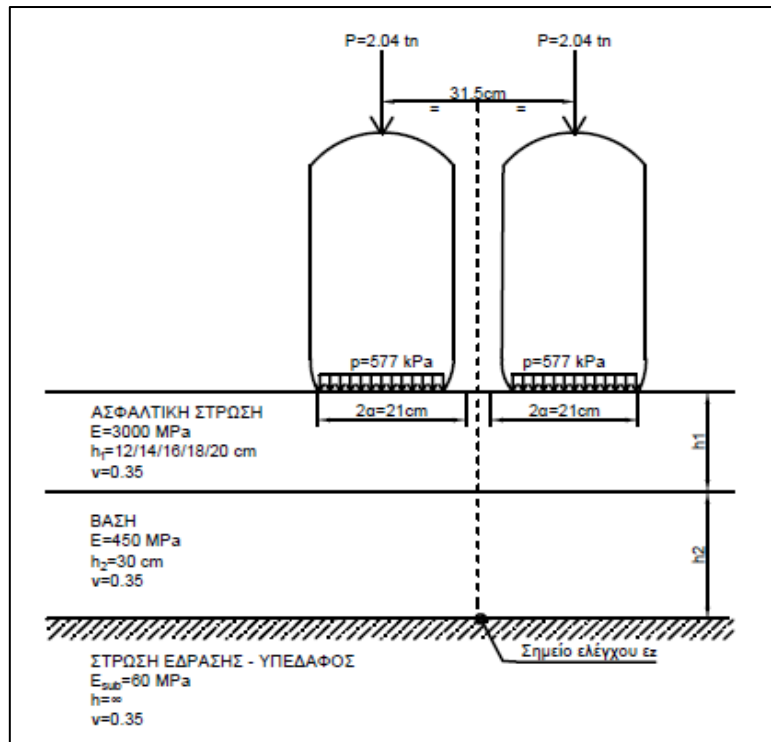
Για τη συγκεκριμένη ανάλυση, χρησιμοποιήθηκε η διατομή αναφοράς που χρησιμοποιήθηκε και στις προηγούμενες αναλύσεις. Ο συνολικός αριθμός των προβλεπόμενων διελεύσεων για 20ετή διάρκεια ζωής θεωρήθηκε ίσος με 1.5×10^7 ESALs. Μεταβάλλοντας κάθε φορά μία από τις τρεις παραμέτρους και κρατώντας τις άλλες δυο σταθερές, υπολογίστηκε η κατακόρυφη παραμόρφωση (ϵ_z) στην κορυφή της στρώσης. Στην πρώτη από τις τρεις αναλύσεις, για το πάχος της ασφαλτικής στρώσης (h_1), θεωρήθηκαν τιμές από 12cm έως 20cm. Για την ανάλυση της στρώσης βάσης (h_2) οι τιμές του πάχους θεωρήθηκε από 20cm έως 40cm. Όσον αφορά την τρίτη ανάλυση, για το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης (E_{sub}), επιλέχθηκαν τιμές από 40Mpa έως 80Mpa που σύμφωνα με το σύστημα κατάταξης AASHTO αντιστοιχούν σε κακής έως αρκετά καλής ποιότητας υπέδαφος. Η κάθε ανάλυση πραγματοποιήθηκε για τις ελάχιστες, μέγιστες καθώς και ενδιάμεσες τιμές των παραμέτρων. Στην τιμή του πάχους της ασφαλτικής στρώσης, ως ενδιάμεση τιμή θεωρήθηκαν τα 16cm. Ακολουθεί η Εικόνα 4.8 όπου απεικονίζεται η διατομή του οδοστρώματος που επιλέχθηκε για την ανάλυση μαζί με το εύρος τιμών των παραμέτρων όπως επίσης και το φορτίο του τροχού.



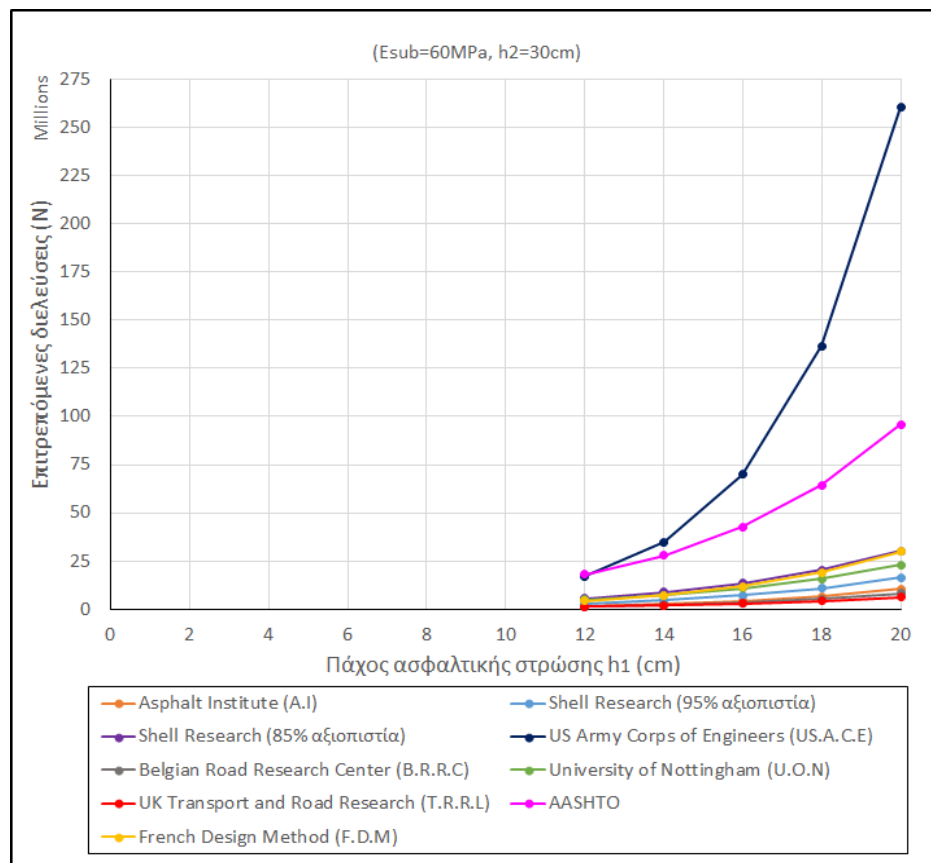
Εικόνα 4.8 Διατομή αναφοράς για την ανάλυση ευαισθησίας με μεταβαλλόμενα πάχη (h_1 & h_2) και μέτρο ελαστικότητας (E_{sub})

4.4.2 Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της ασφαλτικής στρώσης

Για την πρώτη ανάλυση που αφορά το πάχος της ασφαλτικής στρώσης (h_1), τα δεδομένα που επιλέχθηκαν απεικονίζονται στην παρακάτω Εικόνα 4.9. Αρχικά, η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με μόνη μεταβολή το πάχος της ασφαλτικής στρώσης h_1 ξεκινώντας από 12 cm και αυξάνοντας ανά 2 cm έως τα 20 cm , ενώ ταυτόχρονα το πάχος της βάσης h_2 και το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης E_{sub} έχουν κρατηθεί σταθερά στις ενδιάμεσες τιμές τους (30 cm και 60 MPa αντίστοιχα). Στην Εικόνα 4.10 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.



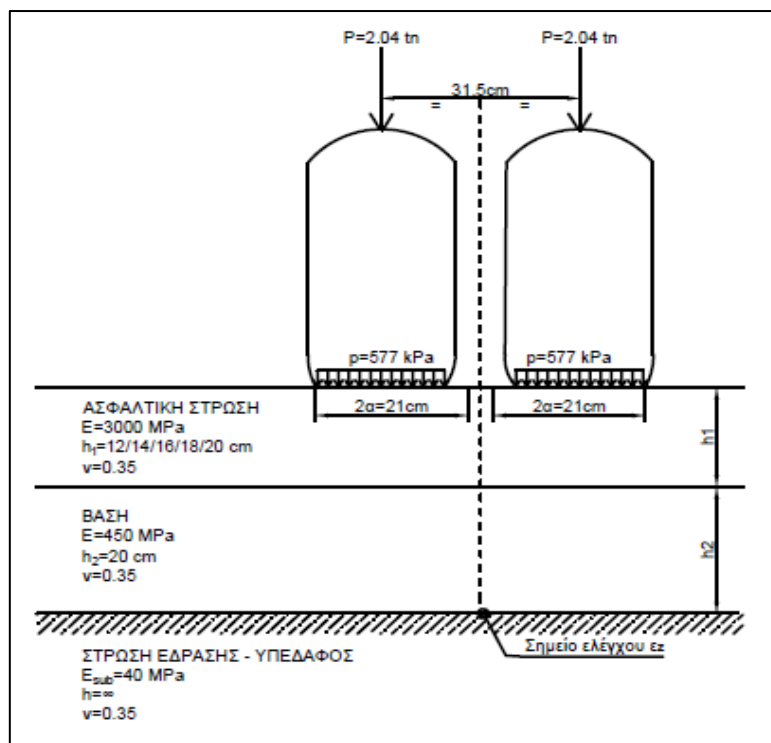
Εικόνα 4.9 Διατομή με μεταβλητό πάχος ασφαλτικής στρώσης και $h_2=30 \text{ cm}$ & $E_{sub}=60 \text{ MPa}$



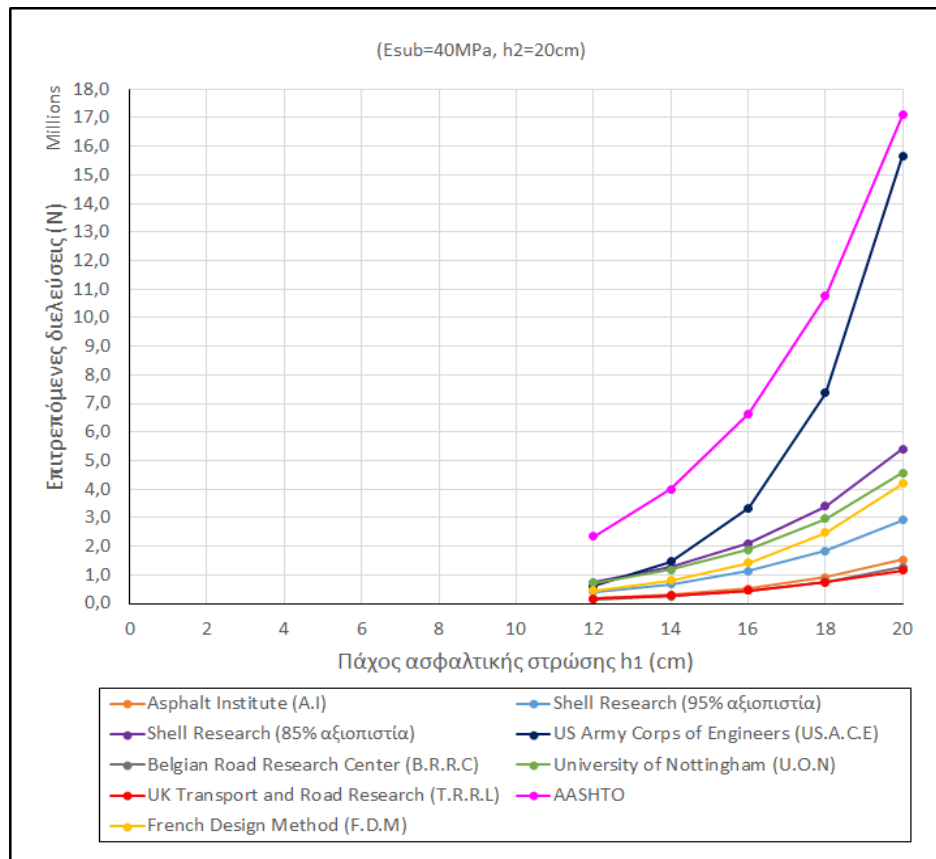
Εικόνα 4.10 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του πάχους ασφαλτικής στρώσης και $h_2=30 \text{ cm}$ & $E_{sub}=60 \text{ MPa}$

Από την Εικόνα 4.10 παρατηρείται η παρόμοια συμπεριφορά των νόμων αστοχίας, καθώς διαφοροποιούνται οι τιμές του πάχους της ασφαλτικής στρώσης. Συγκεκριμένα, στους δύο νόμοι της Shell, στον νόμο του UK Transport and Road Research (T.R.R.L), και στον νόμο που αναπτύχθηκε από τη AASHTO, παρατηρείται σχεδόν η ίδια αύξηση των επιτρεπόμενων διελεύσεων. Η μεγαλύτερη αύξηση παρατηρείται στην νόμο του US Army Corps of Engineers και η μικρότερη αύξηση παρατηρείται στον νόμο αστοχίας του University of Nottingham.

Για την επόμενη ανάλυση, τα δεδομένα που επιλέχθηκαν απεικονίζονται στην παρακάτω Εικόνα 4.11. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με μόνη μεταβολή το πάχος της ασφαλτικής στρώσης h_1 ξεκινώντας από 12cm και αυξάνοντας ανά 2cm έως τα 20cm και κρατώντας σταθερά το πάχος της βάσης h_2 και το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης E_{sub} στις ελάχιστες τιμές τους (20cm και 40MPa αντίστοιχα). Στην Εικόνα 4.12 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.



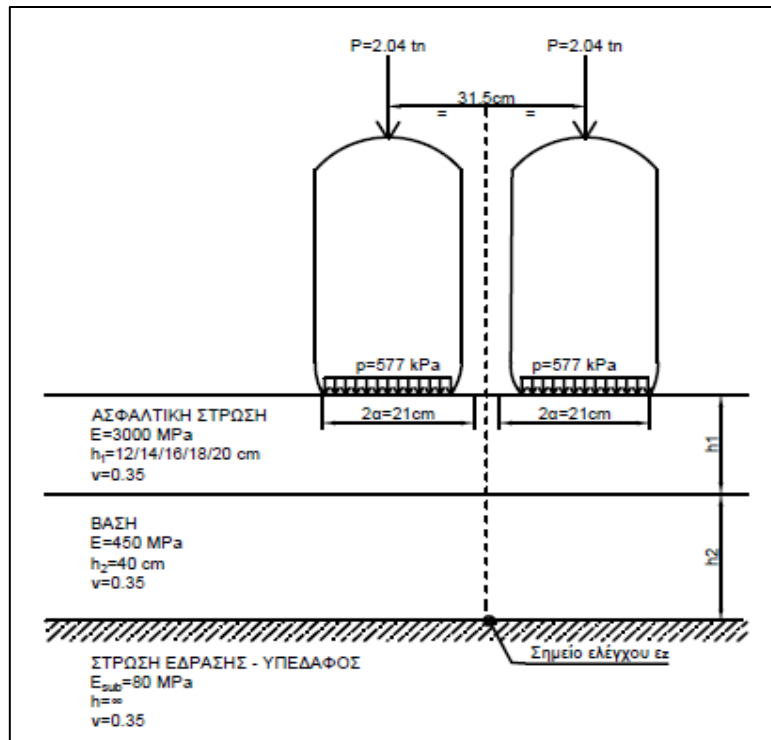
Εικόνα 4.11 Διατομή με μεταβολή του πάχους ασφαλτικής στρώσης και $h_2 = 20 \text{ cm}$ & $E_{sub} = 40 \text{ MPa}$



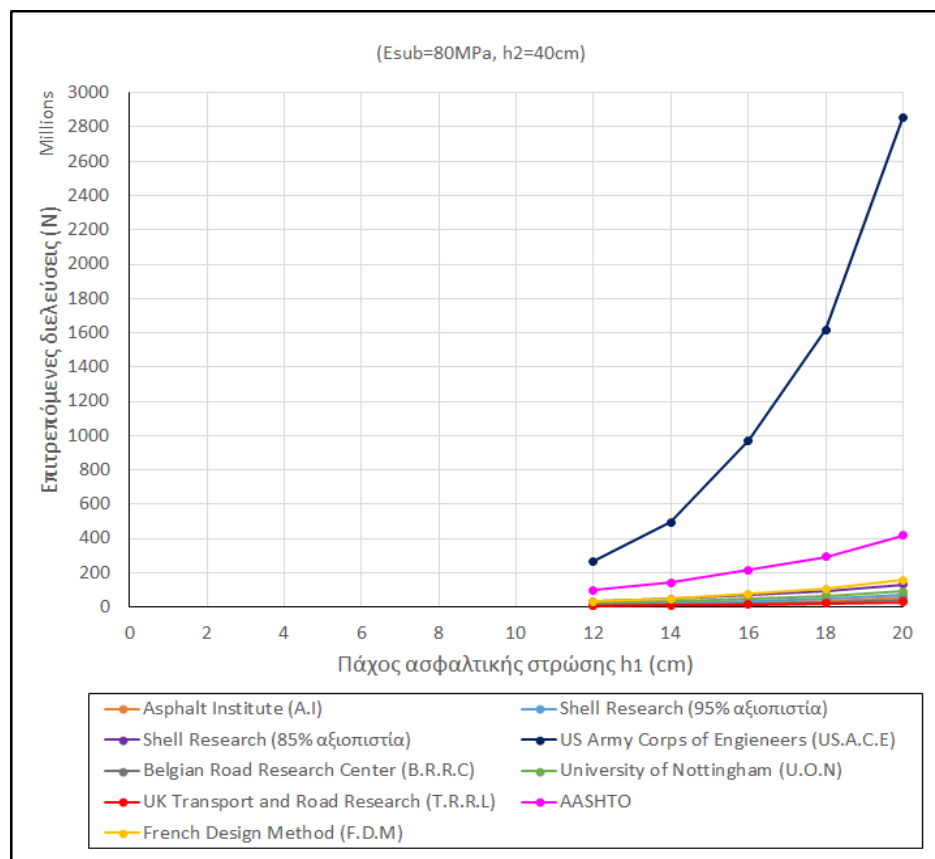
Εικόνα 4.12 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του πάχους ασφαλτικής στρώσης και $h_2=20\text{cm}$ & $E_{sub}=40\text{MPa}$

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης για μεταβολή του πάχους της ασφαλτικής στρώσης σε διατομή με ελάχιστες τιμές, που παρουσιάζονται στην Εικόνα 4.12, παρατηρείται μια πιο απότομη αύξηση των επιτρεπόμενων αναλύσεων σε σύγκριση με την ανάλυση των ενδιάμεσων τιμών για όλους τους νόμους αστοχίας. Επίσης παρατηρείται πώς στην συγκεκριμένη ανάλυση, ο νόμος της AASHTO δίνει τον μεγαλύτερο επιτρεπόμενο αριθμό διελεύσεων.

Για την επόμενη ανάλυση, τα δεδομένα που επιλέχθηκαν απεικονίζονται στην παρακάτω Εικόνα 4.13. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με μόνη μεταβολή το πάχος της ασφαλτικής στρώσης h_1 ξεκινώντας από 12cm και αυξάνοντας ανά 2cm έως τα 20cm και κρατώντας σταθερά το πάχος της βάσης h_2 και το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης E_{sub} στις μέγιστες τιμές τους (40cm και 80MPa αντίστοιχα). Στην Εικόνα 4.14 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.



Εικόνα 4.13 Διατομή με μεταβολή του πάχους ασφαλτικής στρώσης και $h_2=40 \text{ cm}$ & $E_{sub}=80 \text{ MPa}$



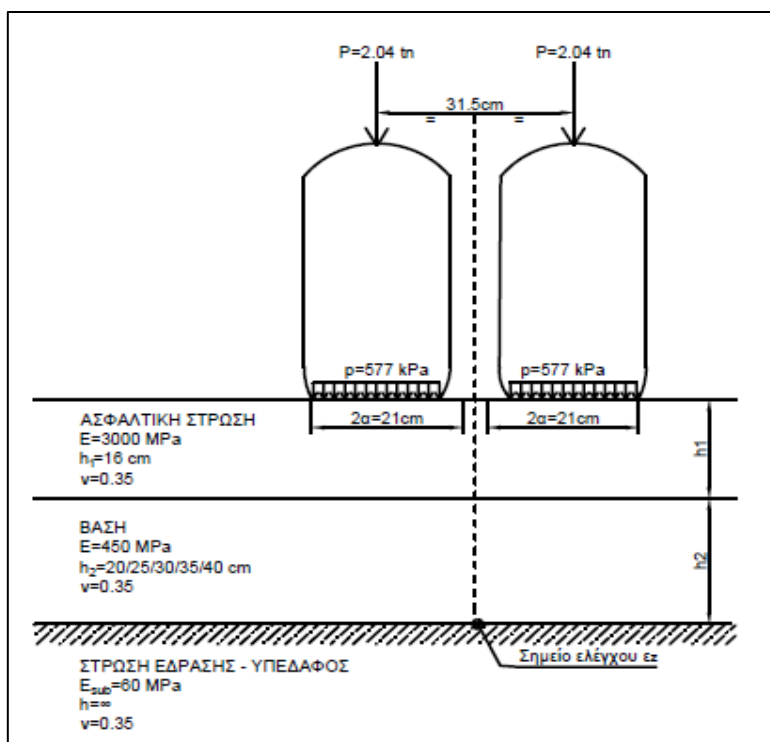
Εικόνα 4.14 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του πάχους ασφαλτικής στρώσης και $h_2=40 \text{ cm}$ & $E_{sub}=80 \text{ MPa}$

Από την Εικόνα 4.14 παρατηρείται, για μεταβολή του πάχους της ασφαλικής στρώσης, η μικρότερη αύξηση των επιτρεπόμενων αναλύσεων σε σύγκριση με τις αναλύσεις των ενδιάμεσων τιμών και των ελάχιστων τιμών, για όλους τους νόμους αστοχίας.

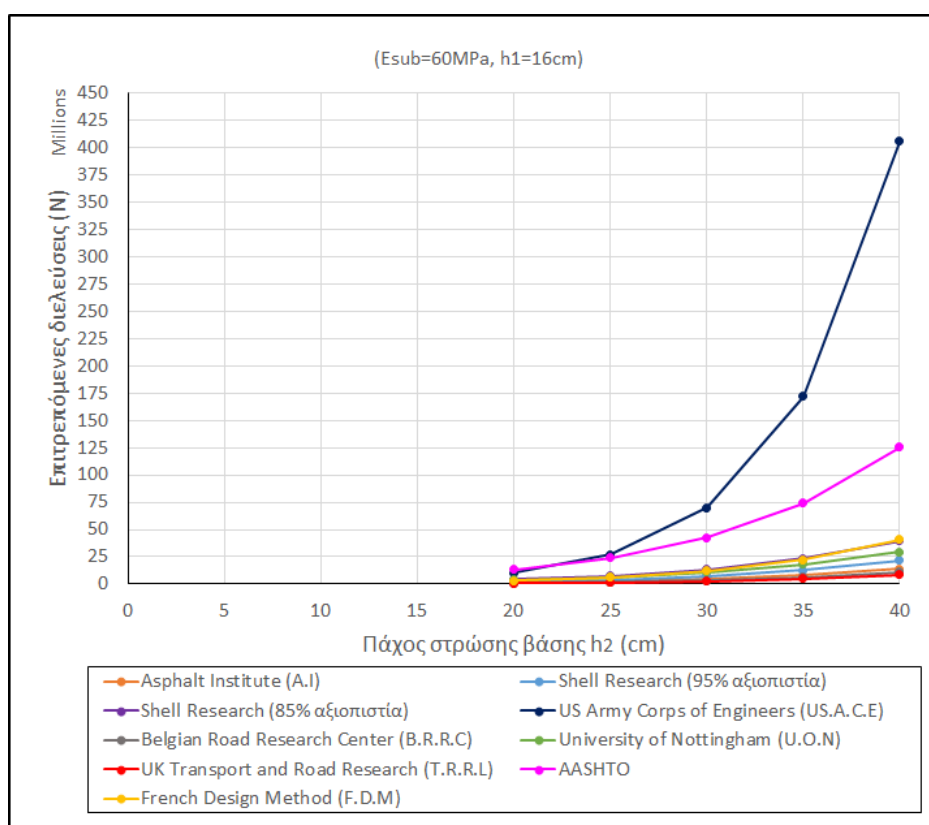
Συνοψίζοντας παρατηρείται η μεγαλύτερη αύξηση στον αριθμό των επιτρεπόμενων διελεύσεων στον νόμο αστοχίας του US Army Corps of Engineers, ενώ η μικρότερη αύξηση παρατηρείται για τον νόμο του University of Nottingham. Κατά την διάρκεια των αναλύσεων για την μεταβολή του πάχους της ασφαλικής στρώσης, για όλες τις τιμές των σταθερών παραμέτρων, παρατηρείται σχεδόν η ίδια αύξηση των επιτρεπόμενων διελεύσεων στους νόμους της Shell, στον νόμο του UK Transport and Road Research (T.R.R.L), και στον νόμο που αναπτύχθηκε από τη AASHTO.

4.4.3 Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της στρώσης βάσης

Για την δεύτερη ανάλυση που αφορά το πάχος της στρώσης βάσης (h_2), τα δεδομένα που επιλέχθηκαν απεικονίζονται στην παρακάτω Εικόνα 4.15. Αρχικά, η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με μόνη μεταβολή το πάχος της στρώσης βάσης h_2 ξεκινώντας από 20cm και αυξάνοντας ανά 5cm έως τα 40cm και κρατώντας σταθερά το πάχος της ασφαλικής στρώσης h_1 και το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης E_{sub} στις ενδιάμεσες τιμές τους (16cm και 60Mpa αντίστοιχα). Στην Εικόνα 4.16 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.



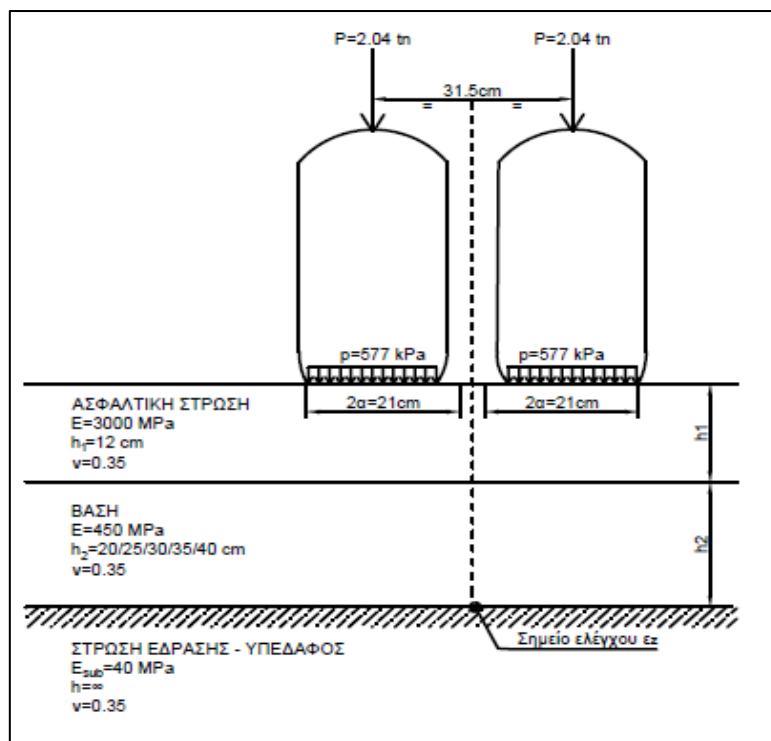
Εικόνα 4.15 Διατομή με μεταβλητό πάχος στρώσης βάσης και $h_1=16\text{cm}$ & $E_{sub}=60\text{MPa}$



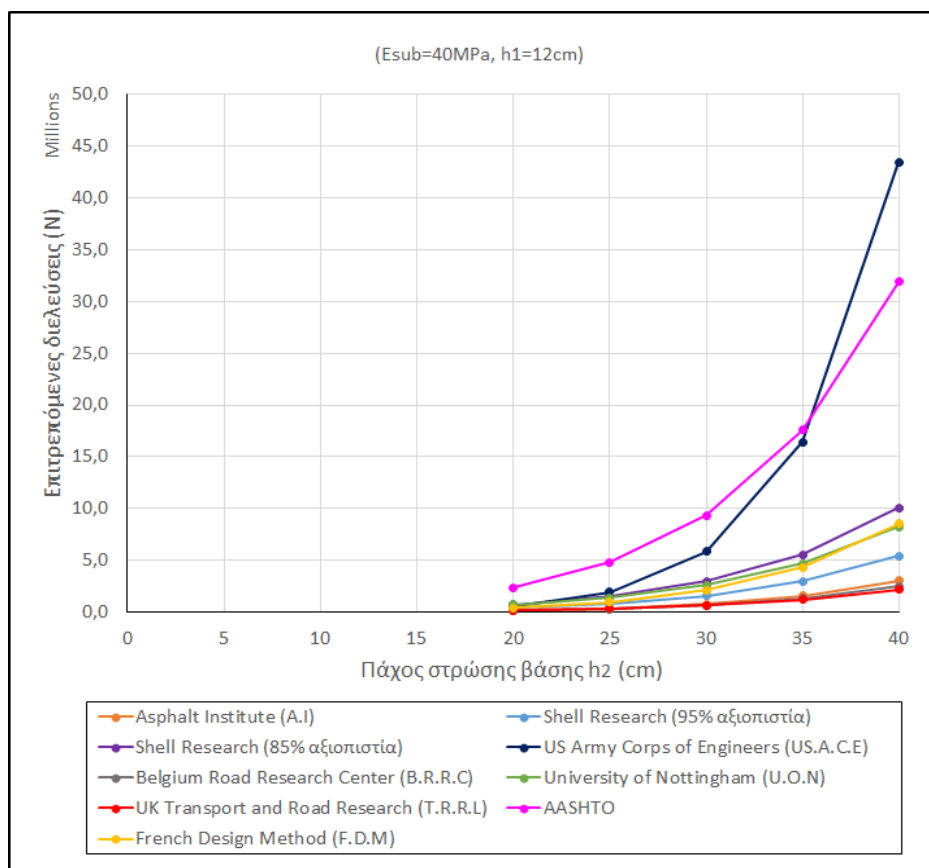
Εικόνα 4.16 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του πάχους στρώσης βάσης και $h_1=16\text{cm}$ & $E_{sub}=60\text{MPa}$

Από την Εικόνα 4.16 παρατηρείται η παρόμοια συμπεριφορά των νόμων αστοχίας, καθώς μεταβάλλονται οι τιμές του πάχους στρώσης βάσης. Συγκεκριμένα, στους δύο νόμοι της Shell, στον νόμο του UK Transport and Road Research (T.R.R.L), και στον νόμο που αναπτύχθηκε από τη AASHTO, παρατηρείται σχεδόν η ίδια αύξηση των επιτρεπόμενων διελεύσεων. Η μεγαλύτερη αύξηση παρατηρείται στην νόμο του US Army Corps of Engineers και η μικρότερη αύξηση παρατηρείται στον νόμο αστοχίας του University of Nottingham.

Για την επόμενη ανάλυση, τα δεδομένα που επιλέχθηκαν απεικονίζονται στην παρακάτω Εικόνα 4.17. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με μόνη μεταβολή το πάχος της στρώσης βάσης h_2 ξεκινώντας από 20cm και αυξάνοντας ανά 5cm έως τα 40cm και κρατώντας σταθερά το πάχος της ασφαλτικής στρώσης h_1 και το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης E_{sub} στις ελάχιστες τιμές τους (12cm και 40MPa αντίστοιχα). Στην Εικόνα 4.18 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.



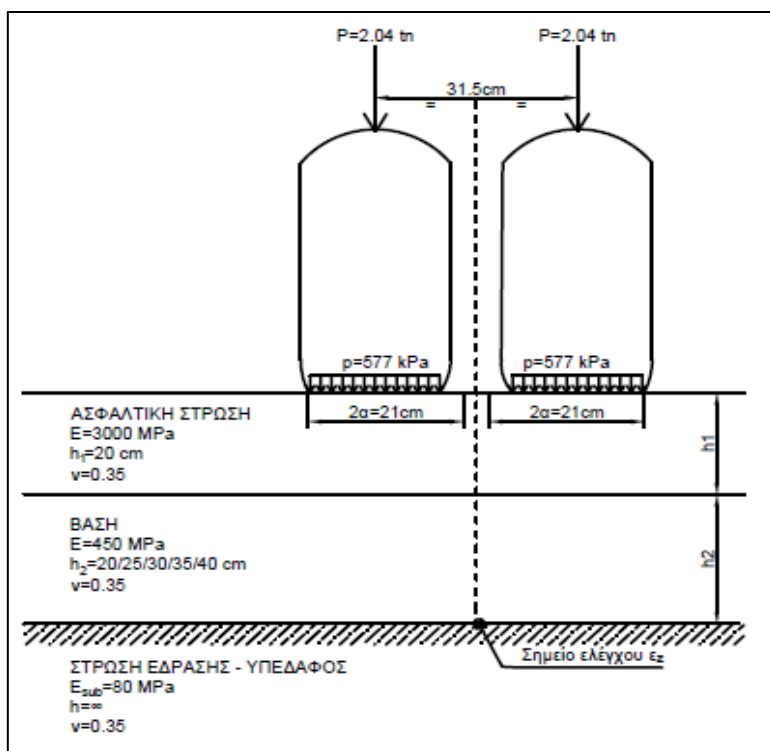
Εικόνα 4.17 Διατομή με μεταβλητό πάχος στρώσης βάσης και $h_1=12 \text{ cm}$ & $E_{sub}=40 \text{ MPa}$



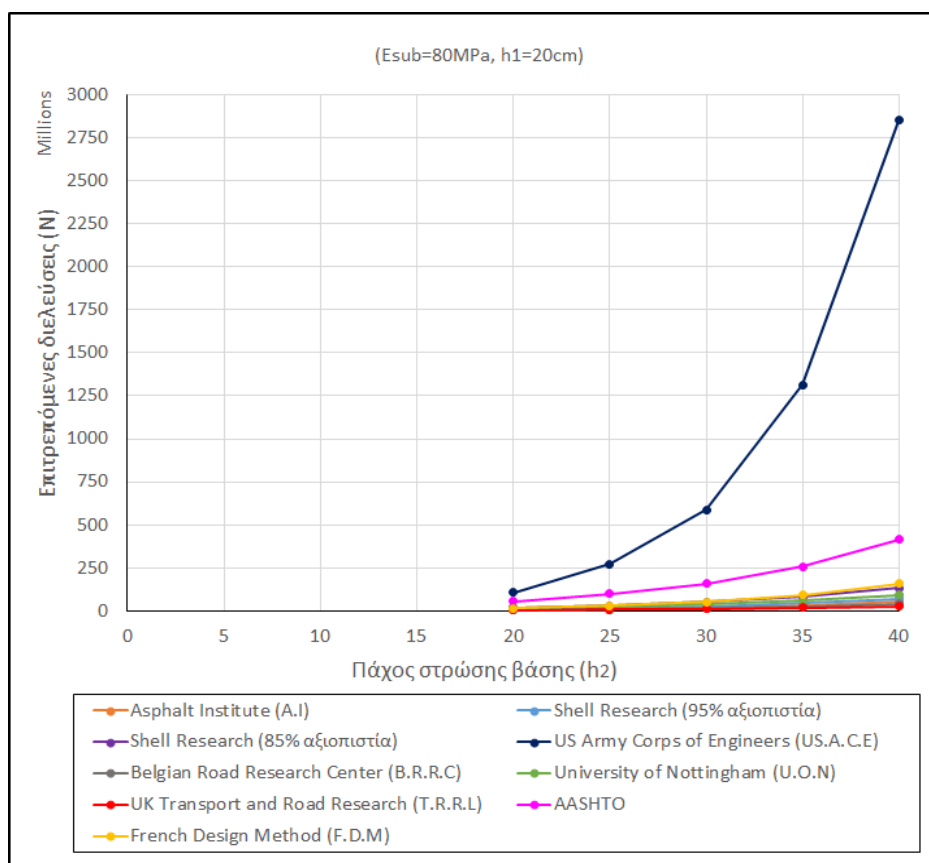
Εικόνα 4.18 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του πάχους στρώσης βάσης και $h_1=12\text{cm}$ & $E_{sub}=40\text{MPa}$

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης για μεταβολή του πάχους στρώσης βάσης και τις παραμέτρους στις ελάχιστες τιμές τους, που παρουσιάζονται στην Εικόνα 4.18, παρατηρείται μια πιο απότομή αύξηση των επιτρεπόμενων αναλύσεων σε σύγκριση με την ανάλυση των ενδιάμεσων τιμών για όλους τους νόμους αστοχίας.

Για την επόμενη ανάλυση, τα δεδομένα που επιλέχθηκαν απεικονίζονται στην παρακάτω Εικόνα 4.19. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με μόνη μεταβολή το πάχος της στρώσης βάσης h_2 ξεκινώντας από 20cm και αυξάνοντας ανά 5cm έως τα 40cm και κρατώντας σταθερά το πάχος της ασφαλτικής στρώσης h_1 και το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης E_{sub} στις μέγιστες τιμές τους (20cm και 80MPa αντίστοιχα). Στην Εικόνα 4.20 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.



Εικόνα 4.19 Διατομή με μεταβλητό πάχος στρώσης βάσης και $h_1=20\text{cm}$ & $E_{sub}=80\text{MPa}$



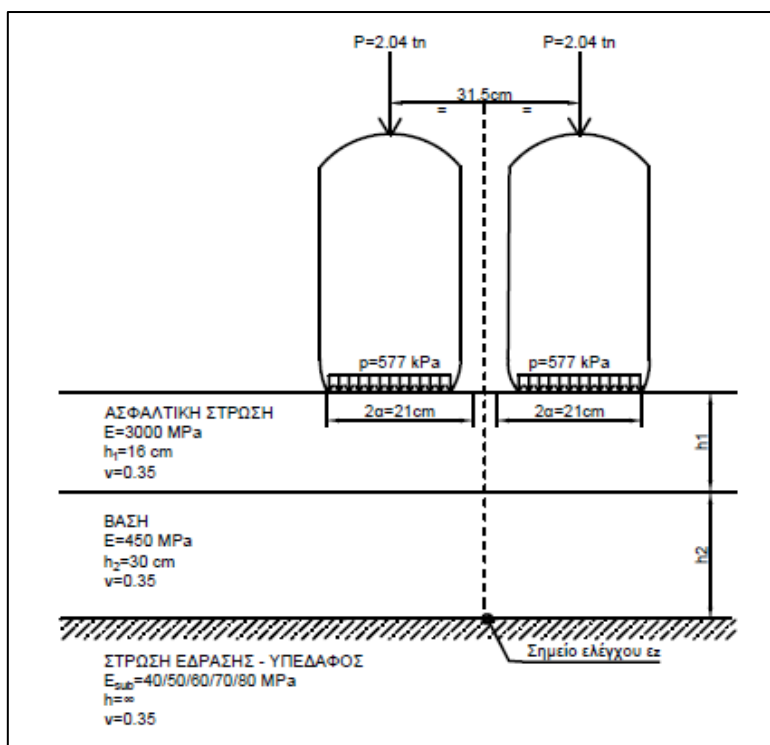
Εικόνα 4.20 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του πάχους στρώσης βάσης και $h_1=20\text{cm}$ & $E_{sub}=80\text{MPa}$

Από την Εικόνα 4.20 παρατηρείται, για μεταβολή του πάχους της στρώσης βάσης, η μικρότερη αύξηση των επιτρεπόμενων αναλύσεων σε σύγκριση με τις αναλύσεις των ενδιάμεσων τιμών και των ελάχιστων τιμών, για όλους τους νόμους αστοχίας.

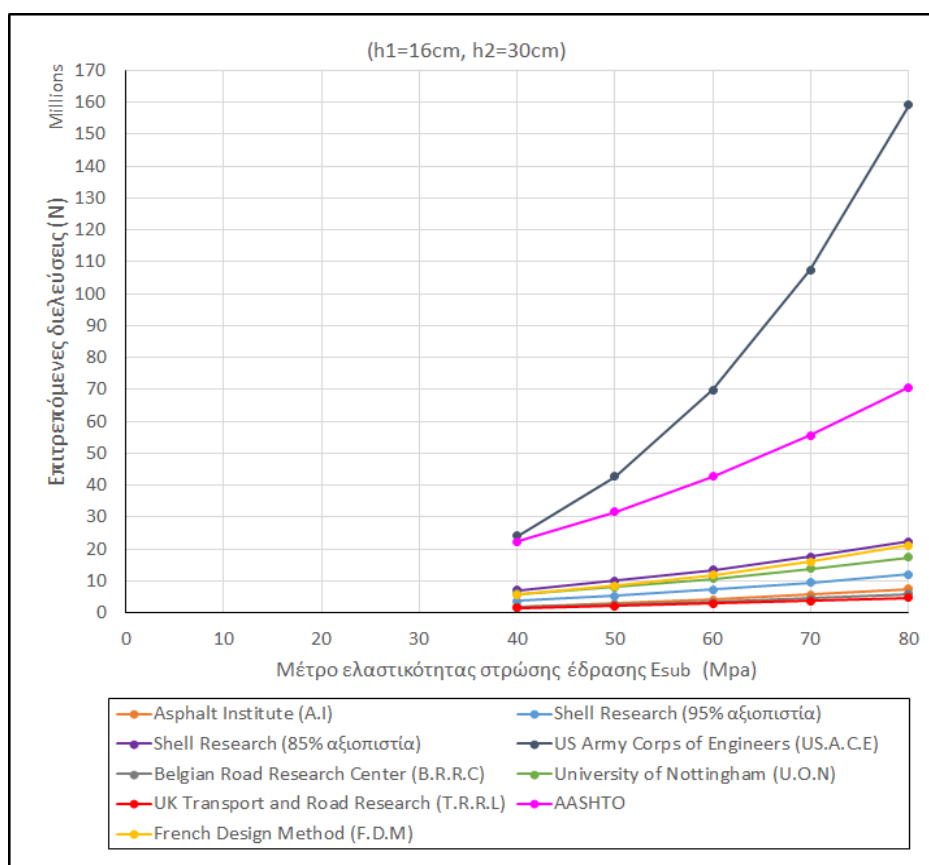
Συνοψίζοντας παρατηρούμε την ίδια συμπεριφορά των νόμων αστοχίας όπως στην ανάλυση της μεταβολής της ασφαλικής στρώσης. Η διαφορά που παρατηρείται είναι στον ρυθμό αύξησης των νόμων που είναι αρκετά μεγαλύτερος στην μεταβολή του πάχους της στρώσης βάσης από 20cm σε 40cm σε σχέση με την μεταβολή της ασφαλικής στρώσης από 12cm σε 20cm. Η μεγαλύτερη αύξηση στον αριθμό των επιτρεπόμενων διελεύσεων παρατηρήθηκε στον νόμο αστοχίας του US Army Corps of Engineers, ενώ η μικρότερη αύξηση παρατηρείται για τον νόμο του University of Nottingham. Για όλες τις τιμές των σταθερών παραμέτρων, παρατηρείται σχεδόν η ίδια αύξηση των επιτρεπόμενων διελεύσεων στους νόμους της Shell, στον νόμο του UK Transport and Road Research (T.R.R.L), και στον νόμο που αναπτύχθηκε από τη AASHTO.

4.4.4 Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης

Για την τρίτη ανάλυση που αφορά το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης (E_{sub}), τα δεδομένα που επιλέχθηκαν απεικονίζονται στην παρακάτω Εικόνα 4.21. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με μόνη μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας της στρώσης έδρασης ξεκινώντας από 40MPa και αυξάνοντας ανά 10MPa έως τα 80MPa και κρατώντας σταθερά το πάχος της ασφαλικής στρώσης h_1 και το πάχος της στρώσης βάσης h_2 στις ενδιάμεσες τιμές τους (16cm και 30cm αντίστοιχα). Στην Εικόνα 4.22 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.



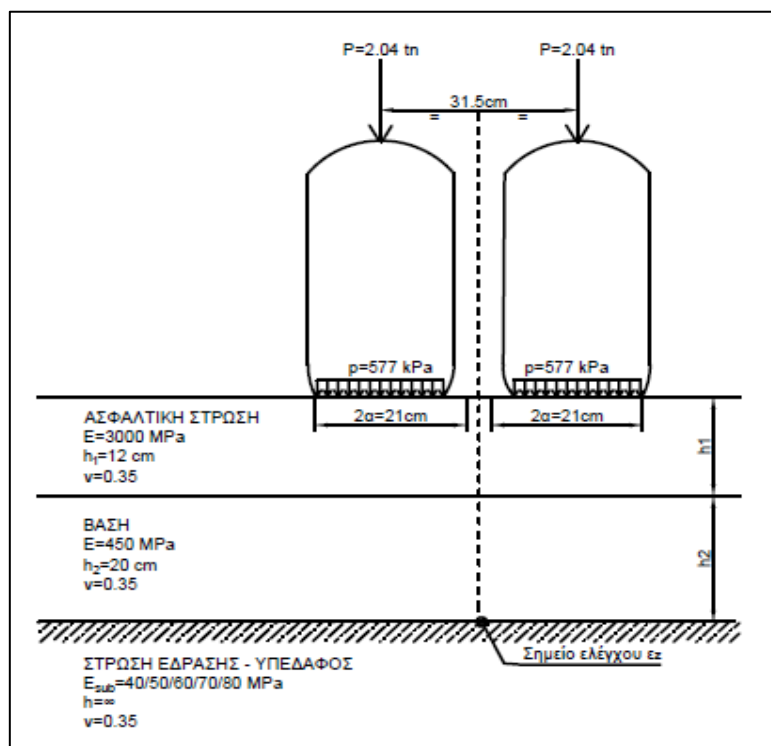
Εικόνα 4.21 Διατομή με μεταβλητό μέτρο ελαστικότητας E_{sub} και $h_1=16\text{cm}$ & $h_2=30\text{cm}$



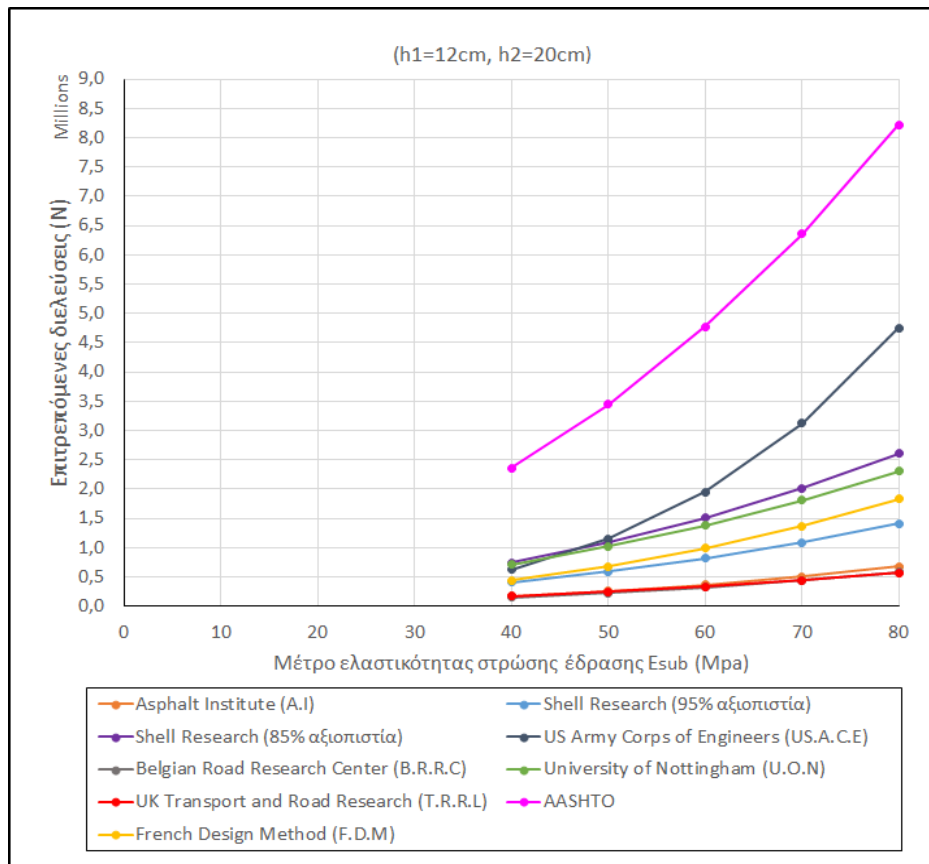
Εικόνα 4.22 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας E_{sub} και $h_1=16\text{cm}$ & $h_2=30\text{cm}$

Από την Εικόνα 4.22 παρατηρείται η παρόμοια συμπεριφορά των νόμων αστοχίας, καθώς μεταβάλλονται οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας της στρώσης έδρασης. Συγκεκριμένα, στους δύο νόμους της Shell, στον νόμο του UK Transport and Road Research (T.R.R.L), και στον νόμο που αναπτύχθηκε από τη AASHTO, παρατηρείται σχεδόν η ίδια αύξηση των επιτρεπόμενων διελεύσεων. Η μεγαλύτερη αύξηση παρατηρείται στην νόμο του US Army Corps of Engineers και η μικρότερη αύξηση παρατηρείται στον νόμο αστοχίας του University of Nottingham.

Για την επόμενη ανάλυση, τα δεδομένα που επιλέχθηκαν απεικονίζονται στην παρακάτω Εικόνα 4.23. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με μόνη μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας της στρώσης έδρασης ξεκινώντας από 40MPa και αυξάνοντας ανά 10MPa έως τα 80MPa και κρατώντας σταθερά το πάχος της ασφαλτικής στρώσης h_1 και το πάχος της στρώσης βάσης h_2 στις ελάχιστες τιμές τους (12cm και 20cm αντίστοιχα). Στην Εικόνα 4.24 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.



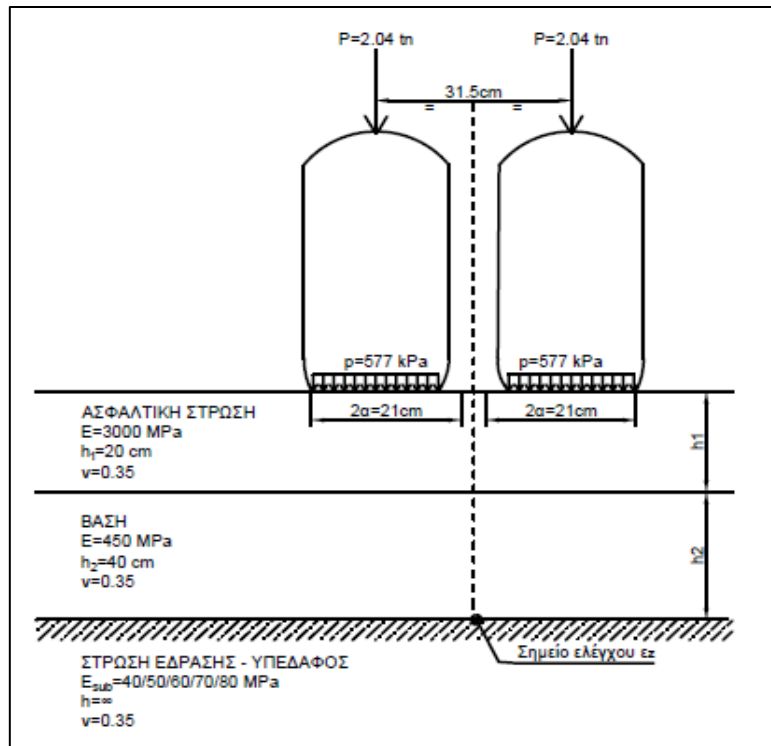
Εικόνα 4.23 Διατομή με μεταβλητό μέτρο ελαστικότητας E_{sub} και $h_1=12 \text{ cm}$ & $h_2=20 \text{ cm}$



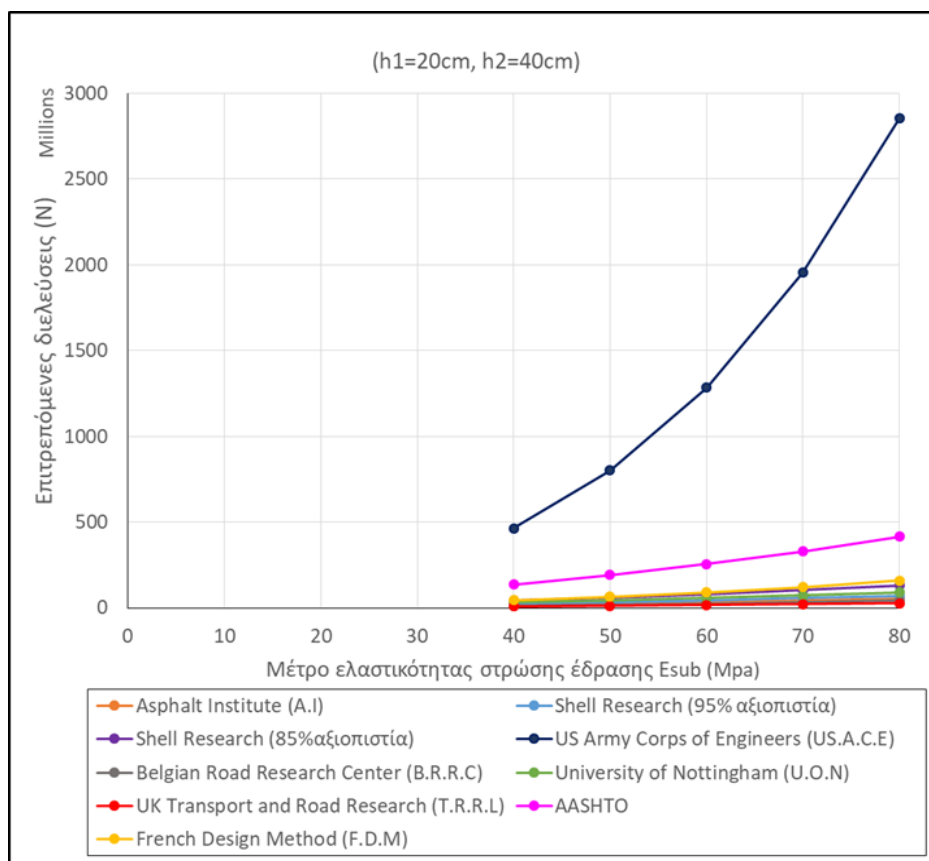
Εικόνα 4.24 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας E_{sub} και $h_1=12\text{cm}$ & $h_2=20\text{cm}$

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης για μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας της στρώσης βάσης και για τους παραμέτρους στις ελάχιστες τιμές τους, που παρουσιάζονται στην Εικόνα 4.24, παρατηρείται μια λίγο μεγαλύτερη αύξηση των επιτρεπόμενων αναλύσεων σε σύγκριση με την ανάλυση των ενδιάμεσων τιμών για όλους τους νόμους αστοχίας.

Για την επόμενη ανάλυση, τα δεδομένα που επιλέχθηκαν απεικονίζονται στην παρακάτω Εικόνα 4.25. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με μόνη μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας της στρώσης έδρασης ξεκινώντας από 40Mpa και αυξάνοντας ανά 10Mpa έως τα 80Mpa και κρατώντας σταθερά το πάχος της ασφαλτικής στρώσης h_1 και το πάχος της στρώσης βάσης h_2 στις μέγιστες τιμές τους (20cm και 40cm αντίστοιχα). Στην Εικόνα 4.26 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

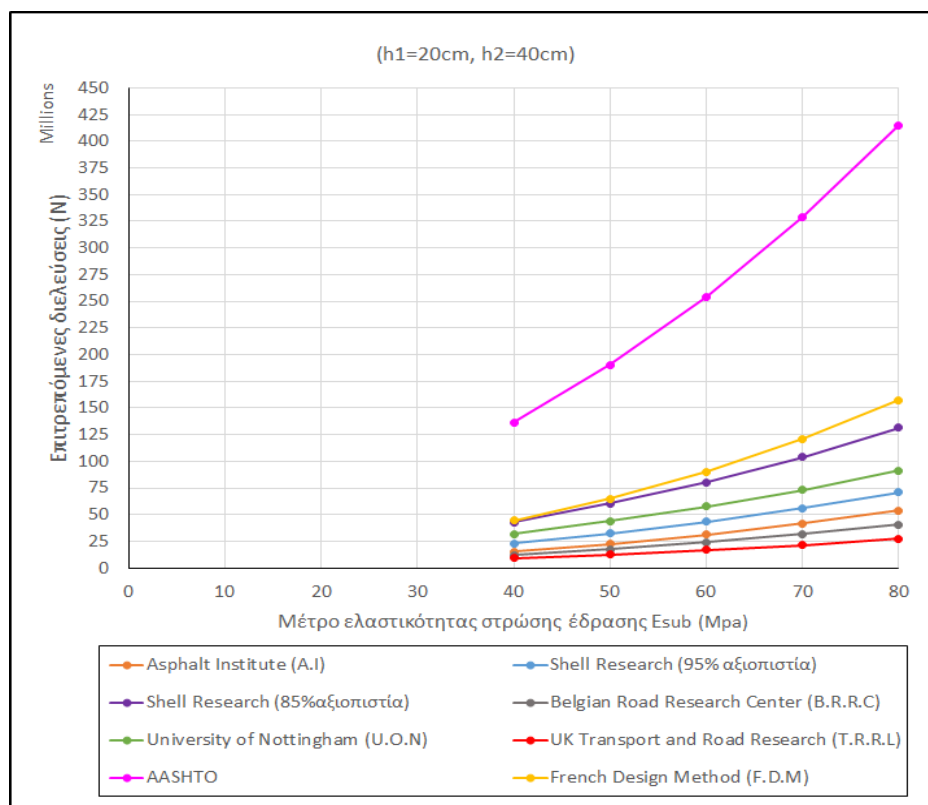


Εικόνα 4.25 Διατομή με μεταβλητό μέτρο ελαστικότητας E_{sub} και $h_1=20\text{cm}$ & $h_2=40\text{cm}$



Εικόνα 4.26 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του μέτρο ελαστικότητας E_{sub} και $h_1=20\text{cm}$ & $h_2=40\text{cm}$

Για την καλύτερη παρουσίαση των αποτελεσμάτων της Εικόνας 4.26, παρατίθεται η Εικόνα 4.27 χωρίς τον νόμο αστοχίας του US Army Corps of Engineers.



Εικόνα 4.27 Αποτελέσματα επιτρεπόμενων διελεύσεων N για μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας E_{sub} και $h_1=20\text{cm}$ & $h_2=40\text{cm}$ χωρίς τον νόμο US.A.C.E

Από την Εικόνα 4.27 παρατηρείται ότι για μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας της στρώσης έδρασης, η αύξηση των επιτρεπόμενων αναλύσεων σε σύγκριση με τις αναλύσεις των ελάχιστων τιμών, είναι μικρότερη για όλους τους νόμους αστοχίας. Στην περίπτωση των ενδιάμεσων τιμών παρατηρείται σχεδόν ίδια αύξηση.

Συνοψίζοντας παρατηρούμε την ίδια συμπεριφορά των νόμων στην ανάλυση της μεταβολής του μέτρου ελαστικότητας της στρώσης έδρασης. Ο ρυθμός αύξησης στην περίπτωση μεταβολής του μέτρου ελαστικότητας από 40MPa σε 80MPa είναι πολύ μικρότερος σε σχέση με την αύξηση που παρατηρείται κατά την μεταβολή του πάχους των στρώσεων. Η μεγαλύτερη αύξηση στον αριθμό των επιτρεπόμενων διελεύσεων παρατηρήθηκε στον νόμο αστοχίας του US Army Corps of Engineers, ενώ η μικρότερη αύξηση παρατηρείται για τον νόμο του University of Nottingham. Για όλες τις τιμές των σταθερών παραμέτρων, παρατηρείται σχεδόν η ίδια αύξηση των επιτρεπόμενων διελεύσεων στους νόμους της Shell, στον νόμο του UK Transport and Road Research (T.R.R.L), και στον νόμο που αναπτύχθηκε από τη AASHTO.

5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ-ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν η ανάδειξη διαφόρων νόμων αστοχίας που αφορούν στη στρώση έδρασης και χρησιμοποιούνται κατά τον σχεδιασμό εύκαμπτων οδοστρωμάτων, καθώς και η συγκριτική διερεύνηση τους μέσω αναλύσεων ευαισθησίας.

Έπειτα από βιβλιογραφική ανασκόπηση σχετικά με τους νόμους αστοχίας της στρώσης έδρασης και τον τρόπο εύρεσης της κατακόρυφης παραμόρφωσης στην κορυφή της στρώσης έδρασης ακολούθησε η υπολογιστική διαδικασία. Συγκεκριμένα, για τον υπολογισμό της κατακόρυφης παραμόρφωσης έγινε χρήση του λογισμικού KENPAVE. Τα αποτελέσματα των υπολογισμών χρησιμοποιήθηκαν στους νόμους αστοχίας της στρώσης έδρασης που ανέδειξε η βιβλιογραφική ανασκόπηση, με σκοπό την εκτίμηση του επιτρεπόμενου αριθμού επαναλήψεων φορτίου. Η επεξεργασία των αποτελεσμάτων και η διαδικασία προσαρμογής των νόμων πραγματοποιήθηκαν για ένα εύρος τιμών των εξής παραμέτρων: 1) πάχος ασφαλτικής στρώσης, 2) πάχος στρώσης βάσης και 3) μέτρο ελαστικότητας στρώσης έδρασης.

Από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση και από τα αποτελέσματα των συγκριτικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα:

- Ο νόμος αστοχίας που αναπτύχθηκε από το Indian Road Research Center (I.R.C), δίνει μεγάλες τιμές επιτρεπόμενων διελεύσεων σε σύγκριση με τους υπόλοιπους νόμους. Η διαφορά είναι 10 φορές μεγαλύτερη από τον μέσο όρο των υπόλοιπων νόμων. Αυτό σε έναν βαθμό οφείλεται στην μέγιστη επιτρεπόμενη παραμόρφωση στην επιφάνεια του οδοστρώματος που ορίζει το Indian Road Congress, η οποία είναι ίση με 20mm, ενώ για τους υπόλοιπους νόμους είναι μικρότερη από 14mm.
- Ο νόμος αστοχίας που αναπτύχθηκε από το US Army Corps of Engineers (US.A.C.E) παρουσιάζει, με εξαίρεση τον νόμο αστοχίας του Indian Road Research Center (I.R.C), την μεγαλύτερη αύξηση των επιτρεπόμενων διελεύσεων κατά την διάρκεια όλων των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν. Όμως για χαμηλές τιμές του πάχους των στρώσεων όπως και για χαμηλές τιμές του μέτρου ελαστικότητας της στρώσης έδρασης, ο αριθμός των επιτρεπόμενων διελεύσεων είναι λίγο πιο συντηρητικός σε σύγκριση με τον νόμο αστοχίας του AASHTO και του University of Nottingham.

- Όσον αφορά την σύγκριση των δύο νόμων αστοχίας του Shell Research, το διαφορετικό επίπεδο αξιοπιστίας επιφέρει μεγάλες διαφορές στον υπολογισμό των επιτρεπόμενων διελεύσεων. Η αλλαγή της αξιοπιστίας από 95% σε 85% αξιοπιστία στον νόμο αστοχίας, δίνει τιμές σταθερά αυξημένες κατά 185%.
- Κατά την ανάλυση ελέγχου επάρκειας ενδεικτικής διατομής για την δημιουργία ισοδύναμων διατομών, το πάχος της ασφαλικής στρώσης κυμάνθηκε από 7cm έως 18cm. Στο πάχος της στρώσης βάσης, η διαφορά κυμάνθηκε από 16cm έως 34cm. Για το μέτρο ελαστικότητας της στρώσης έδρασης, οι τιμές κυμάνθηκαν από 20Mpa έως 65Mpa.
- Σχετικά με την επιρροή των παραμέτρων στους νόμους αστοχίας, η μεταβολή του πάχους της στρώσης βάσης (h_2) από 20cm σε 40cm οδήγησε σε μία εμφανώς μεγαλύτερη αύξηση του επιτρεπόμενου αριθμού διελεύσεων (N) σε σύγκριση με την μεταβολή του πάχους της ασφαλικής στρώσης (h_1) από 12cm σε 20cm και του μέτρου ελαστικότητας E_{sub} από 40Mpa σε 80Mpa.
- Τη μικρότερη επιρροή από τη μεταβολή των παραμέτρων διακρίνουμε στον νόμο αστοχίας του πανεπιστημίου του Nottingham (U.O.N), καθώς δίνει σχετικά μικρές αυξήσεις του επιτρεπόμενου αριθμού διελεύσεων (N). Ωστόσο δίνει σχετικά αυξημένο αριθμό επιτρεπόμενων διελεύσεων σε σύγκριση με τους περισσότερους νόμους και για μικρές τιμές παραμέτρων.
- Συντηρητικές τιμές στον υπολογισμό του αριθμού των επιτρεπόμενων διελεύσεων κατά την διάρκεια όλων των αναλύσεων, παρατηρήθηκε στους νόμους αστοχίας του Asphalt Institute (A.I), του Belgian Road Research Center (B.R.R.C) και του U.K Transport and Road Research (T.R.R.L). Πρέπει να σημειωθεί πως αυτό ισχύει ενώ οι νόμοι αστοχίας έχουν αναπτυχθεί για διαφορετική επιτρεπόμενη παραμόρφωση στην επιφάνεια του οδοστρώματος (B.R.R.C & T.T.R.L για 10.2mm και A.I για 12.7mm). Επίσης μόνο στον νόμο αστοχίας του T.R.R.L δίνεται ένας συντελεστής αξιοπιστίας (85%). Η απόκλιση των τιμών μεταξύ των συγκεκριμένων νόμων είναι της τάξεως του 80% έως 120%. Ο νόμος αστοχίας του B.B.R.C δίνει τα πιο συντηρητικά αποτελέσματα για τις περισσότερες τιμές των παραμέτρων, εκτός της περίπτωσης των ελάχιστων τιμών των παραμέτρων όπου το T.T.R.L δίνει τις μικρότερες τιμές.
- Ο νόμος αστοχίας που προσεγγίζει καλύτερα τον μέσο όρο όλων των νόμων (εξαιρουμένου στον μέσο όρο του νόμου του I.R.C) είναι ο νόμος αστοχίας του Shell Research με 85% αξιοπιστία.

Συνοψίζοντας, διακρίνουμε μεγάλες αποκλίσεις στους νόμους αστοχίας που αναλύθηκαν. Αυτό οφείλεται σε έναν βαθμό στη διαφορετική μέγιστη επιτρεπόμενη παραμόρφωση στην επιφάνεια του οδοστρώματος που ορίζει κάθε νόμος, καθώς επίσης και στη χρήση ενός επιπέδου αξιοπιστίας, το οποίο επηρεάζει σημαντικά τον υπολογισμό των επιτρεπόμενων διελεύσεων και κατά συνέπεια, τη διαστασιολόγηση των οδοστρωμάτων. Επίσης, λόγω της διαφορετικής επιρροής της κατακόρυφης παραμόρφωσης στους νόμους αστοχίας, προκύπτει ότι ανάλογα με το πάχος της ασφαλτικής στρώσης, της στρώσης βάσης αλλά και ανάλογα με την τιμή του μέτρου ελαστικότητας, κάποιοι νόμοι παρουσιάζουν διαφορετική συμπεριφορά. Συγκεκριμένα στην περίπτωση του νόμου αστοχίας του US Army Corps of Engineers (US.A.C.E) και του νόμου αστοχίας του AASHTO, ο νόμος του US.A.C.E λειτουργεί πιο συντηρητικά για μικρές τιμές των παραμέτρων, ενώ για μεγάλες τιμές των παραμέτρων πιο συντηρητικός είναι ο νόμος αστοχίας του AASHTO. Παρόμοια περίπτωση ισχύει και στους νόμους αστοχίας του Shell Research (85%), French Design Method (F.D.M) και του University of Nottingham (U.O.N). Ανάλογα με τις τιμές των παραμέτρων, ο ένας νόμος αστοχίας λειτουργεί πιο συντηρητικά από τον άλλο. Το γεγονός αυτό δημιουργεί μεγάλη αβεβαιότητα στον σχεδιασμό εύκαμπτων οδοστρωμάτων και επιβεβαιώνει την ανάγκη επιλογής του κατάλληλου νόμου αστοχίας σύμφωνα με τις απαιτήσεις που ορίζει το εκάστοτε έργο.

Αξίζει να σημειωθεί ότι κατά την πορεία εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής διαπιστώθηκε ότι δεν υπάρχουν σημαντικές πρόσφατες έρευνες όσον αφορά στους νόμους αστοχίας της στρώσης έδρασης για τη διαστασιολόγηση εύκαμπτων οδοστρωμάτων. Οι νόμοι αστοχίας βασίζονται σε παλιές έρευνες που αγνοούν την εξέλιξη των κατασκευών και των υλικών, των φορτίων κυκλοφορίας, αλλά και της τεχνολογίας. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι οι νέες απαιτήσεις που θα προκύψουν ως προς τον σχεδιασμό και την κατασκευή των οδοστρωμάτων λόγω της χρήσης των αυτοκινούμενων οχημάτων. Κατά συνέπεια, μελλοντικά κρίνονται απαραίτητες νέες έρευνες για την ανάπτυξη νέων ή τη βαθμονόμηση υφιστάμενων νόμων αστοχίας της στρώσης έδρασης που θα λαμβάνουν υπόψη αφενός τις τοπικές συνθήκες (π.χ. στον ελλαδικό χώρο) και αφετέρου τις εξελίξεις-προκλήσεις της νέας εποχής. Κοινός γνώμονας των προτεινόμενων ερευνών θα πρέπει να είναι η βελτιστοποίηση του σχεδιασμού των οδοστρωμάτων, αλλά και η μεγιστοποίηση της απόδοσής τους κατά τη διάρκεια του κύκλου ζωής τους.

6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Acikgöz, Oguz, and Rezhin Rauf. 2010. "Analysis of Parameters Affecting Permanent Deformation in Road Pavement." Chalmers University of Technology.
- Adlinge, Sharad S, and Prof a K Gupta. 2009. "Pavement Deterioration and Its Causes." *IOSR Journal of Mechanical & Civil Engineering*, 9–15.
- Aguiar-Moya, José P., Adriana Vargas-Nordcbeck, Fabricio Leiva-Villacorta, and Luis G. Loría-Salazar. 2016. *The Roles of Accelerated Pavement Testing in Pavement Sustainability: Engineering, Environment, and Economics. The Roles of Accelerated Pavement Testing in Pavement Sustainability: Engineering, Environment, and Economics.*
- Al-Khateeb, Ghazi, Aroon Shenoy, and Nelson Gibson. 2007. "Mechanistic Performance Analyses of the FHWA's Accelerated Loading Facility Pavements." *Asphalt Paving Technology: Association of Asphalt Paving Technologists-Proceedings of the Technical Sessions* 76: 737–70.
- Arnold, G A, A R Dawson, D A B Hughes, and Des Robinson. 2002. "Serviceability Design of Granular Pavement Materials." *Proc., 6th Int. Conf.*, 1–18.
- Behiry, Ahmed Ebrahim Abu El Maaty. 2012. "Fatigue and Rutting Lives in Flexible Pavement." *Ain Shams Engineering Journal* 3 (4): 367–74.
- Chou, YU T. 1992. "Development of Failure Criteria of Flexible Pavement Thickness Requirements for Military Roads and Streets, Elastic Layered Method."
- Christopher, Barry R., Charles Schwartz, and Richard Boudreau. 2006. "Geotechnical Aspects of Pavements, Reference Manual / Participant Workbook."
- Claussen, A.I.M., J.M Edwards, P. Sommer, and P. Uge. 1977. "Asphalt Pavement Design - The Shell Method. Volume I of Proceedings of the 4th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements" 1: 39–74.
- Dawson, Andrew, and Pauli Kolisoja. 2004. "Permanent Deformation." *Roadex II Northern Periphery*.
- Dormon, Gilbert Mark (Shell Oil Company), and C. T. (Shell Oil Company) Metcalf. 1965. "Design Curves for Flexible Pavements Based on Layered System Theory." *43rd Annual Meeting of the Committee on Flexible Pavement Design*, 16.
- El-Badawy, Sherif M, and Mostafa A Kamel. 2011. "Assessment and Improvement of the Accuracy of the Odemark Transformation Method." *International Journal of Advanced Engineering Sciences and Technologies* 5 (2): 105–10.
- Engleng, Gobin, and Pabitra Rajbongshi. 2016. "Predictive Strain Model for Mechanistic-

- Empirical Rutting Design of Asphalt Pavements.” *IJLTEMAS V (II)*: 2278 – 2540.
- Erkens, Sandra, Xueyan Liu, Kumar Anupam, and Yiqiu Tan. 2016. *Functional Pavement Design*. *Functional Pavement Design*.
- Fox, E.N. 1948. “The Mean Elastic Settlement of a Uniformly Loaded Area at a Depth below the Ground Surface.” *2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 129–32.
- Garba, Rabbira. 2002. “Permanent Deformation Properties of Asphalt Mixtures.” *Department of Road and Railway Engineering Norwegian University of Science and Technology NTNU*.
- Han, Humphrey Chishao. 1973. “Application of Layered System Analysis to the Design of Flexible Pavements.” Lehigh University.
- Heukelom, W., and A.J.G Klomp. 1962. “Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavement during and after Construction.” *International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements* 203 (1): 495–510.
- Huang, Yang. H. 2003. “KENPAVE : A Computer Package for Pavement Analysis and Design.”
- Huvstig, A. 2010. “Performance Prediction Models for FLEXible Pavements Part 2; Description of Test Sites, Trafikverket, Gothenburg, Sweden.”
- Kerkhoven, R. E., and G. M. Dormon. 1953. “Some Considerations on the California Bearing Ratio Method for Design of Flexible Pavement.” *Shell Bitumen Monograph No.1*.
- Khan, Shahbaz, M.N. Nagabhushana, Devesh Tiwari, and P.K. Jain. 2013. “Rutting in Flexible Pavement: An Approach of Evaluation with Accelerated Pavement Testing Facility.” *Procedia - Social and Behavioral Sciences* 104 (2013): 149–57.
- Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). 1981. “Conception et Dimensionnement Des Structures de Chaussée — Guide Technique.” *Guide Technique* 1: 98.
- Mallick, Rajib B., and Tahar El-Korchi. 2017. *Pavement Engineering: Principles and Practice, Third Edition*. *Pavement Engineering: Principles and Practice, Third Edition*.
- Molenaar, A. 2018. *Lecture Notes on the Design of Flexible Pavements*. Nootdorp.
- Nikolaides, Athanassios. 2015. *Highway Engineering: Pavements, Materials and Control of Quality*.
- Oglesby, Clarkson H, and Russell G. Hicks. 1982. *Highway Engineering. Science*. 4th ed.
- Pereira, Paulo, and Jorge Pais. 2017. “Main Flexible Pavement and Mix Design Methods in Europe and Challenges for the Development of an European Method.” *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)* 4 (4): 316–46.
- Powell, W. D., J. F. Potter, H. C. Mayhew, and M. E. Nunn. 1984. “Structural Design of Bituminous Roads.” *TRRL Laboratory Report (Transport and Road Research Laboratory,*

Great Britain).

- Rukavina, Tatjana, Marko Ožbolt, and Josipa Domitrović. 2010. "Effect of Traffic Load on Behaviour of Flexible Pavements – Examples from Croatia." *First International Conference on Road and Rail Infrastructure (CETRA)*, 373–79.
- Saal, R. N.J., and P. S. Pell. 1960. "Fatigue of Bituminous Road Mixes." *Kolloid-Zeitschrift* 171 (1): 61–71.
- Shook, J. F., F. N. Finn, M. W. Witczak, and C. L. Monismith. 1982. "Thickness Design of Asphalt Pavements - the Asphalt Institute Method." 1: 17–44.
- Southgate, H.F, R.C. Deen, J.H. Havens, and W.B. Drake. 1977. "A Flexible Pavement Design and Management System, Proceedings, Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements" 2: 269–97.
- Ullidtz, Per. 2002. "Analytical Tools for Design of Flexible Pavements (Keynote Address)." *8th Conference of the International Society for Asphalt Pavements*.
- Warren, H, and W. L. Dieckmann. 1963. "Numerical Computation of Stresses and Strains in a Multiple-Layer Asphalt Pavement System." *International Report, Chevron Research Corporation, Richmond, CA*.
- Yoder, E. J., and M. W. Witczak. 1975. "Principles of Pavement Design." *Principles of Pavement Design*.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Πίνακας Π.1 Αποτελέσματα υπολογισμών: Επίδραση μεταβολής της κατακόρυφης παραμόρφωσης στους νόμους αστοχίας (1)

	Asphalt Institute			Shell Research (95% αξιοπιστία)			Shell Research (85% αξιοπιστία)			US Army Corps of Engineers			Belgian Road Research Center		
ϵ_z	N	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	Δείκτης Φθοράς	Design Life
3,30E-04	5,27E+06	0,28	70	8,85E+06	0,17	118	1,64E+07	0,09	219	9,58E+07	0,02	1277	4,25E+06	0,35	57
3,45E-04	4,32E+06	0,35	58	7,41E+06	0,20	99	1,37E+07	0,11	183	7,17E+07	0,02	956	3,51E+06	0,43	47
3,60E-04	3,57E+06	0,42	48	6,25E+06	0,24	83	1,16E+07	0,13	154	5,43E+07	0,03	724	2,91E+06	0,51	39
3,75E-04	2,97E+06	0,50	40	5,31E+06	0,28	71	9,84E+06	0,15	131	4,16E+07	0,04	555	2,44E+06	0,61	33
3,90E-04	2,49E+06	0,60	33	4,54E+06	0,33	61	8,41E+06	0,18	112	3,22E+07	0,05	429	2,06E+06	0,73	27
4,05E-04	2,11E+06	0,71	28	3,90E+06	0,38	52	7,23E+06	0,21	96	2,52E+07	0,06	336	1,75E+06	0,86	23
4,20E-04	1,79E+06	0,84	24	3,37E+06	0,44	45	6,25E+06	0,24	83	1,98E+07	0,08	265	1,49E+06	1,01	20
4,35E-04	1,53E+06	0,98	20	2,93E+06	0,51	39	5,43E+06	0,28	72	1,58E+07	0,10	210	1,28E+06	1,17	17
4,50E-04	1,31E+06	1,14	18	2,56E+06	0,59	34	4,74E+06	0,32	63	1,27E+07	0,12	169	1,10E+06	1,36	15
4,65E-04	1,13E+06	1,32	15	2,25E+06	0,67	30	4,16E+06	0,36	55	1,02E+07	0,15	136	9,57E+05	1,57	13
4,80E-04	9,84E+05	1,52	13	1,98E+06	0,76	26	3,66E+06	0,41	49	8,30E+06	0,18	111	8,33E+05	1,80	11
4,95E-04	8,58E+05	1,75	11	1,75E+06	0,86	23	3,24E+06	0,46	43	6,79E+06	0,22	91	7,29E+05	2,06	10
5,10E-04	7,50E+05	2,00	10	1,55E+06	0,97	21	2,88E+06	0,52	38	5,59E+06	0,27	75	6,40E+05	2,34	9
5,25E-04	6,59E+05	2,28	9	1,38E+06	1,09	18	2,56E+06	0,59	34	4,63E+06	0,32	62	5,64E+05	2,66	8
5,40E-04	5,81E+05	2,58	8	1,23E+06	1,21	16	2,29E+06	0,66	30	3,85E+06	0,39	51	4,99E+05	3,00	7
5,55E-04	5,14E+05	2,92	7	1,11E+06	1,36	15	2,05E+06	0,73	27	3,22E+06	0,47	43	4,43E+05	3,38	6

Πίνακας Π.2 Αποτελέσματα υπολογισμών: Επίδραση μεταβολής της κατακόρυφης παραμόρφωσης στους νόμους αστοχίας (2)

	University of Nottingham			UK Transport and Road Research			AASHTO			Indian Road Congress			French Design Method		
ϵ_z	N	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	Δείκτης Φθοράς	Design Life
3,30E-04	1,29E+07	0,12	173	3,49E+06	0,43	47	5,18E+07	0,03	691	2,53E+08	0,01	3378	1,48E+07	0,10	198
3,45E-04	1,10E+07	0,14	146	2,93E+06	0,51	39	4,34E+07	0,03	579	2,07E+08	0,01	2761	1,21E+07	0,12	162
3,60E-04	9,34E+06	0,16	125	2,48E+06	0,61	33	3,66E+07	0,04	488	1,71E+08	0,01	2277	9,98E+06	0,15	133
3,75E-04	8,01E+06	0,19	107	2,11E+06	0,71	28	3,11E+07	0,05	414	1,42E+08	0,01	1892	8,29E+06	0,18	111
3,90E-04	6,92E+06	0,22	92	1,80E+06	0,83	24	2,66E+07	0,06	354	1,19E+08	0,01	1584	6,94E+06	0,22	93
4,05E-04	6,01E+06	0,25	80	1,55E+06	0,97	21	2,28E+07	0,07	305	1,00E+08	0,01	1335	5,85E+06	0,26	78
4,20E-04	5,24E+06	0,29	70	1,35E+06	1,11	18	1,98E+07	0,08	263	8,49E+07	0,02	1132	4,96E+06	0,30	66
4,35E-04	4,59E+06	0,33	61	1,17E+06	1,28	16	1,72E+07	0,09	229	7,24E+07	0,02	965	4,22E+06	0,36	56
4,50E-04	4,04E+06	0,37	54	1,03E+06	1,46	14	1,50E+07	0,10	200	6,21E+07	0,02	828	3,62E+06	0,41	48
4,65E-04	3,58E+06	0,42	48	9,01E+05	1,67	12	1,31E+07	0,11	175	5,35E+07	0,03	713	3,12E+06	0,48	42
4,80E-04	3,17E+06	0,47	42	7,94E+05	1,89	11	1,16E+07	0,13	154	4,63E+07	0,03	618	2,70E+06	0,56	36
4,95E-04	2,83E+06	0,53	38	7,04E+05	2,13	9	1,02E+07	0,15	137	4,03E+07	0,04	537	2,35E+06	0,64	31
5,10E-04	2,53E+06	0,59	34	6,25E+05	2,40	8	9,09E+06	0,17	121	3,52E+07	0,04	469	2,05E+06	0,73	27
5,25E-04	2,27E+06	0,66	30	5,58E+05	2,69	7	8,09E+06	0,19	108	3,09E+07	0,05	412	1,80E+06	0,83	24
5,40E-04	2,04E+06	0,73	27	4,99E+05	3,01	7	7,23E+06	0,21	96	2,72E+07	0,06	362	1,58E+06	0,95	21
5,55E-04	1,84E+06	0,81	25	4,48E+05	3,35	6	6,48E+06	0,23	86	2,40E+07	0,06	320	1,40E+06	1,07	19

Πίνακας Π.3 Αποτελέσματα υπολογισμών: Επίδραση μεταβολής της κατακόρυφης παραμόρφωσης στους νόμους αστοχίας (3)

Αριθμός επιτρεπόμενων διελεύσεων		
ελάχιστος	μέσος όρος	μέγιστος
3,49E+06	2,37E+07	9,58E+07
2,93E+06	1,89E+07	7,17E+07
2,48E+06	1,52E+07	5,43E+07
2,11E+06	1,24E+07	4,16E+07
1,80E+06	1,02E+07	3,22E+07
1,55E+06	8,49E+06	2,52E+07
1,35E+06	7,12E+06	1,98E+07
1,17E+06	6,01E+06	1,72E+07
1,03E+06	5,12E+06	1,50E+07
9,01E+05	4,38E+06	1,31E+07
7,94E+05	3,78E+06	1,16E+07
7,04E+05	3,28E+06	1,02E+07
6,25E+05	2,86E+06	9,09E+06
5,58E+05	2,50E+06	8,09E+06
4,99E+05	2,20E+06	7,23E+06
4,43E+05	1,94E+06	6,48E+06

Πίνακας Π.4 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της ασφαλικής στρώσης (1)

	Mpa	h ₁ cm	h ₂ cm	e _z	AI					Shell (95% αξιοπιστία)					Shell (85% αξιοπιστία)				
					N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life
h _i	60	12	30	4,30E-04	1610996	1,6	-68%	0,93	1	3071252	1,6	-39%	0,49	2	5689129	1,6	12%	0,26	4
	60	14	30	3,85E-04	2633362	1,6	-72%	0,57	2	4764236	1,5	-49%	0,31	3	8825180	1,5	-6%	0,17	6
	60	16	30	3,46E-04	4240748	1,6	-75%	0,35	3	7292522	1,5	-58%	0,21	5	13508529	1,5	-21%	0,11	9
	60	18	30	3,13E-04	6715325	1,6	-79%	0,22	4	10995966	1,5	-65%	0,14	7	20368719	1,5	-35%	0,07	14
	60	20	30	2,83E-04	10466413	6,5	-81%	0,14	7	16346690	5,3	-71%	0,09	11	30280297	5,3	-46%	0,05	20
	40	12	20	7,15E-04	165765	1,8	-56%	9,05	0	402659	1,7	7%	3,73	0	745878	1,7	99%	2,01	0
	40	14	20	6,26E-04	299184	1,8	-58%	5,01	0	682432	1,7	-4%	2,20	0	1264125	1,7	77%	1,19	1
	40	16	20	5,52E-04	527444	1,7	-61%	2,84	0	1132563	1,6	-16%	1,32	1	2097939	1,6	55%	0,71	1
	40	18	20	4,89E-04	906765	1,7	-64%	1,65	1	1837846	1,6	-28%	0,82	1	3404391	1,6	34%	0,44	2
	40	20	20	4,36E-04	1521888	9,2	-68%	0,99	1	2919017	7,2	-38%	0,51	2	5407132	7,2	14%	0,28	4
	80	12	40	2,82E-04	10616685	1,5	-82%	0,14	7	16556223	1,5	-71%	0,09	11	30668432	1,5	-47%	0,05	20
	80	14	40	2,57E-04	16194806	1,6	-84%	0,09	11	24144000	1,5	-76%	0,06	16	44723886	1,5	-56%	0,03	30
	80	16	40	2,31E-04	25815344	1,4	-87%	0,06	17	36621479	1,4	-81%	0,04	24	67836930	1,4	-65%	0,02	45
	80	18	40	2,14E-04	36632806	1,5	-88%	0,04	24	50064998	1,4	-84%	0,03	33	92739449	1,4	-70%	0,02	62
	80	20	40	1,96E-04	54040482	5,1	-90%	0,03	36	70858717	4,3	-87%	0,02	47	131257338	4,3	-76%	0,01	88

Πίνακας Π.5 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της ασφαλικής στρώσης (2)

	Mpa	h ₁ cm	h ₂ cm	e _z	U.S.A.C.E.					B.R.R.C.					U.O.N.				
					N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life
h ₁	60	12	30	4,30E-04	17022760	2,0	235%	0,09	11	1344968	1,6	-74%	1,12	1	4796653	1,5	-5%	0,31	3
	60	14	30	3,85E-04	34847245	2,0	273%	0,04	23	2168074	1,6	-77%	0,69	1	7240130	1,5	-23%	0,21	5
	60	16	30	3,46E-04	69799728	2,0	306%	0,02	47	3444578	1,6	-80%	0,44	2	10792494	1,5	-37%	0,14	7
	60	18	30	3,13E-04	136422355	1,9	336%	0,01	91	5383910	1,5	-83%	0,28	4	15862616	1,5	-49%	0,09	11
	60	20	30	2,83E-04	260535584	15,3	362%	0,01	174	8286314	6,2	-85%	0,18	6	23006576	4,8	-59%	0,07	15
	40	12	20	7,15E-04	618314	2,4	65%	2,43	0	147613	1,8	-61%	10,16	0	713655	1,6	90%	2,10	0
	40	14	20	6,26E-04	1462446	2,3	105%	1,03	1	261997	1,7	-63%	5,73	0	1170436	1,6	64%	1,28	1
	40	16	20	5,52E-04	3342485	2,2	148%	0,45	2	454516	1,7	-66%	3,30	0	1882155	1,6	39%	0,80	1
	40	18	20	4,89E-04	7364434	2,1	190%	0,20	5	769472	1,7	-70%	1,95	1	2963562	1,5	17%	0,51	2
	40	20	20	4,36E-04	15667614	25,3	231%	0,10	10	1272628	8,6	-73%	1,18	1	4573344	6,4	-3%	0,33	3
	80	12	40	2,82E-04	266006944	1,9	363%	0,01	177	8401887	1,5	-85%	0,18	6	23283009	1,4	-60%	0,06	16
	80	14	40	2,57E-04	492324993	2,0	384%	0,00	328	12663726	1,6	-88%	0,12	8	33165575	1,5	-67%	0,05	22
	80	16	40	2,31E-04	971580879	1,7	405%	0,00	648	19921372	1,4	-90%	0,08	13	49017539	1,3	-75%	0,03	33
	80	18	40	2,14E-04	1618332948	1,8	418%	0,00	1079	27989808	1,5	-91%	0,05	19	65719822	1,4	-79%	0,02	44
	80	20	40	1,96E-04	2852542883	10,7	431%	0,00	1902	40837503	4,9	-92%	0,04	27	91025796	3,9	-83%	0,02	61

Πίνακας Π.6 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της ασφαλτικής στρώσης (3)

		h ₁	h ₂	e _z	T.T.R.L.					AASHTO					F.D.M.				
	Mpa	cm	cm		N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life
h ₁	60	12	30	4,30E-04	1226840	1,5	-76%	1,22	1	17979988	1,6	254%	0,08	12	4452522	1,6	-12%	0,34	3
	60	14	30	3,85E-04	1892703	1,5	-80%	0,79	1	27891199	1,5	198%	0,05	19	7332697	1,6	-22%	0,20	5
	60	16	30	3,46E-04	2881747	1,5	-83%	0,52	2	42692509	1,5	149%	0,04	28	11894296	1,6	-31%	0,13	8
	60	18	30	3,13E-04	4322968	1,5	-86%	0,35	3	64373529	1,5	106%	0,02	43	18966855	1,6	-39%	0,08	13
	60	20	30	2,83E-04	6394786	5,2	-89%	0,23	4	95698193	5,3	70%	0,02	64	29761411	6,7	-47%	0,05	20
	40	12	20	7,15E-04	164983	1,7	-56%	9,09	0	2357280	1,7	528%	0,64	2	442592	1,8	18%	3,39	0
	40	14	20	6,26E-04	277778	1,6	-61%	5,40	0	3995154	1,7	460%	0,38	3	806017	1,8	13%	1,86	1
	40	16	20	5,52E-04	458090	1,6	-66%	3,27	0	6630350	1,6	391%	0,23	4	1433252	1,7	6%	1,05	1
	40	18	20	4,89E-04	738872	1,6	-71%	2,03	0	10759276	1,6	324%	0,14	7	2484364	1,7	-2%	0,60	2
	40	20	20	4,36E-04	1166770	7,1	-75%	1,29	1	17088761	7,2	261%	0,09	11	4202609	9,5	-11%	0,36	3
	80	12	40	2,82E-04	6475723	1,5	-89%	0,23	4	96924858	1,5	69%	0,02	65	30195249	1,5	-47%	0,05	20
	80	14	40	2,57E-04	9399141	1,5	-91%	0,16	6	141345874	1,5	39%	0,01	94	46356523	1,6	-54%	0,03	31
	80	16	40	2,31E-04	14182514	1,4	-93%	0,11	9	214392602	1,4	11%	0,01	143	74419847	1,4	-61%	0,02	50
	80	18	40	2,14E-04	19313193	1,4	-94%	0,08	13	293094804	1,4	-6%	0,01	195	106167018	1,5	-66%	0,01	71
	80	20	40	1,96E-04	27216195	4,2	-95%	0,06	18	414827177	4,3	-23%	0,00	277	157544501	5,2	-71%	0,01	105

Πίνακας Π.7 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της στρώσης βάσης (1)

		h ₁	h ₂	e _z	AI					Shell (95% αξιοπιστία)					Shell (85% αξιοπιστία)				
	Mpa	cm	cm		N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life
h ₂	60	16	20	4,65E-04	1134869	2,0	-66%	1,32	1	2245833	1,8	-32%	0,67	1	4160139	1,8	25%	0,36	3
	60	16	25	4,00E-04	2221970	1,9	-71%	0,68	1	4093370	1,8	-46%	0,37	3	7582480	1,8	0%	0,20	5
	60	16	30	3,46E-04	4240748	1,9	-75%	0,35	3	7292522	1,7	-58%	0,21	5	13508529	1,7	-21%	0,11	9
	60	16	35	3,02E-04	7871799	1,8	-80%	0,19	5	12673252	1,7	-67%	0,12	8	23475690	1,7	-39%	0,06	16
	60	16	40	2,65E-04	14188383	12,5	-83%	0,11	9	21452929	9,6	-75%	0,07	14	39738997	9,6	-53%	0,04	26
	40	12	20	7,15E-04	165765	2,2	-56%	9,05	0	402659	2,0	7%	3,73	0	745878	2,0	99%	2,01	0
	40	12	25	5,99E-04	366620	2,1	-59%	4,09	0	818338	2,0	-8%	1,83	1	1515874	2,0	70%	0,99	1
	40	12	30	5,06E-04	776037	2,0	-63%	1,93	1	1599192	1,9	-24%	0,94	1	2962314	1,9	40%	0,51	2
	40	12	35	4,32E-04	1572976	1,9	-68%	0,95	1	3006411	1,8	-39%	0,50	2	5569019	1,8	13%	0,27	4
	40	12	40	3,73E-04	3063376	18,5	-73%	0,49	2	5453611	13,5	-52%	0,28	4	10102166	13,5	-11%	0,15	7
	80	20	20	3,24E-04	5696698	1,9	-77%	0,26	4	9492957	1,8	-62%	0,16	6	17584572	1,8	-30%	0,09	12
	80	20	25	2,81E-04	10752481	1,7	-82%	0,14	7	16745300	1,6	-71%	0,09	11	31018674	1,6	-47%	0,05	21
	80	20	30	2,50E-04	18295030	1,7	-85%	0,08	12	26923051	1,6	-78%	0,06	18	49871747	1,6	-58%	0,03	33
	80	20	35	2,21E-04	31781064	1,7	-88%	0,05	21	44096735	1,6	-83%	0,03	29	81683952	1,6	-68%	0,02	54
	80	20	40	1,96E-04	54040482	9,5	-90%	0,03	36	70858717	7,5	-87%	0,02	47	131257338	7,5	-76%	0,01	88

Πίνακας Π.8 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της στρώσης βάσης (2)

		h ₁	h ₂	e _z	U.S.A.C.E.					B.R.R.C.					U.O.N.				
	Mpa	cm	cm		N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life
h ₂	60	16	20	4,65E-04	10214407	2,7	101%	0,15	7	956929	1,9	-81%	1,57	1	3576534	1,8	-30%	0,42	2
	60	16	25	4,00E-04	27202953	2,6	191%	0,06	18	1838207	1,9	-80%	0,82	1	6279674	1,7	-33%	0,24	4
	60	16	30	3,46E-04	69799728	2,5	306%	0,02	47	3444578	1,8	-80%	0,44	2	10792494	1,7	-37%	0,14	7
	60	16	35	3,02E-04	171984982	2,4	450%	0,01	115	6282713	1,8	-80%	0,24	4	18121388	1,6	-42%	0,08	12
	60	16	40	2,65E-04	405981445	39,7	620%	0,00	271	11136485	11,6	-80%	0,13	7	29686550	8,3	-47%	0,05	20
	40	12	20	7,15E-04	618314	3,2	65%	2,43	0	147613	2,2	-61%	10,16	0	713655	1,9	90%	2,10	0
	40	12	25	5,99E-04	1966893	3,0	176%	0,76	1	319206	2,1	-55%	4,70	0	1387749	1,9	95%	1,08	1
	40	12	30	5,06E-04	5869052	2,8	335%	0,26	4	661452	2,0	-51%	2,27	0	2601154	1,8	93%	0,58	2
	40	12	35	4,32E-04	16440247	2,6	548%	0,09	11	1314117	1,9	-48%	1,14	1	4701625	1,7	85%	0,32	3
	40	12	40	3,73E-04	43444756	70,3	818%	0,03	29	2511311	17,0	-47%	0,60	2	8218334	11,5	74%	0,18	5
	80	20	20	3,24E-04	107331659	2,5	87%	0,01	72	4588604	1,9	-92%	0,33	3	13820267	1,7	-76%	0,11	9
	80	20	25	2,81E-04	270981860	2,2	166%	0,01	181	8506287	1,7	-92%	0,18	6	23532267	1,6	-77%	0,06	16
	80	20	30	2,50E-04	588109536	2,2	206%	0,00	392	14256622	1,7	-93%	0,11	10	36733069	1,6	-81%	0,04	24
	80	20	35	2,21E-04	1315567504	2,2	321%	0,00	877	24380829	1,7	-92%	0,06	16	58344553	1,6	-81%	0,03	39
	80	20	40	1,96E-04	2852542883	26,6	431%	0,00	1902	40837503	8,9	-92%	0,04	27	91025796	6,6	-83%	0,02	61

Πίνακας Π.9 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το πάχος της στρώσης βάσης (3)

				e_z	T.T.R.L.					AASHTO					F.D.M.				
	Mpa	h ₁ cm	h ₂ cm		N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life
h ₂	60	16	20	4,65E-04	900636	1,8	-82%	1,67	1	13147749	1,8	159%	0,11	9	3119942	2,0	-39%	0,48	2
	60	16	25	4,00E-04	1629273	1,8	-83%	0,92	1	23963755	1,8	156%	0,06	16	6171218	1,9	-34%	0,24	4
	60	16	30	3,46E-04	2881747	1,7	-83%	0,52	2	42692509	1,7	149%	0,04	28	11894296	1,9	-31%	0,13	8
	60	16	35	3,02E-04	4973544	1,7	-84%	0,30	3	74192836	1,7	137%	0,02	49	22286939	1,8	-29%	0,07	15
	60	16	40	2,65E-04	8363866	9,3	-85%	0,18	6	125591575	9,6	123%	0,01	84	40531765	13,0	-28%	0,04	27
	40	12	20	7,15E-04	164983	2,0	-56%	9,09	0	2357280	2,0	528%	0,64	2	442592	2,2	18%	3,39	0
	40	12	25	5,99E-04	332342	1,9	-53%	4,51	0	4790784	2,0	572%	0,31	3	990749	2,1	39%	1,51	1
	40	12	30	5,06E-04	644045	1,9	-52%	2,33	0	9362130	1,9	594%	0,16	6	2121173	2,0	57%	0,71	1
	40	12	35	4,32E-04	1201259	1,8	-53%	1,25	1	17600389	1,8	593%	0,09	12	4345866	2,0	71%	0,35	3
	40	12	40	3,73E-04	2162916	13,1	-54%	0,69	1	31926999	13,5	574%	0,05	21	8549708	19,3	81%	0,18	6
	80	20	20	3,24E-04	3738936	1,8	-93%	0,40	2	55574481	1,8	-3%	0,03	37	16049678	1,9	-72%	0,09	11
	80	20	25	2,81E-04	6548748	1,6	-94%	0,23	4	98031769	1,6	-4%	0,02	65	30587375	1,7	-70%	0,05	20
	80	20	30	2,50E-04	10466748	1,6	-95%	0,14	7	157615233	1,6	-18%	0,01	105	52465351	1,8	-73%	0,03	35
	80	20	35	2,21E-04	17037874	1,6	-95%	0,09	11	258154886	1,6	-17%	0,01	172	91907444	1,7	-71%	0,02	61
	80	20	40	1,96E-04	27216195	7,3	-95%	0,06	18	414827177	7,5	-23%	0,00	277	157544501	9,8	-71%	0,01	105

Πίνακας Π.10 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το μέτρο ελαστικότητας (1)

	Mpa	h ₁ cm	h ₂ cm	e _z	AI					Shell (95% αξιοπιστία)					Shell (85% αξιοπιστία)				
					N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life
E _{sub}	40	16	30	4,07E-04	2053742	1,5	-70%	0,73	1	3815326	1,4	-44%	0,39	3	7067437	1,4	3%	0,21	5
	50	16	30	3,73E-04	3034094	1,4	-73%	0,49	2	5407012	1,3	-52%	0,28	4	10015846	1,3	-10%	0,15	7
	60	16	30	3,46E-04	4240748	1,3	-75%	0,35	3	7292522	1,3	-58%	0,21	5	13508529	1,3	-21%	0,11	9
	70	16	30	3,24E-04	5704569	1,3	-77%	0,26	4	9504675	1,3	-62%	0,16	6	17606278	1,3	-30%	0,09	12
	80	16	30	3,05E-04	7464672	3,6	-79%	0,20	5	12085986	3,2	-66%	0,12	8	22387850	3,2	-38%	0,07	15
	40	12	20	7,15E-04	165765	1,5	-56%	9,05	0	402659	1,5	7%	3,73	0	745878	1,5	99%	2,01	0
	50	12	20	6,50E-04	253524	1,4	-57%	5,92	0	588577	1,4	-1%	2,55	0	1090268	1,4	83%	1,38	1
	60	12	20	5,99E-04	364707	1,4	-59%	4,11	0	814521	1,3	-8%	1,84	1	1508802	1,3	70%	0,99	1
	70	12	20	5,58E-04	502918	1,3	-61%	2,98	0	1085392	1,3	-15%	1,38	1	2010560	1,3	57%	0,75	1
	80	12	20	5,23E-04	671077	4,0	-62%	2,24	0	1404477	3,5	-21%	1,07	1	2601627	3,5	46%	0,58	2
	40	20	40	2,59E-04	15534196	1,5	-84%	0,10	10	23262121	1,4	-76%	0,06	16	43090310	1,4	-55%	0,03	29
	50	20	40	2,38E-04	22633323	1,4	-86%	0,07	15	32560655	1,3	-80%	0,05	22	60314737	1,3	-62%	0,02	40
	60	20	40	2,22E-04	31270847	1,3	-88%	0,05	21	43463683	1,3	-83%	0,03	29	80511299	1,3	-68%	0,02	54
	70	20	40	2,08E-04	41696356	1,3	-89%	0,04	28	56204533	1,3	-85%	0,03	37	104112206	1,3	-72%	0,01	69
	80	20	40	1,96E-04	54040482	3,5	-90%	0,03	36	70858717	3,0	-87%	0,02	47	131257338	3,0	-76%	0,01	88

Πίνακας Π.11 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το μέτρο ελαστικότητας (2)

		h ₁	h ₂	e _z	U.S.A.C.E.					B.R.R.C.					U.O.N.				
	Mpa	cm	cm		N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life
E _{sub}	40	16	30	4,07E-04	24253098	1,8	254%	0,06	16	1702833	1,5	-75%	0,88	1	5878811	1,4	-14%	0,26	4
	50	16	30	3,73E-04	42840652	1,6	283%	0,04	29	2487984	1,4	-78%	0,60	2	8152465	1,3	-27%	0,18	5
	60	16	30	3,46E-04	69799728	1,5	306%	0,02	47	3444578	1,3	-80%	0,44	2	10792494	1,3	-37%	0,14	7
	70	16	30	3,24E-04	107547930	1,5	326%	0,01	72	4594764	1,3	-82%	0,33	3	13836264	1,3	-45%	0,11	9
	80	16	30	3,05E-04	159172018	6,6	343%	0,01	106	5966755	3,5	-83%	0,25	4	17332779	2,9	-52%	0,09	12
	40	12	20	7,15E-04	618314	1,9	65%	2,43	0	147613	1,5	-61%	10,16	0	713655	1,4	90%	2,10	0
	50	12	20	6,50E-04	1148760	1,7	93%	1,31	1	223058	1,4	-62%	6,72	0	1018805	1,4	71%	1,47	1
	60	12	20	5,99E-04	1951944	1,6	120%	0,77	1	317587	1,4	-64%	4,72	0	1381677	1,3	55%	1,09	1
	70	12	20	5,58E-04	3118326	1,5	144%	0,48	2	433967	1,3	-66%	3,46	0	1808546	1,3	42%	0,83	1
	80	12	20	5,23E-04	4748540	7,7	166%	0,32	3	574353	3,9	-68%	2,61	0	2302980	3,2	29%	0,65	2
	40	20	40	2,59E-04	463322028	1,7	382%	0,00	309	12161513	1,4	-87%	0,12	8	32028276	1,4	-67%	0,05	21
	50	20	40	2,38E-04	802028776	1,6	399%	0,00	535	17531144	1,4	-89%	0,09	12	43902188	1,3	-73%	0,03	29
	60	20	40	2,22E-04	1284889843	1,5	412%	0,00	857	24000433	1,3	-90%	0,06	16	57558747	1,3	-77%	0,03	38
	70	20	40	2,08E-04	1954529920	1,5	423%	0,00	1303	31741892	1,3	-92%	0,05	21	73249768	1,2	-80%	0,02	49
	80	20	40	1,96E-04	2852542883	6,2	431%	0,00	1902	40837503	3,4	-92%	0,04	27	91025796	2,8	-83%	0,02	61

Πίνακας Π.12 Αποτελέσματα υπολογισμών: Ανάλυση ευαισθησίας ως προς το μέτρο ελαστικότητας (3)

	Mpa	h ₁ cm	h ₂ cm	e _z	T.T.R.L.					AASHTO					F.D.M.				
					N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life	N	N _{i+1} /N _i	N/N _{average}	Δείκτης Φθοράς	Design Life
E _{sub}	40	16	30	4,07E-04	1519940	1,4	-78%	0,99	1	22336009	1,4	226%	0,07	15	5697171	1,5	-17%	0,26	4
	50	16	30	3,73E-04	2144665	1,3	-81%	0,70	1	31654194	1,3	183%	0,05	21	8466748	1,4	-24%	0,18	6
	60	16	30	3,46E-04	2881747	1,3	-83%	0,52	2	42692509	1,3	149%	0,04	28	11894296	1,4	-31%	0,13	8
	70	16	30	3,24E-04	3743494	1,3	-85%	0,40	2	55643081	1,3	120%	0,03	37	16072191	1,3	-36%	0,09	11
	80	16	30	3,05E-04	4745889	3,1	-87%	0,32	3	70754814	3,2	97%	0,02	47	21117227	3,7	-41%	0,07	14
	40	12	20	7,15E-04	164983	1,5	-56%	9,09	0	2357280	1,5	528%	0,64	2	442592	1,5	18%	3,39	0
	50	12	20	6,50E-04	240018	1,4	-60%	6,25	0	3445697	1,4	480%	0,44	2	681291	1,4	15%	2,20	0
	60	12	20	5,99E-04	330811	1,3	-63%	4,53	0	4768436	1,3	437%	0,31	3	985499	1,4	11%	1,52	1
	70	12	20	5,58E-04	439244	1,3	-66%	3,41	0	6354196	1,3	397%	0,24	4	1365618	1,3	7%	1,10	1
	80	12	20	5,23E-04	566546	3,4	-68%	2,65	0	8222212	3,5	361%	0,18	5	1830238	4,1	3%	0,82	1
	40	20	40	2,59E-04	9060043	1,4	-91%	0,17	6	136183103	1,4	42%	0,01	91	44437453	1,5	-54%	0,03	30
	50	20	40	2,38E-04	12628405	1,3	-92%	0,12	8	190619376	1,3	19%	0,01	127	65116559	1,4	-59%	0,02	43
	60	20	40	2,22E-04	16796314	1,3	-93%	0,09	11	254448820	1,3	1%	0,01	170	90409724	1,3	-64%	0,02	60
	70	20	40	2,08E-04	21650266	1,3	-94%	0,07	14	329037393	1,3	-12%	0,00	219	121079763	1,3	-68%	0,01	81
	80	20	40	1,96E-04	27216195	3,0	-95%	0,06	18	414827177	3,0	-23%	0,00	277	157544501	3,5	-71%	0,01	105