

# Αριθμητική Προσομοίωση Οπλισμένων Επιχώσεων

## Numerical Analysis of Reinforced Earth Structures

ΙΩΑΚΕΙΜΙΔΗΣ Ι. Πολιτικός Μηχανικός Α.Π.Θ.  
ΚΑΡΑΜΠΑΤΑΚΗΣ Δ. Δρ. Πολιτικός Μηχανικός Α.Π.Θ., ΓΕΩΓΝΩΣΗ Α.Ε.  
ΣΑΚΟΥΜΠΕΝΤΑ Ε. Πολιτικός Μηχανικός Α.Π.Θ., MSc, ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟΣ Α.Ε.

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ :** Ο σχεδιασμός σταδιακά υψηλότερων, γεωμετρικά συνθετότερων συστημάτων οπλισμένων επιχώσεων, συχνά σε δυσμενείς τοπογραφικά και γεωτεχνικά θέσεις, εισάγει την ανάγκη εφαρμογής ελέγχων παραμόρφωσης και μηχανισμών απόκρισης αυτών κατά τη φάση της διαστασιολόγησης, παράλληλα με τις συνήθεις εφαρμοζόμενες μεθόδους οριακής ισορροπίας. Η παρούσα εργασία αφορά στη μελέτη δύο κατασκευών του είδους κατά μήκος του οδικού άξονα της Εγνατίας Οδού, επικεντρωμένη στη σύγκριση των πρόσθετων ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν με την αριθμητική προσομοίωση των εξεταζόμενων επιχωμάτων με τις εφαρμοσθείσες κατά τη διαστασιολόγηση μεθόδους οριακής ισορροπίας.

**ABSTRACT :** The design of reinforced earth structures in gradually increasing height and more complex geometries, often in unfavorable topographically sites with difficult geotechnical conditions, inserts the issue of performing the calculation of the deformations and the critical structure response mechanisms at the phase of design, parallel to the usual methods of limit equilibrium. The present study discusses the design of two reinforced earth structures in the Egnatia Odos road axis, focusing in the comparison of the additional checking by the numerical simulation of the embankments in discussion, with the results of the limit equilibrium analyses which were applied for the initial design.

### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η εφαρμογή αριθμητικών μεθόδων ανάλυσης της συμπεριφοράς σύνθετων έργων της γεωτεχνικής μηχανικής βαίνει διαρκώς αυξανόμενη κατά τα τελευταία έτη, εντούτοις στην πλειοψηφία των περιπτώσεων, με εξαίρεση το σχεδιασμό μέτρων υποστήριξης υπογείων έργων, λαμβάνει τη μορφή συμπληρωματικού εργαλείου ως προς τις κλασικές μεθόδους ανάλυσης οριακής ισορροπίας των κατασκευών, τόσο λόγω των αυξημένων απαιτήσεων σε δεδομένα εισαγωγής και μεθοδολογίας προσομοίωσης της συμπεριφοράς του έργου, όσο και λόγω της έλλειψης κανονισμού ή εθνικών οδηγιών εφαρμογής των μεθόδων του είδους.

Οι ευρέως χρησιμοποιούμενοι κανονισμοί – οδηγίες σχεδιασμού οπλισμένων επιχώσεων (FHWA NHI-00-043, NF P94-220-0, BS 8006) στηρίζονται σε υπολογισμούς οριακής ισορροπίας της κατασκευής, εξασφαλίζοντας την ευστάθεια αυτής υπό τους καθοριζόμενους συνδυασμούς στατικών και σεισμικών δράσε-

ων και ικανοποιώντας τους ελέγχους οριακής κατάστασης αστοχίας (ULS), δεν παρέχουν ωστόσο τη δυνατότητα της εκ των προτέρων εκτίμησης των παραμορφώσεων και των μετακινήσεων της κατασκευής κατά τη φάση της κατασκευής και υπό τους συνδυασμούς δράσεων κατά τη λειτουργία αυτής, είτε αυτές αφορούν στο σώμα της κατασκευής ή στο υπέδαφος έδρασης, μην καλύπτοντας επομένως τους ελέγχους οριακής κατάστασης λειτουργικότητας (SLS). Περιπτώσεις απλής ενίσχυσης πρηνών επιχωμάτων για τον περιορισμό διαφορικών μετακινήσεων (π.χ. ενίσχυση στη στέψη επιχωμάτων συνήθους κλίσης πρηνών και μεικτής διατομής επιχώματος - ορύγματος σε έντονα επικλινές έδαφος ή ενίσχυση στη βάση επιχώματος εδραζόμενου σε εντόνως συμπιεστό έδαφος) δεν αντιμετωπίζονται από τους προαναφερόμενους κανονισμούς.

Η εισαγωγή σε εφαρμογή του EN 1997-1:2004 θέτει με σαφήνεια την απαίτηση ελέγ-

χων οριακής κατάστασης λειτουργικότητας (SLS) κατά το σχεδιασμό του έργου, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις σύνθετης γεωμετρίας, δυσμενών εδαφικών συνθηκών έδρασης και διαφορετικών υλικών πλήρωσης της επίχωσης. Σημαντική καινοτομία ωστόσο στον EN 1997-1 αποτελεί η δυνατότητα εφαρμογής αριθμητικών μεθόδων ανάλυσης της οριακής κατάστασης αστοχίας (ULS) των έργων του τύπου μέσω της εφαρμογής του τρόπου ανάλυσης 2 (DA-2) (εδάφιο 2.4.7.3.4.3(1)) ή της παραλλαγής DA-2\*, για τις γεωτεχνικές (GEO) και δομητικές (STR) οριακές καταστάσεις αστοχίας της οπλισμένης επίχωσης, καθώς και του τρόπου ανάλυσης 3 (DA-3) (εδάφιο 2.4.7.3.4.4(1)) για την οριακή κατάσταση ολικής ευστάθειας του έργου, μέσω της μεθόδου βαθμιαίας απομείωσης της αντοχής ( $\phi$  – c reduction).

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας εξετάζεται ο σχεδιασμός δύο επιμέρους περιπτώσεων οπλισμένων επιχώσεων στον οδικό άξονα της Εγνατίας Οδού, οι οποίες διαστασιολογήθηκαν με συνδυασμό εφαρμογής προγραμμάτων υπολογισμού οριακής ισορροπίας και χρήση των οδηγιών FHWA NHI-00-043 και των AASHTO-2002, καθώς και αριθμητική προσομοίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής, σε θέματα ελέγχου συνολικών παραμορφώσεων και δομικής αντοχής των στοιχείων όπλισης.

## 2. ΚΑΤΗΓΟΡΙΟΠΟΙΗΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Οι δύο κύριες εφαρμογές γεωσυνθετικών πλεγμάτων όπλισης επιχώσεων αφορούν είτε στη διαμόρφωση φερουσών κατασκευών ως έργων αντιστήριξης ή ως στοιχείων ενίσχυσης – βελτίωσης των πρηνών ή της βάσης επιχώματων.

Η πρώτη περίπτωση (Α) περιλαμβάνει οπλισμένα επιχώματα με κλίσεις μετώπου  $>45^\circ$  και όλους τους τύπους τοίχων οπλισμένης γης (κλίσεις μετώπου  $>70^\circ$  κατά ΟΜΟΕ ή  $>76^\circ$  κατά EN 14475:2006), οι δε κρίσιμοι έλεγχοι σχεδιασμού αφορούν κατά κύριο λόγο, αλλά όχι αποκλειστικά, στην οριακή ισορροπία της κατασκευής. Σε ό,τι αφορά στο σχεδιασμό τοίχων οπλισμένης γης, υφίσταται πλήρης μεθοδολογία ορισμού των καταστάσεων ελέγχου (εσωτερική, εξωτερική και ολική ευστάθεια του έργου) καθώς και των επιμέρους συνδυασμών φορτίσεων, τόσο στις οδηγίες σχεδιασμού των ΗΠΑ (FHWA-NHI-00-043), όσο και στο γαλλικό κανονισμό (NF P94-220-

0), επικεντρωμένη όμως στην ενίσχυση με χαλύβδινους οπλισμούς ή λωρίδες.

Ο σχεδιασμός οπλισμένων επιχώματων ηπιότερων κλίσεων περιλαμβάνει τη θεώρηση πρισματικών και κυκλικών επιφανειών δυνητικής αστοχίας διερχόμενων πίσω από το οπλισμένο τμήμα, διαμέσου των οπλισμών ή και στη διεπιφάνεια οπλισμών – γεωυλικού και από το εσωτερικό του υπεδάφους έδρασης. Σε ιδιαίτερες περιπτώσεις έντονης κλίσης του κατάντη φυσικού εδάφους ή έδρασης σε στρώση χαμηλής αντοχής, διεξάγεται επιπλέον έλεγχος τοπικής φέρουσας ικανότητας ποδός (FHWA-NHI-00-043).

Η δεύτερη κατηγορία αποτελεί συνδυασμό θεμάτων ευστάθειας και βελτιστοποίησης της συμπεριφοράς της κατασκευής, οι δε κρίσιμοι έλεγχοι σχεδιασμού περιλαμβάνουν την ανάγκη απομείωσης ή εξορθολογισμού των παραμορφώσεων της κατασκευής για την αποφυγή προβλημάτων λειτουργικότητας, αλλά και την εξάλειψη προβλημάτων ρηγματώσεων και συνακόλουθης ανισότροπης συμπεριφοράς του σώματος της επίχωσης. Η συνήθης αντιμετώπιση προβλημάτων της κατηγορίας αυτής περιλαμβάνει την τοποθέτηση γεωσυνθετικών πλεγμάτων με εμπειρικά κριτήρια της απόκρισης της κατασκευής, χωρίς ουσιαστική υπολογιστική τεκμηρίωση της αποδοτικότητας της λύσης.

Σε ιδιαίτερες περιπτώσεις οπλισμένων επιχώσεων, όπως οι εξεταζόμενες στην παρούσα εργασία, όπου λόγω δυσμενούς γεωμετρίας της επιφάνειας έδρασης (έντονη εγκάρσια κλίση πρηνούς) ή χαμηλών τιμών μηχανικών χαρακτηριστικών υπεδάφους, δεν καθίσταται εξαρχής σαφής η κρισιμότητα του σχεδιασμού βάσει της οριακής ισορροπίας της κατασκευής (ULS) ή του περιορισμού των παραμορφώσεων (SLS), ενδείκνυται η συνδυασμένη εφαρμογή μεθόδων οριακής ισορροπίας και αριθμητικής προσομοίωσης της απόκρισης της κατασκευής, με στόχο τον έλεγχο των δυνητικών μηχανισμών αστάθειας, μέσω του εντοπισμού ζωνών έντονης συγκέντρωσης τάσεων και παραμορφώσεων. Τούτο ισχύει ιδιαίτερα στις πλέον εύκαμπτες κατασκευές του είδους, όπως οι περιπτώσεις όπλισης με γεωσυνθετικά πλέγματα.

## 3. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

### 3.1 Παραδοχές Αριθμητικών Αναλύσεων

Το σύνολο των αριθμητικών αναλύσεων πραγματοποιήθηκε με τον κώδικα πεπερασμέ-

νων διαφορών FLAC<sup>2D</sup> (έκδοση 5.0, 2005). Βασικές παραδοχές των αναλύσεων της μελέτης είναι και οι ακόλουθες :

Το σύνολο των αναλύσεων αφορά σε τρισδιάστατο προσομοίωμα και υπό τη θεώρηση συνθηκών επίπεδης παραμόρφωσης.

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των εδαφικών σχηματισμών χρησιμοποιείται καταστατικός νόμος γραμμικά ελαστικής – τέλεια πλαστικής συμπεριφοράς με εφαρμογή του μοντέλου Mohr – Coulomb. Η εφαρμογή μοντέλου υπερβολικού τύπου με κρατυνόμενη συμπεριφορά δεν κρίθηκε σκόπιμη για την προσομοίωση έργων σταδιακής επιφόρτισης (κατασκευή επιχώματος).

Το σύνολο των εισαγόμενων δράσεων στο προσομοίωμα (μόνιμα και κινητά φορτία) λαμβάνεται με επιμέρους συντελεστές  $\gamma_G = \gamma_Q = 1,0$ . Αντίστοιχη τιμή επιμέρους συντελεστών λαμβάνεται και για τις εδαφικές παραμέτρους ( $\gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = \gamma_{\gamma} = 1,0$ ). Εξαιρέση αποτέλεσαν οι παράμετροι διατμητικής αντίστασης στη διεπιφάνεια γεωπλέγματος – γεωυλικού, όπου πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι με εφαρμογή συντελεστή  $\gamma_{\phi'} = 1,0$  και 1,25, όπως εξετάζεται παρακάτω.

Σε ό,τι αφορά στις γεωτεχνικές (GEO) και δομητικές (STR) οριακές καταστάσεις αστοχίας των επιχωμάτων, πέραν των θεμάτων διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια πλέγματος – εδάφους, προτιμήθηκε η εισαγωγή της αξονικής αντοχής των γεωπλεγμάτων με την τιμή σχεδιασμού, όπως αυτή προέκυψε από τους ελέγχους οριακής ισορροπίας και τους ανάλογους μειωτικούς συντελεστές κατά FHWA, καθώς οδηγεί σε συντηρητικότερη τιμή οριακής αντοχής γεωπλέγματος έναντι της εφαρμογής επιμέρους συντελεστή ( $\gamma_E$ ) στο αποτέλεσμα των δράσεων (δηλαδή την αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη των πλεγμάτων).

### 3.2 Εισαγωγή Γεωπλεγμάτων στο Προσομοίωμα

Η προσομοίωση των γεωσυνθετικών στοιχείων όπλισης των επιχωμάτων πραγματοποιείται εισάγοντας στο προσομοίωμα γραμμικά στοιχεία δεδομένου πάχους και μέτρου ελαστικότητας. Για τα γεωπλέγματα ορίζεται η χαρακτηριστική τιμή αξονικής φόρτισης στο όριο διαρροής, η οποία στη δεδομένη περίπτωση τίθεται ως ίση προς τη χαρακτηριστική τιμή αντοχής σχεδιασμού των γεωπλεγμάτων, όπως αυτή προκύπτει μετά από την εφαρμογή μειωτικών συντελεστών λόγω φθοράς κατά την τοποθέτηση,

αποδόμησης από περιβαλλοντική δράση και κυρίως φαινόμενα ερπυστικής συμπεριφοράς υπό μακροχρόνια αξονική καταπόνηση των γεωσυνθετικών πλεγμάτων, σύμφωνα με τις απαιτήσεις της μελέτης. Παράλληλα δίδεται η οριακή αποδεκτή αξονική παραμόρφωση του γεωπλέγματος, ως κριτήριο θραύσης αυτού. Η εξαρχής εισαγωγή στο προσομοίωμα των γεωπλεγμάτων με την αντοχή σχεδιασμού, απομειούμενη λόγω φαινομένων ερπυσμού των γεωπλεγμάτων, καθώς και αντίστοιχα απομειωμένο μέτρο ελαστικότητας γεωσυνθετικού υλικού, στοχεύει στην έως ένα βαθμό στην αντιμετώπιση των δυσκολιών εφαρμογής βισκοελαστικού νόμου συμπεριφοράς, ο οποίος γενικά χαρακτηρίζει τα γεωσυνθετικά υλικά. Τα στοιχεία όπλισης διαθέτουν δυνατότητα τριών βαθμών ελευθερίας (μετακίνηση σε δύο διευθύνσεις και στροφή) σε κάθε κόμβο, δεν παραλαμβάνουν όμως τέμνουσα δύναμη και ροπή.

Η αριθμητική αλληλεπίδραση των στοιχείων όπλισης πρηνών με το περιβάλλον έδαφος γίνεται με τη θεώρηση διεπιφάνειας επαφής οριζόμενης δυσκαμψίας και διατμητικής αντοχής. Για την περιγραφή της διατμητικής δυσκαμψίας της διεπιφάνειας εισάγονται γραμμικά ελατήρια στη διεύθυνση κίνησης παράλληλα προς τον κύριο άξονα του πλέγματος, καθοριζόμενης ενδοσιμότητας. Η διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας πλέγματος - γεωυλικού ορίζεται από μη γραμμική περιβάλλουσα αντοχής, ως συνάρτηση της αναπτυσσόμενης ορθής τάσης. Η μέγιστη διατμητική δύναμη ορίζεται από τις ακόλουθες εξισώσεις :

$$\frac{F_S^{\max}}{L} = S_{\text{bond}} \quad \sigma'_c < 0 \quad (1)$$

$$\frac{F_S^{\max}}{L} = S_{\text{bond}} + \sigma'_c \cdot \mu^* \cdot \text{per} \quad \sigma'_c \geq 0 \quad (2)$$

όπου

$$\mu^* = \mu_0^* - (\mu_0^* - \mu_1^*) \cdot \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{c0}} \quad 0 \leq \sigma'_c \leq \sigma'_{c0} \quad (3)$$

$$\mu^* = \mu_1^* \quad \sigma'_c \geq \sigma'_{c0} \quad (4)$$

όπου : L = μήκος γεωπλέγματος,  $S_{\text{bond}}$  = φαινόμενη συνοχή διεπιφάνειας,  $\sigma'_c$  = ενεργός τάση κάθετα στο γεωπλέγμα, per = περίμετρος γεωπλέγματος,  $\mu_0^*$  = αρχική τιμή συντελεστή τριβής διεπιφάνειας,  $\mu_1^*$  = ελάχιστη τιμή συντελεστή τριβής διεπιφάνειας,  $\sigma'_{c0}$  = τιμή ενεργού τάσης μετάβασης συντελεστή τριβής στην ελάχιστη τιμή του. Η παραπάνω μεθοδολογία

ακολουθεί τα οριζόμενα στις NF P94-220-0 και NF P94-222 όπου και παρατίθεται πλήρης ορισμό των τιμών  $\mu^*_0$ ,  $\mu^*_1$  και της μεθόδου προσδιορισμού αυτών αντίστοιχα.

Φαινόμενα χαλάρωσης της αντοχής διεπιφάνειας πλέγματος – εδάφους ως συνάρτηση της διατμητικής μετακίνησης είναι δυνατό να περιγραφούν για την τιμή συνοχής και συντελεστή τριβής της διεπιφάνειας.

Στους ακόλουθους πίνακες παρουσιάζονται οι τιμές των προαναφερόμενων παραμέτρων, όπως αυτές εισήχθησαν στο εκάστοτε προσομοίωμα.

Πίνακας 1 : Παράμετροι Γεωπλεγμάτων

Table 1 : Geogrid Parameters

Τύπος	$T_{des}$ [KN/m/m]	$f_{strain}$ (%)	$E_{S,grd}$ (MPa)	thick (mm)
T1	23,3	15	200 / 400	5/10
T2	31,1	15	200 / 400	5/10
T3	38,9	15	200 / 400	5/10
T4	46,6	15	200 / 400	5/10

Πίνακας 2 : Παράμετροι Διεπιφάνειας Γεωπλέγματος – Γεωυλικού

Table 2 : Geogrid – Soil Interface Parameters

$k_s$ [MN/m/m]	15,0		
$c_s$ (KN/m)	1,0		
$\mu^*_0$	0,532	0,665	0,625
$\mu^*_1$	0,488	0,610	0,625
$\sigma'_{c0}$ (kPa)	80	80/120	0

όπου :  $T_{des}$  = Αξονική δύναμη διαρροής γεωπλέγματος,  $f_{strain}$  = Οριακή παραμόρφωση θραύσης,  $E_{S,grd}$  = Μέτρο ελαστικότητας υλικού πλέγματος, thick = πάχος πλέγματος,  $k_s$  = διατμητική δυσκαμψία διεπιφάνειας,  $c_s$  = ενεργός τιμή συνοχής διεπιφάνειας,  $\mu^*_0$ ,  $\mu^*_1$ ,  $\sigma'_{c0}$  όπως ανωτέρω.

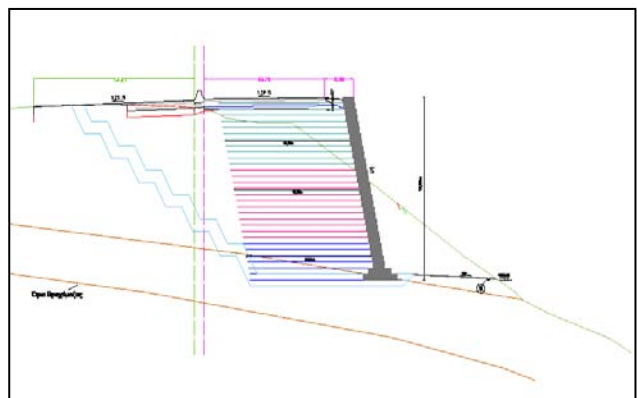
Για τις ανάγκες των έργων πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις μεταβάλλοντας την τιμή της  $\sigma'_{c0}$ . Οι τιμές της δεύτερης στήλης του πίνακα 2 για τα  $\mu^*_0$ ,  $\mu^*_1$  προέκυψαν με συντελεστή  $\gamma_\phi = 1,0$ , στα πλαίσια της ερευνητικής παραμετρικής ανάλυσης (σχήμα 4).

#### 4. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΕΠΙΚΛΙΝΕΣ ΕΔΑΦΟΣ

##### 4.1 Γενικά Στοιχεία - Γεωμετρία

Η εξεταζόμενη περίπτωση αφορά στη διαπλάτυνση του δεξιού κλάδου της Εγνατίας Οδού λόγω ελαφράς διαφοροποίησης της χάραξης στην περιοχή του Ανισόπεδου Κόμβου Πανα-

γιάς, στην αρχή του τμήματος Παναγιάς – Γρεβενών. Η έως κατά 11,0m μετακίνηση της παρειάς της οδού προς τα κατόπι, σε συνδυασμό με το επικλινές φυσικό έδαφος έδρασης του υφιστάμενου επιχώματος, η κλίση του οποίου ανέρχεται σε 25° - 30°, παράλληλα με ενδείξεις μακροχρόνιων μικρομετακινήσεων του φυσικού εδάφους στα κατόπι και κατά θέσεις φαινομένων αστάθειας του υφιστάμενου επιχώματος, επέβαλλε τον περιορισμό του ίχνους ποδός του νέου επιχώματος της διαπλάτυνσης και στις δυσμενέστερες θέσεις την εξασφάλιση αυτού με την κατασκευή πασσαλότοιχου ποδός. Ως συνέπεια των παραπάνω προέκυψε η ανάγκη σχεδιασμού οπλισμένου επιχώματος, μέγιστου ύψους μετώπου  $H_{max} = 15,0m$ , με κλίση πρανών 5:1 (79°). Η επένδυση του μετώπου του επιχώματος πραγματοποιείται με λιθοπληρωμένα συρματοκιβώτια κατάλληλων διαστάσεων, επί των οποίων είναι σταθερά συνδεδεμένες οι απολήξεις των γεωπλεγμάτων. Λόγω της κλίσης του μετώπου του επιχώματος, αυτό κατά το σχεδιασμό αντιμετωπίστηκε ως τοίχος οπλισμένης γης. Το συγκεκριμένο οπλισμένο επίχωμα, το οποίο αποτελεί το μεγαλύτερο της ζώνης του Α/Κ Παναγιάς, αναπτύσσεται σε μήκος 205,0m.



Σχήμα 1 : Γεωμετρία υψηλότερης διατομής  
Figure 1 : Geometry of taller cross - section

Η βάση του επιχώματος εδράζεται επί του αργιλοαμμώδους μανδύα αποσάθρωσης του υποκείμενου υποβάθρου, με πάχος από 4,0 έως 9,0m. Το υπόβαθρο συνίσταται κατά τα πρώτα 40,0m του επιχώματος από ζώνη εφίππευσης της οφειολιθικής μάζας επί του φλυσχικού σχηματισμού της ζώνης των έργων, υπό τη μορφή έντονα κερματισμένου και αποσαθρωμένου οφειολίθου με ιλυολιθικές ενστρώσεις, και στο υπόλοιπο μήκος από έντονα κερματισμένο ιλυόλιθο, ποικίλου βαθμού αποσάθρωσης και αργιλικό σχιστόλιθο.

## 4.2 Σχεδιασμός Οπλισμένου Επιχώματος

Ο τελικός σχεδιασμός του οπλισμένου επιχώματος στηρίχθηκε σε εφαρμογή μεθόδων οριακής ισορροπίας, με εφαρμογή των λογισμικών MSEW 3.0 και ReSSA 2.0 για εσωτερικούς ελέγχους αντοχής και ολική ευστάθεια, καθώς και των οδηγιών FHWA-NHI-00-043 και τα AASHTO. Επιπρόσθετα πραγματοποιήθηκε αριθμητική προσομοίωση της συμπεριφοράς της υψηλότερης διατομής του επιχώματος υπό τα λειτουργικά φορτία αυτής (έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας) και των αντίστοιχων αναπτυσσόμενων αξονικών φορτίσεων των γεωπλεγμάτων. Αντίστοιχη προσομοίωση της πλέον κρίσιμης διατομής κατασκευής του πασσαλότοιχου, η οποία όμως επικεντρώθηκε στις ανάγκες σχεδιασμού του πασσαλότοιχου ποδός και τον έλεγχο της αλληλεπίδρασης πασσαλότοιχου – ανάντη οπλισμένου επιχώματος κατά τα στάδια ενεργοποίησης της κατάντη κατολίθησης (εφαρμογή της DA-2 κατά EN 1997-1).

Με βάση τα παραπάνω επιλέχθηκε η όπλιση με γεωσυνθετικά πλέγματα αντοχής σχεδιασμού σε μακροχρόνιες συνθήκες έως  $T_{des} = 46,6 \text{ KN/m}$ , μήκη πλεγμάτων έως 12,0m και στρώσεις ανά 0,50m ύψος. Για τα προδιαγραφόμενα γεωυλικά πλήρωσης του επιχώματος (με εξαίρεση τα σαρζανέτ επένδυσης μετώπου και τις στραγγιστικές στρώσεις έδρασης) έγινε παραδοχή των ακόλουθων χαρακτηριστικών τιμών παραμέτρων :

Ενεργός γωνία τριβής :  $\phi'_k = 32^\circ$

Ενεργός τιμή συνοχής :  $c'_k = 2,0 \text{ kPa}$

Μέτρο ελαστικότητας :  $E'_{s,k} = 30,0 \text{ MPa}$

Συντ/της Poisson :  $\nu = 0,30$

Φαινόμενο βάρος :  $\gamma' = 20,5 \text{ KN/m}^3$ .

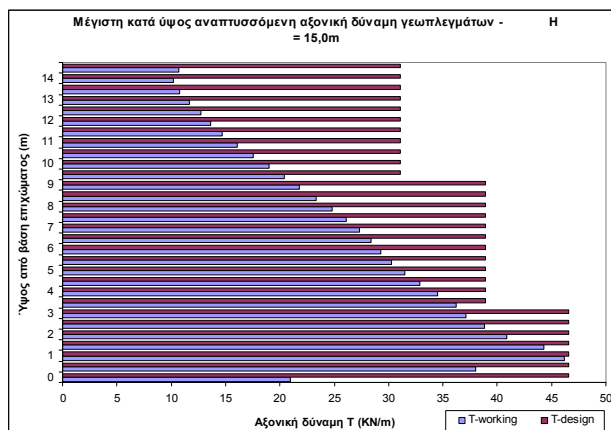
Η παραπάνω επιλογή έλαβε υπόψη τα χαρακτηριστικά των διαθέσιμων γεωυλικών της ζώνης του έργου, με τη λογική της χαρακτηριστικής μέσης τιμής του δείγματος των αντίστοιχων δοκιμών κατά την αποδοχή των γεωυλικών.

## 4.3 Αριθμητική Προσομοίωση Συστήματος

Οι αριθμητικές αναλύσεις επικεντρώθηκαν στον έλεγχο της οριακής ισορροπίας του συστήματος επίχωμα - φυσικό πρανές, τον προσδιορισμό των αναπτυσσόμενων αξονικών δυνάμεων των γεωπλεγμάτων υπό τα λειτουργικά φορτία της κατασκευής, τις αναμενόμενες παραμορφώσεις του επιχώματος, ιδιαίτερα κοντά στον πόδα του μετώπου όπου εντοπίζεται η μεγαλύτερη συγκέντρωση τάσεων, καθώς

και τον παράλληλο έλεγχο της οριακής ισορροπίας του συστήματος επίχωμα – φυσικό πρανές, υπό τη θεώρηση μέγιστης στάθμης υπόγειων υδάτων.

Από το ακόλουθο σχήμα 2 προκύπτει ότι οι λειτουργικές αξονικές δυνάμεις εφελκυσμού των γεωπλεγμάτων βρίσκονται σε κάθε περίπτωση εντός των ορίων των αντοχών σχεδιασμού, όπως αυτές προέκυψαν από τις αναλύσεις οριακής ισορροπίας.



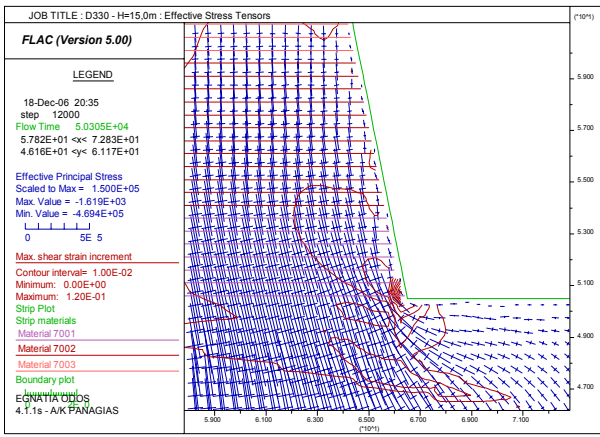
Σχήμα 2 : Αξονικές δυνάμεις γεωπλεγμάτων: Ύψος μετώπου H=15,0m

Figure 2 : Axial forces on geogrids : Height of face H=15,0m

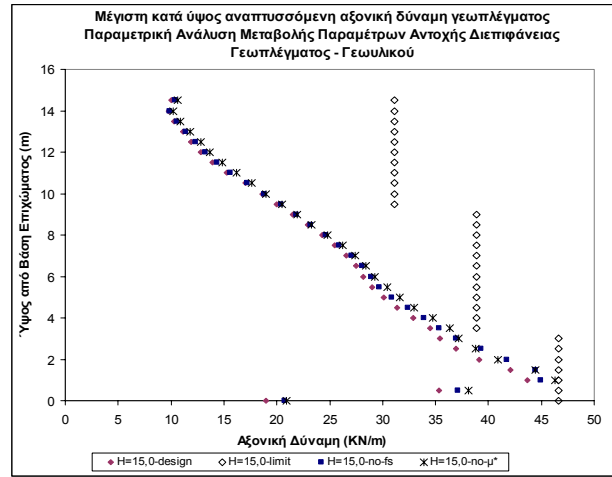
Οι ιδιαίτερα αυξημένες τιμές κοντά στη βάση αποδίδονται κατά ένα βαθμό στην παραμόρφωση του φυσικού εδάφους στην περιοχή του πόδα του πρανούς, την αντίστοιχη μετακίνηση του μετώπου και την τοπικά υψηλή συγκέντρωση τάσεων (καθεστώσ ανεμπόδιστης θλίψης), αντιμετωπίστηκε δε με τη δημιουργία μορφής πεδίου από πολλαπλά σαρζανέτ.

Η συμπεριφορά αυτή δείχνεται καλύτερα στο σχήμα 7 της κατανομής της κινητοποιούμενης αξονικής δύναμης κατά μήκος των γεωπλεγμάτων. Στα κατώτερα στρώματα η μέγιστη δύναμη αναπτύσσεται στο σημείο σύνδεσης του γεωπλέγματος με το σαρζανέτ της επένδυσης.

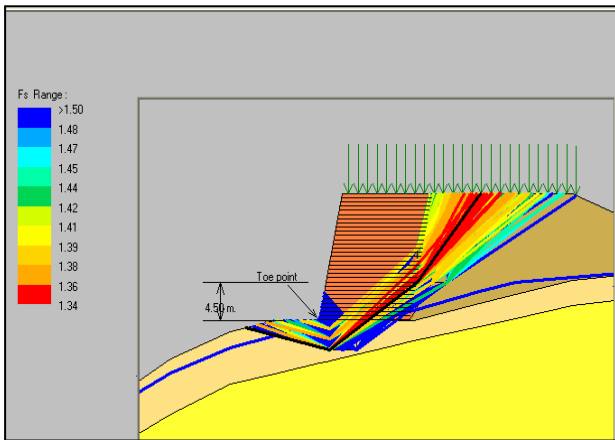
Οι αυξημένες αποκλίσεις των λειτουργικών αξονικών δυνάμεων από τις αντοχές σχεδιασμού των γεωπλεγμάτων κοντά στη στέψη οφείλονται στο γεγονός ότι οι τελευταίες προέκυψαν από τον αντίστοιχο έλεγχο έναντι ανατροπής και αστοχίας σύνδεσης στο μέτωπο υπό σεισμική φόρτιση, όπως αυτές πραγματοποιήθηκαν με εφαρμογή του λογισμικού MSEW.



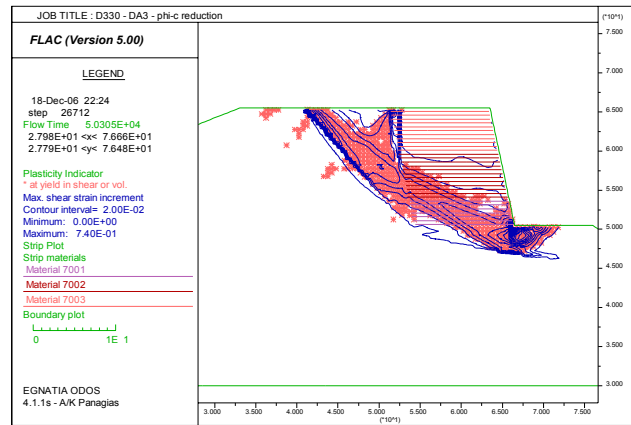
Σχήμα 3 : Συγκέντρωση τάσεων στον πόδα του επιχώματος  
 Figure 3 : Stress concentration near the toe of embankment



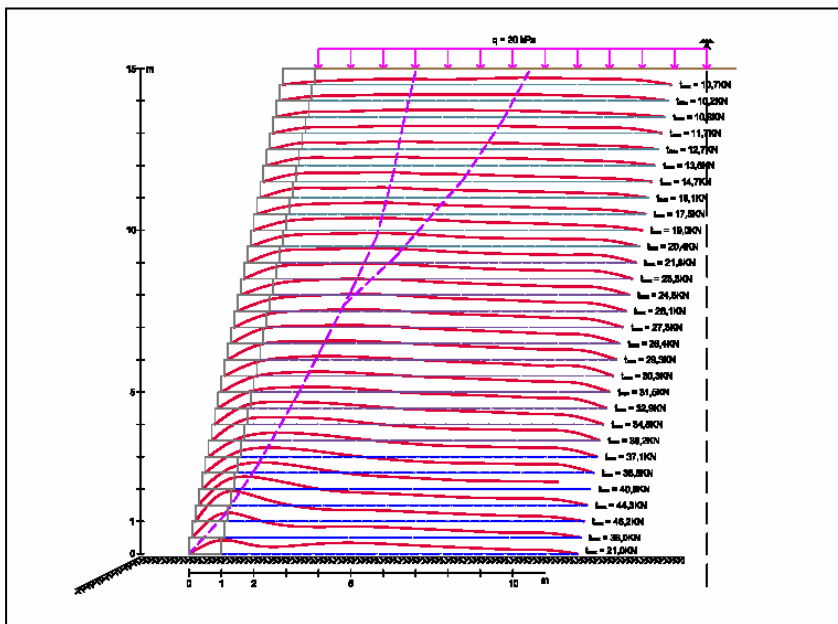
Σχήμα 4 : Παραμετρική ανάλυση επιρροής τιμής  $\mu^*$  και  $\sigma'_{c0}$  στην αξονική δύναμη των γεωπλεγμάτων (Α/Κ Παναγιάς)  
 Figure 4 : Parametric study of the influence of values for  $\mu^*$  and  $\sigma'_{c0}$  in the axial forced of geogrids (Panagia interchange)



Σχήμα 5 : Ανάλυση ολικής ευστάθειας (ReSSA)  
 Figure 5: Overall stability analysis (ReSSA)



Σχήμα 6 : Ανάλυση Ολικής Ευστάθειας (FLAC)  
 Figure 6 : Overall stability analysis (FLAC)



Σχήμα 7 : Αξονικές δυνάμεις γεωπλεγμάτων  
 Figure 7 : Axial forces on geogrids

Για τη θέση της υψηλότερης διατομής του υπό μελέτη επιχώματος πραγματοποιήθηκε πρόσθετη ανάλυση γεωτεχνικής οριακής κατάστασης ολικής ευστάθειας με τη μέθοδο βαθμιαίας απομείωσης της αντοχής ( $\phi$  –  $c$  reduction), η οποία οδήγησε σε παραπλήσια αποτελέσματα μηχανισμού αστοχίας και συντελεστή ασφάλειας έναντι γενικής αστάθειας με τις αντίστοιχες αναλύσεις οριακής ισορροπίας ( $FS_{ReSSA} = 1,34$  ,  $FS_{FLAC} = 1,27$ ), όπως φαίνεται στα σχήματα 5 και 6. Από τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης προκύπτει μεγαλύτερη αστάθειας εγγύτερα στον πόδα του επιχώματος, γεγονός αναμενόμενο με βάση τα προαναφερόμενα.

## 5. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΥΚΑΜΠΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΗΣ ΓΗΣ ΣΕ ΣΥΜΠΙΕΣΤΟ ΕΔΑΦΟΣ

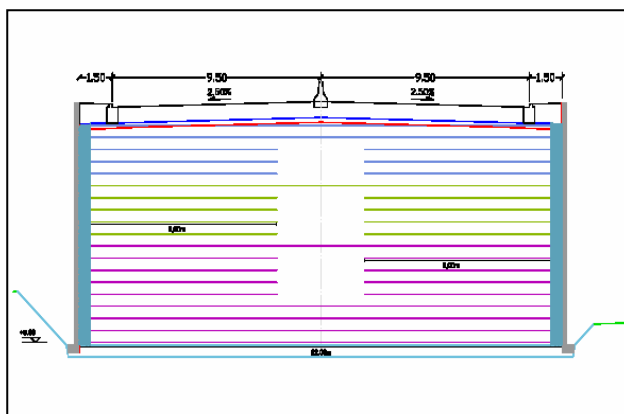
### 5.1 Γενικά Στοιχεία - Γεωμετρία

Η εξεταζόμενη περίπτωση αφορά στο σχεδιασμό των επιχωμάτων πρόσβασης του Τεχνικού Τ1.9, το οποίο φέρει τον κάθετο άξονα 59 της Εγνατίας Οδού πάνω από τον οδικό άξονα Θεσσαλονίκης – Νέας Μηχανιώνας, στη ζώνη του Α/Κ Κ1.9 της περιοχής του αεροδρομίου Θεσσαλονίκης. Λόγοι έλλειψης χώρου επέβαλλαν εξ αρχής την ανάγκη διαμόρφωσης κατακόρυφων παρειών του επιχώματος της αρτηρίας υπό τη μορφή αμφίπλευρων τοίχων οπλισμένης γης, μέγιστου ύψους  $H = 10,5\text{m}$  και πλάτους στέψης  $B = 22,0\text{m}$ . Το συνολικό μήκος της αρτηρίας που θα κατασκευασθεί με τον τρόπο αυτό ανέρχεται σε  $350,0\text{m}$ , οδηγώντας σε μέτωπο τοίχων οπλισμένης γης μήκους  $700,0\text{m}$  και ύψους από  $3,0\text{m}$  έως  $10,5\text{m}$ .

Το υπέδαφος έδρασης συνίσταται από αργιλικές στρώσεις περιορισμένης στιφρότητας και υψηλής συμπίεστικότητας, ελαφρά βελτιούμενων με το βάθος μηχανικών χαρακτηριστικών, μέχρι το βάθος επιρροής των φορτίων των επιχωμάτων. Η παρουσία των αργιλικών στρώσεων, κορεσμένων κάτω από το βάθος των  $10,0\text{m}$ , οδήγησε στην αρχική επιλογή της προφόρτισης της ζώνης έδρασης των υπό εξέταση επιχωμάτων με σκοπό την ανάληψη του συνόλου των αναμενόμενων καθιζήσεων της κατασκευής και εν συνεχεία την κατασκευή τυπικών τοίχων οπλισμένης γης.

Λόγω του σημαντικού κυκλοφοριακού φόρτου του υφιστάμενου ισόπεδου κόμβου στη ζώνη του έργου, καθώς και της έκτασης των

επιχωμάτων, αναζητήθηκε λύση για την κατάργηση της προφόρτισης και των συνεπαγόμενων χωματοουργικών εργασιών κατασκευής και καθαίρεσης αυτής. Για το σκοπό αυτό επιλέχθηκε η κατασκευή τοίχων οπλισμένης γης εύκαμπτου κατακόρυφου μετώπου, με γεωσυνθετικά πλέγματα όπλισης κατάλληλης αντοχής και διάταξης, με τρόπο ώστε η ίδια η οπλισμένη επίχωση να αναλάβει το σύνολο των αναμενόμενων καθιζήσεων των υποκείμενων συνεκτικών στρώσεων του υπεδάφους έδρασης.



Σχήμα 8 : Γεωμετρία τυπικής υψηλής διατομής  
Figure 8 : Geometry of typical cross - section

Η τελική επένδυση του μετώπου κατασκευάζεται μετά την ολοκλήρωση του συνόλου των καθιζήσεων του σώματος του επιχώματος, τοποθετείται για αισθητικούς λόγους και αναρτάται είτε από χαλύβδινες ράβδους που έχουν εκ των προτέρων τοποθετηθεί κατά τη φάση κατασκευής του επιχώματος ή με οποιοδήποτε ισοδύναμη μέθοδο επιλεγεί από τον εκάστοτε προμηθευτή του συστήματος.

Η διαμόρφωση και η ευστάθεια του προσωρινού μετώπου των τοίχων οπλισμένης γης εξασφαλίζεται με την με την εκ των προτέρων τοποθέτηση σε κάθε κατασκευαστικό βήμα χαλύβδινου πλέγματος συγκράτησης #T196 υπό γωνία  $90^\circ$ , διαστάσεων  $0,60\text{m}$  (βάση) x  $0,50\text{m}$  (ύψος). Η ενίσχυση της παρειάς έναντι των αναπόφευκτα σημαντικών παραμορφώσεων των υψηλότερων διατομών του επιχώματος εξασφαλίζεται με την αναδίπλωση στο μέτωπο και επαρκή αγκύρωση των κύριων οπλισμών του επιχώματος.

### 5.2 Σχεδιασμός Οπλισμένου Επιχώματος

Ο σχεδιασμός των ανεξάρτητων τοίχων οπλισμένης γης πραγματοποιήθηκε με εφαρμογή των ελέγχων οριακής ισορροπίας σύμφωνα με τις οδηγίες FHWA-NHI-00-043 και τις

AASHTO-2002, με χρήση του λογισμικού MSEW 3.0 για τους γεωτεχνικούς (GEO) και δομητικούς (STR) ελέγχους της κατασκευής και του ReSSA για τον έλεγχο ολικής ευστάθειας. Οι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν τόσο για βραχυχρόνιες (αστράγγιστες), όσο και μακροχρόνιες συνθήκες λειτουργίας. Οι παραπάνω έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν λαμβάνοντας υπόψη τη γεωμετρία αμφίπλευρων τοίχων (back-to-back walls) και τη συνεπαγόμενη μεταβολή των εφαρμοζόμενων ωθήσεων για μικρές αποστάσεις απόληξης των εκατέρωθεν γεωπλεγμάτων της διατομής.

Από τους υπολογισμούς προέκυψε η εφαρμογή γεωσυνθετικών πλεγμάτων αντοχής σχεδιασμού σε μακροχρόνιες συνθήκες έως  $T_{des} = 38,9 \text{ KN/m}$ , με μήκη ανάπτυξης έως  $9,0 \text{ m}$  και πρόσθετο μήκος αναδίπλωσης στο μέτωπο  $L_{wrap} = 2,0 \text{ m}$ , τοποθετούμενων σε στρώσεις ανά  $0,50 \text{ m}$  ύψους διατομής. Λαμβάνοντας υπόψη την ιδιαιτερότητα του έργου προδιαγράφηκαν γεωυλικά πλήρωσης των επιχώματων με υψηλότερες απαιτήσεις σε κοκκομετρία, φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά έναντι των αντίστοιχων της παραγράφου 4.2 (A/K Παναγιάς).

Κατά το σχεδιασμό εφαρμόστηκαν οι ακόλουθες χαρακτηριστικές τιμές μηχανικών παραμέτρων γεωυλικών επιχώματος :

- Ενεργός γωνία τριβής :  $\phi'_k = 36^\circ$
- Ενεργός τιμή συνοχής :  $c'_k = 2,0 \text{ kPa}$
- Μέτρο ελαστικότητας :  $E'_{s,k} = 35,0 \text{ MPa}$
- Συντ/της Poisson :  $\nu = 0,30$
- Φαινόμενο βάρος :  $\gamma' = 21,0 \text{ KN/m}^3$ .

## 5.2 Αριθμητική Προσομοίωση Συστήματος

Η κατασκευή των εύκαμπτων τοίχων οπλισμένης γης, ύψους έως  $10,50 \text{ m}$  επί συμπιεστών αργιλικών στρώσεων κατέστησε εξ αρχής κρίσιμη την εκτίμηση των αναμενόμενων παραμορφώσεων της κατασκευής, τόσο σε θέματα πιθανών έντονων διατμητικών μετακινήσεων και ρηγματώσεων στο σώμα της κατασκευής, όσο και σε θέματα υπερβολικής τάνυσης των τοποθετούμενων γεωπλεγμάτων λόγω διαφορικής μετακίνησης των μετώπων από το κέντρο του επιχώματος.

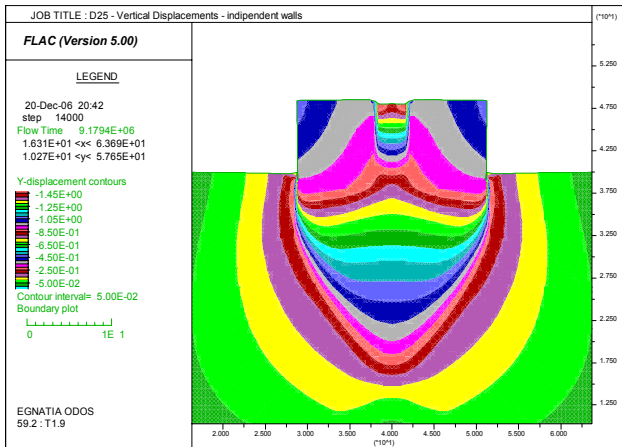
Από το μηχανισμό λειτουργίας των τοίχων οπλισμένης γης και της συνολικής διατομής του επιχώματος προκύπτει ότι βασική παράμετρο του προβλήματος αποτελεί η αναπτυσσόμενη διαφορική καθίζηση μεταξύ των οπλισμένων τμημάτων του επιχώματος και του άοπλου ενδιάμεσου τμήματος της διατομής ως συνέπεια της έντονα διαφοροποιημένης

δυσκαμψίας των επιμέρους υποτμημάτων αυτής λόγω της παρουσίας των πυκνών στρώσεων γεωπλεγμάτων στις παρειές (τοίχοι), όχι όμως και στο κέντρο της διατομής. Το πρόβλημα επιτείνεται από την – τυπική – μορφή μετακίνησης των τοίχων οπλισμένης γης, η οποία περιλαμβάνει και οριζόντια μετακίνηση του μετώπου του τοίχου προς τα έξω, με μέγιστη τιμή στο άνω τμήμα της στέψης (στροφή τοίχου), επιτρέποντας την ανάλογη πλευρική χαλάρωση των γεωυλικών πλήρωσης του κεντρικού τμήματος του επιχώματος και την επαύξηση των υποχωρήσεων του κέντρου της στέψης. Ο παραπάνω μηχανισμός διακρίνεται σαφώς στα σχήματα 9 και 10 που αφορούν σε τυπική διατομή του επιχώματος πρόσβασης με ύψος  $H = 10,0 \text{ m}$ . Οι καθιζήσεις της βάσης του επιχώματος και στις δύο περιπτώσεις προκύπτουν παραπλήσιες (περίπου  $85 \text{ cm}$ ), αντίθετα με τις κατακόρυφες μετακινήσεις της στέψης, οι οποίες παρουσιάζουν διαφορά έως  $30\%$  ( $1,05 \text{ m}$  έναντι  $>1,40 \text{ m}$  για την περίπτωση των ανεξάρτητων τοίχων).

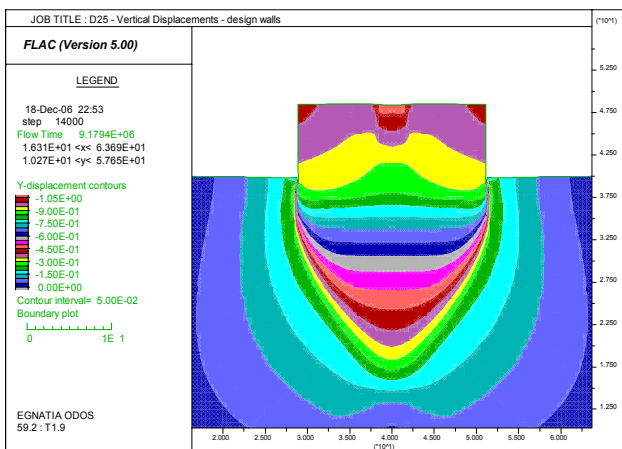
Η μακροχρόνια ανάπτυξη διαφορικών καθιζήσεων καθιστά αναπόφευκτη την ανάπτυξη διατμητικών παραμορφώσεων και ρηγματώσεων της διατομής, ανεξάρτητα από την πλήρωσή της με πρόσθετα γεωυλικά. Εφόσον δε ληφθούν μέτρα ενίσχυσης του κεντρικού τμήματος αυτής, εκτιμάται ως πιθανή η διάρρηξη του συνεχούς χαρακτήρα του σώματος του επιχώματος με συνέπεια την ανομοιομορφία στη μηχανική του συμπεριφορά, με άγνωστες επιδράσεις σε καθεστώς μακροχρόνιων φορτίσεων, κυρίως όμως σε καθεστώς σεισμικών ανακυκλιζόμενων φορτίσεων.

Στο σχήμα 11 παρουσιάζονται οι οριζόντιες μετακινήσεις του προσωρινού μετώπου του τοίχου για διατομές με ύψη  $9,0 \text{ m}$  και  $10,0 \text{ m}$  και για τις περιπτώσεις ανεξάρτητων τοίχων και ενίσχυσης στο κέντρο της διατομής. Οι ιδιαίτερα αυξημένες μετακινήσεις στη στέψη του τοίχου στην πρώτη περίπτωση οδηγούν σε δυνητικό μηχανισμό αστάθειας της κατασκευής λόγω εκτεταμένων παραμορφώσεων στη βάση και το κέντρο της διατομής (διαφορική οριζόντια μετακίνηση στέψης – πόδα έως  $\Delta S_H = 11,6 \text{ cm}$ ), παρά την ικανοποίηση των απαιτήσεων των ελέγχων οριακής ισορροπίας της διατομής. Αντίθετα η επιλογή επιπλέον ενίσχυσης του κέντρου της διατομής ομοιομορφοποιεί της μετακινήσεις του μετώπου, η συνολική τιμή των οποίων οφείλεται σε σημαντικό βαθμό στην παραμορφωσιμότητα των γεωσυνθετικών πλεγμάτων.

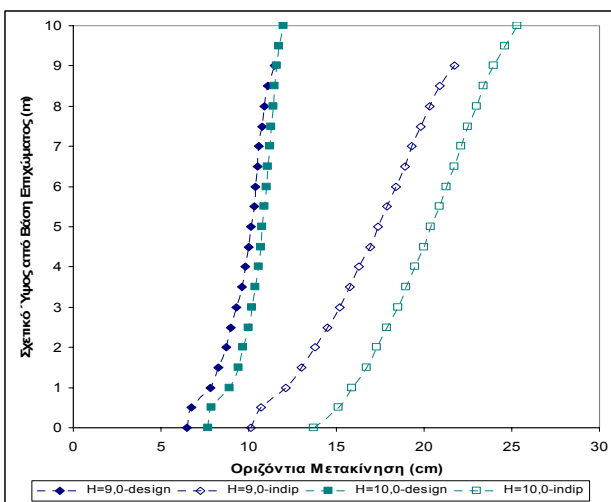




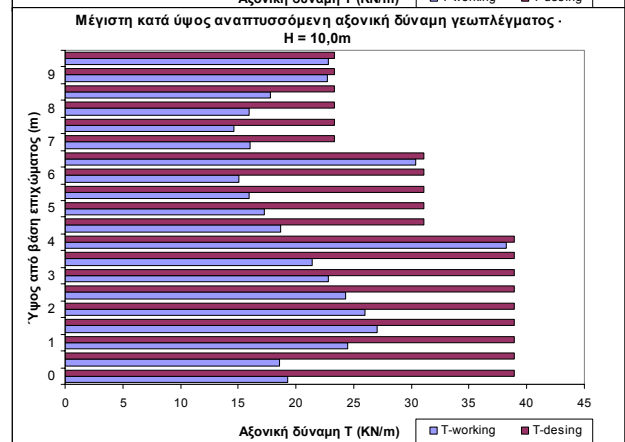
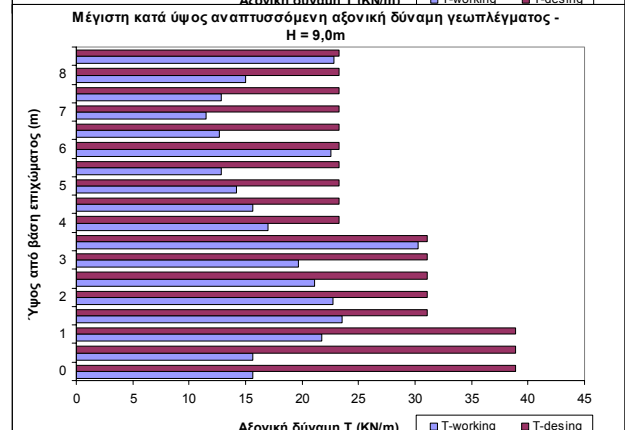
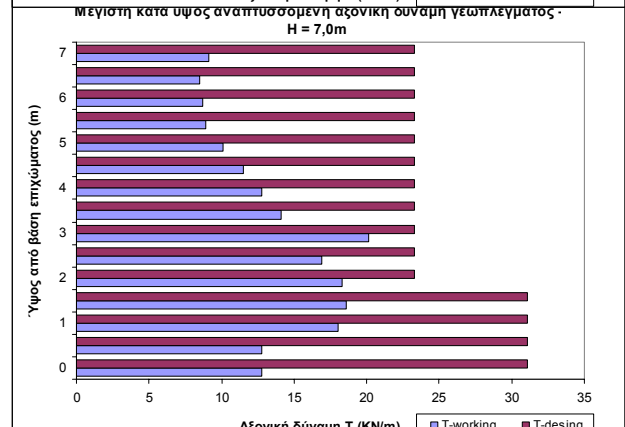
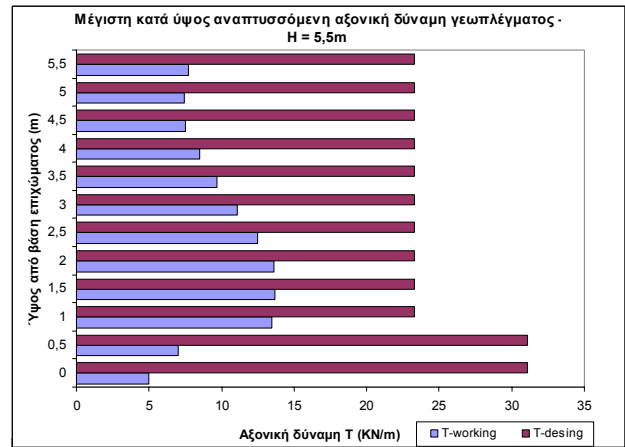
Σχήμα 9 : Κατακόρυφες μετακινήσεις επιχώματος – ανεξάρτητοι τοίχοι  
 Figure 9 : Vertical displacements of embankment – independent walls



Σχήμα 10 : Κατακόρυφες μετακινήσεις επιχώματος – διατομή σχεδιασμού  
 Figure 10 : Vertical displacements of embankment – cross section as designed

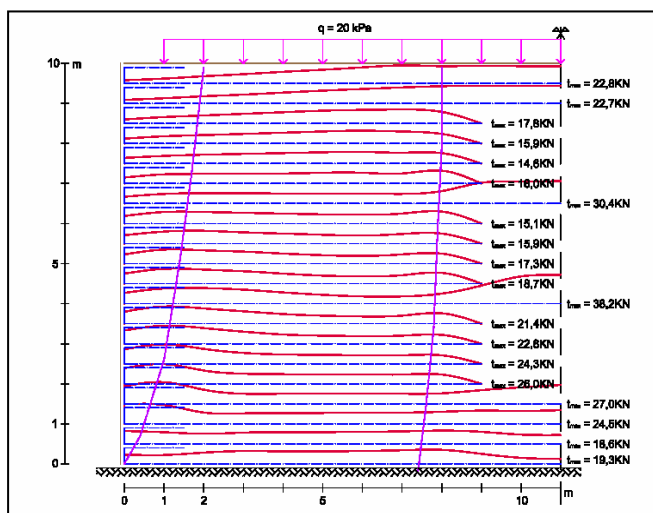
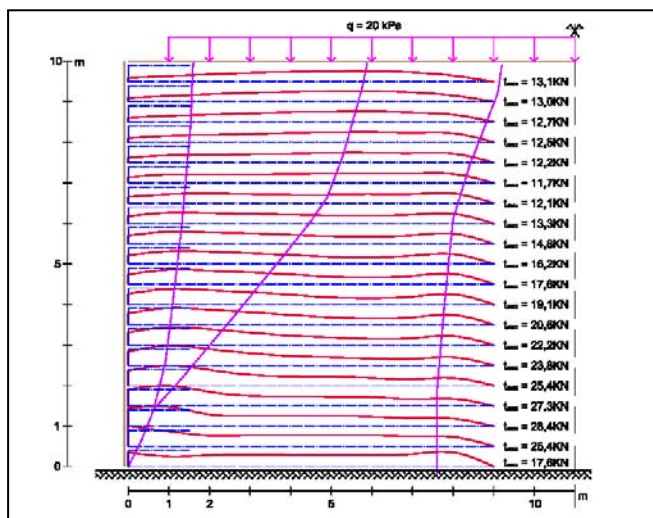


Σχήμα 11 : Οριζόντιες μετακινήσεις μετώπου τοίχου : Ύψη μετώπου H = 9,0 – 10,0m.  
 Figure 11 : Horizontal displacements of facing : Wall heights H = 9,0 – 10,0m.



Σχήμα 12 : Αξονικές δυνάμεις γεωπλεγμάτων  
 Figure 12 : Axial forces on geogrids

Η τοποθέτηση τμηματικά καθ' ύψος γεωπλεγμάτων τα οποία καλύπτουν το σύνολο της διατομής οδηγεί αναπόφευκτα σε σημαντικά υψηλότερη τάνυση αυτών (σχήμα 13), ως εκ τούτου απαιτήθηκε παραμετρικός έλεγχος των διαστημάτων τοποθέτησης σε συνάρτηση με την αντοχή σχεδιασμού αυτών, με κριτήριο την ανεκτή παραμόρφωση – χαλάρωση του κέντρου της διατομής, έτσι ώστε να επιτευχθεί κατά το δυνατό περιορισμός του συνολικού κόστους. Με βάση τις επιμέρους αναλύσεις επιλέχθηκε η τοποθέτηση αντίστοιχων γεωπλεγμάτων ανά 2,0m ύψους της διατομής με πρόσθετη ενίσχυση στα βάση και την ονομαστική στέψη της διατομής (προ καθιζήσεων).



Σχήμα 13 : Κατανομή αξονικών δυνάμεων γεωπλεγμάτων, ανεξάρτητου τοίχου (επάνω) και διατομής σχεδιασμού (κάτω).  $H = 10,0\text{m}$ .  
Figure 13 : Distribution of axial forces on geogrids, independent wall (up) and as - designed cross-section (down).  $H = 10,0\text{m}$ .

Όπως φαίνεται στο σχήμα 12, η σταδιακή ανάπτυξη μηχανισμού δυνητικής αστοχίας – αποκόλλησης των ανεξάρτητων τοίχων για ύψη επιχώματος  $H > 7,5\text{m}$  οδηγεί σε σημαντική αύξηση των αναπτυσσόμενων αξονικών δυνάμεων των γεωπλεγμάτων ενίσχυσης του κέντρου της διατομής, οι οποίες προσεγγίζουν την αντοχή σχεδιασμού αυτών, οδηγώντας σε ανάγκη πύκνωσης της διάταξης ή εφαρμογής τοπικά υψηλότερης αντοχής γεωπλεγμάτων.

## 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Στην παρούσα εργασία παρουσιάστηκαν δύο περιπτώσεις σχεδιασμού οπλισμένων επιχώματων όπου παράλληλα προς τις συνθήκες μεθόδους οριακής ισορροπίας εφαρμόστηκαν μοντέλα αριθμητικής προσομοίωσης της συμπεριφοράς της κατασκευής. Ο έλεγχος των μηχανισμών παραμόρφωσης και δυνητικής αστάθειας, τόσο εντός του σώματος της κατασκευής, όσο και σε συνάρτηση με την ολική ευστάθεια του συστήματος αποτέλεσαν τον κύριο σκοπό των αριθμητικών αναλύσεων, λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιαίτερες γεωμετρικές συνθήκες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υπεδάφους έδρασης. Η εκτίμηση της μηχανικής απόκρισης του συστήματος και η ανάδειξη ζωνών προβληματικής συμπεριφοράς της κατασκευής οδήγησαν είτε σε τοπική ενίσχυση των αντοχών των τοποθετούμενων γεωπλεγμάτων ή σε μερική αναδιάταξη της αρχικής γεωμετρίας αυτών. Ως εκ τούτου η χρήση του αριθμητικού προσομοιώματος υπήρξε επικουρική προς τους κύριους ελέγχους διαστασιολόγησης, αποτέλεσε όμως τον κύριο παράγοντα σχεδιασμού όπου ο εξορθολογισμός των παραμορφώσεων του συστήματος αποδείχθηκε μέρος του προβλήματος. Συνεκτιμώντας τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων ανάλυσης για τα δεδομένα προβλήματα προέκυψαν τα ακόλουθα συμπεράσματα.

Ο έλεγχος της ολικής ευστάθειας ενός συστήματος οπλισμένης επίχωσης και η ανάδειξη των δυνητικών μηχανισμών αστάθειας αποδίδεται πιστότερα μέσα από αριθμητικό προσομοίωμα, όπου είναι δυνατός ο έλεγχος ζωνών ανάπτυξης πλαστικοποιήσεων του εδάφους, έντονων διατμητικών παραμορφώσεων, συγκέντρωσης τάσεων, καθώς και ισχυρών διαφορικών μετακινήσεων τμημάτων της κατασκευής. Έμμεσο αποτέλεσμα των φαινομένων αυτών αποτελεί η αυξημένη αξονική καταπόνηση των γεωπλεγμάτων στις συγκεκριμένες θέσεις, η οποία ενδέχεται να υπερβεί την προκύπτουσα από τις εφαρμοζό-

μενες μεθόδους οριακής ισορροπίας αντοχή σχεδιασμού, οδηγώντας σε ενίσχυση αυτών ή διαφοροποίηση της γεωμετρίας.

Η ανάλυση της οριακής κατάστασης ολικής ευστάθειας του συστήματος με τη μέθοδο βαθμιαίας απομείωσης της αντοχής ( $\phi$  - reduction) στα πρότυπα του τρόπου ανάλυσης 3 (DA-3) του EN-1997-1 αποδίδει ικανοποιητικά αποτελέσματα, τόσο σε ό,τι αφορά στον εξαγόμενο συντελεστή ασφάλειας, όσο - κυρίως - στην κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης, καθώς αυτή προκύπτει από τη συνολική γεωμετρία και όχι οριζόμενη από το χρήστη, επιτρέποντας την ανάλογη προσαρμογή του μοντέλου οριακής ισορροπίας.

Παρά τα ανωτέρω, η πλήρης διαστασιολόγηση οπλισμένων επιχώσεων της κατηγορίας A (παράγραφος 2) αποκλειστικά με χρήση αριθμητικής μεθόδου ανάλυσης, είτε υιοθετώντας στοιχεία κάποιου από τους εφαρμοζόμενους κανονισμούς και οδηγίες ή εφαρμόζοντας τη λογική του τρόπου ανάλυσης 2 (DA-2) αποδεικνύεται μια ιδιαίτερα επίπονη διαδικασία, κύρια σε ό,τι αφορά στη βελτιστοποίηση της γεωμετρίας και της αντοχής των χρησιμοποιούμενων πλεγμάτων.

Αντίθετα ο σχεδιασμός οπλισμένων επιχώσεων όπου ο έλεγχος των παραμορφώσεων αποτελεί τον κρίσιμο παράγοντα εφαρμογής των γεωσυνθετικών (όπως οι ενισχύσεις βάσης, στέψης ή του σώματος επιχωμάτων), καθώς και επιχώσεων της κατηγορίας A με ιδιαίτερους μηχανισμούς αλληλεπίδρασης σε σύνθετες γεωμετρίες (έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας - ULS) καθιστά σημαντική την εφαρμογή αριθμητικού προσομοιώματος της συνολικής συμπεριφοράς του συστήματος στα στάδια κατασκευής του.

Παραμετρικοί έλεγχοι στην τελευταία περίπτωση είναι δυνατό να πραγματοποιηθούν μεταβάλλοντας τη δυσκαμψία των εφαρμοζόμενων γεωσυνθετικών πλεγμάτων, αναλόγως του τύπου, του υλικού προέλευσης και της αντοχής αυτών, έτσι ώστε να εκτιμηθεί η συνεισφορά αυτών στη βελτίωση της συνολικής συμπεριφοράς, κάτι που δεν είναι δυνατό να πραγματοποιηθεί με ελέγχους οριακής ισορροπίας (Leshchinsky, 2004). Εντούτοις, για την πρόβλεψη της μακροχρόνιας συμπεριφοράς της κατασκευής, στο συνολικό χρόνο ζωής του έργου, απαιτείται η εξέλιξη βισκοελαστικού νόμου συμπεριφοράς, ο οποίος χαρακτηρίζει τα γεωσυνθετικά υλικά.

Μολονότι από την πραγματοποιηθείσα παραμετρική ανάλυση δεν προέκυψε σημαντική

επιρροή της τιμής των αναπτυσσόμενων αξονικών δυνάμεων των γεωπλεγμάτων από τη μεταβολή των τιμών της  $\sigma'_{co}$  και της εφαρμογής επιμέρους μειωτικών συντελεστών στα  $\mu^*_0$  και  $\mu^*_1$  (παράγραφος 3.2), εκτιμάται ότι αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η αριθμητική προσομοίωση αφορά στη λειτουργική συμπεριφορά της κατασκευής, με δεδομένο συντελεστή ασφάλειας και όχι στην οριακή κατάσταση ισορροπίας υπό στατική και σεισμική φόρτιση. Για την εφαρμογή επομένως μοντέλου αριθμητικής ανάλυσης για την πλήρη διαστασιολόγηση μιας οπλισμένης επίχωσης απαιτείται η απόκτηση των παραμέτρων περιγραφής της συμπεριφοράς στη διεπιφάνεια γεωπλέγματος - εδάφους για κάθε τύπο γεωπλέγματος, μέσω δοκιμών εξόλκευσης και διατάξεων μετρήσεων της συμπεριφοράς του γεωπλέγματος ανάλογων των περιγραφόμενων στο NF P 94-222.

## 7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- ADAMA Engineering Inc (2006) : ReSSA ver. 2.0 & MSEW ver. 3.0, Newark, Delaware
- EN 1997-1:2004 : Eurocode 7 : Geotechnical Design – Part 1 : General Rules, CEN – European Committee for Standardization.
- EN 14475:2006 : Execution of special geotechnical works – Reinforced Fill, CEN – European Committee for Standardization.
- FHWA-NHI-00-043 : Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes : Design and Construction Guidelines.
- Frank R., Bauduin C., Driscoll R., Kavvas M., N. Krebs Ovensen, Orr T., Schuppener B. (2004) : Designers' Guide to EN 1997-1, Eurocode 7 : Geotechnical design – General rules, Thomas Thelford.
- ITASCA Consulting Group Inc (2005) : FLAC<sup>2D</sup> ver. 5.0, Structural Elements guide, Minneapolis, Minnesota.
- Leshchinsky Dov, Han Jie (2004) : Geosynthetic reinforced multitiered walls. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, No 12.
- NF P94-220-0 & P94-222 : Soil reinforcement – Backfilled structures reinforced with quasi – inextensible and flexible reinforcing strips or sheets : Design & Static pull-out test with constant rate of displacement.