

Τ.Ε.Ι ΠΑΤΡΩΝ

ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ

ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ:

**“ΜΕΛΕΤΗ ΔΟΠΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕ ΤΗ
ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ –
ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ.”**

ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ:

**ΝΙΚΟΛΟΓΙΑΝΝΗ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΑ
ΒΡΑΚΑΣ ΜΙΧΑΛΗΣ**

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ :

ΜΠΙΣΚΙΝΗΣ ΔΙΟΝΥΣΙΟΣ

ΠΑΤΡΑ 2008

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ :

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο :

<u>1. Έργα Αντιστήριξης</u>	<u>σελίδα:</u>
Γενικές Γνώσεις	1
Τοίχος Βαρύτητας.....	2-3
Τοίχος Πρόβολος.....	4-5
Αντηριδωτοί Τοίχοι.....	6
Τοίχοι Βερολίνου.....	7

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο :

<u>2. Υπολογισμοί – Διαστασιολόγηση</u>	<u>σελίδα:</u>
Γενικά.....	9
Θεωρία Rankine.....	10-13
Ενεργητικές Ωθήσεις.....	10-11
Παθητικές Ωθήσεις.....	12-13

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο :

<u>1. Η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων</u>	<u>σελίδα:</u>
1.1. Εισαγωγή.....	14-15
1.2. Η Ιστορία των Πεπερασμένων Στοιχείων.....	15-16
1.3. Η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων (γενικές πληροφορίες).....	17-18
1.4. Η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων με το Μοντέλο των Μετατοπίσεων.....	19-22
1.5. Κάναβος.....	23

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο :

4. Τοίχος Αντιστήριξης, Μορφής Βαρύτητας:

<u>Επιλογή αρχικών Διαστάσεων- Έλεγχος σε Ανατροπή & Ολίσθηση</u>	<u>σελίδα:</u>
4.1. Εισαγωγή.....	24-25
4.2. 1 ^η Επιλογή Διαστάσεων.....	26-29
4.3. 2 ^η Επιλογή Διαστάσεων.....	30-33
4.4. 3 ^η Επιλογή Διαστάσεων.....	34-36

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο :

5. Περιγραφή Επιλεγόμενου Μοντέλου

<u>Γενικές Πληροφορίες.....</u>	<u>σελίδα:</u>
	37

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο :

6. Χρήση Προγράμματος SAP2000

<u>6.1. Γενικά περί του Προγράμματος.....</u>	<u>σελίδα:</u>
	38-39

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο :

7. Αναλυτική περιγραφή των βημάτων (για χρήση του SAP2000)

<u>7.1. 1^ο Βήμα (Μονάδες- Σύστημα Συντεταγμένων).....</u>	<u>σελίδα:</u>
	40
7.2. 2 ^ο Βήμα (Δημιουργία Κανάβου).....	41
7.3. 3 ^ο Βήμα (Δημιουργία Κανάβου εξεταζόμενου Μοντέλου).....	42
7.4. 4 ^ο Βήμα (Σχεδίαση Επιλεγόμενου Τοίχου Αντιστήριξης).....	43
7.5. 5 ^ο Βήμα (Τοποθέτηση Στηρίξεων).....	44-45
7.6. 6 ^ο Βήμα (Τοποθέτηση- Υπολογισμός Επικόμβιων Δυνάμεων...)	46-52
7.7. 7 ^ο Βήμα (Ο Τοίχος με τοποθετημένες τις Επικόμβιες Δυνάμεις)	53
7.8. 8 ^ο Βήμα ("Τρέχω" το πρόγραμμα).....	54
7.8.1. Η Παραμόρφωση του Φορέα-Μετατόπιση Κορυφή.....	55-56
7.8.2. Μέγιστες Εφελκυστικές Τάσεις (S_{max}).....	57-58
7.8.3. Μέγιστες Θλιπτικές Τάσεις (S_{min}).....	59-60

7.9.	9 ^ο Βήμα (Μεγαλύτερη Διακεκριμενοποίηση για πιο ακριβή αποτελέσματα).....	61
	7.9.1. Η Παραμόρφωση του Φορέα-Μετατόπιση Κορυφή.....	62
	7.9.2. Μέγιστες Εφελκυστικές Τάσεις (S_{max}).....	63-64
	7.9.3. Μέγιστες Θλιπτικές Τάσεις (S_{min}).....	65-66
	7.9.4. Σύγκριση Αποτελεσμάτων- Συμπέρασμα.....	67-68
7.10.	10 ^ο Βήμα (Λύσεις).....	69-76
	7.10.1. 1 ^η Λύση.....	69-76
	7.10.2. 2 ^η Λύση.....	77-84
	7.10.3. 3 ^η Λύση.....	85-97

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8^ο:

8. Οικονομία Σκυροδέματος	σελίδα:
8.1. Υπολογισμός και Σύγκριση Διατομών.....	98-100

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9^ο :

9. Παρεμποδιζόμενες και Επιβαλλόμενες Παραμορφώσεις	σελίδα:
9.1. Συστολή Ξηράνσεως.....	101
9.2. Μεταβολή Θερμοκρασίας.....	101
9.3. Οριακή Κατάσταση	101

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10^ο :

10. Υπολογισμός Ελάχιστου Οπλισμού για Έλεγχο Ρηγμάτωσης	σελίδα:
.....	102

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11^ο :

11. Χρήσιμοι Πίνακες	σελίδα:
Πιν. 11.1. Ποιότητες Σκυρόδεματος- Αντοχές.....	103
Πιν. 11.2. Μέγιστες Διάμετροι Ράβδοι Οπλισμού (σε mm) για Περιορισμό Ρηγματώσης.....	103
Πιν 11.3 Προτεινόμενοι Συντελεστές Τριβής & Συνάφειας.....	104

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 12^ο :

12. Μονάδες Μέτρησης (S.I)	σελίδα:
Πίνακες	105

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 13^ο :

Τρισδιάστατη Απεικόνιση Επιλεγόμενων Τοίχων.....	106-110
--	---------

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ:

.....	σελίδα: 111
-------	----------------

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ:

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

σελίδα:

Σχήμα 1.1: Τοίχος Βαρύτητας.....	2
Σχήμα 1.2: Διαστασιολόγηση Τοίχου Βαρύτητας.....	3
Σχήμα 1.3: Τοίχος Μορφής Προβόλου.....	4
Σχήμα 1.4: Λεπτομέρεια Στέψης.....	5
Σχήμα 1.5: Λεπτομέρεια Κλίσης Εξωτερικής Παρειάς.....	5
Σχήμα 1.6: Λεπτομέρεια Θεμελίου.....	5
Σχήμα 1.7: Διαστασιολόγηση Αντηριδωτού Τοίχου.....	6
Σχήμα 1.8: Τοίχος Βερολίνου.....	7

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

σελίδα:

Ενεργητικές Ωθήσεις:

Σχήμα 2.1.1: Μη- συνεκτικό Έδαφος (Θεωρία RANKINE).....	10
Σχήμα 2.1.2: Μηδενικής Εσωτερικής Τριβής.....	10
Σχήμα 2.1.3: Συνεκτικό Έδαφος.....	11
Σχήμα 2.1.4: Διάγραμμα Υπολογισμού Συντελεστή Ενεργητικών Ωθήσεων για συνεκτικά εδάφη.....	11

Παθητικές Ωθήσεις:

Σχήμα 2.2.1: Μη- συνεκτικό Έδαφος (Θεωρία RANKINE).....	12
Σχήμα 2.2.2: Μηδενικής Εσωτερικής Τριβής.....	12
Σχήμα 2.2.3: Συνεκτικό Έδαφος	13
Σχήμα 2.2.4: Διάγραμμα Υπολογισμού Συντελεστή Παθητικών Ωθήσεων για συνεκτικά εδάφη.....	13

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο **σελίδα:**

Σχήμα 3.4.1: Διακεκριμενοποίηση (1) του φορέα που επιλύεται στα επόμενα
Κεφάλαια.....20

Σχήμα 3.4.2: Διακεκριμενοποίηση (1) του φορέα που επιλύεται στα επόμενα
κεφάλαια.....21

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο **σελίδα:**

Σχήμα 4.1: Εδαφικά χαρακτηριστικά του προβλήματος που εξετάστηκε.....24

Σχήμα 4.2.: 1^η Επιλογή Διαστάσεων.....26

Σχήμα 4.2.1: Αποστάσεις από αρχή των αξόνων- Βάρη.....27

Σχήμα 4.3: 2^η Επιλογή Διαστάσεων30

Σχήμα 4.3.1: Αποστάσεις από αρχή των αξόνων- Βάρη.....31

Σχήμα 4.4: 3^η Επιλογή Διαστάσεων34

Σχήμα 4.4.1: Αποστάσεις από αρχή των αξόνων- Βάρη.....35

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο **σελίδα:**

Σχήμα 5.1: Περιγραφή Επιλεγόμενου Μοντέλου.....37

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο **σελίδα:**

Σχήμα 7.1: Τοποθέτηση Πακτώσεων στο Πέδιλο.....45

Σχήμα 7.10.1: 1^η Αλλαγή Διατομής.....67

Σχήμα 7.10.2: 2^η Αλλαγή Διατομής.....76

Σχήμα 7.10.3: 3^η Αλλαγή Διατομής.....84

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8^ο **σελίδα:**

Σχήμα 8.1: Διατομή Τοίχου με τη συνήθη πρακτική.....98

Σχήμα 8.2: Διατομή Επιλεγόμενου Τοίχου.....99

ΠΕΡΙΛΗΨΗ:

Στην εργασία αυτή παρουσιάζεται η μελέτη ενός άοπλου τοίχου αντιστήριξης (μορφής προβόλου) με τη βοήθεια ενός προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων σε ηλεκτρονικό υπολογιστή το οποίο ονομάζεται **SAP2000**.

Σκοπός της εργασίας αυτής είναι η εύρεση των βέλτιστων διαστάσεων που να επιτυγχάνουν την οικονομία υλικών αλλά και ταυτόχρονα την αντοχή. Αποτελείται από κείμενα, εικόνες και αναλυτική επεξήγηση των βημάτων για τη χρήση του προγράμματος των πεπερασμένων στοιχείων.

Παρουσιάζεται αρχικά το απαραίτητο θεωρητικό υπόβαθρο, όπως γενικές γνώσεις για τα έργα αντιστήριξης, υπολογισμοί-διαστασιολόγηση (Θεωρία Rankine) και θεωρία πεπερασμένων στοιχείων.

Ακολουθούν οι δυνατότητες του προγράμματος καθώς και διάφορα παραδείγματα προβλημάτων που έχουν επιλυθεί με αυτό το πρόγραμμα. Ακόμα έλεγχος οικονομίας σκυροδέματος υπολογίζοντας και συγκρίνοντας την προτεινόμενη διατομή με τη διατομή που θα είχε ένας τοίχος βαρύτητας αν ακολουθούσαμε τη συνήθη πρακτική.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο,

1."ΕΡΓΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ":

Γενικές Γνώσεις :

Τα έργα αντιστήριξης κατασκευάζονται για να εξασφαλίσουν την ευστάθεια εδαφικών μαζών , εκεί όπου οι συνθήκες δεν επιτρέπουν στα πρανή να διαμορφωθούν κατά τη φυσική τους κλίση ,εκείνη δηλαδή που καθορίζουν τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά του εδάφους. Ένα έργο αντιστήριξης (**earth-retaining structure**) είναι μία κατασκευή που σκοπό έχει να εμποδίσει οποιαδήποτε οριζόντια μετακίνηση του εδάφους προς τα κατάντι. Ανάλογα με το είδος της κάθε κατασκευής και με τον τρόπο με τον οποίο επιτυγχάνεται η ευστάθεια σε κάθε περίπτωση ,τα έργα αντιστήριξης διακρίνονται σε :

- Ø Τοίχους Βαρύτητας
- Ø Τοίχους Αντιστήριξης ή Τοίχους Προβόλους
- Ø Τοίχους Αντηριδωτούς
- Ø Τοίχους Βερολίνου
- Ø Ειδικά Έργα Αντιστήριξης

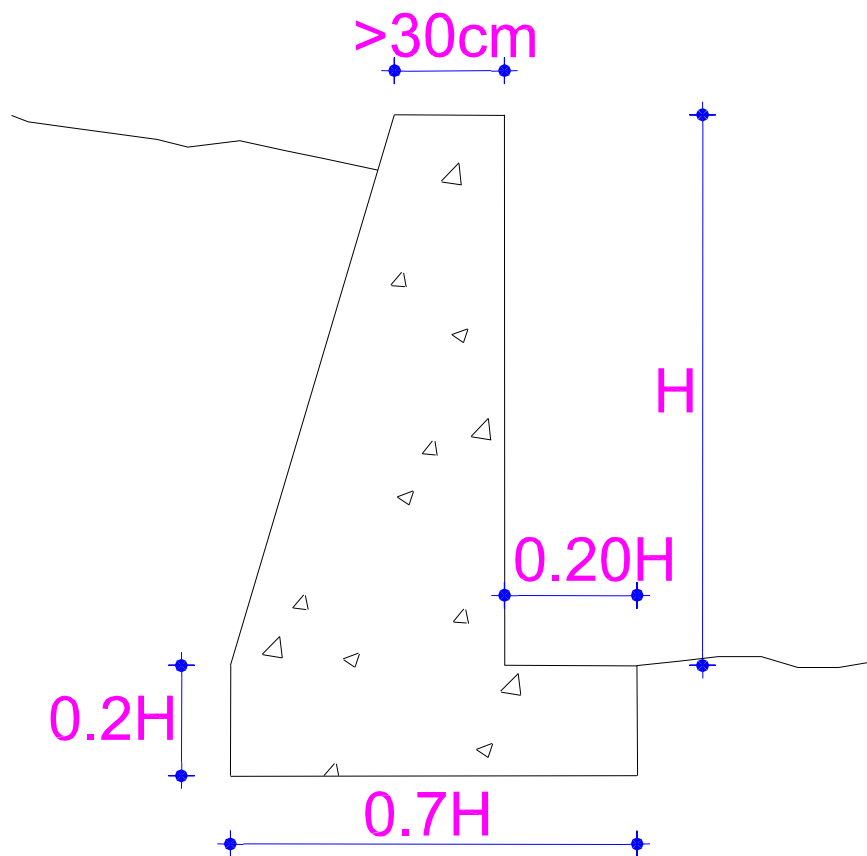
Ø Τοίχοι Βαρύτητας:

Οι τοίχοι βαρύτητας είναι η παλαιότερη κατηγορία έργων αντιστήριξης. Λιθοδομές, πλινθοδομές και μεταγενέστερα, άοπλο σκυρόδεμα απετέλεσαν τα συστατικά των τοίχων βαρύτητας. Κύριο χαρακτηριστικό τους η μεγάλη μάζα τους, ο τραπεζοειδούς μορφής κορμός τους, όπως και η εφαρμογή τους η οποία περιορίζεται σε έργα για τα οποία το ύψος, της προς αντιστήριξης εδαφικής μάζας δεν ξεπερνά τα **4m**. Συγκρατούν το αντιστηριζόμενο έδαφος με το ίδιο βάρος τους και με το έδαφος που πιθανόν συμμετέχει στην αντιστήριξη αυτή.

Σε πολλές περιπτώσεις μια μικρή ποσότητα οπλισμού μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην κατασκευή μειώνοντας έτσι το μέγεθος του τοίχου. Αυτοί οι τοίχοι ονομάζονται γενικά *τοίχοι ημιβαρύτητας*.



Σχήμα 1.1 : Τοίχος βαρύτητας



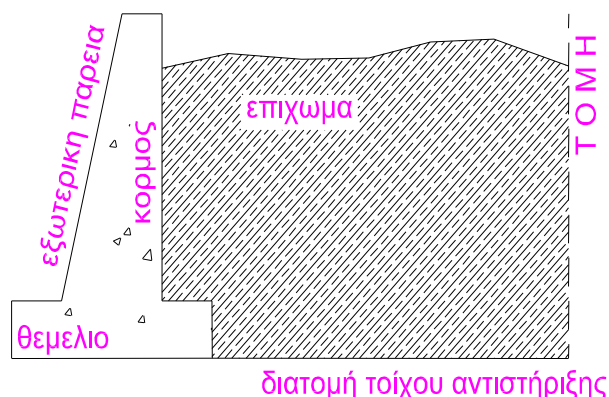
Σχήμα 1.2 : Διαστασιολόγηση Τοίχου Βαρύτητας

Ø Τοίχοι Αντιστήριξης – Τοίχος Πρόβολος :

Αποτελούν την εξέλιξη των τοίχων βαρύτητας. Έχουν μικρότερη διατομή και χρειάζονται λιγότερα υλικά κατασκευής.

Κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα και παραλαμβάνουν τις ενεργητικές ωθήσεις.

Το ύψος του φθάνει συχνά και τα 8m



Σχήμα 1.3: Τοίχος μορφής προβόλου

Οι τοίχοι αντιστήριξης κατασκευάζονται συνήθως με κεκλιμένη την εξωτερική παρειά του κορμού και κατακόρυφη την εσωτερική.

Η διαστασιολόγηση του θεμελίου (*footing*) και του κορμού (*stem*) του τοίχου εξαρτάται από τους παρακάτω παράγοντες.

i. Ποιότητα υλικών επίχωσης

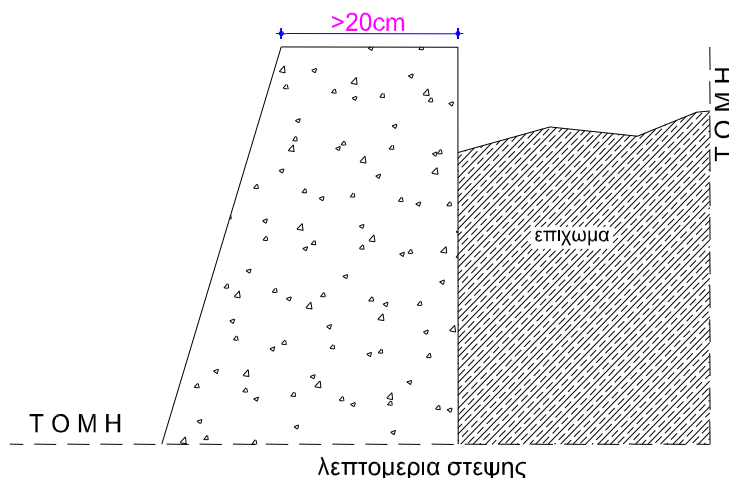
ii. Γεωμετρία εκσκαφής

iii. Επιφόρτιση

iv. Ύψος **H** της διαφοράς στάθμης σκαφής – επιφάνειας επίχωσης και τη γενική διαμόρφωση του τοίχου.

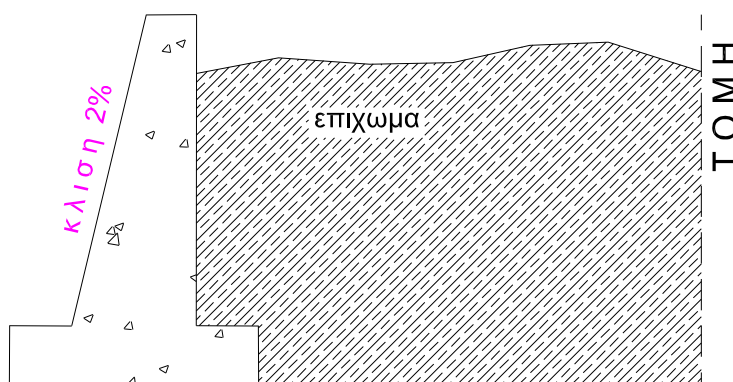
Ορισμένοι απλοί κανόνες για μια πρώτη προσέγγιση στη διαστασιολόγηση τοίχου αντιστήριξης είναι οι εξής :

- Η στέψη του τοίχου (top of the wall) πρέπει να έχει πάχος όχι μικρότερο από 20cm



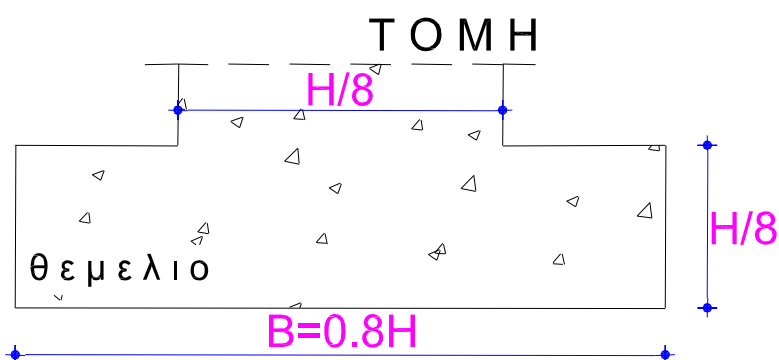
Σχήμα 1.4 :Λεπτομέρεια στέψης

- Η εξωτερική παρειά όταν είναι κεκλιμένη ,η κλίση αυτή θα πρέπει να είναι 2% περίπου



Σχήμα 1.5 :Λεπτομέρεια κλίσης εξωτερικής παρειάς

- Το πλάτος του θεμελίου θα πρέπει να είναι περίπου ίσο με $B=0.8 H$ ενώ το ύψος του θεμελίου θα πρέπει να είναι ίσο με $H/8$



Σχήμα 1.6 :Λεπτομέρεια θεμελίου

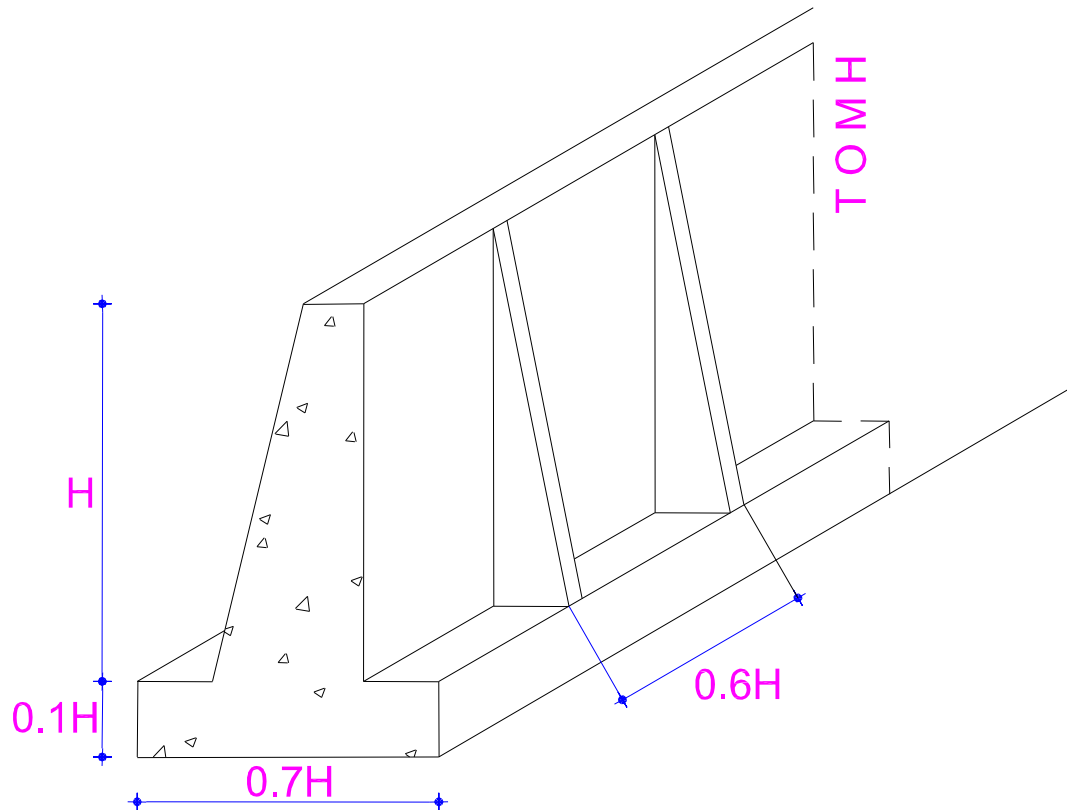
Ø Αντηριδωτοί τοίχοι :

Οι αντηριδωτοί τοίχοι κατασκευάζονται σε περίπτωση που το ύψος H των γαιών είναι τόσο μεγάλο που η λύση του άοπλου τοίχου είναι αντισυμβαλλόμενη.

Το ύψος των αντηριδωτών τοίχων ποικίλλει από 8 έως 12 μέτρα (m).

Οι αντηρίδες έχουν πάχος 20 cm

κατά ελάχιστο και τοποθετούνται ανά αποστάσεις 4- 5 μέτρα (m)



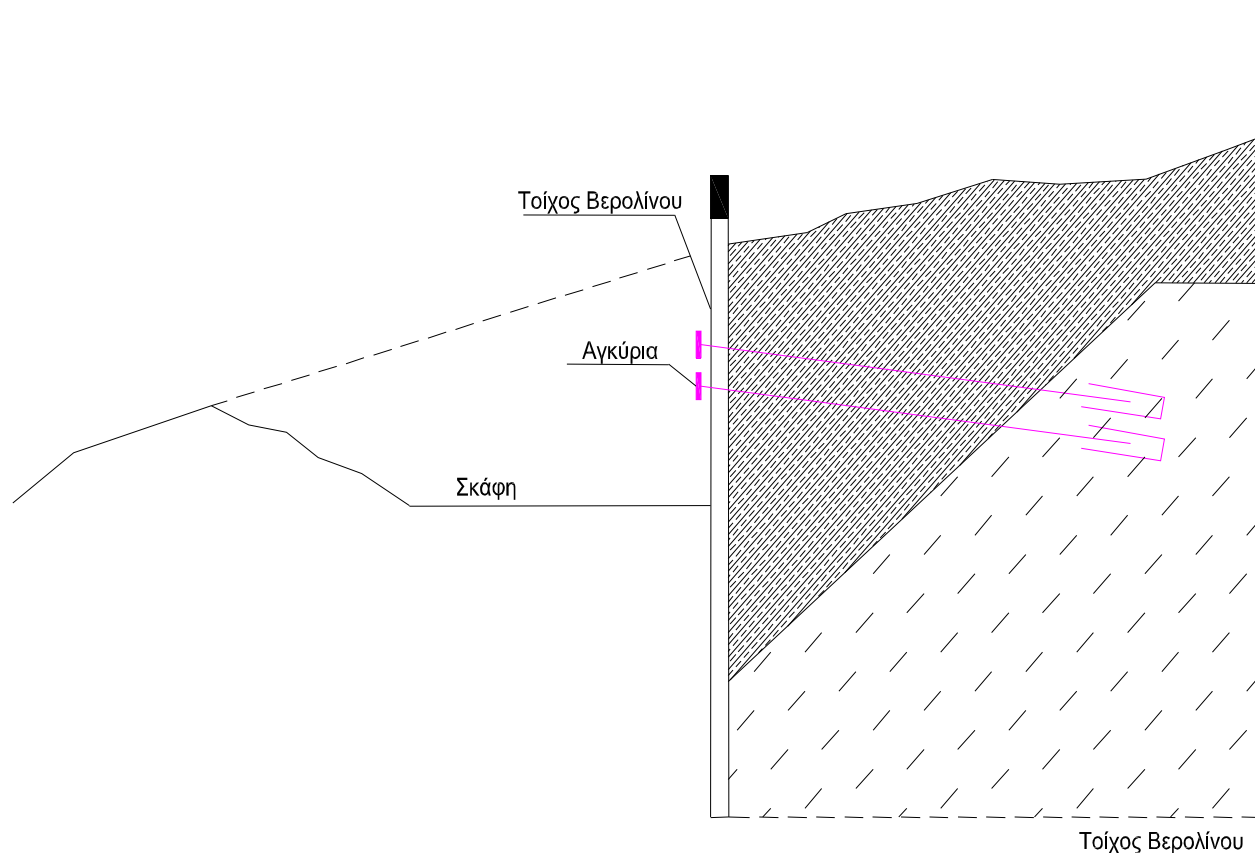
Σχήμα 1.7: Διαστασιολόγηση αντηριδωτού τοίχου

1. Τοίχοι Βερολίνου :

Οι τοίχοι Βερολίνου εφαρμόζονται σε έργα όπου η οποιαδήποτε εκσκαφή ανάντι του τοίχου, για λειτουργικούς λόγους ή λόγω κινδύνου κατολίσθησης, δεν είναι επιτρεπτή.

Είναι μια ειδική κατηγορία έργων αντιστήριξης που έχουν ευρεία εφαρμογή σε αστικές κατασκευές και στην οδοποιία.

Η λειτουργία τους, υπό μορφή κατακόρυφων πρόβλων είναι εντελώς ανάλογη με εκείνη των διαφραγμάτων σκυροδέματος από τα οποία ωστόσο υπερτερούν λόγω της απλότητας των μέσων εκσκαφής που χρησιμοποιούνται κατά την κατασκευή.



Σχήμα 1.8: Τοίχος Βερολίνου

Τα παραπάνω είναι μια γενική περιγραφή των έργων αντιστήριξης. Το αντικείμενο με το οποίο θα ασχοληθούμε ανήκει στην (1^η) κατηγορία των έργων αντιστήριξης και αφορά τους **Τοίχους Βαρύτητας** συνδυάζοντας χαρακτηριστικά της 2^{ης} κατηγορίας των **Τοίχων μορφής προβόλου**

Στην εργασία αυτή όπως αναλύεται στα παρακάτω κεφάλαια εξετάζουμε έναν άοπλο τοίχο αντιστήριξης μέσω της μεθόδου των **πεπερασμένων στοιχείων** με σκοπό την εύρεση των βέλτιστων διαστάσεων που να επιτυγχάνουν την οικονομία υλικών αλλά και ταυτόχρονα την αντοχή.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

"ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ - ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ":

Γενικά :

Η επιλογή των διαστάσεων ενός έργου αντιστήριξης είναι συνάρτηση της γεωμετρίας του προβλήματος, των γεωτεχνικών χαρακτηριστικών του φυσικού εδάφους και του υλικού επίχωσης καθώς και των συνθηκών υπόγειας υδροφορίας και της ενδεχόμενης επιφόρτισης.

Για τη διαστασιολόγηση ενός τοίχου αντιστήριξης ο μηχανικός πρέπει κατ' αρχας να υποθέσει κάποιες διαστάσεις (*προδιαστασιολόγηση*) και να ελέγξει την ευστάθεια του τοίχου. Αν τα αποτελέσματα δεν είναι τα επιθυμητά πρέπει να αλλάξει τις διαστάσεις και να επανελέγξει.

Ο υπολογισμός διαστάσεων ενός τοίχου αντιστήριξης είναι ένα πρόβλημα οριακής ισορροπίας για την αντιμετώπιση του οποίου έχουν προταθεί διάφορες μέθοδοι όπως :

- Rankine
- Coulomb
- Sokolovski
- Culmann

Οι έλεγχοι ευστάθειας στην παρούσα εργασία έχουν γίνει με εφαρμογή της μεθόδου Rankine (κεφ.4)

ΘΕΩΡΙΑ RANKINE (1857)

Βασική παραδοχή της μεθόδου είναι ότι δεν υπάρχει τριβή μεταξύ του τοίχου αντιστήριξης και του εδάφους και συνεπώς η διεύθυνση των κύριων τάσεων στη διεπιφάνεια του τοίχου – εδάφους, συμπίπτει με αυτή των ορθών τάσεων.

2.1. Ενεργητικές Ωθήσεις:

Για μη συνεκτικά εδάφη ($\gamma, \varphi \neq 0, c=0$)

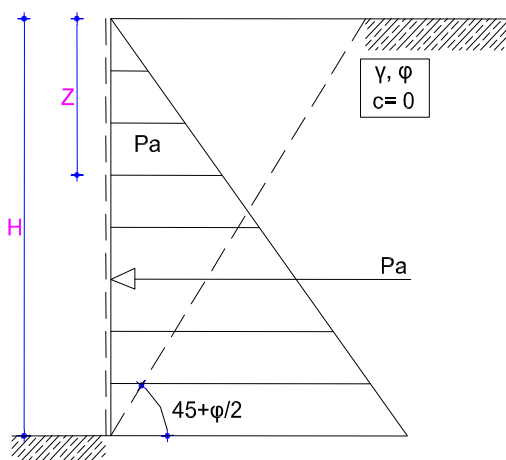
$$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_z, \text{ όπου } \sigma_z = \gamma \cdot z, \text{ άρα } \sigma_a = K_a \gamma \cdot z$$

Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων : $K_a = \frac{1 - \tan^2 \varphi}{1 + \tan^2 \varphi} = \varepsilon \varphi^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$

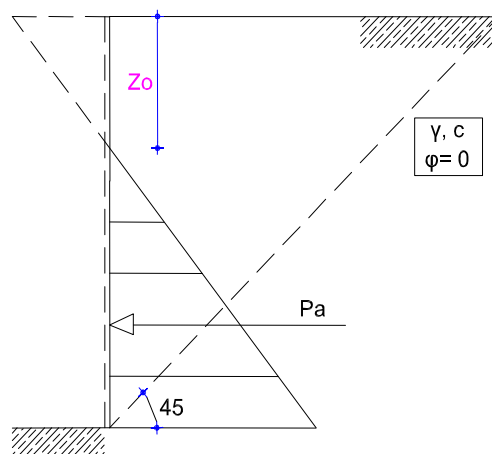
γ : ειδικό βάρος εδάφους

φ : γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους

c : συνοχή εδάφους



Σχήμα 2.1.1: Μη συνεκτικό έδαφος



Σχήμα 2.1.2: Μηδενικής εσωτερικής τριβής

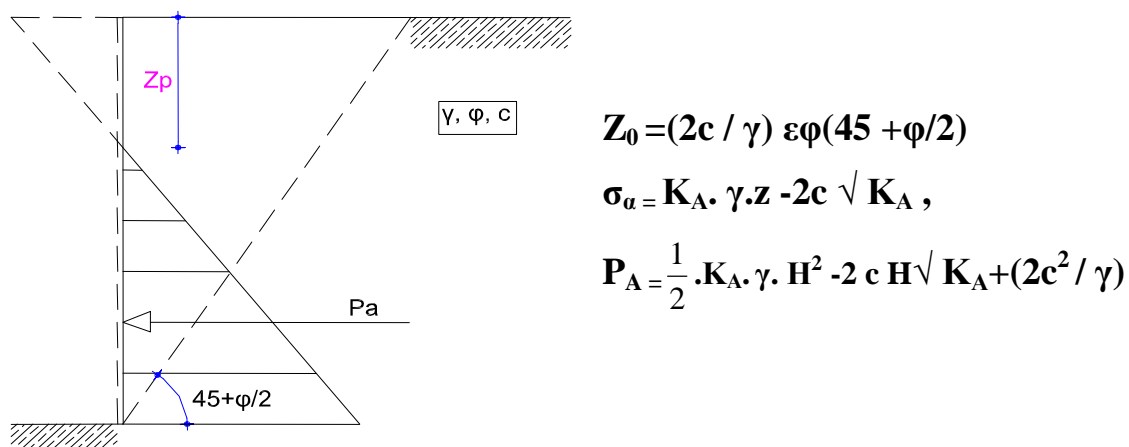
$$K_a = \frac{1 - \tan^2 \varphi}{1 + \tan^2 \varphi} = \varepsilon \varphi^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_a = K_a \cdot \gamma \cdot z, \quad P_A = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2$$

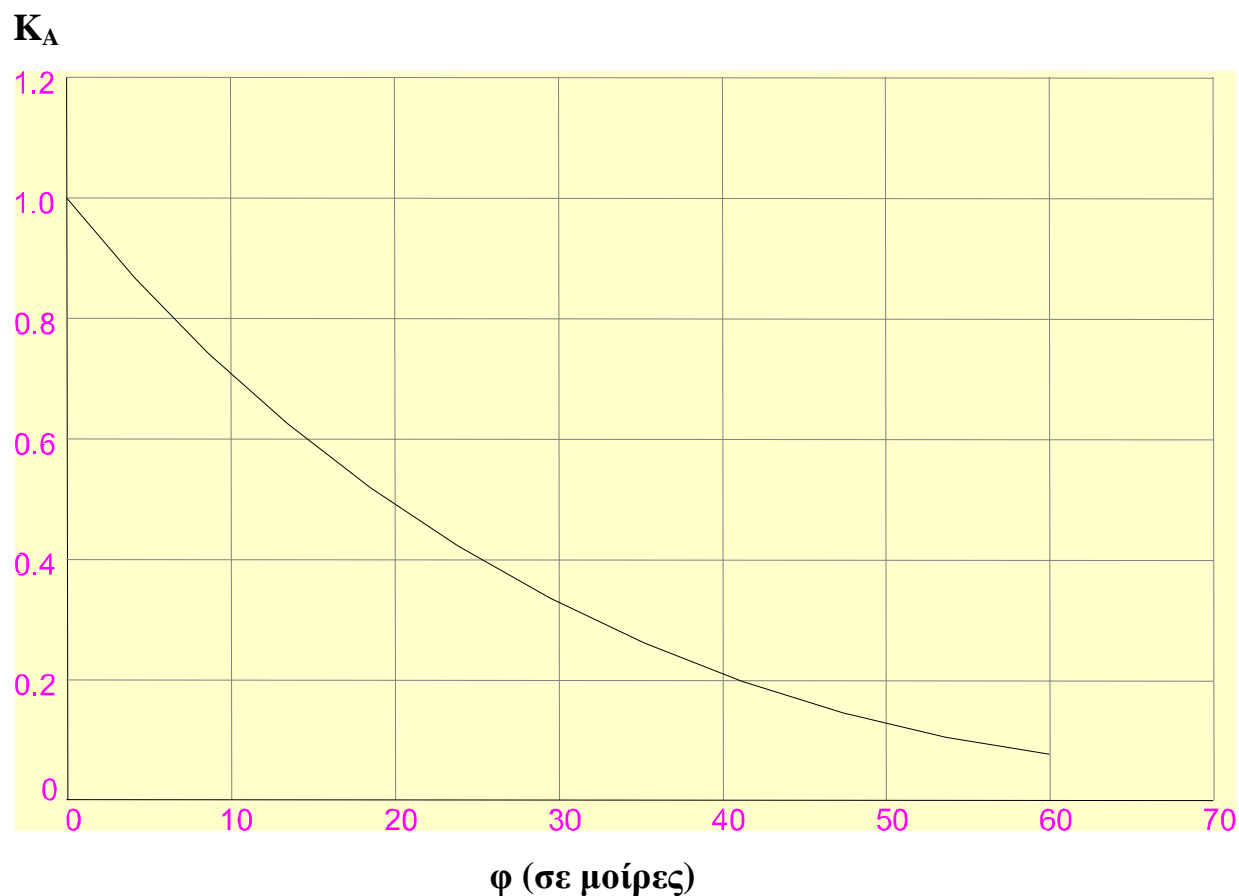
$$z_0 = 2c / \gamma$$

$$\sigma_a = \gamma \cdot z - 2c,$$

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 - 2cH + (2c^2 / \gamma)$$



Σχήμα 2.1.3: Συνεκτικό έδαφος

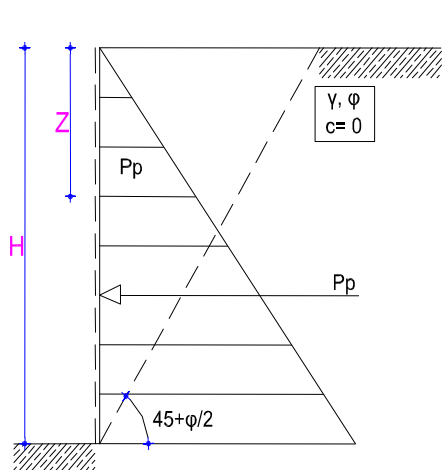


Σχήμα 2.1.4 : Διάγραμμα υπολογισμού συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων K_A για συνεκτικά εδάφη (επίπεδη επιφάνεια).

2.2. Παθητικές Ωθήσεις:

Ισχύει ότι στην περίπτωση των ενεργητικών ωθήσεων με τον συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων ν' αντικαθίσταται από αυτών των παθητικών ωθήσεων σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

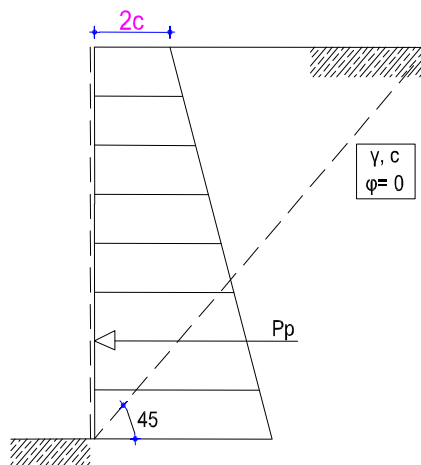
$$K_P = \frac{1 + hmf}{1 - hmf} = \epsilon \phi^2 (45 + \phi/2) = 1 / K_A$$



Σχήμα 2.2.1: Μη-συνεκτικό έδαφος

$$K_p = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \epsilon \phi^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right),$$

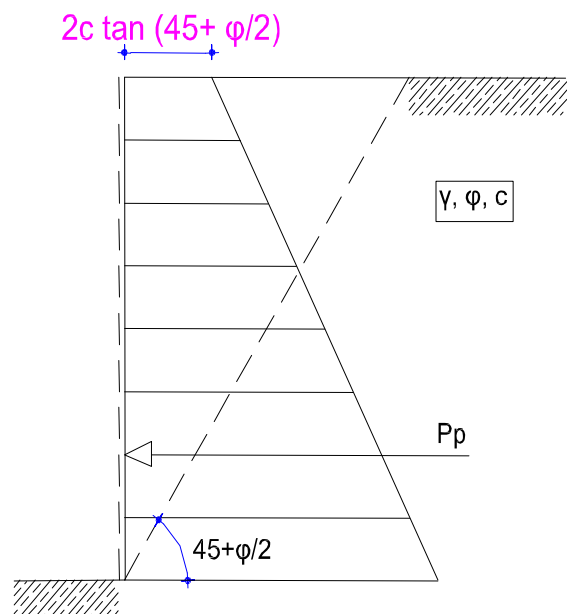
$$\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot z, \quad P_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2$$



Σχήμα 2.2.2: Μηδενικής εσωτερικής τριβής

$$\sigma_p = \gamma \cdot z - 2c,$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 - 2cH$$

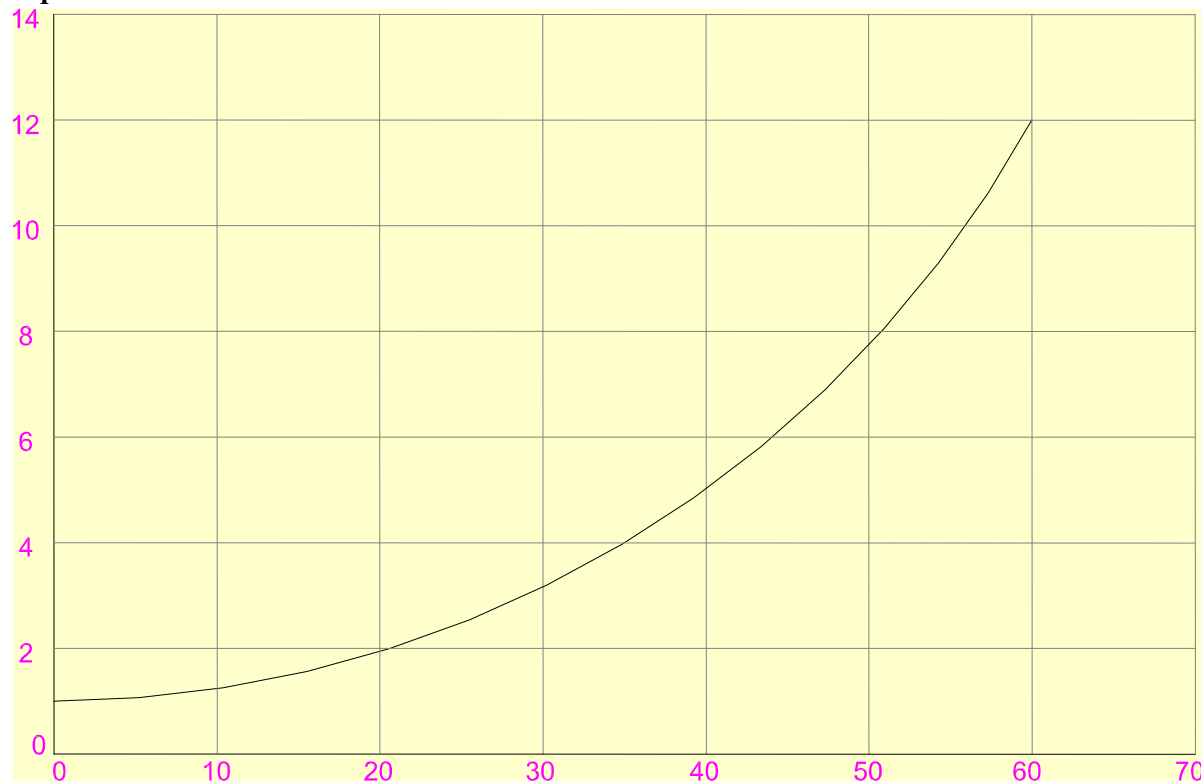


$$\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot z - 2c \sqrt{K_p},$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 K_p + 2c H \sqrt{K_p}$$

Σχήμα 2.2.3: Συνεκτικό έδαφος

K_p



ϕ (σε μοίρες)

Σχήμα 2.2.4: Διάγραμμα υπολογισμού συντελεστή παθητικών ωθήσεων K_p για συνεκτικά εδάφη (επίπεδη επιφάνεια).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

"Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ "

- 3.1 Εισαγωγή:

Τα πεπερασμένα στοιχεία είναι μια από τις αριθμητικές μεθόδους που χρησιμοποιεί η υπολογιστική μηχανή για να προσομοιώσει τα φυσικά προβλήματα. Ως μέθοδος είναι αρκετά παλιά, αναπτύχθηκε στην δεκαετία του 50-. Στα χρόνια που ακολούθησαν μέχρι και σήμερα η μέθοδος εξελίχθηκε πάρα πολύ παράλληλα με την εξέλιξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών. Η μέθοδος από τη φύση της είναι πολύ "δαπανηρή" σε πόρους ηλεκτρονικού υπολογιστή . Όταν παρουσιάστηκε, οι υπολογιστές της εποχής εκείνης είχαν πολύ μικρές δυνατότητες. Οι σημερινοί (προσωπικοί) υπολογιστές έχουν πολλαπλάσιες δυνατότητες από τους υπολογιστές εκείνης της εποχής.

Η εξέλιξη αυτή στους υπολογιστές δεν άλλαξε μόνο το μέγεθος των προβλημάτων που μπορούν να επιλυθούν, αλλά και τις μεθοδολογίες που ακολουθούνται και το εύρος και την πολυπλοκότητα των προβλημάτων που μπορούν να επιλυθούν.

Για παράδειγμα, ένας υπολογιστής της δεκαετίας του 70 μπορούσε να λύσει προβλήματα της τάξης των 90-120 κόμβων με 30-40 στοιχεία.

Ένας σύγχρονος υπολογιστής μπορεί να λύσει εύκολα προβλήματα της τάξης των $50-60 \times 10^3$ κόμβων με $8-10 \times 10^3$ στοιχεία. Όμως όπως ήδη αναφέρθηκε υπάρχουν πιο ριζικές αλλαγές:

Ενώ παλαιότερα τα προβλήματα λύνονταν στις 2 διαστάσεις κάνοντας απλοποιητικές παραδοχές, τώρα μπορούμε να λύσουμε το πρόβλημα όπως είναι στη φύση(στις 3 διαστάσεις). Ακόμα μπορούμε να χρησιμοποιούμε πιο πολύπλοκα μοντέλα για την περιγραφή των υλικών:

Ενώ αρχικά η μέθοδος επίλυε προβλήματα θεωρώντας τα υλικά με γραμμική συμπεριφορά (ελαστική), τώρα μπορούν να χρησιμοποιηθούν πολύ πιο σύνθετα μοντέλα λαμβάνοντας υπ'οψιν πλαστικότητα, ρεολογία κ.α.

Όλα αυτά είναι δυνατόν να εφαρμοστούν γιατί έχουμε πια την απαραίτητη υπολογιστική ισχύ. Ενώ η γνώση για να επιλυθούν αυτά τα προβλήματα υπήρχε και παλαιότερα, ήταν αδύνατη η εφαρμογή της.

- **3.2 Η ιστορία των πεπερασμένων στοιχείων :**

Το **1909** ο Γερμανός μαθηματικός Ritz ανέπτυξε τις αρχές της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.

Το **1915** ο Ρώσος μαθηματικός Galerkin ανέπτυξε σε βάθος την θεωρία των πεπερασμένων στοιχείων. Η απουσία του ηλεκτρονικού υπολογιστή, όπως αναφέραμε και παραπάνω, καθυστέρησε τη διάδοση και περαιτέρω ανάπτυξη της μεθόδου και παρέμεινε στάσιμη μέχρι της ανακαλύψεως του υπολογιστή. Με τον υπολογιστή η μέθοδος έγινε γνωστή και διαδόθηκε στους ερευνητές.

Η ιδέα της ανάπτυξης της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων γεννήθηκε στην αεροναυπηγική από την ανάγκη της εύρεσης λύσης στα δύσκολα προβλήματα που αντιμετώπιζαν στην κατασκευή των αεροσκαφών.

Το **1941** ο Hrenikoff εισήγαγε την μέθοδο του πλαισίου (framework method) με την οποία ένα επίπεδο ελαστικό μέσο μπορούσε να αντικατασταθεί με ένα ισοδύναμο σύστημα ράβδων και δοκών.

Το **1943** ο Γερμανός μαθηματικός Courant έλυσε το πρόβλημα της στρέψης χρησιμοποιώντας τριγωνικά στοιχεία με την αρχή της ελάχιστης δυναμικής ενέργειας (minimum potential energy) και την ονόμασε Rayleigh- Ritz μέθοδο.

Επειδή τότε δεν υπήρχαν ηλεκτρονικοί υπολογιστές, η θεωρία του Courant δεν μπορούσε να εφαρμοσθεί και ξεχάστηκε μέχρι που ανακαλύφθηκε ο υπολογιστής και οι επιστήμονες θεμελίωσαν ξανά τη μέθοδο.

Το **1955** ο Έλληνας Ι. Αργύρης έγραψε ένα βιβλίο με θέμα "Ενεργειακά θεωρήματα και η μέθοδος των μητρώων" και εισήγαγε τις αρχές των πεπερασμένων στοιχείων.

Το **1956** οι Αμερικανοί Turner, Glough, Martin και Top υπολόγισαν το μητρώο δυσκαμψίας της ράβδου και άλλων στοιχείων.

Το **1960** ο I. Αργύρης και ο Kelsey δημοσίευσαν την εργασία τους η οποία βασιζόταν στις αρχές των πεπερασμένων στοιχείων.

Το **1960** ο Glough καθηγητής του πανεπιστημίου "University of California, Berkeley" της Αμερικής, χρησιμοποίησε για πρώτη φορά το όνομα "Πεπερασμένα Στοιχεία" (**Finite elements**) στην εργασία του και από τότε όλοι χρησιμοποιούν την παραπάνω ονομασία.

Το **1967** οι Zienkiewicz και Chung έγραψαν το πρώτο βιβλίο των πεπερασμένων στοιχείων.

Από τότε ένας μεγάλος αριθμός δημοσιεύσεων και βιβλίων ακολούθησε με αντικείμενο την εφαρμογή των πεπερασμένων στοιχείων στη μηχανική, στα ρευστά, τη θερμότητα, την ακουστική, την κατεργασία των μετάλλων, τον ηλεκτρισμό και ηλεκτρομαγνητισμό και σε πολλές άλλες επιστήμες.

- 3.3 Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων :

Στη δεκαετία του 1950 οι αεροναυπηγοί βρέθηκαν μπροστά στην ιδιαίτερα πιεστική ανάγκη να βρουν μεθόδους υπολογισμού των αεροναυπηγικών κατασκευών που την εποχή εκείνη είχαν αρχίσει να αναπτύσσονται ραγδαία. Έτσι στα μέσα της δεκαετίας του 1950 ανέπτυξαν ιδέες που μπορούν να θεωρηθούν οι προπομποί της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.

Σύμφωνα με τις ιδέες αυτές η κατασκευή **χωρίζεται** σε μικρότερα τμήματα-στοιχεία που συνδέονται μεταξύ τους με κόμβους.

Η πρώτη δημοσίευση πάνω στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και μάλιστα σε αρκετά γενική μορφή, έγινε από το διάσημο μαθηματικό Courant το 1940. Όμως η εργασία αυτή πέρασε απαρατήρητη από τους μαθηματικούς και δεν έγινε γνωστή στους μηχανικούς που ανακάλυψαν ξανά και θεμελίωσαν τη μέθοδο. Το 1967, όταν δημοσιεύτηκε η πρώτη έκδοση του βιβλίου του Zienkiewicz πάνω στα πεπερασμένα στοιχεία, αρχίζουν να ασχολούνται ουσιαστικά οι μαθηματικοί με τη μέθοδο.

Τα πεπερασμένα στοιχεία έχουν θεμελιωθεί μαθηματικά και αποτελούν μια ιδιαίτερα ισχυρή μέθοδο της αριθμητικής ανάλυσης για την επίλυση οριακών προβλημάτων.

Τα πεπερασμένα στοιχεία αποτελούν επέκταση της μητρικής ανάλυσης κατασκευών στις μη ραβδωτές, δηλαδή τις "**ολόσωμες**" κατασκευές. Η κατασκευή υποδιαιρείται και πάλι σε στοιχεία μόνο που εδώ η υποδιαίρεση είναι πιο σύνθετη διαδικασία. Τα στοιχεία εξακολουθούν να είναι από το ίδιο υλικό η σύνδεση όμως μεταξύ τους γίνεται σε ένα αριθμό διακριτών σημείων, τους κόμβους. Για να αποκτήσουμε την ακριβή λύση πρέπει το μέγεθος των στοιχείων να γίνει απειροστό. **Αν το μέγεθος των στοιχείων είναι πεπερασμένο τα αποτελέσματα θα είναι προσεγγιστικά θα περιέχουν δηλαδή κάποιο σφάλμα που θα γίνεται μικρότερο όσο το μέγεθος των στοιχείων μειώνεται.** Όμως η αύξηση των στοιχείων προκαλεί και αύξηση του αριθμού των προσδιοριστέων κομβικών παραμέτρων. Μια τέτοια αύξηση εκτός

ότι μπορεί να προσκρούσει σε πρακτικά προβλήματα, προκαλεί και αύξηση του κόστους (δηλαδή του χρόνου επεξεργασίας του προβλήματος στον υπολογιστή). **Έτσι αντί να καταφεύγουμε σε μια ομοιόμορφη μείωση του μεγέθους των στοιχείων πραγματοποιούμε μια συμπύκνωση των στοιχείων στις περιοχές όπου έχουμε ραγδαίες μεταβολές των τάσεων.**

Με τον τρόπο αυτό καταφέρνουμε να βρίσκουμε ικανοποιητικά αποτελέσματα χωρίς ένα εξεζητημένο κόστος.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων έχει παύσει από καιρό να αποτελεί μια απλή προέκταση της μητρικής ανάλυσης των κατασκευών και είναι μια προσεγγιστική μέθοδος που στηρίζεται στη μέθοδο των μεταβολών. Αυτό επιτρέπει μεγαλύτερη ευελιξία στη μέθοδο.

- **3.4 Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων με το μοντέλο των μετατοπίσεων :**

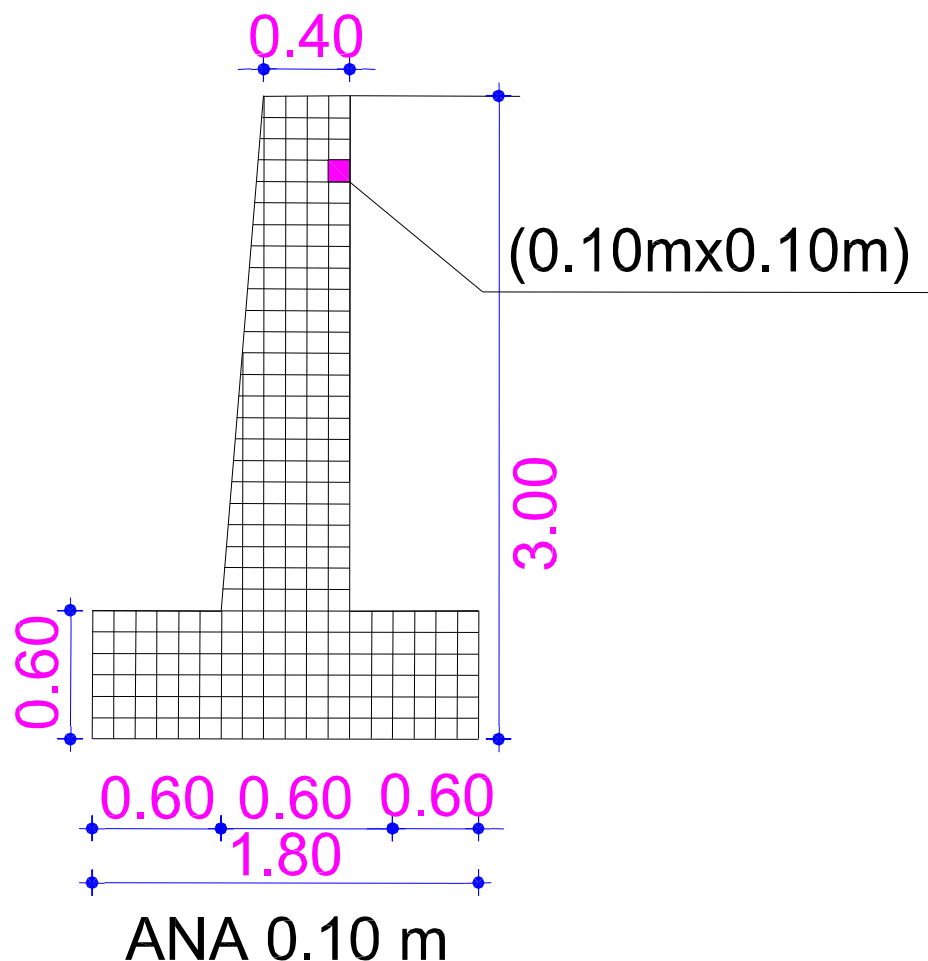
Τα πεπερασμένα στοιχεία παρουσιάζουν αναλογίες στην ανάπτυξη τους με τη μητρική ανάλυση των κατασκευών. Τα βήματα που εφαρμόζουμε είναι πέντε (5) και είναι τα εξής :

(i) Διακεκριμενοποίηση της κατασκευής :

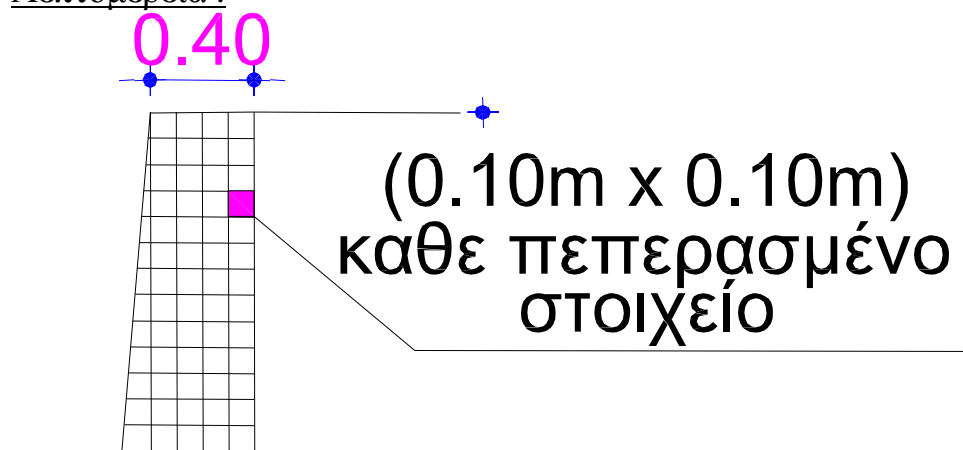
Η διακεκριμενοποίηση ενός φορέα σε πεπερασμένα στοιχεία είναι μια διαδικασία κατά την οποία κρίνεται η ικανότητα ενός μηχανικού να αποφασίζει για τον αριθμό, το σχήμα, το μέγεθος και τη διάταξη των στοιχείων που θα χρησιμοποιήσει ούτως ώστε ο φορέας να αναπαρασταθεί όσο το δυνατόν με μεγαλύτερη ακρίβεια.

Ο αρχικός σκοπός είναι πάντα η διακεκριμενοποίηση να γίνεται κατά τέτοιο τρόπο που το σώμα να διαιρείται σε αρκετά μικρά στοιχεία ώστε το μοντέλο των μετατοπίσεων που θα χρησιμοποιηθεί να μπορεί να προσεγγίσει όσο το δυνατόν καλύτερα την πραγματικότητα. Από την άλλη μεριά όμως πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι όσο καλύτερη γίνεται η υποδιαίρεση τόσο μεγαλύτερος κόπος απαιτείται.

Διακεκριμενοποίηση(1) του φορέα που επιλύεται στα επόμενα κεφάλαια :

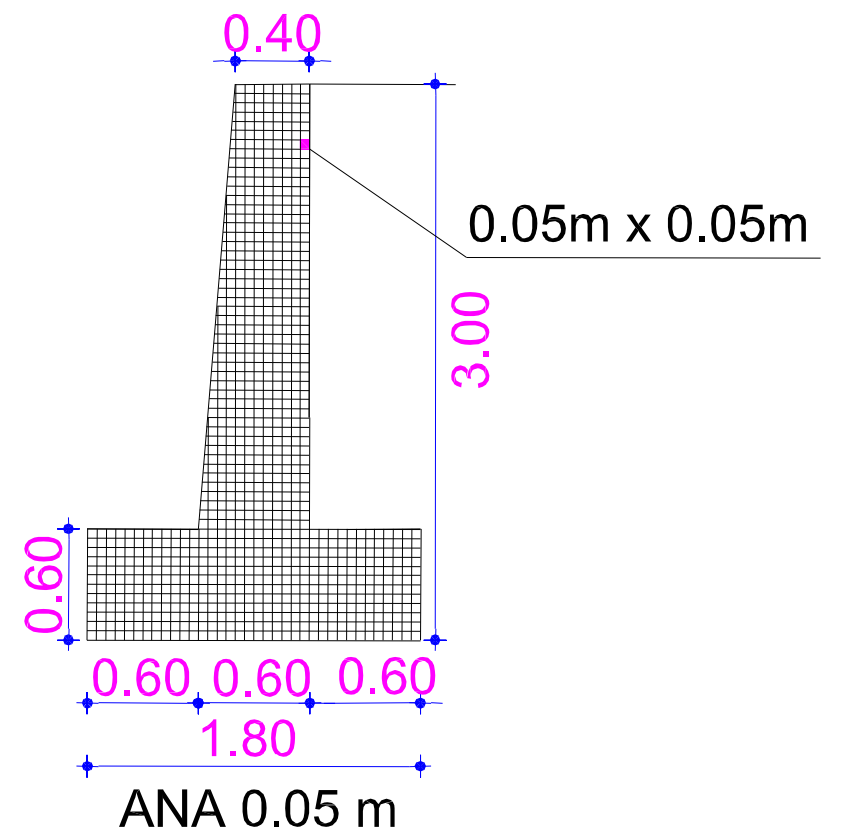


Λεπτομέρεια :

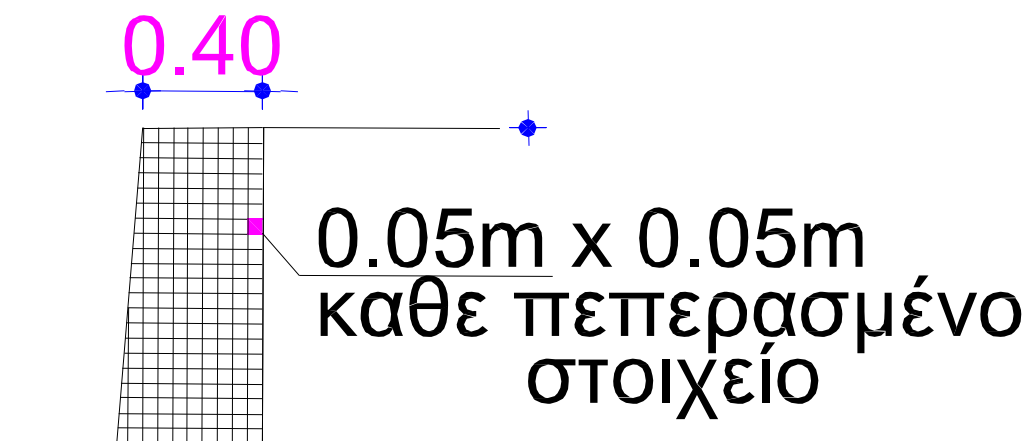


Σχήμα 3.4.1 : Διακεκριμενοποίηση 1^η

Διακεκριμενοποίηση (2) του φορέα που επιλύεται στα επόμενα κεφάλαια :



Λεπτομέρεια :



Σχήμα 3.4.2 : Διακεκριμενοποίηση 2^η

(ii) Υπολογισμός του μητρώου ακαμψίας του στοιχείου :

Κάθε πεπερασμένο στοιχείο δεν παύει να έχει την ίδια ελαστική συμπεριφορά με το αρχικό σώμα και να υπόκειται στις ίδιες καταστατικές εξισώσεις. Το κέρδος από αυτή την υποδιαίρεση του σώματος είναι ότι τα πεπερασμένα στοιχεία έχουν πολύ μικρό (πεπερασμένο) μέγεθος και απλούστερη μορφή. Βέβαια αυτές οι ιδιότητες του στοιχείου δεν μας επιτρέπουν να βρούμε αναλυτικές λύσεις που να δίνουν την ένταση σε κάποιο σημείο του στοιχείου με τη βοήθεια κάποιων κομβικών παραμέτρων. Επόμενο βέβαια είναι ότι δεν υπάρχει συνακόλουθη σχέση που να συνδέει αυτές τις κομβικές παραμέτρους με τις αντίστοιχες κομβικές δυνάμεις, δηλαδή το μητρώο ακαμψίας των στοιχείων. Αυτό είναι και το σημείο το οποίο εμφανίζεται η διαφορά μεταξύ πεπερασμένων στοιχείων και μητρωϊκής ανάλυσης των κατασκευών. Χρειάζεται λοιπόν να εισαχθούν δύο βοηθητικά στάδια στη διαδικασία των πεπερασμένων στοιχείων. Στα στάδια αυτά **α)** αναζητείται μια σχέση που να συνδέει τις μετατοπίσεις με τις κομβικές παραμέτρους, **β)** υπολογίζεται με εφαρμογή της αρχής των δυνατών έργων το μητρώο ακαμψίας του στοιχείου.

(iia) Προσδιορισμός των μετατοπίσεων σε κάθε στοιχείο **

(iib) Εφαρμογή της αρχής των δυνατών έργων για τον υπολογισμό των κομβικών φορτίων και του μητρώου ακαμψίας του στοιχείου. **

(iii) Διαμόρφωση του τελικού συστήματος ακαμψίας:

Το τελικό σύστημα ακαμψίας είναι δυνατόν να προκύψει, όπως και στη μητρωϊκή ανάλυση των κατασκευών με ισορροπία του κάθε κόμβου. Όμως η διαδικασία αυτή δεν έχει εφαρμογή όταν υπάρχουν εσωτερικοί κόμβοι. Για αυτό καταφεύγουμε σε μια εφαρμογή της αρχής των δυνατών έργων σε όλο το σώμα.

(iv) Επίλυση του συστήματος ακαμψίας:

Το σύστημα ακαμψίας που βρίσκουμε με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων έχει τις ίδιες ιδιότητες με το σύστημα που βρίσκουμε από τη μητρωϊκή ανάλυση κατασκευών. Άρα η επίλυση ακολουθεί τα ίδια βήματα με την μητρωϊκή ανάλυση των κατασκευών.

(v) Υπολογισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών:

Γνωρίζοντας τις κομβικές μετατοπίσεις μπορούμε να βρούμε τις μετατοπίσεις σε κάθε σημείο ενός στοιχείου της κατασκευής. Κατά συνέπεια εύκολα υπολογίζονται και οι παραμορφώσεις και οι τάσεις. Φυσικά το πιο ενδιαφέρον από αυτά είναι οι τάσεις. Εδώ αξίζει να τονίσουμε ότι με το μοντέλο των μετατοπίσεων εξασφαλίζουμε τη συνέχεια των μετατοπίσεων από στοιχείο σε στοιχείο. Δεν εξασφαλίζουμε όμως τη συνέχεια των τάσεων. Άρα οι τάσεις που προκύπτουν από τις παραμορφώσεις χρειάζονται κάποια εξομάλυνση προκειμένου να προσδιοριστεί ένα ομαλό εντατικό πεδίο στην κατασκευή.

(*για περισσότερες λεπτομέρειες βλέπε Τσαμασφύρος,Γ.: "Η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων" ΠασχάληςΚ. Γκότσης: "Πεπερασμένα Στοιχεία"

3.5 Κάναβος:

Ο απλούστερος κάναβος που μπορεί να κατασκευασθεί είναι ένας κάναβος εντελώς κανονικός, δηλαδή ένας κάναβος που τα στοιχεία του έχουν το ίδιο μέγεθος παντού. Αλλά ένας τέτοιος κάναβος συνήθως δεν προσφέρεται γιατί στα περισσότερα προβλήματα υπάρχουν περιοχές όπου εμφανίζονται σημαντικές τάσεις ή μετατοπίσεις.

Απαραίτητη προϋπόθεση για να έχουμε μια καλή προσέγγιση ενός ιδιόμορφου πεδίου είναι να χρησιμοποιηθεί ένας πιο πυκνός κάναβος ιδιαίτερα στην περιοχή γύρω από την ιδιομορφία.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

"ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΟΡΦΗΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ :

ΕΠΙΛΟΓΗ ΑΡΧΙΚΩΝ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ- ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΝΑΤΡΟΠΗ & ΟΛΙΣΘΗΣΗ"

4.1 Όπως έχουμε αναφέρει και παραπάνω, σκοπός της εργασίας μας είναι η εύρεση των βέλτιστων διαστάσεων ενός τοίχου αντιστήριξης που να συνδυάζει την οικονομία αλλά και την αντοχή. Στο σχήμα 4.1 φαίνονται τα εαφικά χαρακτηριστικά του προβλήματος που εξετάστηκε. Συγκεκριμένα το αντιστηριζόμενο έδαφος έχει :

$$\S \quad \gamma : \text{ειδικό βάρος εδάφους} = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\S \quad \varphi : \text{γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους} = 38^\circ$$

$$\S \quad c : \text{συνοχή εδάφους} = 0$$

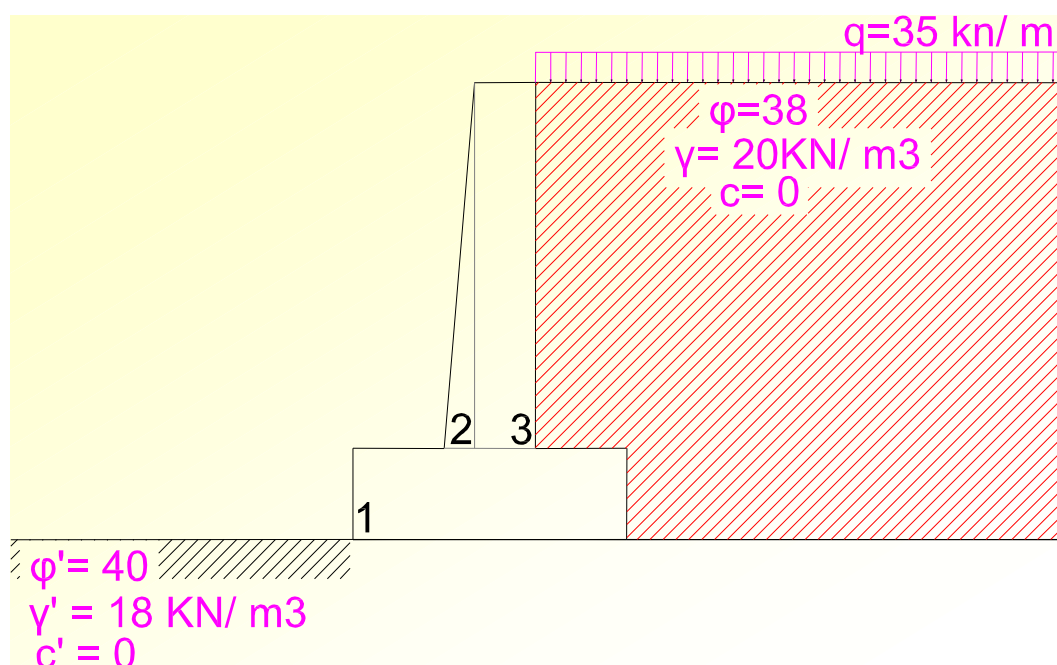
$$\S \quad q : \text{επιφόρτιση} = 35 \text{ KN/m}$$

ενώ το φυσικό έδαφος έχει :

$$\S \quad \gamma' = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\S \quad \varphi' = 40^\circ$$

$$\S \quad c' = 0$$



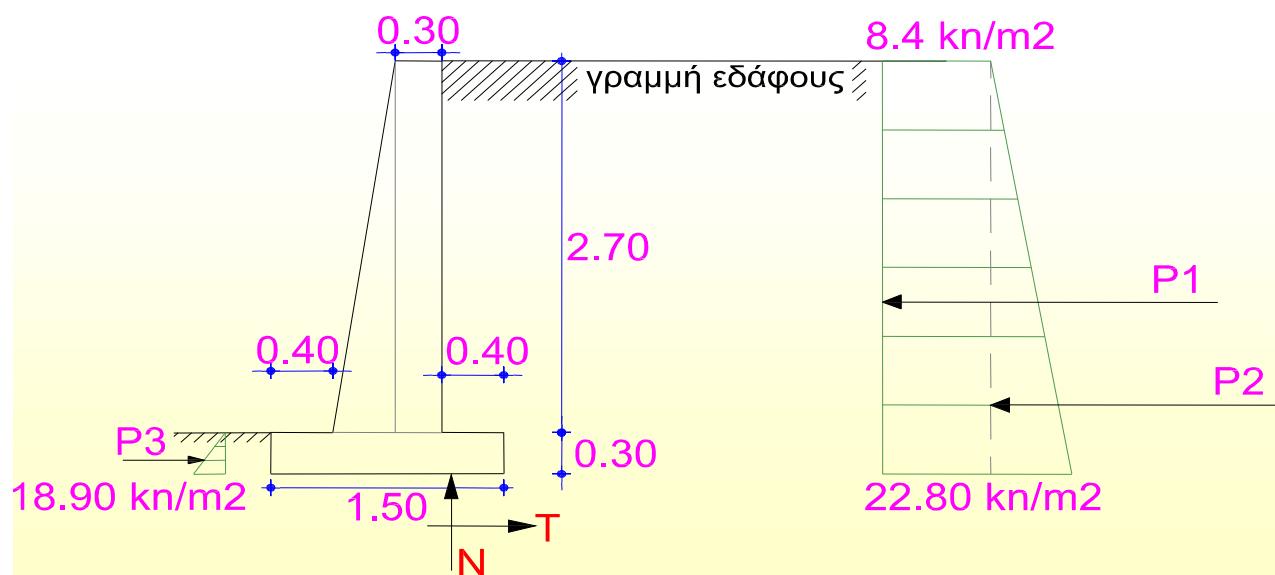
Σχήμα 4.1: Εδαφικά χαρακτηριστικά εδάφους

Το ύψος του τοίχου αντιστήριξης είναι 3.00m, ενώ υπάρχει και επιφόρτιση 35KN/m στο αντιστηριζόμενο έδαφος.

Οι απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας σε ολίσθηση και ανατροπή είναι **2.00**.

Στη συνέχεια περιγράφεται η διαδικασία επιλογής των διαστάσεων του τοίχου βαρύτητας έτσι ώστε να πληρούνται οριακά οι συντελεστές ασφαλείας, με στόχο πάντα τη μέγιστη εξοικονόμηση υλικού.

4.2. 1^η επιλογή διαστάσεων:



Σχήμα 4.2 : 1^η επιλογή διαστάσεων & διαγράμματα τάσεων

• Διάγραμμα τάσεων

Ενεργητικές Ωθήσεις : (Για $\varphi = 38^\circ$, $K_a = 0.24$)

- $\sigma_a = K_a * \sigma_z$ όπου $\sigma_z = \gamma * z + q$

για $z = 0\text{m}$,

$$\sigma_z = \gamma * z + q = 20 \text{ KN/ m}^3 * 0 + 35 \text{ KN/ m}^2 = 35 \text{ KN/ m}^2$$

Άρα , $\sigma_a = 0.24 * 35 \text{ KN/ m} = 8.4 \text{ KN/ m}^2$

$$\sigma_a = 8.4 \text{ KN/ m}^2$$

για $z = 3\text{m}$,

$$\sigma_z = \gamma * z + q = 20 \text{ KN/ m}^3 * 3\text{m} + 35 \text{ KN/ m}^2 = 95 \text{ KN/ m}^2$$

Άρα , $\sigma_a = 0.24 * 95 \text{ KN/ m} = 22.8 \text{ KN/ m}^2$

$$\sigma_a = 22.8 \text{ KN/ m}^2$$

Παθητικές Ωθήσεις (αριστερά του θεμελίου):

(Για $\varphi' = 40^\circ$, $K_p = 4.30$)

- $\sigma_p = K_p * \gamma * z$

για $z = 0\text{m}$,

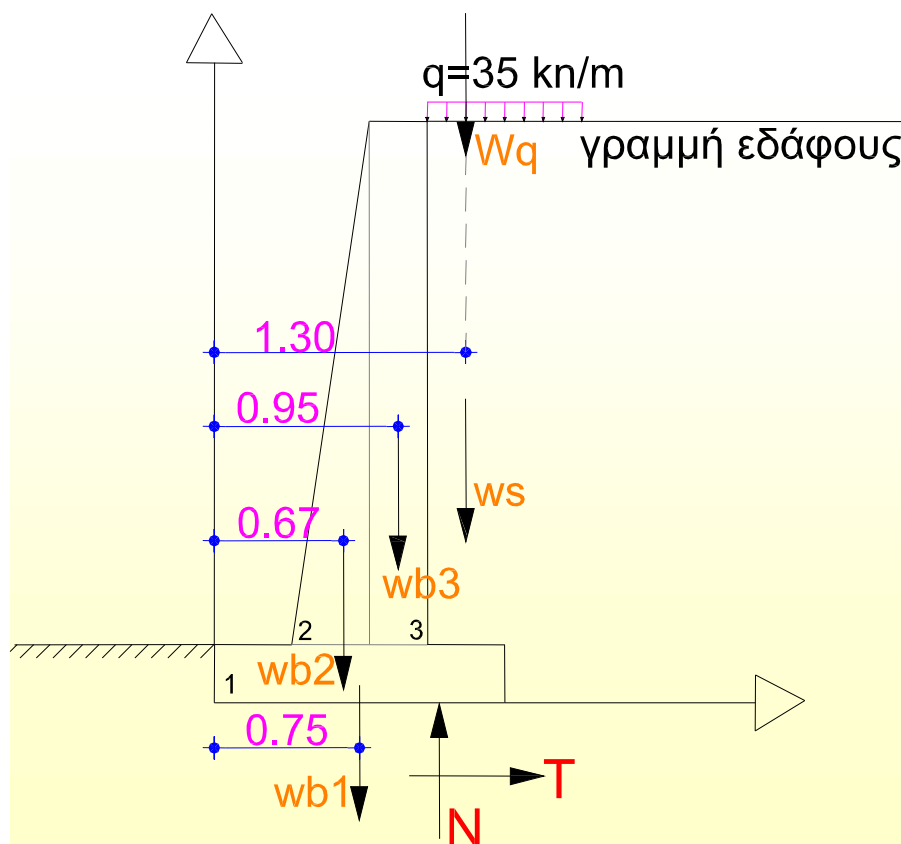
$$\sigma_p = 4.30 * 18 \text{ KN/m}^3 * 0\text{m} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_p = 0 \text{ KN/m}^2$$

για $z = 0.30\text{m}$,

$$\sigma_p = 4.30 * 18 \text{ KN/m}^3 * 0.30\text{m} = 18.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_p = 18.90 \text{ KN/m}^2$$



Σχήμα 4.2.1: 1^η επιλογή διαστάσεων- αποστάσεις από αρχή- Βάρη

Αποστάσεις από αρχή των αξόνων:

- $W_{b1} = 1/2 * 1.5\text{m} = 0.75\text{m}$

$$W_{b2} = 2/3 * 0.4\text{m} + 0.4\text{m} = 0.67\text{m}$$

$$W_{b3} = 1/2 * 0.3\text{m} + 0.4\text{m} + 0.4\text{m} = 0.95\text{m}$$

$$W_s, W_q = 1/2 * 0.4\text{m} + 0.3\text{m} + 0.4\text{m} + 0.4\text{m} = 1.30\text{m}$$

Βάρη:

- $W_{b1} = 0.3\text{m} * 1.50\text{m} * 24\text{KN/m}^3 * 1\text{m} = \mathbf{10.80\text{ KN}}$
- $W_{b2} = 1/2 * 0.4\text{m} * 2.70\text{m} * 24\text{KN/m}^3 * 1\text{m} = \mathbf{12.96\text{ KN}}$
- $W_{b3} = 0.3\text{m} * 2.70\text{m} * 24\text{KN/m}^3 * 1\text{m} = \mathbf{19.44\text{ KN}}$
- $W_s = 0.4\text{m} * 2.70\text{m} * 20\text{KN/m}^3 * 1\text{m} = \mathbf{21.60\text{ KN}}$
- $W_q = 35\text{ KN/m} * 0.4\text{m} = \mathbf{14\text{ KN}}$

Συνολική κατακόρυφη δύναμη :

- $N = W_{b1} + W_{b2} + W_{b3} + W_s + W$
- $N = 10.80\text{ KN} + 12.96\text{ KN} + 19.44\text{ KN} + 21.60\text{ KN} + 14\text{ KN}$
- $N = \mathbf{78.80\text{ KN}}$

Ενεργητικές & παθητικές ωθήσεις:

- $P_1 = 8.4\text{KN/m}^2 * 3.00\text{m} * 1\text{m} = \mathbf{25.2\text{ KN}}$
- $P_2 = 1/2 * (22.8\text{ KN/m}^2 - 8.4\text{ KN/m}^2) * 3.00\text{m} * 1\text{m} = \mathbf{21.60\text{KN}}$
- $P_3 = 1/2 * 18.9\text{ KN/m}^2 * 0.3\text{m} * 1\text{m} = \mathbf{2.84\text{ KN}}$

Δύναμη τριβής στην διεπιφάνεια θεμελίου εδάφους :

- $T = N * \tan \delta$ όπου $\delta = 34.3^\circ$
- $f_\phi = 0.98 \rightarrow \delta / \phi = 0.98 \rightarrow \delta = 0.98 * 35^\circ \rightarrow \delta = 34.3^\circ$, (για f_ϕ βλέπε σελ.104)
- $T = 78.80\text{ KN} * \tan 34.3$
- $T = \mathbf{53.75\text{ KN}}$

Έλεγχος Ολίσθησης:

$$SF_{ολ} = \frac{T + P3}{P1 + P2} = \frac{53.75 + 2.84}{25.2 + 21.6} = \mathbf{1.20 < 2.00} \text{ (μη αποδεκτή λύση)}$$

Έλεγχος Ανατροπής:

$$SF_{αν} = \frac{ME}{MA} = \frac{81.53}{59.40} = \mathbf{1.40 < 2.00} \text{ (μη αποδεκτή λύση)}$$

όπου, ροπή ευστάθειας :

$$M_E = W_{b1} * 0.75 + W_{b2} * 0.67 + W_{b3} * 0.95 + W_s * 1.30 + W * 1.30$$

$$M_E = 10.8 * 0.75 + 12.96 * 0.67 + 19.44 * 0.95 + 21.60 * 1.30 + 14 * 1.30$$

$$M_E = \mathbf{81.53\text{ KNm}}$$

και ροπή ανατροπής:

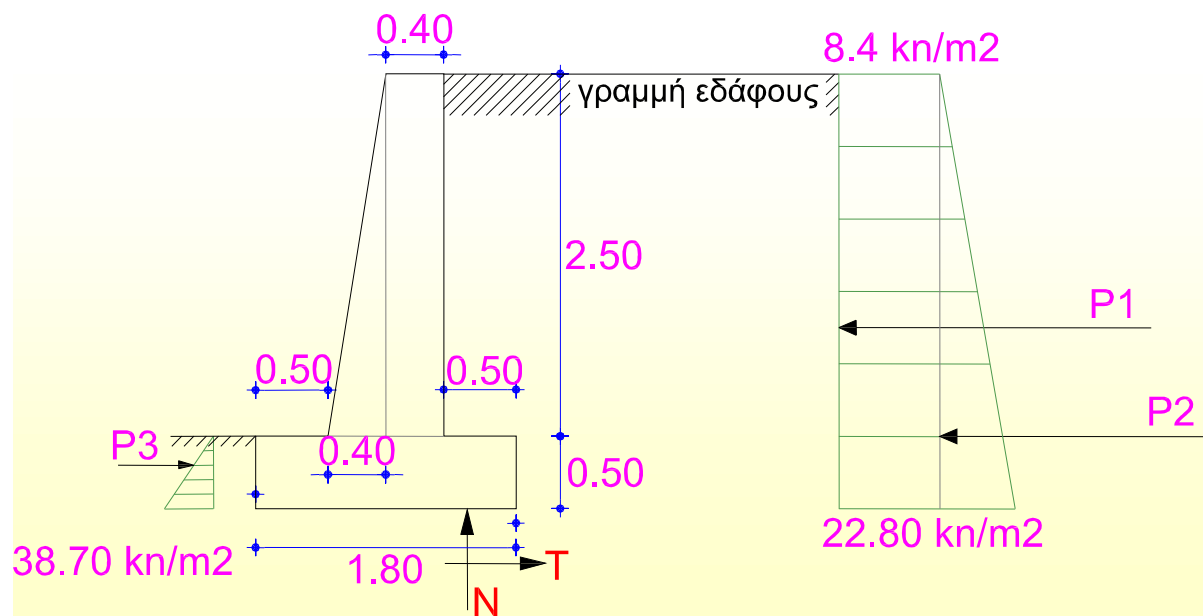
$$M_A = P_1 * 1.5\text{m} + P_2 * \frac{1}{3} * 3.00\text{m}$$

$$M_A = 25.2 * 1.5\text{m} + 21.6 * 3.00\text{m}$$

$$M_A = 59.4 \text{ KNm}$$

Άρα χρειάζεται αλλαγή διαστάσεων του τοίχου αντιστήριξης

4.3 2^η επιλογή διαστάσεων:



Σχήμα 4.3: 2^η επιλογή διαστάσεων

• Διάγραμμα τάσεων

Ενεργητικές Ωθήσεις : (Για $\varphi = 38^\circ$, $K_\alpha = 0.24$)

- $\sigma_\alpha = K_\alpha * \sigma_z$ όπου $\sigma_z = \gamma * z + q$

για $z = 0\text{m}$,

$$\sigma_z = \gamma * z + q = 20 \text{ KN/ m}^3 * 0 + 35 \text{ KN /m} = 35 \text{ KN/m}$$

Άρα , $\sigma_\alpha = 0.24 * 35 \text{ KN/m} = 8.4 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_\alpha = 8.4 \text{ KN/m}^2$$

για $z = 3\text{m}$,

$$\sigma_z = \gamma * z + q = 20 \text{ KN/ m}^3 * 3\text{m} + 35 \text{ KN /m} = 95 \text{ KN/m}$$

Άρα , $\sigma_\alpha = 0.24 * 95 \text{ KN/m} = 22.8 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_\alpha = 22.8 \text{ KN/m}^2$$

Παθητικές Ωθήσεις (αριστερά του θεμελίου): (Για $\varphi' = 40^\circ$, $K_p = 4.30$)

- $\sigma_p = K_p * \gamma * z$

για $z = 0\text{m}$,

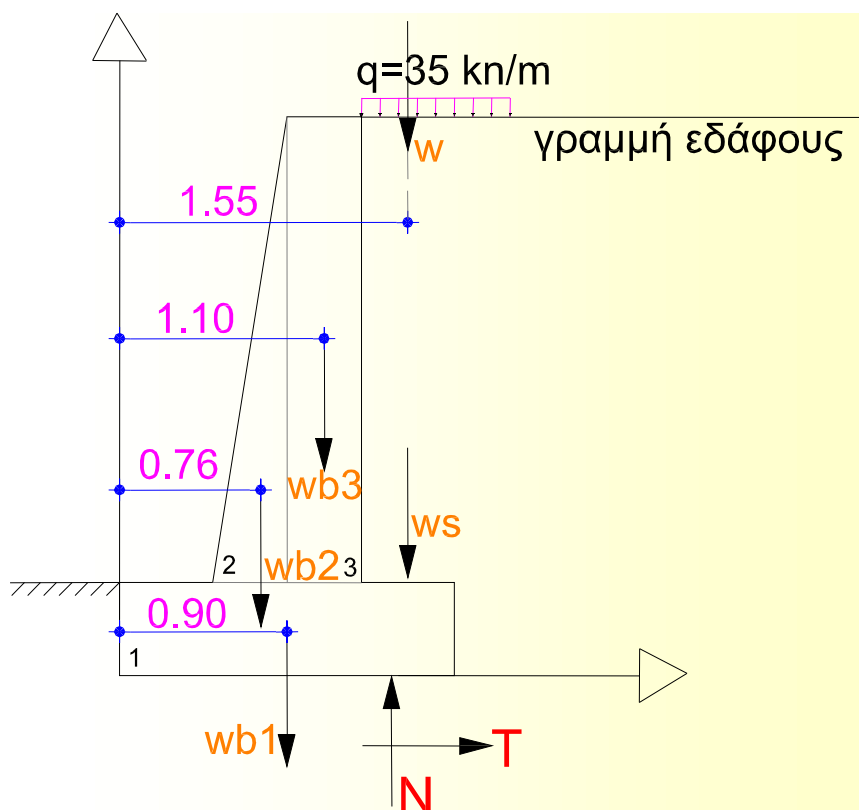
$$\sigma_p = 4.30 * 18 \text{ KN/m}^3 * 0\text{m} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_p = 0 \text{ KN/m}^2$$

για $z = 0.50\text{m}$,

$$\sigma_p = 4.30 * 18 \text{ KN/m}^3 * 0.50\text{m} = 38.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_p = 38.70 \text{ KN/m}^2$$



Σχήμα 4.3.1: 2^η επιλογή διαστάσεων-αποστάσεις από αρχή- Βάρη

Αποστάσεις από αρχή των αξόνων:

- $W_{b1} = 1/2 * 1.8\text{m} = 0.90\text{m}$

$$W_{b2} = 2/3 * 0.4\text{m} + 0.5\text{m} = 0.76\text{m}$$

$$W_{b3} = 1/2 * 0.4\text{m} + 0.4\text{m} + 0.5\text{m} = 1.10\text{m}$$

$$W_s, W_q = 1/2 * 0.5\text{m} + 0.4\text{m} + 0.4\text{m} + 0.5\text{m} = 1.55\text{m}$$

Βάρη :

- $W_{b1} = 0.5\text{m} * 1.80\text{m} * 24\text{KN/m}^3 * 1\text{m} = \mathbf{21.60\text{ KN}}$
- $W_{b2} = 1/2 * 0.4\text{m} * 2.50\text{m} * 24\text{KN/m}^3 * 1\text{m} = \mathbf{12.00\text{ KN}}$
- $W_{b3} = 0.4\text{m} * 2.50\text{m} * 24\text{KN/m}^3 * 1\text{m} = \mathbf{24.00\text{ KN}}$
- $W_s = 0.5\text{m} * 2.50\text{m} * 20\text{KN/m}^3 * 1\text{m} = \mathbf{25.00\text{ KN}}$
- $W = 35\text{ KN/m} * 0.5\text{m} = \mathbf{17.50\text{ KN}}$

Συνολική κατακόρυφη δύναμη :

- $N = W_{b1} + W_{b2} + W_{b3} + W_s + W$
- $N = 21.60\text{KN} + 12.00\text{KN} + 24.00\text{KN} + 25.00\text{KN} + 17.50\text{KN}$
- $N = \mathbf{100.10\text{KN}}$

Ενεργητικές & παθητικές ωθήσεις :

- $P_1 = 8.4\text{KN/m}^2 * 3\text{m} * 1\text{m} = \mathbf{25.2\text{ KN}}$
- $P_2 = 1/2 * (22.8\text{ KN/m}^2 - 8.4\text{ KN/m}^2) * 3.00\text{m} * 1\text{m} = \mathbf{21.60\text{KN}}$
- $P_3 = 1/2 * 38.7\text{KN/m}^2 * 0.5\text{m} * 1\text{m} = \mathbf{9.68\text{ KN}}$

Δύναμη τριβής στη διεπιφάνεια θεμελίου –εδάφους :

- $T = N * \tan \delta$ όπου $\delta = 34.3^\circ$
- $(f_\varphi = 0.98 \rightarrow \delta / \varphi = 0.98 \rightarrow \delta = 0.98 * 35^\circ \rightarrow \delta = 34.3^\circ)$, (για f_φ βλέπε σελ.104)
- $T = 100.10\text{KN} * \tan 39.2$
- $T = \mathbf{81.64\text{KN}}$

Έλεγχος Ολίσθησης:

$$SF_{ολ} = \frac{T + P3}{P1 + P2} = \frac{81.64 + 9.68}{25.2 + 21.6} = \mathbf{1.95 < 2.00} \text{ (μη αποδεκτή λύση)}$$

Έλεγχος Ανατροπής:

$$SF_{αν} = \frac{ME}{MA} = \frac{122.57}{59.40} = \mathbf{2.06 > 2.00} \text{ (αποδεκτή λύση)}$$

όπου, ροπή ευστάθειας:

$$M_E = W_{b1} * 0.90 + W_{b2} * 0.76 + W_{b3} * 1.10 + W_s * 1.55 + W * 1.55$$

$$M_E = 21.60 * 0.90 + 12.00 * 0.76 + 24.00 * 1.10 + 25.00 * 1.55 + 17.50 * 1.55$$

$$M_E = \mathbf{122.57\text{KNm}}$$

και ροπή ανατροπής:

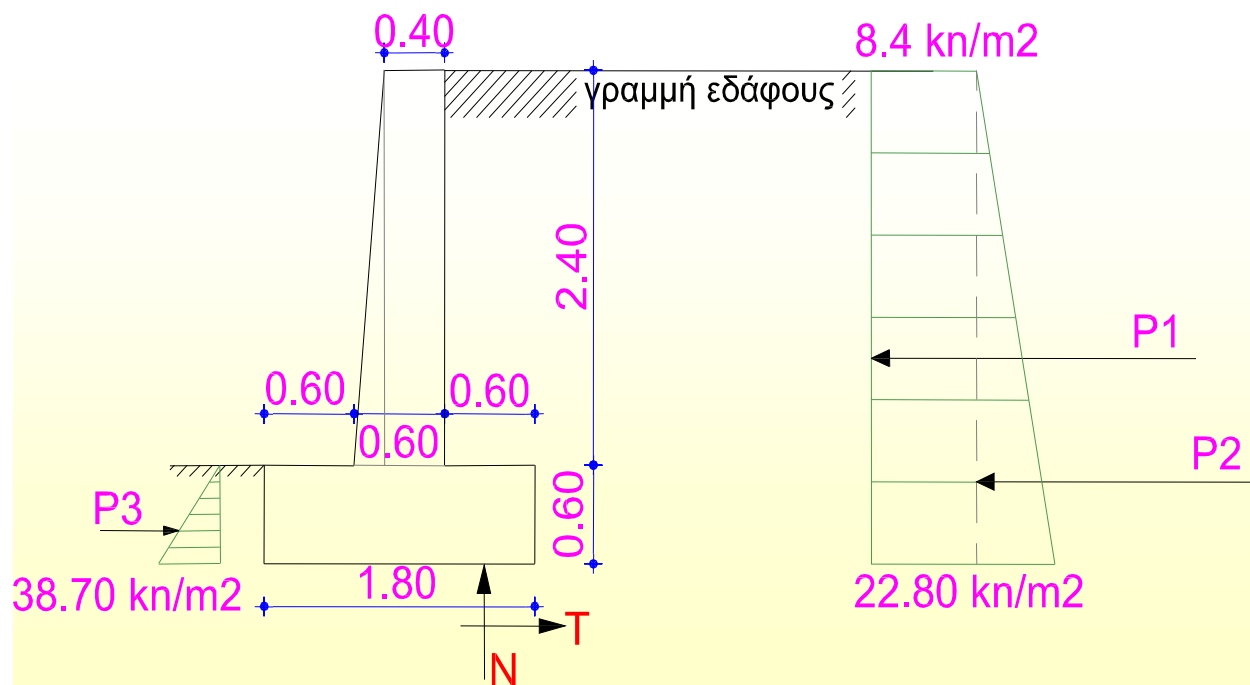
$$M_A = P_1 * 1.5m + P_2 * \frac{1}{3} * 3.00m$$

$$M_A = 25.2 * 1.5m + 21.6$$

$$M_A = 59.4 \text{ KNm}$$

Άρα χρειάζεται αλλαγή διαστάσεων

4.4 3^η επιλογή διαστάσεων:



Σχήμα 4.4: 3^η επιλογή διαστάσεων

• Διάγραμμα τάσεων

Ενεργητικές Ωθήσεις : (Για $\phi = 38^\circ$, $K_a = 0.24$)

- $\sigma_a = K_a * \sigma_z$ όπου $\sigma_z = \gamma * z + q$

για $z = 0\text{m}$,

$$\sigma_z = \gamma * z + q = 20 \text{ KN/m}^3 * 0 + 35 \text{ KN/m} = 35 \text{ KN/m}$$

Άρα , $\sigma_a = 0.24 * 35 \text{ KN/m} = 8.4 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a = 8.4 \text{ KN/m}^2$$

για $z = 3\text{m}$,

$$\sigma_z = \gamma * z + q = 20 \text{ KN/m}^3 * 3\text{m} + 35 \text{ KN/m} = 95 \text{ KN/m}$$

Άρα , $\sigma_a = 0.24 * 95 \text{ KN/m} = 22.8 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_a = 22.8 \text{ KN/m}^2$$

Παθητικές Ωθήσεις (αριστερά του πεδίου):

(Για $\phi' = 40^\circ$, $K_p = 4.30$)

- $\sigma_p = K_p * \gamma * z$

για $z = 0\text{m}$,

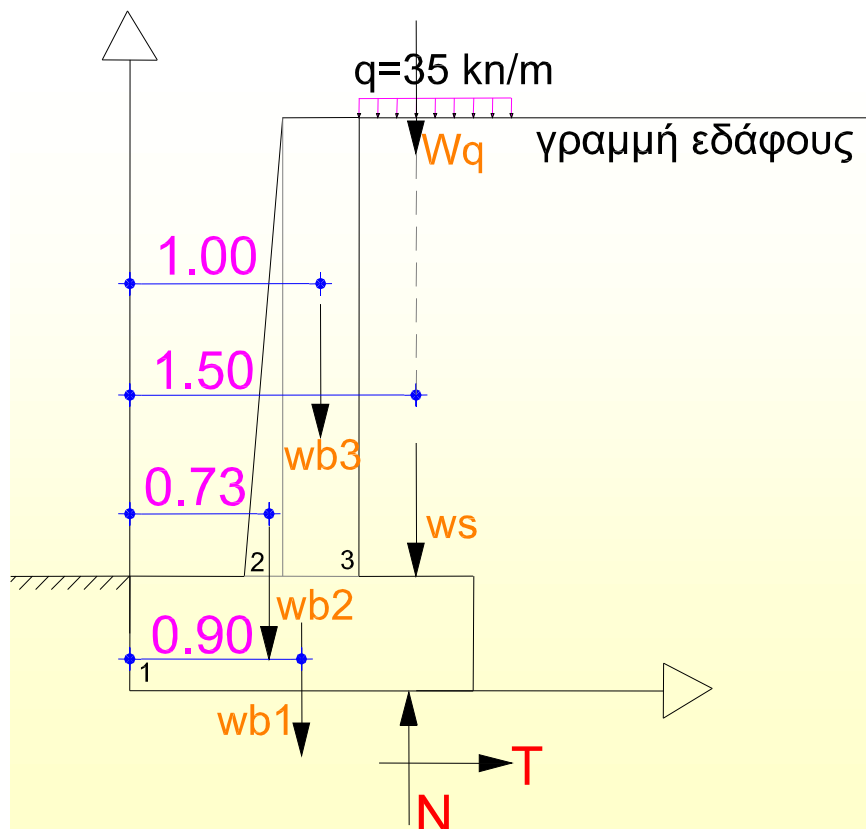
$$\sigma_p = 4.30 * 18 \text{ KN/m}^3 * 0\text{m} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_p = 0 \text{ KN/m}^2$$

για $z = 0.60\text{m}$,

$$\sigma_p = 4.30 * 18 \text{ KN/m}^3 * 0.60\text{m} = 46.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_p = 46.44 \text{ KN/m}^2$$



Σχήμα 4.4.1: 3^η επιλογή διαστάσεων- αποστάσεις από αρχή- Βάρη

Αποστάσεις από αρχή των αξόνων:

- $W_{b1} = 1/2 * 1.80\text{m} = 0.90\text{m}$
- $W_{b2} = 2/3 * 0.20\text{m} + 0.60\text{m} = 0.73\text{m}$
- $W_{b3} = 1/2 * 0.40\text{m} + 0.20\text{m} + 0.60\text{m} = 1.00\text{m}$
- $W_s, W_s = 1/2 * 0.60\text{m} + 0.40\text{m} + 0.20\text{m} + 0.60\text{m} = 1.50\text{m}$

Βάρη:

- $W_{b1} = 0.60\text{m} * 1.80\text{m} * 24\text{KN/m}^3 * 1\text{m} = 25.92 \text{ KN}$
- $W_{b2} = 1/2 * 0.20\text{m} * 2.40\text{m} * 24\text{KN/m}^3 * 1\text{m} = 5.76 \text{ KN}$
- $W_{b3} = 0.4\text{m} * 2.40\text{m} * 24\text{KN/m}^3 * 1\text{m} = 23.04 \text{ KN}$
- $W_s = 0.60\text{m} * 2.40\text{m} * 20\text{KN/m}^3 * 1\text{m} = 28.80 \text{ KN}$
- $W = 35 \text{ KN/m} * 0.60\text{m} = 21.00 \text{ KN}$

Συνολική κατακόρυφη δύναμη:

- $N = W_{b1} + W_{b2} + W_{b3} + W_s + W$
 $N = 25.92\text{KN} + 5.76\text{KN} + 23.04\text{KN} + 28.80\text{KN} + 21.00\text{KN}$
 $N = 104.52\text{KN}$

Ενεργητικές & παθητικές ωθήσεις :

- $P_1 = 8.4\text{KN/m}^2 * 3\text{m} * 1\text{m} = \mathbf{25.2\text{ KN}}$
 $P_2 = 1/2 * (22.8\text{ KN/m}^2 - 8.4\text{ KN/m}^2) * 3.00\text{m} * 1\text{m} = \mathbf{21.60\text{KN}}$
 $P_3 = 1/2 * 46.44\text{ KN/m}^2 * 0.60\text{m} * 1\text{m} = \mathbf{13.93\text{ KN}}$

Δύναμη τριβής στη διεπιφάνεια θεμελίου -εδάφους :

- $T = N * \tan \delta$ όπου $\delta = 39.2^\circ$
 $(f_\phi = 0.98 \rightarrow \delta / \phi = 0.98 \rightarrow \delta = 0.98 * 40^\circ \rightarrow \delta = 39.2^\circ)$, (για f_ϕ βλέπε σελ.104)
 $T = 104.52\text{ KN} * \tan 39.2$
 $T = 85.20\text{ KN}$

Έλεγχος Ολίσθησης:

$$SF_{ολ} = \frac{T + P_3}{P_1 + P_2} = \frac{85.20 + 13.93}{25.2 + 21.6} = \mathbf{2.12 > 2.00} \text{ (αποδεκτή λύση)}$$

Έλεγχος Ανατροπής:

$$SF_{av} = \frac{ME}{MA} = \frac{125.27}{59.85} = \mathbf{2.09 > 2.00} \text{ (αποδεκτή λύση)}$$

όπου, ροπή ευστάθειας:

$$M_E = W_{b1} * 0.90 + W_{b2} * 0.76 + W_{b3} * 1.10 + W_s * 1.55 + W * 1.55$$

$$M_E = 25.92 * 0.90 + 5.76 * 0.73 + 23.04 * 1.00 + 28.80 * 1.50 + 21.00 * 1.50$$

$$M_E = \mathbf{125.27\text{KNm}}$$

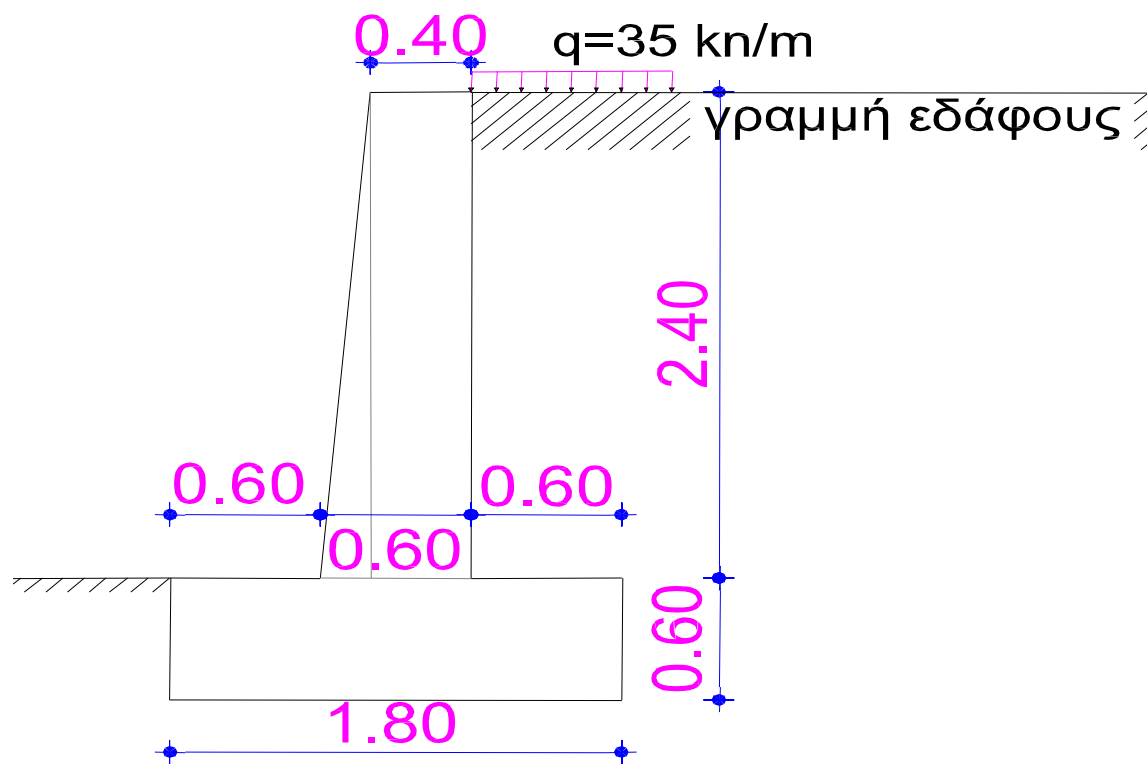
και ροπή ανατροπής:

$$M_A = P_1 * 1.5\text{m} + P_2 * \frac{1}{3} * 3.00\text{m}$$

$$M_A = 25.2 * 1.5\text{m} + 13.93$$

$$M_A = \mathbf{59.85\text{ KNm}}$$

Άρα ΔΕΝ χρειάζεται αλλαγή διαστάσεων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο**"ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΠΙΛΕΓΟΜΕΝΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ":**

Σχήμα 5.1: Περιγραφή Επιλεγόμενου Μοντέλου

- Ποιότητα σκυροδέματος : C 16/ 20
- Αντοχές σκυροδέματος σε (MPa) :

$F_{ck} = 16 \text{ MPa}$ (χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη)

$F_{ctm} = 1.9 \text{ MPa}$ (εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος)

$F_{ctk 0.05} = 1.3 \text{ MPa}$ (εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος)

Εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος σε (KN/m^2) \rightarrow ($1000\text{KN/m}^2 = 1\text{MPa}$)

- Οι θλιπτικές τάσεις :

για C16/20 $\rightarrow f_{cd} = 16.000 / 1,5 = 10.666,67 \text{ KN/m}^2 = 10,667 \text{ MPa}$

- Οι εφελκυστικές τάσεις :

για C16/20 $\rightarrow F_{ctk 0.05} = 1.300\text{KN/m}^2 = 1,3 \text{ MPa}$.

Για μεγαλύτερη ασφάλεια θα θεωρήσουμε ως μέγιστο επιτρεπόμενο όριο εφελκυστικών τάσεων λιγότερο από το μισό της εφελκυστικής αντοχής, δηλαδή

$\leq 1,3/2 \text{ MPa} \rightarrow \leq 0,65 \text{ MPa} \rightarrow \leq 0,50 \text{ MPa}$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο

"ΧΡΗΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ SAP2000:"

6.1 Γενικά περί του προγράμματος:

Το SAP2000 είναι ένα ιδιαίτερα εξελιγμένο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης – διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων.

(i) Κύρια πλεονεκτήματα του προγράμματος:

- Εύκολο σε χρήση γραφικό περιβάλλον Windows(copy, move, paste)
- Πανίσχυρες δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων
- Ευρωπαϊκοί Διεθνείς και Αμερικάνικοι κανονισμοί.

(ii) Δυνατότητες Προσομοίωσης:

Το SAP2000 παρέχει εξαιρετικές δυνατότητες για τη προσομοίωση μεγάλης γκάμας δομημάτων, συμπεριλαμβανόμενων γεφυρών, φραγμάτων, δεξαμενών και κτιρίων. Το γραφικό περιβάλλον που βασίζεται στα Windows, δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates). Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων, και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.

(iii) Δυνατότητες Ανάλυσης:

Οι τύποι των στοιχείων ποικίλουν από στοιχεία Δοκών / Δικτυωμάτων (Frame/Truss), Κελύφους / Δίσκου (Shell / Plate) έως και Μη Γραμμικά στοιχεία σύζευξης (Nonlinear Link Elements). Το στοιχείο δοκού μπορεί να είναι μεταβαλλόμενης κατά μήκος διατομής με άκαμπτα μέλη στα άκρα, ενώ υποστηρίζεται μια μεγάλη γκάμα τύπου φορτίσεων, συμπεριλαμβανομένης και της προέντασης. Το στοιχείο Κελύφους είναι τρισδιάστατο και συμπεριλαμβάνει εντός επιπέδου στροφική ακαμψία, ενώ μπορεί να χρησιμοποιηθεί σαν στοιχείο 3 ή 4 κόμβων. Το Στερεό (Solid) στοιχείο είναι ένα τρισδιάστατο οκτάκομβο στοιχείο με ανισότροπες ιδιότητες υλικού. Το Μη Γραμμικό Στοιχείο Σύζευξης μπορεί να χρησιμοποιηθεί για δυναμικές

αναλύσεις εμπλέκοντας σεισμικούς μονωτήρες βάσης (base isolators), αποσβεστήρες (dampers), και αποκλειστικά εφελκυόμενα ή θλιβόμενα ελαστικά στοιχεία (hook and gap elements).

(iv) Δυνατότητες Φορτίσεων:

Οι δυνατότητες στατικών φορτίσεων επιτρέπουν την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης (ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων), θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων από προένταση, ενώ επιπλέον μπορούμε να έχουμε επικόμβιες φορτίσεις με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Οι δυναμικές φορτίσεις μπορεί να είναι της μορφής φασματικής απόκρισης πολλαπλής βάσεως ή πολλαπλά χρονικά μεταβαλλόμενων φορτίων διέγερσης της βάσης. Τα προγράμματα υποστηρίζουν ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Rayleigh-Ritz, καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS, CQC ή GMC. Επίσης είναι διαθέσιμα μεταβαλλόμενα φορτία οχημάτων για μεμονωμένα οχήματα, λωρίδες φόρτισης και φορτία συρμών.

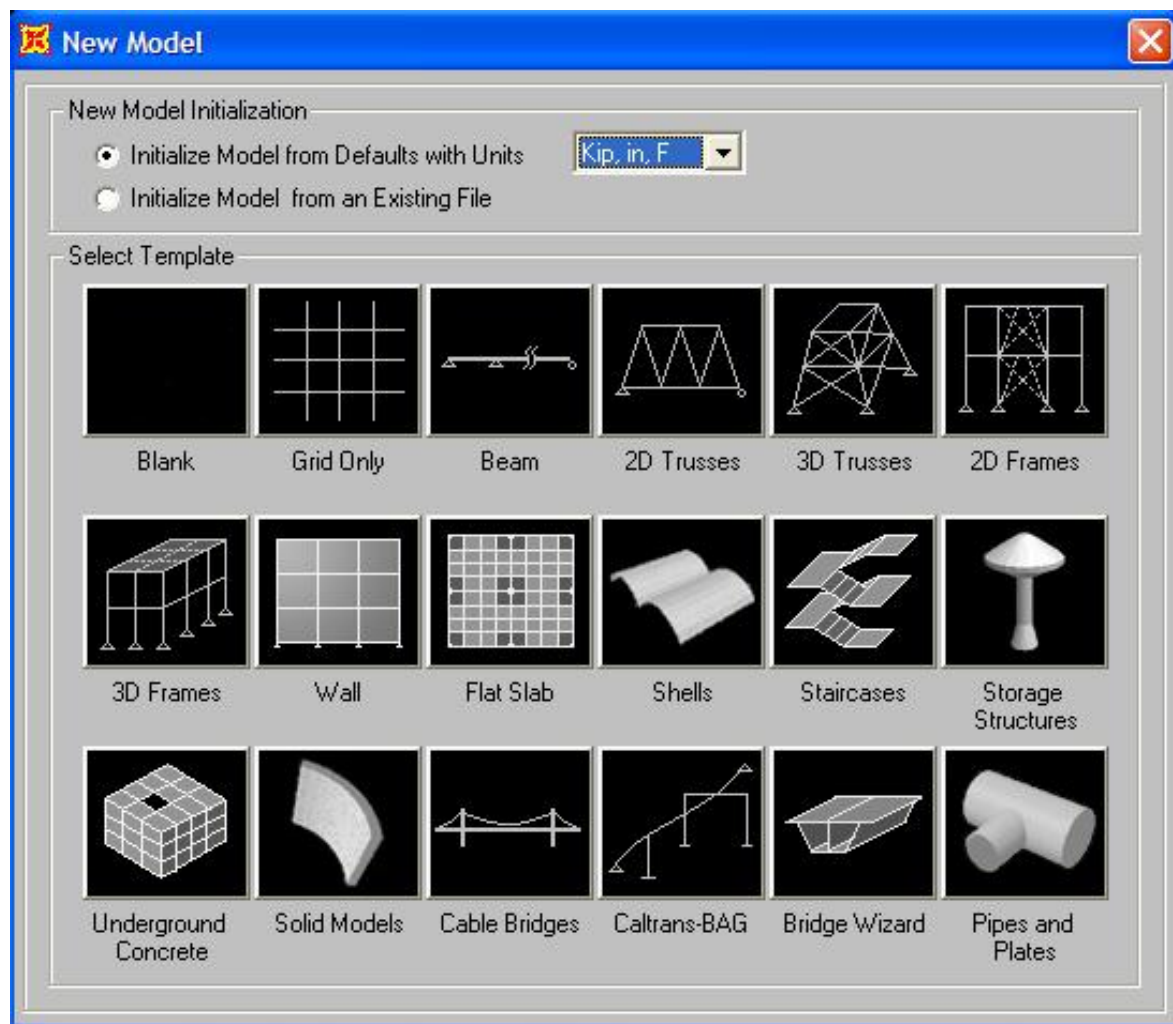
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο

"ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΤΑ ΒΗΜΑΤΑ (για χρήση προγράμματος SAP2000)":

Αρχικά,

7.1 1^ο βήμα : Μονάδες & σύστημα συντεταγμένων

File → New Model →

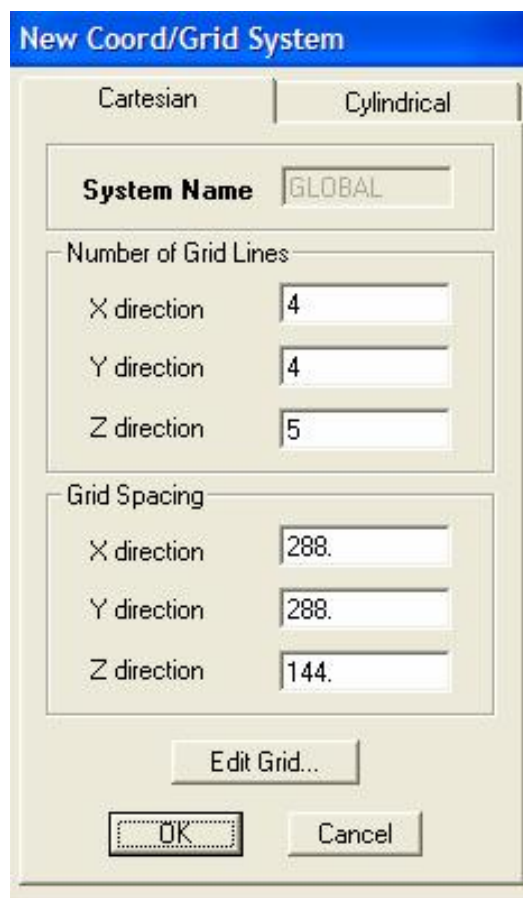


→ φτιάχνω τις μονάδες μου (KN, m, C°) →

→ Grid Only.

7.2 2^ο βήμα : Δημιουργία κανάβου

Για να φτιάξω τον κανάβο :



Cartesian →

Number of Grid Lines →

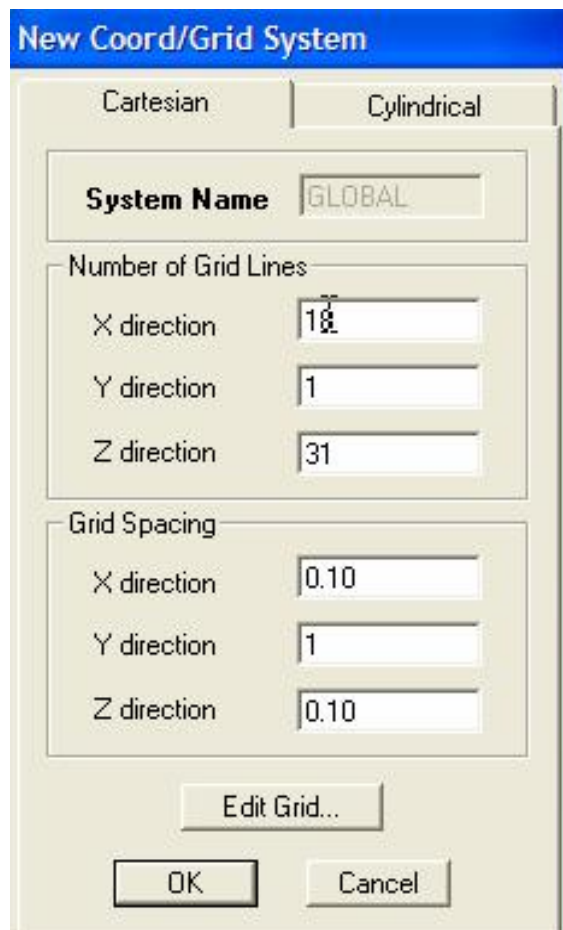
- X direction → το πλήθος των κάθετων γραμμών στον κανάβο. **(19)**
- Y direction → = **1.00** (δεν μας ενδιαφέρει σε αυτή τη διεύθυνση)
- Z direction → το πλήθος των οριζόντιων γραμμών στον κανάβο. **(31)**

Grid Spacing →

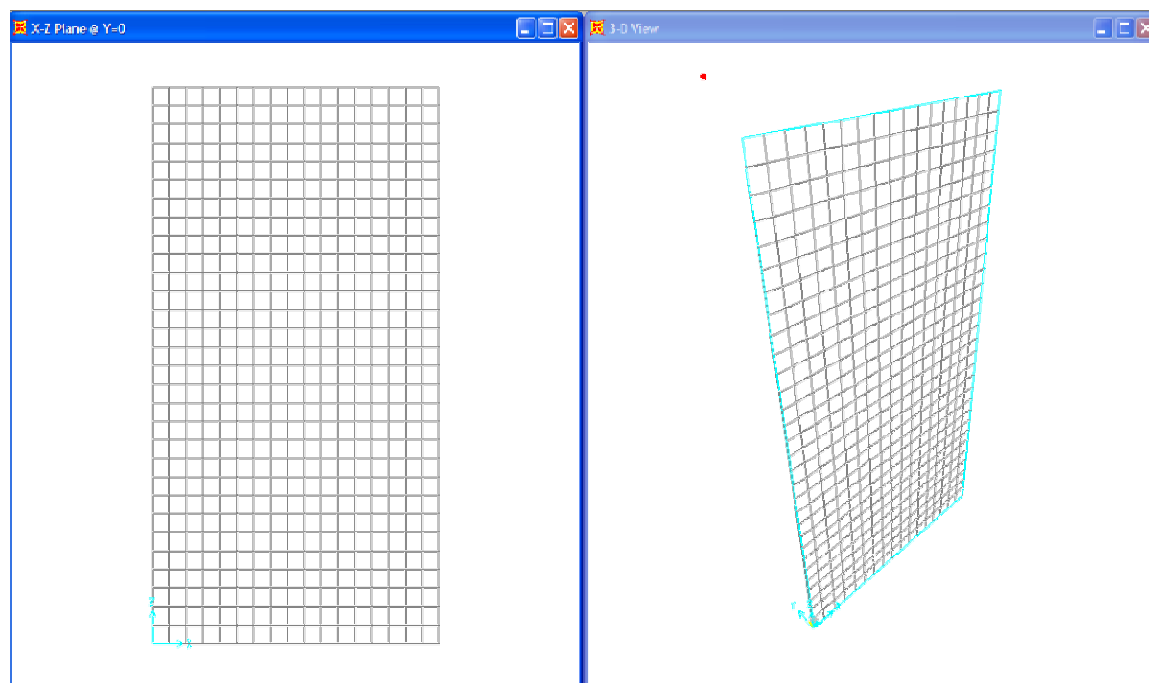
- X direction → **0.10 m** (το κενό, δηλαδή πόσο θα είναι το κάθε πεπερασμένο στοιχείο μου)
- Y direction → **1.00 m**
- Z direction → **0.10 m** (το κενό, δηλαδή πόσο θα είναι το κάθε πεπερασμένο στοιχείο μου)

7.3 3^ο βήμα : Δημιουργία κανάβου εξεταζόμενου μοντέλου

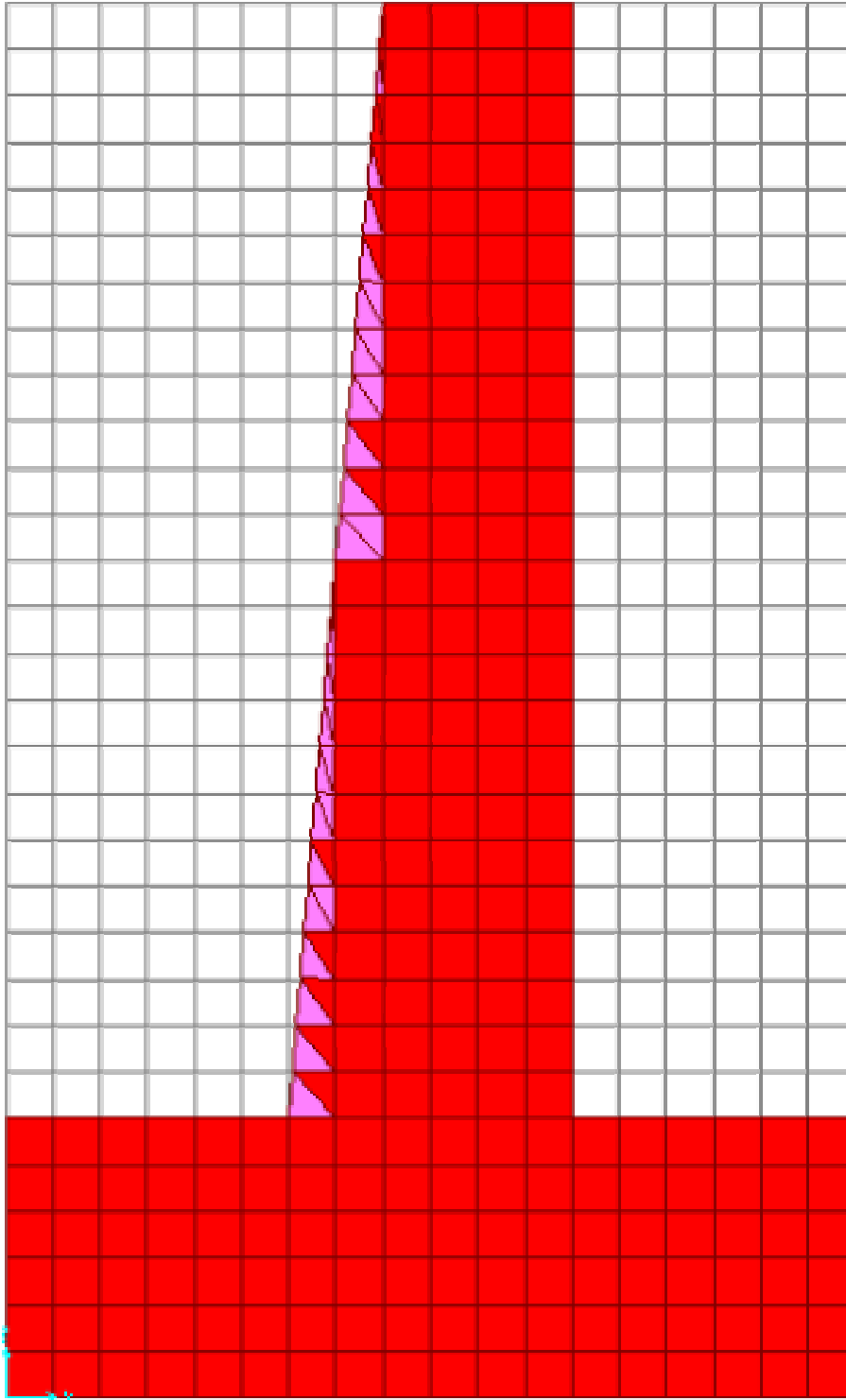
Δημιουργία δικού μας κανάβου :



Ο κανάβός μου :



7.4 4^ο βήμα : Σχεδίαση επιλεγόμενου τοίχου αντιστήριξης :



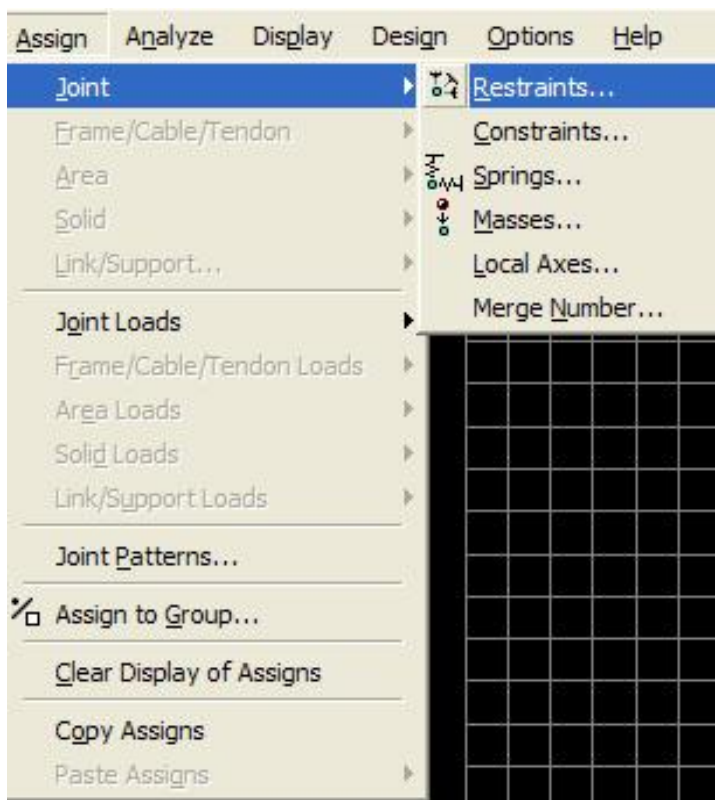
Οι άξονες είναι :

- X(οριζόντια) &
- Z(κατακόρυφα)

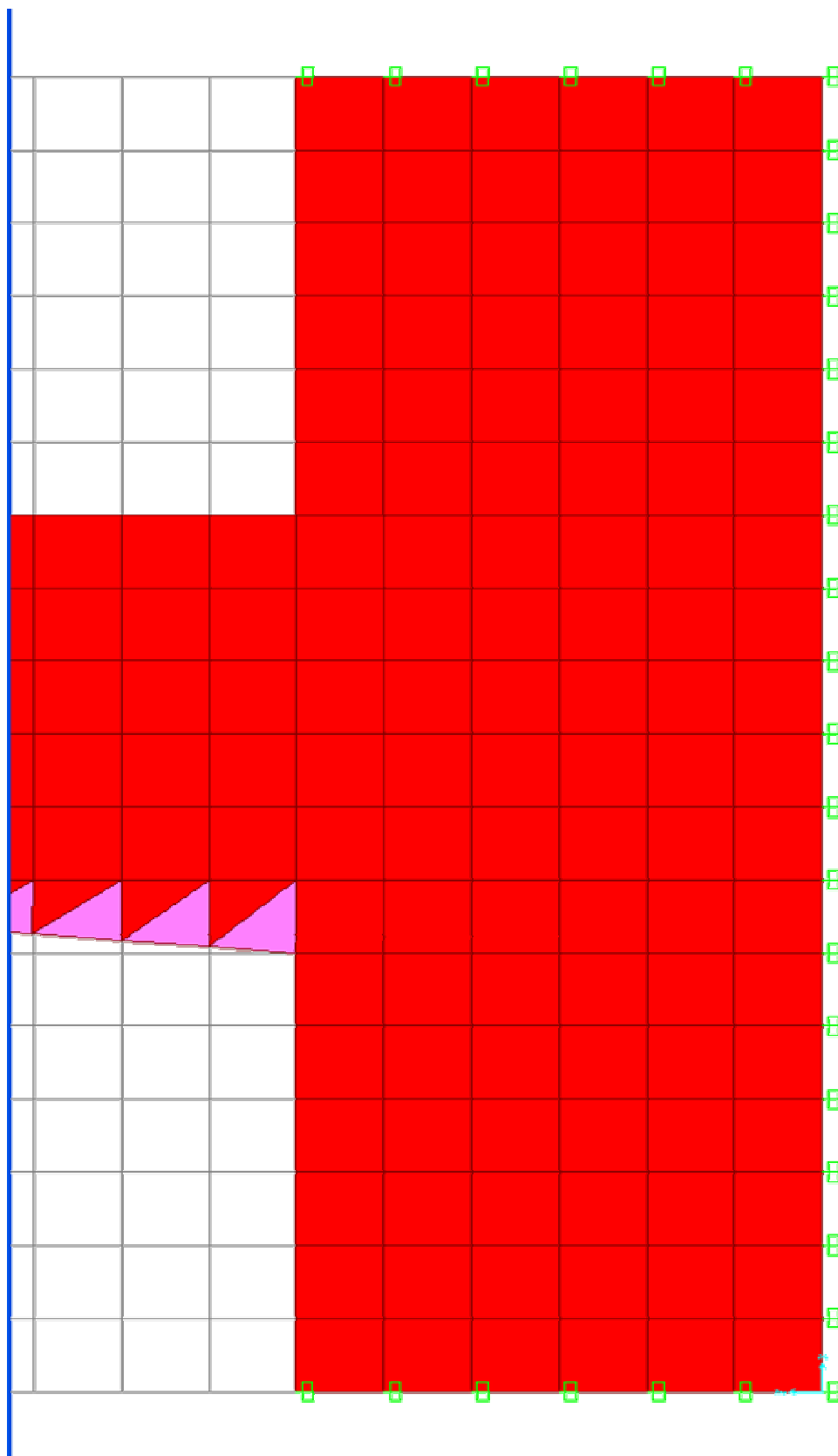
7.5 5^ο βήμα : Τοποθέτηση των στηρίξεων

Επιλέγω αρχικά τους κόμβους στους οποίους θα έχω κάποιας μορφής στήριξης.

(Στην περίπτωση αυτή θεωρούμε το πέδιλο ότι είναι πακτωμένο.)



Τοποθέτηση πακτώσεων :



Σχήμα 7.1. Τοποθέτηση πακτώσεων στο πέδιλο

7.6. 6^ο βήμα : Τοποθέτηση- Υπολογισμός επικόμβιων δυνάμεων :

Στον κορμό του τοίχου, στην εσωτερική παρειά θα πρέπει να εξετάσουμε την δύναμη που ασκεί το έδαφος λόγω ενεργητικών ωθήσεων στον κάθε επιμέρους κόμβο.

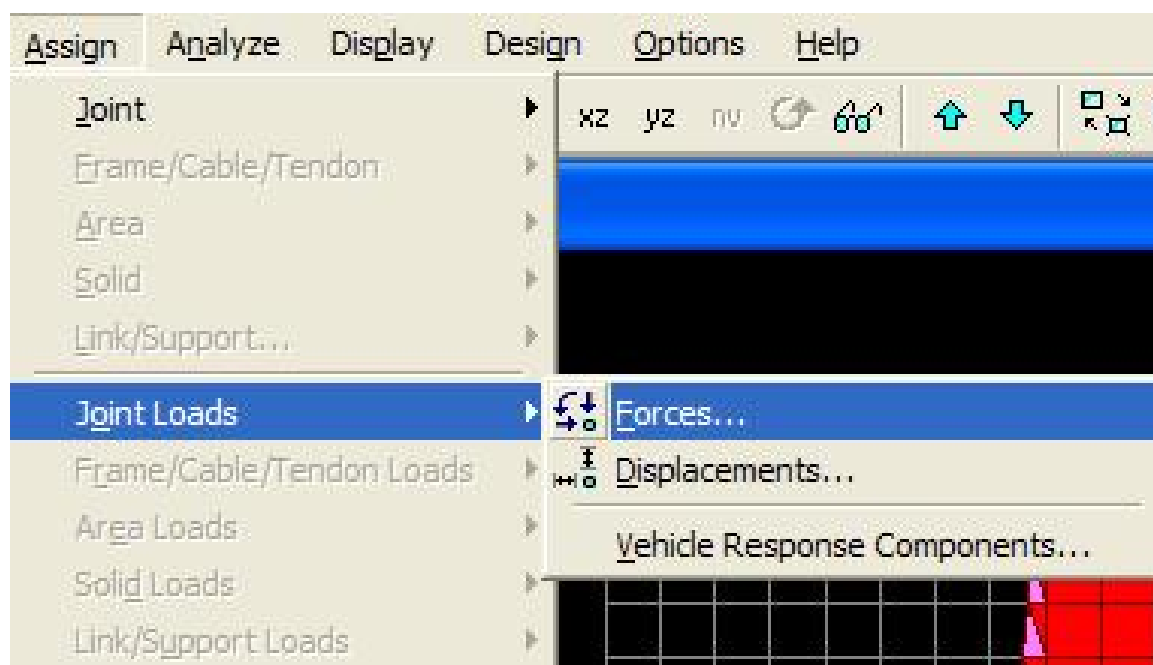
Το έδαφος εκτός από τον κορμό ασκεί δύναμη και στο άνω τμήμα του πέδιλου. Με τη βοήθεια του προγράμματος **EXCEL** και τη χρήση των παρακάτω σχέσεων:

- $\sigma_z = K_A \cdot (20 \cdot z + q)$,
- $P_i = \sigma_z \cdot 0.10\text{m}$ και $P_i = \sigma_z \cdot 0.05\text{m}$ (για πεπερασμένα στοιχεία διαστάσεων 0.10m x 0.10m & 0.05m x 0.05m αντίστοιχα)

έχουμε τις δυνάμεις που αντιστοιχούν σε κάθε κόμβο. Στο πρόγραμμα **SAP2000** ακολουθείτε η παρακάτω διαδικασία :

2. Επιλέγω τον κόμβο

3. Assign → Joint Loads → Forces



Load Case Name DEAD

Units KN, m, C

Loads

Force Global X	0.
Force Global Y	0.
Force Global Z	0.
Moment about Global X	0.
Moment about Global Y	0.
Moment about Global Z	0.

Coordinate System GLOBAL

Options

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

OK Cancel

Στις επόμενες σελίδες ακολουθούν οι υπολογισμοί των επικόμβιων δυνάμεων με τη βοήθεια του προγράμματος EXCEL.

Για πεπερασμένα 0.10m:

Από Z= 0.00m έως Z = 2.00m

z	$\sigma_z=0.24*(20*z+35)$	$P_i=\sigma_z*0.1$
0	8.4	0.84
0.1	8.88	0.888
0.2	9.36	0.936
0.3	9.84	0.984
0.4	10.32	1.032
0.5	10.8	1.08
0.6	11.28	1.128
0.7	11.76	1.176
0.8	12.24	1.224
0.9	12.72	1.272
1	13.2	1.32
1.1	13.68	1.368
1.2	14.16	1.416
1.3	14.64	1.464
1.4	15.12	1.512
1.5	15.6	1.56
1.6	16.08	1.608
1.7	16.56	1.656
1.8	17.04	1.704
1.9	17.52	1.752
2	18	1.8

Πίνακας 7.α

Όπου $\sigma_z = K_A * (20 * z + q)$ και $P_i = \sigma_z * 0.10m$

όπου $K_A = 0.24$

Z = από 0.00 m έως 3.00 m (ανά 0.10 m)

Στην περίπτωση της **μεγαλύτερης διακεκριμενοποίησης (0.05m x 0.05m)** οι δυνάμεις σε κάθε κόμβο έχουν διαφορετική τιμή.

Πάλι με τη βοήθεια του προγράμματος EXCEL βρίσκουμε τις παρακάτω τιμές:

Από Z =0 έως Z= 1.00 m

z	$\sigma z = 0.24 * (20 * z + 35)$	$P_i = \sigma z * 0.05$
0	8.4	0.42
0.05	8.64	0.432
0.1	8.88	0.444
0.15	9.12	0.456
0.2	9.36	0.468
0.25	9.6	0.48
0.3	9.84	0.492
0.35	10.08	0.504
0.4	10.32	0.516
0.45	10.56	0.528
0.5	10.8	0.54
0.55	11.04	0.552
0.6	11.28	0.564
0.65	11.52	0.576
0.7	11.76	0.588
0.75	12	0.6
0.8	12.24	0.612
0.85	12.48	0.624
0.9	12.72	0.636
0.95	12.96	0.648
1	13.2	0.66

Πίνακας 7.γ

Από Z=1.05m έως Z= 2.05m

z	$\sigma z=0.24*(20*z+35)$	$P_i=\sigma z*0.05$
1.05	13.44	0.672
1.1	13.68	0.684
1.15	13.92	0.696
1.2	14.16	0.708
1.25	14.4	0.72
1.3	14.64	0.732
1.35	14.88	0.744
1.4	15.12	0.756
1.45	15.36	0.768
1.5	15.6	0.78
1.55	15.84	0.792
1.6	16.08	0.804
1.65	16.32	0.816
1.7	16.56	0.828
1.75	16.8	0.84
1.8	17.04	0.852
1.85	17.28	0.864
1.9	17.52	0.876
1.95	17.76	0.888
2	18	0.9
2.05	18.24	0.912

Πίνακας 7.δ

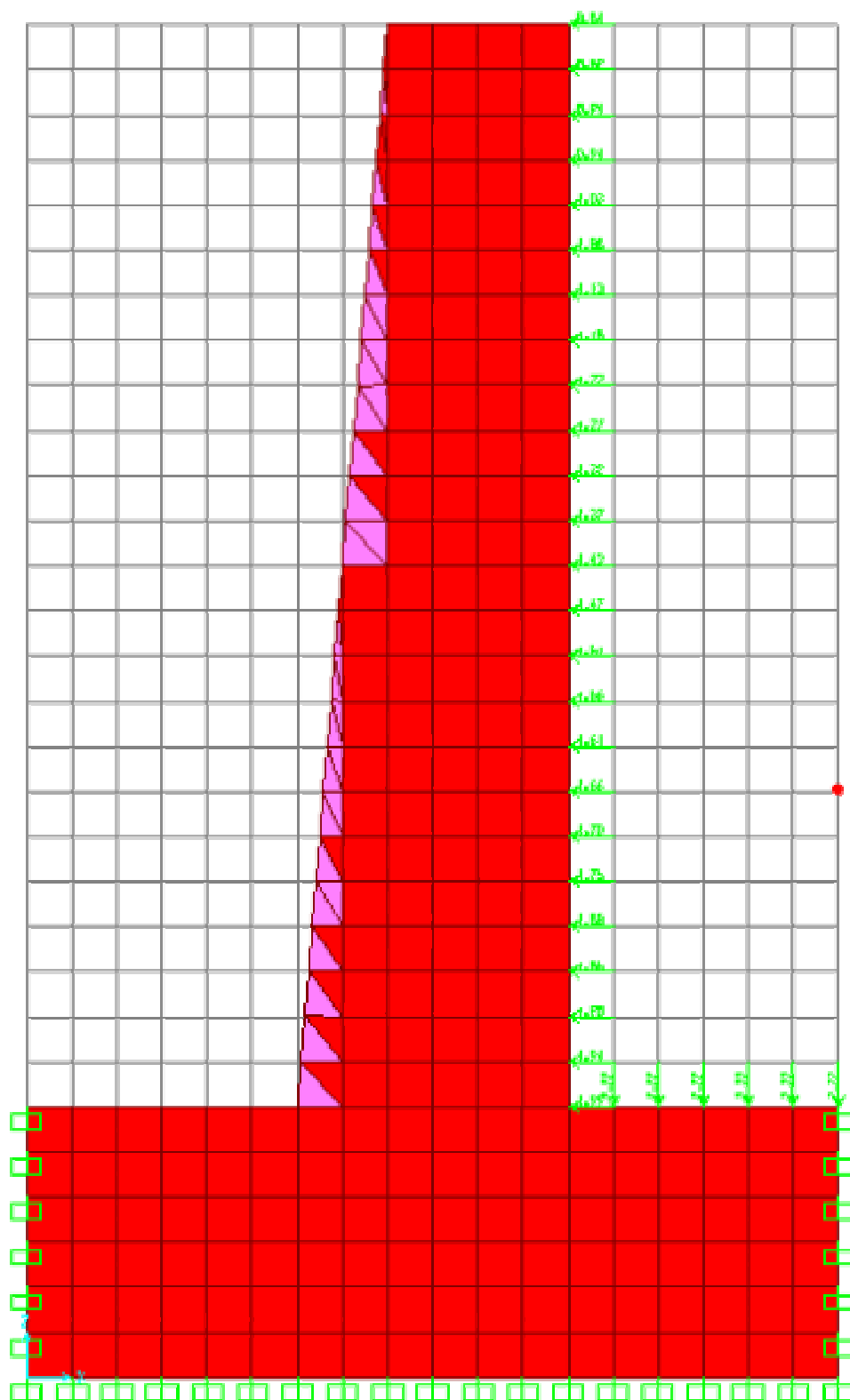
Από Z=2.10m έως Z=3.00m

z	$\sigma_z=0.24*(20*z+35)$	$P_i=\sigma_z*0.05$
2.1	18.48	0.924
2.15	18.72	0.936
2.2	18.96	0.948
2.25	19.2	0.96
2.3	19.44	0.972
2.35	19.68	0.984
2.4	19.92	0.996
2.45	20.16	1.008
2.5	20.4	1.02
2.55	20.64	1.032
2.6	20.88	1.044
2.65	21.12	1.056
2.7	21.36	1.068
2.75	21.6	1.08
2.8	21.84	1.092
2.85	22.08	1.104
2.9	22.32	1.116
2.95	22.56	1.128
3	22.8	1.14

Πίνακας 7.ε

7.7. 7^ο βήμα : Ο τοίχος αντιστήριξης με τις δυνάμεις που επενεργούν σε κάθε κόμβο:

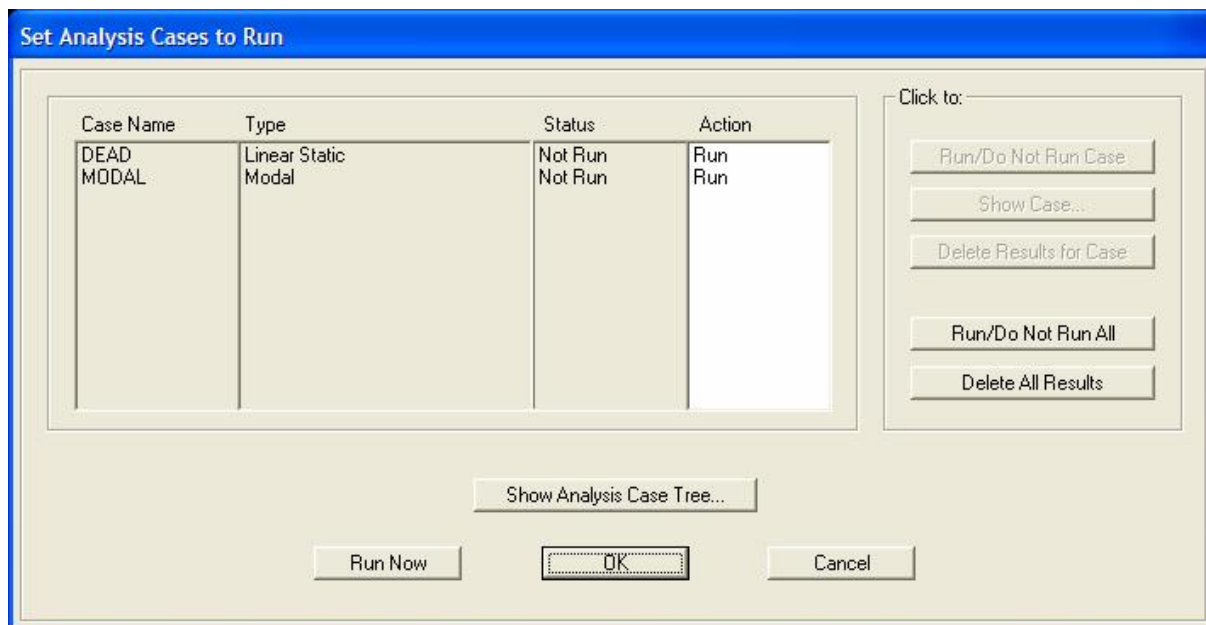
(για διακεκριμενοποίηση 0.10m x 0.10m)



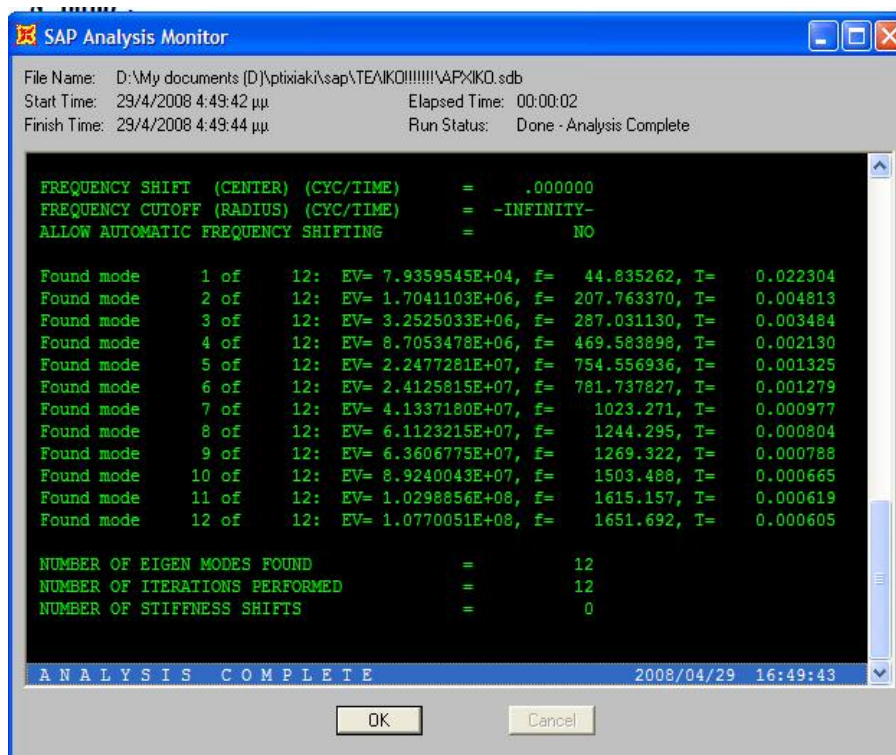
7.8. 8^ο βήμα : Τρέγω το πρόγραμμα :



Επιλέγω (RUN) ή πληκτρολογώ F5 →



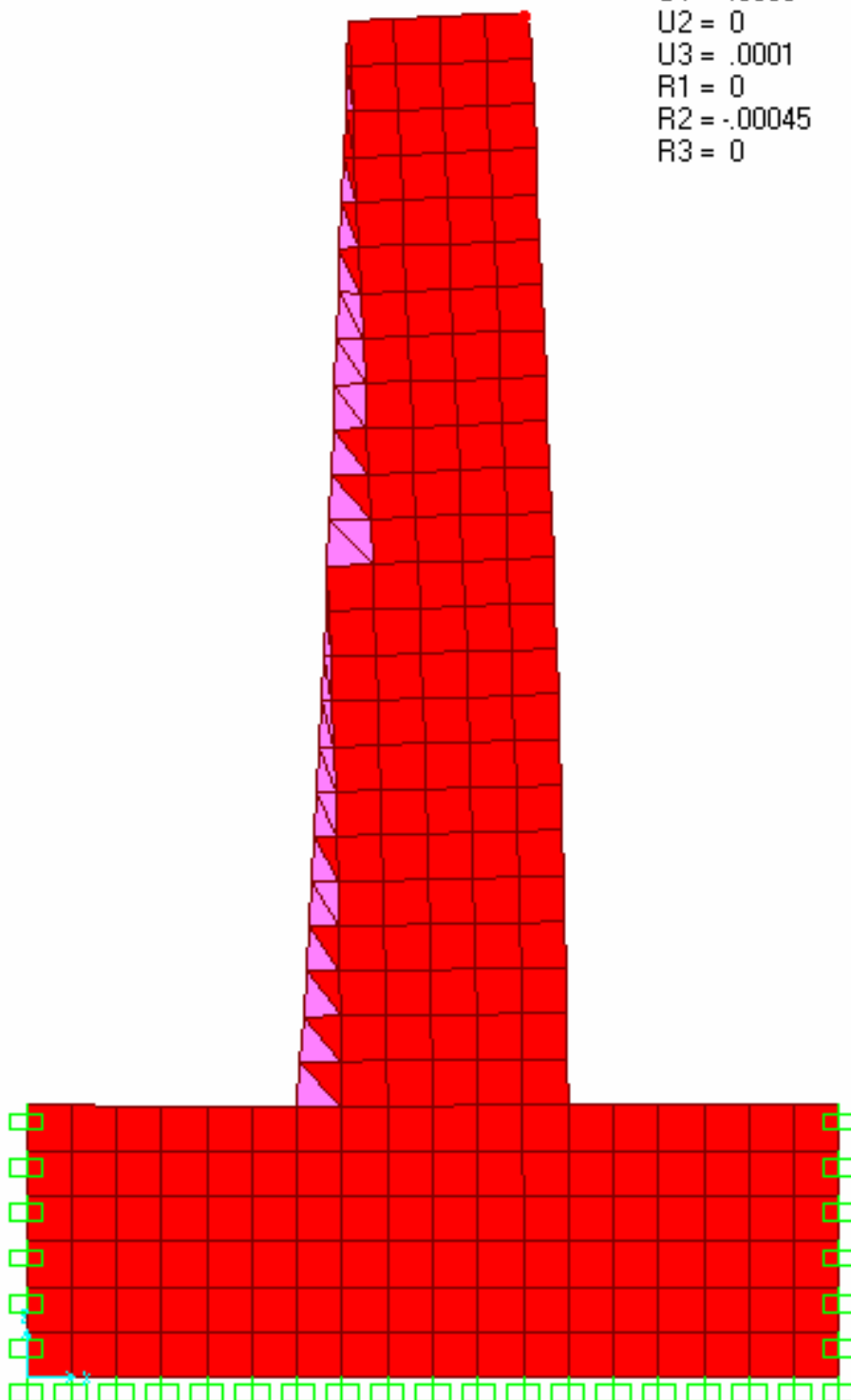
→DEAD →Run Now →



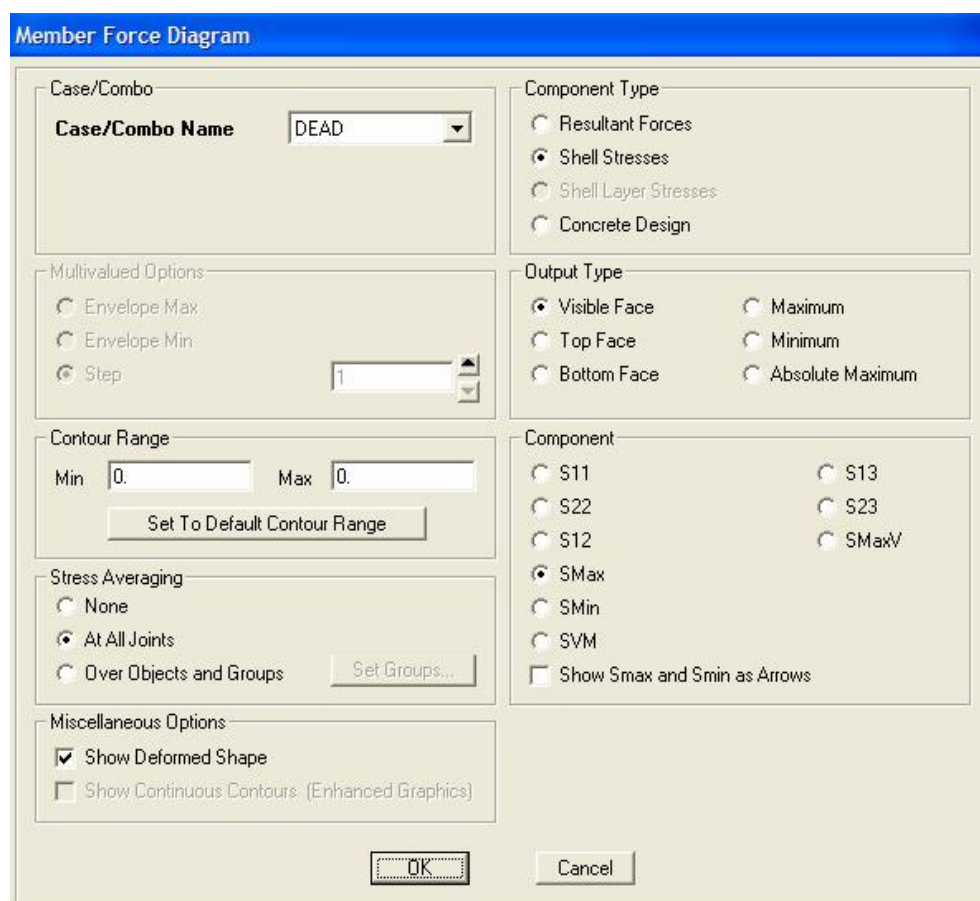
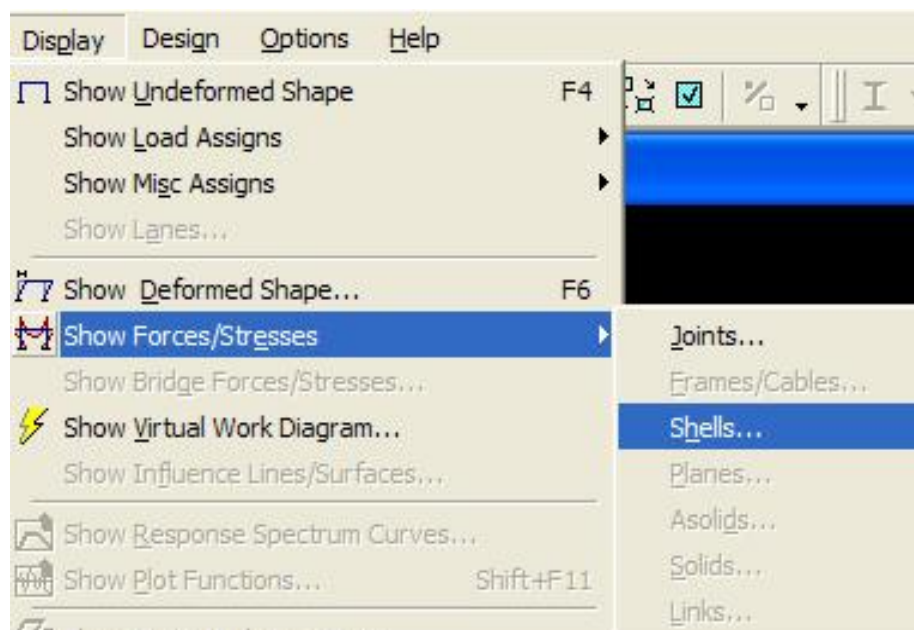
→ OK. →

7.8.1. Η παραμόρφωση του φορέα- μετατόπιση κορυφής (σε m):

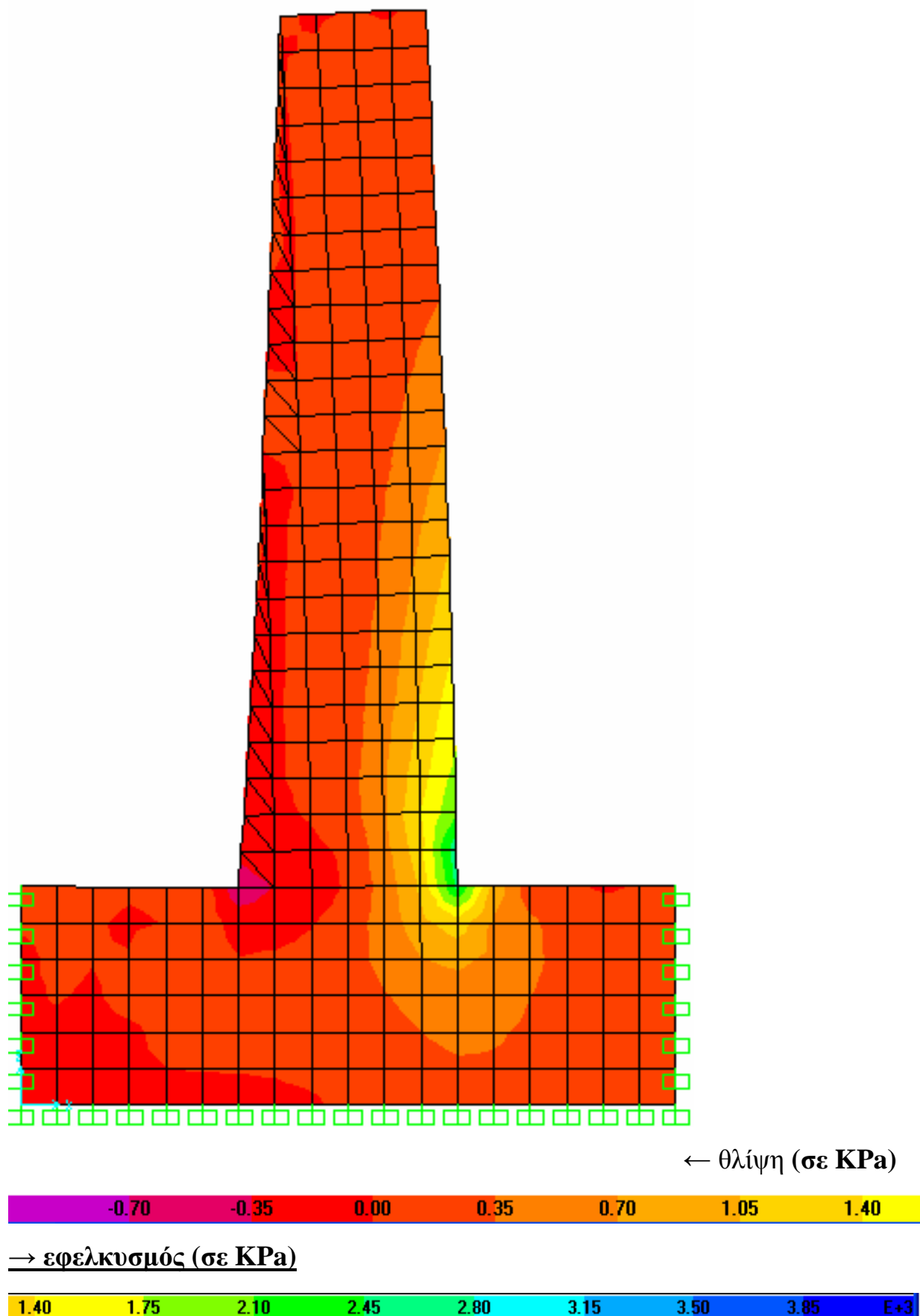
Pt Obj: 134
Pt Elm: 134
U1 = -.0009
U2 = 0
U3 = .0001
R1 = 0
R2 = -.00045
R3 = 0



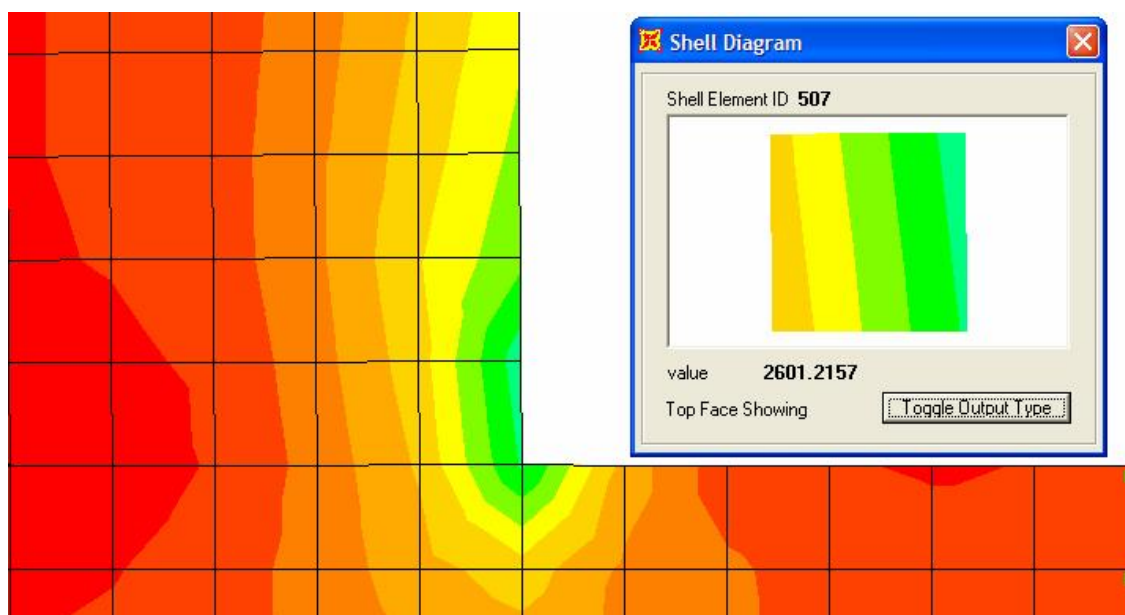
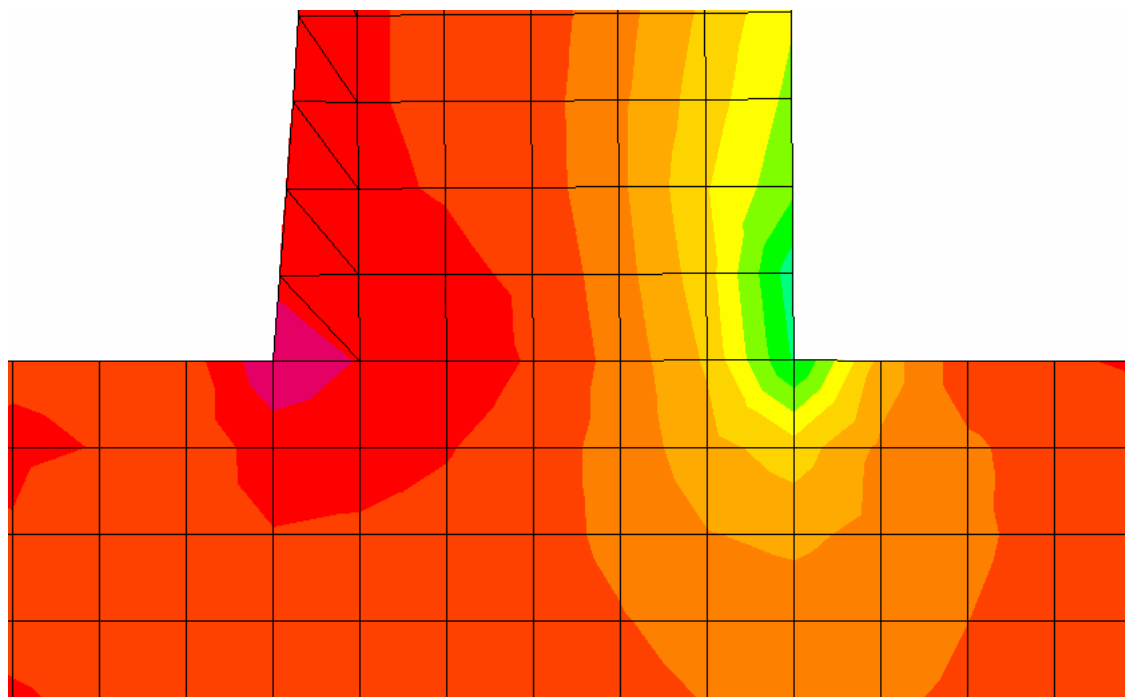
Για να δούμε τα αποτελέσματα που μας ενδιαφέρουν, δηλαδή τις μέγιστες εφελκυστικές (S_{\max}) και τις μέγιστες θλιπτικές τάσεις (S_{\min}) ακολουθούμε την παρακάτω διαδικασία με τη βοήθεια πάλι του προγράμματος SAP2000.



7.8.2. Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις (S_{max}):



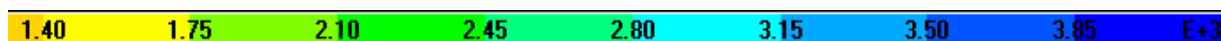
Κρίσιμη περιοχή : (βάση κορμού)



← θλίψη (σεΚΡα)



→ εφελκυσμός (σεΚΡα)

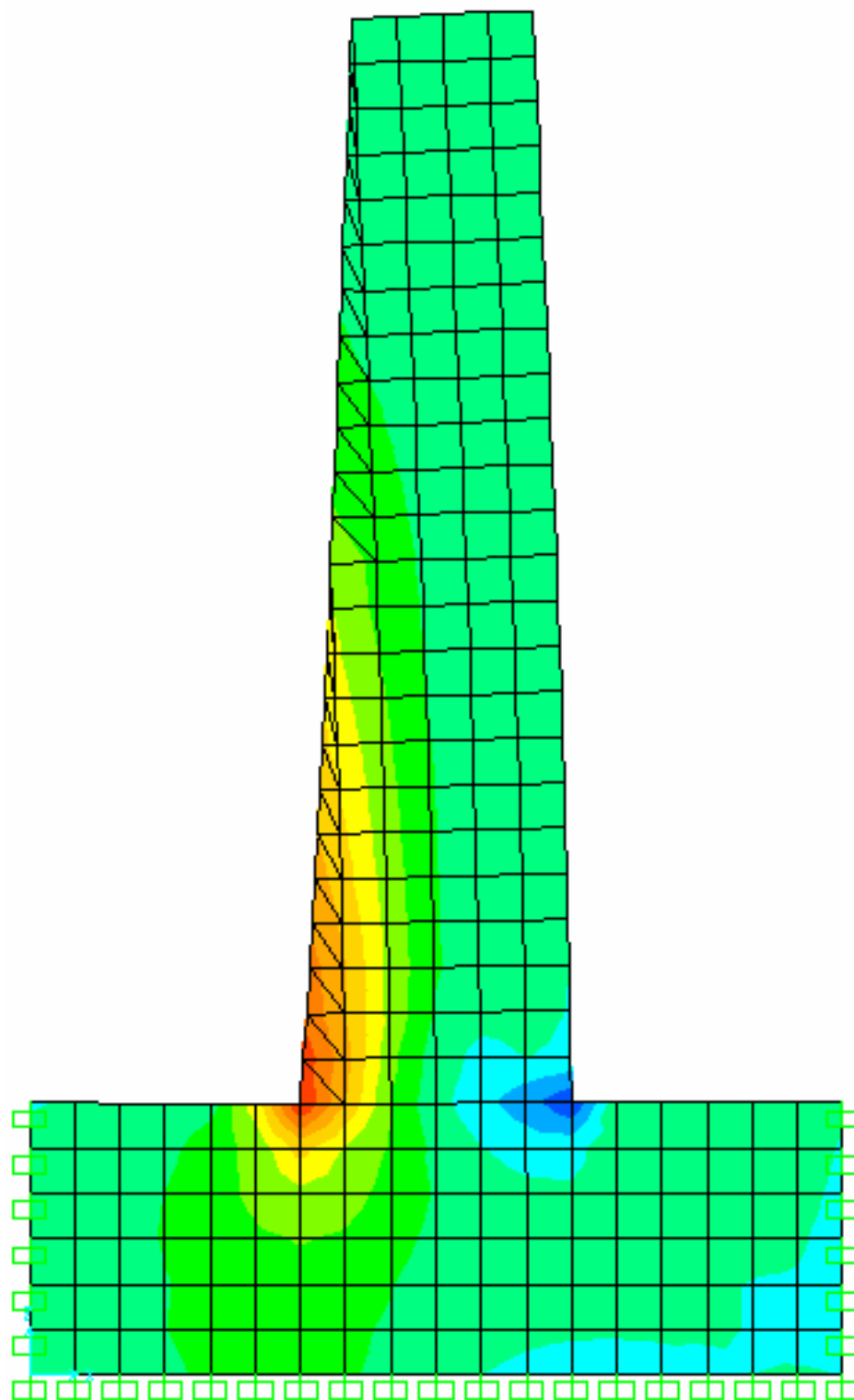


Μέγιστη εφελκυστική τάση =

$$2,6 \text{ MPa} (2.600 \text{ KN/m}^2) > 0,5 \text{ MPa} * (500 \text{ KN/m}^2)$$

*(όριο εφελκυστικών τάσεων όπως περιγράφεται στο Κεφ.5)

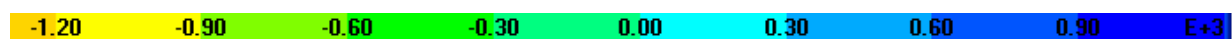
7.8.3. Μέγιστες θλιπτικές τάσεις (S_{min}):



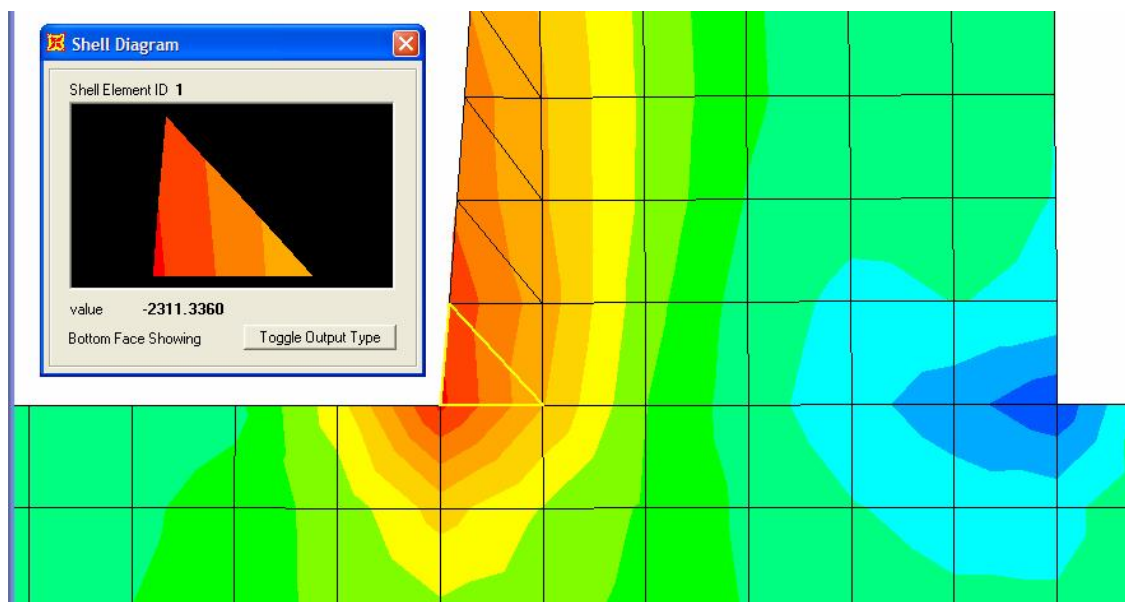
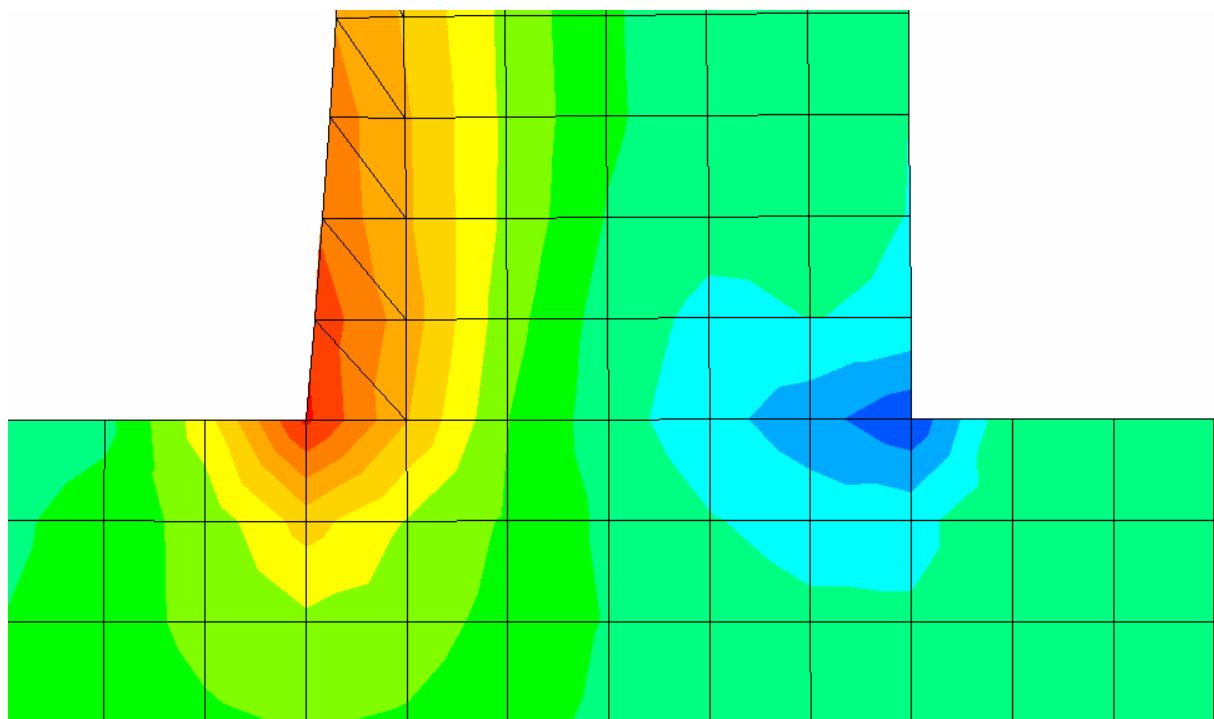
← θλίψη (σεΚΡα)



→ εφελκυσμός (σεΚΡα)



Κρίσιμη περιοχή :



← θλίψη (σεΚΡα)



→ εφελκυσμός (σεΚΡα)

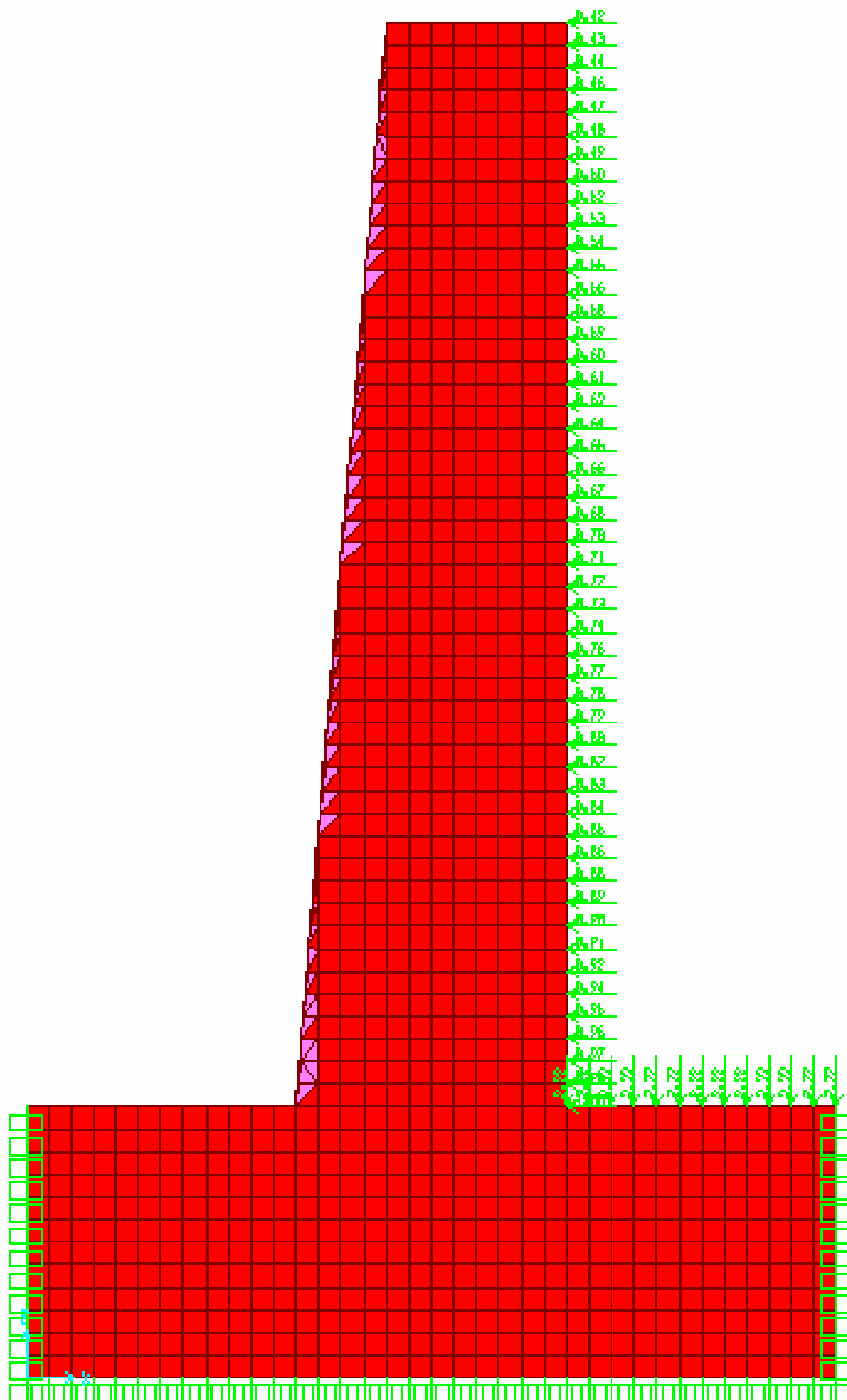


Μέγιστη θλιπτική τάση =

$$2,3\text{MPa} (2.300 \text{ KN/m}^2) < 10,6 \text{MPa}^* (10.600 \text{ KN/m}^2)$$

* (f_{cd} για C16/20)

7.9 Με μεγαλύτερη διακεκριμενοποίηση για πιο ακριβή αποτελέσματα :

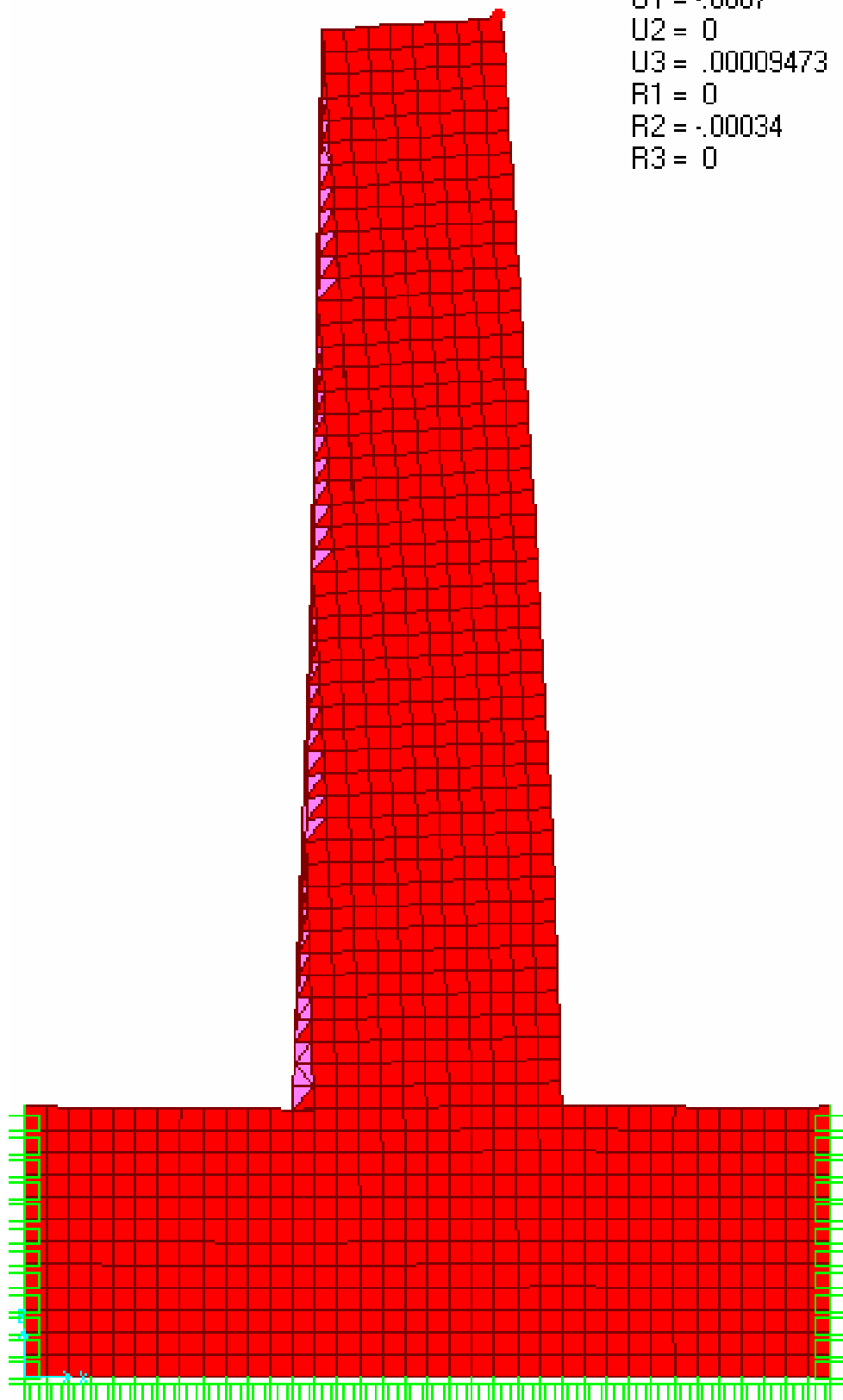


SAP2000 (το κάθε πεπερασμένο στοιχείο = 0.05m)

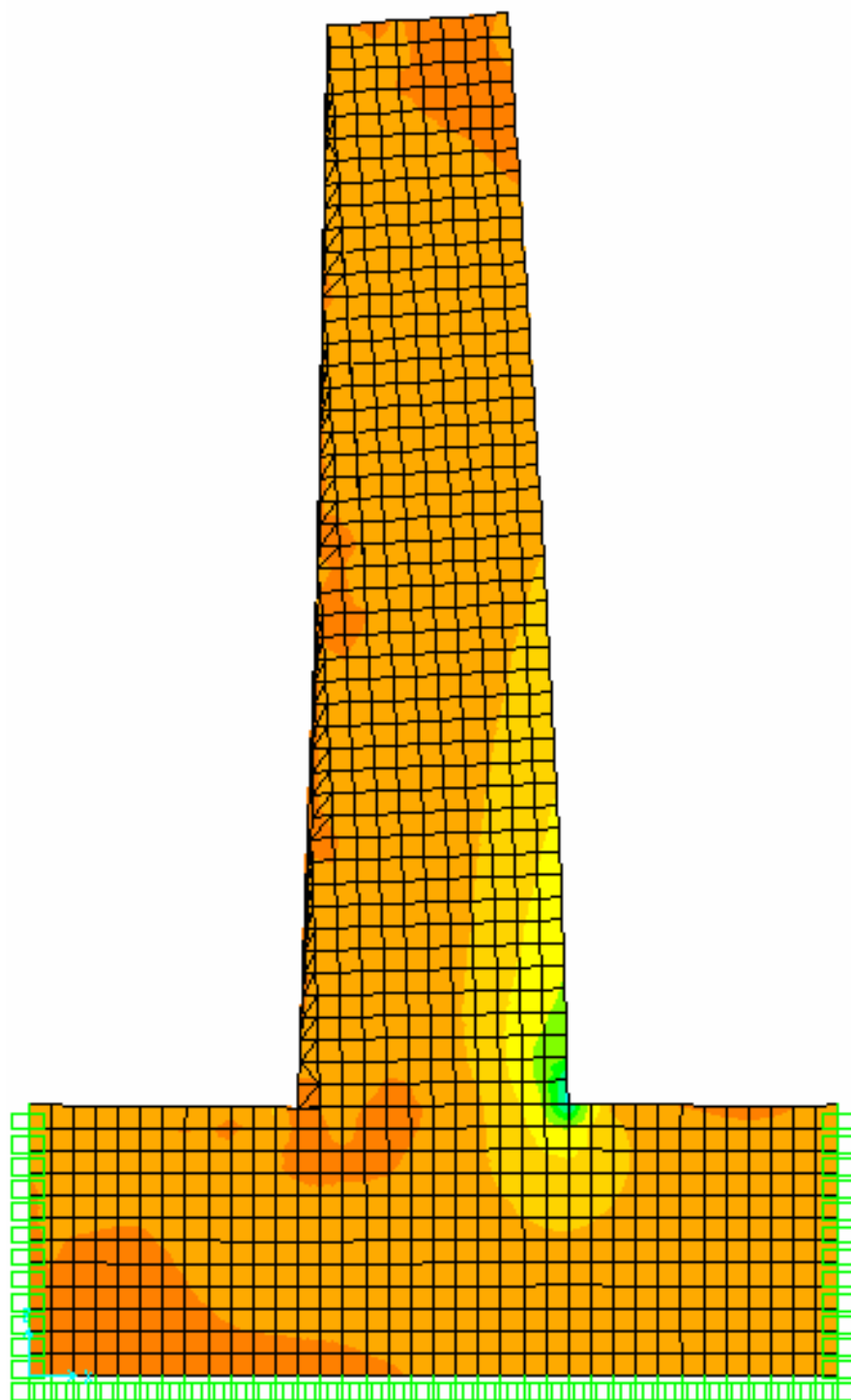
3.

7.9.1. Η παραμόρφωση του φορέα- μετατόπιση κορυφής (σε m):

Pt Obj: 134
Pt Elm: 8
U1 = -.0007
U2 = 0
U3 = .00009473
R1 = 0
R2 = -.00034
R3 = 0



7.9.2. Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις (S_{max}):



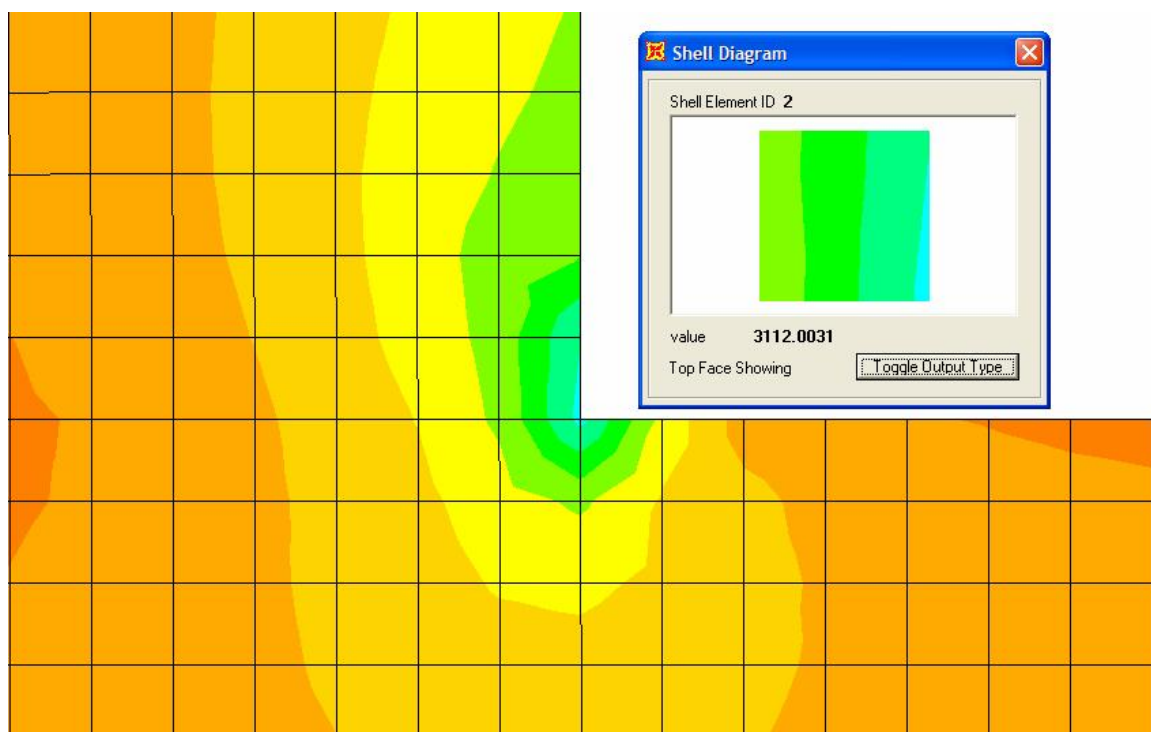
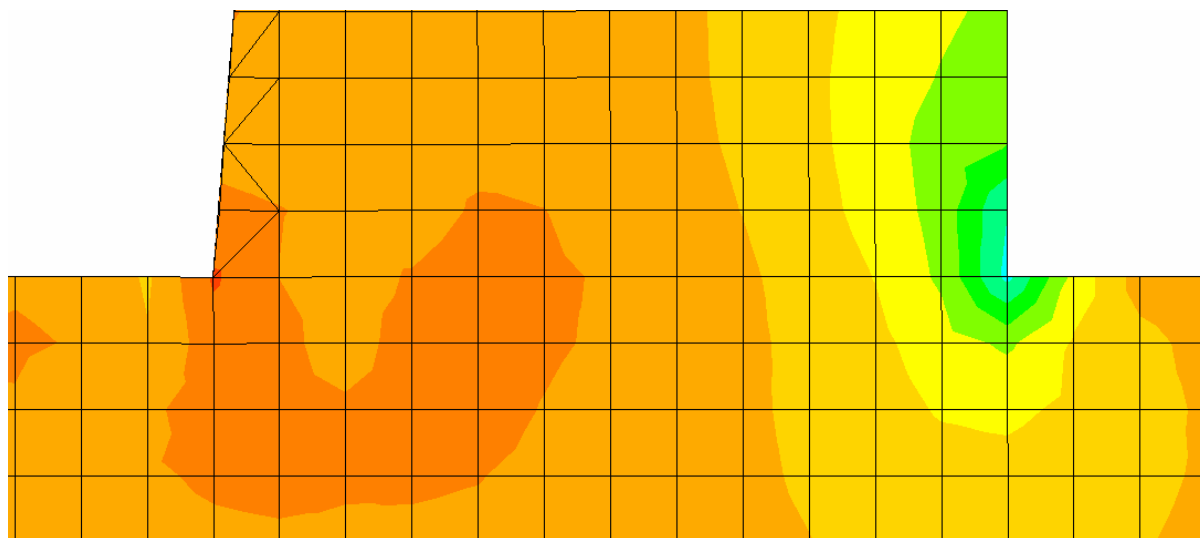
← θλίψη (σεΚΡα)



→ εφελκυσμός (σεΚΡα)



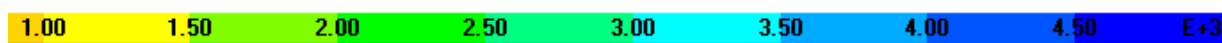
Κρίσιμη περιοχή :



← θλίψη (σεΚΡα)



→ εφελκυσμός (σεΚΡα)

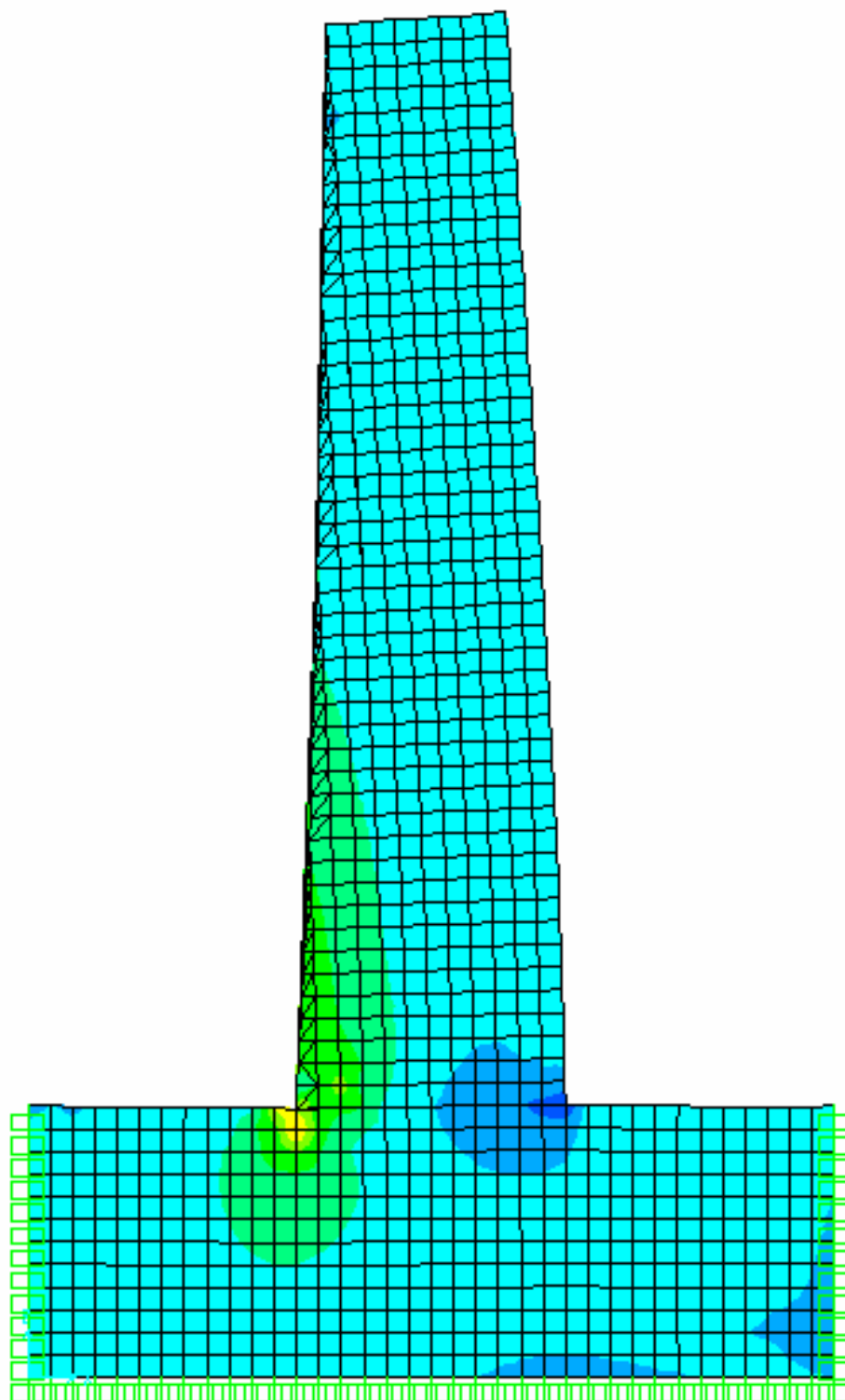


Μέγιστη εφελκυστική τάση =

$$3,1 \text{ MPa} (3.100 \text{ KN/m}^2) > 0,5 \text{ MPa} * (500 \text{ KN/m}^2)$$

*(όριο εφελκυστικών τάσεων όπως περιγράφεται στο Κεφ.5)

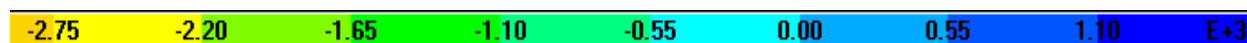
7.9.3. Μέγιστες θλιπτικές τάσεις (S_{min}):



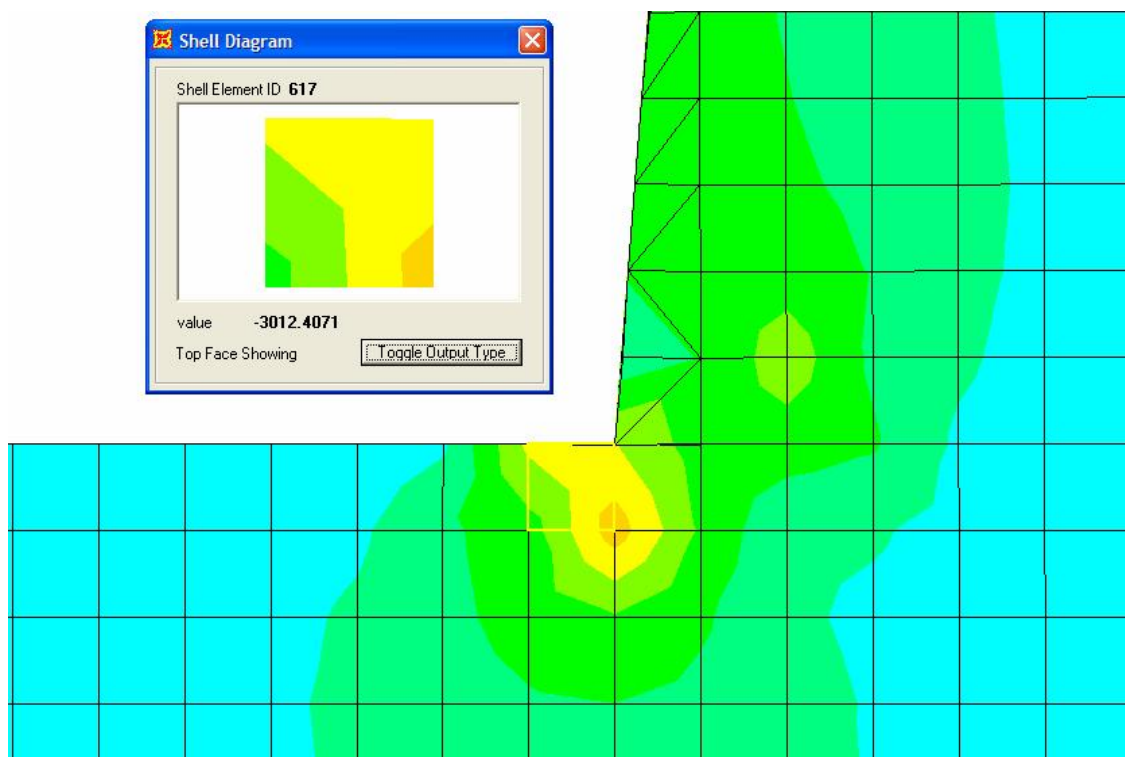
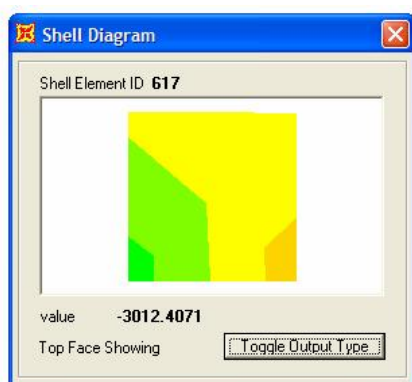
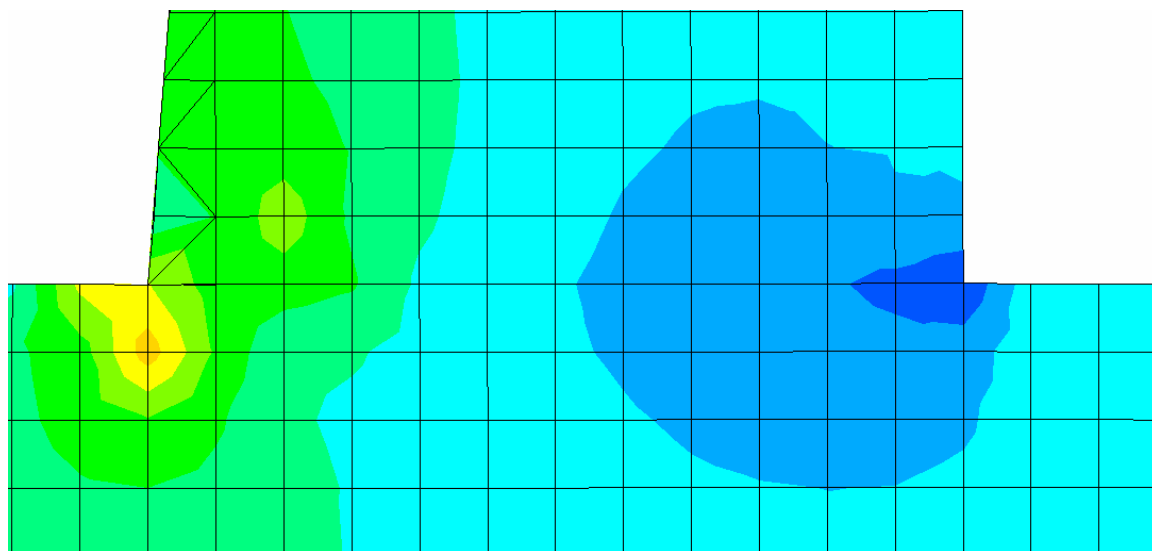
← θλίψη (σεΚΡα)



→ εφελκυσμός (σεΚΡα)



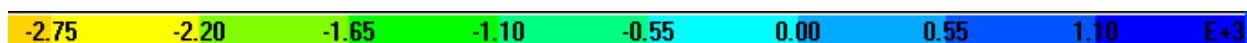
Κρίσιμη περιοχή :



← θλίψη (σεΚΡα)



→ εφελκυσμός (σεΚΡα)



Μέγιστη θλιπτική τάση =

3,0 MPa (3.000 KN/m²) < **10,6 MPa** (10.600 KN/m²)

* (f_{cd} για C16/20)

7.9.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων- Συμπέρασμα:

- Διακεκριμενοποίηση **0.10m**:

Μέγιστη εφελκυστική αντοχή = 2,6 MPa (2.600 KN/m ²)	>	0,50 MPa
Μέγιστη θλιπτική αντοχή = 2,3 MPa (2.300 KN/m ²)	<	10,6 MPa OK

- Διακεκριμενοποίηση **0.05m**:

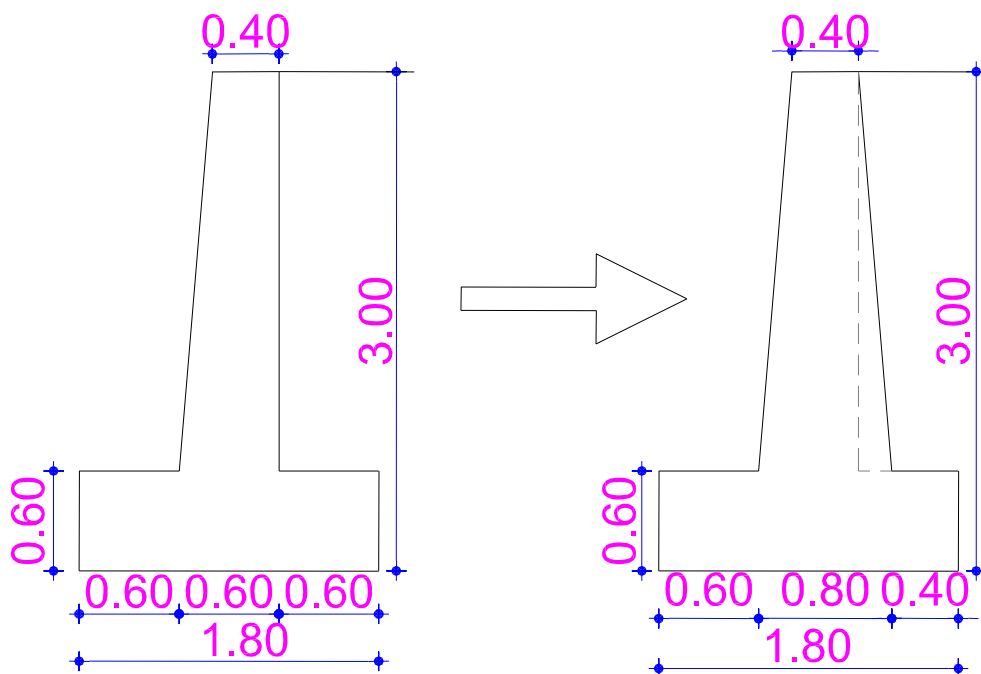
Μέγιστη εφελκυστική αντοχή = 3,1 MPa (3.100 KN/m ²)	>	0,50MPa
Μέγιστη θλιπτική αντοχή = 3,0 MPa (3.000 KN/m ²)	<	10,6 MPa OK

Συμπέρασμα :

Από τα παραπάνω αποτελέσματα παρατηρούμε ότι στην κρίσιμη περιοχή του τοίχου(στη βάση του κορμού) αντιμετωπίζουμε πρόβλημα με την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, διότι είναι πολύ παραπάνω από τα όρια μέγιστης εφελκυστικής τάσης.

Άρα ,

επιλέγουμε :να αλλάξουμε τη γεωμετρία του τοίχου, με στόχο τη μείωση των μέγιστων εφελκυστικών τάσεων

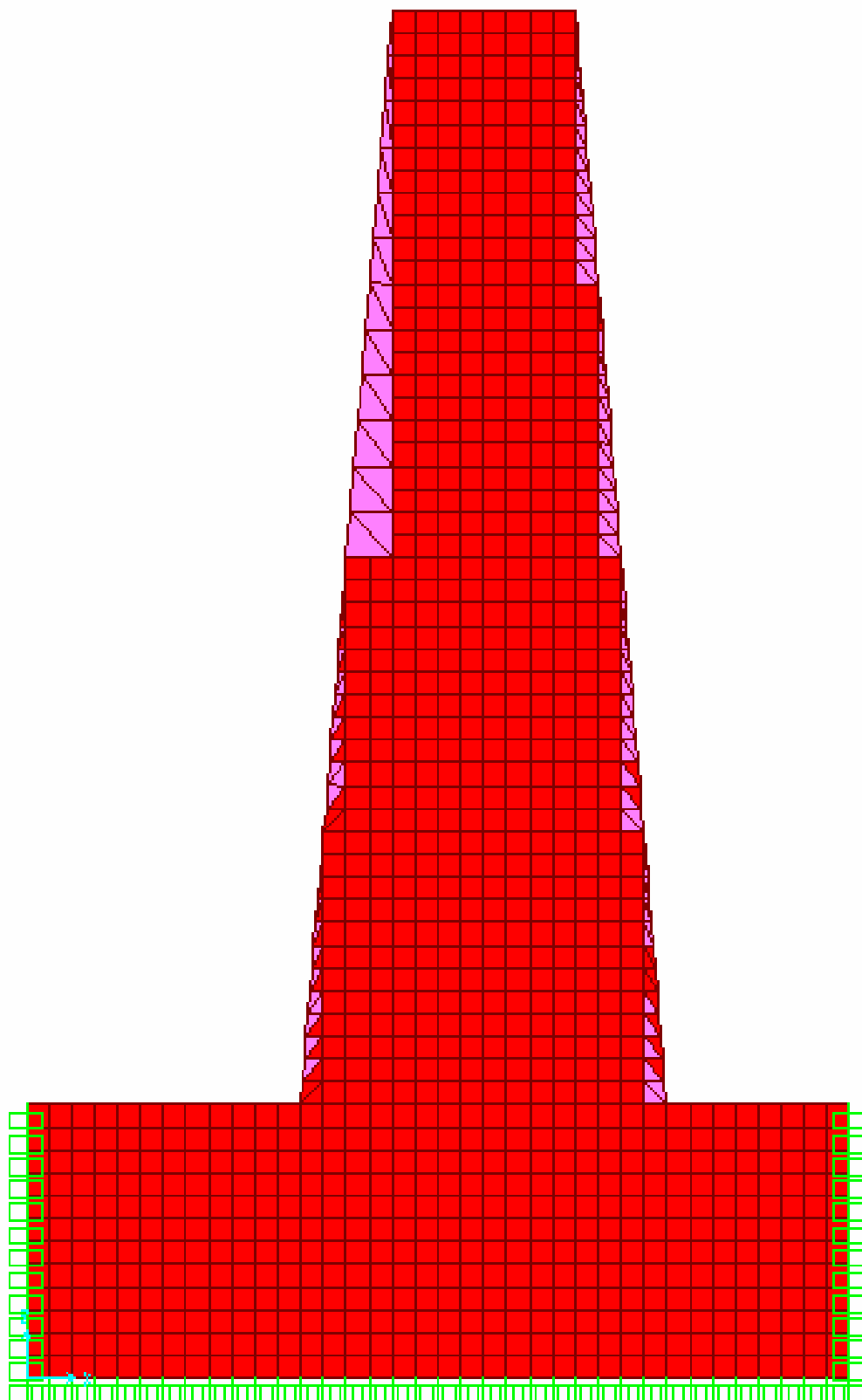


Σχήμα 7.9.4.1. (1^η Αλλαγή Διατομής, της εσωτερικής παρειάς από κατακόρυφη σε κεκλιμένη, συνεπώς αύξηση του πλάτους κορμού)

Απ'τα παραπάνω αποτελέσματα συμπεραίνουμε επίσης ότι δεν υπήρξε μεγάλη μεταβολή στα αποτελέσματα όταν χρησιμοποιήθηκε μεγαλύτερη διακεκριμενοποίηση. Ωστόσο επειδή επιτυγχάνεται πιο αναλυτική προσομοίωση της κρίσιμης περιοχής, στη σύνδεση του κορμού με το θεμέλιο, στο εξής χρησιμοποιείται μέγεθος πεπερασμένου στοιχείου $0.05\text{m} \times 0.05\text{m}$. Θα μπορούσε να επιλεγεί αυτή η πύκνωση μόνο στη κρίσιμη περιοχή αλλά για ένα τέτοιο επίπεδο φορέα το υπολογιστικό κόστος δεν είναι μεγάλο δια το λόγω αυτό επιλέχθηκε (για απλότητα) η ίδια πύκνωση σε όλο το φορέα.

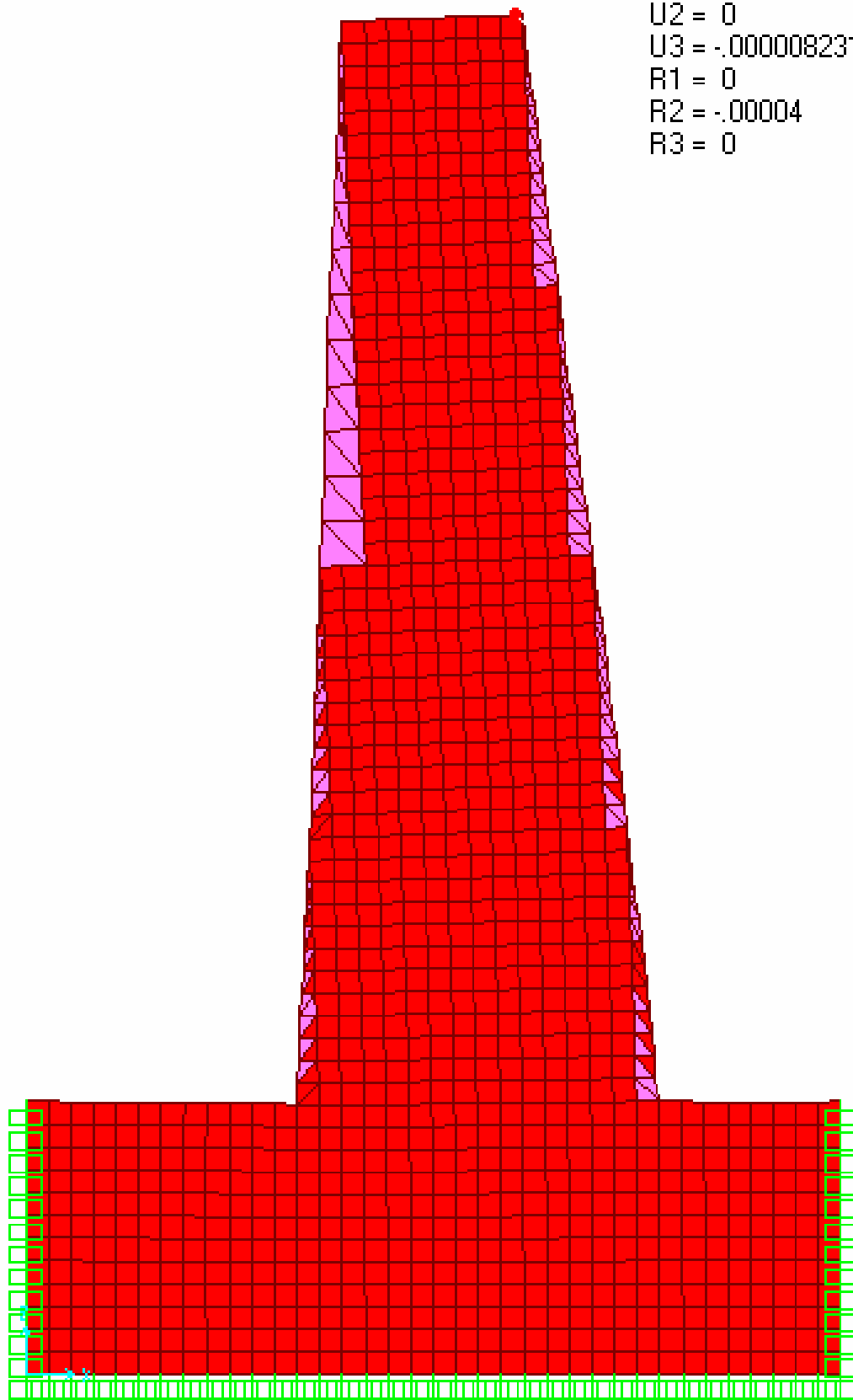
7.10.1 1^η λύση

1.

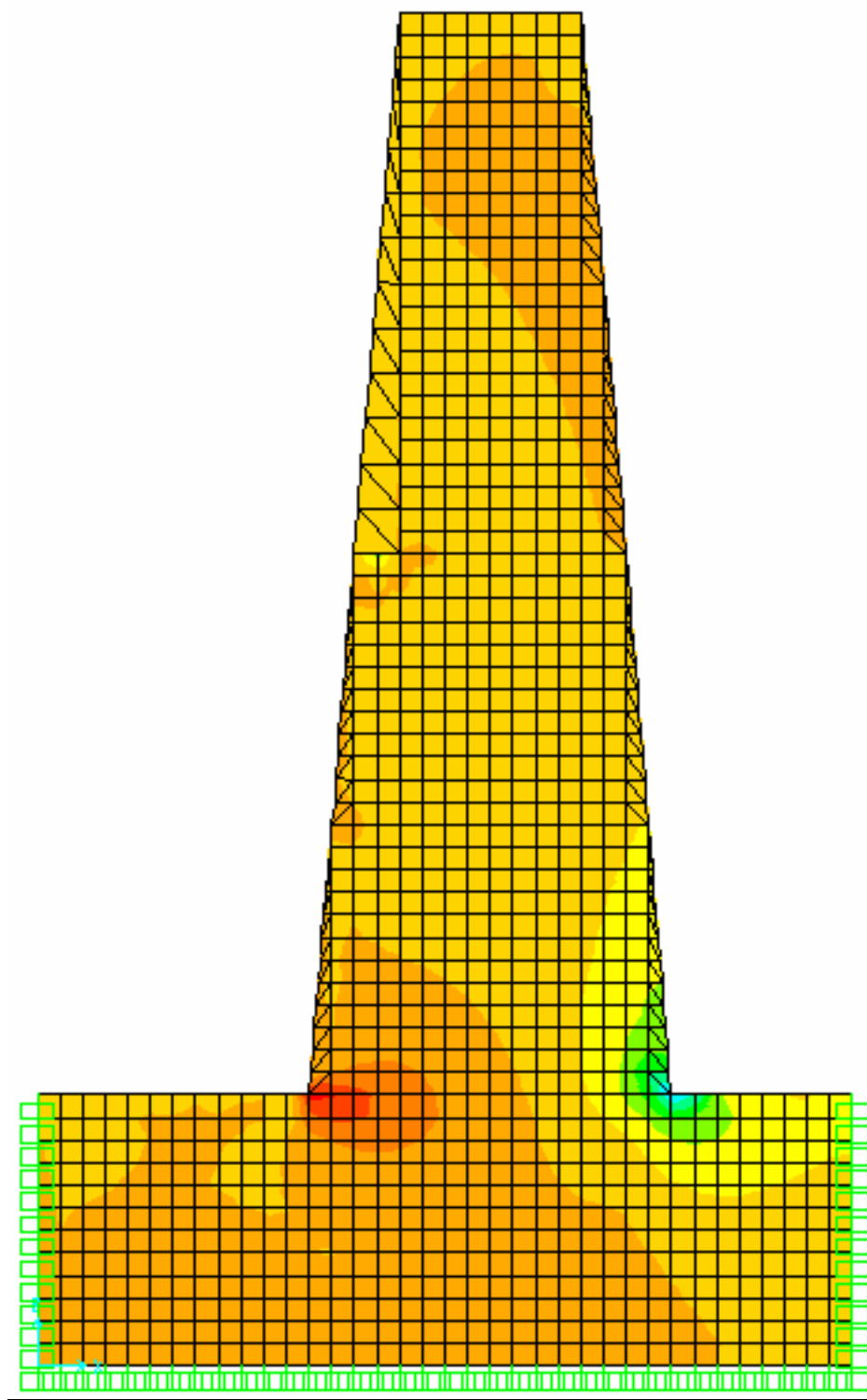


Η παραμόρφωση του φορέα – μετατόπιση κορυφής (σε m):

Pt Obj: 134
Pt Elm: 134
U1 = -.0001
U2 = 0
U3 = -.000008231
R1 = 0
R2 = -.00004
R3 = 0



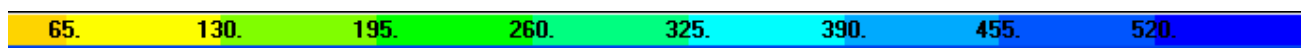
Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις (S_{max}):



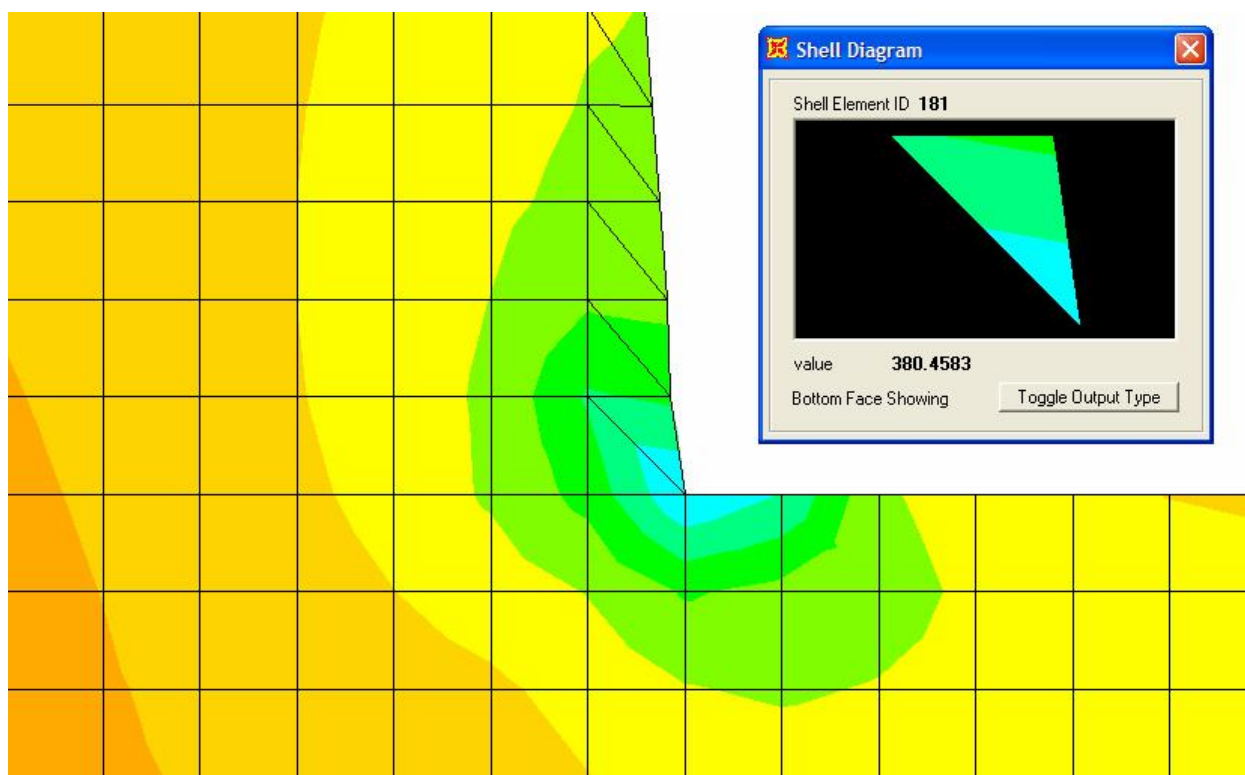
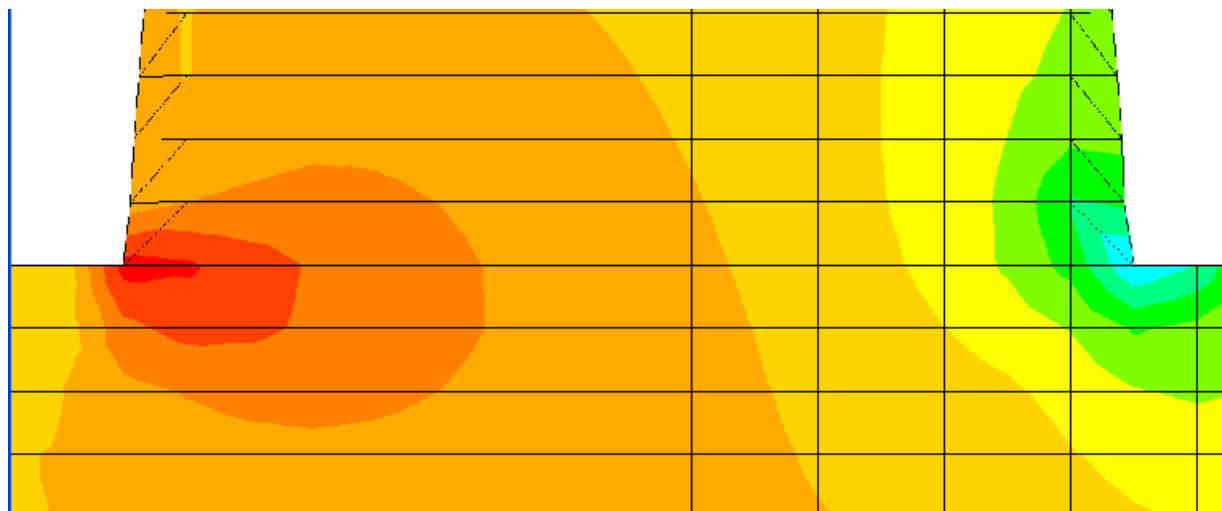
← θλίψη σε ΚΡα



→ εφελκυσμός σε ΚΡα



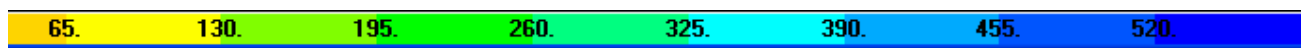
Κρίσιμη περιοχή :



← θλίψη σε ΚΡα



→ εφελκυσμός σε ΚΡα

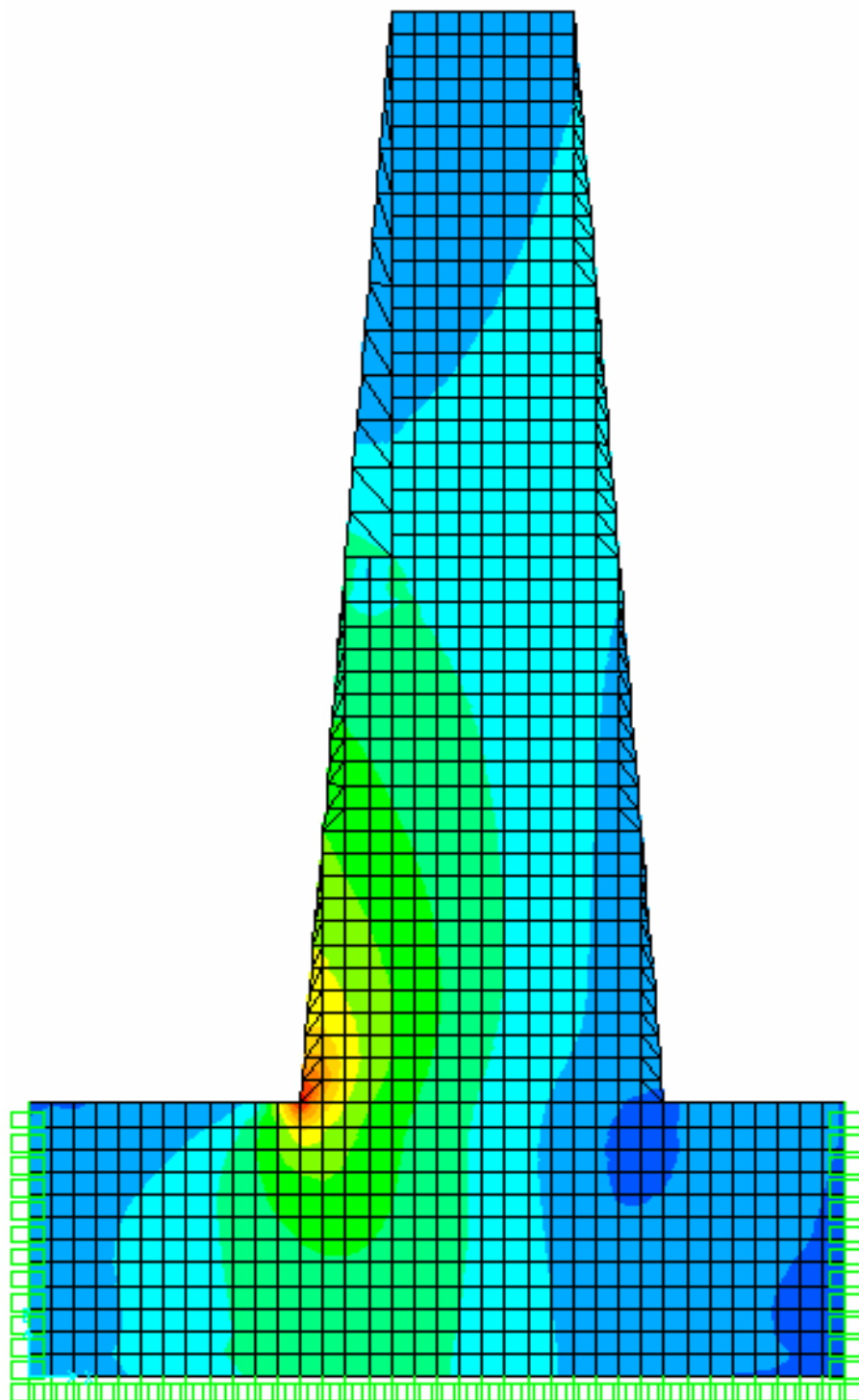


Μέγιστη εφελκυστική τάση =

$$0,380 \text{ MPa} (380 \text{ KN/m}^2) < 0,5 \text{ MPa}^* (500 \text{ KN/m}^2)$$

* (όριο εφελκυστικών τάσεων όπως περιγράφεται στο Κεφ.5)

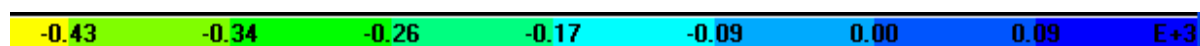
Μέγιστες θλιπτικές τάσεις (S_{\min}):



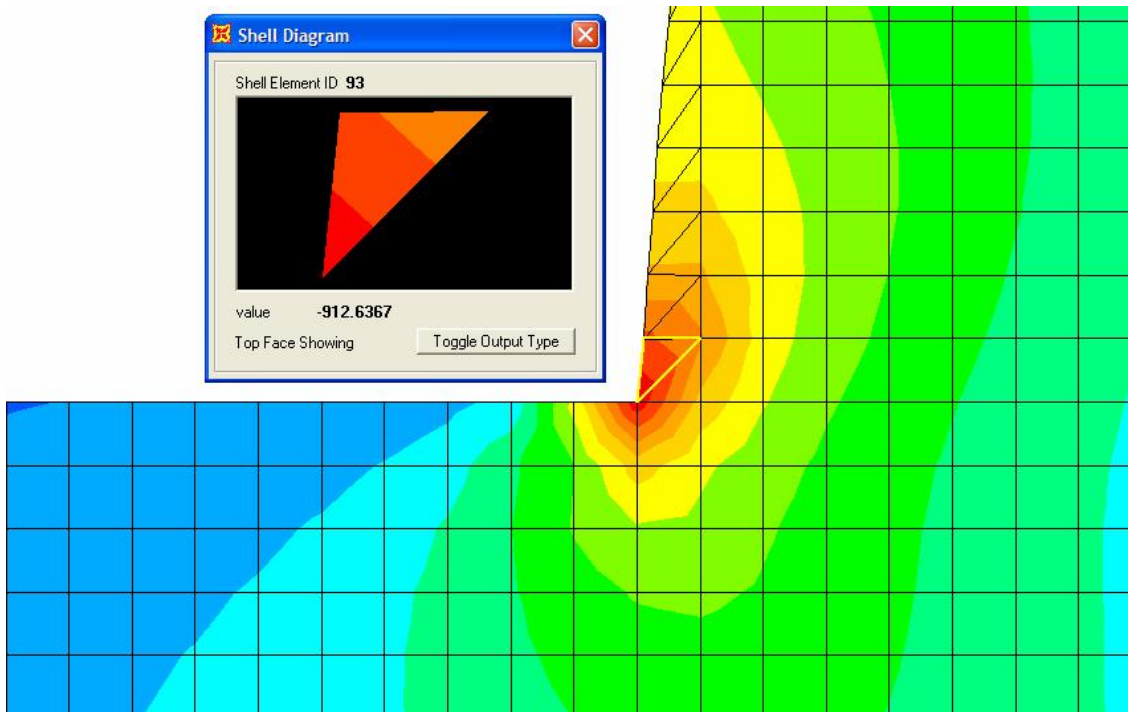
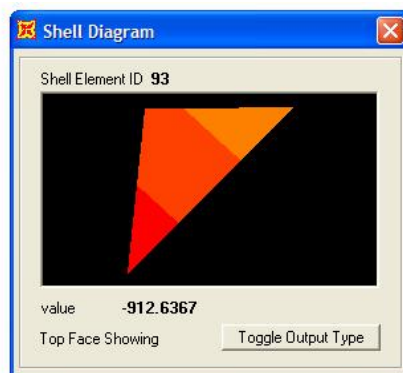
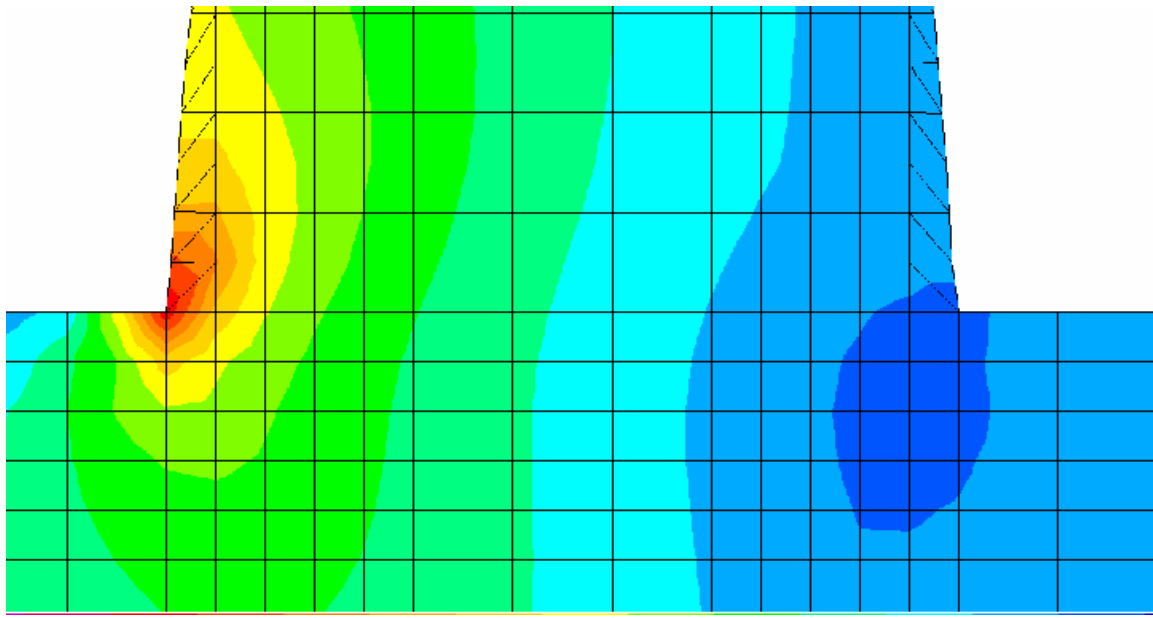
← θλίψη σε KPa



→ εφελκυσμός σε KPa



Κρίσιμη περιοχή :



← θλίψη σε ΚΡα



→ εφελκυσμός σε ΚΡα



Μέγιστη θλιπτική τάση =

$$0,912 \text{ MPa} (912 \text{ KN/m}^2) < 10,6 \text{ MPa} * (10.600 \text{ KN/m}^2)$$

* (f_{cd} για C16/20)

2. Σύγκριση αποτελεσμάτων- Συμπέρασμα :

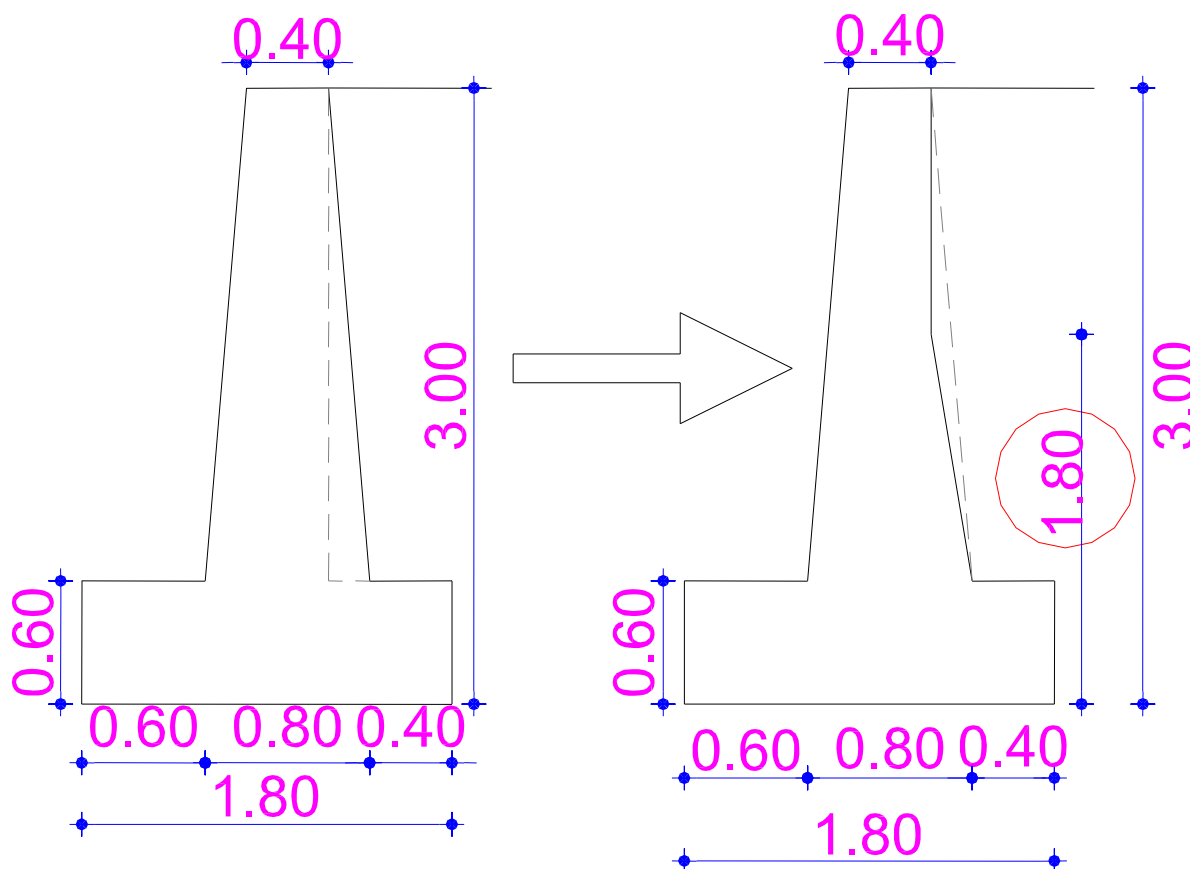
Μέγιστη εφελκυστική αντοχή = $0,380 \text{ MPa}$ (380 KN/m^2) < 0,5 MPa OK
Μέγιστη θλιπτική αντοχή = $0,915 \text{ MPa}$ (915 KN/m^2) < 10,6 MPa OK

Από τον παραπάνω πίνακα διαπιστώνουμε ότι οι τιμές τόσο της εφελκυστικής αντοχής όσο και της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος δεν ξεπερνούν τα όρια.

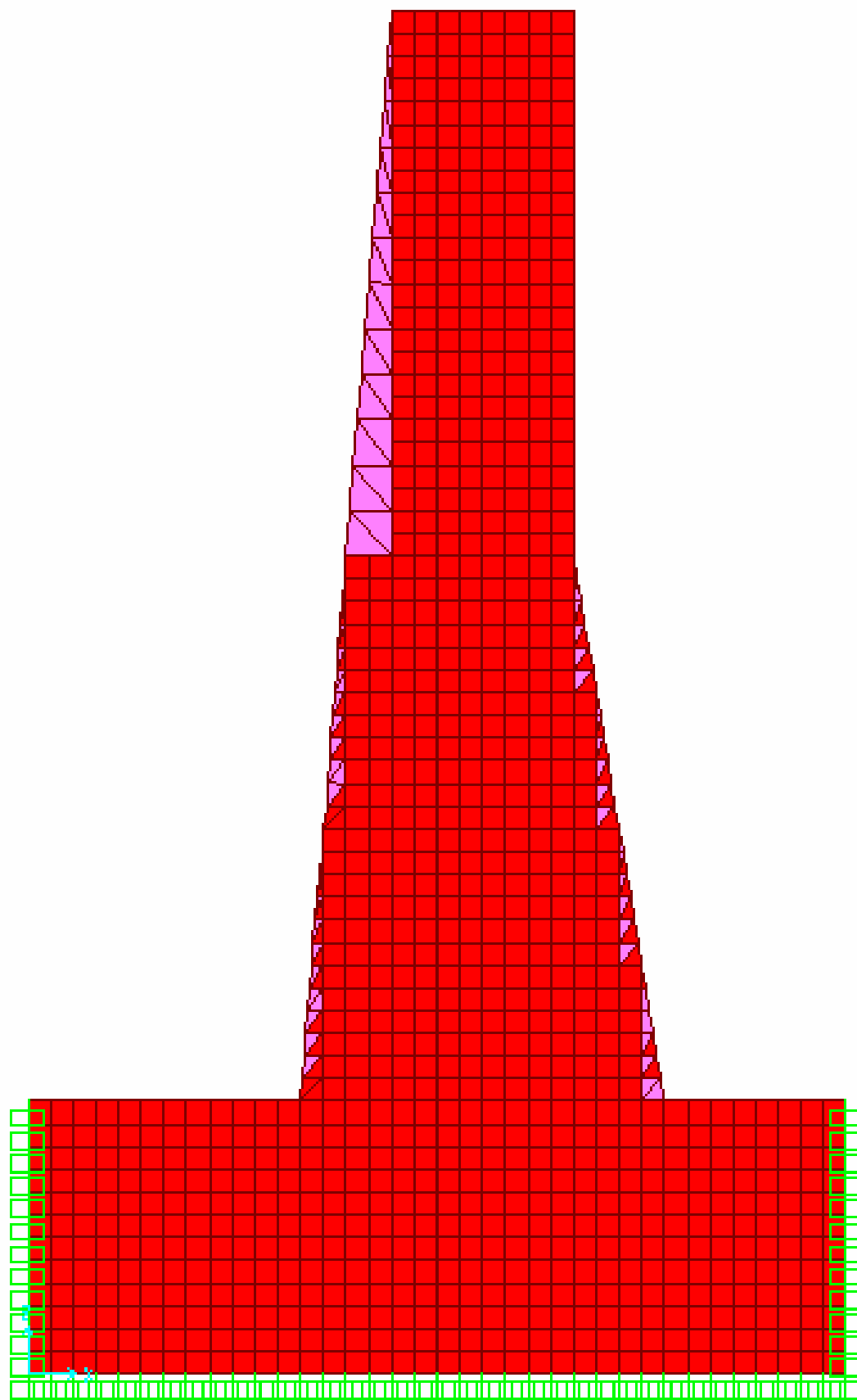
Σκοπός της έρευνας μας είναι εκτός από το να μη ξεπεράσουμε τα όρια των τάσεων είναι να επιτύχουμε και την μέγιστη οικονομία του σκυροδέματος, δηλαδή να μπορέσουμε να κατασκευάσουμε έναν τοίχο αντιστήριξης μορφής βαρύτητας πολύ πιο λεπτό απ'ότι κατασκευάζεται συνήθως.

Έτσι,

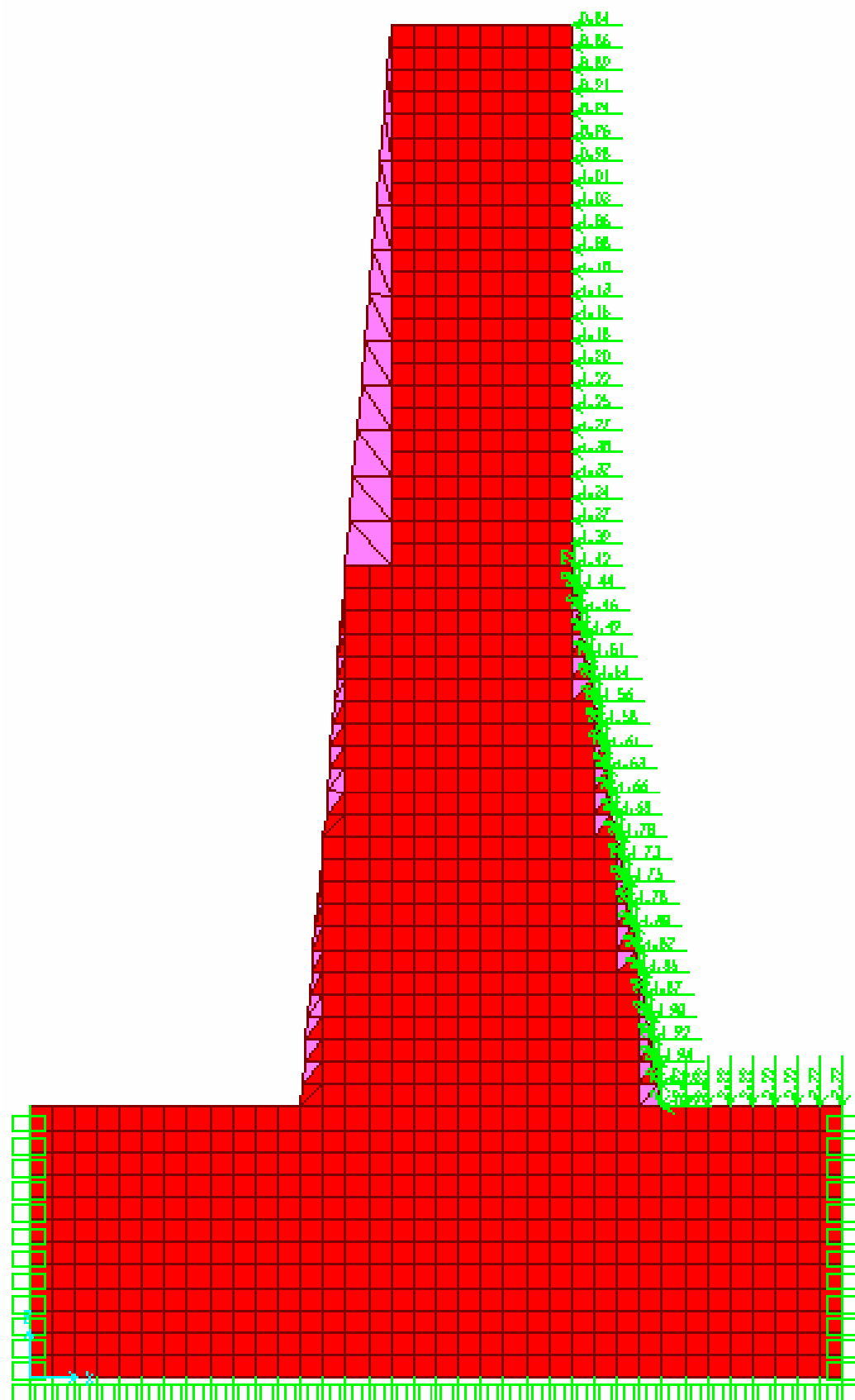
καταλήγουμε σε μια **2^η λύση** όσον αφορά την επιλογή διαστάσεων :



Σχήμα 7.10.2. 2^η Αλλαγή διαστάσεων

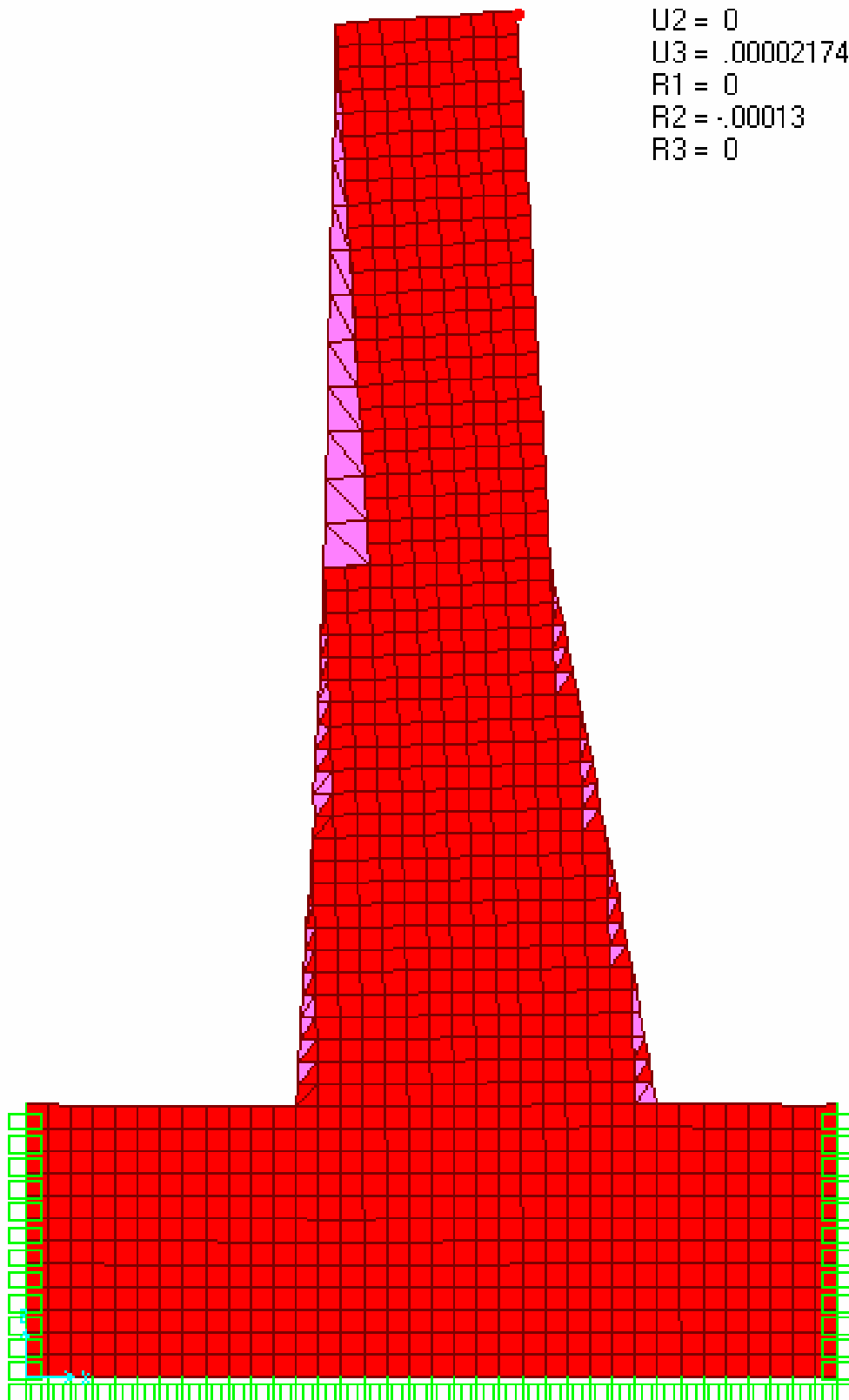
7.10.2. 2^η λύση:

Επικόμβιες δυνάμεις :

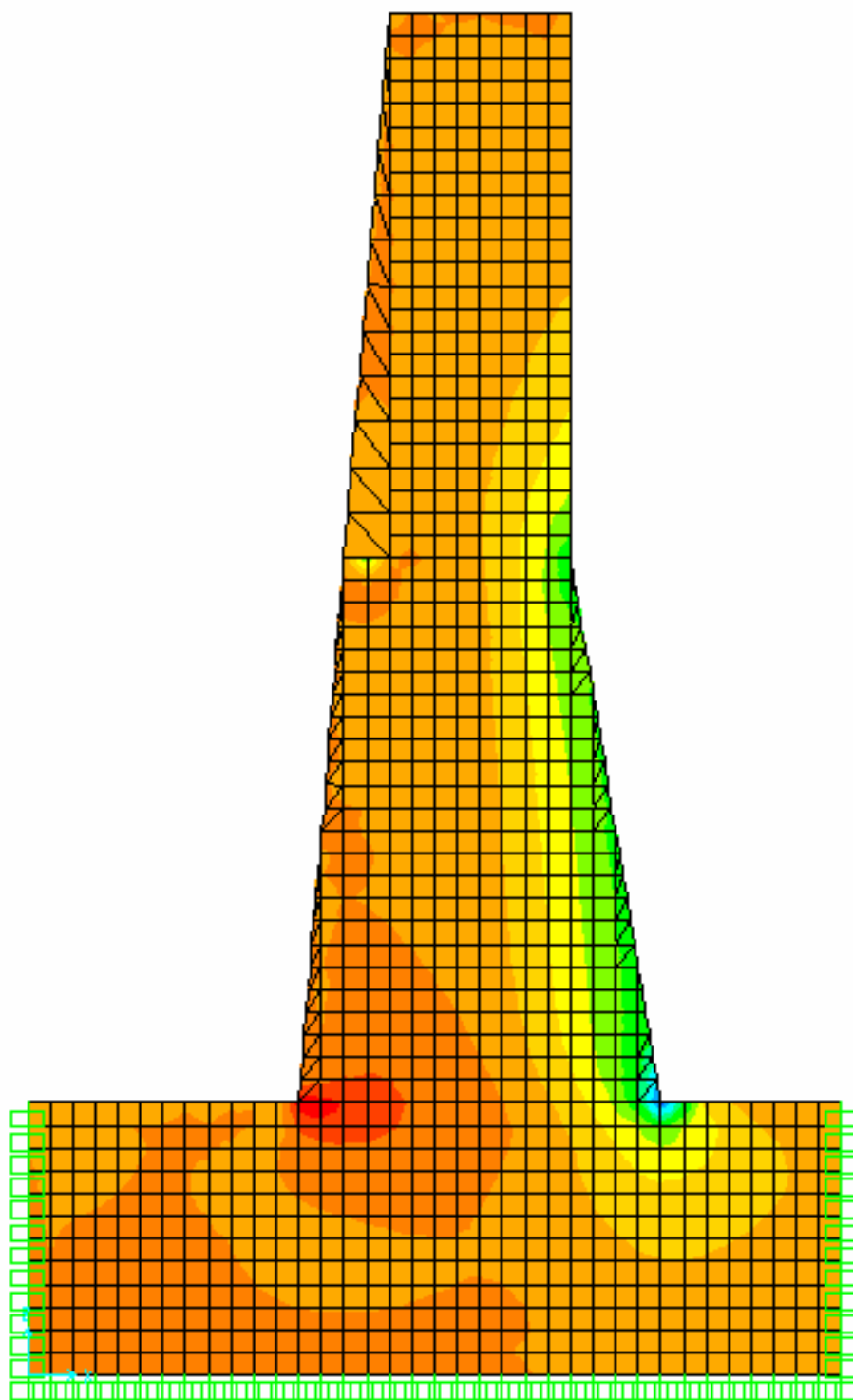


Παραμόρφωση του φορέα- μετατόπιση κορυφής (σε m):

Pt Obj: 134
Pt Elm: 134
U1 = -.0002
U2 = 0
U3 = .00002174
R1 = 0
R2 = -.00013
R3 = 0



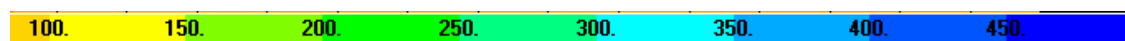
Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις (S_{max}):



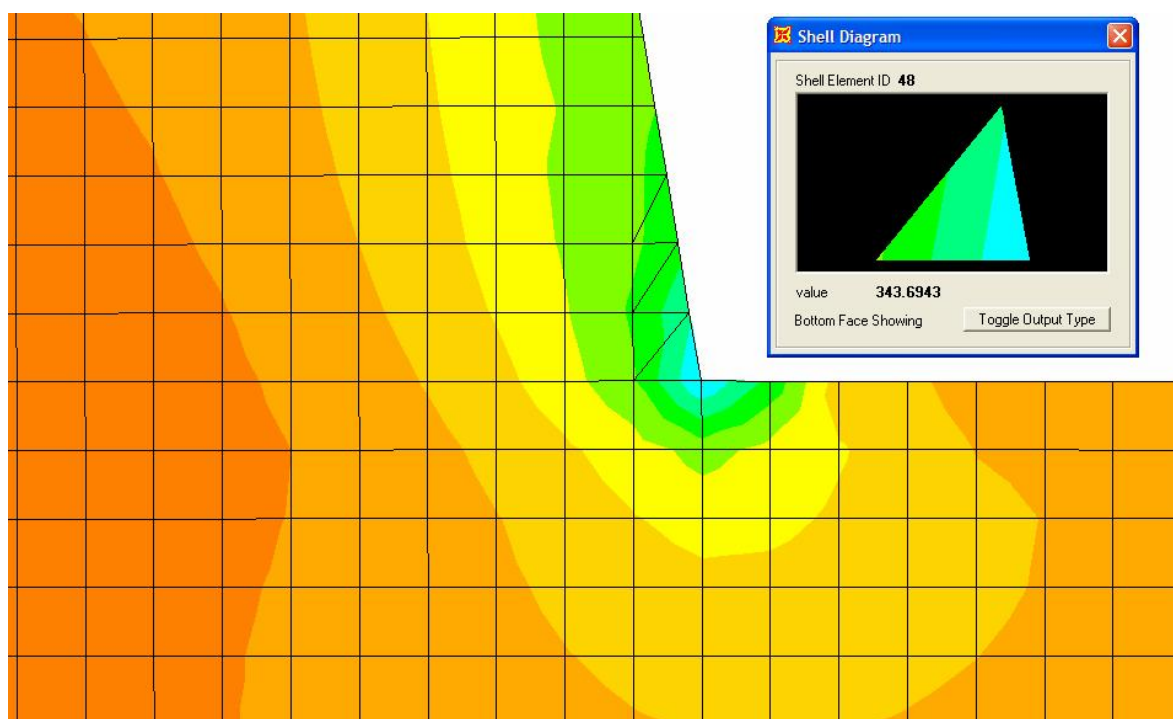
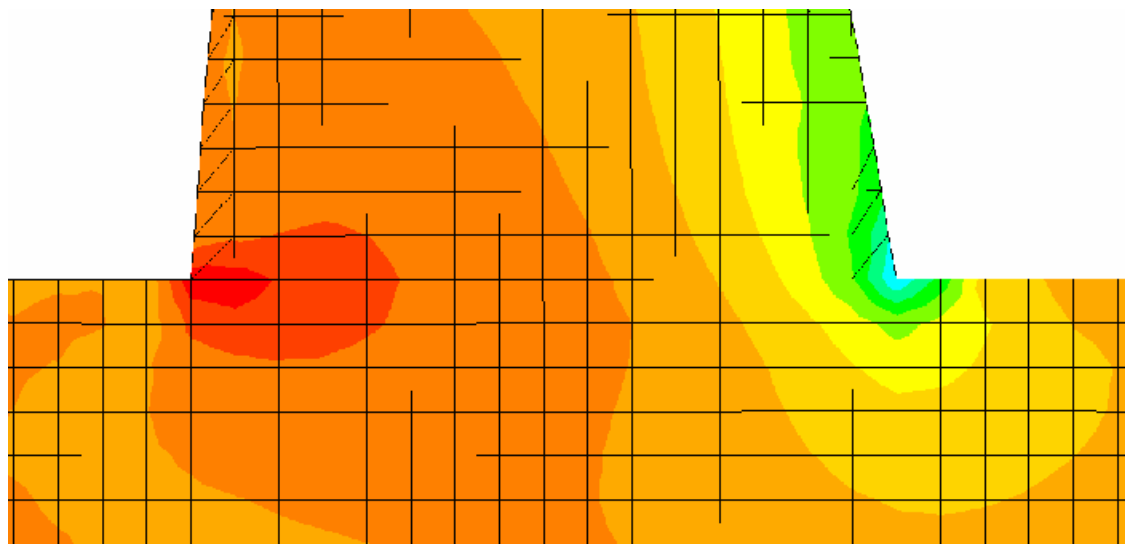
← θλίψη σε KPa



→ εφελκυσμός σε KPa



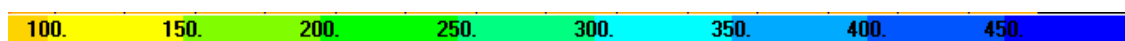
Κρίσιμη περιοχή :



← θλίψη σε KPa



→ εφελκυσμός σε KPa

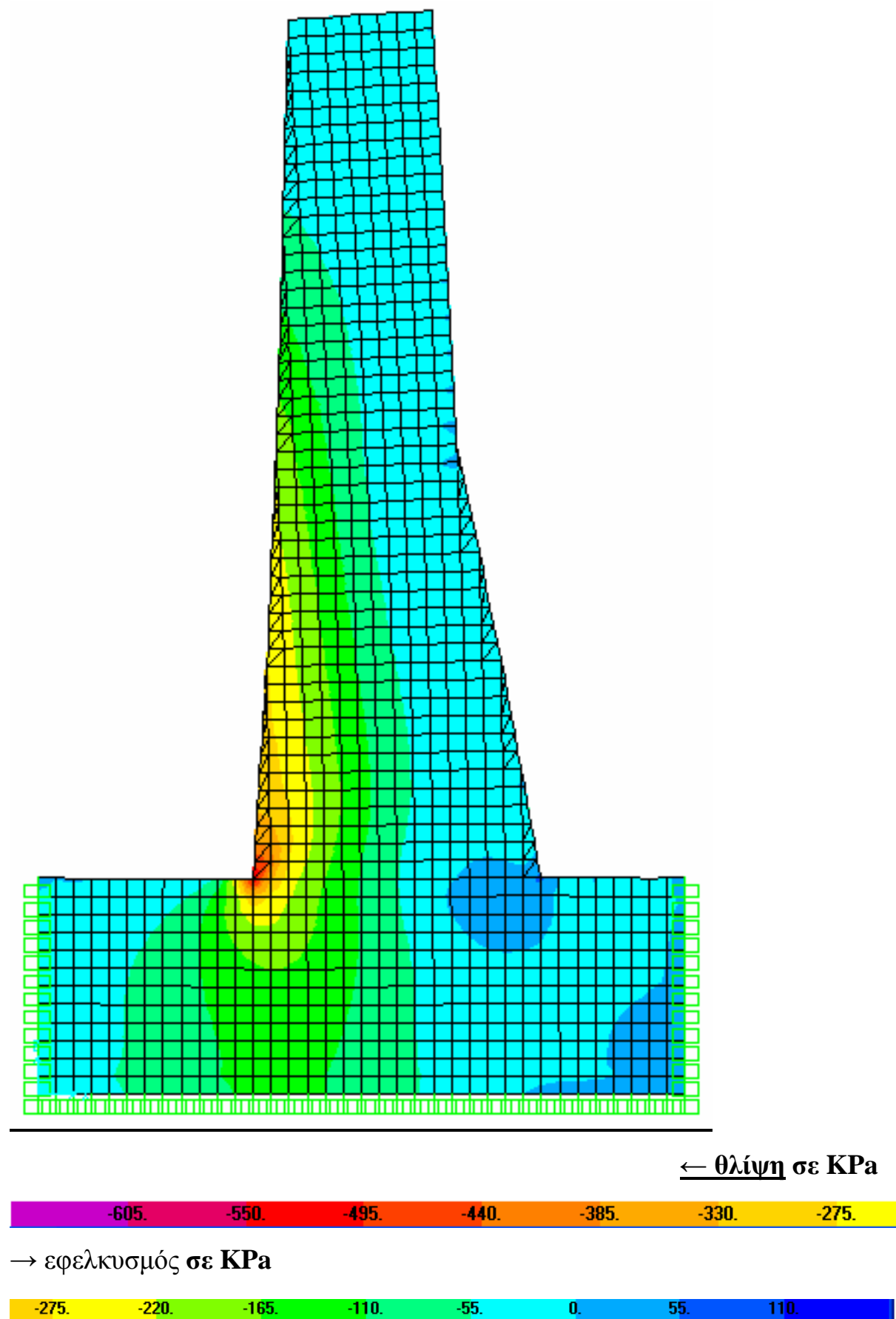


Μέγιστη εφελκυστική τάση =

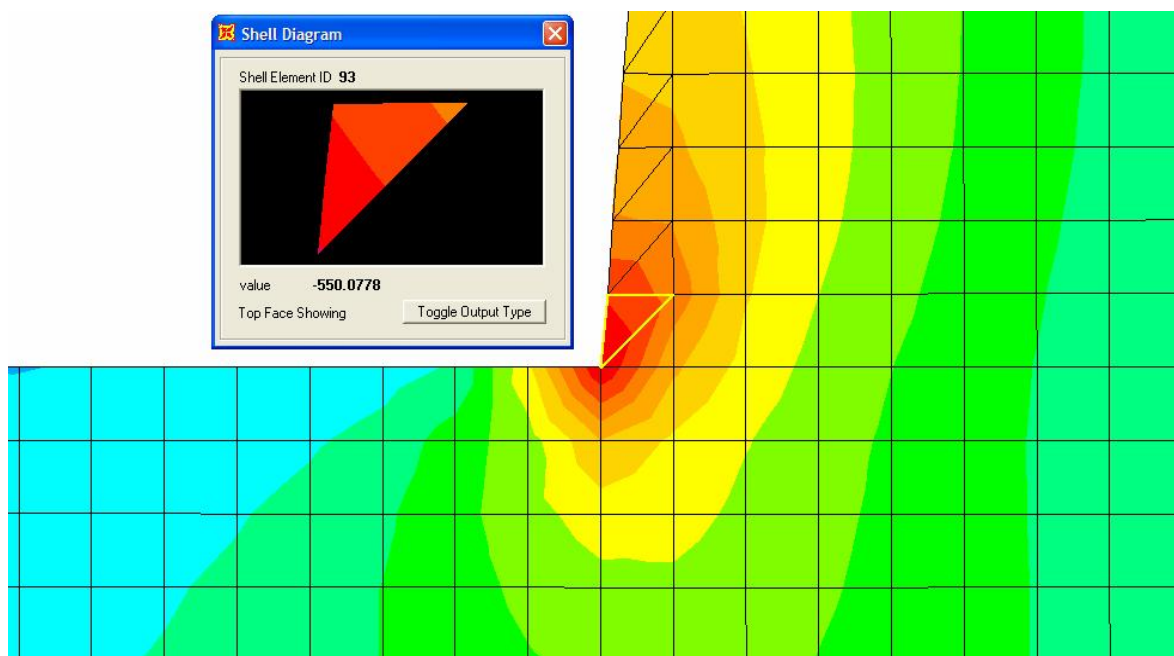
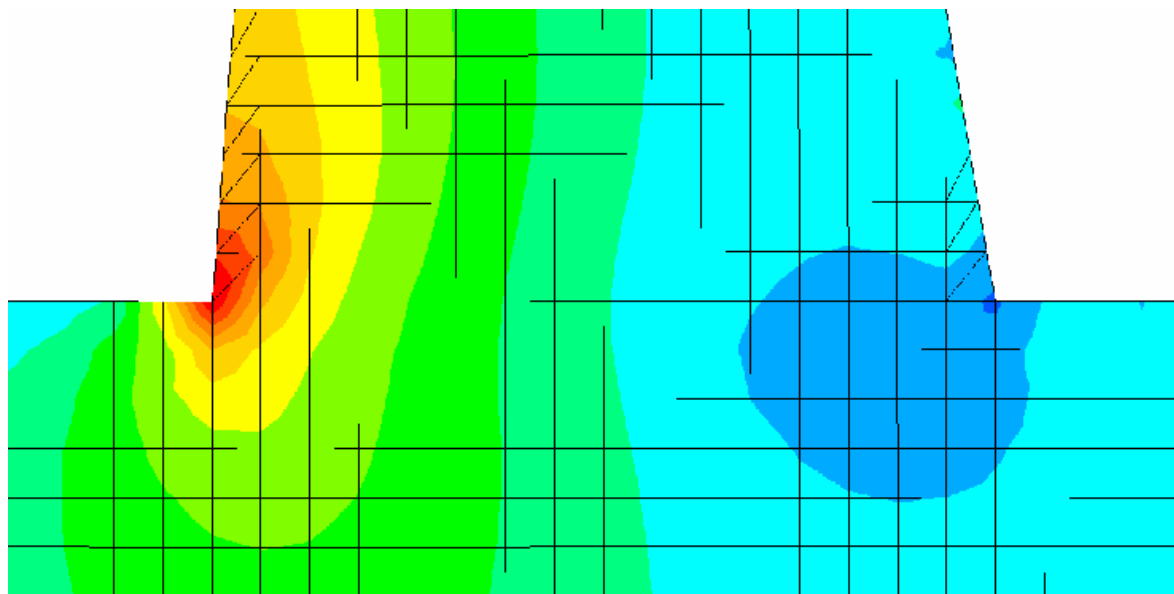
$$0,344 \text{ MPa} (344 \text{ KN/m}^2) < 0,5 \text{ MPa}^* (500 \text{ KN/m}^2)$$

* (όριο εφελκυστικών τάσεων όπως περιγράφεται στο Κεφ.5)

Μέγιστες θλιπτικές τάσεις (S_{\min}):



Κρίσιμη περιοχή :



← θλίψη σε KPa



→ εφελκυσμός σε KPa



Μέγιστη θλιπτική τάση =

$$0,550 \text{ MPa} (550 \text{ KN/m}^2) < 10,6 \text{ MPa} *(10.600 \text{ KN/m}^2)$$

* (f_{cd} για C16/20)

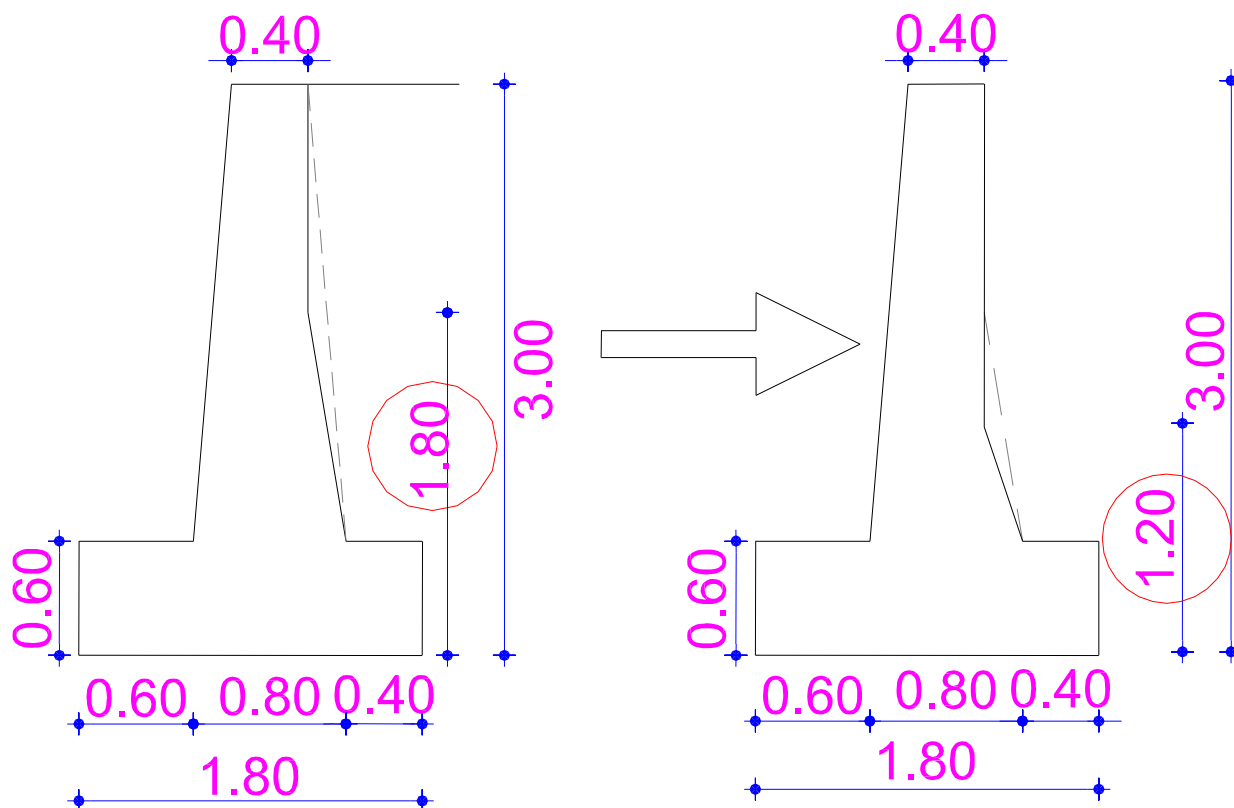
3. Σύγκριση αποτελεσμάτων :

Μέγιστη εφελκυστική αντοχή = 0,344MPa (344 KN/m ²)	< 0,5MPa	OK
Μέγιστη θλιπτική αντοχή = 0,550 MPa (550 KN/m ²)	< 10,6 MPa	OK

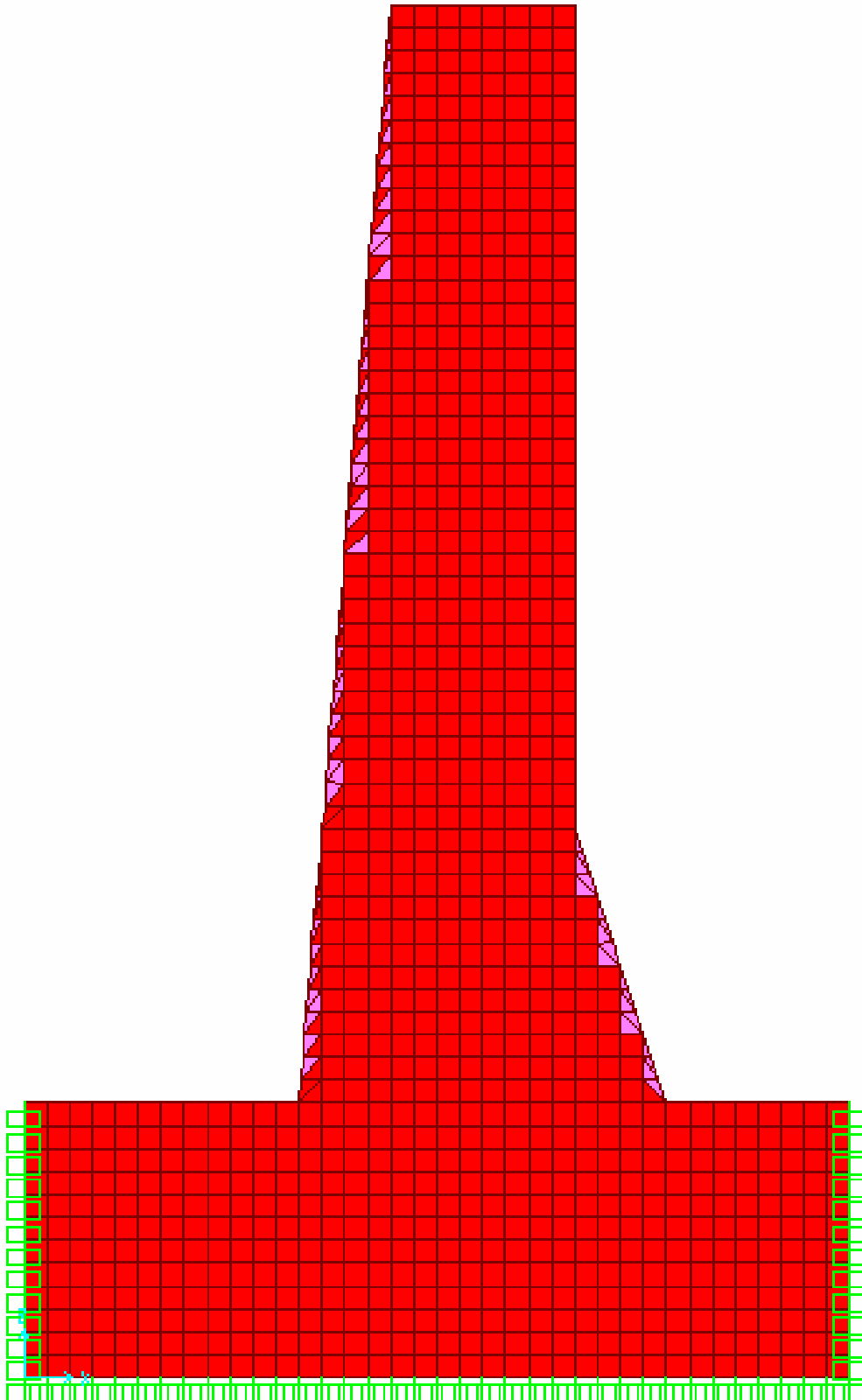
Όπως φαίνεται από τον παραπάνω πίνακα ο τοίχος αντιστήριξης με τη συγκεκριμένη διατομή δεν παρουσιάζει πρόβλημα όσον αφορά την αντοχή του σε θλίψη (όπως ήταν αναμενόμενο) αλλά ούτε και σε εφελκυσμό, που είναι και το ζητούμενο, ενώ επιτυγχάνεται κέρδος στον όγκο σκυροδέματος σε σχέση με την 1^η λύση.

Στη συνέχεια εξετάστηκε ακόμα μια λύση για τις διαστάσεις του τοίχου με σκοπό να δούμε αν είναι δυνατόν να επιτευχθεί ακόμα μικρότερη διατομή χωρίς να υπάρξει πρόβλημα υπέρβασης της μέγιστης εφελκυστικής τάσης.

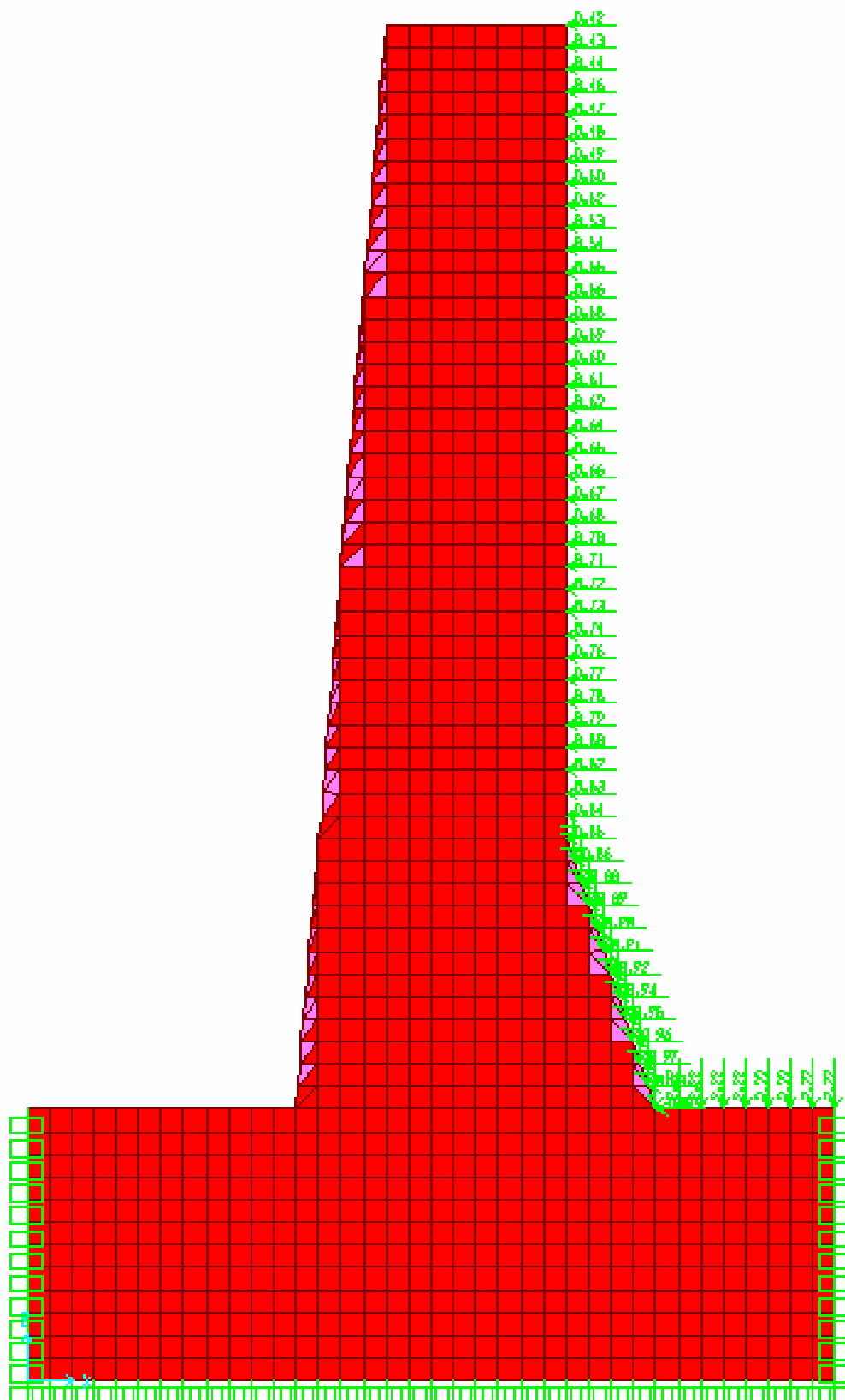
Η 3^η λύση που εξετάσθηκε είναι η παρακάτω:



Σχήμα 7.10.3. 3^η Αλλαγή Διαστάσεων

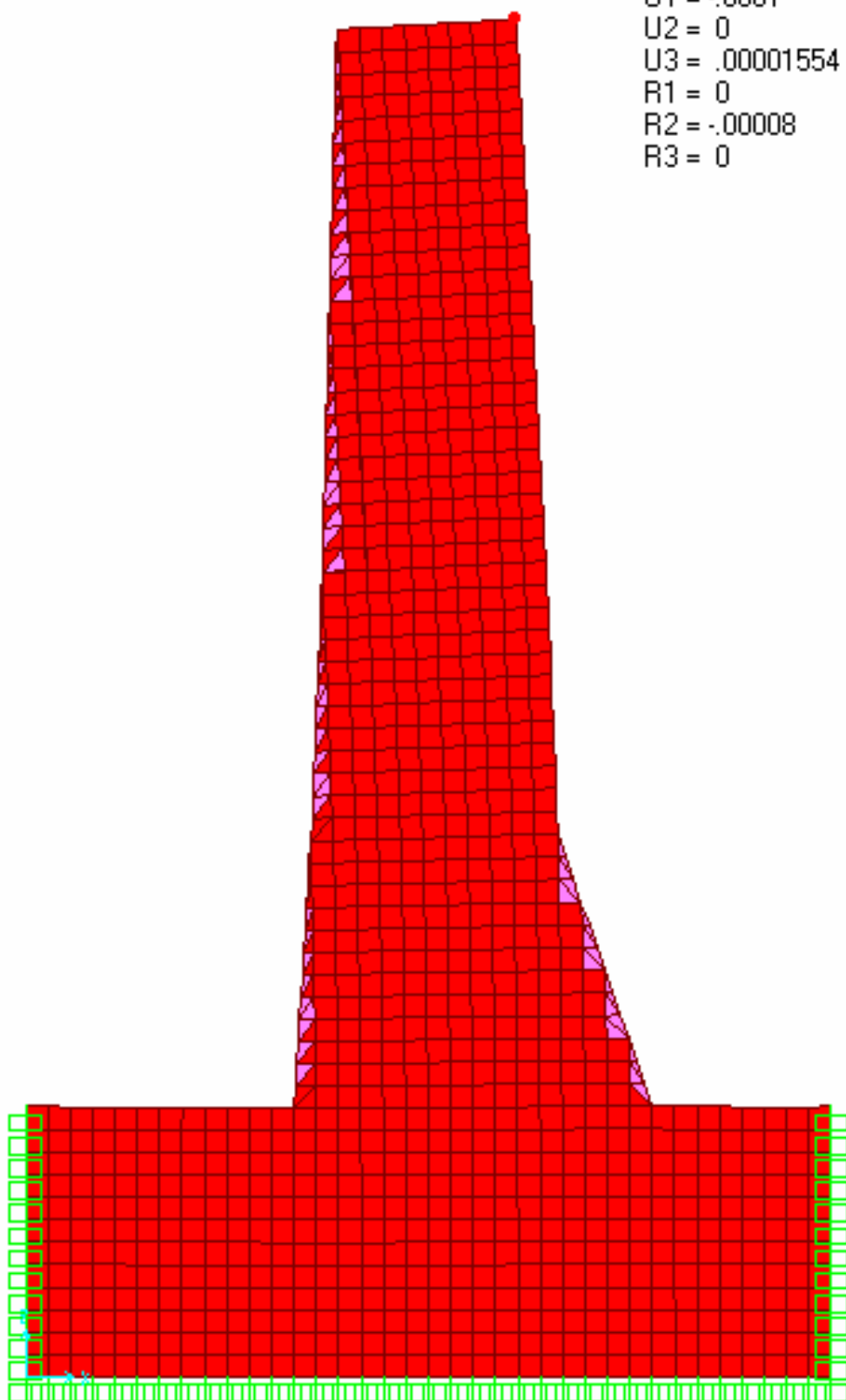
7.10.3 3^η λύση :

Επικόμβιες δυνάμεις (μεγέθους πεπερασμένου στοιχείου 0.05m x 0.05m) :

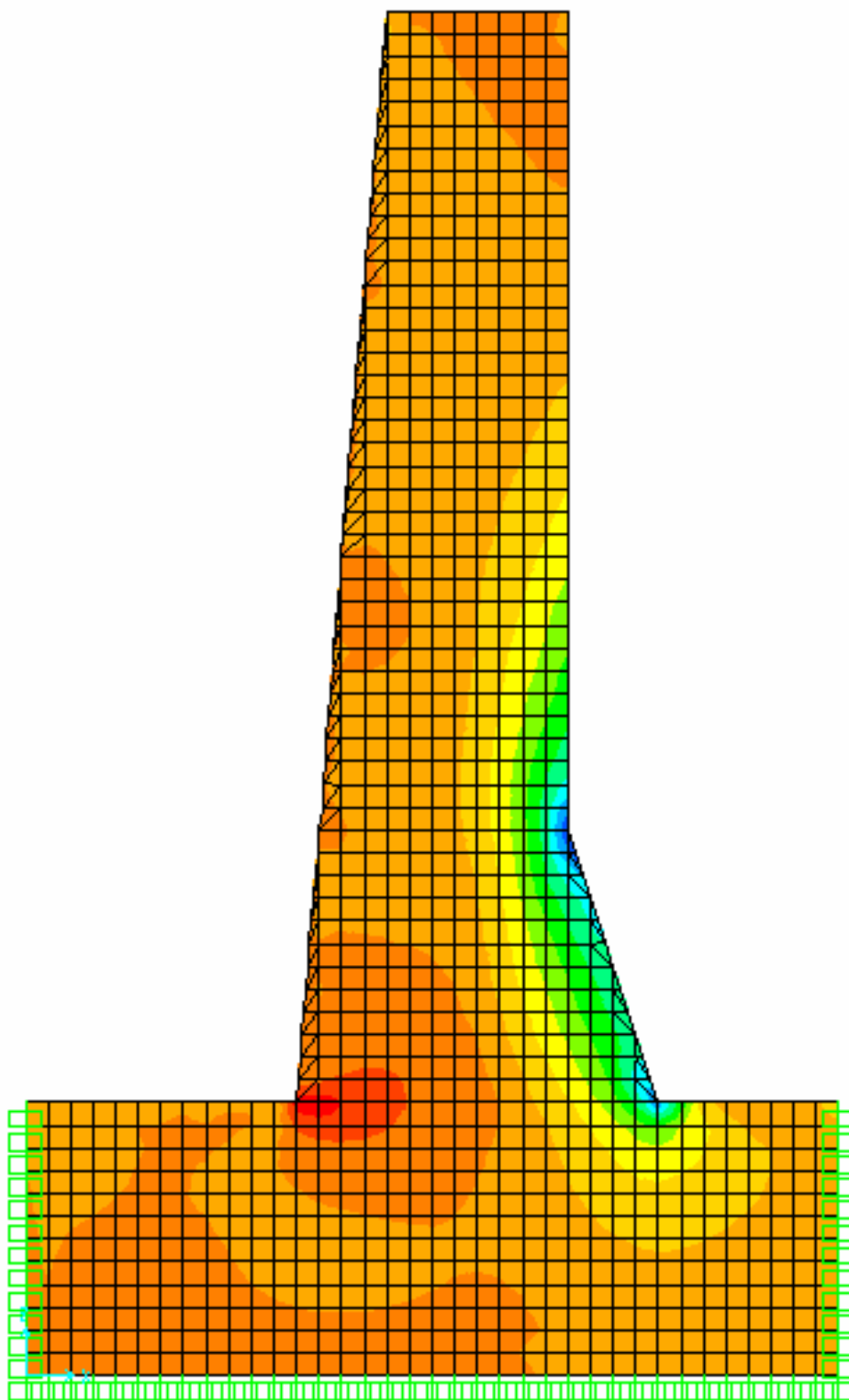


Η παραμόρφωση του φορέα – μετατόπιση κορυφής (σε m):

Pt Obj: 134
Pt Elm: 134
U1 = -.0001
U2 = 0
U3 = .00001554
R1 = 0
R2 = -.00008
R3 = 0



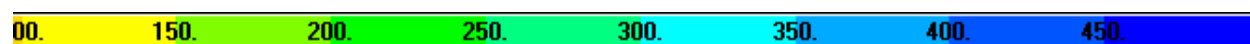
Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις (S_{max}):



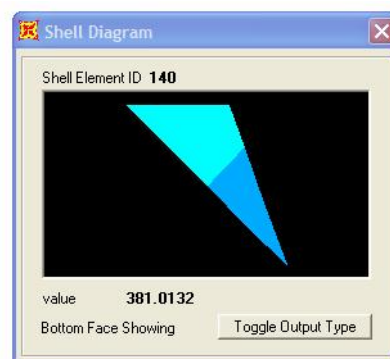
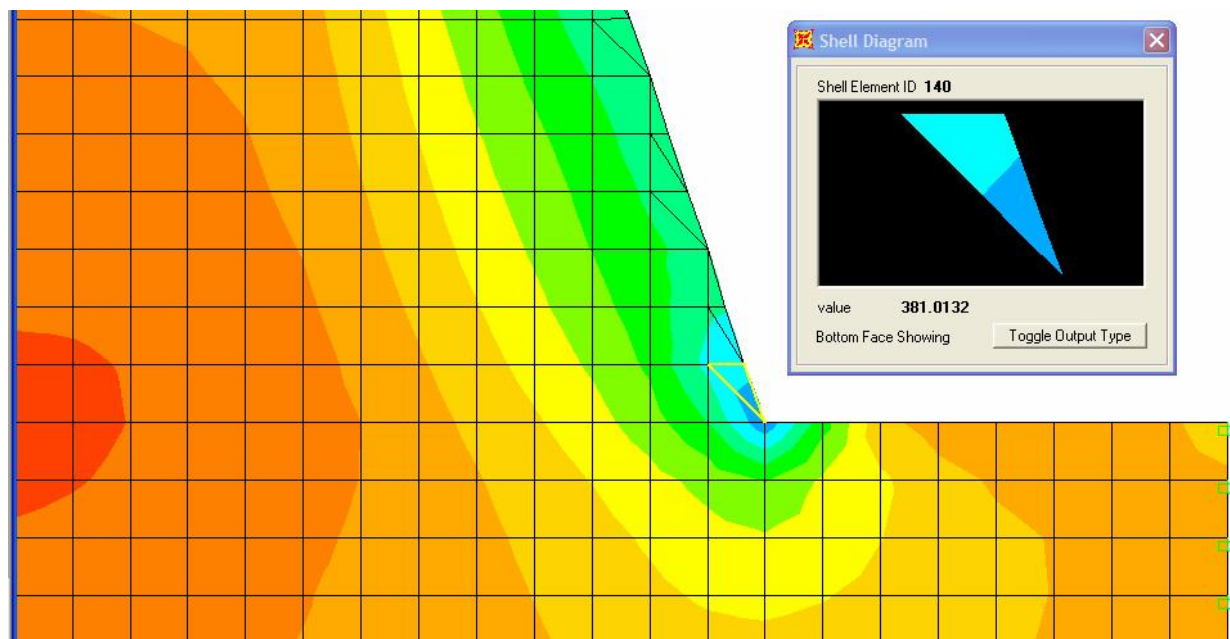
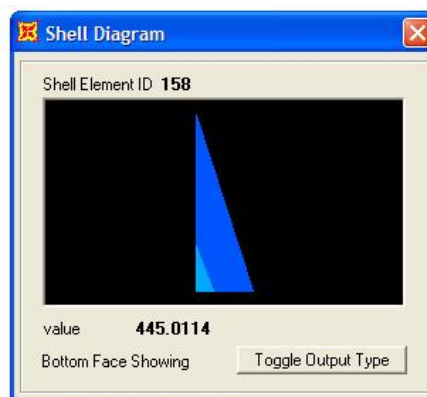
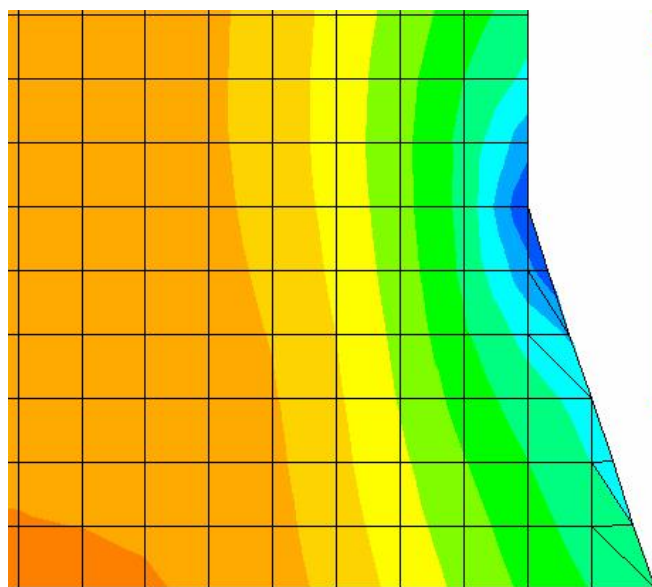
← θλίψη(σε KPa)



→ εφελκυσμός(σε KPa)



Κρίσιμη περιοχή :



← θλίψη(σε KPa)



→ εφελκυσμός(σε KPa)



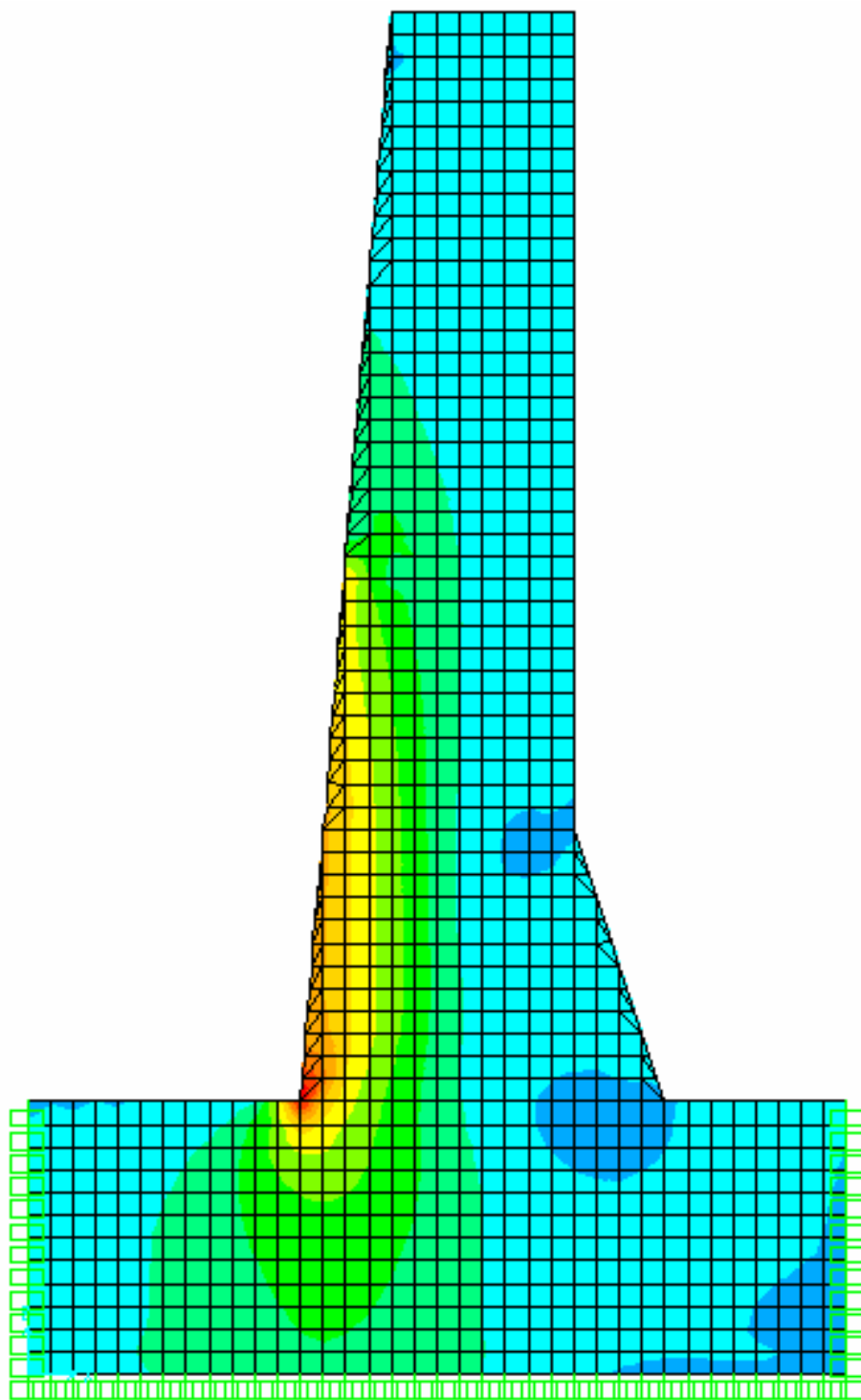
Μέγιστη εφελκυστική τάση =

0,445MPa (445KN/m²) < 0,5MPa* (500 KN/m²) &

0,381 MPa (381KN/m²) < 0,5MPa *(500 KN/m²)

* (όριο εφελκυστικών τάσεων όπως περιγράφεται στο Κεφ.5)

Μέγιστες θλιπτικές τάσεις (S_{min}):



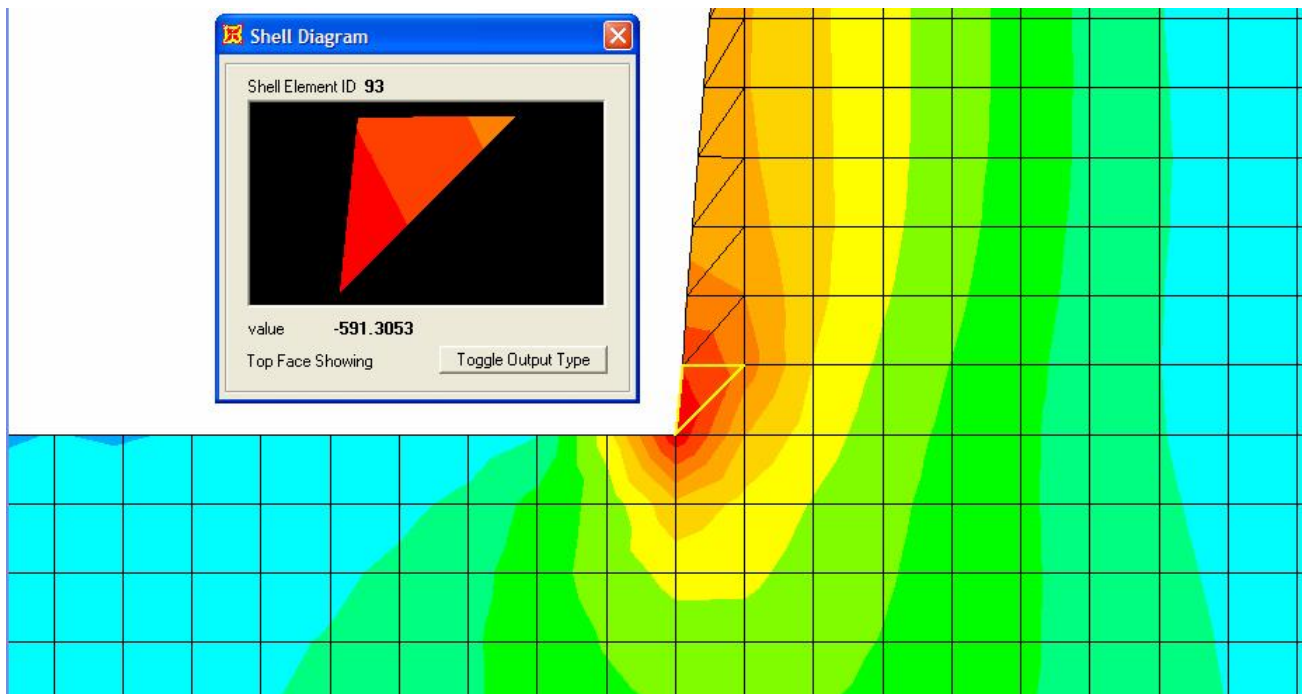
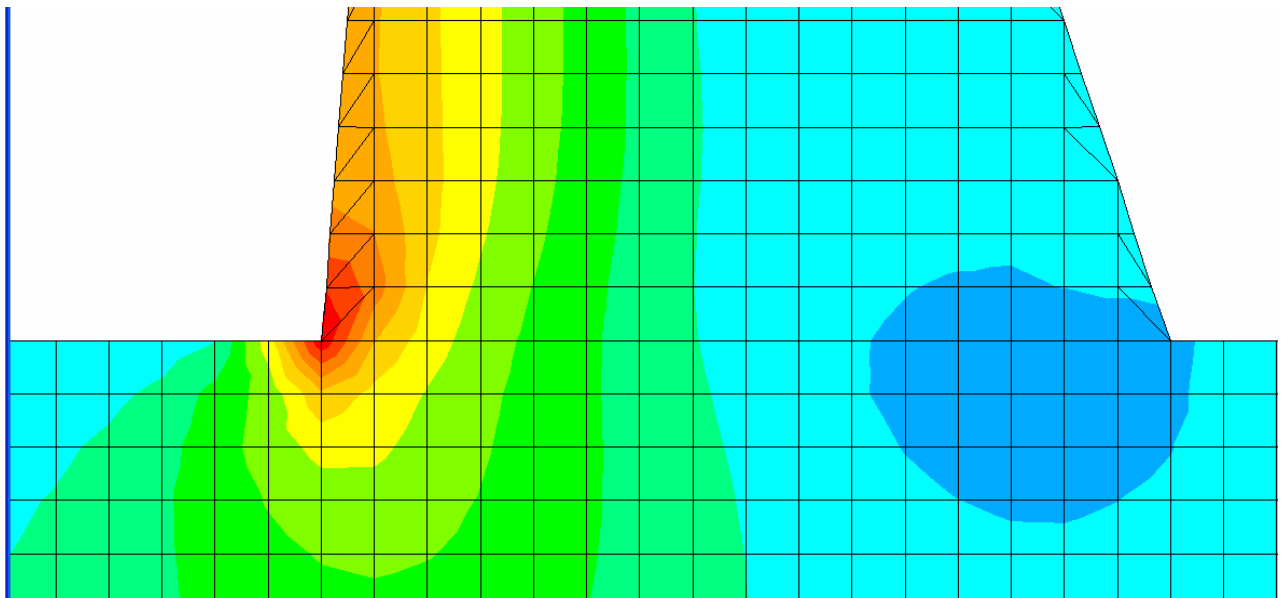
← θλίψη(σε KPa)



→ εφελκυσμός(σε KPa)



Κρίσιμη περιοχή :



← θλίψη(σε KPa)



→ εφελκυσμός(σε KPa)

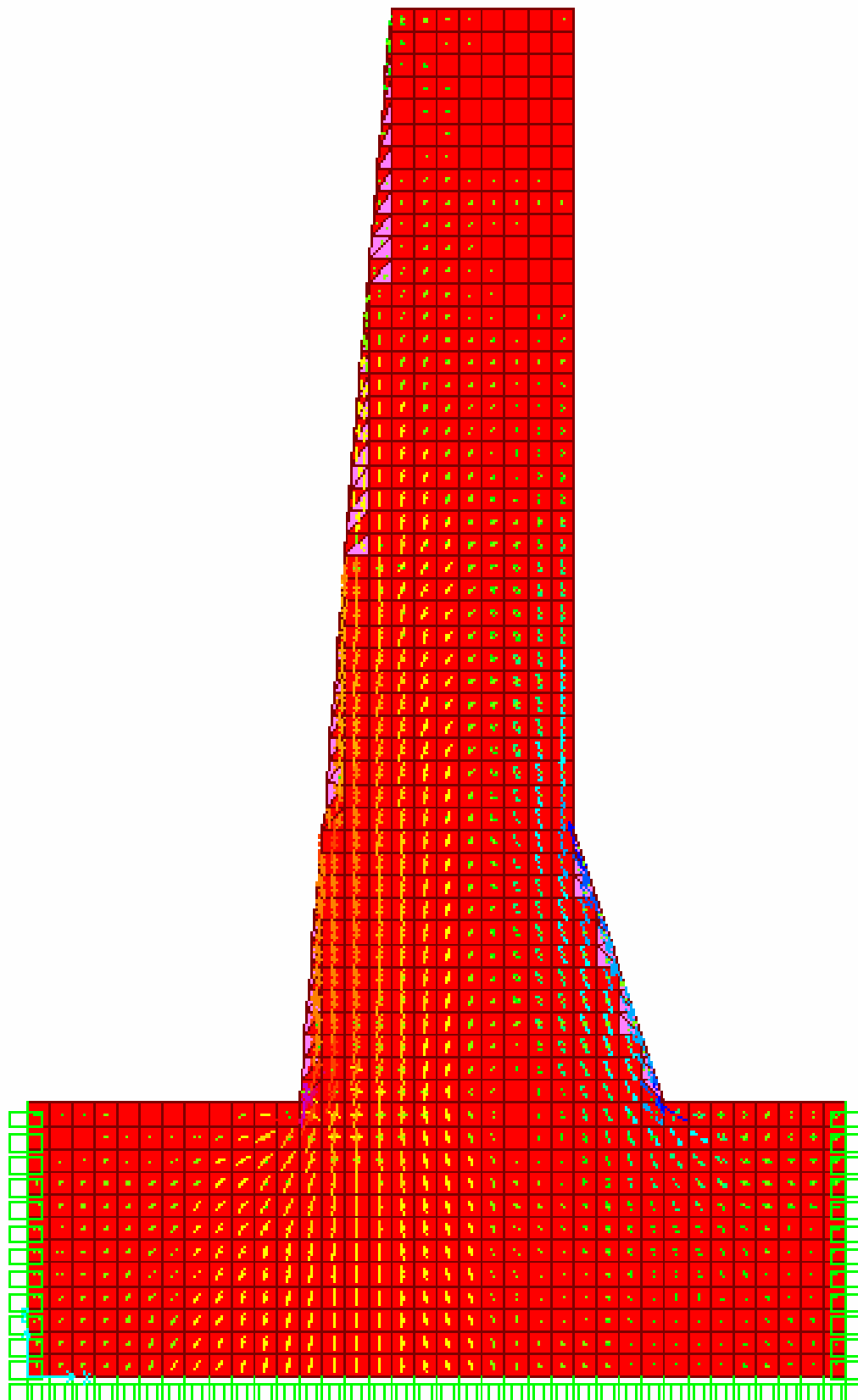


Μέγιστη θλιπτική τάση =

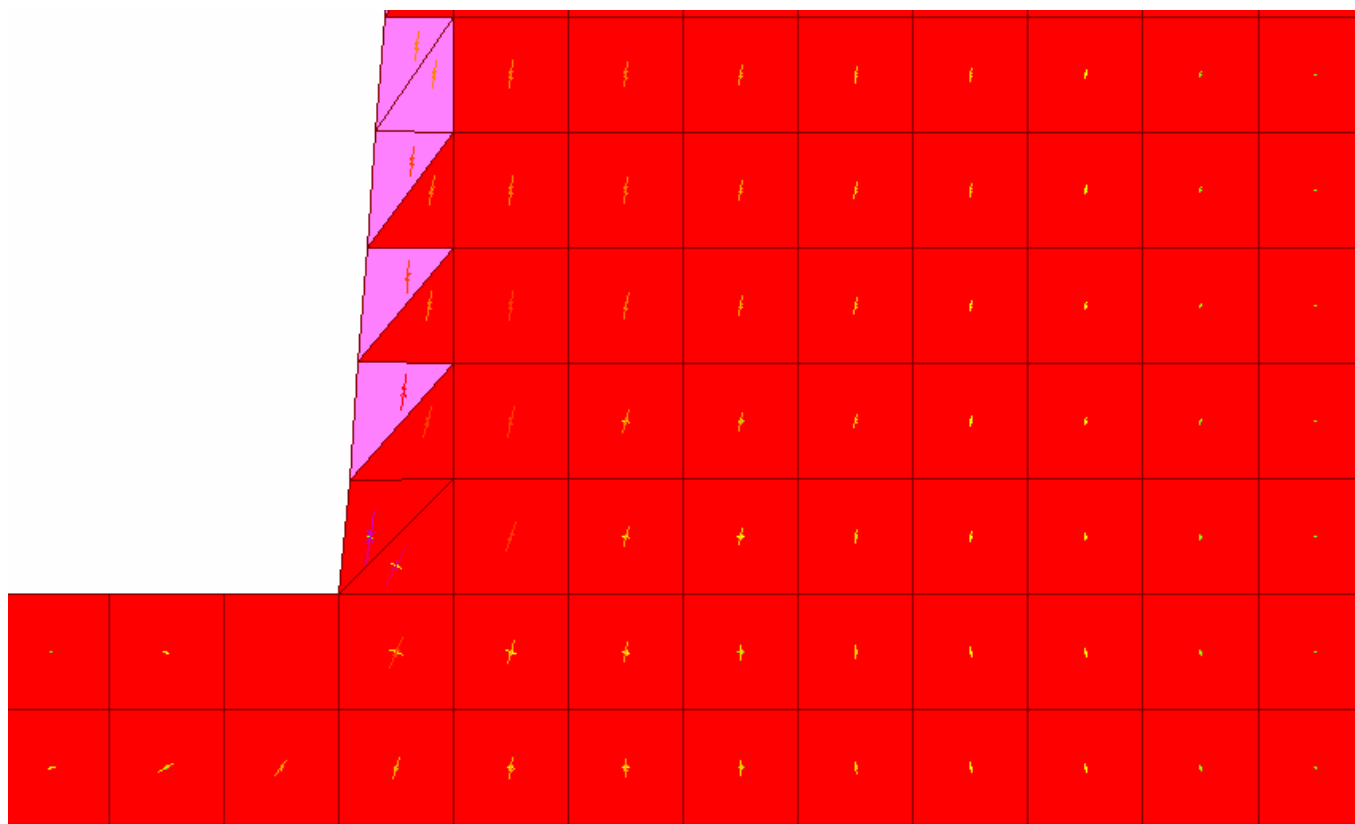
$$0,591 \text{ MPa (591 KN/m}^2) < 10,6 \text{ MPa* (10.600 KN/m}^2)$$

* (f_{cd} για C16/20)

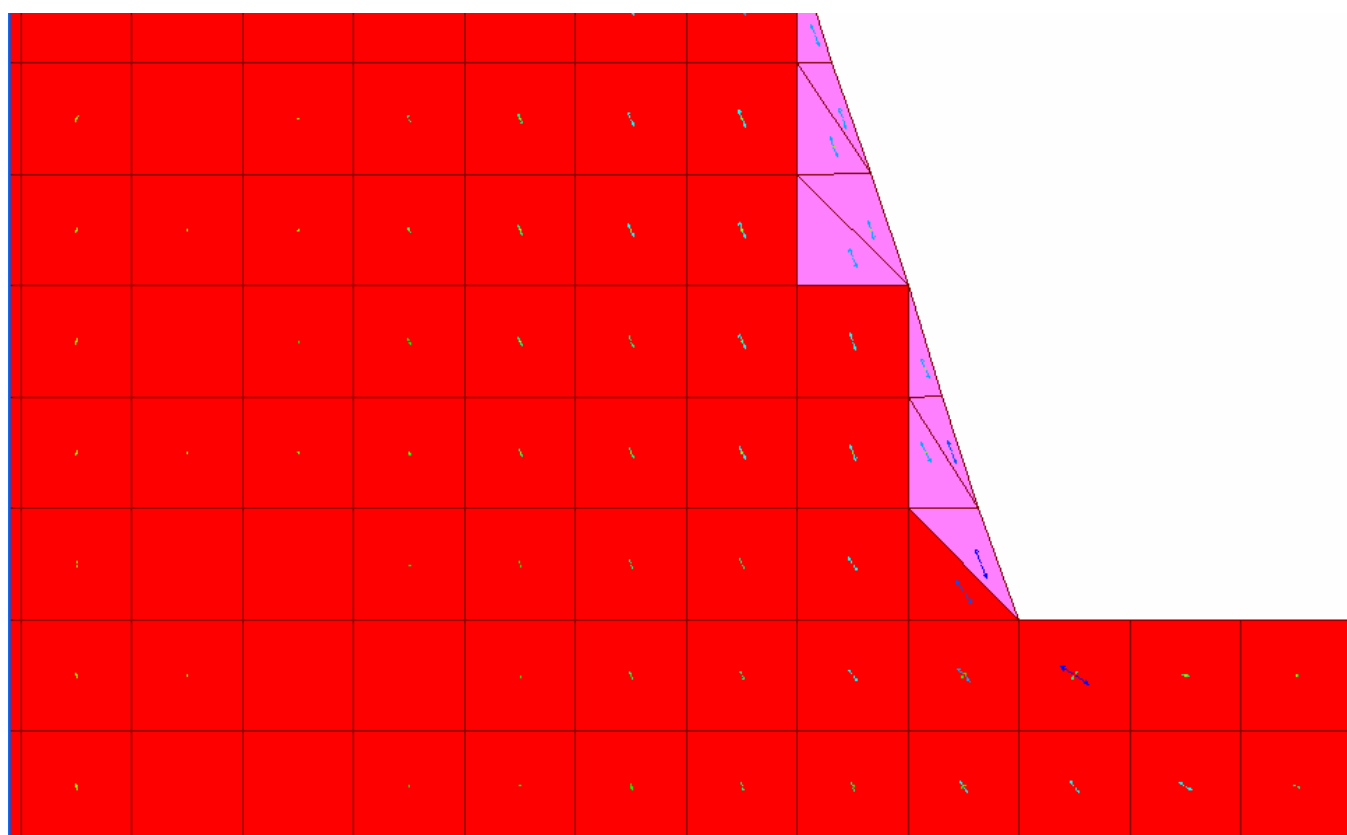
Εφελκυστικές και θλιπτικές τάσεις σε ένα μοντέλο με τη μορφή βέλους :



Σε λεπτομέρεια (θλιβόμενη περιοχή) : →←

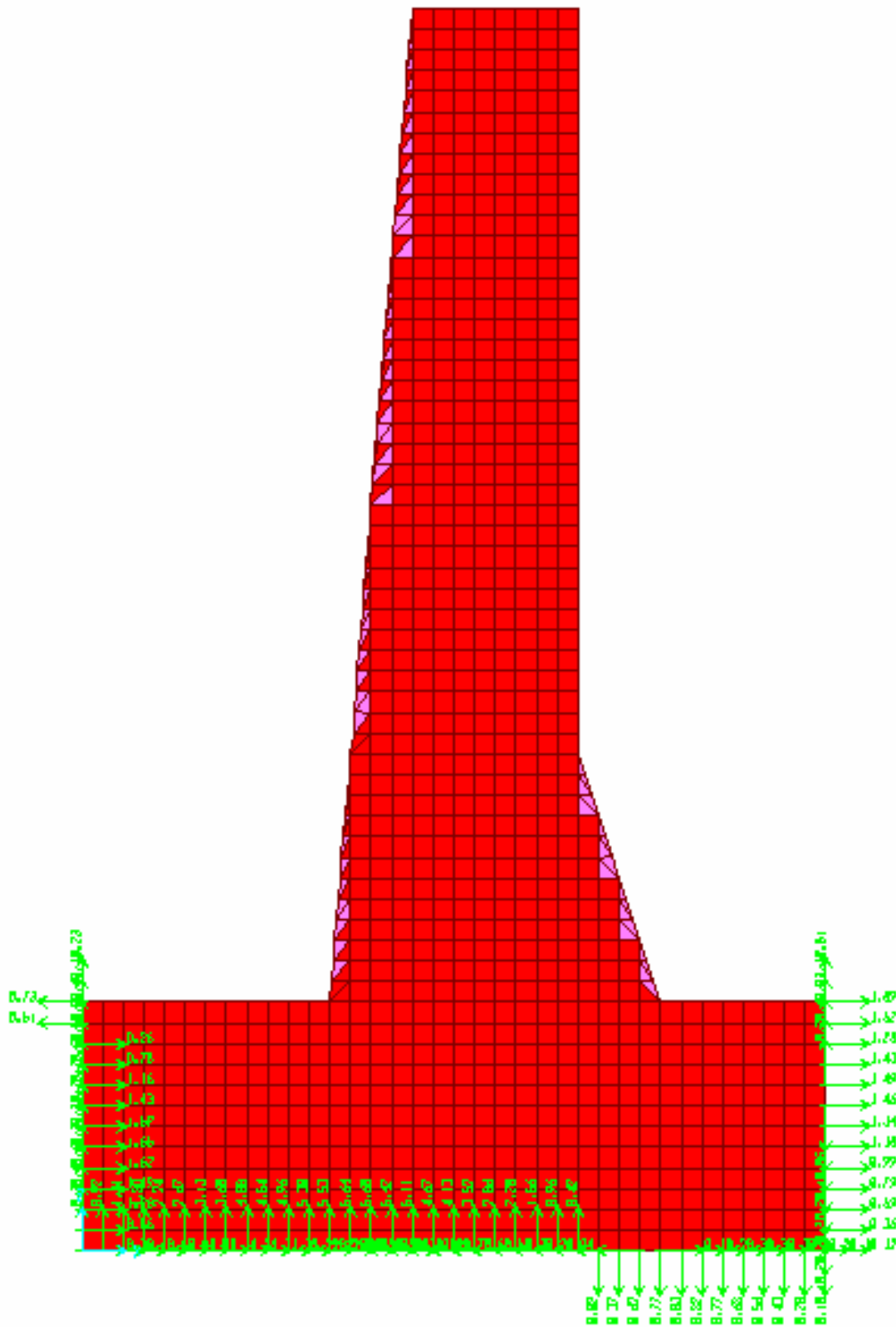


Σε λεπτομέρεια (εφελκυστική περιοχή) : ←→

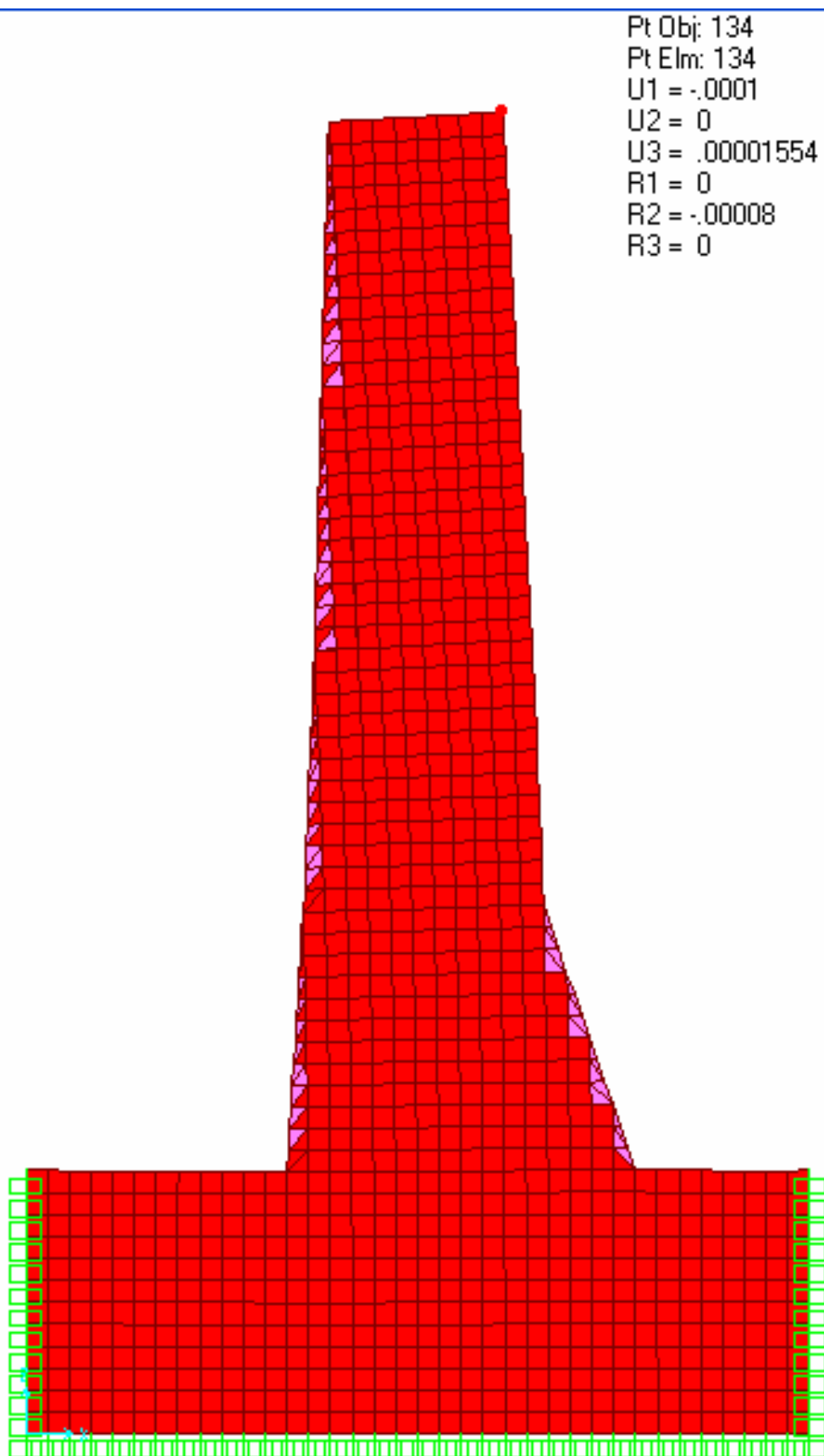


4. Αλλαγή Συνθηκών Στήριξης :

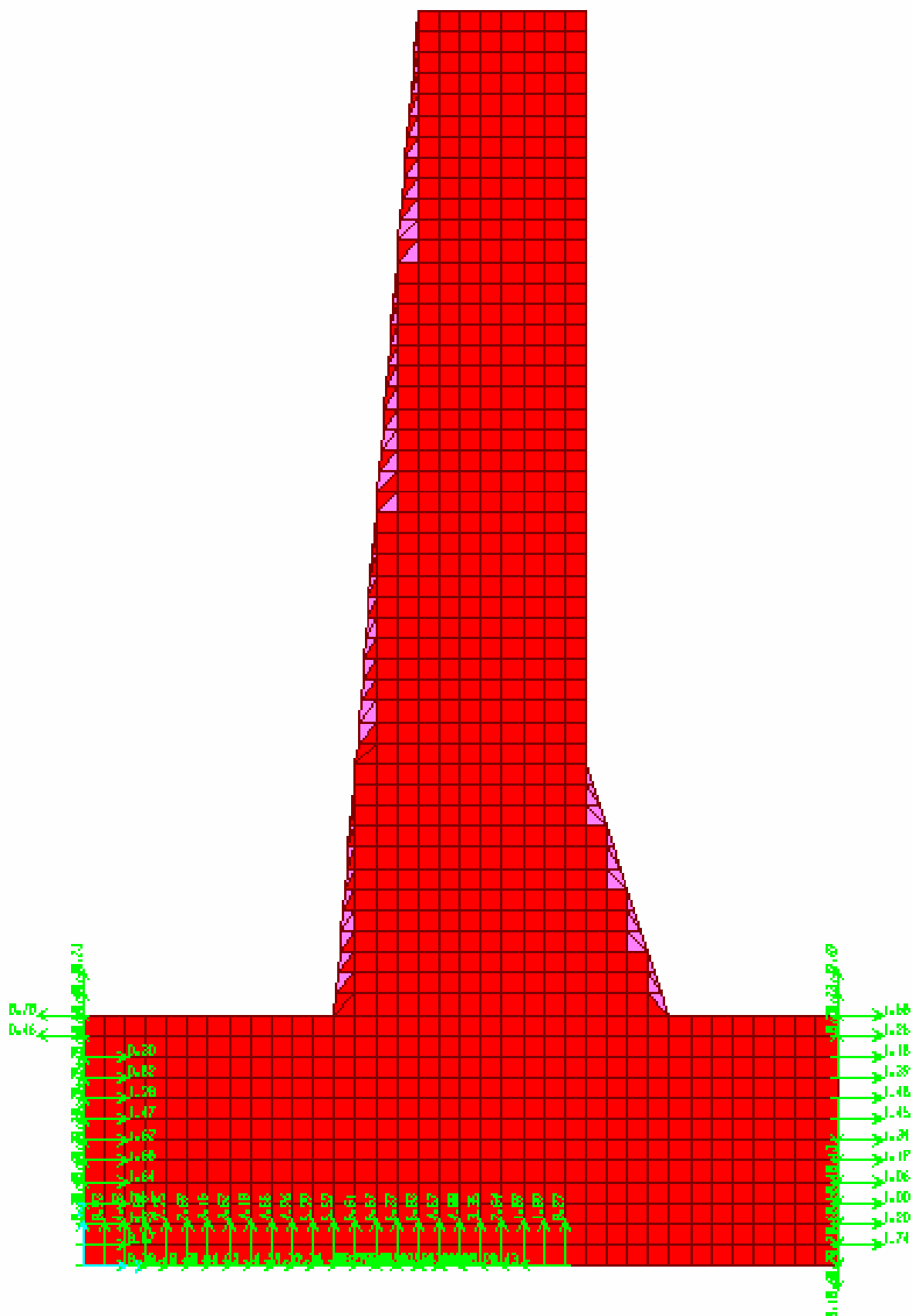
α. Αντιδράσεις στηρίξεων :



Παραμόρφωση του φορέα- μετακίνηση κορυφής με πλήρη πακτωμένο πέδιλο:

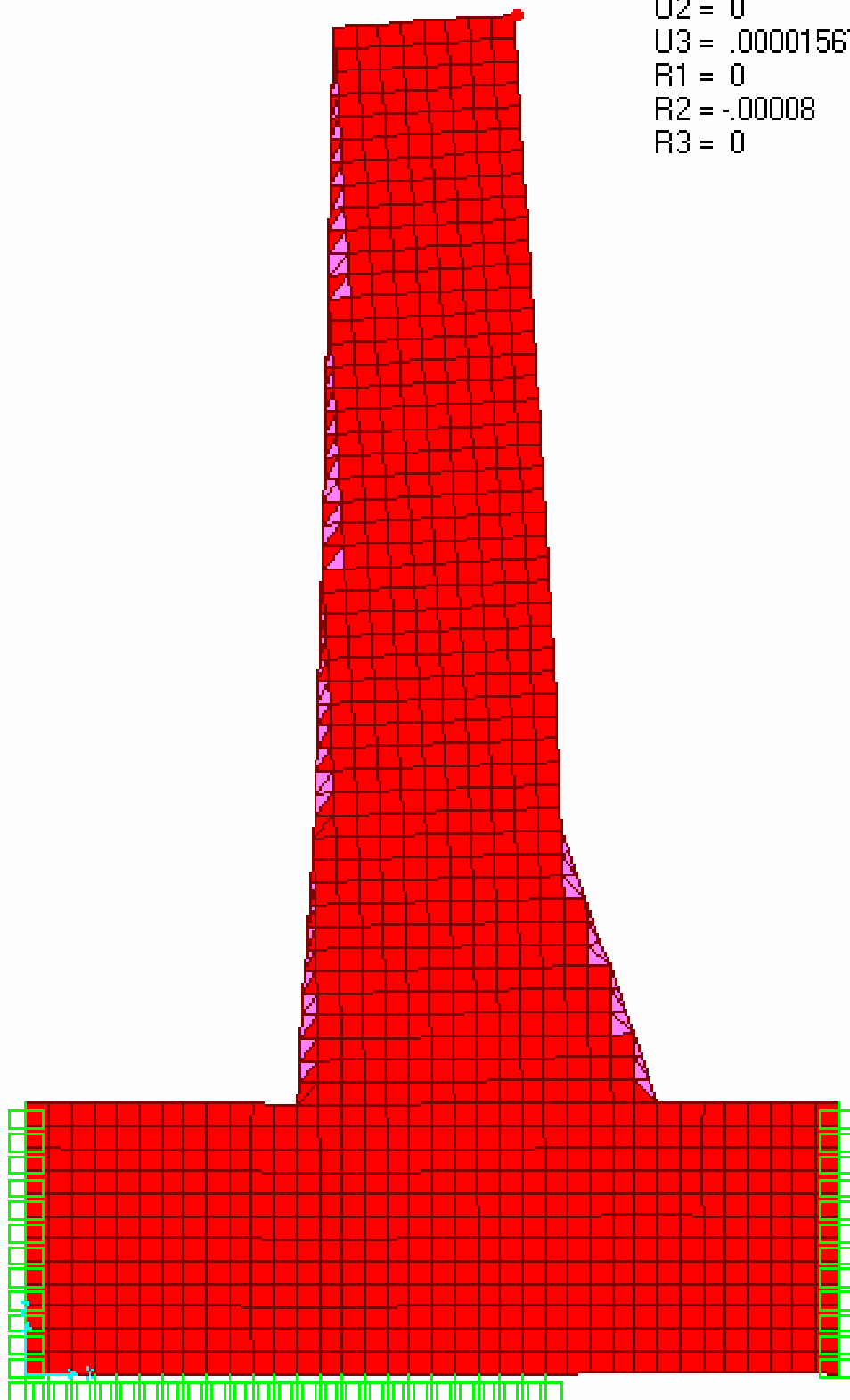


β. Αφαίρεση πακτώσεων στους κόμβους που υπάρχει ανασήκωση του θεμελίου:



Παραμόρφωση του φορέα- μετακίνηση κορυφής με αφαίρεση πακτώσεων:

Pt Obj: 134
Pt Elm: 134
U1 = -.0001
U2 = 0
U3 = .00001567
R1 = 0
R2 = -.00008
R3 = 0



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8^ο:

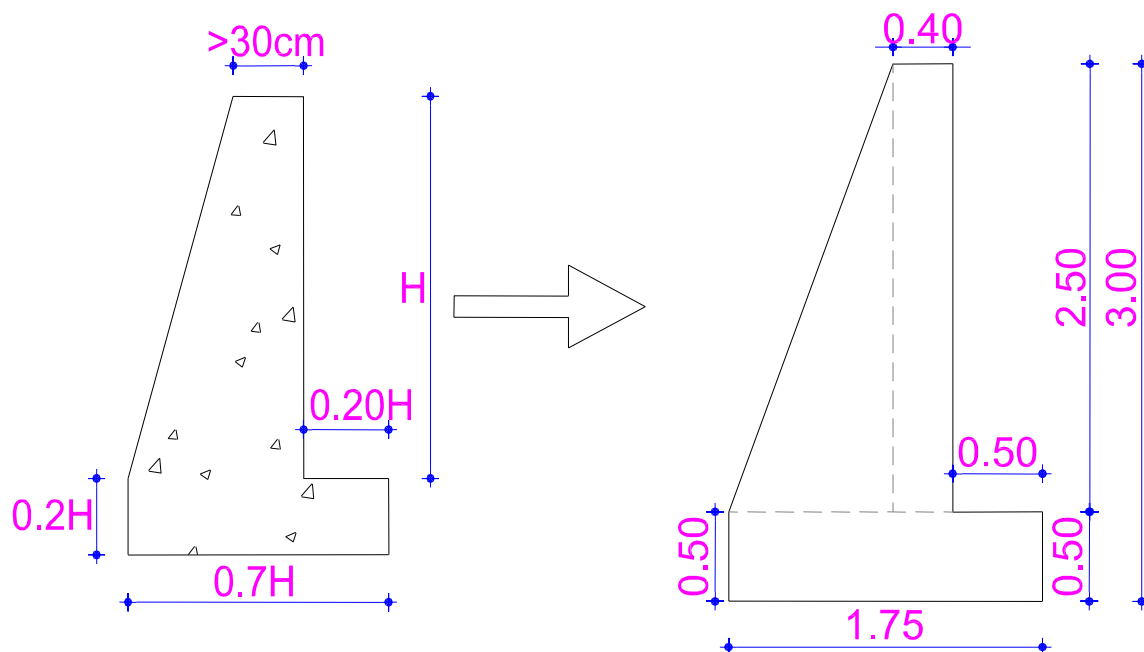
8. ΟΙΚΟΝΟΜΙΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ :

8.1. Υπολογισμός και Σύγκριση Διατομών:

Με βάση τα στοιχεία που έχουμε συναντήσει σε προηγούμενες σελίδες (βλέπε σελ.3) και που αφορούν μια συνήθη πρώτη προσέγγιση στη διαστασιολόγηση ενός τοίχου αντιστήριξης μορφής βαρύτητας, διαπιστώνουμε ότι εάν ο τοίχος ακολουθούσε τη συνήθη πρακτική θα είχε την εξής διατομή:

Για $H = 2.50 \text{ m}$

- Πλάτος θεμελίου: $B = 0.7 * H \rightarrow B = 0.7 * 2.50 \text{ m} \rightarrow \underline{B = 1.75 \text{ m}}$
- Ύψος θεμελίου: $h = 0.2 * H \rightarrow h = 0.2 * 2.50 \text{ m} \rightarrow \underline{h = 0.50 \text{ m}}$
- Στέψη τοίχου: >30cm , επιλέγω = 0.40 m



Σχήμα 8.1 Διατομή Τοίχου με τη συνήθη πρακτική

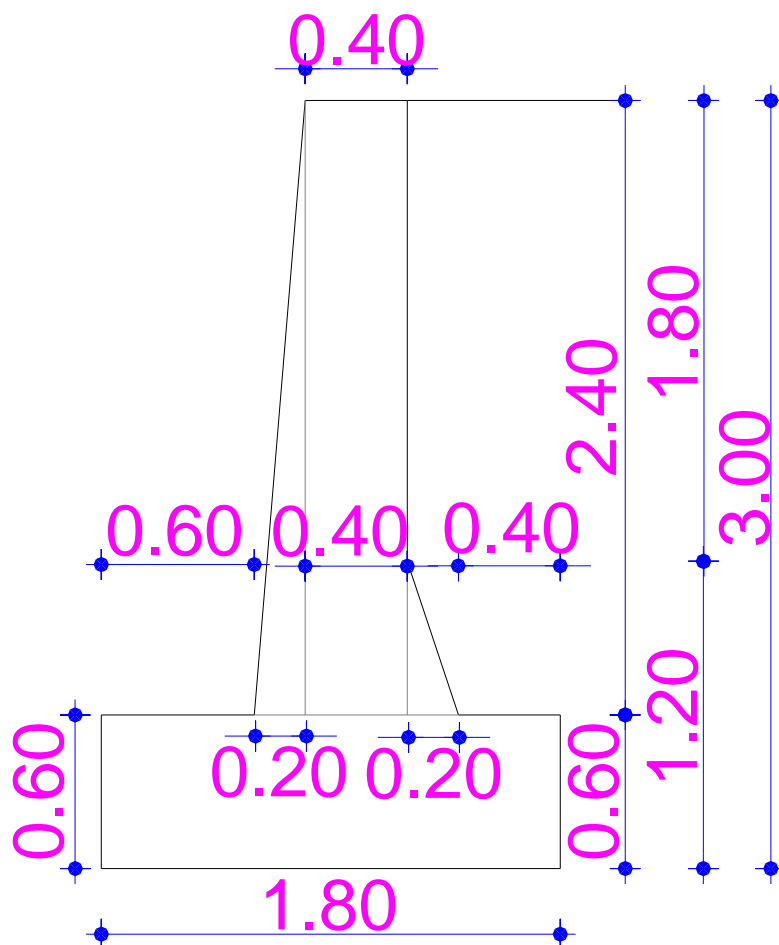
Εμβαδό τοίχου 1.:

$$E_{ολ} = E_{\text{πεδίου}} + E_{\text{κορμού}} \rightarrow$$

$$\rightarrow E_{ολ} = (1.75 \text{ m} * 0.50 \text{ m}) + [(0.40 \text{ m} * 2.50 \text{ m}) + (1/2 * 0.75 \text{ m} * 2.50 \text{ m})] \rightarrow$$

$$\rightarrow E_{ολ} = 0.875 \text{ m}^2 + [1.0 \text{ m}^2 + 0.94 \text{ m}^2] \rightarrow$$

$$\rightarrow \underline{E_{ολ.1} = 2.815 \text{ m}^2}$$



Σχήμα 8.2. Διατομή Επιλεγόμενου Τοίχου

Εμβαδό τοίχου 2.:

$$E_{ολ} = E_{πεδίου} + E_{κορμού} \rightarrow$$

$$\rightarrow E_{ολ} = (1.80\text{m} \cdot 0.60\text{m}) + [(0.40\text{m} \cdot 2.40\text{m}) + (1/2 \cdot 0.20\text{m} \cdot 2.40\text{m})$$

$$+ (1/2 \cdot 0.20\text{m} \cdot 0.60\text{m})] \rightarrow$$

$$\rightarrow E_{ολ} = 1.08\text{m}^2 + (0.96\text{m}^2 + 0.24\text{m}^2 + 0.06\text{m}^2) \rightarrow$$

$$\rightarrow \underline{E_{ολ.2} = 2.34\text{m}^2}$$

Συνεπώς,

$$E_{ολ.1} = 2.815\text{m}^2 > E_{ολ.2} = 2.34\text{m}^2$$

Άρα,

έχουμε κέρδος στο σκυρόδεμα

Έτσι, για παράδειγμα, για έναν τοίχο βαρύτητας μήκους **100.00m** και ύψους **3.00m**, θα απαιτηθούν 281.500m^3 εάν ακολουθηθεί η συνήθης διατομή και 234.000m^3 εάν κατασκευαστεί η προτεινόμενη διατομή. Με τρέχουσα τιμή σκυροδέματος C16/20 στα 90€ επιτυγχάνεται οικονομία υλικού περί τα 4.300€

Σημείωση : (από τυποποιημένες διατομές "Λουκάτος κ.α. ")

Για τοίχο μορφής προβόλου **H=3.00m** απαιτούνται **1.84 m³/ m** σκυροδέματος και **121.67kg/m** χάλυβας οπλισμού.

Το συνολικό κόστος υλικών για τοίχο μήκους **100.00m** είναι :

$$1,84\text{m}^3/\text{m} * 100,00\text{m} * 90,00\text{€}/\text{m} + 121,76\text{kg}/\text{m} * 100,00\text{m} * 1,00\text{€}/\text{kg} =$$

$$=16.560,00\text{€} + 12.127,00\text{€}$$

$$=28.727,00\text{€}$$

δηλαδή,

περίπου **7.700,00€** ακριβότερα από τον προτεινόμενο τοίχο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9^ο:

9. ΠΑΡΕΜΠΟΔΙΖΟΜΕΝΕΣ και ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΕΣ

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ:

Οι παρεμποδιζόμενες και επιβαλλόμενες παραμορφώσεις (ή δράσεις καταναγκασμού) προέρχονται από τις θερμοκρασιακές μεταβολές, τη συστολή ξηράνσεως και τον ερπυσμό, τη χαλάρωση και τη μετακίνηση των στηρίξεων. Οι έμμεσες αυτές δράσεις δεν λαμβάνονται υπόψη υπολογισμό έναντι της οριακής κατάστασης αστοχίας, εφόσον η κατασκευή εμφανίζει επαρκή πλαστικότητα, ώστε να είναι δυνατή η κατανομή των εντατικών μεγεθών.

9.1 Η επίδραση της συστολής ξηράνσεως επιτρέπεται να λαμβάνεται ως ομοιόμορφη πτώση θερμοκρασίας :

$$\Delta T_{Cd} = 0.50 \varepsilon_{cs} / \alpha_{\tau}$$

9.2 Οι μεταβολές θερμοκρασίας επηρεάζονται από τις κλιματολογικές συνθήκες (ηλιακή ακτινοβολία, ταχύτητα ανέμου), από τον τύπο του φορέα (μορφή διατομής) και από τις ιδιότητες του υλικού.

9.3 Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά δομικά στοιχεία στα οποία ενδέχεται να αναπτυχθούν υψηλές εφελκυστικές τάσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών και χρόνιας συμπεριφοράς του σκυροδέματος (κυρίως λόγω συστολής ξηράνσεως). Σε κάθε περίπτωση πρέπει να λαμβάνονται κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα (**ελάχιστος οπλισμός ρηγματώσεως**, αρμοί διακοπής (εργασίας), κατάλληλη συντήρηση, κλπ.)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10^ο:**10. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΛΑΧΙΣΤΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΓΙΑ ΕΛΕΓΧΟ****ΡΗΓΜΑΤΩΣΗΣ :**

Σε όλες εν γένει τις δοκούς το **ελάχιστο ποσοστό εφελκυόμενου διαμήκους οπλισμού (ρ_{\min})** πρέπει στο κάτω πέλμα (ή στο άνω πέλμα σε περίπτωση προβόλων) και στις περιοχές στηρίξεων να είναι :

$$\rho_{\min} = 1/2 * (f_{ctm} / f_{yd})$$

όπου,

f_{ctm} από τον **πίν 11.1** (σελ.103), ο χάλυβας θα είναι S500 και οι υπολογισμοί αφορούν 1.00m μήκους τοίχο.

f_{yd} για χάλυβα S500 = 500 / 1.15

Σε όλες εν γένει, τις δοκούς, πρέπει τουλάχιστον το 1/4 της διατομής του οπλισμού του ανοίγματος να συνεχίζεται και να αγκυρώνεται κατάλληλα στις στηρίξεις στο κάτω πέλμα. (βλ.παρ.17.8.4 & 17.8.5 ΕΚΩΣ2000)

Επίλυση :

$$\rho_{\min} = \frac{1}{2} * \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{A_{s \min}}{b \cdot d} = \frac{1}{2} * \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_{s \min} = \frac{1}{2} b * d \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_{s \min} = \frac{1}{2} * 1000\text{mm} * 450\text{mm} * \frac{1,9}{500/1,15} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_{s \min} = 983,25 \text{ mm}^2$$

ή

$$A_{s \min} = 9,8325 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{\Phi 14/15} (10,27\text{cm}^2)$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11^ο:**11. ΧΡΗΣΙΜΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ:****Πίνακας 11.1.**

Ποιότητες Σκυροδέματος - Αντοχές									
Αντοχές (Μρα)	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
Θλιπτική (fck)	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Εφελκυστική (fctk 0.05)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
Εφελκυστική (fctm)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
Εφελκυστική (fctk 0.95)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3
Διατμητική (TRd)	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48
Μέτρο Ελαστικότητας (Ecm)	26	28	29	31	32	34	35	36	37

Πίνακας 11.2.

Μέγιστες διαμέτροι ράβδοι οπλισμού σε (mm) για περιορισμό ρηγμάτωσης							
τάση χάλυβα σ_s (Μρα)	160	200	240	280	350	400	450
κατηγορίες συνθηκών περιβάλλοντος 1,2	36	36	28	25	16	10	6
κατηγορίες συνθηκών περιβάλλοντος 3,4	28	20	16	12	8	6	

Για λείες ράβδους οι τιμές των διαμέτρων διαιρούνται δια 2.

Ενδιάμεσες τιμές προσδιορίζονται με γραμμική παρεμβολή.

Για πάχη δομικών στοιχείων $h > 300\text{mm}$ επιτρέπεται αύξηση των μέγιστων διαμέτρων κατά $h \text{ (mm)} / 300$.

ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΤΡΙΒΗΣ & ΣΥΝΑΦΕΙΑΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΔΑΦΟΥΣ & ΟΡΙΣΜΕΝΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ											
ΥΛΙΚΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	ΑΜΜΟΣ		ΜΗ ΣΥΝΕΚΤΙΚΗ ΙΛΥΣ				ΑΜΜΟΣ		ΑΡΓΙΛΟΣ		
	0.60 < D < 2.00mm		0.002 < D < 0.06mm				50% ΑΡΓΙΛΟΣ+ 50%ΑΜΜΟΣ		D < 0.06mm		
	ΞΗΡΗ ΠΥΚΝΗ	ΚΟΡΣΙΜΕΝΗ ΠΥΚΝΗ	ΞΗΡΗ ΠΥΚΝΗ	ΧΑΛΑΡΗ ΠΥΚΝΗ	ΚΟΡΣΙΜΕΝΗ ΠΥΚΝΗ	ΞΗΡΗ ΠΥΚΝΗ	ΧΑΛΑΡΗ ΠΥΚΝΗ	ΚΟΡΣΙΜΕΝΗ ΠΥΚΝΗ	fc	φφ	fc max
ΧΑΛΥΒΑΣ	ΛΕΙΑ	0.54	0.64	0.79	0.4	0.68	0.4	0.4	0.5	0.25	0.5
	ΤΡΑΧΕΙΑ	0.76	0.8	0.95	0.48	0.75	0.65	0.35	0.5	0.5	0.8
ΞΥΛΟ	ΠΑΡΑΛΛΗΛΑ ΣΤΙΣ ΙΝΕΣ	0.76	0.85	0.92	0.55	0.87	0.8	0.2	0.6	0.4	0.85
	ΚΑΘΕΤΑ ΣΤΙΣ ΙΝΕΣ	0.88	0.89	0.98	0.63	0.95	0.9	0.4	0.7	0.5	0.85
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	ΛΕΙΑ	0.76	0.8	0.92	0.5	0.87	0.84	0.42	0.68	0.4	1
	ΤΡΑΧΕΙΑ	0.88	0.88	0.98	0.62	0.96	0.9	0.58	0.8	0.5	1
	ΑΝΩΜΑΛΗ	0.98	0.9	1	0.79	1	0.95	0.8	0.95	0.6	1

GEOTECHNIQUE, VOL. 11, 1961, ΣΕΛ 352

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 12^ο:**12. ΜΟΝΑΔΕΣ ΜΕΤΡΗΣΗΣ;**

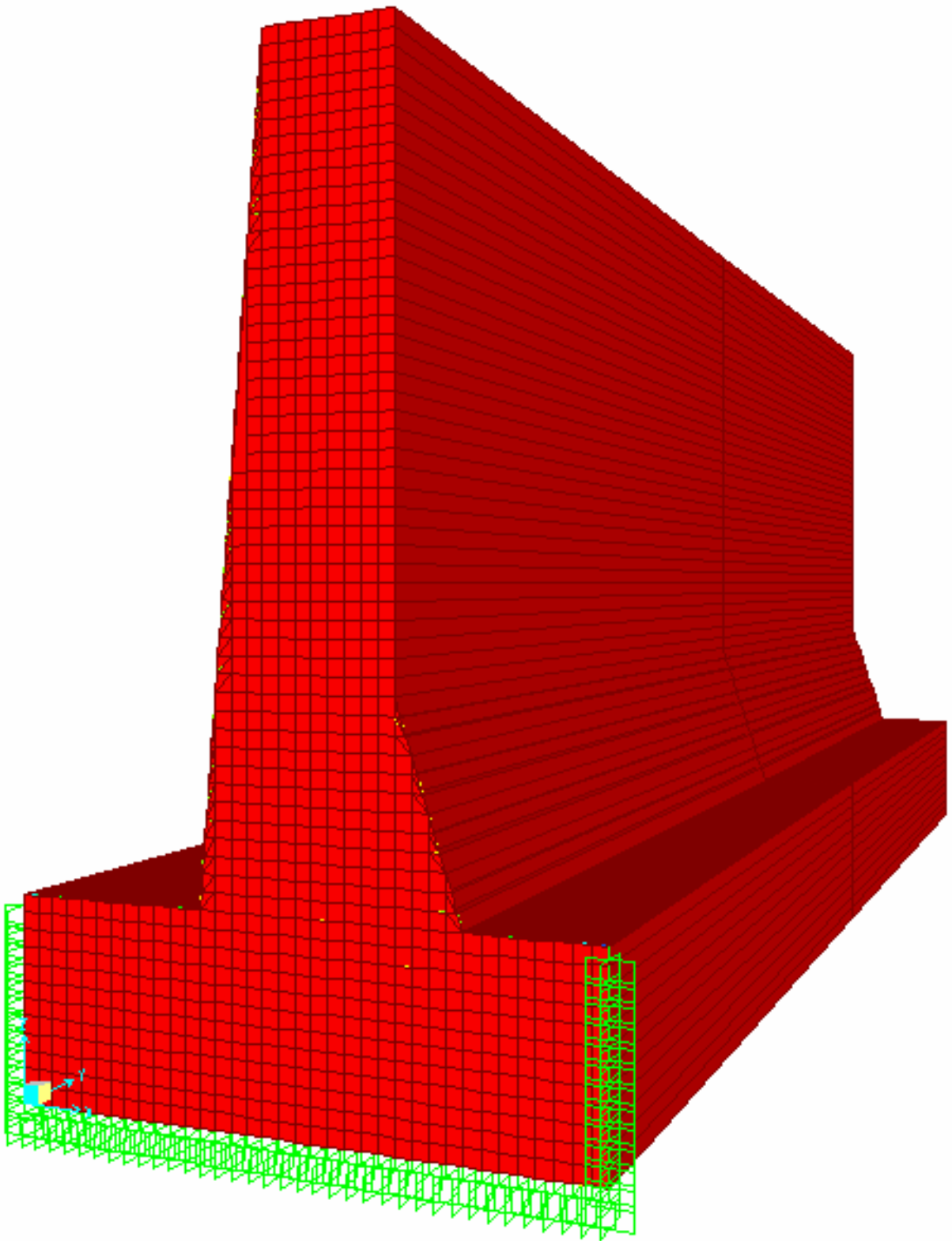
Μονάδες Μέτρησης (S.I.)		
Μήκος	το μέτρο	(m)
Μάζα	το χιλιόγραμμο μάζης	(kgr)
Χρόνος	το δευτερόλεπτο	(sec)
Τάση	το Pascal	(Pa)
Δύναμη	το Newton	(N)

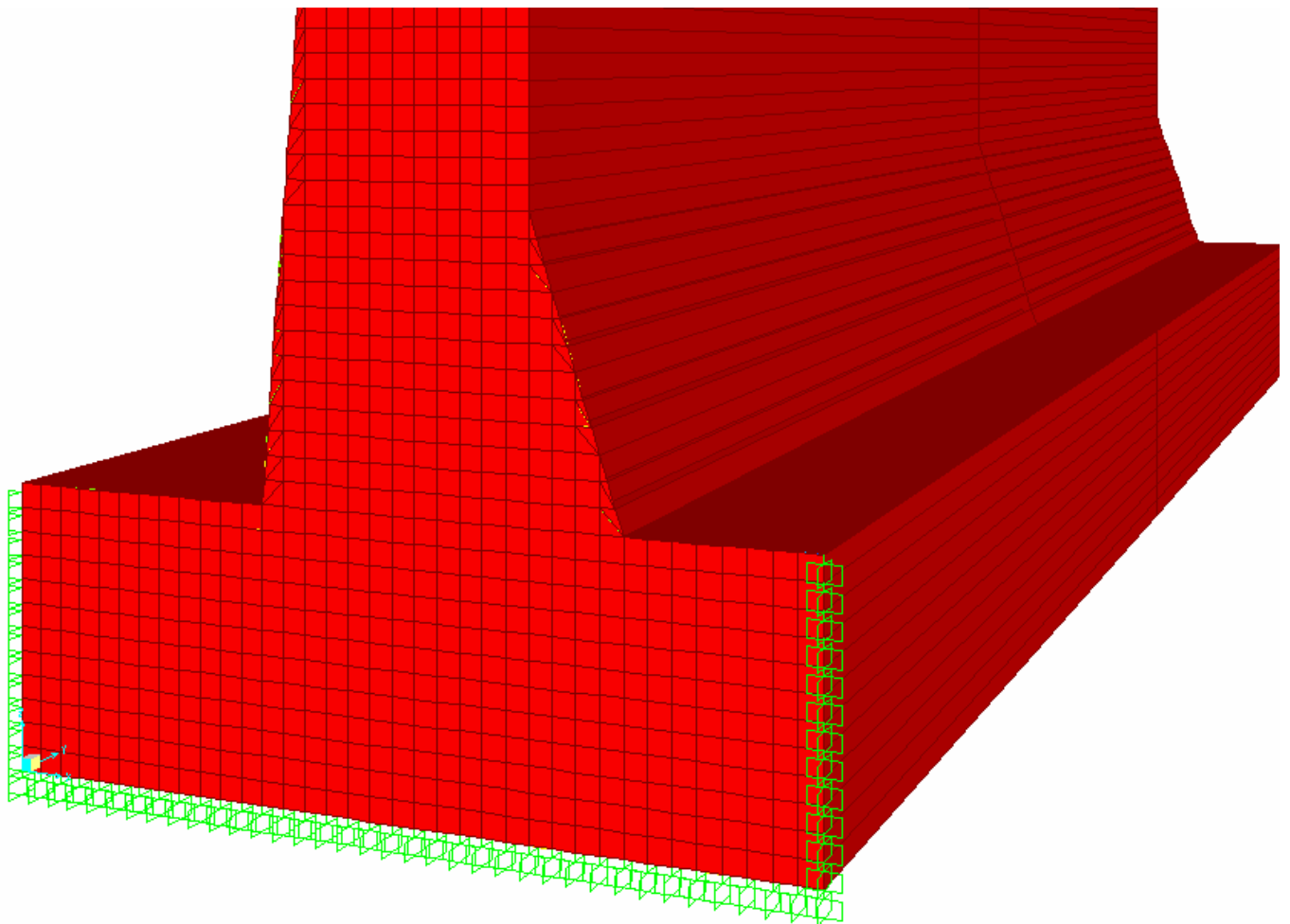
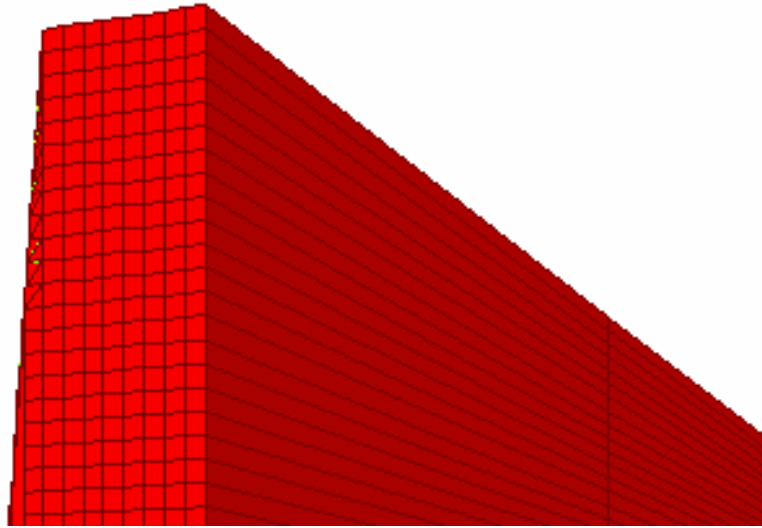
Στην πράξη χρησιμοποιούνται οι παρακάτω μονάδες :

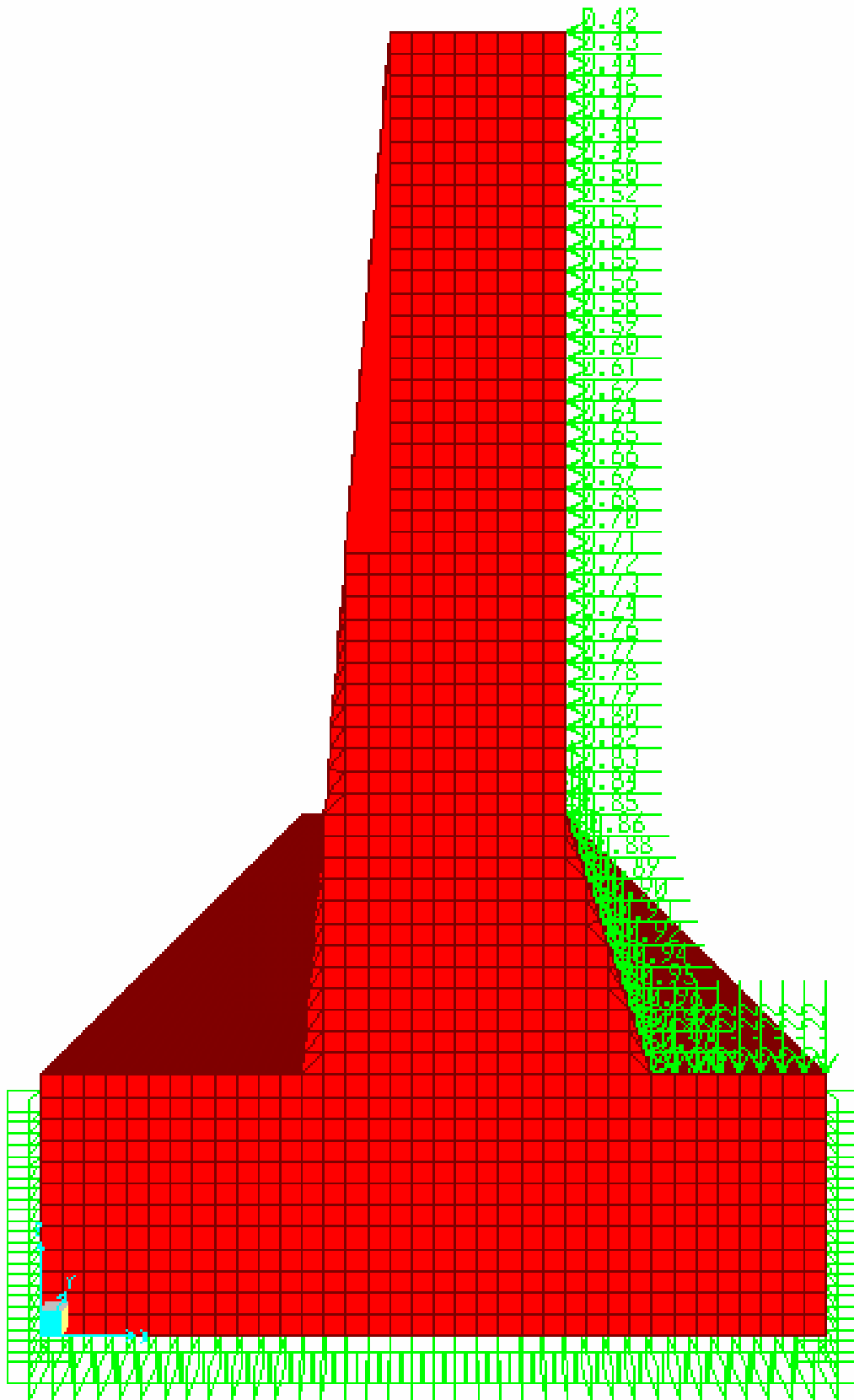
- Για συγκεντρωμένες δυνάμεις **KN,**
- Για κατανεμημένες δυνάμεις **KN/m,**
- Για φορτία **KN/m² .**
- Για ροπές **KNm**
- Για πυκνότητες **kg/m³**
- Για το μέτρο ελαστικότητας **GPa= 10⁹ Pa**
- Για τάσεις & αντοχές **MPa= 10⁶ Pa, 10³ kPa**

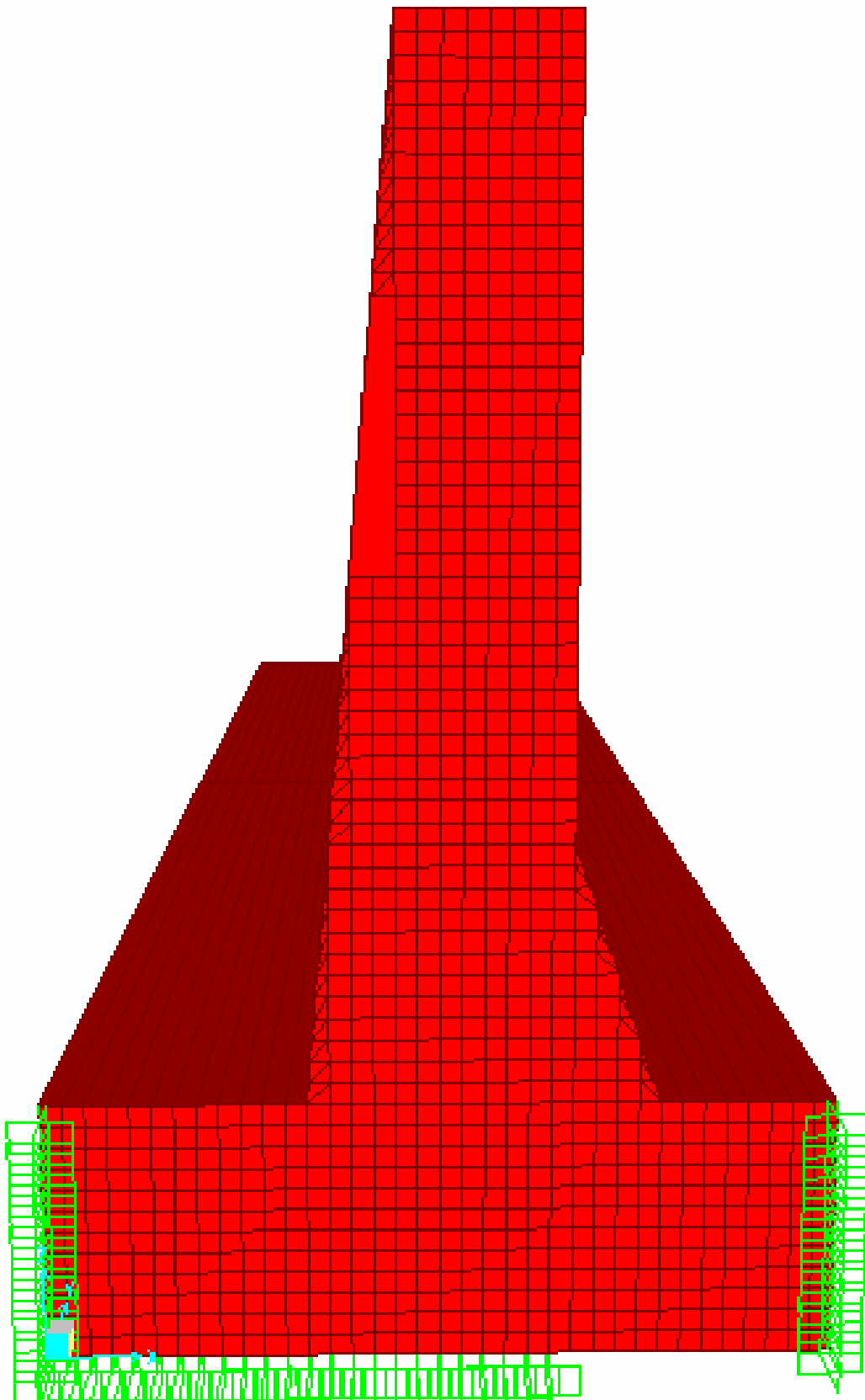
$$1 \text{ MPa} = 1000 \text{ kPa} = 1000 \text{ KN/m}^2 = 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 13^ο







ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΑΝΑΣΤΑΣΙΟΣ ΜΟΥΡΑΤΙΔΗΣ : Οδοποιία "Η κατασκευή των οδικών έργων"

ΕΚΩΣ 2000, "Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000"

ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ Θ. ΒΑΛΑΛΑΣ : "Εδαφομηχανική"

ΤΣΑΜΑΣΦΥΡΟΣ .Γ. : "Η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων"

ΠΑΣΧΑΛΗΣ Κ. ΓΚΟΤΣΗΣ: "Πεπερασμένα Στοιχεία"

ΑΝΑΣΤΑΣΙΟΣ Κ. ΜΟΥΡΑΤΙΔΗΣ : "Οδοποιία, Η Κατασκευή των Οδικών
Έργων"