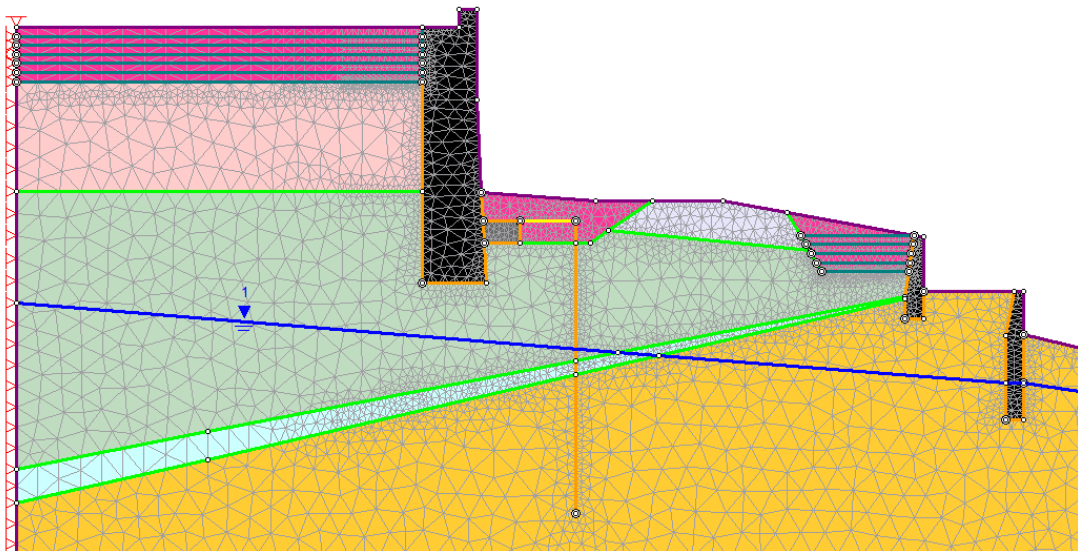


ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΟΛΙΤΙΣΜΟΥ ΚΑΙ ΑΘΛΗΤΙΣΜΟΥ  
ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΡΧΑΙΟΤΗΤΩΝ  
ΚΑΙ ΠΟΛΙΤΙΣΤΙΚΗΣ ΚΛΗΡΟΝΟΜΙΑΣ  
ΕΦΟΡΕΙΑ ΑΡΧΑΙΟΤΗΤΩΝ ΑΧΑΪΑΣ

ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ  
ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ



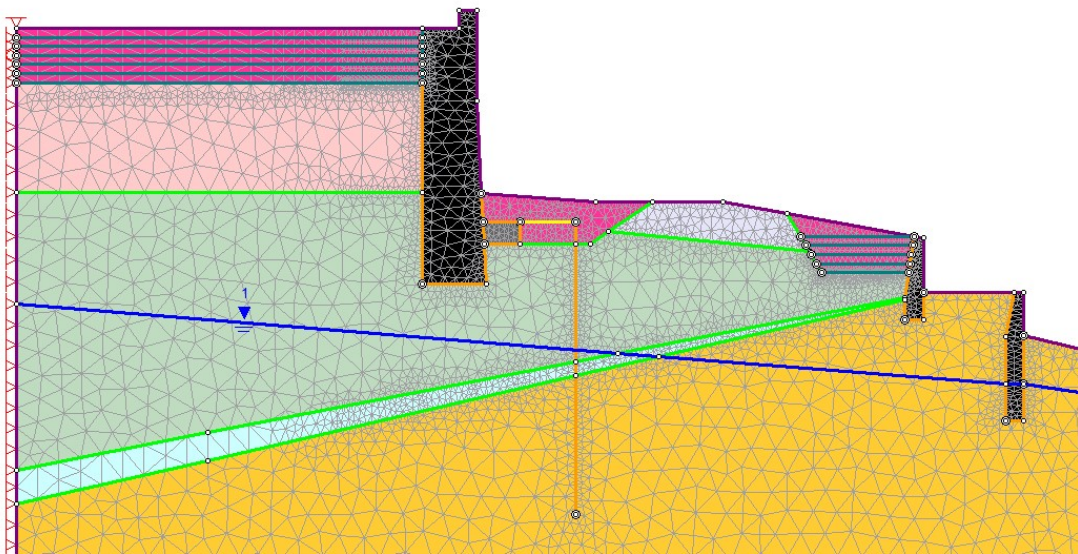
ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΠΟΛΙΤΙΚΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ ΑΡΗΣΧ

ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2021

ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΟΛΙΤΙΣΜΟΥ ΚΑΙ ΑΘΛΗΤΙΣΜΟΥ  
ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΡΧΑΙΟΤΗΤΩΝ  
ΚΑΙ ΠΟΛΙΤΙΣΤΙΚΗΣ ΚΛΗΡΟΝΟΜΙΑΣ  
ΕΦΟΡΕΙΑ ΑΡΧΑΙΟΤΗΤΩΝ ΑΧΑΪΑΣ

ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ  
ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ



ΣΥΜΒΟΥΛΟΙ ΠΟΛΙΤΙΚΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ ΑΡΗΣ Χ

ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2021

## Περιεχόμενα

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	6
1.1 ΑΝΑΘΕΣΗ .....	6
1.2 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ .....	6
2. ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ .....	6
2.1. ΤΥΠΙΚΗ ΕΔΑΦΙΚΗ ΤΟΜΗ .....	6
2.2 ΥΔΡΑΥΛΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ .....	7
2.3 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	7
2.4 ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ .....	7
2.5 ΦΟΡΤΙΑ .....	8
3. ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	8
.....	9
3.1 ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ .....	9
3.1.1 ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΛΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ .....	9
3.1.2 ΘΕΩΡΗΣΗ ΤΟΥ ΤΕΙΧΟΥΣ ΩΣ ΣΤΕΡΕΟ ΣΩΜΑ .....	11
3.1.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ .....	13
3.1.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ .....	15
3.1.5 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ .....	16
3.2 ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ .....	17
3.2.1 ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΛΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ .....	18
3.2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΙΧΟΥΣ ΩΣ ΣΤΕΡΕΟ ΣΩΜΑ .....	20
3.2.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ .....	23
3.2.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΜΕ ΤΗΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ .	26
3.3 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ .....	27
.....	29
4. ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	30
4.1 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ .....	30
4.1.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ .....	30
4.1.2 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ .....	32
4.1.3 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....	32
4.1.4 ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ .....	33
4.1.5 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ .....	34
4.1.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ .....	35
4.1.7 ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ .....	40

**ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ  
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ**

4.1.8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	41
4.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	42
4.2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ .....	42
4.2.2 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ.....	43
4.2.3 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....	43
4.2.4 ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ .....	44
4.2.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ .....	44
4.2.6 ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ.....	50
4.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΕΠΑΛΞΕΩΝ.....	54
4.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΜΕΛΕΤΗΣ .....	57
5. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	58

~~Σύμβουλοι Πολιτικοί Μηχανικοί ΑΡΗΣ Χ.  
Ιδιωτική Κεφαλαιουχική Εταιρεία  
ΔΑΣΚΑΛΟΓΙΑΝΝΗ 6, ΡΕΘΥΜΝΟ 74100  
ΤΗΛ: 6973995888  
ΑΦΜ: 800515600 ΔΟΥ ΡΕΘΥΜΝΟΥ  
e-mail: chatzidakisaris@gmail.com~~



## Πίνακας εικόνων

Εικόνα 1. Γεωτεχνικό προσομοίωμα σχεδιασμού με τις βασικές παραμέτρους της κάθε εδαφικής στρώσης .....	9
Εικόνα 2. Ολική ευστάθεια στην υφιστάμενη κατάσταση υπό τις μόνιμες δράσεις. Παρατηρείται μια οριακή ευστάθεια ( $FS=1,50$ ) του πρανούς.....	10
Εικόνα 3. Ολική ευστάθεια στην υφιστάμενη κατάσταση υπό τα σεισμικά φορτία ( $k_h=0,138$ , $k_v=0,069$ ). Και σε αυτήν την περίπτωση βλέπουμε οριακή επάρκεια του πρανούς ( $FS=1,01>1,00$ ).....	10
Εικόνα 4. Δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο στην υφιστάμενή του κατάσταση (μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού) .....	11
Εικόνα 5. Από τα αποτελέσματα συμπεραίνουμε την οριακή ευστάθειά του σε ανατροπή ( $FS=1,13<1,50$ ), ενώ έχουμε καλύτερα αποτελέσματα σε θέμα ολίσθησης ( $FS=1,59>1,50$ ). 12	
Εικόνα 6. Δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο στην υφιστάμενή του κατάσταση (σεισμική κατάσταση σχεδιασμού) .....	12
Εικόνα 7. Από τα αποτελέσματα συμπεραίνουμε ότι για τον σεισμό σχεδιασμού ο τοίχος απέχει πολύ από την επάρκεια. Η ευστάθειά του σε ανατροπή είναι $FS=0,44<1,00$ ενώ σε ολίσθηση $FS=0,87>1,00$ .....	13
Εικόνα 8. Γεωμετρία πρανούς και κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων στην υφιστάμενη κατάσταση.....	13
Εικόνα 9. Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στην υφιστάμενη κατάσταση. Κρίσιμο συντελεστής ασφαλείας $SRF 1,54$ . Όπως και στην ανάλυση με την μέθοδο των λωρίδων έτσι και εδώ παρατηρούμε οριακή ευστάθεια $SF=1,54>1,50$ .....	14
Εικόνα 10. Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στην υφιστάμενη κατάσταση με σεισμική επαύξηση με συντελεστές $k_h=0,138$ , $k_v=0,069$ . Κρίσιμο συντελεστής ασφαλείας $SRF 1,26$ . Τα αποτελέσματα σε αυτήν την περίπτωση φόρτισης είναι πιο ευνοϊκά, φυσικά με υπερδιπλάσιες διατμητικές παραμορφώσεις σε σχέση με τα αποτελέσματα υπό τα φορτία βαρύτητας ( $SF=1,26>1,00$ ) .....	14
Εικόνα 11. Μέγιστη ολική μετατόπιση υπό τα σεισμικά φορτία στην υφιστάμενη κατάσταση στο τείχος 0,24 μέτρα. Ο κάρναβος παρουσιάζει την παραμορφωμένη κατάσταση σε κλίμακα 1:1.....	15
Εικόνα 12. Γεωμετρία προμαχώνα και πρανούς με τα προτεινόμενα μέτρα ενίσχυσης.....	17
Εικόνα 13. Ολική ευστάθεια στην ενισχυμένη κατάσταση υπό τις μόνιμες δράσεις. Συμπεραίνουμε ότι ακόμα και με την εισαγωγή των συντελεστών του Τρόπου Ανάλυσης 3 (DA-3) υπάρχει επάρκεια της γεωμετρίας 70,7% .....	19
Εικόνα 14. Ολική ευστάθεια στην ενισχυμένη κατάσταση υπό τις σεισμικές δράσεις. Συμπεραίνουμε ότι ακόμα και με την εισαγωγή των συντελεστών του Τρόπου Ανάλυσης 2 (DA-2*) υπάρχει επάρκεια της γεωμετρίας 85,1% .....	19
Εικόνα 15. Δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο στην ενισχυμένη του κατάσταση (μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού) σύμφωνα με τον DA-2* .....	21
Εικόνα 16. Δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο στην ενισχυμένη του κατάσταση (σεισμική κατάσταση σχεδιασμού) και επάρκεια ελέγχων, σύμφωνα με τον DA-2* .....	22
Εικόνα 17. Γεωμετρία πρανούς και κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων στην ενισχυμένη κατάσταση.....	23

Εικόνα 18. Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στην ενισχυμένη κατάσταση. Κρίσιμο συντελεστής ασφαλείας $SRF = 1,83$ . Όπως και στην ανάλυση με την μέθοδο των λωρίδων έτσι και εδώ παρατηρούμε αύξηση της διατιθέμενης ευστάθειας μετά από τις επεμβάσεις.....	23
Εικόνα 19. Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στην ενισχυμένη κατάσταση με σεισμική επαύξηση με συντελεστές $k_h=0,138$ , $k_v=0,069$ . Κρίσιμο συντελεστής ασφαλείας $SRF = 1,44$ .	24
Εικόνα 20. Μέγιστη ολική μετατόπιση υπό τα σεισμικά φορτία στην ενισχυμένη γεωμετρία στο τείχος 0,18 μέτρα. Ο κάρναβος παρουσιάζει την παραμορφωμένη κατάσταση σε κλίμακα 1:1.....	24
Εικόνα 21. Οριζόντιες μετατοπίσεις της ενισχυμένης γεωμετρίας κατά την σεισμική φόρτιση. Οι οριζόντιες μετατοπίσεις του τείχους έχουν περιοριστεί κάτω από 0,15 μ. ....	25
Εικόνα 22. Οριζόντιες μετατοπίσεις της ενισχυμένης γεωμετρίας κατά την σεισμική φόρτιση του τοίχου ανάντη της οδού Δασυλλίου. Οι οριζόντιες μετατοπίσεις του τείχους έχουν περιοριστεί κάτω από 0,06 μ. ....	25
Εικόνα 23. Διάγραμμα ροπών στους πασσάλους με μέγιστη τιμή 140,87 kNm/m .....	28
Εικόνα 24. Διάγραμμα τεμνουσών στους πασσάλους με μέγιστη τιμή 88,90 kN/m .....	28
Εικόνα 25. Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων (θλιπτικές) στους πασσάλους και στις δοκούς από λιθοδομή. Μέγιστη τιμή στους πασσάλους 278,68 kN/m και στις δοκούς 70 kN/m.....	29
Εικόνα 26. Εξωτερική όψη προμαχώνα .....	31
Εικόνα 27. Προσομοίωμα προμαχώνα στο λογισμικό SOFISTIK.....	31
Εικόνα 28. Φορτία για το συνδυασμό $1.35 G + 1.5 Q$ .....	34
Εικόνα 29. Φορτία για το συνδυασμό $G + 0.3Q + E$ .....	34
Εικόνα 30. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ σε MPa, για φορτία σχεδιασμού $1.35G+1.50Q$ .....	35
Εικόνα 31. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ σε MPa για σεισμό $G+0.3Q+Ex$ .....	35
Εικόνα 32. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ τομής 1 σε MPa, για φορτία σχεδιασμού $1.35G+1.50Q$ .....	36
Εικόνα 33. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ τομής 2 σε MPa, για φορτία σχεδιασμού $1.35G+1.50Q$ .....	36
Εικόνα 34. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ τομής 3 σε MPa, για φορτία σχεδιασμού $1.35G+1.50Q$ .....	37
Εικόνα 35. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ τομής 1 σε MPa για σεισμό $G+0.3Q+Ex$ .....	37
Εικόνα 36. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ τομής 2 σε MPa για σεισμό $G+0.3Q+Ex$ .....	38
Εικόνα 37. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ τομής 3 σε MPa για σεισμό $G+0.3Q+Ex$ .....	38
Εικόνα 38. Μετακινήσεις κατά X και Y αντίστοιχα για φορτία σχεδιασμού $1.35G+1.50Q$ ....	39
Εικόνα 39. Μετακινήσεις κατά X και Y αντίστοιχα για σεισμό $G+0.3Q+Ex$ .....	39
Εικόνα 40. Μηχανισμός εκτός επιπέδου ανατροπής τείχους.....	40
Εικόνα 41. Προσομοίωμα ενισχυμένου φορέα στο λογισμικό SOFISTIK.....	43
Εικόνα 42. $1.35G+1.50Q$ .....	43
Εικόνα 43. $G+0.3Q+E$ .....	44
Εικόνα 44. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ σε MPa, για φορτία σχεδιασμού $1.35G+1.50Q$ .....	44
Εικόνα 45. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ σε MPa για σεισμό $G+0.3Q+Ex$ .....	45
Εικόνα 46. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ τομής 2 σε MPa, για φορτία σχεδιασμού $1.35G+1.50Q$ .....	45
Εικόνα 47. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ τομής 1 σε MPa, για φορτία σχεδιασμού $1.35G+1.50Q$ .....	46
Εικόνα 48. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ τομής 3 σε MPa, για φορτία σχεδιασμού $1.35G+1.50Q$ .....	46
Εικόνα 49. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ τομής 1 σε MPa για σεισμό $G+0.3Q+Ex$ .....	47
Εικόνα 50. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ τομής 2 σε MPa για σεισμό $G+0.3Q+Ex$ .....	47
Εικόνα 51. Κύριες τάσεις $\sigma_i$ τομής 3 σε MPa για σεισμό $G+0.3Q+Ex$ .....	48
Εικόνα 52. Μετακινήσεις κατά X και Y αντίστοιχα για φορτία σχεδιασμού $1.35G+1.50Q$ ....	49
Εικόνα 53. Μετακινήσεις κατά X και Y αντίστοιχα για σεισμό $G+0.3Q+Ex$ .....	49
Εικόνα 54. Μηχανισμός εκτός επιπέδου ανατροπής τείχους.....	50
Εικόνα 55. Μηχανισμός εκτός επιπέδου ανατροπής επάλξεων τείχους.....	54

## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 ΑΝΑΘΕΣΗ

Το Ελληνικό Δημόσιο, δια της Εφορείας Αρχαιοτήτων Αχαΐας του Υπουργείου Πολιτισμού και Αθλητισμού ανέθεσε στο γραφείο μας την εκπόνηση τροποποιημένης στατικής μελέτης αποκατάστασης του Δυτικού Ενετικού Προμαχώνα Κάστρου Πάτρας.

### 1.2 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ

Αντικείμενο της μελέτης είναι εκπόνηση τροποποιημένης στατικής μελέτης αποκατάστασης του Δυτικού Ενετικού Προμαχώνα Κάστρου Πάτρας, με προσομοίωση του μνημείου για την διερεύνηση της σεισμικής του συμπεριφοράς, προτάσεις αποκατάστασης και στερέωσης, καθώς και τεχνική έκθεση, προμετρήσεις και προϋπολογισμό.

## 2. ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

### 2.1. ΤΥΠΙΚΗ ΕΔΑΦΙΚΗ ΤΟΜΗ

Συνοψίζονται οι γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στο μοντέλο των στατικών-γεωτεχνικών αναλύσεων όπως προέκυψαν από τις 2 γεωτρήσεις που πραγματοποιήθηκαν και αναφέρονται στην έκθεση αξιολόγησης που συντάχθηκε από την κ. Ευαγγελία Παπαδοπούλου τον Ιούλιο του 2018.

Γεωτεχνική στρώση Γ: Μέτρια συνεκτική έως στιφρή χαλικώδης **άργιλος** με άμμο έως αργιλώδη **χαλίκια** με άμμο. Βαθύτερα άργιλος υψηλής πλαστικότητας. Περιέχει κεραμικά. **Πρόσφατες επιχωματώσεις** (CL-SC).

Γεωτεχνική Στρώση Α1: Καστανή σκληρή **άργιλος** υψηλής πλαστικότητας (CL).

Γεωτεχνική Στρώση Α2: Καστανότεφρη πολύ στιφρή **άργιλος** υψηλής πλαστικότητας (CL).

Γεωτεχνική Στρώση Β: Καστανό μέτρια πυκνό **αμμοχάλικο** (MS-SG).

Τα βάθη εμφάνισης των γεωτεχνικών στρώσεων δίνονται στον Πίνακα 1.

Γεωτεχνική Στρώση	Γεώτρηση	
	Γ1	Γ2
A1	2,00(*)-8,30	1,60(*)-4,60
B	8,30-9,00	4,60-4,90
A2	9,00-15,00(**)	4,90-10,00(**)

Πίνακας 1. Βάθος εμφάνισης Γεωτεχνικών Στρώσεων σε μ.

(\*) Υπερκείμενα συναντώνται τεχνητές επιχώσεις

(\*\*) Πέρασ Γεώτρησης

## 2.2 ΥΔΡΑΥΛΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

Στον πίνακα 2 παρουσιάζεται η στάθμη των υπογείων υδάτων κατά την διάρκεια εκτέλεσης των γεωτρήσεων, τον Ιούνιο του 2018.

Γεώτρηση	Στάθμη (μ)	Ημερομηνία
Γ1	6,60	28/6/2018
Γ2	4,60	28/6/2018

Πίνακας 2. Στάθμη υπογείων υδάτων όπως προσδιορίστηκε από τις γεωτρήσεις

## 2.3 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Οι γεωτεχνικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στα μοντέλα ανάλυσης της συμπεριφοράς του προμαχώνα συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα, πάντα βασιζόμενοι στην γεωτεχνική έρευνα που πραγματοποιήθηκε τον Ιούνιο του 2018.

Εδαφική στρώση		Ειδικό βάρος $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ενεργός γωνία τριβής $\phi'$ (°)	Ενεργός συνοχή $c'$ (kPa)	Μέτρο ελαστικότητας $E$ (Mpa)	Λόγος Poisson
Επιχώσεις I	Πρόσφατες επιχώσεις	21,00 21,50 (sat)	27	5	10	0,3
Επιχώσεις II	Πρόσφατες επιχώσεις	21,00 21,50 (sat)	30	15	12	0,3
GU-A1	Σκληρή άργιλος υψηλής πλαστικότητας (CL)	19,00 19,50 (sat)	25	7,50	18	0,3
GU-A2	Πολύ Στιφρή Άργιλος υψηλής Πλαστικότητας (CL)	19,00 19,50 (sat)	25	25	30	0,3
GU-B	Μέτριας Πυκνότητας Αμμοχάλικο (MS-SG)	18,00 18,50 (sat)	30	0-5	10	0,3

Πίνακας 3. Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού

## 2.4 ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ

Στον Ευρωκώδικα 8 (EN1998-5:2004), και συγκεκριμένα στο παράρτημα 5 συνίσταται η χρήση της απλοποιημένης ψευδοστατικής μεθόδου για την ανάλυση της οριακής κατάστασης αστοχίας των συστημάτων αντιστήριξης. Σύμφωνα με το παράρτημα 5 του EC8 (EC8-5 7.3.2.2) η σεισμική δράση υπεισέρχεται με την εφαρμογή δύο συντελεστών, του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή  $k_h$  και του κατακόρυφου σεισμικού συντελεστή  $k_v$ . Λαμβάνουμε κατηγορία εδάφους Γ, ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II με σεισμική επιτάχυνση εδάφους  $A=0,24g$  και κατηγορία σπουδαιότητας Σ3.

$$K_h = a \frac{S}{r}$$

$$K_v = 0,5K_h$$

$r$ : Ο συντελεστής αυτός αφορά την δυνατότητα μετακίνησης της βάσης του τοίχου και προκύπτει από τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα 8 (EC8, 7.3.2.2, Table 7.1) ανάλογα με τον τύπο του φορέα αντιστήριξης. Ο συντελεστής αυτός λήφθηκε σταθερός σε όλο το ύψος του τοίχου και ίσος με 1,5, δηλαδή αποδεκτή μετακίνηση  $d_r = 200aS = 5,5$  εκατοστά. Στον ΕΑΚ 2000 στο κεφάλαιο 5.3 ο συντελεστής  $r$  του Ευρωκώδικα αναφέρεται ως συντελεστής συμπεριφοράς ( $q_w$ ) και λαμβάνει τις ίδιες τιμές με αυτές του Ευρωκώδικα.

$S$ : Ο συντελεστής αυτός ονομάζεται συντελεστής εδάφους και εξαρτάται από το είδος του εδάφους. Για έδαφος Γ και φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1, από τον πίνακα 3.2 του EC8 (1998-1:2004 3.2.2.2) ο συντελεστής αυτός λήφθηκε ίσος με 1,15.

Οι σεισμικοί συντελεστές διαμορφώνονται σε:

$$K_h = a \frac{S}{r} = 0,24 * 1,20 * 1,15 \frac{1}{1,5} = 0,22$$

$$K_v = 0,5K_h = 0,11$$

Στην εξέταση της ολικής ευστάθειας του πρσανούς οι αντίστοιχοι συντελεστές σύμφωνα με το κεφάλαιο 4.1.3.3 του EC8-5 διαμορφώνονται σε :

$$K_h = 0,5aS = 0,5 * 0,24 * 1,15 = 0,138$$

$$K_v = 0,5K_h = 0,069$$

Η επαύξηση των ωθήσεων γαιών που προκύπτουν από τους 2 αυτούς συντελεστές μέσω του τύπου των Mononobe-Okabe εισήλθε και στην τρισδιάστατη ανάλυση.

## 2.5 ΦΟΡΤΙΑ

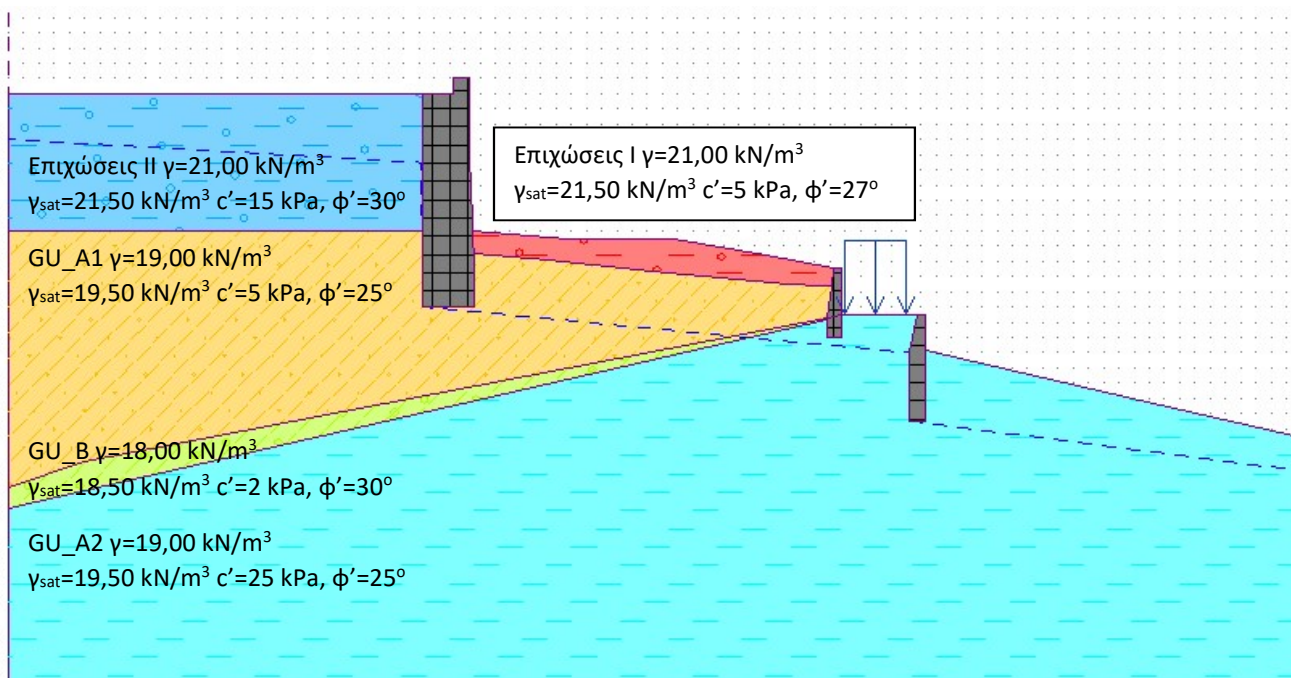
Τα φορτία που λήφθηκαν υπόψιν στα μοντέλα προσομοίωσης του τείχους και της γενικότερης γεωμετρίας που ελέγχθηκε ήταν:

- Φορτία βαρύτητας και ωθήσεις γαιών
- Σεισμική επαύξηση μέσω ψευδοστατικής ανάλυσης με τους συντελεστές που αναφέρονται στο κεφ. 2.4
- Στον δρόμο κατάντη του προμαχώνα λήφθηκε κινητό φορτίο κυκλοφορίας 5 kN/m<sup>2</sup>

## 3. ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Στις δυσδιάστατες αναλύσεις που ακολουθούν το τείχος αντιμετωπίζεται αρχικά ως στερεό σώμα και εξετάζεται ως τοίχος αντιστήριξης βαρύτητας. Στην συνέχεια πραγματοποιείται ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία για τον υπολογισμό των μετακινήσεων και τον

προσδιορισμό του διαθέσιμου συντελεστή ασφαλείας με την μέθοδο SRF (Strength Reduction Factor). Στην τρισδιάστατη ανάλυση εξετάζεται η συμπεριφορά της φέρουσας τοιχοποιίας του τείχους, οι συγκεντρώσεις τάσεων η ερμηνεία των ρηγματώσεων και ο έλεγχος των προτάσεων αποκατάστασης.



Εικόνα 1. Γεωτεχνικό προσομοίωμα σχεδιασμού με τις βασικές παραμέτρους της κάθε εδαφικής στρώσης

### 3.1 ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ

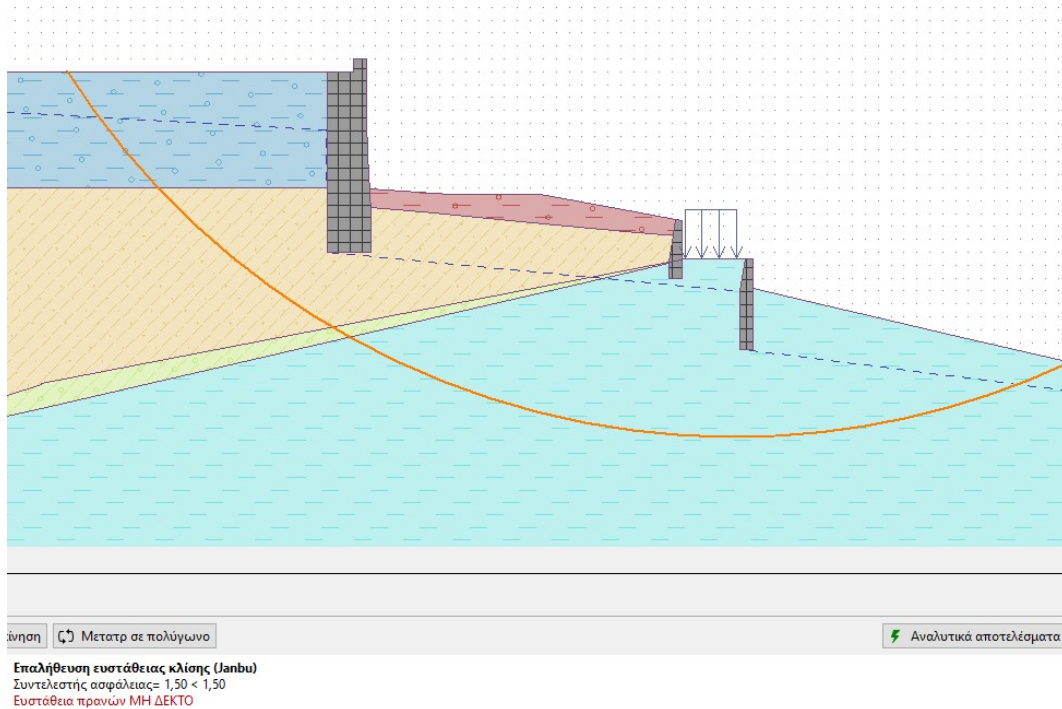
Για την αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης και την θεώρηση του τοίχου ως στερεό σώμα έγινε χρήση των λογισμικών 'Ευστάθεια Πρανών' και 'Τοίχος Βαρύτητας' GEO5 2021 της Fine (Αρ. Αδείας 8747/1), με την μέθοδο του συντελεστή ασφαλείας. Ο υδροφόρος ορίζοντας τοποθετήθηκε περίπου 1 μέτρο υψηλότερα από την στάθμη που εντοπίστηκε στις γεωτρήσεις υπέρ της ασφαλείας. Λόγω απουσίας περαιτέρω στοιχείων αναφορικά με το βάθος θεμελίωσης του τείχους, βασιστήκαμε στα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας για την εκτίμηση του βάθους. Λόγω του ότι στις γεωτρήσεις τα 2 πρώτα μέτρα περίπου χαρακτηρίστηκαν πρόσφατες επιχώσεις, θεωρήσαμε ότι κατά την κατασκευή του προμαχώνα το τείχος θα είχε θεμελιωθεί τουλάχιστον 3 μέτρα κάτω από το αυτόχthon έδαφος. Σε κάθε περίπτωση συνίσταται πριν την έναρξη των εργασιών αποκατάστασης και ενίσχυσης του προμαχώνα να γίνει ερευνητικό φρεάτιο στον πόδα του τείχους ώστε να εξακριβωθεί η ακριβής στάθμη έδρασης του τείχους και αν κριθεί απαραίτητο να επαναληφθούν οι αναλύσεις με το νέο βάθος έδρασης. Υπέρ της ασφαλείας, στις δυσδιάστατες αναλύσεις η συνεισφορά του σχήματος του προμαχώνα στον χώρο αγνοείται και το τείχος εξετάζεται ως απειρομήκης. Εξέταση του προμαχώνα στον χώρο γίνεται στην τρισδιάστατη ανάλυση που ακολουθεί στο κεφάλαιο 4.

#### 3.1.1 ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΛΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

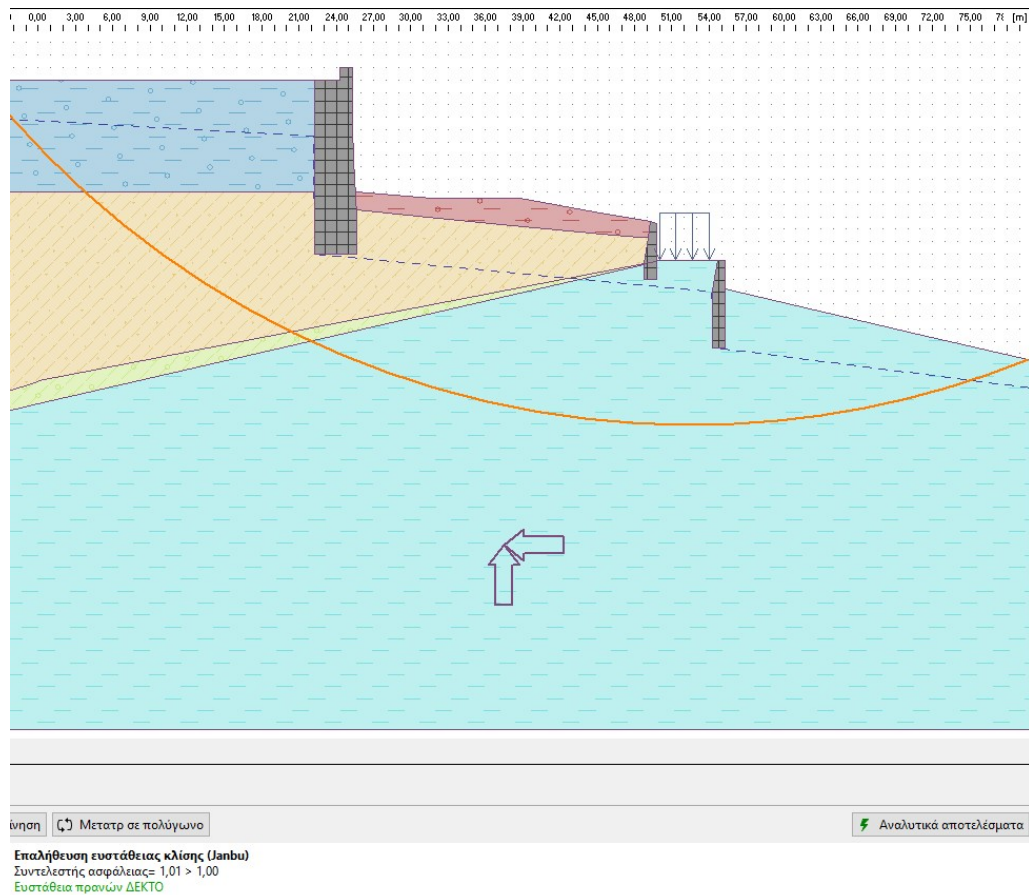
Έγινε χρήση του λογισμικού 'Ευστάθεια Πρανών' GEO5 2021 της Fine. Το πρόγραμμα χρησιμοποιεί την μέθοδο των λωρίδων και συγκεκριμένα έγινε επιλογή των παραδοχών αλληλεπίδρασης των λωρίδων κατά Janbu.



**ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ  
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ**



Εικόνα 2. Ολική ευστάθεια στην υφιστάμενη κατάσταση υπό τις μόνιμες δράσεις. Παρατηρείται μια οριακή ευστάθεια ( $FS=1,50$ ) του πρηνούς



Εικόνα 3. Ολική ευστάθεια στην υφιστάμενη κατάσταση υπό τα σεισμικά φορτία ( $kh=0,138$ ,  $kn=0,069$ ). Και σε αυτήν την περίπτωση βλέπουμε οριακή επάρκεια του πρηνούς ( $FS=1,01>1,00$ )



### 3.1.2 ΘΕΩΡΗΣΗ ΤΟΥ ΤΕΙΧΟΥΣ ΩΣ ΣΤΕΡΕΟ ΣΩΜΑ

Η ανάλυση του τείχους ως στερεό σώμα έγινε με τις παρακάτω παραδοχές:

Υπολογισμός ενεργητικών ωθήσεων γαιών κατά Coulomb

Υπολογισμός παθητικών ωθήσεων γαιών κατά Casquot-Kerisel

Σεισμική ανάλυση κατά Mononobe-Okabe

Υδροφόρος ορίζοντας 6,00 μέτρα κάτω από την στέψη του τείχους

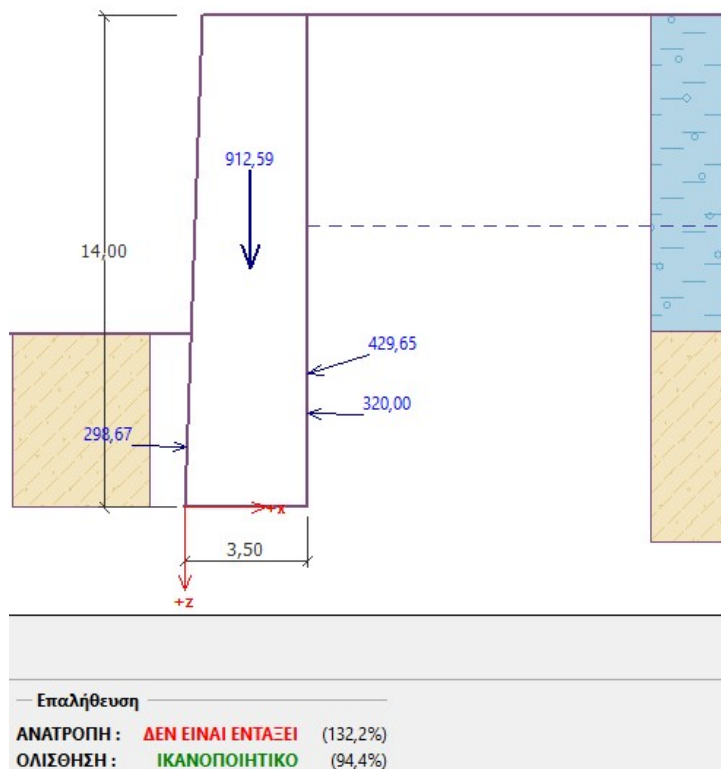
Επιτρεπόμενη εκκεντρότητα 0,333

Παράμετροι στην θεμελίωση του τείχους, Συντ. τριβής 0,65 και συνοχή  $a=8$  kPa

Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία κατά τον EN 1996-1-1 (EC6)

Κατασκευές από σκυρόδεμα κατά τον EN 1992-1-1 (EC2)

- Μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού
  - Θεωρήθηκε ότι οι ωθήσεις της πρόσοψης (κατάντη) του τείχους αναπτύσσονται ως 1/3 παθητικές και 2/3 σε ηρεμία, λόγω των σχετικά μικρών μετακινήσεων που προκύπτουν από τα φορτία βαρύτητας.
- Σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
  - Θεωρήθηκε ότι οι ωθήσεις της πρόσοψης (κατάντη) του τείχους αναπτύσσονται ως 1/2 παθητικές και 1/2 σε ηρεμία, λόγω των αυξημένων μετακινήσεων που μπορεί να προκύψουν από την σεισμική φόρτιση
  - Οι σεισμικοί συντελεστές λήφθηκαν όπως αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 2.4 ως  $k_h=0,22$  και  $k_v=0,11$



Εικόνα 4. Δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο στην υφιστάμενή του κατάσταση (μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού)

### Επαλήθευση ολόκληρου τοίχου

#### Έλεγχος για ευστάθεια ανατροπής

Ροπή αντοχής  $M_{res} = 2160,09 \text{ kNm/m}$

Ροπή ανατροπής  $M_{ovt} = 1903,44 \text{ kNm/m}$

Συντελεστής ασφαλείας =  $1,13 < 1,50$

Τοίχος για ανατροπή ΔΕΝ ΕΙΝΑΙ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ

#### Έλεγχος για ολίσθηση

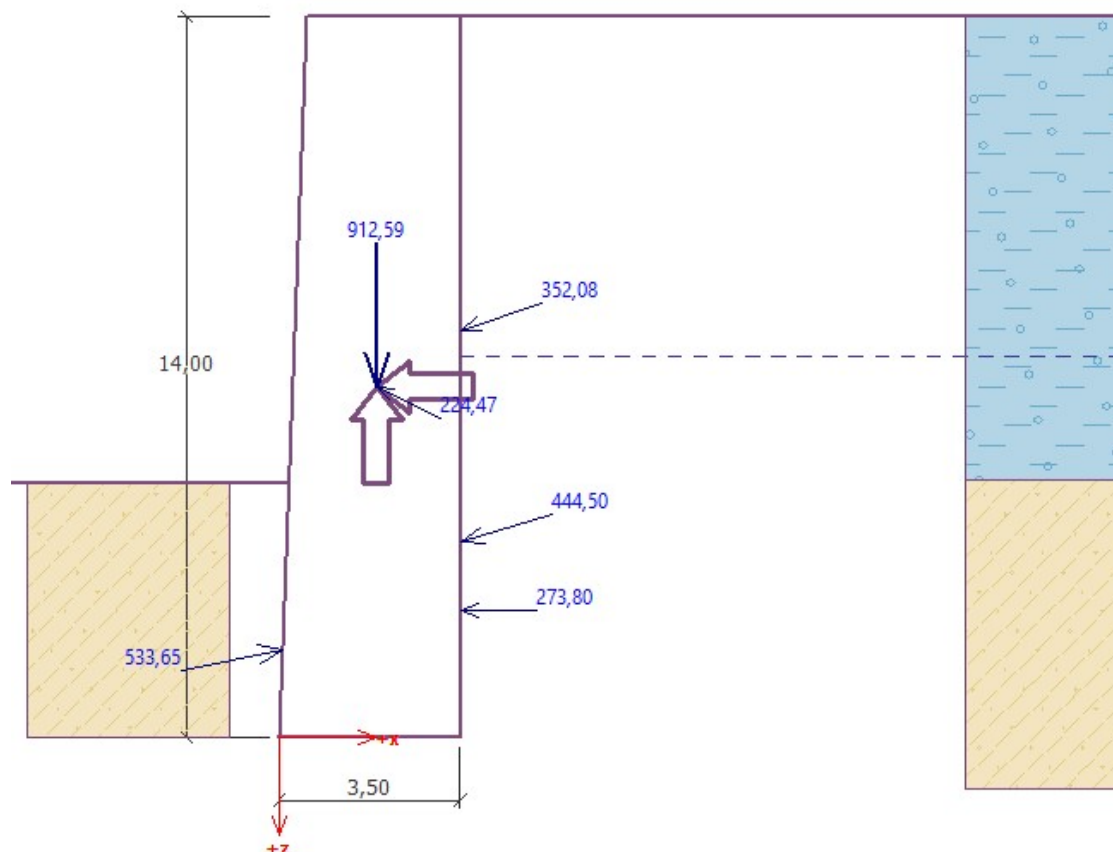
Οριζόντια δύναμη αντοχής  $H_{res} = 687,06 \text{ kN/m}$

Ενεργή οριζόντια δύναμη  $H_{act} = 432,32 \text{ kN/m}$

Συντελεστής ασφαλείας =  $1,59 > 1,50$

Τοίχος για ολίσθηση είναι ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ

Εικόνα 5. Από τα αποτελέσματα συμπεραίνουμε την οριακή ευστάθειά του σε ανατροπή ( $FS=1,13<1,50$ ), ενώ έχουμε καλύτερα αποτελέσματα σε θέμα ολίσθησης ( $FS=1,59>1,50$ )



Επαλήθευση	
ΑΝΑΤΡΟΠΗ :	ΔΕΝ ΕΙΝΑΙ ΕΝΤΑΞΕΙ (226,6%)
ΟΛΙΣΘΗΣΗ :	ΔΕΝ ΕΙΝΑΙ ΕΝΤΑΞΕΙ (115,3%)

Εικόνα 6. Δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο στην υφιστάμενή του κατάσταση (σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)

### Επαλήθευση ολόκληρου τοίχου

#### Έλεγχος για ευστάθεια ανατροπής

Ροπή αντοχής  $M_{res} = 2379,87 \text{ kNm/m}$

Ροπή ανατροπής  $M_{ovr} = 5392,73 \text{ kNm/m}$

Συντελεστής ασφαλείας =  $0,44 < 1,00$

**Τοίχος για ανατροπή ΔΕΝ ΕΙΝΑΙ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ**

#### Έλεγχος για ολίσθηση

Οριζόντια δύναμη αντοχής  $H_{res} = 615,68 \text{ kN/m}$

Ενεργή οριζόντια δύναμη  $H_{act} = 710,10 \text{ kN/m}$

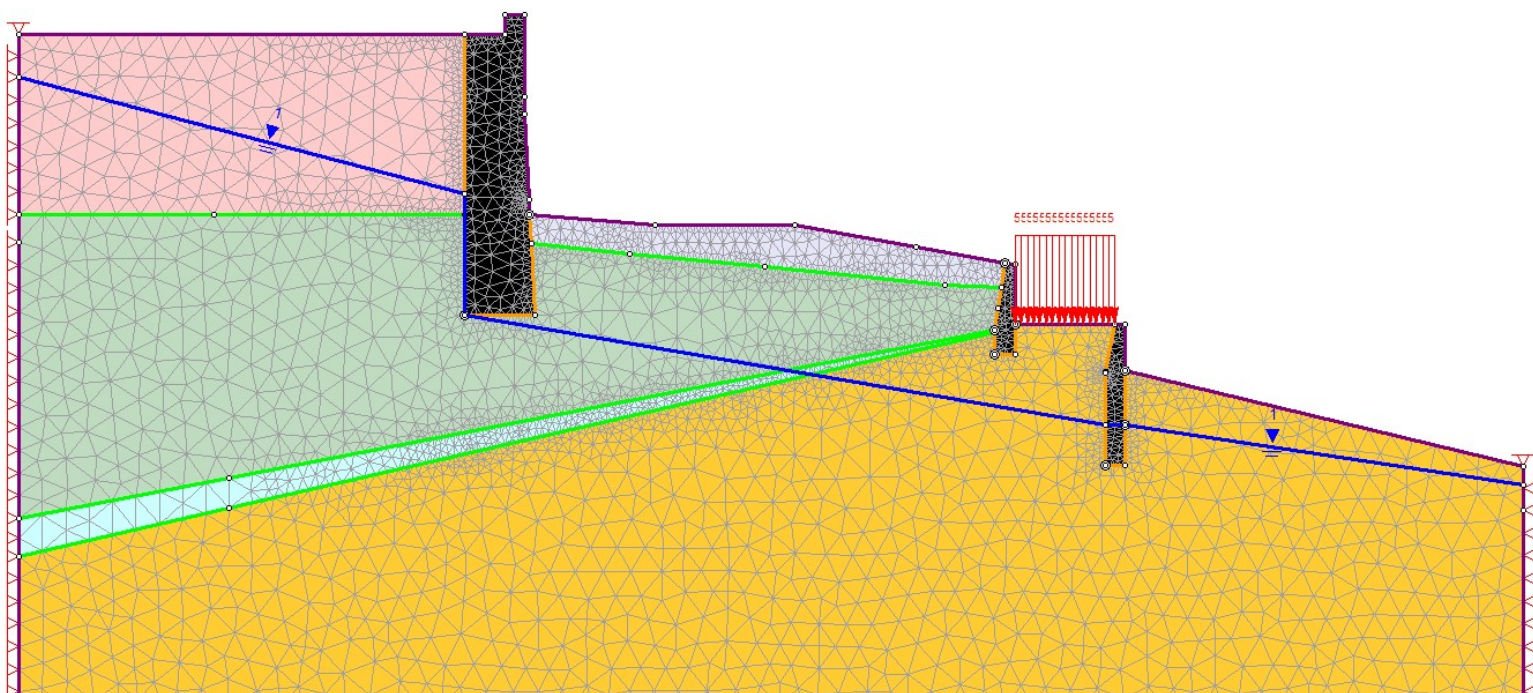
Συντελεστής ασφαλείας =  $0,87 < 1,00$

**Τοίχος για ολίσθηση ΔΕΝ ΕΙΝΑΙ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ**

Εικόνα 7. Από τα αποτελέσματα συμπεραίνουμε ότι για τον σεισμό σχεδιασμού ο τοίχος απέχει πολύ από την επάρκεια. Η ευστάθειά του σε ανατροπή είναι  $FS=0,44 < 1,00$  ενώ σε ολίσθηση  $FS=0,87 > 1,00$ .

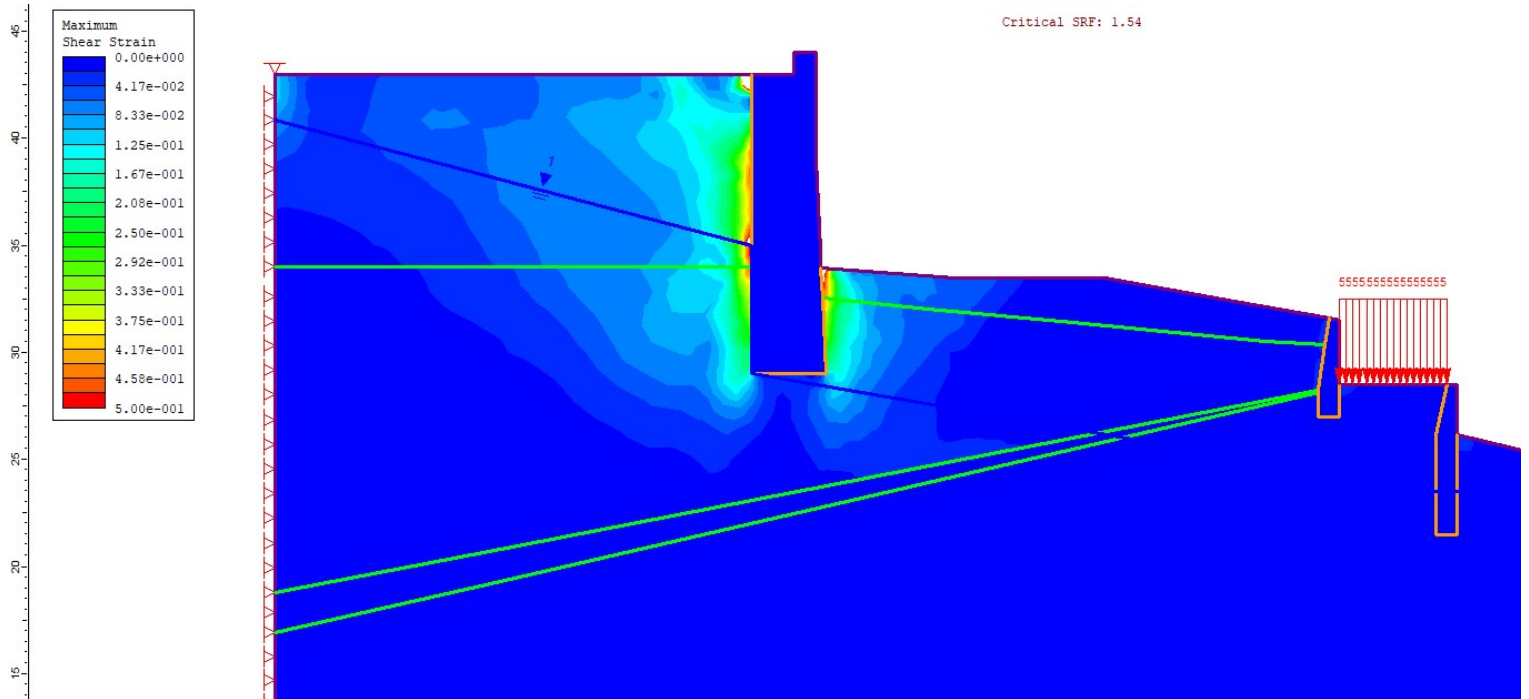
### 3.1.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία έγιναν με το λογισμικό Phase 2 της Rocscience. Με το λογισμικό αυτό εκτιμήθηκαν οι μετακινήσεις του φορέα υπό τις διάφορες φορτίσεις και προσδιορίστηκε η επιφάνεια με τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας με την μέθοδο της σταδιακής απομείωσης των εδαφικών παραμέτρων (Strength Reduction Factor)

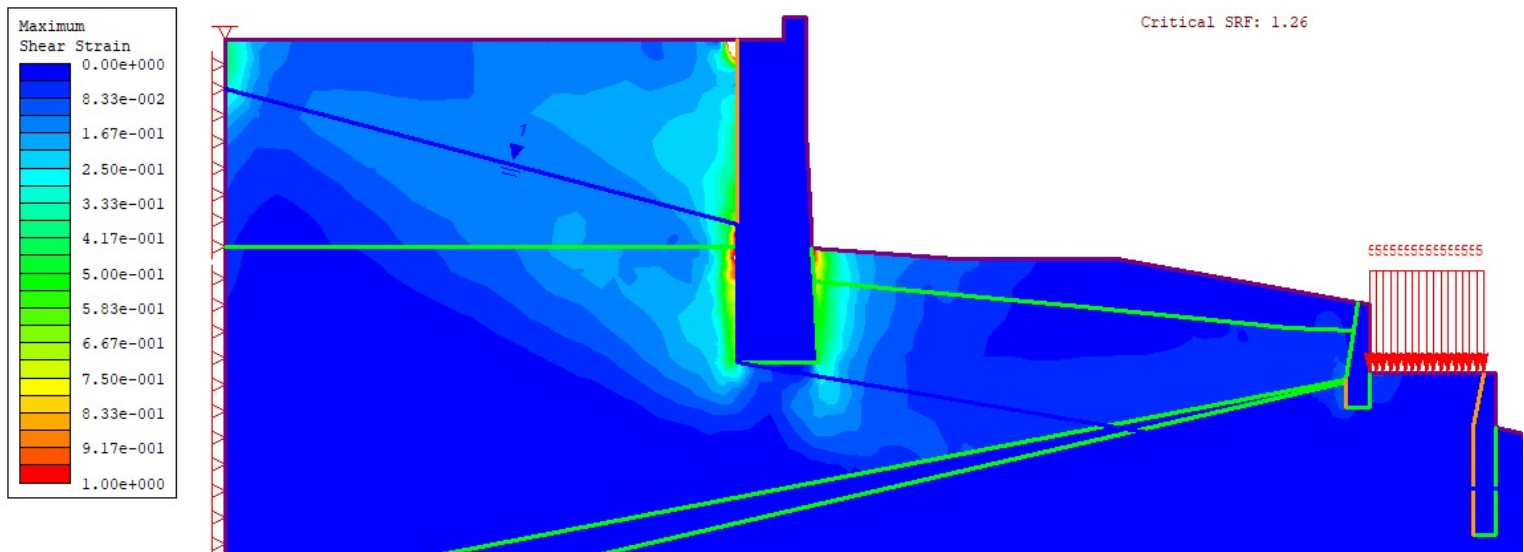


Εικόνα 8. Γεωμετρία πρανούς και κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων στην υφιστάμενη κατάσταση

ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ  
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

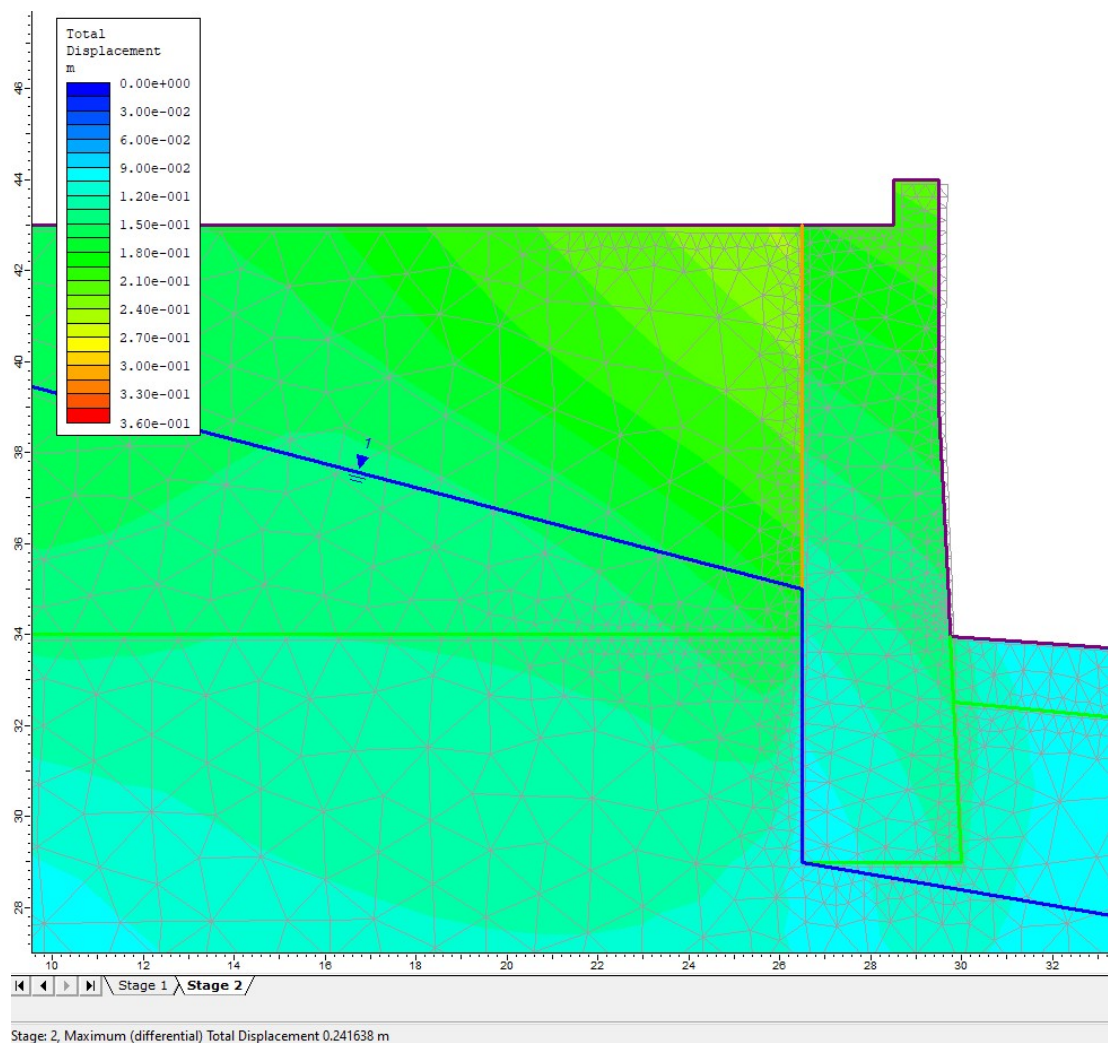


Εικόνα 9. Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στην υφιστάμενη κατάσταση. Κρίσιμο συντελεστής ασφαλείας SRF 1,54. Όπως και στην ανάλυση με την μέθοδο των λωρίδων έτσι και εδώ παρατηρούμε οριακή ευστάθεια  $SF=1,54 > 1,50$



Εικόνα 10. Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στην υφιστάμενη κατάσταση με σεισμική επαύξηση με συντελεστές  $k_h=0,138$ ,  $k_v=0,069$ . Κρίσιμο συντελεστής ασφαλείας SRF 1,26. Τα αποτελέσματα σε αυτήν την περίπτωση φόρτισης είναι πιο ευνοϊκά, φυσικά με υπερδιπλάσιες διατμητικές παραμορφώσεις σε σχέση με τα αποτελέσματα υπό τα φορτία βαρύτητας ( $SF=1,26 > 1,00$ )





Εικόνα 11. Μέγιστη ολική μετατόπιση υπό τα σεισμικά φορτία στην υφιστάμενη κατάσταση στο τείχος 0,24 μέτρα. Ο κάρναθος παρουσιάζει την παραμορφωμένη κατάσταση σε κλίμακα 1:1

### 3.1.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

- Ξεκινάμε τα συμπεράσματά μας από τον έλεγχο του πρανούς σε ολική ευστάθεια. Όπως φαίνεται και από τα αποτελέσματα υπάρχει οριακή ολική ευστάθεια του πρανούς κυρίως λόγω της παρουσίας του υδροφόρου ορίζοντα σε μικρό βάθος (ανάλυση ευστάθειας με παρουσία υδροφόρου ορίζοντα σε βάθος μεγαλύτερο από την στάθμη έδρασης του τοίχου έδωσε συντελεστή ασφαλείας στην μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού 1,85 έναντι 1,50). Προκύπτει συνεπώς η ανάγκη καταβιβασμού του υδροφόρου ορίζοντα του προμαχώνα.
- Όσο αφορά τον έλεγχο του τοίχου σαν στερεό σώμα, από τις αναλύσεις προκύπτει οριακή ευστάθεια του προμαχώνα στην μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού, σε θέμα ανατροπής  $FS=1,13 < 1,50$ , ενώ έχουμε καλύτερα αποτελέσματα στον έλεγχο της ολίσθησης ( $FS=1,59 > 1,50$ ). Κατά την σεισμική φόρτιση σχεδιασμού τα αποτελέσματα είναι πολύ δυσμενή (έλεγχος σε ανατροπή  $FS=0,44 < 1,00$  ενώ σε ολίσθηση  $FS=0,87 > 1,00$ ) και υποδηλώνουν ότι πρέπει να παρθούν μέτρα ενίσχυσης του προμαχώνα. Φυσικά η θεώρηση ότι το τείχος του προμαχώνα είναι ένα απειρομήκης

τμήμα (ενώ στον χώρο είναι ένας δακτύλιος) είναι αρκετά δυσμενής, αλλά μας βοηθάει να έχουμε τον απαραίτητο συντελεστή ασφαλείας που απαιτείται σε ένα έργο τέτοιας σπουδαιότητας. Προκύπτει λοιπόν η ανάγκη να μειωθούν οι ενεργητικές ωθήσεις στον τοίχο, να αυξηθούν οι παθητικές και να αλλάξει το θεωρητικό κέντρο στροφής του τοίχους.

- Στην ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία προέκυψαν αρκετά μεγάλες μετακινήσεις (ολική μετατόπιση 24 εκ. και οριζόντια 19 εκ.) στην στέψη του τοίχου κατά την σεισμική φόρτιση, οι οποίες θα πρέπει να περιοριστούν καθώς μετακινήσεις αυτής της τάξης μπορούν να αποδιοργανώσουν την λιθοδομή του τείχους.

### 3.1.5 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

- Μέτρα μείωσης των ωθήσεων γαιών.

Για την μείωση των ωθήσεων της επίκωσης εντός του προμαχώνα επί της λιθοδομής, προτείνεται η ανακατασκευή των τριών πρώτων μέτρων της σημερινής επίκωσης ως οπλισμένου επιχώματος με το ίδιο εδαφικό υλικό. Τα επιχώματα αυτά θα κατασκευαστούν οπλισμένα με το δικτυωτό κατάλληλα προστατευμένο από την διάβρωση πλέγμα ενδεικτικού τύπου GREENTERRAMESH της Maccaferri, εφελκυστικής αντοχής και στις 2 διευθύνσεις τουλάχιστον 70kN/m. Η ανακατασκευή θα συνδυαστεί όπως αναφέρεται παρακάτω και με την τοποθέτηση στεγανής μεμβράνης εντός του προμαχώνα.

Με τον ίδιο τρόπο θα ανακουφιστούν και οι ωθήσεις του μικρότερου τοίχου αντιστήριξης προς τον δρόμο. Η αποχωμάτωση εδώ θα γίνει σε βάθος 2 μέτρων και η κατασκευή των οπλισμένων επιχωμάτων με τον ίδιο όπως παραπάνω τρόπο.

- Μέτρα ταπείνωσης του φρεάτιου ορίζοντα και αποτροπής διείσδυσης των ομβρίων στο επίχωμα του Προμαχώνα.

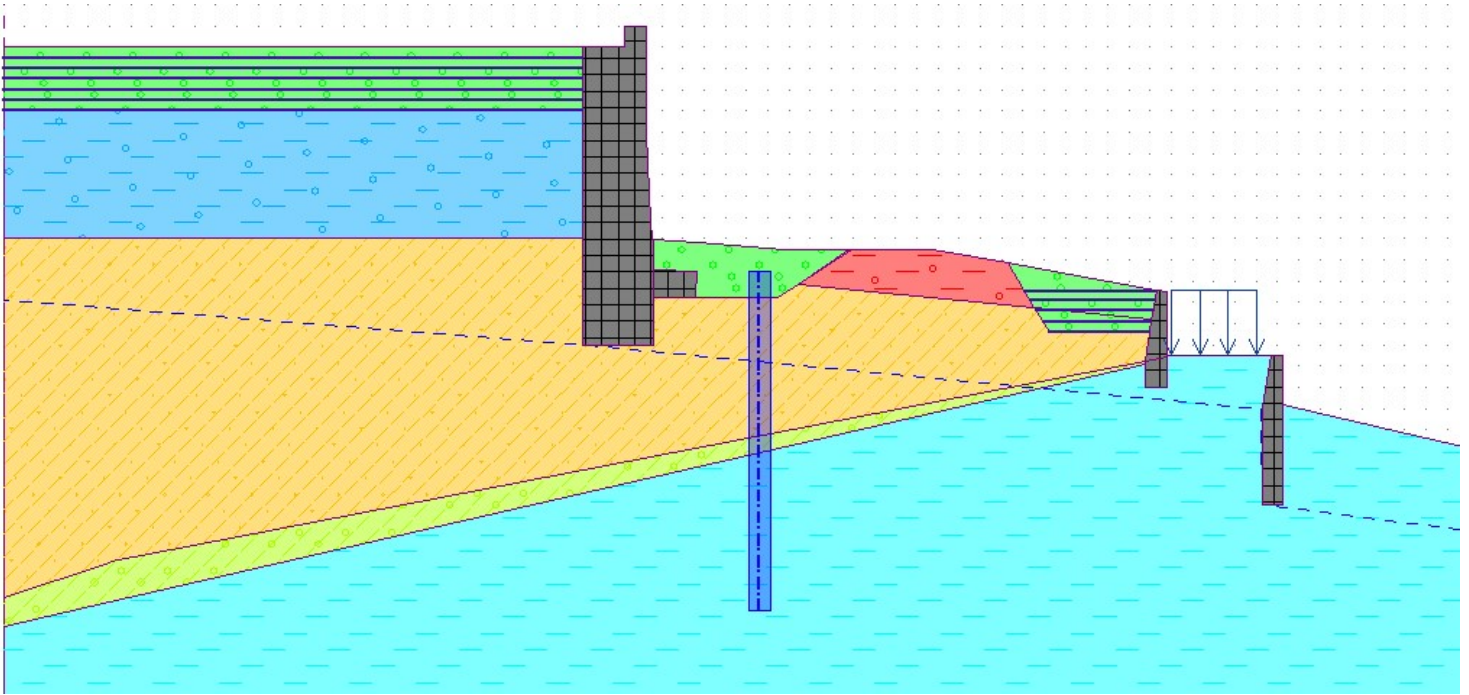
Δημιουργείται στραγγιστήριο ανάντη του Προμαχώνα. Τοποθετείται στεγανή μεμβράνη κατάλληλα αποχετευόμενη η τοποθέτηση της οποίας συνδυάζεται με την προτεινόμενη αποχωμάτωση του προμαχώνα και την επανεπίκωση του με οπλισμένα επιχώματα. Η μεμβράνη αυτή αποτρέπει την εισροή υδάτων στις επιχώσεις του προμαχώνα, μειώνοντας έτσι τις ωθήσεις γαιών και παράλληλα προστατεύει την λιθοδομή από τις αρνητικές συνέπειες της υγρασίας (διάβρωση, αποδιοργάνωση λιθοδομής κλπ).

- Μέτρα ενίσχυσης στον πόδα του τείχους

Προτείνεται κατασκευή δακτυλίου από οπλισμένο σκυρόδεμα διαστάσεων διατομής 2,00x1,20 μ. (πλάτοςx ύψος) σε επαφή με την τοιχοποιία του προμαχώνα και 2,80 μ. κάτω από την σημερινή στάθμη εδάφους. Στη συνέχεια και για λόγους ευστάθειας του πρανούς του λόφου του προμαχώνα προτείνεται η κατασκευή πασσαλοστοιχίας σε απόσταση από το μνημείο για την αποτροπή πιθανών κύκλων ολίσθησης. Το διάστημα μεταξύ της δοκού του προμαχώνα και του κεφαλόδεσμου της πασσαλοστοιχίας θα επιχωθεί με ευμεγέθεις λίθους ώστε να δημιουργήσει ένα αντίβαρο στον πόδα του προμαχώνα και μια εξυγίανση του εδάφους στην έδραση. Για την εξασφάλιση της παρεμπόδισης της ολίσθησης του τοίχου του προμαχώνα προτείνεται η σποραδική σύνδεση της δοκού των θεμελίων με την δοκό του

κεφαλόδεσμοι με ακτινικά τμήματα λωρίδων λιθοδομής. Στο κεφάλαιο 3.2 παρατίθενται οι υπολογισμοί ευστάθειας με τα γεωτεχνικά λογισμικά και στο κεφάλαιο Οι ακριβείς διαστάσεις, αποστάσεις οπλισμοί και κατασκευαστικές λεπτομέρειες φαίνονται στα στατικά σχέδια.

### 3.2 ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ



Εικόνα 12. Γεωμετρία προμαχώνα και πρανούς με τα προτεινόμενα μέτρα ενίσχυσης.

Παραδοχές μέτρων ενίσχυσης:

- Τα οπλισμένα επιχώματα θα πληρωθούν με το υφιστάμενο έδαφος σε συνδυασμό με επίλεκτα αδρανή. Οι εδαφικές παράμετροι που λήφθηκαν για το έδαφος αυτό είναι: Ειδικό βάρος  $\gamma=18,50 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_{\text{sat}}=19,00 \text{ kN/m}^3$ , Ενεργός Γωνία Εσωτερικής Τριβής  $\phi'=40^\circ$ , Ενεργός Συνοχή  $c'=0$ , Μέτρο Ελαστικότητας 100 MPa και λόγος Poisson 0,3.
- Ο οπλισμός των επιχωμάτων λήφθηκε να διαθέτει εφελκυστική αντοχή και στις δύο διευθύνσεις 70 kN/m.
- Στις αναλύσεις ο υδροφόρος ορίζοντας υποβιβάστηκε σε στάθμη κάτω από την θεμελίωση του προμαχώνα (εικόνα 12)
- Οι πάσσαλοι έχουν διάμετρο  $\Phi 1000$ , τοποθετούνται ανά 2,5 μέτρα, έχουν ποιότητα σκυροδέματος C25/30 (όπως και όλες οι κατασκευές σκυροδέματος) και τους δόθηκε διατμητική αντοχή 200 KN (σχετικά μικρή τιμή η οποία όμως δεν επηρεάζει τους υπολογισμούς καθώς οι κύκλοι αστοχίας δεν διέρχονται μέσα από τους πασσάλους)
- Το πέδιλο στον πόδα του τείχους έχει διαστάσεις 2,00x1,20 (πλάτοςx ύψος) και θεμελιώνεται 2,80 μέτρα κάτω από την στάθμη του υφιστάμενου εδάφους.



### 3.2.1 ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΛΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

Η ανάλυση της ολικής ευστάθειας του τείχους στην μόνιμη περίπτωση σχεδιασμού πραγματοποιήθηκε με την μέθοδο των λωρίδων μέσω του λογισμικού 'Ευστάθεια πρηνών' GEO5 2021 της Fine (Αρ. Αδείας 8747/1) με εφαρμογή του Τρόπου Ανάλυσης 3 (DA-3) του EC7. Σύμφωνα με τον DA-3, εφαρμόζονται επιμέρους συντελεστές στις δράσεις και στις εδαφικές παραμέτρους οι οποίοι φαίνονται στους παρακάτω πίνακες.

Δράση		Σύμβολο	Ομάδα	
			A1	A2
Μόνιμη	Δυσμενής	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Ευνοϊκή		1,0	1,0
Μεταβλητή	Δυσμενής	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Ευνοϊκή		0	0

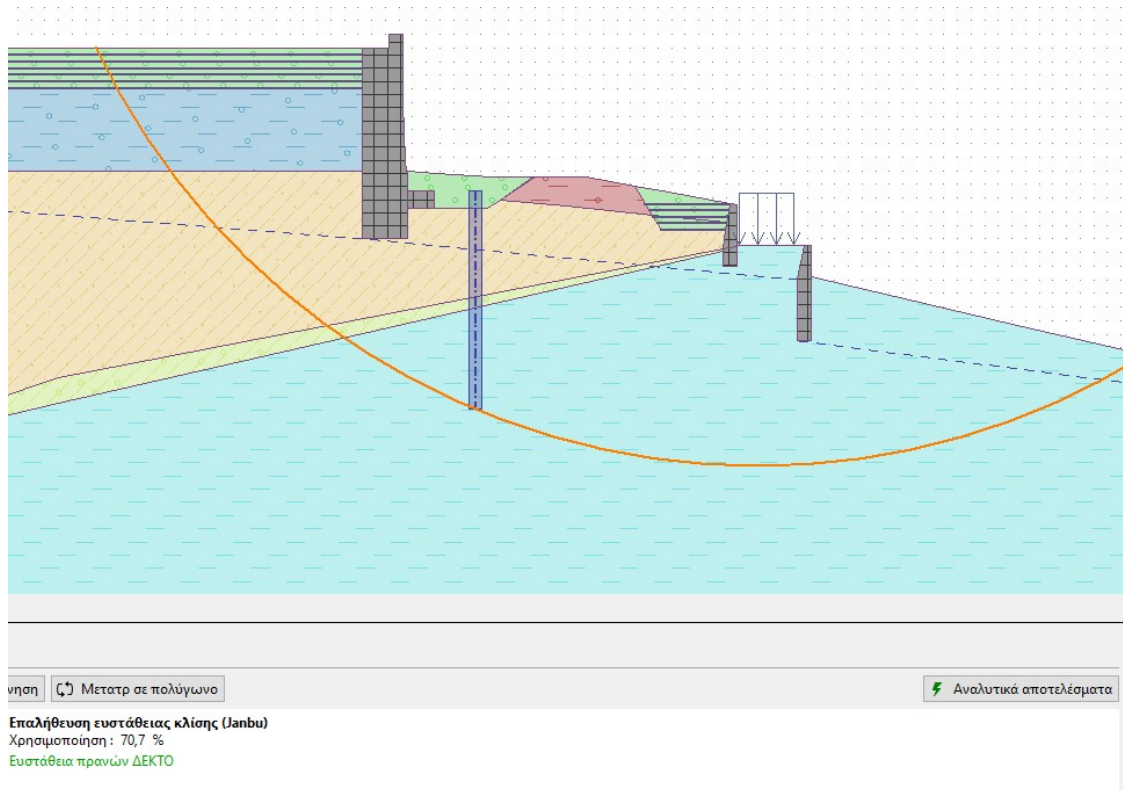
Πίνακας 4. Επιμέρους συντελεστές στις δράσεις

Εδαφική παράμετρος	Σύμβολο	Ομάδα	
		M1	M2
Γωνία διατμητικής αντίστασης	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Ενεργός συνοχή	$\gamma_c'$	1,0	1,25
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Ανεμπόδιστη αντοχή	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Ειδικό βάρος	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

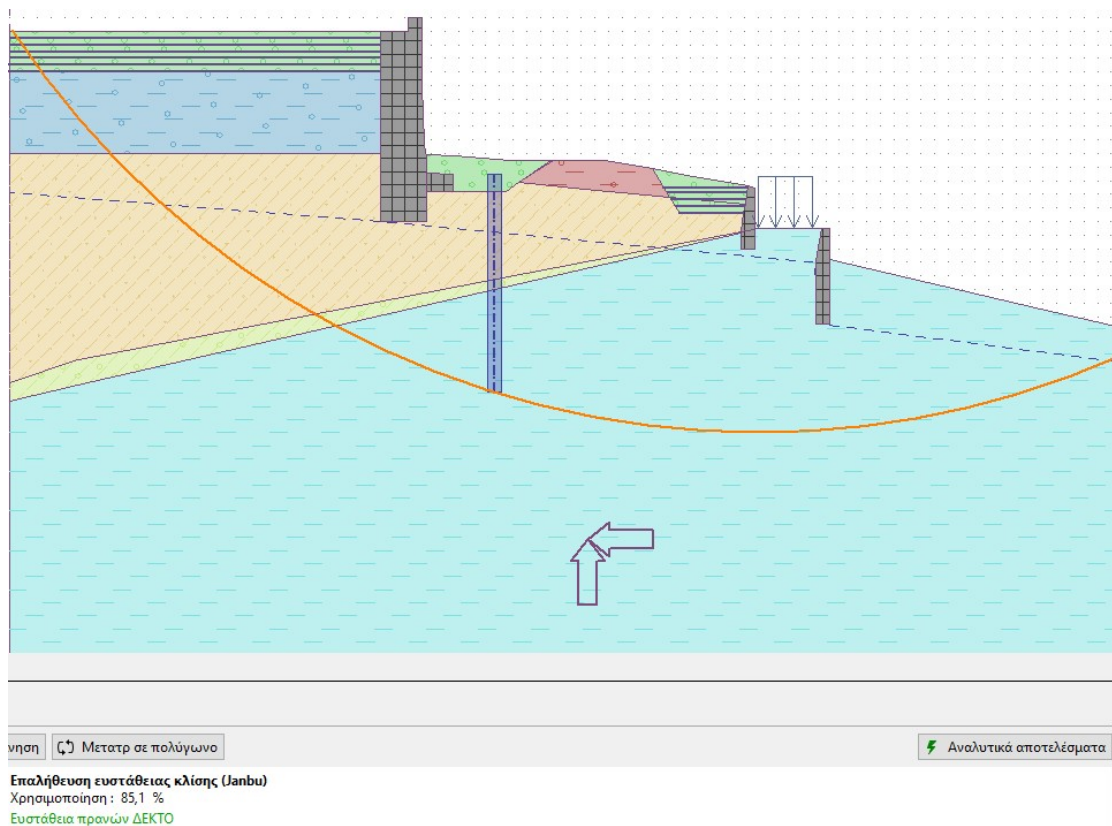
Πίνακας 5. Επιμέρους συντελεστές εδαφικών παραμέτρων

Για την σεισμική περίπτωση σχεδιασμού κατά τον EC8-5 και το Εθνικό Προσάρτημα εφαρμόστηκε ο Τρόπος Ανάλυσης 2 (DA-2\*) όπου οι επιμέρους συντελεστές των σεισμικών δράσεων και των εδαφικών παραμέτρων λήφθηκαν ίσοι με την μονάδα. Ο συντελεστής προσομοίωσης λήφθηκε ίσος με  $\gamma_m=1.1$ . Εξετάστηκαν κυκλικές επιφάνειες αστοχίας με τις μεθόδους Janbu, Spencer και Bishop ώστε να βρεθεί η πιο κρίσιμη.

**ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ**  
**ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ**



Εικόνα 13. Ολική ευστάθεια στην ενισχυμένη κατάσταση υπό τις μόνιμες δράσεις. Συμπεραίνουμε ότι ακόμα και με την εισαγωγή των συντελεστών του Τρόπου Ανάλυσης 3 (DA-3) υπάρχει επάρκεια της γεωμετρίας 70,7%



Εικόνα 14. Ολική ευστάθεια στην ενισχυμένη κατάσταση υπό τις σεισμικές δράσεις. Συμπεραίνουμε ότι ακόμα και με την εισαγωγή των συντελεστών του Τρόπου Ανάλυσης 2 (DA-2\*) υπάρχει επάρκεια της γεωμετρίας 85,1%

### 3.2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΙΧΟΥΣ ΩΣ ΣΤΕΡΕΟ ΣΩΜΑ

Παραδοχές μέτρων ενίσχυσης:

- Τα οπλισμένα επιχώματα στην στέψη του τείχους έχουν τις ίδιες παραμέτρους με αυτές που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 3.2.1. και έχουν βάθος 3 μέτρα.
- Το έδαφος στον πόδα του τείχους αντικαταστάθηκε με λιθορριπή παραμέτρων  $\gamma=19\text{kN/m}^3$ ,  $\gamma_{\text{sat}}=19\text{k,50N/m}^3$ , Ενεργός Γωνία Εσωτερικής Τριβής  $\phi'=40^\circ$ , Ενεργός Συνοχή  $c'=0$ , Μέτρο Ελαστικότητας 100 MPa και λόγος Poisson 0,3.
- Κατά την μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού θεωρήθηκε ότι οι ωθήσεις που αναπτύσσονται είναι 1/3 παθητικές και 2/3 σε ηρεμία.
- Κατά την σεισμική φόρτιση, λόγω των αυξημένων μετακινήσεων αλλά και λόγω της παρουσίας του πεδίου σκυροδέματος στον πόδα του τείχους θεωρήθηκε ότι αναπτύσσονται παθητικές ωθήσεις.
- Οι σεισμικοί συντελεστές που λήφθηκαν υπόψιν σε αυτήν την ανάλυση ήταν  $k_h=0,22$  και  $k_v=0,11$

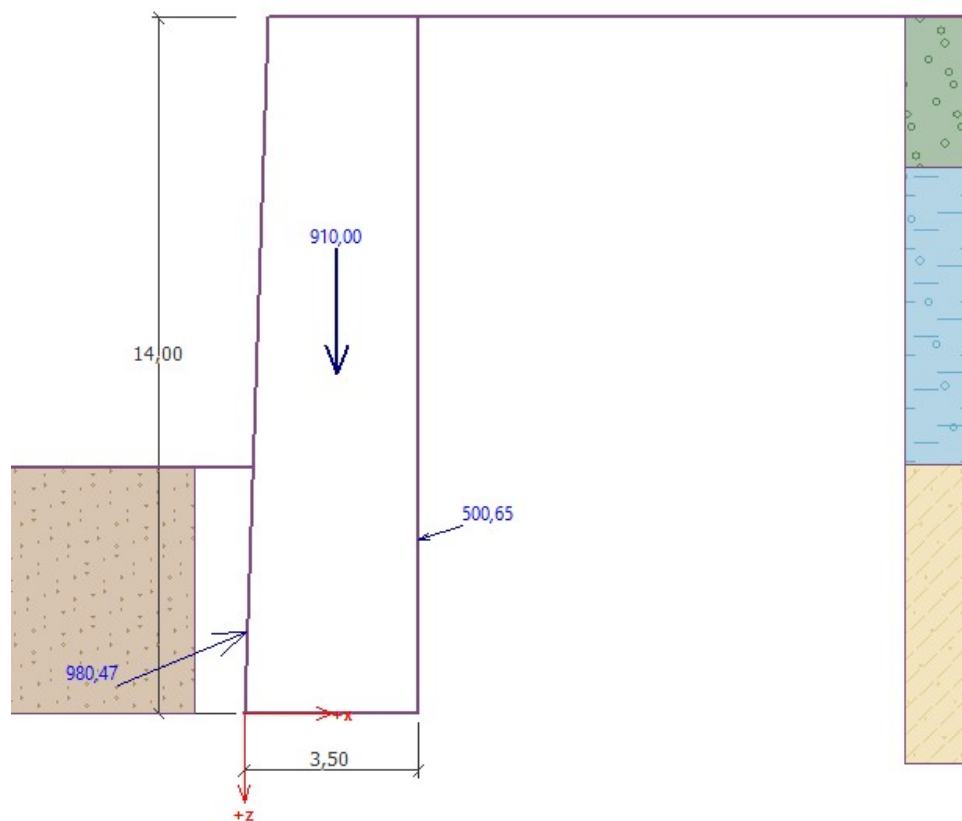
		Δυσμενής	Ευνοϊκός
Μόνιμες δράσεις	$\gamma_G$	1,35	1,00
Μεταβλητές δράσεις	$\gamma_Q$	1,50	0,00
Φορτίο νερού	$\gamma_W$	1,35	
Μερικός συντελεστής ανατροπής	$\gamma_{Rv}$	1,40	
Μερικός συντελεστής ανίστ. ολίσθησης	$\gamma_{Rh}$	1,10	
Μερικός συντελεστής φέρουσας ικανότητας	$\gamma_{Re}$	1,40	
Συντελεστής για τιμή σχεδιασμού	$\psi_0$	0,70	
Συντελεστής συχνής τιμής	$\psi_1$	0,50	
Συντελεστής ημι-μόνιμων τιμών	$\psi_2$	0,30	

Πίνακας 6 Μερικοί συντελεστές δράσεων για την Μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού, σύμφωνα με τον DA-2:

		Δυσμενής	Ευνοϊκός
Μόνιμες δράσεις	$\gamma_G$	1,10	1,00
Μεταβλητές δράσεις	$\gamma_Q$	1,10	0,00
Φορτίο νερού	$\gamma_W$	1,10	
Μερικός συντελεστής ανατροπής	$\gamma_{Rv}$	1,20	
Μερικός συντελεστής ανίστ. ολίσθησης	$\gamma_{Rh}$	1,10	
Μερικός συντελεστής φέρουσας ικανότητας	$\gamma_{Re}$	1,20	

Πίνακας 7. Μερικοί συντελεστές δράσεων για την Σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, σύμφωνα με τον DA-2:

**ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ**  
**ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ**



— Επαλήθευση —	
<b>ΑΝΑΤΡΟΠΗ :</b>	<b>ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ</b> (44,5%)
<b>ΟΛΙΣΘΗΣΗ :</b>	<b>ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ</b> (0,0%)

Εικόνα 15. Δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο στην ενισχυμένη του κατάσταση (μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού) σύμφωνα με τον DA-2\*

**Δυνάμεις ασκούμενες στη κατασκευή**

Όνομασία	$F_{hor}$ [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. x [m]	Συντ. ανατρ.	Συντ. ολίσθηση	Συντ. τάση
Βάρος - τοίχος	0,00	-6,82	910,00	1,87	1,000	1,000	1,3'
Αντίστ. Πρόσοψης	-906,55	-1,65	-373,49	0,06	1,000	1,000	1,3'
Ενεργητική ώθηση	477,48	-3,50	150,54	3,50	1,350	1,350	1,3'

**Επαλήθευση ολόκληρου τοίχου**

**Έλεγχος για ευστάθεια ανατροπής**

Ροπή αντοχής  $M_{res} = 1708,11$  kNm/m

Ροπή ανατροπής  $M_{ovr} = 759,90$  kNm/m

Τοίχος για ανατροπή είναι **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ**

**Έλεγχος για ολίσθηση**

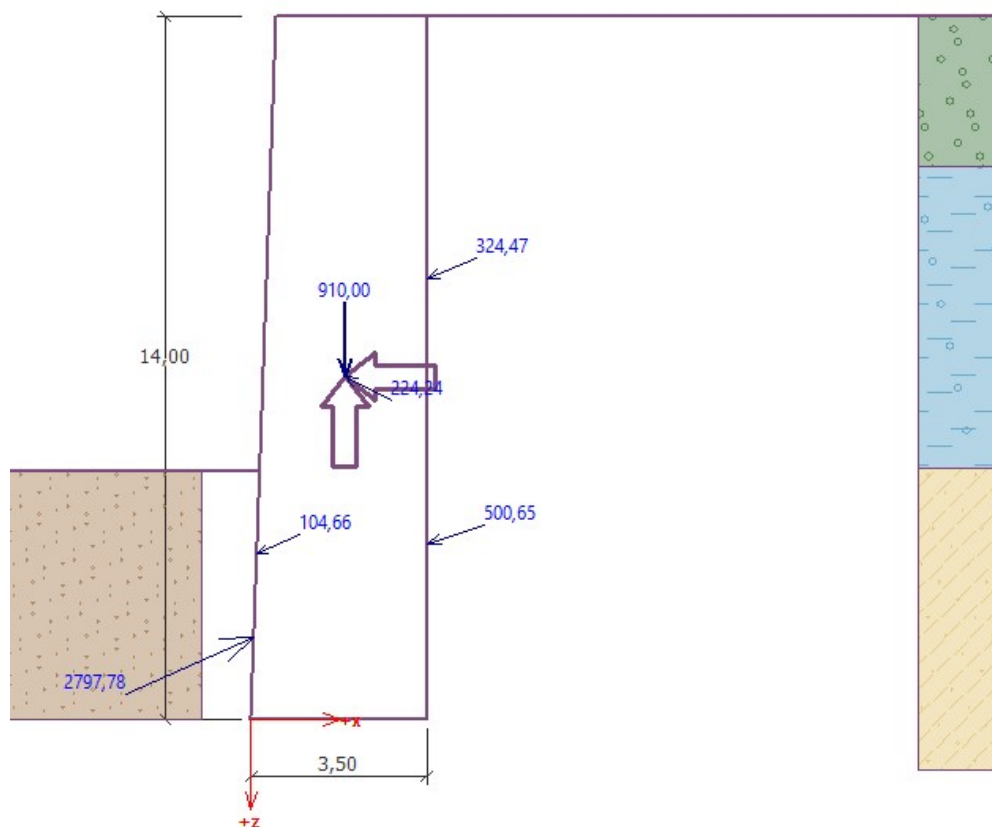
Οριζόντια δύναμη αντοχής  $H_{res} = 467,10$  kN/m

Ενεργή οριζόντια δύναμη  $H_{act} = -261,95$  kN/m

Τοίχος για ολίσθηση είναι **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ**

Τελικός έλεγχος - **ΤΟΙΧΟΣ** είναι **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ**

**ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ**  
**ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ**



— Επαλήθευση	
<b>ΑΝΑΤΡΟΠΗ :</b>	<b>ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ</b> (73,3%)
<b>ΟΛΙΣΘΗΣΗ :</b>	<b>ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ</b> (0,0%)

Εικόνα 16. Δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο στην ενισχυμένη του κατάσταση (σεισμική κατάσταση σχεδιασμού) και επάρκεια ελέγχων, σύμφωνα με τον DA-2\*

**Δυνάμεις ασκούμενες στη κατασκευή**

Όνομασία	$F_{hor}$ [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Σημ.Εφαρμ. x [m]	Συντ. ανατρ.	Συντ. ολίσθηση	Συντ. τάση
Βάρος - τοίχος	0,00	-6,82	910,00	1,87	1,000	1,000	1,000
Σεισμ.- κατασκ.	200,20	-6,82	-101,01	1,87	1,000	1,000	1,000
Αντίστ. Πρόσοψης	-2555,93	-1,65	-1137,89	0,06	1,000	1,000	1,000
Σεισμ.- όψη	95,64	-3,30	42,49	0,12	1,000	1,000	1,000
Ενεργητική ώθηση	477,48	-3,50	150,54	3,50	1,000	1,000	1,000
Σεισμ.-ενεργή πίεση	299,67	-8,78	124,42	3,50	1,000	1,000	1,000

**Επαλήθευση ολόκληρου τοίχου**

**Έλεγχος για ευστάθεια ανατροπής**

Ροπή αντοχής  $M_{res} = 2414,78$  kNm/m

Ροπή ανατροπής  $M_{ovt} = 1769,77$  kNm/m

Τοίχος για ανατροπή είναι **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ**

**Έλεγχος για ολίσθηση**

Οριζόντια δύναμη αντοχής  $H_{res} = -6,87$  kN/m

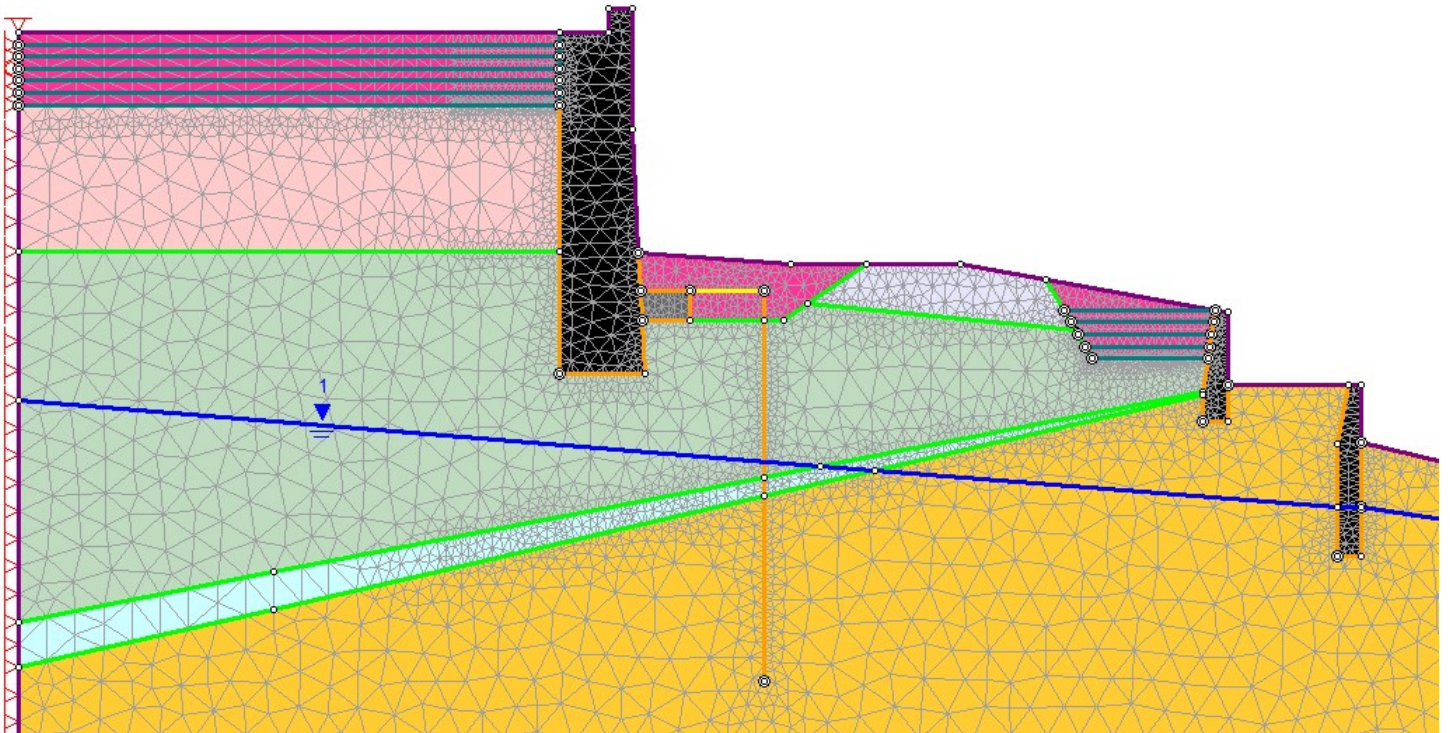
Ενεργή οριζόντια δύναμη  $H_{act} = -1482,94$  kN/m

Τοίχος για ολίσθηση είναι **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ**

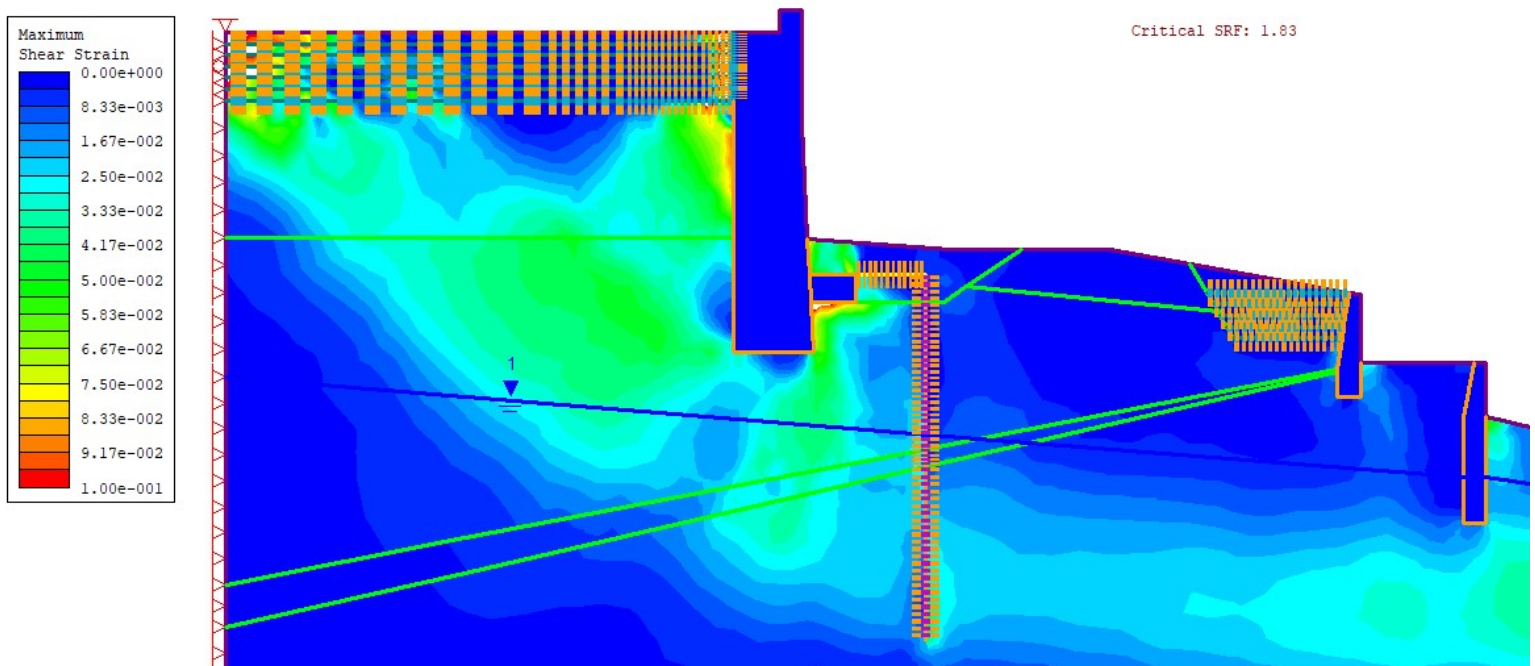
Τελικός έλεγχος - **ΤΟΙΧΟΣ** είναι **ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΟ**



### 3.2.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ



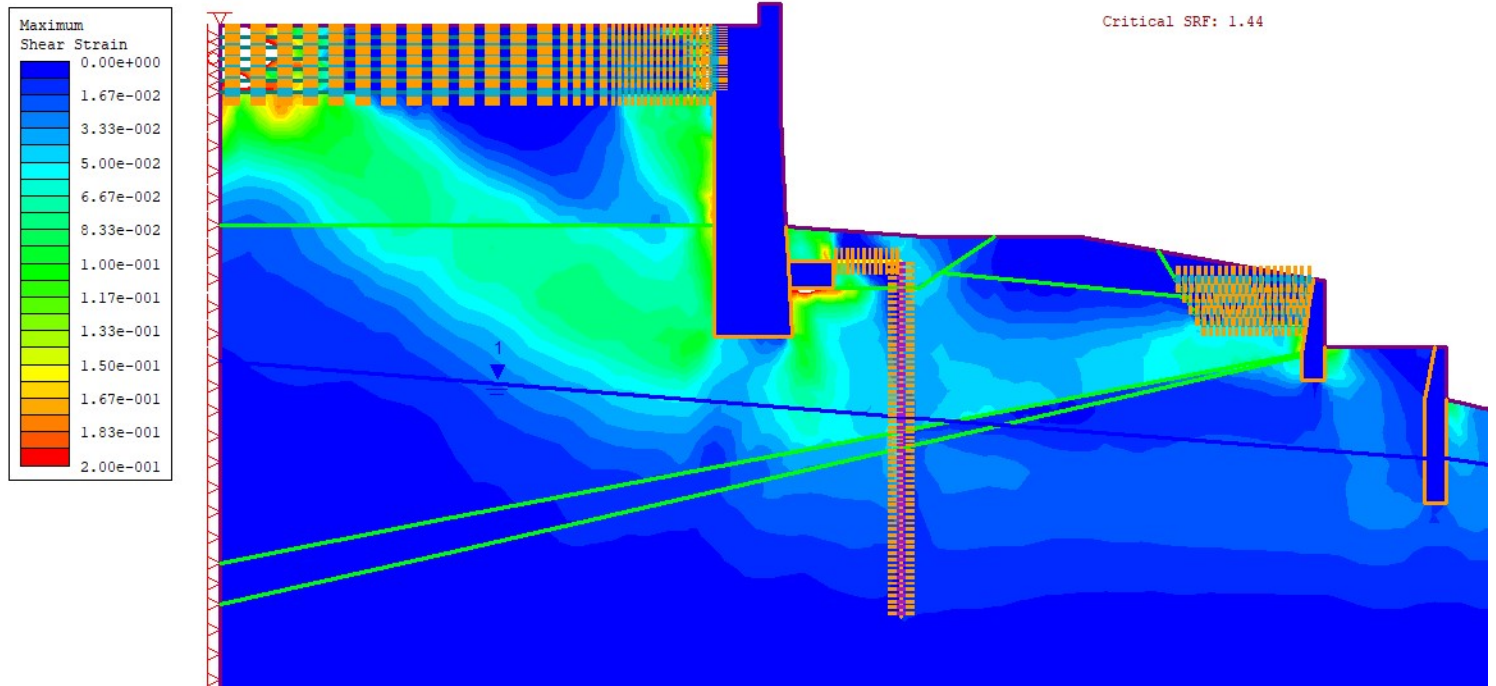
Εικόνα 17. Γεωμετρία πρανούς και κάρναθος πεπερασμένων στοιχείων στην ενισχυμένη κατάσταση



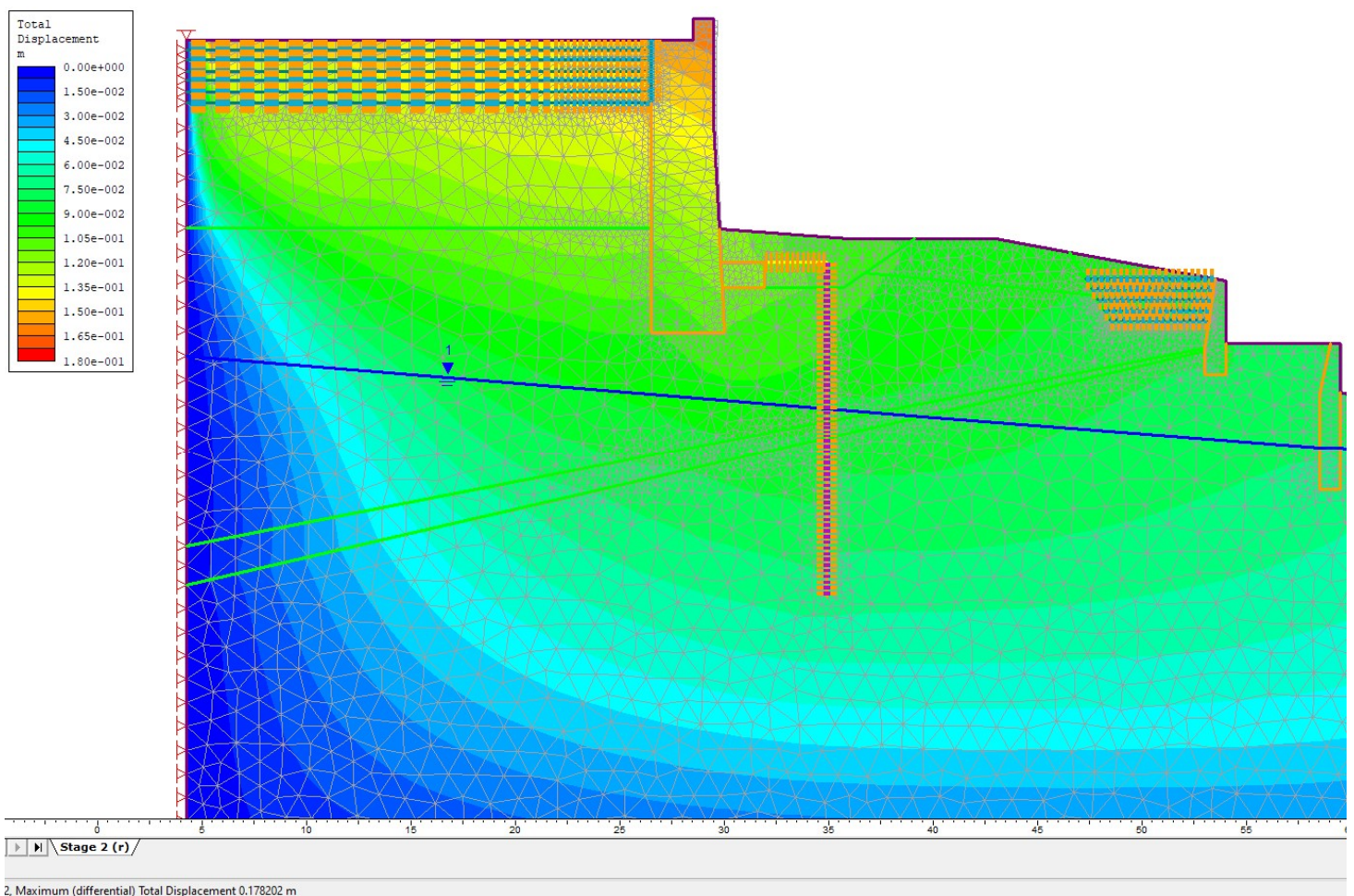
Εικόνα 18. Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στην ενισχυμένη κατάσταση. Κρίσιμο συντελεστής ασφαλείας SRF 1,83. Όπως και στην ανάλυση με την μέθοδο των λωρίδων έτσι και εδώ παρατηρούμε αύξηση της διατιθέμενης ευστάθειας μετά από τις επεμβάσεις.



**ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ**  
**ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ**



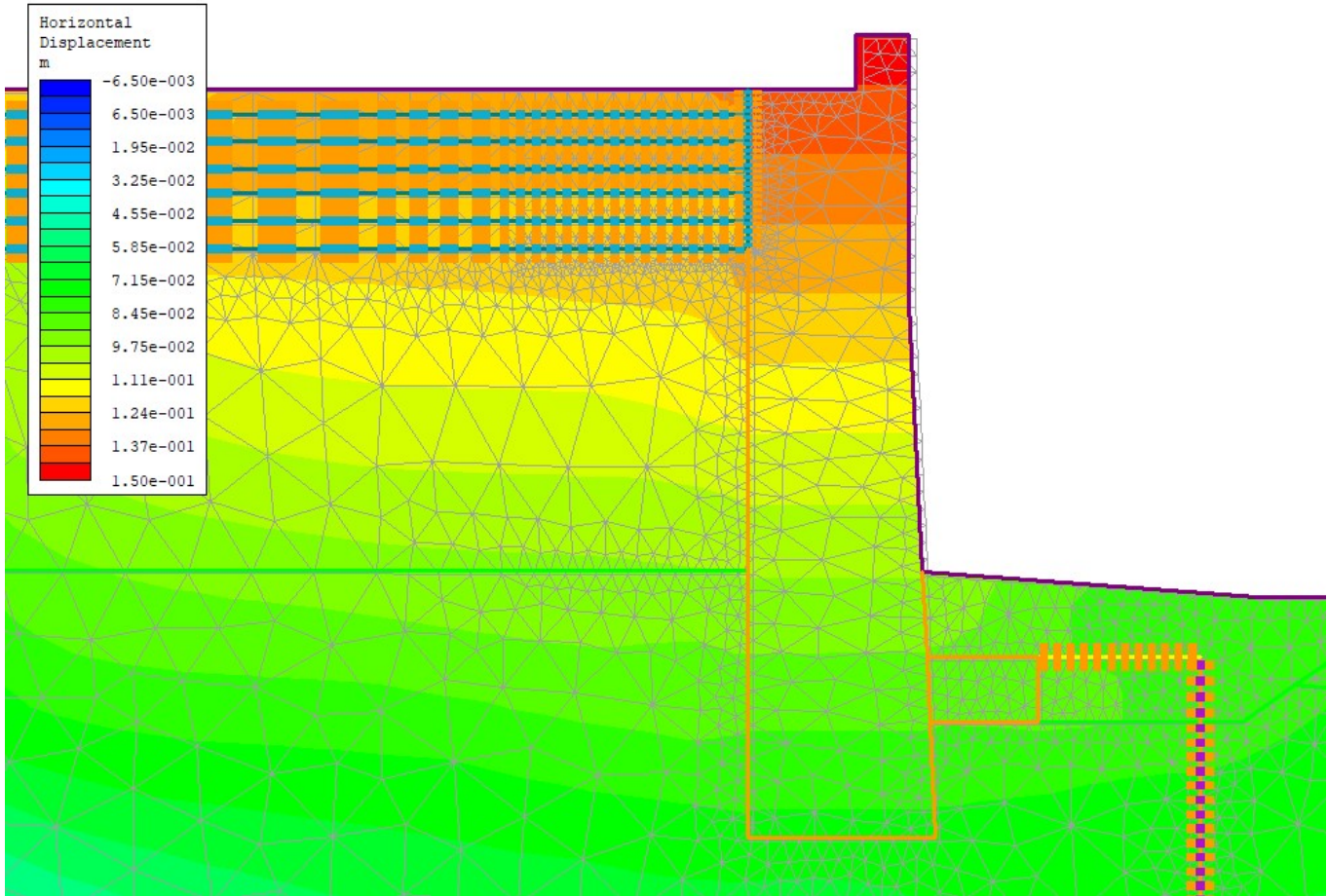
Εικόνα 19. Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στην ενισχυμένη κατάσταση με σεισμική επαύξηση με συντελεστές  $kh=0,138$ ,  $kn=0,069$ . Κρίσιμο συντελεστής ασφαλείας SRF 1,44.



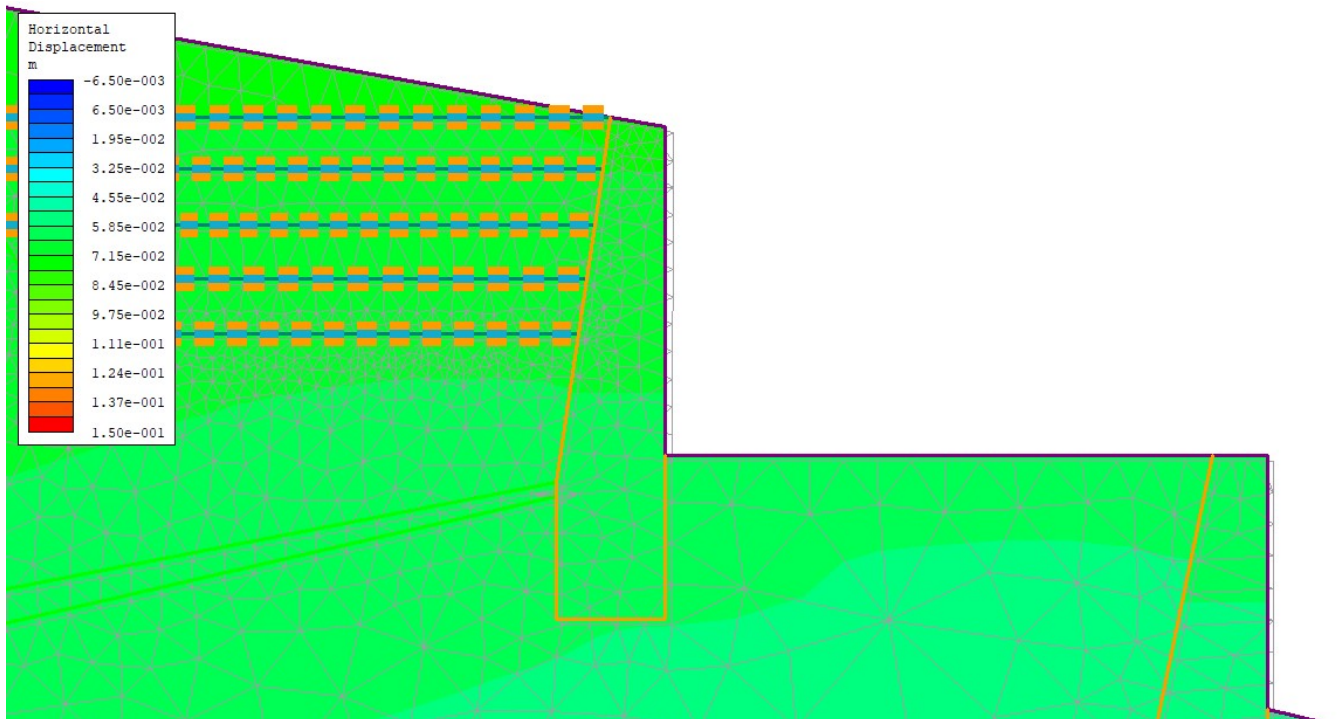
Εικόνα 20. Μέγιστη ολική μετατόπιση υπό τα σεισμικά φορτία στην ενισχυμένη γεωμετρία στο τείχος 0,18 μέτρα. Ο κάνναβος παρουσιάζει την παραμορφωμένη κατάσταση σε κλίμακα 1:1



ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ  
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ



Εικόνα 21. Οριζόντιες μετατοπίσεις της ενισχυμένης γεωμετρίας κατά την σεισμική φόρτιση. Οι οριζόντιες μετατοπίσεις του τείχους έχουν περιοριστεί κάτω από 0,15 μ.



Εικόνα 22. Οριζόντιες μετατοπίσεις της ενισχυμένης γεωμετρίας κατά την σεισμική φόρτιση του τοίχου ανάντη της οδού Δασυλλίου. Οι οριζόντιες μετατοπίσεις του τείχους έχουν περιοριστεί κάτω από 0,06 μ.

### 3.2.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΜΕ ΤΗΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

1. Από τις αναλύσεις με την μέθοδο των λωρίδων αναφορικά με την ολική ευστάθεια του πρσανούς προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:
  - Στην μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού η ενισχυμένη γεωμετρία έδωσε χρησιμοποίηση των δυνάμεων αντίστασης **70,7%** με την εφαρμογή του Τρόπου Ανάλυσης 3 (DA-3), σε αντίθεση με την οριακή επάρκεια της υφιστάμενης γεωμετρίας με την μέθοδο του συντελεστή ασφαλείας (**FS=1,50**, δηλαδή **100%** χρησιμοποίηση).
  - Στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού στην ενισχυμένη γεωμετρία είχαμε χρησιμοποίηση των δυνάμεων αντίστασης **85,1%** με εφαρμογή του Τρόπου Ανάλυσης 2 (DA-2\*), ενώ και σε αυτήν την περίπτωση στην υφιστάμενη γεωμετρία είχαμε οριακή ευστάθεια με την μέθοδο του συντελεστή ασφαλείας (**FS= 1,01** δηλαδή **99%** χρησιμοποίηση)
  - Στην αύξηση της ευστάθειας της γεωμετρίας του πρσανούς συντέλεσαν: η τοποθέτηση της πασσαλοστοιχίας που 'ανάγκασε' τους πιθανούς κύκλους ολίσθησης να απομακρυνθούν από το τείχος αυξάνοντας έτσι τις δυνάμεις τριβής, ο υποβιβασμός του υδροφόρου ορίζοντα, μέσω της τοποθέτησης στεγανής μεμβράνης στον προμαχώνα, μειώνοντας της υδροστατικές πιέσεις που ασκούνται στο τείχος και αυξάνοντας την αντοχή των διαφόρων εδαφικών στρώσεων και τέλος η εγκατάσταση του οπλισμένου επιχώματος που μειώνει τις ωθήσεις γαιών στο τείχος και προσδίδει μέσω του οπλισμού του μια ακόμα 'συνολική' στον εδαφικό ιστό.
2. Από τις αναλύσεις στις οποίες ο τοίχος θεωρήθηκε ως στερεό σώμα προκύπτουν τα εξής:
  - Προκειμένου να αντιμετωπιστούν οι υπερβάσεις που εμφανίζονταν στους ελέγχους του τείχους σε ανατροπή και ολίσθηση, επιλέχθηκε να μειωθούν οι ωθήσεις μέσω τις κατασκευής των οπλισμένων επιχωμάτων να αυξηθούν οι αντιστάσεις μέσω του πεδίου από οπλισμένο σκυρόδεμα στην βάση του τείχους το οποίο 'αναγκάζει' και το τείχος να περιστραφεί γύρω από υψηλότερο σημείο, μειώνοντας έτσι την τάση του για ανατροπή.
  - Στην μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού, η ενισχυμένη γεωμετρία έδωσε χρησιμοποίηση των δυνάμεων αντίστασης σε ανατροπή **44,5%** με εφαρμογή του Τρόπου Ανάλυσης 2 (DA-2\*), σε αντίθεση με την υφιστάμενη γεωμετρία που έδωσε με την μέθοδο του συντελεστή ασφαλείας **FS=1,13<1,50**. Τα αποτελέσματα των ελέγχων της ολίσθησης είναι τόσο ευνοϊκά με την τοποθέτηση του πεδίου και της πασσαλοστοιχίας που ο έλεγχος δίνει μηδενική χρησιμοποίηση των δυνάμεων αντίστασης.
  - Στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, η ενισχυμένη γεωμετρία έδωσε χρησιμοποίηση των δυνάμεων αντίστασης σε ανατροπή **73,3%** με εφαρμογή του Τρόπου Ανάλυσης 2 (DA-2\*), σε αντίθεση με την υφιστάμενη γεωμετρία που έδωσε με την μέθοδο του συντελεστή ασφαλείας **FS=0,44**. Και σε αυτήν την περίπτωση φόρτισης τα αποτελέσματα του ελέγχου σε ολίσθηση είναι τόσο ευνοϊκά που ο έλεγχος δίνει μηδενική χρησιμοποίηση των δυνάμεων αντίστασης.
  - Αναφορικά με την φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης, χωρίς ερευνητικό φρεάτιο δεν μπορούμε να γνωρίζουμε τις συνθήκες έδρασης του

τείχους, αν δηλαδή υπάρχει είτε κάποια εξυγίανση του εδάφους με λιθορριπή είτε διαπλάτυνση του τοίχου στην βάση του. Από τις επεμβάσεις όμως που προτείνονται, κυρίως με την τοποθέτηση του πεδύλου από οπλισμένο σκυρόδεμα και την λιθορριπή στον πόδα του τείχους, ενισχύεται η αντίσταση της γεωμετρίας σε πιθανή γενική ή τοπική θραύση του εδάφους (αποτροπή δημιουργίας μηχανισμού θραύσης του εδάφους μέσω ανύψωσης κατάντη του τείχους)

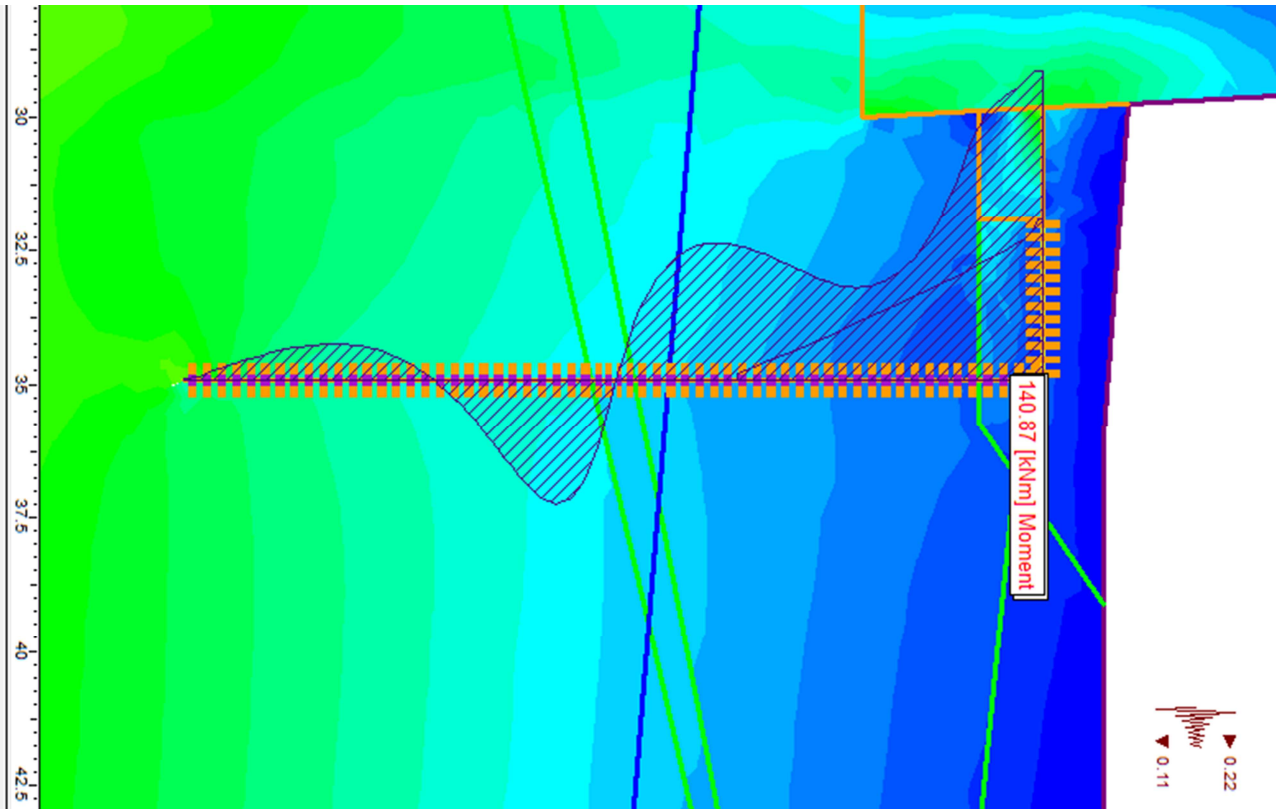
3. Από τις γεωτεχνικές αναλύσεις με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων προέκυψαν τα εξής:
- Στην μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού η ενισχυμένη γεωμετρία έδωσε συντελεστή ασφαλείας **FS=1,83** σε αντίθεση με την υφιστάμενη που έδωσε **FS=1,54**.
  - Στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού η ενισχυμένη γεωμετρία έδωσε συντελεστή ασφαλείας **FS=1,44** σε αντίθεση με την υφιστάμενη που έδωσε **FS=1,26**.
  - Αναφορικά με τις εκτιμώμενες μετακινήσεις κατά την σεισμική φόρτιση, στην στέψη του τείχους ο ενισχυμένος φορέας είχε ολικές μετατοπίσεις 0,18 μ. (ο υφιστάμενος είχε 0,24μ.).
  - Παρατηρήθηκε λοιπόν αισθητή βελτίωση σε όλους του ελέγχους του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων, κατά τους οποίους όμως δεν εφαρμόστηκαν οι ευρωκώδικες ώστε η εικόνα των μετακινήσεων που πήραμε να είναι όσο το δυνατόν πιο κοντά στην πραγματική συμπεριφορά του φορέα. Οι ευρωκώδικες εφαρμόστηκαν στα άλλα 2 λογισμικά που χρησιμοποιήθηκαν ('Ευστάθεια Πρανών' και 'Τοίχος Βαρύτητας')

### 3.3 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

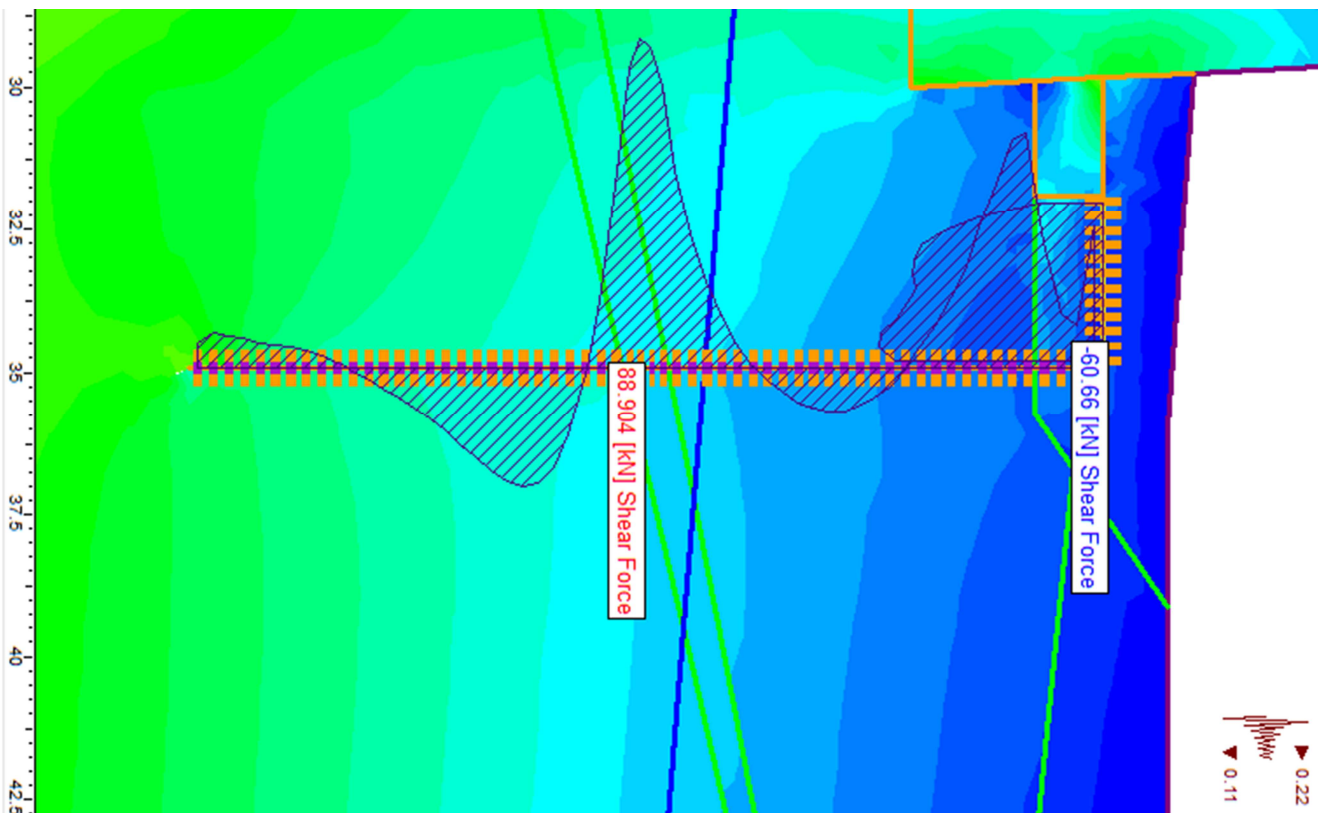
Προκειμένου να γίνει η διαστασιολόγηση των νέων δομικών στοιχείων έγιναν επιλύσεις στο λογισμικό των πεπερασμένων στοιχείων με τους σεισμικούς συντελεστές  $k_h=0,22$  και  $k_v=0,11$  στους τέσσερις πιθανούς συνδυασμούς κατεύθυνσης των επιταχύνσεων. Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες γίνεται με τον Τρόπο Ανάλυσης 2 και συγκεκριμένα με την παραλλαγή DA-2\*. Σύμφωνα με την παραλλαγή αυτή, εφαρμόζονται συντελεστές ασφαλείας στις δράσεις και τις αντιστάσεις. Καθώς κάτι τέτοιο δεν είναι εφικτό στο λογισμικό των πεπερασμένων στοιχείων, έγιναν οι επιλύσεις με τους προαναφερθέντες σεισμικούς συντελεστές και τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν πολλαπλασιάστηκαν με συντελεστή ασφαλείας  $FS=2$  πριν την διαστασιολόγηση των στοιχείων.

Τα μέγιστα εντατικά μεγέθη στους πασσάλους και τους θλιπτήρες από λιθοδομή προέκυψαν με την οριζόντια συνιστώσα του σεισμού να ωθεί το πρανές προς τα έξω, και την κατακόρυφη προς τα κάτω. Στις εικόνες 23, 24, 25 παρουσιάζονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών σύμφωνα με τα οποία έγιναν οι διαστασιολογήσεις των δομικών στοιχείων, οι οποίες παρουσιάζονται στα τεύχη υπολογισμών της μελέτης. Κάθε μεμονωμένος πάσσαλος διαστασιολογήθηκε με  $M_{max}=704,35$  kNm,  $Q_{max}=444,50$  kN και  $N_{max}=1393,40$  kN, ενώ οι δοκοί από λιθοδομή διαστασιολογήθηκαν για να αναλαμβάνουν μόνο αξονικά φορτία και συγκεκριμένα  $N_{max}=350$  kN (θλιπτική). Η διαστασιολόγηση των πασσάλων έγινε με το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SOFISTIK.

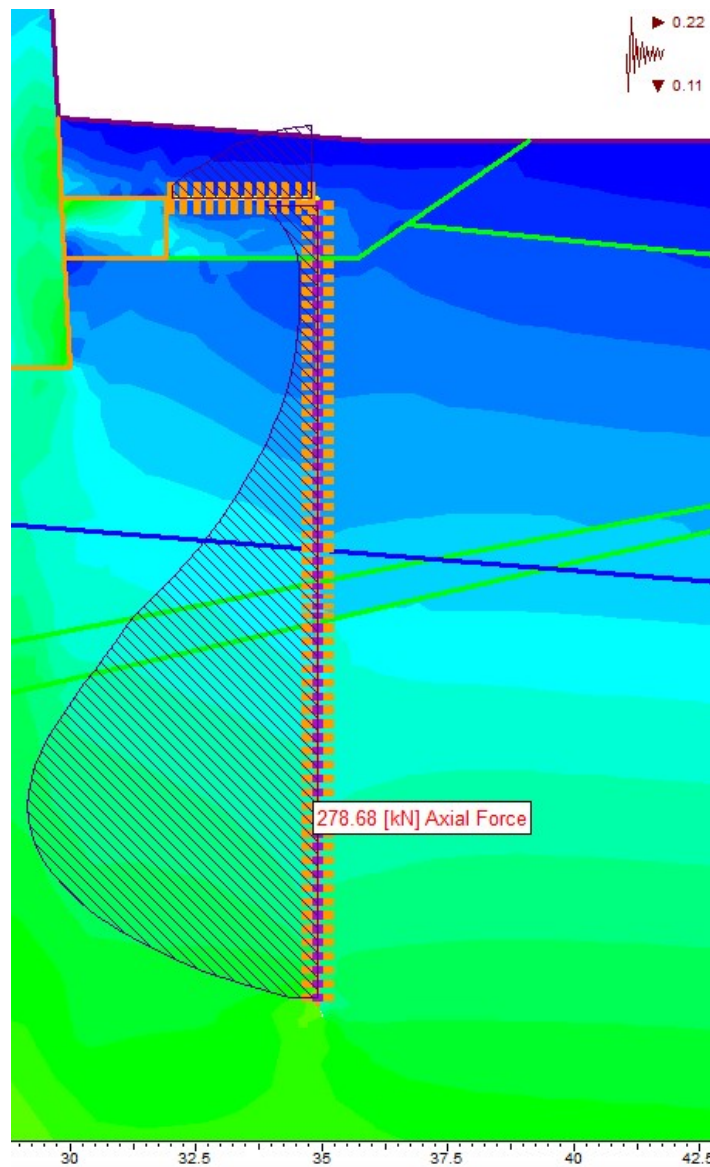




Εικόνα 23. Διάγραμμα ροπών στους πασσάλους με μέγιστη τιμή 140,87 kNm/m



Εικόνα 24. Διάγραμμα τεμνουσών στους πασσάλους με μέγιστη τιμή 88,90 kN/m



Εικόνα 25. Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων (θλιπτικές) στους πασσάλους και στις δοκούς από λιθοδομή. Μέγιστη τιμή στους πασσάλους 278,68 kN/m και στις δοκούς 70 kN/m

Για τη διαστασιολόγηση του θλιπτήρα λιθοδομής λαμβάνεται θλιπτικό φορτίο 140 kN/m.

Επιλέγεται θλιπτήρας ανά 2.5m, διατάσεων 0.7 x 1.2 m, επομένως προκύπτει θλιπτική τάση ίση με  $\sigma_{\theta\lambda}=140*2.5/(1*1.2)=416 \text{ kN/m}^2=0.416 \text{ MPa}$

Όσον αφορά τη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας αυτή υπολογίζεται με βάση την εξίσωση του Eurocode 6

$$f_c=(0.55*f_{bc}^{0.3}*f_{mc}^{0.3})/\gamma_M$$

θεωρείται αντοχή λιθοσώματος  $f_{bc}=3 \text{ MPa}$  και αντοχή κονιάματος  $f_{mc}=2 \text{ MPa}$  με συντελεστή ασφαλείας υλικού  $\gamma_M=2$

Συνεπώς  $f_{bc}=0.73 \text{ MPa} > \sigma_{\theta\lambda}=0.416 \text{ MPa}$

Άρα ο θλιπτήρας λιθοδομής μπορεί να παραλάβει με ασφάλεια τα θλιπτικά φορτία που επιβάλλονται σε αυτό.

#### 4. ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Στην παρούσα έκθεση παρουσιάζονται οι παραδοχές από πλευράς στατικών αναλύσεων του Ενετικού Προμαχώνα του Κάστρου της Πάτρας.

##### 4.1 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ

###### 4.1.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

Η μοντελοποίηση ιστορικών κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία αποτελεί ένα σύνθετο πρόβλημα που απαιτεί γνώση εξελιγμένων μεθόδων ανάλυσης και μοντελοποίησης για την επίλυσή του. Μια σειρά από διαφορετικές πρακτικές έχουν δοκιμαστεί τα τελευταία χρόνια με σκοπό την καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς τέτοιων κατασκευών. Από τις μεθόδους αυτή η πιο διαδεδομένη είναι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων με την θεώρηση της τοιχοποιίας ως ομοιογενούς υλικού (macromodelling). Η μέθοδος αυτή θεωρείται ιδανική καθώς προφέρει επαρκή ακρίβεια σε σχέση με πιο απλοποιημένες μεθόδους (γραμμικός φορέας) και ταυτόχρονα μικρότερο υπολογιστικό κόστος σε σχέση με πιο αναλυτικές μεθόδους (micromodelling, discrete element analysis). Στην μέθοδο αυτή το γεγονός ότι ένα ανομοιογενές υλικό σαν την τοιχοποιία προσομοιώνεται ως ομοιογενές καθιστά την επιλογή των μηχανικών χαρακτηριστικών μια ιδιαίτερη δύσκολη διαδικασία.

Η προσομοίωση του φέροντος οργανισμού έγινε με τη βοήθεια του λογισμικού SSD της εταιρείας SOFISTIK, με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων.

Λόγω του μεγάλου πάχους των διατομών του τοίχους, το οποίο φτάνει πλάτος 3.5 m στη βάση, επιλέχτηκαν χωρικά πεπερασμένα στοιχεία (solid elements). Οι επάλξεις στην κορυφή των τειχών δεν προσομοιώθηκαν λόγω του ότι διαθέτουν διαφορετικό τρόπο δόμησης και δεν συνεργάζονται με τη κύρια διατομή των τειχών στην παραλαβή των φορτίων των επιχώσεων. Η ευστάθεια των επάλξεων θα εξεταστεί ανεξάρτητα.

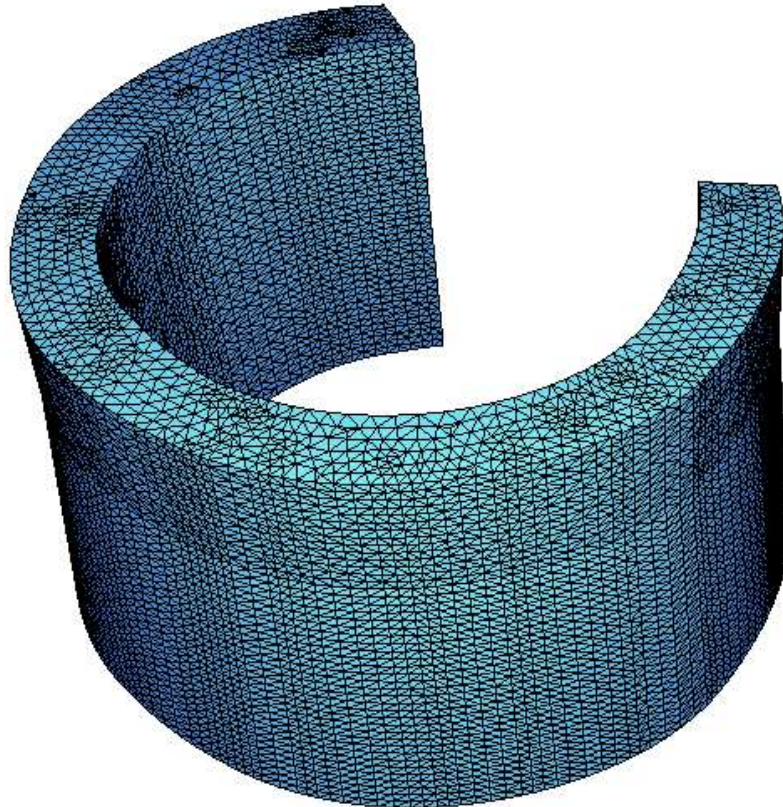
Όσον αφορά το κύριο τείχος αυτό προσομοιώθηκε μέχρι και το σημείο έδρασής του μέσα στο έδαφος. Η έδραση των τειχών προσομοιώθηκε με τη βοήθεια γραμμικών ελατηρίων με βάση τις τιμές από τα γεωτεχνικά δεδομένα.

Επίσης προσομοιώθηκε μόνο το τμήμα του προμαχώνα χωρίς να ληφθεί υπόψιν το υπόλοιπο τμήμα των τειχών. Στις άκρες του προσομοιώματος εφαρμόστηκαν γραμμικά ελατήρια για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης προμαχώνας-τείχους. Ο λόγος που ο προμαχώνας προσομοιώθηκε ανεξάρτητα από το υπόλοιπο τείχος είναι ότι τα τείχη του κάστρου έχουν πολύ μεγάλο μήκος, συνεπώς δεν πρόκειται να λειτουργήσουν σαν ενιαίος φορέας. Ακόμα και στην περίπτωση σεισμού ο προμαχώνας θα ταλαντωθεί ανεξάρτητα από το κύριο τείχος. Με την προσομοίωση μόνο του υπό εξέταση τμήματος των τειχών, εξοικονομείται σημαντικό υπολογιστικό κόστος, το οποίο χρησιμοποιείται για την αναλυτικότερη προσομοίωση του τμήματος ενδιαφέροντος.





Εικόνα 26. Εξωτερική όψη προμαχώνα



Εικόνα 27. Προσομοίωμα προμαχώνα στο λογισμικό SOFISTIK



#### 4.1.2 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Όσον αφορά τις ιδιότητες της φέρουσας τοιχοποιίας, ελήφθησαν νέες τιμές καθώς οι τιμές της αρχική μελέτης θεωρήθηκαν υψηλές για μια υπάρχουσα λιθοδομή με φτωχή ποιότητα δόμησης κατά το μεγαλύτερο μέρος του πάχους της.

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά υπολογίστηκαν με βάση τις προτεινόμενες τιμές του Πίνακα Table D.1 του προσχεδίου του EC8-3.

Για την εξωτερική στρώση από λαξευτή λιθοδομή (squared stone masonry) λήφθηκαν οι τιμές:

Θλιπτική αντοχή:  $f_{wc}=7$  MPa

Μέτρο Ελαστικότητας:  $E_{wc}=2.8$  GPa

Εφελκυστική αντοχή:  $f_{wt}=0.22$  MPa

Για την εσωτερική στρώση από λιθοδομή από ακανόνιστους μαλακούς λίθους (Masonry of irregular soft stone blocks)

Θλιπτική αντοχή:  $f_{wc}=1.8$  MPa

Μέτρο Ελαστικότητας:  $E_{wc}=1.08$  GPa

Εφελκυστική αντοχή:  $f_{wt}=0.052$  MPa

Για την τελική αντοχής του συνόλου της τοιχοποιίας σαν ενιαίο υλικό λαμβάνεται ο τύπος προσαρμογής:

$$X = \frac{t_1 X_1 + t_2 X_2}{t}$$

Όπου  $X_1, X_2$ , η εκάστοτε μηχανική ιδιότητα κάθε στρώσης και  $t_1, t_2$  το πάχος αυτής.

Εφαρμόζοντας τον τύπο προκύπτουν οι τελικές ιδιότητες της λιθοδομής του προμαχώνα:

**Θλιπτική αντοχή:  $f_{wc}=2.65$  MPa**

**Μέτρο Ελαστικότητας:  $E_{wc}=1.35$  GPa**

**Εφελκυστική αντοχή:  $f_{wt}=0.08$  MPa**

#### 4.1.3 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η κατασκευή φορτίζεται με βάση την κατανομή των ενεργητικών ωθήσεων γαιών των αναχωμάτων καθ' ύψος.

Οι εδαφικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν, με βάση την γεωτεχνική έρευνα, παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Γεωτεχνική στρώση Γ: Μέτρια συνεκτική έως στιφρή χαλικώδης **άργιλος** με άμμο έως αργιλώδη **χαλίκια** με άμμο. Βαθύτερα άργιλος υψηλής πλαστικότητας. Περιέχει κεραμικά.

**Πρόσφατες επιχωματώσεις (CL-SC).**

Γεωτεχνική Στρώση A1 : Καστανή σκληρή **άργιλος** υψηλής πλαστικότητας (CL).

Γεωτεχνική Στρώση A2 : Καστανότεφρη πολύ στιφρή **άργιλος** υψηλής πλαστικότητας (CL).

Γεωτεχνική Στρώση Β : Καστανό μέτρια πυκνό **αμμογάλικο** (MS-SG).

Τα βάθη εμφάνισης των γεωτεχνικών στρώσεων δίνονται στον Πίνακα 1.

Γεωτεχνική Στρώση	Γεώτρηση	
	Γ1	Γ2
A1	2,00(*)-8,30	1,60(*)-4,60
B	8,30-9,00	4,60-4,90
A2	9,00-15,00(**)	4,90-10,00(**)

Πίνακας 8. Βάθος εμφάνισης Γεωτεχνικών Στρώσεων σε μ.

Οι τιμές των ωθήσεων γαιών για κάθε στρώση, υπολογίστηκαν με βάσει τις ανώτερες παραμέτρους, με εφαρμογή των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας για κάθε συνδυασμό φόρτισης.

#### 4.1.4 ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ

Στον Ευρωκώδικα 8 (EN1998-5:2004), και συγκεκριμένα στο παράρτημα 5 συνίσταται η χρήση της απλοποιημένης ψευδοστατικής μεθόδου για την ανάλυση της οριακής κατάστασης αστοχίας των συστημάτων αντιστήριξης. Σύμφωνα με το παράρτημα 5 του EC8 (EC8-5 7.3.2.2) η σεισμική δράση υπεισέρχεται με την εφαρμογή δύο συντελεστών, του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή  $k_h$  και του κατακόρυφου σεισμικού συντελεστή  $k_v$ . Λαμβάνουμε κατηγορία εδάφους Γ, ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II με σεισμική επιτάχυνση εδάφους  $A=0,24g$  και κατηγορία σπουδαιότητας Σ3.

$$K_h = a \frac{S}{r}$$

$$K_v = 0,5K_h$$

$r$ : Ο συντελεστής αυτός αφορά την δυνατότητα μετακίνησης της βάσης του τοίχου και προκύπτει από τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα 8 (EC8, 7.3.2.2, Table 7.1) ανάλογα με τον τύπο του φορέα αντιστήριξης. Ο συντελεστής αυτός λήφθηκε σταθερός σε όλο το ύψος του τοίχου και ίσος με 1,5, δηλαδή αποδεκτή μετακίνηση  $d_r = 200aS = 5,5$  εκατοστά. Στον ΕΑΚ 2000 στο κεφάλαιο 5.3 ο συντελεστής  $r$  του Ευρωκώδικα αναφέρεται ως συντελεστής συμπεριφοράς ( $q_w$ ) και λαμβάνει τις ίδιες τιμές με αυτές του Ευρωκώδικα.

$S$ : Ο συντελεστής αυτός ονομάζεται συντελεστής εδάφους και εξαρτάται από το είδος του εδάφους. Για έδαφος Γ και φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1, από τον πίνακα 3.2 του EC8 (1998-1:2004 3.2.2.2) ο συντελεστής αυτός λήφθηκε ίσος με 1,15.

Οι σεισμικοί συντελεστές διαμορφώνονται σε:

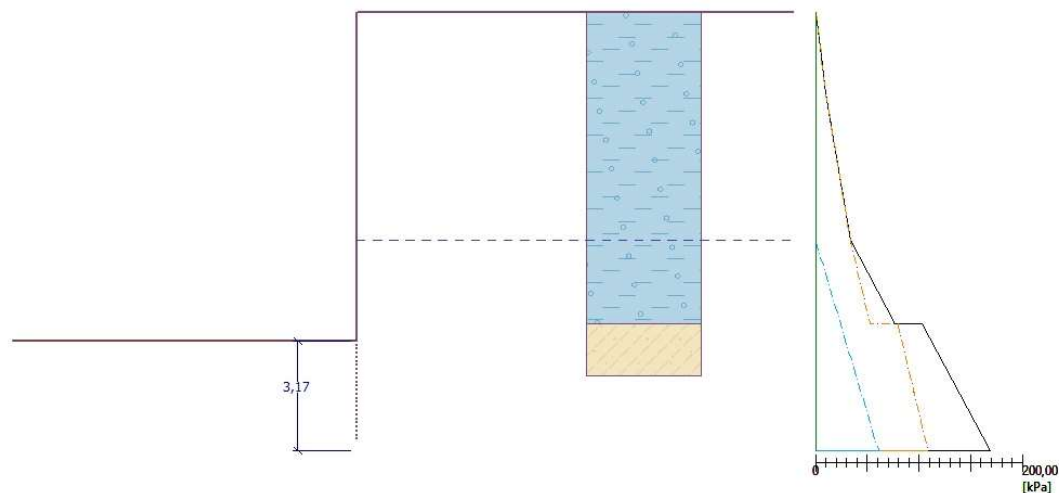
$$K_h = a \frac{S}{r} = 0,24 * 1,20 * 1,15 \frac{1}{1,5} = 0,22$$

$$K_v = 0,5K_h = 0,11$$

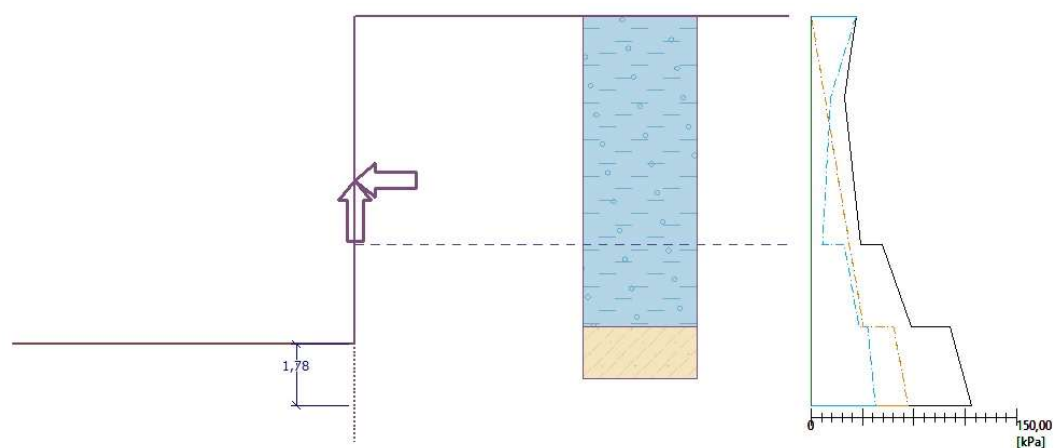
Η επαύξηση των ωθήσεων γαιών που προκύπτουν από τους 2 αυτούς συντελεστές μέσω του τύπου των Mononobe-Okabe εισήλθε στην τρισδιάστατη ανάλυση.

#### 4.1.5 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Παρακάτω παρουσιάζονται τα φορτία της κατασκευής. Οι φορτίσεις δεν εφαρμόζονται μέχρι και τη γραμμή θεμελίωσης. Αριστερά αναγράφεται το βάθος κάτω από την γραμμή εδάφους όπου φτάνει η εκάστοτε φόρτιση.



Εικόνα 28. Φορτία για το συνδυασμό  $1.35G + 1.5Q$



Εικόνα 29. Φορτία για το συνδυασμό  $G + 0.3Q + E$

Όσον αφορά τους συνδυασμούς των προαναφερθέντων δράσεων η λογική εφαρμογή έχει ως εξής:

Όλες οι φορτίσεις ωθήσεων γαιών ( $1.35G+1.5Q$ ) εφαρμόζονται ως έχει με συντελεστή 1.00, καθώς οι συντελεστές δράσεων έχουν ήδη συνυπολογιστεί στις τιμές που παρουσιάστηκαν παραπάνω.

Για τη σεισμική φόρτιση εφαρμόζονται τα εξής:

- Στους τοίχους κάθετα στο κύριο σεισμικό φορτίο (E) εφαρμόζεται η φόρτιση  $G+0.3Q+E$ . Λόγω της ημικυκλικής μορφής του προμαχώνα εφαρμόστηκε φορτίο κάθετα στους τοίχους και δεν έγινε διαχωρισμός του σεισμού σε δύο διευθύνεις.

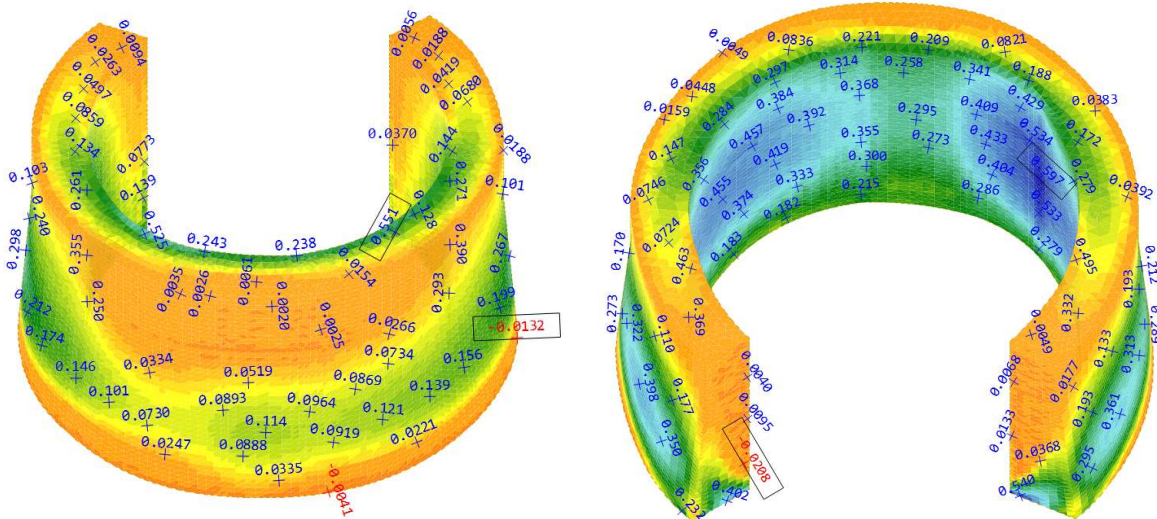
Οι άνω φορτίσεις δρουν αθροιστικά στην κατασκευή με συντελεστή 1.00 (οι συντελεστές δράσεων έχουν ήδη εισαχθεί στην φόρτιση που παρουσιάστηκε).

Τα φορτία και οι συνδυασμοί τους παρουσιάζονται αναλυτικά στο τεύχος υπολογισμού.

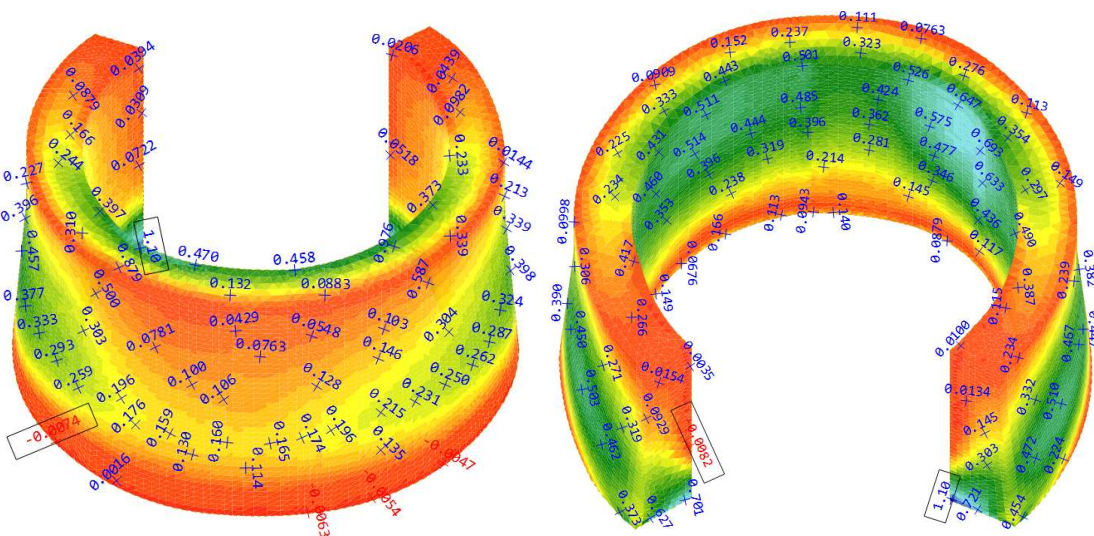
Η κατασκευή αναλύεται με στατική γραμμική ανάλυση.

#### 4.1.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των κύριων τάσεων  $\sigma_1$  για τον υφιστάμενο φορέα. Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας θεωρήθηκε ίση με 0.08 MPa. Οι πράσινες και μπλε περιοχές απεικονίζουν την υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας, συνεπώς την πιθανή ρηγμάτωση της διατομής.



Εικόνα 30. Κύριες τάσεις  $\sigma_1$  σε MPa, για φορτία σχεδιασμού 1.35G+1.50Q

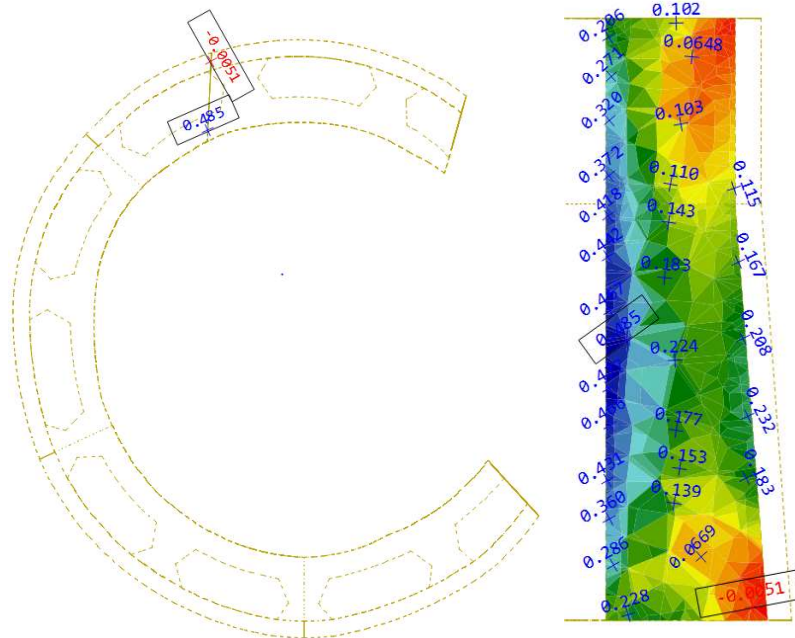


Εικόνα 31. Κύριες τάσεις  $\sigma_1$  σε MPa για σεισμό G+0.3Q+Ex

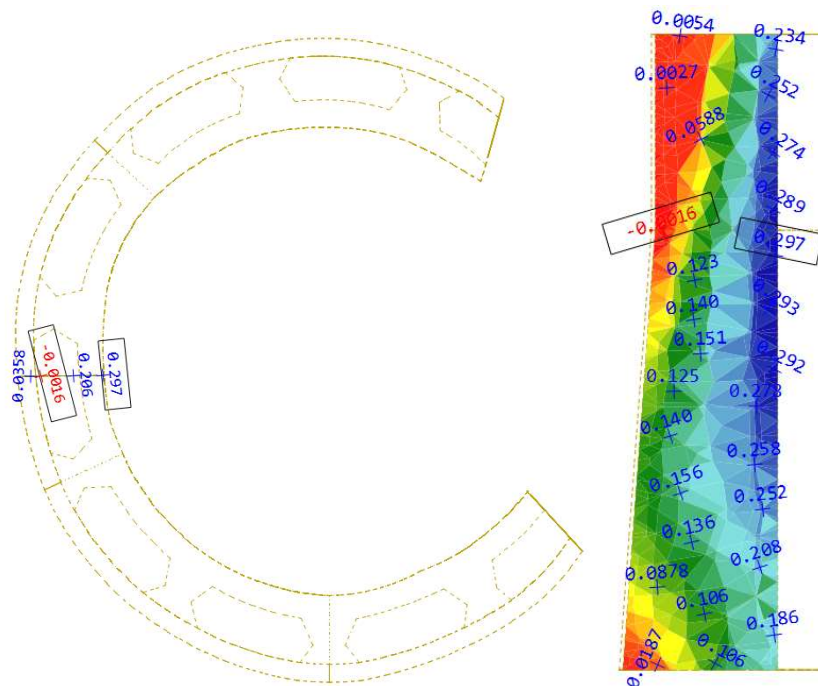


**ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ**  
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

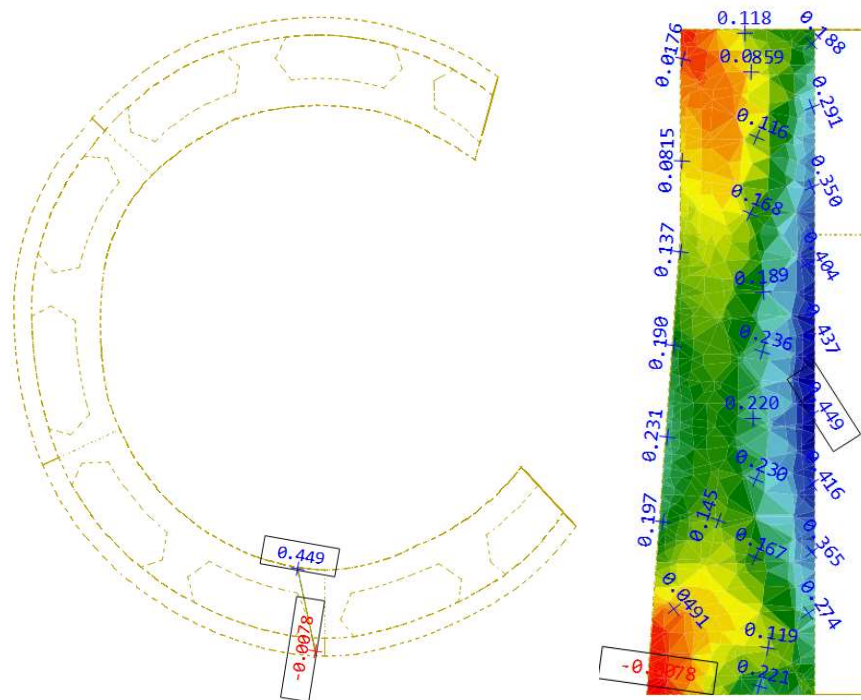
Όπως παρατηρείται υπάρχουν αρκετές περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής των 0.08 MPa. Η υπέρβαση αυτή παρατηρείται κυρίως στην εσωτερική παρειά των τειχών. Παρατηρούνται τρία σημεία της διατομής όπου η υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής παρατηρείται και στις δυο παρειές της διατομής. Σε αυτά τα σημεία γίνονται τομές για την παρατήρηση των τάσεων σε όλο το πάχος της διατομής.



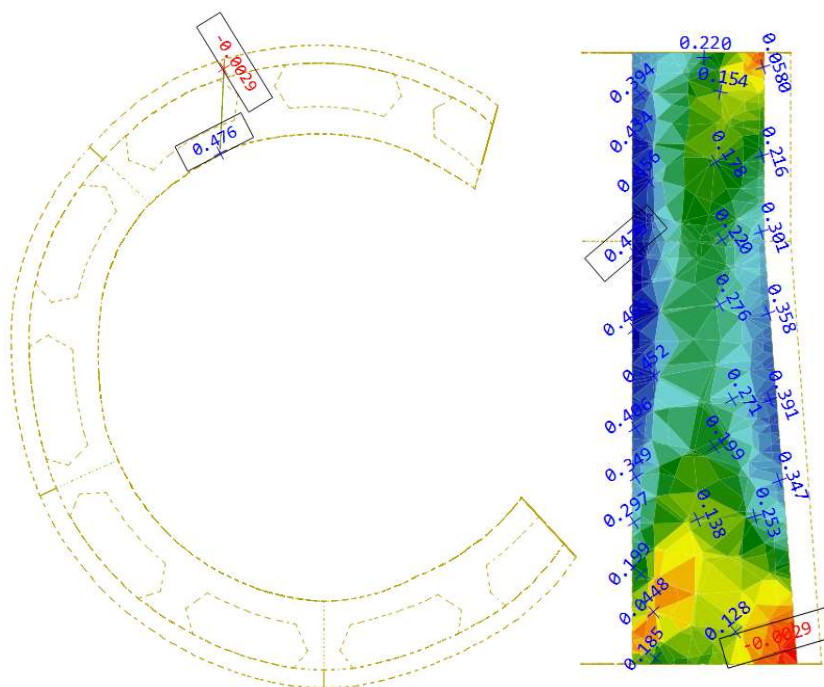
Εικόνα 32. Κύριες τάσεις  $\sigma_1$  τομής 1 σε MPa, για φορτία σχεδιασμού 1.35G+1.50Q



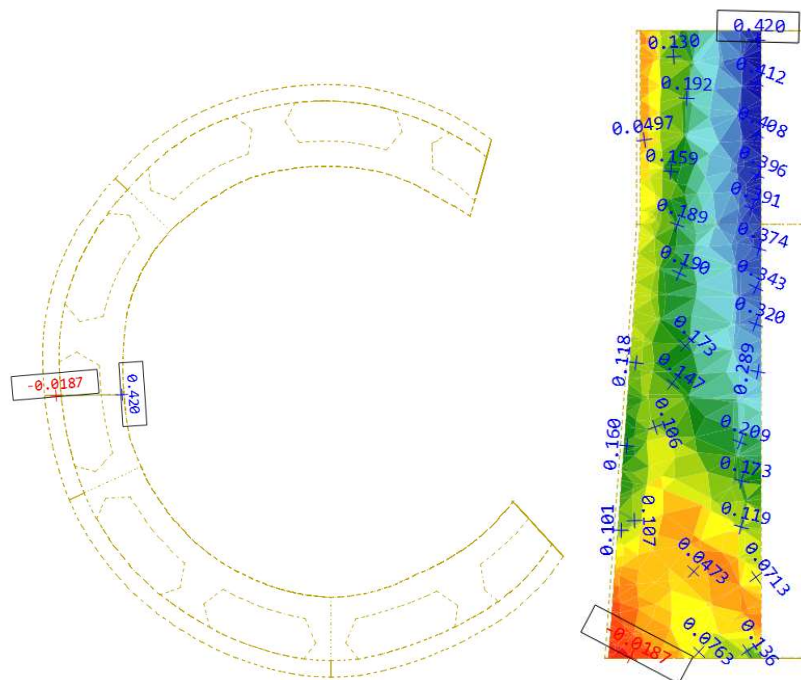
Εικόνα 33. Κύριες τάσεις  $\sigma_1$  τομής 2 σε MPa, για φορτία σχεδιασμού 1.35G+1.50Q



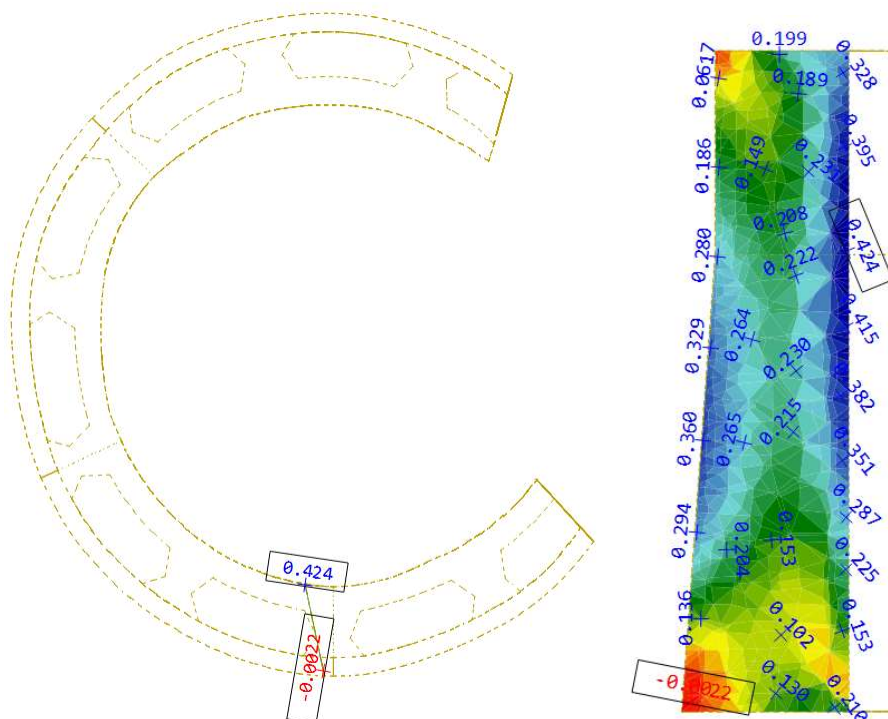
Εικόνα 34. Κύριες τάσεις  $\sigma_1$  τομής 3 σε MPa, για φορτία σχεδιασμού 1.35G+1.50Q



Εικόνα 35. Κύριες τάσεις  $\sigma_1$  τομής 1 σε MPa για σεισμό G+0.3Q+Ex



Εικόνα 36. Κύριες τάσεις σι τομής 2 σε MPa για σεισμό G+0.3Q+Ex

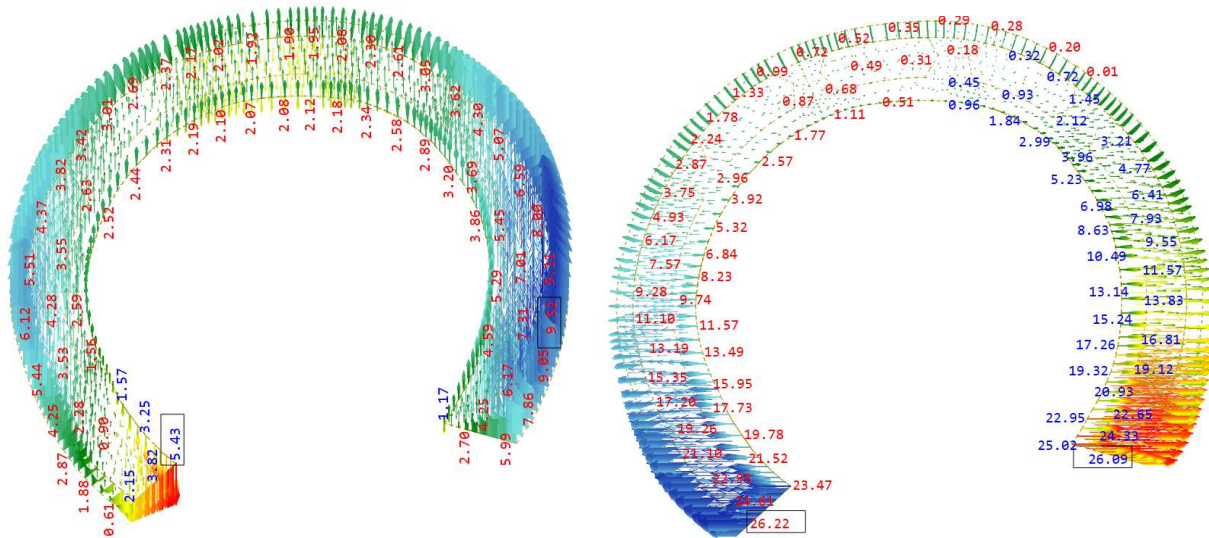


Εικόνα 37. Κύριες τάσεις σι τομής 3 σε MPa για σεισμό G+0.3Q+Ex

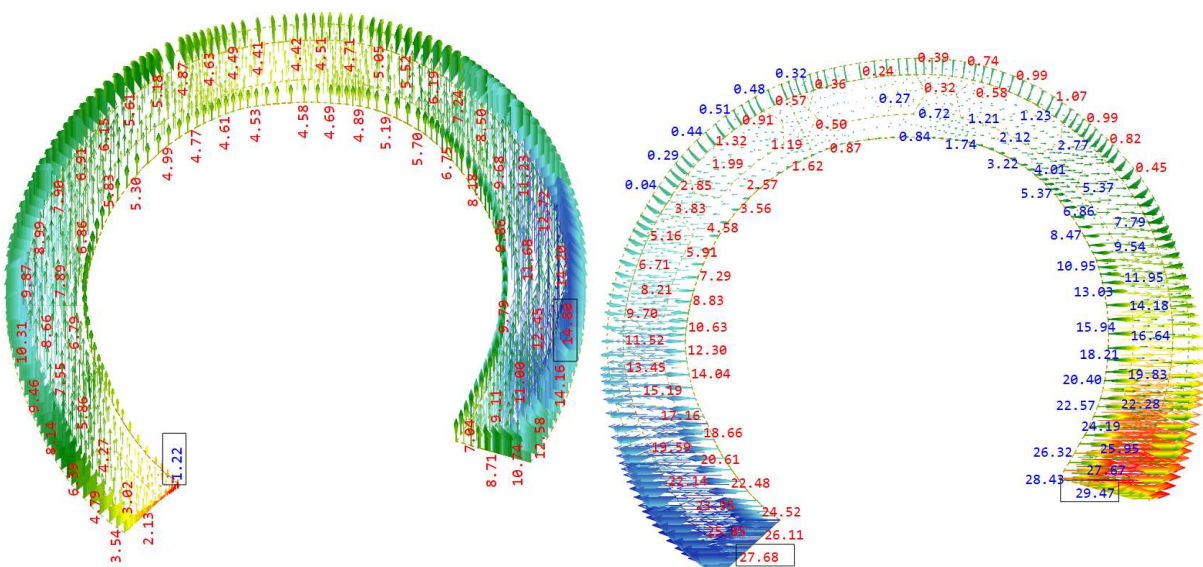


## ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

Από τις τομές παρατηρούνται υπερβάσεις εφελκυστικής αντοχής σε όλη τη διατομή του τείχους. Συνεπώς σε αυτά τα σημεία αναμένεται διαμπερής ρηγμάτωση της λιθοδομής. Τα σημεία αυτά συμπίπτουν με υπάρχουσες ρωγμές του φορέα. Όπως και στο προσομοίωμα έτσι και στην υπάρχουσα κατάσταση οι ρηγματώσεις ξεκινάνε από τη γραμμή εδάφους της εξωτερικής παρειάς των τειχών και επεκτείνονται προς το ανώτερο τμήμα του φορέα.



Εικόνα 38. Μετακινήσεις κατά X και Y αντίστοιχα για φορτία σχεδιασμού 1.35G+1.50Q



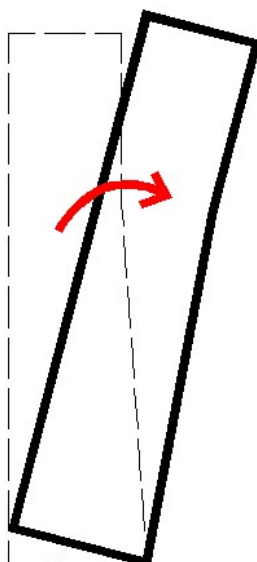
Εικόνα 39. Μετακινήσεις κατά X και Y αντίστοιχα για σεισμό G+0.3Q+Ex

Ός προς τις μετακινήσεις του φορέα παρατηρούνται μέγιστες τιμές για την σεισμική φόρτιση, της τάξεως των 14.8 mm κατά X και 29.47 mm κατά Y. Οι τιμές αυτές είναι σημαντικά χαμηλές για μια κατασκευή τέτοιου μεγέθους.



#### 4.1.7 ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ

Στην συγκεκριμένη προσέγγιση της ευστάθειας του φορέα, γίνεται θεώρηση της απόκρισής του ως συμπαγές σώμα, το οποίο υπόκειται σε λικνισμό. Η αποτίμηση της κατασκευής γίνεται με την θεώρηση ενός ή περισσότερων μηχανισμών αστοχίας και του υπολογισμού της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης και της μέγιστης μετακίνησης του φορέα.



Εικόνα 40. Μηχανισμός εκτός επιπέδου ανατροπής τείχους

Αρχικά επιλύεται η εξίσωση ισορροπίας του σώματος για κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Σαν κατακόρυφα φορτία λαμβάνονται τα ίδια βάρη της κατασκευής (τείχους και επάλξεων στην κορυφή), ενώ σαν οριζόντια οι ενεργητικές, παθητικές και σεισμικές ωθήσεις γαιών. Με βάση την κατάσταση ισορροπίας επιλύεται η παρακάτω εξίσωση:

$$M_{\sigma\tau\alpha\theta.} = M_{\alpha\nu\alpha\tau\rho.}(a_0)$$

Η εξίσωση μπορεί να εκφραστεί και ως:

$$G \cdot x + G_1 \cdot x_1 - \Omega \cdot \gamma_w = \alpha_0 \cdot (E_\Omega \cdot \gamma_{E\Omega} + G \cdot \gamma + G_1 \cdot \gamma_1)$$

G το ίδιο βάρος του τείχους

G<sub>1</sub> το ίδιο βάρος των επάλξεων

Ω οι ενεργητικές ωθήσεις των επιχώσεων

E<sub>Ω</sub> οι σεισμικές ωθήσεις των επιχώσεων

x<sub>1</sub>, γ<sub>1</sub> οι οριζόντιες και κάθετες αποστάσεις του σημείου εφαρμογής κάθε δύναμης από το σημείο στροφής (εδώ επιλέγεται η εξωτερική κάτω γωνία του τοίχου)

Επιλύοντας την παραπάνω εξίσωση έχουμε:

$$-82.46 = \alpha_0 \cdot 10189.15$$

$$\alpha_0 = -0.008$$

Τα αποτελέσματα αυτά σημαίνουν ότι η θεώρηση του τείχους σαν συμπαγές μέσο έχει σαν συνέπεια την αστοχία του λόγω ροπών ανατροπής. Αυτό διότι η ροπή που δημιουργούν οι ενεργητικές ωθήσεις είναι μεγαλύτερη από την ροπή σταθεροποίησης του ίδιου βάρους. Συνεπώς η κατασκευή αστοχεί χωρίς να εφαρμοστεί οριζόντια σεισμική φόρτιση.

#### **4.1.8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ**

Από την ανάλυση της υπάρχουσας κατάστασης παρατηρήθηκε η υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής σε όλο το πάχος της λιθοδομής σε αρκετά σημεία των τειχών. Ο φορέας συνεπώς φέρει τα στατικά και σεισμικά φορτία με την εκδήλωση ρηγματώσεων. Η ολική ευστάθεια του φορέα δεν μπορεί να ελεγχθεί ποσοτικά με την συγκεκριμένη μεθοδολογία, για αυτό εφαρμόστηκε συμπληρωματικά η μέθοδος των εκτός επιπέδου μηχανισμών κατάρρευσης. Η εφαρμογή αυτής της μεθόδου έδειξε αστοχία του τείχους σε ανατροπή. Η αστοχία αυτή δεν μπορεί να θεωρηθεί ρεαλιστική, καθώς η λιθοδομή δεν συμπεριφέρεται στην πράξη σαν συνεχές μέσο και εκτονώνει τα φορτία με την εκδήλωση ρηγματώσεων όπως φαίνεται και από την ανάλυση των πεπερασμένων στοιχείων. Παρόλο αυτά η ανάπτυξη υψηλών εφελκυστικών τάσεων και η μεγάλες οριζόντιες ωθήσεις γαιών, υποδηλώνουν έναν ασταθή φορέα ο οποίος δεν μπορεί να φέρει με ασφάλεια τα οριζόμενα από τον κανονισμό φορτία, χωρίς την εφαρμογή επεμβάσεων.

## 4.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

Με βάση τα συμπεράσματα από τις στατικές αναλύσεις αποφασίστηκαν μια σειρά από επεμβάσεις στο φέροντα οργανισμό των τειχών για την βελτίωση της συμπεριφοράς αυτού. Οι βασικές επεμβάσεις για την αποκατάσταση του φορέα στην αρχική του κατάσταση είναι:

- Επισκευή ρηγματώσεων τείχους
- Επαναδόμηση επάλξεων στην κορυφή του τείχους

Για περαιτέρω βελτίωση της συμπεριφοράς του φορέα θα γίνει:

- Κατασκευή οπλισμένου επίχωματος σε βάθος 3 m από τη στέψη του τείχους. Το οπλισμένο επίχωμα θα έχει μεγαλύτερη ευστάθεια από τις υφιστάμενες επιχώσεις με αποτέλεσμα την μείωση των ωθήσεων στο ανώτερο τμήμα του τείχους.
- Κατασκευή πέδιλου από οπλισμένο σκυρόδεμα στη βάση του τείχους. Το πέδιλο αυτό θα κατασκευαστεί ακτινικά κατά το σύνολο του μήκους του τείχους σε επαφή με τη λιθοδομή. Ανά κάποιες αποστάσεις θα ενώνεται με θλιπτήρες λιθοδομής με των κεφαλόδεσμο της πασσαλοστοιχίας που θα κατασκευαστεί κατόπιν του τείχους για την βελτίωση της ευστάθειας του εδάφους.
- Στις περιοχές της λιθοδομής που θα αποκαλυφθούν θα γίνει επιμελημένος καθαρισμός των επιφανειών και εφαρμογή επιχρίσματος με βάση τον υδράσβεστο. Το επίχρισμα θα είναι οπλισμένο με πλέγμα από ίνες υάλου για την παραλαβή εντάσεων στα σημεία εφαρμογής. Το πλέγμα θα αγκυρωθεί επιμελημένα στο σώμα της λιθοδομής. Οι περιοχές ενίσχυσης θα είναι η εσωτερική πλευρά των τειχών, 3m από την κορυφή (τμήμα εφαρμογής οπλισμένου επιχρίσματος), καθώς και στην εξωτερική πλευρά των τειχών, μέσα στο έδαφος, κατά την εκσκαφή για την ενίσχυση της θεμελίωσης.

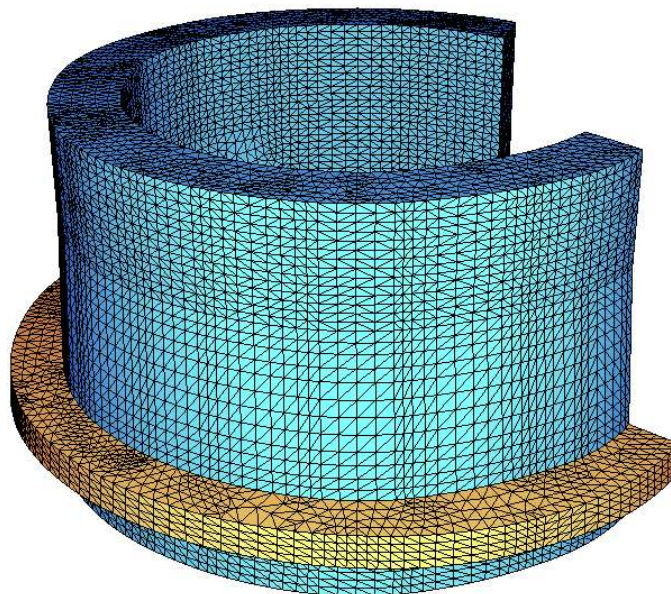
### 4.2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

Η προσομοίωση του φέροντος οργανισμού έγινε με τη βοήθεια του λογισμικού SSD της εταιρείας SOFISTIK, με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων. Οι επεμβάσεις προσομοιώθηκαν με τον εξής τρόπο:

Προσομοιώθηκε το πέδιλο οπλισμένου σκυροδέματος διαστάσεων 2.0 × 1.20 m, στην βάση του τείχους. Η προσομοίωση έγινε με χωρικά πεπερασμένα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα C25/30. Θεωρήθηκε πλήρης σύνδεση αυτού με το τείχος. Εφαρμόστηκαν ελατήρια τόσο στην βάση του πέδιλου (προσομοίωση έδρασης επί εδάφους), όσο και στην εξωτερική παρειά αυτού, για να προσομοιωθεί η πλευρική σταθεροποίησή του, που προκύπτει από την ένωση του με θλιπτήρες λιθοδομής που με τη σειρά τους το ενώνουν με το σύστημα κεφαλόδεσμοι-πάσσαλοι.

Όσον αφορά το οπλισμένο επίχωμα επειδή δεν προσομοιώνεται το έδαφος, η εφαρμογή του επηρεάζει τις φορτίσεις του τείχους.

Το πλέγμα ενίσχυσης επίσης δεν προσομοιώθηκε καθώς δεν μεταβάλλει τη δυσκαμψία του φορέα συνεπώς δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα της γραμμικής ανάλυσης.



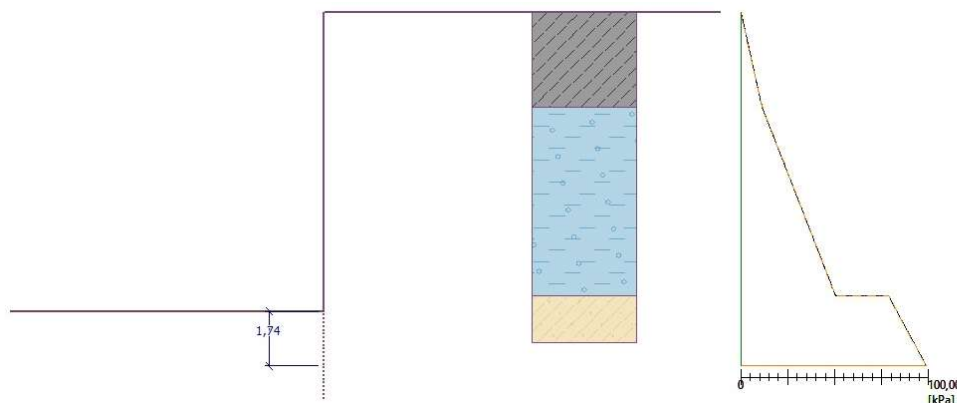
Εικόνα 41. Προσομοίωμα ενισχυμένου φορέα στο λογισμικό SOFISTIK.

#### 4.2.2 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Πέραν των εργασιών αποκατάστασης των ρωγμών δεν θα γίνει περαιτέρω επέμβαση βελτίωσης των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας. Θεωρήθηκε ότι η εφαρμογή ενεμάτων βοηθάει στην ομογενοποίηση των χαλαρών τμημάτων και των αποδιοργανωμένων περιοχών της λιθοδομής, αλλά δεν είναι σε θέση να μεταβάλει τα μηχανικά χαρακτηριστικά μιας τόσο μεγάλης διατομής. Συνεπώς οι ιδιότητες της διατηρούνται ίδιες με τον υφιστάμενο φορέα.

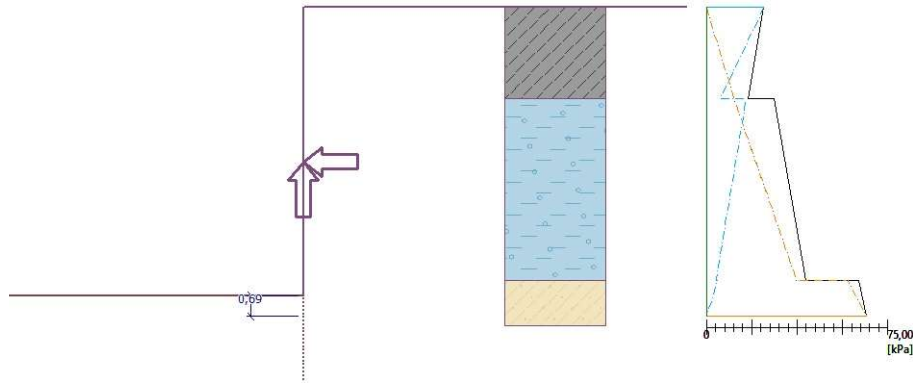
#### 4.2.3 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η εφαρμογή του οπλισμένου επιχώματος σε βάθος 3m από τη κορυφή της στέψης του τείχους έχει ως αποτέλεσμα την μείωση των ωθήσεων γαιών για το συγκεκριμένο τμήμα. Οι νέες ωθήσεις που λαμβάνονται υπόψιν είναι οι παρακάτω. Οι συνδυασμοί των φορτίσεων αυτών παραμένουν ίδιοι με αυτούς της μελέτης υφιστάμενης κατάστασης.



Εικόνα 42. 1.35G+1.5Q





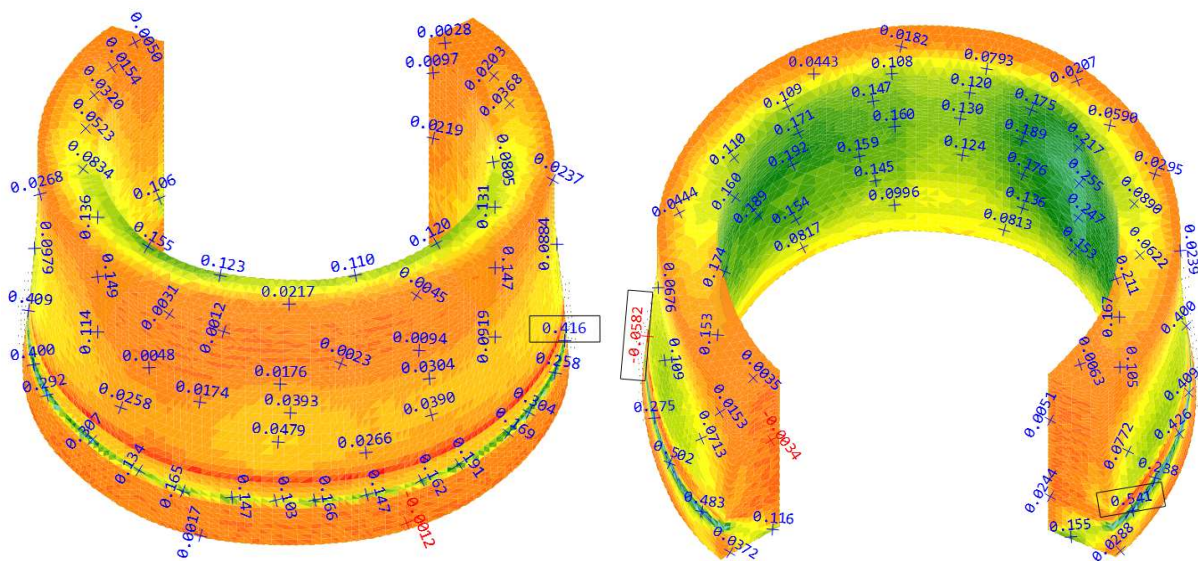
Εικόνα 43.  $G+0.3Q+E$

#### 4.2.4 ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ

Λαμβάνεται ίδιο σεισμικό φορτίο με αυτό της ανάλυσης του υφιστάμενου φορέα

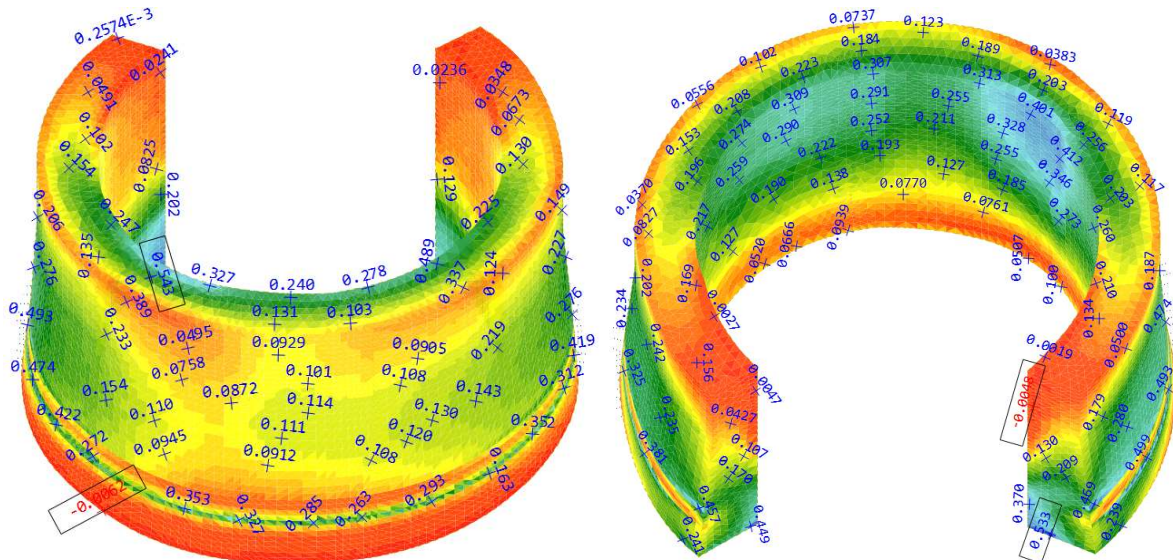
#### 4.2.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των κύριων τάσεων και μετακινήσεων για τον ενισχυμένο φορέα. Αναγράφονται τα αποτελέσματα μόνο των στοιχείων λιθοδομής.



Εικόνα 44. Κύριες τάσεις  $\sigma_1$  σε MPa, για φορτία σχεδιασμού  $1.35G+1.50Q$

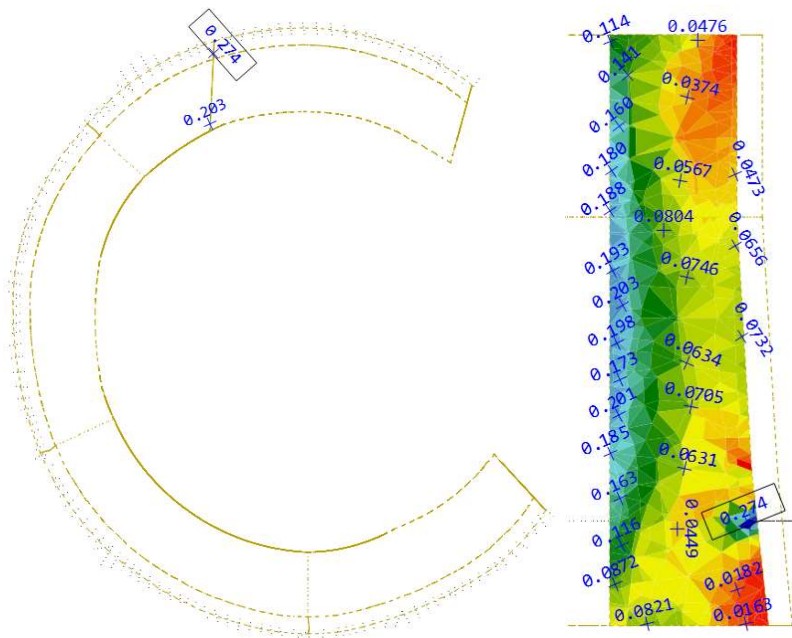
**ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ**  
**ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ**



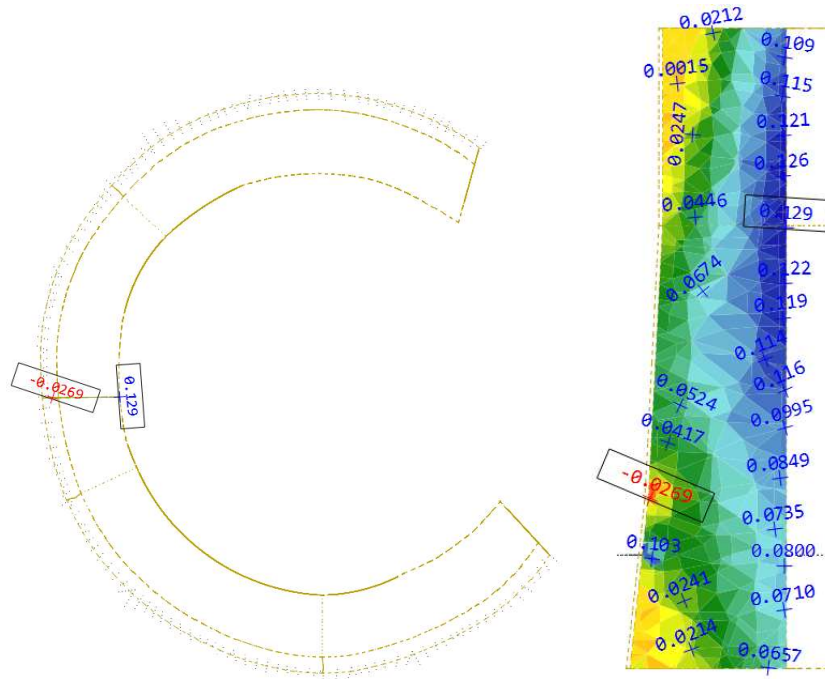
Εικόνα 45. Κύριες τάσεις  $\sigma_1$  σε MPa για σεισμό  $G+0.3Q+Ex$

Όπως παρατηρείται υπάρχει αισθητή μείωση των μέγιστων εφελκυστικών τάσεων. Η μείωση αυτή είναι πιο μεγάλη στην περίπτωση των φορτίων σχεδιασμού όπου παρατηρείται μείωση τάσεων έως και 50%, ενώ μικρότερη είναι η μείωση στην περίπτωση σεισμικών φορτίσεων.

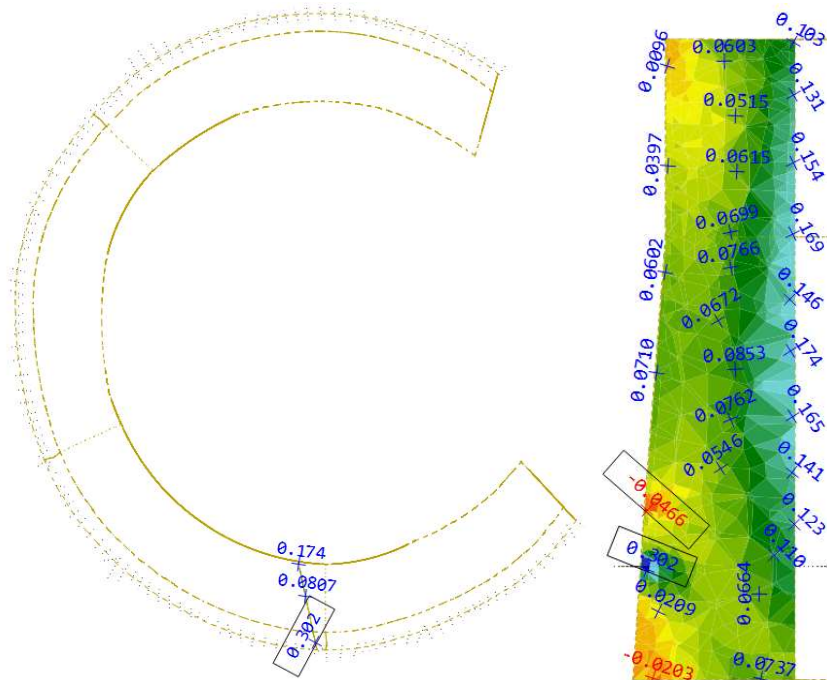
Παρόλο αυτά συνεχίζουν να υπάρχουν αρκετές περιοχές όπου η εφελκυστική αντοχή των 0.08 MPa υπερβαίνεται. Αναλυτικότερη εικόνα δίνεται από τις κρίσιμες τομές τάσεων παρακάτω.



Εικόνα 46. Κύριες τάσεις  $\sigma_1$  τομής 2 σε MPa, για φορτία σχεδιασμού  $1.35G+1.50Q$



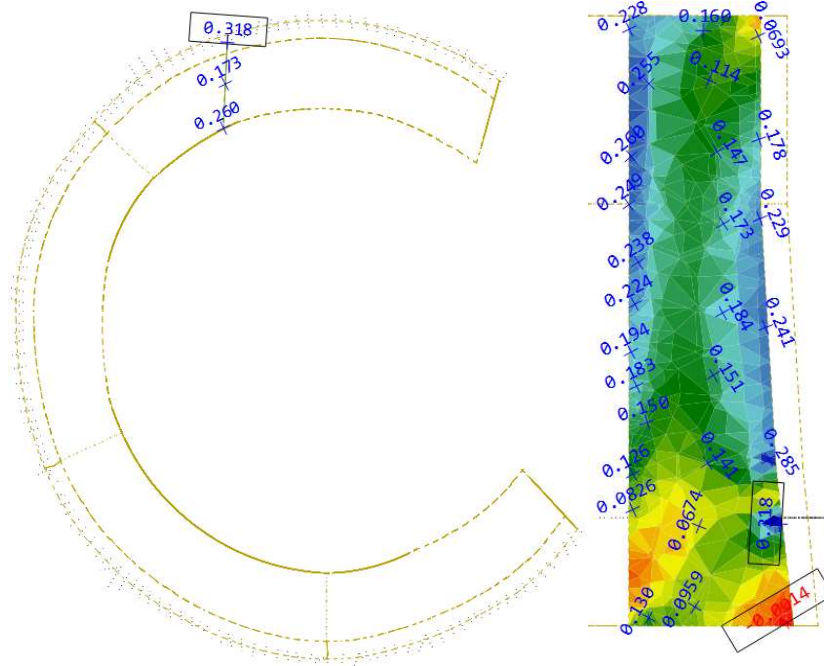
Εικόνα 47. Κύριες τάσεις  $\sigma_1$  τομής 1 σε MPa, για φορτία σχεδιασμού  $1.35G+1.50Q$



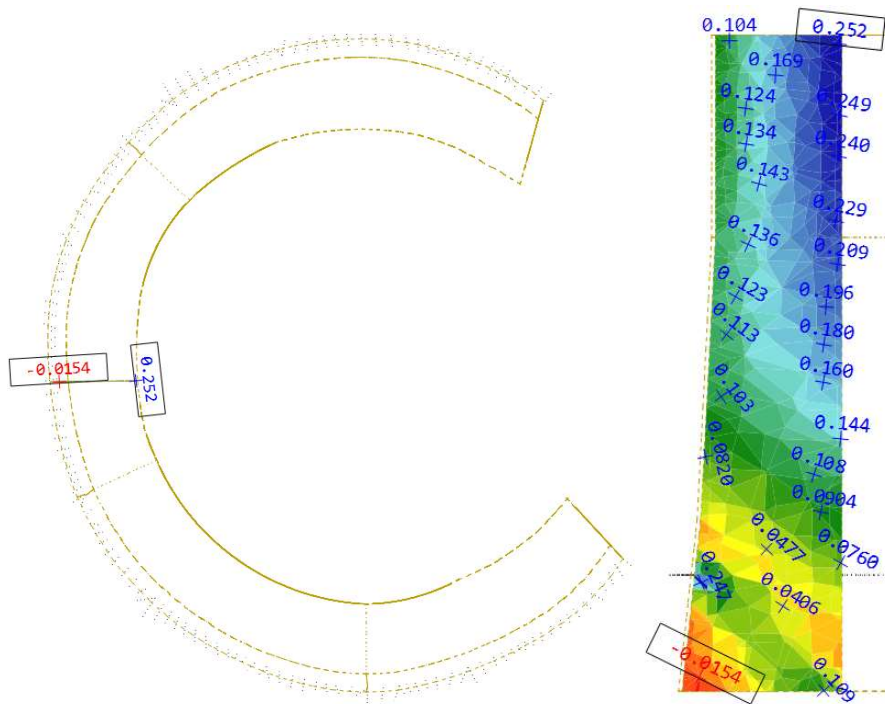
Εικόνα 48. Κύριες τάσεις  $\sigma_1$  τομής 3 σε MPa, για φορτία σχεδιασμού  $1.35G+1.50Q$



ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ  
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

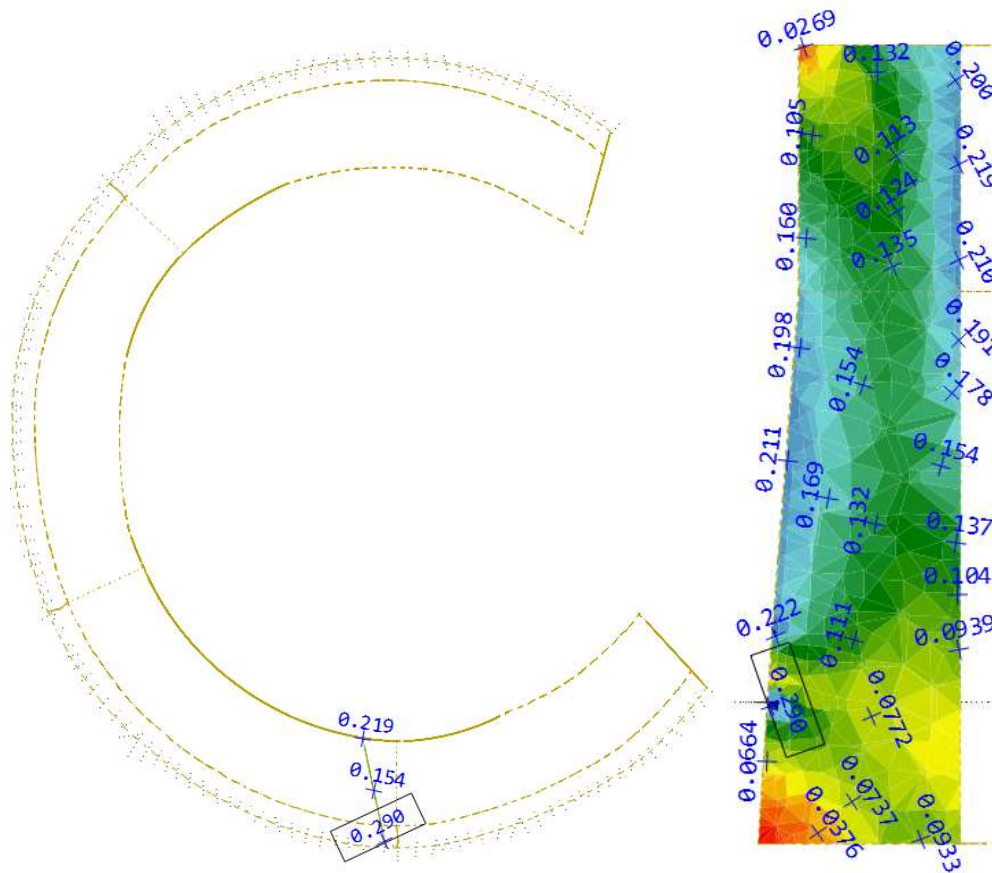


Εικόνα 49. Κύριες τάσεις σ<sub>1</sub> τομής 1 σε MPa για σεισμό G+0.3Q+Ex



Εικόνα 50. Κύριες τάσεις σ<sub>1</sub> τομής 2 σε MPa για σεισμό G+0.3Q+Ex



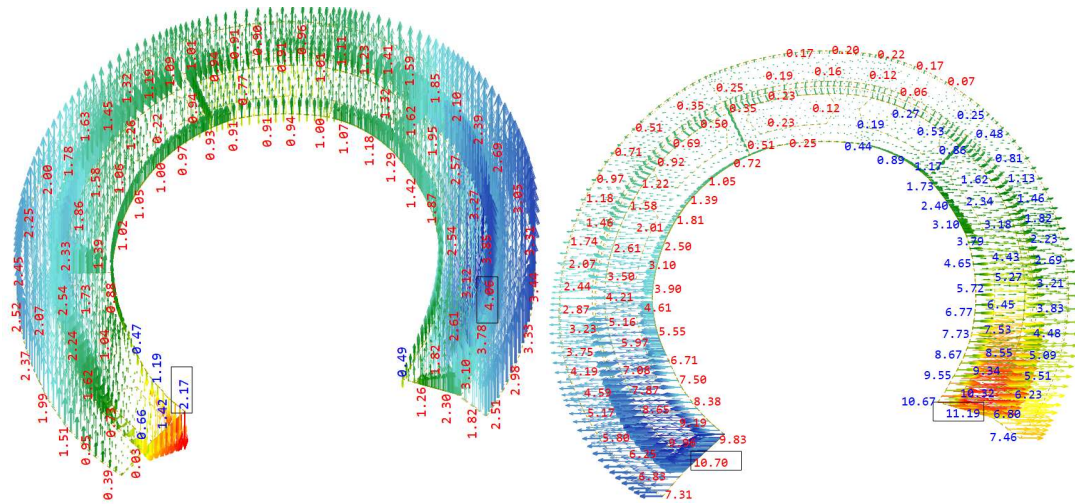


Εικόνα 51. Κύριες τάσεις  $\sigma_1$  τομής 3 σε MPa για σεισμό  $G+0.3Q+Ex$

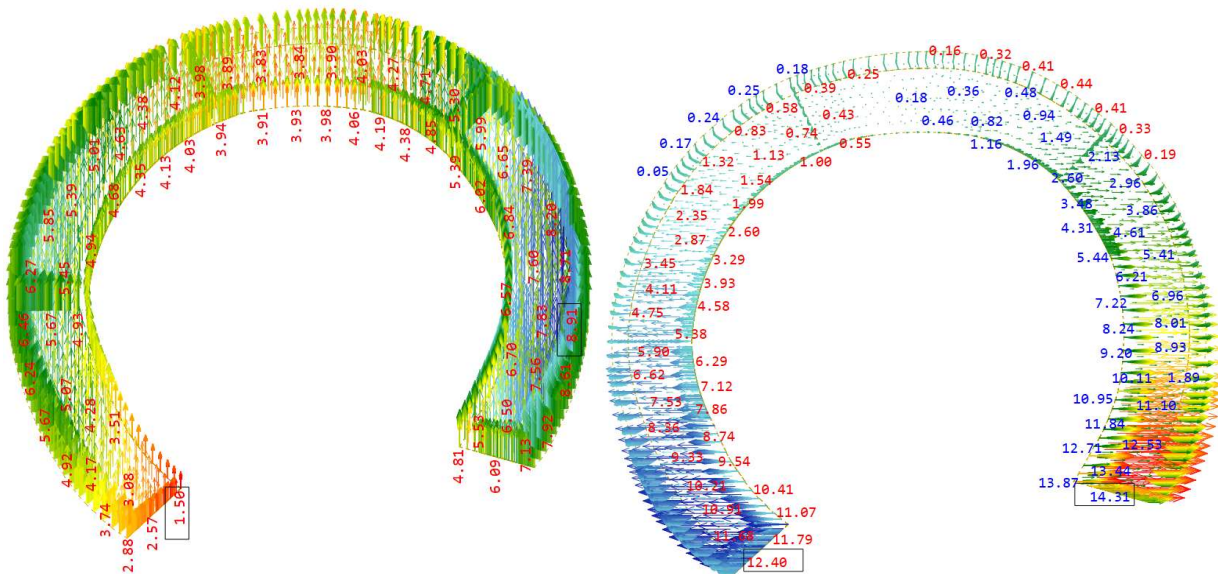
Από τις τομές παρατηρείται ότι οι τάσεις έχουν μειωθεί αισθητά σε όλο το πάχος της τοιχοποιίας, μετά και την εφαρμογή των επεμβάσεων. Συγκεκριμένα για την περίπτωση των φορτίων σχεδιασμού παρατηρούνται τάσεις μικρότερες της εφελκυστικής αντοχής στην εξωτερική παρειά. Αυτό συνεπάγεται ότι η λιθοδομή δεν θα αναπτύξει διαμπερείς ρωγμές σε αυτήν την περίπτωση.

Στην περίπτωση των σεισμικών φορτίων, παρά τη μείωση των τάσεων εξακολουθούν να αναπτύσσονται διαμπερείς ρηγματώσεις, καθώς η εφελκυστική αντοχή υπερβαίνεται και στις δυο παρειές του τείχους. Οι εφελκυσμοί αυτοί αναμένεται να παραληφθούν κατά είναι μέρος από το πλέγμα ενίσχυσης από ίνες υάλου που θα τοποθετηθεί, επομένως οι ρηγματώσεις θα περιοριστούν. Συνεπώς η κατάσταση της λιθοδομής βελτιώνεται σημαντικά με τα μέτρα επεμβάσεων, παρόλο αυτά αναμένεται να φέρει περιορισμένες βλάβες σε περίπτωση σεισμικού φορτίου.

**ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΡΕΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΔΥΤΙΚΟΥ ΕΝΕΤΙΚΟΥ ΠΡΟΜΑΧΩΝΑ ΚΑΣΤΡΟΥ ΠΑΤΡΑΣ**  
**ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ**



Εικόνα 52. Μετακινήσεις κατά X και Y αντίστοιχα για φορτία σχεδιασμού 1.35G+1.50Q



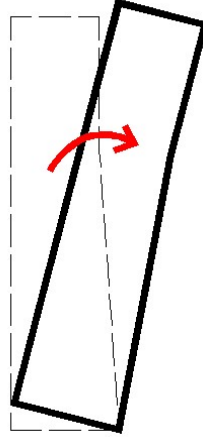
Εικόνα 53. Μετακινήσεις κατά X και Y αντίστοιχα για σεισμό G+0.3Q+Ex

Από την παρατήρηση των μέγιστων μετακινήσεων, προκύπτει μείωση αυτών κατά 50% συγκριτικά με την υφιστάμενη κατάσταση. Η βελτίωση αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική για ένα ψαθυρό υλικό όπως η λιθοδομή, η οποία δεν μπορεί να φέρει μεγάλες μετακινήσεις με ασφάλεια.

#### 4.2.6 ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ

Ελέγχεται και σε αυτήν την περίπτωση η ευστάθεια του τείχους σε ανατροπή εκτός επιπέδου.

Εφαρμόζονται τα μειωμένα φορτία ενεργητικών και σεισμικών ωθήσεων γαιών, μετά και την εφαρμογή του οπλισμένου επιχώματος.



Εικόνα 54. Μηχανισμός εκτός επιπέδου ανατροπής τείχους

Αρχικά επιλύεται η εξίσωση ισορροπίας του σώματος για κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Σαν κατακόρυφα φορτία λαμβάνονται τα ίδια βάρη της κατασκευής (τείχους και επάλξεων στην κορυφή), ενώ σαν οριζόντια οι ενεργητικές, παθητικές και σεισμικές ωθήσεις γαιών. Με βάση την κατάσταση ισορροπίας επιλύεται η παρακάτω εξίσωση:

$$M_{σταθ.} = M_{ανατρ.}(a_0)$$

Η εξίσωση μπορεί να εκφραστεί και ως:

$$G \cdot x + G_1 \cdot x_1 - \Omega \cdot \gamma_w = \alpha_0 \cdot (E_{\Omega} \cdot \gamma_{E\Omega} + G \cdot \gamma + G_1 \cdot \gamma_1)$$

G το ίδιο βάρος του τείχους

G<sub>1</sub> το ίδιο βάρος των επάλξεων

Ω οι ενεργητικές ωθήσεις των επιχώσεων

E<sub>Ω</sub> οι σεισμικές ωθήσεις των επιχώσεων

x<sub>1</sub>, γ<sub>1</sub> οι οριζόντιες και κάθετες αποστάσεις του σημείου εφαρμογής κάθε δύναμης από το σημείο στροφής (εδώ επιλέγεται η εξωτερική κάτω γωνία του τοίχου)

Επιλύοντας την παραπάνω εξίσωση έχουμε:

$$3869 = \alpha_0 \cdot 11526.9$$

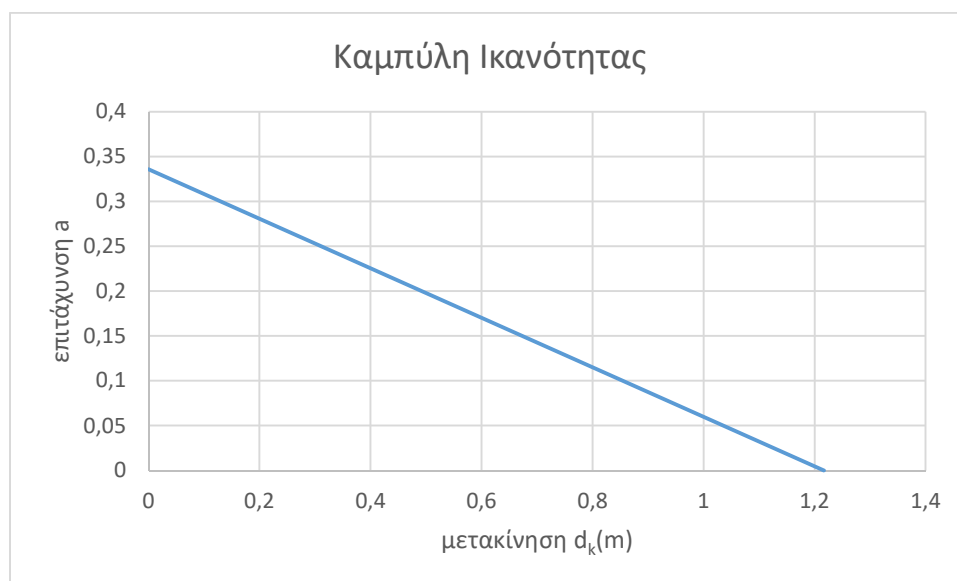
$$\alpha_0 = 0.335$$

Για την εύρεση της καμπύλης ικανότητας του τείχους υπολογίζεται η μετακίνηση d<sub>k,0</sub> για την οποία η επιτάχυνση a<sub>0</sub> γίνεται ίση με 0.

Επιλύοντας την αρχική εξίσωση προκύπτει

$$d_{k,0} = 1.21 \text{ m}$$

Με βάση τα δεδομένα αυτά προκύπτει η καμπύλη ικανότητας του φορέα σε οριζόντια σεισμικά φορτία εκτός επιπέδου:



Για την σύγκριση του παραπάνω διαγράμματος με το φάσμα σεισμού του Ευρωκώδικα 8, γίνεται μετατροπή της παραπάνω καμπύλης σε αυτή ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Υπολογίζεται η μάζα του μονοβάθμιου ταλαντωτή:

$$m^* = \frac{\Gamma \sum_{k=1}^N (G_k + Q_k) y_k}{g}$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{k=1}^N (G_k + Q_k) y_k}{\sum_{k=1}^N (G_k + Q_k) y_k^2}$$

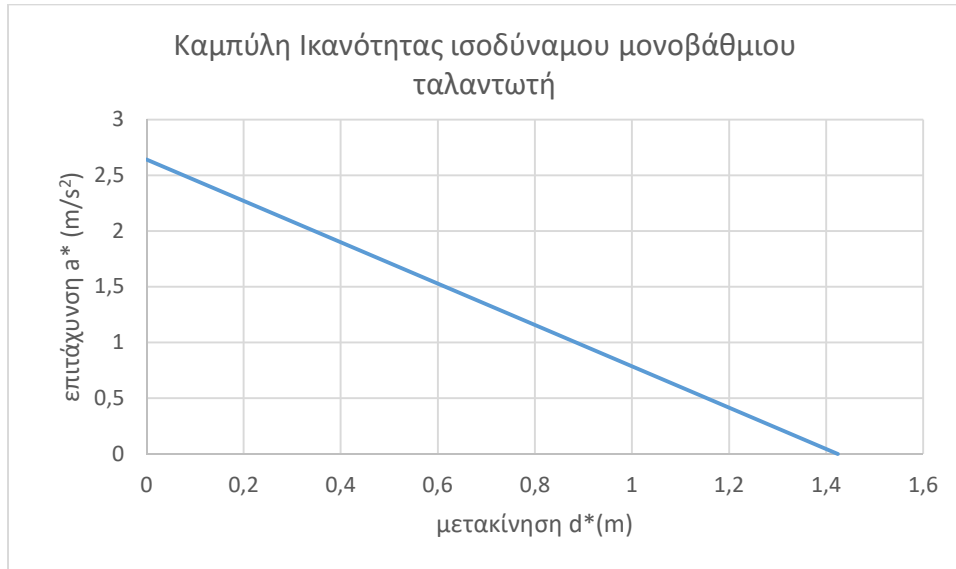
Η εξίσωση της καμπύλης ικανότητας προκύπτει ίση με:

$$a^* = a(d_k) g \sum_{k=1}^N (G_k + Q_k) / \Gamma = m^* a(d_k) g$$

$$d^* = d_k / \Gamma$$

Η νέα καμπύλη ικανότητας προκύπτει:





Γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι σε όρους μέγιστης επιτάχυνσης και μετακινήσεων. Καθότι η κατασκευή ελέγχεται για Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών (Significant Damage), οι έλεγχοι προκύπτουν:

$$\frac{\gamma_{SD} m^* a_g}{q_{LM}} \leq \frac{a^*}{\gamma_{RD}} \Rightarrow a_g \leq \frac{a_0 g q_{LM}}{\gamma_{SD} \gamma_{RD}}$$

Για  $a_0=0.335$ ,  $q_{LM}=1.5$ ,  $\gamma_{SD}=1.6$ ,  $\gamma_{RD}=1.2$  προκύπτει:

$$a_g \leq 2.57 \text{ m/s}^2$$

Η εδαφική επιτάχυνση με την οποία πραγματοποιείται ο έλεγχος:

$$a_I = a_{gr} \gamma_I S g$$

Όπου  $a_{gr}=0.24$ ,  $\gamma_I=1.2$  (Κατηγορία Σπουδαιότητας 3),  $S=1.15$  (έδαφος κατηγορίας Γ)

Άρα:

$$a_I = 3.24 > 2.57 \text{ m/s}^2$$

Συνεπώς ο έλεγχος σε όρους επιταχύνσεων δεν ικανοποιείται

Εφόσον ο έλεγχος αυτός δεν ικανοποιείται πραγματοποιείται συμπληρωματικός έλεγχος της ευστάθειας σε όρους μετακινήσεων

$$S_{De}(T_{SD}) \leq \frac{d_{SD}}{\gamma_{SD} \gamma_{RD}}$$

Για Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών (Significant Damage) οι ανεκτές μετακινήσεις που ορίζει ο κανονισμός (EC8-3 11.4.2 (5) a) είναι ίσες με:

$$d_{SD}=0.4d_0^*=0.4*1.42=0.57 \text{ m}$$

συνεπώς

$$\frac{d_{SD}}{\gamma_{SD}\gamma_{RD}} = \frac{0.57}{1.3 * 1.2} = 0.365 \text{ m}$$

Οπου SDe(TSD) η φασματική μετακίνηση όπως προκύπτει από το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα 8, για την ισοδύναμη ελαστική περίοδο:

$$T_{SD} = 1.68\pi \sqrt{\frac{d_{SD}}{a(d_{sd})g}}$$

$$a(d_{sd}) = a_0 \left(1 - \frac{d_{SD}}{d_{k,0}^*}\right) = 0.335 \left(1 - \frac{0.56}{1.42}\right) = 0.201$$

$$T_{SD} = 1.68\pi \sqrt{\frac{0.56}{0.201 * 9.81}} = 1.52 \text{ s}$$

Επειδή  $T_c=0.6 < T_{SD} < T_D=2$

$$S_e(T_{SD}) = a_{gr}\gamma_I S \eta 2.5 \frac{T_c}{T_{SD}} = 0.24 * 9.81 * 1.2 * 1.15 * 1 * 2.5 * \frac{0.6}{1.52} = 3.205 \text{ m/s}$$

$$S_{De}(T_{SD}) = S_e(T_{SD}) \left(\frac{T_{SD}}{2\pi}\right)^2 = 0.187 < 0.365 \text{ m}$$

Ο έλεγχος μετακινήσεων συνεπώς ικανοποιείται

Γίνεται μια σύγκριση των εκτιμώμενων μετακινήσεων της κινηματικής μεθόδου, με τις μέγιστες μετακινήσεις του προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων.

Στο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για τον ενισχυμένο φορέα βρέθηκαν μετακινήσεις ίσες με:

$$d_{x\max}=8.91 \text{ mm}$$

$$d_{y\max}=14.31 \text{ mm}$$

συνεπώς η μέγιστη μετακίνηση προκύπτει ίση με

$$d_{\max} = \sqrt{d_{x\max}^2 + d_{y\max}^2} = 16.85 \text{ mm} = 0.0168 \text{ m}$$

Πολλαπλασιάζοντας τις μετακινήσεις με τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1.5$ , προκύπτει

$$d_{ei}=q d_{\max}=1.5*0.0168=0.025 \text{ m}$$

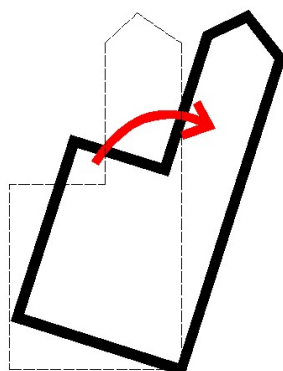
Οι μετακινήσεις αυτές είναι κατά πολύ μικρότερες από τις υπολογιζόμενες μετακινήσεις με την κινηματική μέθοδο ίσες με 0.187 m, αλλά και κατά πολύ μικρότερες από τις επιτρεπτές μετακινήσεις που ορίζει ο κανονισμός για την Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών (Significant Damage), ίσες με 0.365 m.

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η κατασκευή διαθέτει ικανοποιητική ευστάθεια και είναι σε θέση να φέρει τα σεισμικά φορτία κανονισμού με ασφάλεια.

### 4.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΕΠΑΛΞΕΩΝ

Στην παρούσα παράγραφο θα περιγράψει ο έλεγχος του μηχανισμού εκτός επιπέδου αστοχίας των επάλξεων των τειχών. Ο έλεγχος αυτός γίνεται επειδή οι επάλξεις δεν έχουν επαρκή σύνδεση με τον υπόλοιπο φορέα και ο διαφορετικός τρόπος δόμησής τους έχει ως αποτέλεσμα να συμπεριφερθεί ανεξάρτητα σε περίπτωση σεισμικής διέγερσης.

Χρησιμοποιείται ίδια μεθοδολογία με αυτήν που εφαρμόστηκε στα κύρια τείχη του προμαχώνα.



Εικόνα 55. Μηχανισμός εκτός επιπέδου ανατροπής επάλξεων τείχους

Αρχικά επιλύεται η εξίσωση ισορροπίας του σώματος για κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Σαν κατακόρυφα φορτία λαμβάνονται το ίδιο βάρος της κατασκευής

$$M_{σταθ.} = M_{ανατρ.}(a_0)$$

Η εξίσωση μπορεί να εκφραστεί και ως:

$$G \cdot x = \alpha_0 \cdot (G \cdot y)$$

G το ίδιο βάρος των επάλξεων

x<sub>i</sub>, y<sub>i</sub> οι οριζόντιες και κάθετες αποστάσεις του σημείου εφαρμογής κάθε δύναμης από το σημείο στροφής (εδώ επιλέγεται η εξωτερική κάτω γωνία του τοίχου)

Επιλύοντας την παραπάνω εξίσωση έχουμε:

$$39.94 = \alpha_0 \cdot 80.91$$

$$\alpha_0 = 0.49$$

Για την εύρεση της καμπύλης ικανότητας του τείχους υπολογίζεται η μετακίνηση d<sub>k,0</sub> για την οποία η επιτάχυνση a<sub>0</sub> γίνεται ίση με 0.

Επιλύοντας την αρχική εξίσωση προκύπτει

$$d_{k,0} = 0.61 \text{ m}$$

Με βάση τα δεδομένα αυτά προκύπτει η καμπύλη ικανότητας του φορέα σε οριζόντια σεισμικά φορτία εκτός επιπέδου:



Για την σύγκριση του παραπάνω διαγράμματος με το φάσμα σεισμού του Ευρωκώδικα 8, γίνεται μετατροπή της παραπάνω καμπύλης σε αυτή ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Υπολογίζεται η μάζα του μονοβάθμιου ταλαντωτή:

$$m^* = \frac{\Gamma \sum_{k=1}^N (G_k + Q_k) y_k}{g}$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{k=1}^N (G_k + Q_k) y_k}{\sum_{k=1}^N (G_k + Q_k) y_k^2}$$

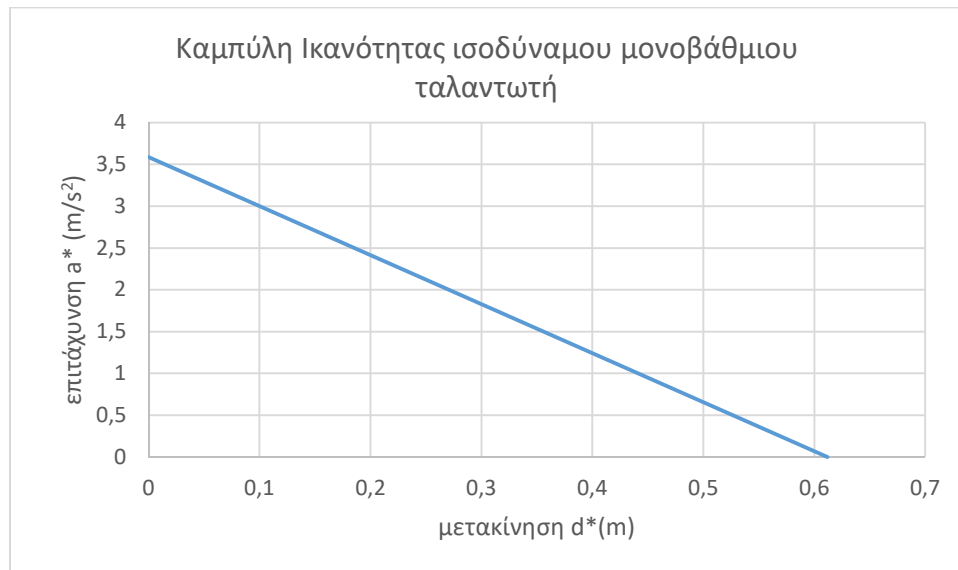
Η εξίσωση της καμπύλης ικανότητας προκύπτει ίση με:

$$a^* = a(d_k) g \sum_{k=1}^N (G_k + Q_k) / \Gamma = m^* a(d_k) g$$

$$d^* = d_k / \Gamma$$

Η νέα καμπύλη ικανότητας προκύπτει:





Γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι σε όρους μέγιστης επιτάχυνσης και μετακινήσεων. Καθότι η κατασκευή ελέγχεται για Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών (Significant Damage), οι έλεγχοι προκύπτουν:

$$\frac{\gamma_{SD} m^* a_g}{q_{LM}} \leq \frac{a^*}{\gamma_{RD}} \Rightarrow a_g \leq \frac{a_0 g q_{LM}}{\gamma_{SD} \gamma_{RD}}$$

Για  $a_0=0.49$ ,  $q_{LM}=1.5$ ,  $\gamma_{SD}=1.6$ ,  $\gamma_{RD}=1.2$  προκύπτει:

$$a_g \leq 3.78 \text{ m/s}^2$$

Η εδαφική επιτάχυνση με την οποία πραγματοποιείται ο έλεγχος:

$$a_I = a_{gr} \gamma_I S g$$

Όπου  $a_{gr}=0.24$ ,  $\gamma_I=1.2$  (Κατηγορία Σπουδαιότητας 3),  $S=1.15$  (έδαφος κατηγορίας Γ)

Άρα:

$$a_I = 3.24 < 3.78 \text{ m/s}^2$$

Συνεπώς ο έλεγχος σε όρους επιταχύνσεων ικανοποιείται

Πραγματοποιείται συμπληρωματικός έλεγχος της ευστάθειας σε όρους μετακινήσεων

$$S_{De}(T_{SD}) \leq \frac{d_{SD}}{\gamma_{SD} \gamma_{RD}}$$

Για Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών (Significant Damage) οι ανεκτές μετακινήσεις που ορίζει ο κανονισμός (EC8-3 11.4.2 (5) α)) είναι ίσες με:

$$d_{SD}=0.4d_0^*=0.4*0.61=0.24 \text{ m}$$

συνεπώς

$$\frac{d_{SD}}{\gamma_{SD} \gamma_{RD}} = \frac{0.24}{1.3 * 1.2} = 0.157 \text{ m}$$

Όπου  $S_{De}(T_{SD})$  η φασματική μετακίνηση όπως προκύπτει από το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα 8, για την ισοδύναμη ελαστική περίοδο:

$$T_{SD} = 1.68\pi \sqrt{\frac{d_{SD}}{a(d_{sd})g}}$$
$$a(d_{sd}) = a_0 \left(1 - \frac{d_{SD}}{d_{k,0}^*}\right) = 0.49 \left(1 - \frac{0.24}{0.61}\right) = 0.29$$
$$T_{SD} = 1.68\pi \sqrt{\frac{0.24}{0.201 * 9.81}} = 0.44 \text{ s}$$

Επειδή  $T_B=0.2 < T_{SD} < T_C=0.6$

$$S_e(T_{SD}) = a_{gr} \gamma_I S \eta 2.5 = 0.24 * 9.81 * 1.2 * 1.15 * 1 * 2.5 = 8.12 \text{ m/s}$$

$$S_{De}(T_{SD}) = S_e(T_{SD}) \left(\frac{T_{SD}}{2\pi}\right)^2 = 0.09 < 0.157m$$

Ο έλεγχος μετακινήσεων συνεπώς ικανοποιείται

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι οι επάλξεις διαθέτουν ικανοποιητική ευστάθεια και είναι σε θέση να φέρουν τα σεισμικά φορτία του Κανονισμού με ασφάλεια.

#### 4.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΜΕΛΕΤΗΣ

Η παρούσα έκθεση περιέγραψε τις παραδοχές, τη μεθοδολογία και τα αποτελέσματα των στατικών αναλύσεων για την μελέτη επάρκειας και ενισχύσεων του ενετικού προμαχώνα του Κάστρου Πάτρας.

Ο υφιστάμενος φορέας κρίθηκε ανεπαρκής να φέρει με ασφάλεια τα φορτία του Κανονισμού. Αυτό διότι αναπτύσσει υψηλές τιμές εφελκυστικών τάσεων, οι οποίες αναμένεται να επιφέρουν εκτεταμένη ρηγματώση της τοιχοποιίας, καθώς επίσης αστοχεί στον έλεγχο της κινηματικής ανάλυσης έναντι ανατροπής εκτός επιπέδου.

Μετά την εφαρμογή των προτεινόμενων επεμβάσεων παρατηρήθηκε αισθητή μείωση των αναπτυσσόμενων τάσεων, οι οποίες υποδηλώνουν την ανάπτυξη Σημαντικών βλαβών σε περίπτωση σεισμού που είναι και ο επιθυμητός στόχος (Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών). Μέρος των ρηγματώσεων που αναμένονται, θα παραληφθούν από το πλέγμα ενίσχυσης που θα τοποθετηθεί σημειακά σε αφανή τμήματα της λιθοδομής. Επίσης στην περίπτωση της κινηματικής ανάλυσης ο φορέας ικανοποίησε τις απαιτήσεις του EC8-3 για την Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών (Significant Damage), όσον αφορά τον έλεγχο μετακινήσεων.

Συνεπώς προκύπτει ότι οι προτεινόμενες επεμβάσεις βελτιώνουν ικανοποιητικά την συμπεριφορά του τείχους και του επιτρέπουν να φέρει με ασφάλεια τα οριζόμενα από τον Κανονισμό στατικά και σεισμικά φορτία.

## 5. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Με βάση τις στατικές αναλύσεις που συνοδεύουν την μελέτη, αντιμετωπίστηκαν δύο βασικά θέματα στατικής και γεωτεχνικής διερεύνησης της ασφάλειας του προμαχώνα.

Καταρχήν ελέγχθηκε η ευστάθεια του πύργου σε σχέση με τον ευρύτερο περιβάλλοντα χώρο του μνημείου και στην συνέχεια η αντοχή και οι παραμορφώσεις του λίθινου πύργου.

Τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά για τις αναλύσεις του μνημείου ως τοίχου αντιστήριξης λήφθηκαν από την γεωτεχνική έρευνα που μας χορήγησε η Υπηρεσία.

Για την ευστάθεια του πύργου απαιτήθηκαν οι παρακάτω επεμβάσεις:

### Μέτρα ταπείνωσης του φρεάτιου ορίζοντα και αποτροπής διείσδυσης των ομβρίων στο επίχωμα του Προμαχώνα

Δημιουργείται στραγγιστήριο ανάντη του Προμαχώνα. Τοποθετείται στεγανή μεμβράνη κατάλληλα αποχετευόμενη εντός του επιχώματος του. Αυτό συνδυάζεται με την προτεινόμενη αποχωμάτωση του προμαχώνα και την επανεπίχωση του με οπλισμένα επιχώματα.

### Μέτρα αποφυγής αστοχίας από το έδαφος

Προτείνεται δακτύλιος από οπλισμένο σκυρόδεμα σε επαφή με την τοιχοποιία του προμαχώνα κάτω από την σημερινή στάθμη εδάφους. Για λόγους ασφάλειας του μνημείου και της εργασίας δεν προτείνεται η υποθεμελίωση του. Πριν την σκυροδέτηση της δοκού θα γίνει καθαρισμός της επιφάνειας των θεμελίων που θα αποκαλυφθεί, και βαθύ αρμολόγημα με ισχυρό κονίαμα. Στη συνέχεια και για λόγους ευστάθειας του πρानούς του λόφου του προμαχώνα προτείνεται η κατασκευή πασαλοστοιχίας σε απόσταση από το μνημείο για την αποτροπή πιθανών κύκλων ολίσθησης. Το διάστημα μεταξύ της δοκού του προμαχώνα και του κεφαλόδεσμου της πασαλοστοιχίας θα επιχωθεί με ευμεγέθεις λίθους ώστε να δημιουργήσει ένα αντίβαρο στον πόδα του προμαχώνα και μια εξυγίανση του εδάφους στην έδραση. Για την εξασφάλιση της παρεμπόδισης της ολίσθησης του τοίχου του προμαχώνα προτείνεται η σποραδική σύνδεση της δοκού των θεμελίων με την δοκό του κεφαλόδεσμου με ακτινικά τμήματα λωρίδων λιθοδομής.

Οι γεωτεχνικές αυτές κατασκευές θα καλυφθούν από επιφανειακή στρώση εδάφους τουλάχιστον 70 εκατοστών ώστε να μην εμποδίζεται η χαμηλή βλάστηση.

### Μέτρα μείωσης των ωθήσεων

Για την μείωση των ωθήσεων της επίχωσης εντός του προμαχώνα επί της λιθοδομής προτείνεται η ανακατασκευή των τριών προς τα πάνω μέτρων της σημερινής επίχωσης ως οπλισμένου επιχώματος με το ίδιο εδαφικό υλικό. Τα επιχώματα αυτά θα κατασκευαστούν οπλισμένα με το δικτυωτό κατάλληλα προστατευμένο από την διάβρωση πλέγμα ενδεικτικού τύπου GREENTERRAMESH της Maccaferri. Θα κατασκευαστούν σε στρώσεις με ύψος περίπου 50 εκατοστών με τα υλικά της αποχωμάτωσης ανακατεμένα σε αναλογία 4 προς 1 με επιλεγμένα θραυστά υλικά μεταβατικού επιχώματος και με συμπίεση ανά στρώση με μικρό δονητικό οδοστρωτήρα. Έχει εφαρμογή η σχετική Εθνική Προδιαγραφή ΕΛΟΤ 1501-11-02-05-00:2009 Έργα αντιστηρίξεως από οπλισμένη γη, καθώς και οι οδηγίες του

προμηθευτή. Η ανακατασκευή θα συνδυαστεί όπως αναφέρθηκε και με την τοποθέτηση στεγανής μεμβράνης κατάλληλα αποστραγγιζόμενης εντός του προμαχώνα.

Με τον ίδιο τρόπο θα ανακουφιστούν και οι ωθήσεις του μικρότερου τοίχου αντιστήριξης προς τον δρόμο. Η αποχωμάτωση εδώ θα γίνει σε βάθος 2 μέτρων και η κατασκευή των οπλισμένων επιχωμάτων με τον ίδιο όπως παραπάνω τρόπο.

Μέτρα επισκευής των τοιχοποιιών

Θα εφαρμοστούν οι συνήθεις τεχνικές αποκατάστασης και βελτίωσης των τοιχοποιιών. Η εσωτερική αποχωμάτωση του προμαχώνα και τοι τοίχου αντιστήριξης ,επιτρέπει επεμβάσεις και από το εσωτερικό της τοιχοποιίας. Των παρακάτω προτεινόμενων εργασιών θα πρέπει να προηγηθεί καλός καθαρισμός των τοιχοποιιών με ήπια υδροβολή και μηχανικό καθαρισμό.

1. Συρραφή εμφανών ρωγμών με λαξευτά λίθινα κλειδιά
2. Στοκάρισμα των αρμών με κονίαμα λευκού τσιμέντου, ποζολάνης και τριμμένη πέτρα για επίτευξη της κατάλληλης απόχρωσης.
3. Μετά το στοκάρισμα και της πίσω πλευράς κατά το ορατό της μέρος θα γίνουν ενέματα μέσω σωληνίσκων και από τις δύο πλευρές της τοιχοποιίας.
4. Το ένεμα θα είναι από λευκό τσιμέντο υδράσβεστο και ποζολάνη.
5. Μία ενδεικτική σύνθεση ενέματος είναι:

<b>1α</b>	Τσιμέντο	<b>1</b>	<b>ΡΕΥΣΤΟΤΗΤΑ:</b> 9,5 sec <b>ΔΙΕΙΣΔΥΤΙΚΟΤΗΤΑ:</b> 2,6 sec <b>ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑ ΟΓΚΟΥ:</b> 1.3% κάθηση  <b>ΠΟΡΩΔΕΣ (%) (7ημ.):</b> 50.7%  <b>E.B.:</b> 0.921
	Υδράσβεστος ΚΥΚΝΟΣ	<b>1</b>	
	Θηρ. γη (αλεσμένη, συγκρ. στο κόσκινο 45μm 10%)	<b>1</b>	
	Ρευστοποιητής RHEOBUILD		
	1-2: 1% κ.β. κονιών		
	Λόγος Ν/Κ: 0.83		

6. Γενικά για τα κονιάματα δομής που θα απαιτηθούν τόσο για τις τοπικές επαναδομήσεις των αποδιοργανωμένων λιθοδομών όσο και κατά τα διάφορα αρμολογήματα θα χρησιμοποιηθεί ασβεστοκονίαμα με λεπτόκοκκο ασβεστολιθικό αδρανές σε αναλογία 1:3 . Είναι πιθανή η προσθήκη έγχρωμης χαλαζιακής άμμου ή ανόργανης χρωστικής ουσίας για την επίτευξη κατάλληλης απόχρωσης. Η συγκολλητική ύλη θα είναι υδαρής κονία από υδροξείδιο του ασβεστίου και ανθρακικό ασβέστιο και προσθήκη 10% τσιμέντων χαμηλών αλκαλίων (λευκού) και 10% ποζολάνης. Ο ασβεστοπολτός που θα χρησιμοποιηθεί θα προκύπτει από



πέτρωμα απαλλαγμένο Νατρίου και χαμηλής περιεκτικότητας Δολομιτικών (Μαγνησιακών) αλάτων.

Η εσωτερική αποχωμάτωση και η εκσκαφή στη βάση του προμαχώνα για την ενίσχυση των θεμελίων με την δοκό σκυροδέματος μας επιτρέπει να επέμβουμε στις επιφάνειες που θα αποκαλυφθούν. Για την επιφάνεια των θεμελίων προτείνεται ο επιμελής καθαρισμός της τοιχοποιίας, το βαθύ της αρμολόγημα και η κατασκευή μιας στρώσης επιχρίσματος οπλισμένου με πλέγμα από υαλοίνες της SIKA ή της Kimia. Τα πλέγματα αυτά θα εφαρμοστούν με τα αντίστοιχα κονιάματα του κατασκευαστή τα οποία θα είναι με βάση την υδράβεστο και με ελάχιστη αντοχή M10. Αντίστοιχη λύση θα εφαρμοστεί και στο εσωτερικό του προμαχώνα στο ύψος της αποκαλυπτόμενης τοιχοποιίας. Και στις δύο περιπτώσεις θα υπάρχουν σποραδικές αγκυρώσεις του πλέγματος με ανοξείδωτα αγκύρια όπως εμφανίζεται στα σχέδια.

Οι παραπάνω εργασίες θα εκτελεστούν σύμφωνα με τις προδιαγραφές της ΔΑΒΜΜ και τις παρακάτω πρότυπες εθνικές προδιαγραφές:

<b>14-02</b>	<b>Φέρουσες Τοιχοποιίες</b>		
416	<b>14-02-01-02</b>	Καθαρισμός επιφάνειας τοιχοποιίας	Clearing of masonry surface
417	<b>14-02-01-03</b>	Διεύρυνση αρμών τοιχοποιίας	Widening of masonry joints
418	<b>14-02-02-01</b>	Τοπική αφαίρεση τοιχοποιίας με μηχανικά μέσα	Partial masonry wall demolition with mechanical tools
419	<b>14-02-02-02</b>	Τοπική αφαίρεση τοιχοποιίας με εργαλεία χειρός	Partial wall demolition with hand tools
421	<b>14-02-04-00</b>	Αποκατάσταση τοιχοποιίας με εφαρμογή ενεμάτων	Masonry retrofitting with grouting
422	<b>14-02-05-01</b>	Επισκευές μεγάλων ρωγμών τοιχοποιίας με σποραδική αντικατάσταση των λιθοσωμάτων κατά μήκος αυτών (λιθοσυρραφή)	Repair of wide masonry cracks with sparse replacement of masonry units across the cracks
423	<b>14-02-05-02</b>	Επισκευές μεγάλων ρωγμών τοιχοποιίας με λεπτές οπλισμένες ζώνες συρραφής	Repair of wide masonry cracks with wall-stitching
424	<b>14-02-07-00</b>	Ενίσχυση υπάρχουσας τοιχοποιίας με την εφαρμογή νέου υψηλής αντοχής ή/και οπλισμένου επιχρίσματος	Existing masonry strengthening with a new, high strength and/or reinforced render or plaster

Ο Συντάξας

Σύμβουλοι Πολιτικοί Μηχανικοί ΑΡΗΣ Χ.  
Ιδιωτική Κεφαλαιουχική Εταιρεία  
ΔΑΣΚΑΛΟΓΙΑΝΝΗΣ 6, ΡΕΘΥΜΝΟ 74100  
ΤΗΛ: 6973995888  
ΑΦΜ: 800515600 ΔΟΥ ΡΕΘΥΜΝΟΥ  
e-mail: chatzidakisaris@gmail.com