

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζει την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου κτιρίου λιθοδομής από φέρουσα τοιχοποιία όταν σε αυτό προσκρούει ένα κύμα tsunami. Η ανάλυση έχει γίνει χρησιμοποιώντας ξένους κανονισμούς, όπως τον FEMA 55, FEMA 646, SMBTR και CCH 2000.

Η εργασία αποτελείται από πέντε κεφάλαια. Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται εκτενής αναφορά στο θεωρητικό υπόβαθρο, πάνω στο οποίο βασίστηκε η εκπόνηση της εργασίας. Παρουσιάζονται τα γενικά χαρακτηριστικά ενός κύματος tsunami (κυματικά χαρακτηριστικά, γενεσιουργές αιτίες, κ.ά.), γίνεται αναφορά σε όλα τα καταγεγραμμένα tsunami που έχουν συμβεί στον ελλαδικό χώρο τα τελευταία τρεις χιλιάδες χρόνια (για τα παλιότερα περιστατικά τα δεδομένα που υπάρχουν είναι προφανώς πιο περιορισμένα και λιγότερο ακριβή) και στη συνέχεια αναλύονται οι δυνάμεις που μπορεί να ασκηθούν σε ένα κτίριο εξαιτίας ενός tsunami.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μία σύντομη περιγραφή των δυνατοτήτων του προγράμματος SAP2000 v15, με το οποίο έγινε η ανάλυση του κτιρίου.

Στο επόμενο κεφάλαιο γίνεται μία λεπτομερής περιγραφή του εξεταζόμενου κτιρίου, των υλικών του και του προσομοιώματός του στον ηλεκτρονικό υπολογιστή.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων και με βάση το δυσμενέστερο συνδυασμό κρίνεται η επάρκεια του φορέα. Παρουσιάζονται λεπτομερώς οι τοίχοι στους οποίους προσκρούει το tsunami για αστοχία σε εκτός επιπέδου κάμψη και οι εγκάρσιοι σε αυτούς για εντός επιπέδου διάτμηση και κάμψη, καθώς αυτοί είναι που καταπονούνται περισσότερο.

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται μια σύντομη αναφορά στα σύνθετα υλικά (FRP) και στις ιδιότητές τους. Υπολογίζονται έπειτα οι ενισχύσεις οι οποίες κρίνονται απαραίτητες για τη βελτίωση της συμπεριφοράς του εξεταζόμενου κτιρίου απέναντι στις δυνάμεις που δέχεται εξαιτίας του tsunami.

Τελικά, γίνεται σχολιασμός των αποτελεσμάτων και προτάσεις για την καλύτερη δυνατή προφύλαξη των κτιρίων έναντι tsunami.

ABSTRACT

The objective of the current dissertation is to assess the resistance of an existing masonry building to impact of a tsunami wave. The analysis has been done by using various international regulations, like FEMA 55, FEMA 646, SMBTR and CCH 2000.

The project consists of five chapters. In the first one, a detailed report is made around the theoretical background, on which the elaboration of this project was based. The general characteristics of a tsunami wave are presented (wave characteristics, source causes, etc.), all the tsunami events that occurred in Greece in the last three thousand years are reported (for the older events the data that exist are obviously limited and less accurate) and in the end all the potential tsunami induced forces are presented thoroughly.

The second chapter presents a brief description of the possibilities of the program SAP2000 v15, which was used for the analysis of the building that was reinforced with this work.

The next chapter contains a detailed description of the examined building, its materials and its simulation on the computer.

In the fourth chapter the results of the analysis for the various combinations of load are presented. Then the adequacy of the building is evaluated based on the worst load combination. The walls which are hit by the tsunami wave are examined in detail under out of plane bending and the perpendiculars to them are examined in in-plane shear and bending.

The fifth chapter contains a brief report in composite materials (FRP) and their properties. Then, the necessary reinforcement for the improvement of the behavior of the examined building against the tsunami-induced forces is calculated.

Finally, there is commentary on the results and recommendations for the best possible protection of buildings against tsunami waves.

Περιεχόμενα

ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	6
1. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ TSUNAMI ΚΑΙ ΕΥΡΕΣΗ ΦΟΡΤΙΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	8
1.1 Γενικά στοιχεία για τα tsunami.....	8
1.2 Κυματικά χαρακτηριστικά των tsunami	9
1.3 Τα tsunami στην Ελλάδα.....	11
1.4 Φορτία λόγω tsunami	29
1.4.1 Γενικά	29
1.4.2 Υδροστατικές Δυνάμεις.....	33
1.4.3 Δυνάμεις άνωσης.....	35
1.4.4 Υδροδυναμικά φορτία	37
1.4.5 Ωστικές δυνάμεις	45
1.4.6 Δύναμη πρόσκρουσης συντριμμιών	47
1.4.7 Δυνάμεις συγκέντρωσης συντριμμιών	51
1.4.9 Δυνάμεις ανύψωσης στα ανώτερα πατώματα.....	53
1.4.10 Επιπλέον φορτία λόγω παρακράτησης νερού	56
1.5 Συνδυασμός δυνάμεων tsunami	57
1.5.1 Συνδυασμοί δυνάμεων σε ολόκληρο το κτίριο	58
1.5.2 Συνδυασμοί δυνάμεων tsunami σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία	60
1.5.3 Συνδυασμός φορτίσεων.....	61
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ SAP2000	62
2.1 Γενικά	62
2.2 Θεωρητικό υπόβαθρο	63
2.2.1 Τάση και ένταση.....	63
2.2.1 Τοπικά και καθολικά συστήματα αξόνων.....	64
2.2.1 Διαδικασία υπολογισμών	65
2.3 Τύποι ανάλυσης.....	65
2.3.1 Στατική ανάλυση	66
2.3.2 Δυναμική ανάλυση ιστορίας.....	66
3. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΦΟΡΕΑ.....	67
3.1 Περιγραφή του κτιρίου	67

3.2 Υλικά.....	68
3.2.1 Αρχική τοιχοποιία	68
3.2.2 Ενισχυμένη με ενέματα τοιχοποιία	68
3.2.3 Ωπλισμένο Σκυρόδεμα.....	69
3.3 Φορτία	69
3.4 Εισαγωγή του φορέα στο πρόγραμμα SAP2000	70
4. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....	71
4.1 Γενική περιγραφή της διαδικασίας	71
4.2 Υπολογισμός ιδιοπεριόδων-ιδιομορφών κατασκευών.....	71
4.2.1 Αρχικό κτίριο	71
4.2.2 Κτίριο με ενισχυμένη τοιχοποιία	72
4.3 Αποτελέσματα αναλύσεων για tsunami.....	72
4.3.1 Υψόμετρο σχεδιασμού διείσδυσης	72
4.3.2 Υπολογισμός Δυνάμεων.....	75
4.3.2.1 Δύναμη λόγω υδροστατικών πιέσεων.....	76
4.3.2.2 Υδροδυναμικά φορτία	76
4.3.2.3 Ωστικές δυνάμεις	77
4.3.2.4 Δυνάμεις πρόσκρουσης	78
4.3.2.5 Δυνάμεις άνωσης.....	79
4.3.3 Ανάλυση κτιρίου με SAP2000	80
4.3.3.1 Αποτελέσματα για $0,9G + F_b$	80
4.3.3.2 Αποτελέσματα για $0,9G + F_s$	81
4.3.3.3 Αποτελέσματα για $0,9G + F_h$	88
4.3.3.4 Αποτελέσματα για $0,9G + F_d + F_i$	95
4.4 Αντοχές της τοιχοποιίας	101
4.4.1 Αντοχή σε εκτός επιπέδου κάμψη	103
4.4.2 Αντοχή σε εντός επιπέδου διάτμηση.....	105
4.4.3 Αντοχή σε εντός επιπέδου κάμψη	106
5. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ	108
5.1 Χαρακτηριστικά των σύνθετων υλικών	108
5.2 Ενίσχυση τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά.....	112
5.3 Υπολογισμός απαιτούμενης ενίσχυσης.....	116

5.3.1 Υπολογισμός κατακόρυφης ενίσχυσης.....	117
5.3.2 Υπολογισμός οριζόντιας ενίσχυσης	122
6. ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	126
Α. ΚΑΤΟΨΕΙΣ ΚΑΙ ΟΨΕΙΣ ΚΤΙΡΙΟΥ	128
Β. ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ ΚΑΙ ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ ΦΟΡΕΩΝ.....	133
Γ. ΑΠΟΔΕΙΞΕΙΣ ΣΧΕΣΕΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ.....	140

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ένα κύμα ύψους αρκετών μέτρων εισχωρεί στην ακτή και παρασύρει ό,τι βρεθεί μπροστά του. Αυτό παλιότερα μπορούσε να αποτελέσει μόνο μέρος από ταινία επιστημονικής φαντασίας, τώρα φαίνεται να αποτελεί μια πολύ πιθανή απειλή. Η εντύπωση που κυριαρχεί αυτή τη στιγμή τόσο στην κοινή γνώμη όσο και στην πλειοψηφία της επιστημονικής κοινότητας είναι ότι κύματα tsunami είτε δεν είναι δυνατόν να πλήξουν τον ελλαδικό χώρο είτε είναι εξαιρετικά απίθανο να συμβεί κάτι τέτοιο. Η αλήθεια είναι ότι η πλειονότητα των κυμάτων tsunami λαμβάνουν χώρα στις περιωκεάνιες περιοχές και ειδικότερα σε αυτές του Ειρηνικού. Ωστόσο tsunami μπορούν να εμφανιστούν σε όλους σχεδόν τους ωκεανούς αλλά και σε πολλές θάλασσες και μπορούν να προκαλέσουν καταστροφές ακόμα και όταν είναι μικρής κλίμακας.

Τα πιο πρόσφατα χαρακτηριστικά παραδείγματα της καταστροφικής δύναμης των tsunami είναι αυτά που συνέβησαν στον Ινδικό ωκεανό το 2004 και στην Ιαπωνία το 2011. Η πρόσκρουση ενός tsunami σε ένα κτίριο μπορεί να δημιουργήσει πολύ μεγάλες δυνάμεις για τις οποίες δυστυχώς οι πληροφορίες αυτή τη στιγμή είναι αρκετά περιορισμένες. Μέχρι πρόσφατα ακόμα και για κτίρια που βρίσκονται στη Βόρεια Αμερική, ο σχεδιασμός τους για tsunami δεν κρινόταν απαραίτητος. Τα πρόσφατα γεγονότα ωστόσο, έχουν αποδείξει τις ακραίες και συχνά πολύ καταστροφικές συνέπειες που προκύπτουν κατά τη διάρκεια ενός tsunami σε παράκτιες περιοχές.

Βέβαια, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, tsunami είναι πολύ πιθανόν να πλήξουν - όπως και έχει γίνει ήδη πολλές φορές άλλωστε στο παρελθόν - τις ελληνικές ακτές. Μάλιστα, πολλά από αυτά ήταν πολύ καταστροφικά δημιουργώντας σοβαρές κοινωνικές και οικονομικές επιπτώσεις καθώς είχαν σαν αποτέλεσμα την καταστροφή πολλών κτιρίων και την απώλεια αρκετών ανθρώπινων ζωών.

Κύματα tsunami μπορεί να προκληθούν από διάφορους λόγους, όπως υποθαλάσσιους σεισμούς, ηφαιστειακές εκρήξεις, κατολισθήσεις. Παρόλα αυτά η πλειοψηφία των tsunami προκαλείται από μια κατακόρυφη άνοδο του πυθμένα της θάλασσας που προκαλείται από ένα σεισμικό γεγονός. Η κατακόρυφη αυτή εκτόπιση ενός τόσο μεγάλου όγκου νερού δημιουργεί κύματα tsunami τα οποία διαδίδονται σε πολύ μεγάλη ταχύτητα για χιλιάδες χιλιόμετρα. Η ταχύτητα των κυμάτων αυτών φτάνουν στους ωκεανούς τα εκατοντάδες χιλιόμετρα ανά ώρα.

Βέβαια, καθώς ένα κύμα tsunami προχωράει προς την ακτογραμμή και το βάθος του νερού μειώνεται, “συμπιέζεται” από την κλίση του βυθού, οπότε το ύψος του αυξάνεται ενώ η ταχύτητά του μειώνεται. Ανάλογα με την παράκτια βαθυμετρία τα κύματα από tsunami θραύονται πριν την ακτή και προχωρούν πλημμυρίζοντας τις μέσα περιοχές με τη μορφή ενός υδραυλικού κύματος, παρόμοιο με αυτό που παράγεται από τη θραύση ενός φράγματος. Αυτό το υδραυλικό κύμα που διαδίδεται προς την ακτογραμμή μοιάζει με ένα αφρώδη και τυρβώδη τοίχο νερού. Στην περίπτωση αυτή το κύμα χάνει τελείως τη μορφή του λόγω της θραύσης που υφίσταται.

Το εύρος της ηπειρωτικής υφαλοκρηπίδας, το αρχικό σχήμα του κύματος και το μήκος κύματος του tsunami είναι όλα τους παράμετροι που καθορίζουν τον τρόπο θραύσης του κύματος. Ένα θραυσμένο κύμα ταξιδεύει προς τη ξηρά, και ανάλογα με την παράκτια τοπογραφία, μπορεί να πλήξει σημαντικά τα κτίσματα τα οποία βρίσκονται στο δρόμο του. Τα κτίρια που είναι κοντά στην ακτή είναι ιδιαίτερα ευάλωτα σε κύματα tsunami και την επακόλουθη πλημμύρα. Επιπλέον, οι μηχανισμοί των υδροδυναμικών δυνάμεων που παράγονται από κύματα tsunami, διαφέρουν σημαντικά από εκείνους που οφείλονται σε κύματα λόγω καταιγίδων, θυελλών και άλλων ακραίων φαινομένων. Η αύξηση στη στάθμη του νερού κατά τη διάρκεια μιας πλημμύρας λόγω μιας θύελλας γίνεται μέσα σε αρκετές ώρες, σε αντίθεση με αυτή λόγω tsunami που γίνεται μέσα σε λίγα δευτερόλεπτα.

Για τον καθορισμό του μεγέθους και του τρόπου εφαρμογής των δυνάμεων λόγω tsunami καθοριστικής σημασίας είναι τρεις παράγοντες : 1) το πλημμυρικό βάθος 2) ταχύτητα ροής 3) διεύθυνση ροής. Αυτές οι παράμετροι κυρίως εξαρτώνται από : α) το ύψος κύματος του tsunami και την περίοδο του β) παράκτια τοπογραφία. Η εκτίμηση της ταχύτητας ροής και της διεύθυνσης είναι γενικά πιο δύσκολες. Η ταχύτητα ροής μπορεί να ποικίλει σε ένταση, ενώ η διεύθυνση μπορεί επίσης να ποικίλει εξαιτίας των τοπογραφικών ιδιομορφιών αλλά και των πιθανών εμποδίων που ενδέχεται να αντιμετωπίσει το κύμα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

1. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ TSUNAMI ΚΑΙ ΕΥΡΕΣΗ ΦΟΡΤΙΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

1.1 Γενικά στοιχεία για τα tsunami

Η λέξη tsunami προέρχεται από τις ιαπωνικές λέξεις “tsu” και “nami” που σημαίνουν “λιμάνι” και “κύμα” αντίστοιχα. Ο όρος αυτός αναφέρεται σε μεγάλα κύματα βαρύτητας, τα οποία δημιουργούνται από σφοδρές διαταραχές της θαλάσσιας μάζας. Παλιότερα, αυτά τα κύματα αποκαλούνταν και ως <<παλιρροϊκά κύματα>>, πράγμα που βέβαια δεν ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα. Τα παλιρροϊκά κύματα οφείλονται κυρίως στις βαρυτικές επιδράσεις της σελήνης και του ήλιου, ενώ τα tsunami, που ναι μεν επηρεάζονται από το ύψος της παλίρροιας της περιοχής που πλήττουν, οφείλουν τη δημιουργία τους σε τελείως διαφορετικούς μηχανισμούς.

Η συνηθέστερη αιτία που οδηγεί στη δημιουργία tsunami είναι οι σεισμοί. Αυτοί στην πλειοψηφία τους είναι υποθαλάσσιοι, σεισμικού μεγέθους μεγαλύτερου των 6,5 βαθμών της κλίμακας Richter και εστιακού βάθους μικρότερου από 50 km. Tsunami βέβαια, δεν δημιουργούνται από όλους τους σεισμούς που πληρούν τα παραπάνω χαρακτηριστικά, αφού καθοριστικό ρόλο παίζει ο τρόπος και το μέγεθος της μετατόπισης της υγρής μάζας.

Ένα δεύτερο φαινόμενο που μπορεί να οδηγήσει στη δημιουργία ενός tsunami, είναι οι ηφαιστειακές εκρήξεις. Οι εκρήξεις αυτές μπορούν να δημιουργήσουν μεγάλες αναταράξεις στην επιφάνεια των ωκεανών καθώς εκλύονται τεράστια ποσά ενέργειας. Τα tsunami που οφείλονται σε ηφαιστειογενείς εκρήξεις μπορούν να αποβούν αρκετά καταστρεπτικά φτάνοντας πολύ μεγάλα ύψη. Άλλωστε, είναι σε όλους γνωστό το tsunami που δημιουργήθηκε λόγω της ηφαιστειακής έκρηξης στη σημερινή Θήρα (Σαντορίνη) γύρω στον 15^ο αιώνα π.Χ. το οποίο αφάνισε μεγάλο μέρος του τότε πολιτισμού, με κύματα που εικάζεται ότι ξεπερνούσαν τα 30 μέτρα σε ύψος.

Ένας σπανιότερος μηχανισμός ο οποίος προκαλεί tsunami είναι αυτός των κατολισθήσεων. Μεγάλοι όγκοι εδάφους μπορεί να ολισθήσουν λόγω απώλειας συνοχής του υλικού και να δημιουργήσουν αρκετά μεγάλα κύματα τα οποία είναι ικανά να δημιουργήσουν σημαντικές ζημιές. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι σεισμοί

είναι πολύ πιθανόν να προκαλέσουν μια κατολίσθηση η οποία με τη σειρά της να προκαλέσει τη δημιουργία ενός tsunami.

1.2 Κυματικά χαρακτηριστικά των tsunami

Abstract

“Tsunamis are long-period water waves generated by undersea shallow-focus earthquakes or by undersea crustal displacements (subduction of tectonic plates), landslides, or volcanic activity. Tsunamis can travel great distances, undetected in deep water, but shoaling rapidly in coastal waters and producing a series of large waves capable of destroying harbor facilities, shore protection structures, and upland buildings... Coastal construction in tsunami hazard zones must consider the effects of tsunami runup, flooding, erosion, and debris loads. Designers should also be aware that the “rundown” or return of water to the sea can also damage the landward sides of structures that withstood the initial runup.”

(Federal Emergency Management Agency published Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, FEMA P646)

Στην ανοιχτή θάλασσα τα κύματα αυτά ταξιδεύουν με ταχύτητες που μπορούν να φτάσουν τα 800 km την ώρα, ενώ η απόσταση δύο διαδοχικών κορυφών (μήκος κύματος) μπορεί να υπερβεί τα 100 km και η περίοδός τους είναι σχεδόν 1 ώρα. Το ύψος των κυμάτων στα βαθιά νερά είναι λιγότερο από ένα μέτρο, αλλά όταν τα κύματα εισέρχονται σε ρηχά παράκτια ύδατα επιβραδύνονται σε λιγότερο από 60 km την ώρα, ενώ το ύψος τους αυξάνεται και μπορεί να φτάσει τα 15 μέτρα.

Καθώς πλησιάζει ένα κύμα tsunami κοντά στην ακτή, συνήθως η στάθμη της θάλασσας υποχωρεί αρχικά αποκαλύπτοντας έτσι τους υφάλους και ερημώνοντας τις παραλίες που γεμίζουν με ψάρια. Στην περίπτωση του tsunami που έπληξε το Hilo το 1923, οι άνθρωποι βλέποντας τις παραλίες γεμάτες με ψάρια κατά την

πρώιμη πτώση της στάθμης της θάλασσας έτρεξαν να τα μαζέψουν και έτσι πνίγηκαν από τα μεγάλα κύματα που ακολούθησαν.

Σε άλλες περιπτώσεις tsunami, μπορεί να παρατηρηθεί λίγο πριν από την άφιξη του κυρίως κύματος, άνοδος της στάθμης της θάλασσας. Οι ακολουθίες των κυμάτων tsunami ποικίλουν και συνήθως κυμαίνονται μεταξύ των 10 και 30 λεπτών. Συνήθως, ο χρόνος αυτός είναι αρκετός για να διαφύγουν οι άνθρωποι σε υψηλότερα επίπεδα μετά το πρώτο κύμα. Το μέγεθος της επίκλησης και της απόσυρσης των κυμάτων διαφέρει από περιοχή σε περιοχή κατά μήκος μιας ακτογραμμής ανάλογα με το βάθος των υδάτων σε κάθε σημείο αλλά και άλλους παράγοντες. Για το λόγο αυτό ο κίνδυνος δεν προέρχεται πάντα από την πρώτη ακολουθία κυμάτων όσο σφοδρή και αν είναι αυτή. Χαρακτηριστικά αναφέρεται ότι στη Χαβάη το 1946, οι μεγαλύτερες καταστροφές σε ορισμένες θέσεις προκλήθηκαν από την όγδοη ακολουθία κυμάτων.

Στους ωκεανούς, όπως στον Ειρηνικό για παράδειγμα, όπου το βάθος φθάνει τα 5km, η αντίστοιχη ταχύτητα σε αυτό το βάθος φτάνει ως και τα 1000km/hr (σχεδόν δηλαδή, όσο και η ταχύτητα του ήχου!).

Καθώς ένα κύμα tsunami φθάνει σε περιοχές ρηχών υδάτων κοντά σε νησιά, η ταχύτητά του μειώνεται απότομα, ενώ ταυτόχρονα το ύψος του κύματος αυξάνεται κατά πολύ και πολλές φορές υπερβαίνει τα 25 μέτρα. Η περίοδος όμως του κύματος παραμένει σταθερή και το μήκος κύματος μειώνεται.

Τα tsunami περικλείουν μεγάλα ποσά ενέργειας λόγω του όγκου του νερού που μεταφέρουν και είναι ικανά να παρασύρουν και να καταστρέψουν ό,τι βρουν στο πέρασμά τους. Σε μια παράκτια περιοχή, η επικινδυνότητά τους εξαρτάται από το μέγεθος του κύματος, το οποίο με τη σειρά του επηρεάζεται από διάφορους παράγοντες όπως είναι η απόσταση από την πηγή που το προκάλεσε, η παράκτια γεωμορφολογία της περιοχής, αλλά και τα χαρακτηριστικά του ανθρωπογενούς περιβάλλοντος που θα συναντήσει το κύμα καθώς θα προσπαθεί να αναρριχηθεί στα ενδότερα.

Τα πιο καταστροφικά tsunami είναι αυτά που δημιουργούνται από υποθαλάσσιους σεισμούς ή από ηφαιστειακές εκρήξεις. Το ενεργειακό περιεχόμενο αυτών είναι τόσο μεγάλο που τους δίνει τη δυνατότητα να ταξιδεύουν από τη μια άκρη του ωκεανού στην άλλη. Τα tsunami που οφείλονται σε κατολισθήσεις δεν έχουν τη δυνατότητα τόσο μεγάλης διάδοσης. Όμως στην περιοχή της κατολίσθησης συχνά αποκτούν μεγάλο ύψος, γίνονται βίαια και μπορούν να αποβούν καταστροφικά τοπικά.

1.3 Τα tsunami στην Ελλάδα

Όπως είχε αναφερθεί και εισαγωγικά, συνήθως το πρόβλημα των καταστροφών που προκαλούνται από tsunami παρουσιάζεται στις περιωκεάνιες περιοχές και ειδικότερα σε αυτές του Ειρηνικού. Γι' αυτό το λόγο επικρατεί η εντύπωση ότι ο ελλαδικός χώρος δεν κινδυνεύει από αντίστοιχα φαινόμενα. Η άποψη αυτή βέβαια, είναι τελείως λανθασμένη, καθώς θα μπορούσαμε να ισχυριστούμε ακριβώς το αντίθετο. Ότι δηλαδή, στον ελλαδικό χώρο λαμβάνουν χώρα αρκετά συχνά tsunami, κάποια από τα οποία είναι μάλιστα και αρκετά ισχυρά.

Χαρακτηριστικές είναι και οι δηλώσεις που έγιναν πρόσφατα από το Γερμανό καθηγητή του Aachen, Klaus Reicherter ο οποίος δήλωσε: << Τα προηγούμενα 5000 χρόνια σημειώθηκαν επανειλημμένα tsunami στη βόρειο Ελλάδα... Σύμφωνα με αυτές τις έρευνες, κύματα ύψους τριών έως και πέντε μέτρων θα μπορούσαν να πλήξουν τις ακτές... Η βορειοανατολική ακτή θα πρέπει να συμπεριληφθεί στη λίστα των πλέον επικίνδυνων περιοχών για την εκδήλωση tsunami στην Ελλάδα. Μέχρι τώρα ήταν γνωστός ο κίνδυνος για tsunami στις νότιες ακτές της χώρας.>>

Σε αντίστοιχο μήκος κύματος ήταν και οι δηλώσεις του καθηγητή Υδραυλικής στο Πανεπιστήμιο της Νότιας Καλιφόρνια, Κώστα Συνολάκη: <<Ένας σεισμός με επίκεντρο τη ξηρά και μικρός σε μέγεθος, μπορεί να δώσει αρκετή επιτάχυνση σε σαθρά ιζήματα ώστε να γίνει μια υποθαλάσσια κατολίσθηση που θα δημιουργήσει ένα μεγάλο κύμα. Ο Κορινθιακός Κόλπος είναι μια από αυτές τις περιοχές.>> και συνεχίζει: << Τα νησιά στο κεντρικό Αιγαίο ίσως να διατρέχουν μεγαλύτερο κίνδυνο όταν γίνονται σεισμοί. Προς το παρόν όμως δεν μπορούμε να μιλήσουμε πιο συγκεκριμένα. Για να γίνει κάτι τέτοιο θα πρέπει να χαρτογραφηθεί με μεγάλη λεπτομέρεια ο ελληνικός βυθός. Αλλά οι έρευνες αυτές κοστίζουν και χρειάζονται πολύ χρόνο για να ολοκληρωθούν.>>

Από την αρχαιότητα μέχρι σήμερα, πολλά καταστροφικά tsunami έχουν πλήξει τα νησιά και την ηπειρωτική Ελλάδα. Οι μηχανισμοί γέννησης των tsunami στον ελληνικό χώρο είναι οι σεισμοί, οι κατολισθήσεις (που οφείλονται είτε σε σεισμούς είτε στην τυχαία απώλεια συνοχής του εδάφους) και η ηφαιστειακή δραστηριότητα.

Τις τελευταίες δεκαετίες γίνεται προσπάθεια από αρκετούς ερευνητές ώστε να καταγραφούν οι σεισμοί κατά tsunami στον ελληνικό χώρο και να δημοσιευθούν κατάλογοι με αυτά τα γεγονότα. Τα δεδομένα που χρησιμοποιούνται βασίζονται κυρίως σε ιστορικές πληροφορίες. Έτσι έχει προκύψει ο παρακάτω πίνακας ο οποίος μας δίνει πληροφορίες για τους τσουναμογόνους σεισμούς στην Ελλάδα και τη γύρω περιοχή και για τα tsunami που προκλήθηκαν από αυτούς (1. Οι Σεισμοί της Ελλάδας, Παπαζάχος 2003)

Νο	Ημερομηνία	φ_N°	λ_E°	M	Περιοχή της τσουναμογόνου πηγής	Θέση της μέγιστης έντασης που παρατηρήθηκε	K _o
1	[479 π.Χ.]	39.7	23.3	7.0	Λεκάνη Β. Αιγαίου	Ποτίδαια	III
2	426 π.Χ.	38.85	22.78	7.0	Μαλιακός Κόλπος	Σκάρφεια	V
3	373 π.Χ.	38.2	22.2	6.8	Δ. Κορινθιακός	Ελίκη	VI
4	58 π.Χ.	41.5	19.4	6.6	Αδριατική Θάλασσα	Δυρράχιο	III
5	[46 μ.Χ.]	36.4	25.4	6.5	Θήρα	Κρήτη	III
6	62 μ.Χ.	34.8	24.1	7.5	Ν. Κρήτης	Λεβήνη	IV
7	121	40.6	29.1	7.2	Θάλασσα Μαρμαρά	Νικομήδεια	II
8	142	36.3	29.0	7.5	Α. της Ρόδου	Ρόδος	IV
9	365, 21 Ιουλ.	35.2	23.4	8.3	Α. της Κρήτης	Μεθώνη	VI
10	368, 11 Οκτ.	40.4	29.3	7.0	Θάλασσα Μαρμαρά	Νίκαια	III
11	407, 1 Απρ.	40.9	28.8	6.7	Θάλασσα Μαρμαρά	Κωνσταντινούπολη	IV
12	447, 26 Ιαν.	40.8	28.5	7.1	Θάλασσα Μαρμαρά	Κωνσταντινούπολη	III+
13	477, 25 Σεπτ.	40.7	29.2	7.1	Θάλασσα Μαρμαρά	Κωνσταντινούπολη	III
14	[544]	42.0	28.2	7.0	Μαύρη Θάλασσα	Θράκη	III
15	551	38.8	22.8	6.8	Μαλιακός Κόλπος	Εχινός	IV
16	(556, Αύγ.)	36.8	27.3	7.0	Κως	Κως	IV+
17	740, 26 Οκτ.	40.9	28.2	7.5	Θάλασσα Μαρμαρά	Κωνσταντινούπολη	II
18	1265, 11 Αυγ.	40.7	27.3	6.6	Θάλασσα Μαρμαρά	Προικόννησος	II
19	1273, Μάρτ.	41.2	19.4	6.8	Αδριατική Θάλασσα	Δυρράχιο	II
20	1303, 8 Αυγ.	36.1	29.4	8.0	Α. της Ρόδου	Α. Μεσόγειος	VI
21	1332, 17 Ιαν.	40.8	28.9	6.8	Θάλασσα Μαρμαρά	Κωνσταντινούπολη	IV
22	1343, 18 Οκτ.	40.9	28.3	7.2	Θάλασσα Μαρμαρά	Κωνσταντινούπολη	IV+
23	1389, 20 Μαρτ.	38.7	26.2	6.7	Α. της Χίου	Χίος	IV

Πιν. 1.1 Tsunami που έχουν πλήξει την Ανατολική Μεσόγειο στο πέρασμα των αιώνων

No	Ημερομηνία	φ_N^o	λ_E^o	M	Περιοχή της τσουναμογόνου πηγής	Θέση της μέγιστης έντασης που παρατηρήθηκε	K _o
24	1402, Ιουν.	38.15	22.45	6.8	Κορινθιακός Κόλπος	Ακτές της Δ. Κορίνθου	V
25	1481, 3 Μαΐου	36.2	29.0	7.2	Α. της Ρόδου	Ρόδος	IV
26	1494, 1 Ιουλ.	35.5	23.3	7.5	Ν. της Κρήτης	Ηράκλειο	III+
27	1509, 10 Σεπτ.	40.9	28.5	7.4	Θάλασσα Μαρμαρά	Κωνσταντινούπολη	III+
28	1609, Απρ.	36.2	29.0	7.2	Α. της Ρόδου	Ρόδος	IV
29	1612, 8 Νοεμβ.	35.0	23.8	7.2	Θάλασσα της Κρήτης	Ηράκλειο	IV
30	1630, 9 Μαρτ.	35.0	23.7	7.3	Δ. της Κρήτης	Δ. Κρήτη	IV
31	1633, 5 Νοεμβ.	37.7	20.8	7.0	Ζάκυνθος	Ζάκυνθος	II
32	1636, 30 Σεπτ.	38.1	20.3	7.2	Κεφαλονιά	Κεφαλονιά	III
33	1650, 9 Οκτ.	36.5	25.5	6.0	Θήρα	Θήρα	V
34	1667, 6 Απρ.	42.6	18.1	7.2	Αδριατική Θάλασσα	Μαυροβούνιο	III
35	1688, 10 Ιουλ.	38.38	27.17	6.8	Κόλπος της Σμύρνης	Σμύρνη	III
36	1723, 22 Φεβρ.	38.60	20.65	6.7	Λευκάδα	Ληξούρι	II+
37	1732, Νοεμβ.	39.4	20.1	6.5	Κέρκυρα	Κέρκυρα	II
38	1735	36.8	24.5	6.5	Μήλος	Μήλος	II
39	1741, 31 Ιαν.	36.2	29.3	7.3	Α. της Ρόδου	Ρόδος	IV
40	1748, 25 Μαΐου	38.3	22.2	6.6	Δ. Κορινθιακός	Αίγιο	IV
41	1766, 22 Μαΐου	40.8	29.1	7.1	Θάλασσα Μαρμαρά	Κωνσταντινούπολη	III
42	1769	38.4	22.0	6.8	Κορινθιακός Κόλπος	Κορινθιακός	III
43	1794, 11 Ιουν.	38.3	22.4	6.7	Κορινθιακός Κόλπος	Γαλαξειδί	III+
44	1804, 8 Ιουν.	38.1	21.7	6.4	Κόλπος της Πάτρας	Πάτρα	III
45	1817, 23 Αυγ.	38.3	22.1	6.6	Δ. Κορινθιακός	Αίγιο	IV
46	1833, 19 Ιαν.	40.5	19.4	6.5	Κόλπος Αυλώνας	Νήσος Sazan	III+
47	1843, 18 Οκτ.	36.4	27.7	6.6	Ν. Αιγαίο	Χάλκη	IV
48	1851, 12 Οκτ.	40.8	19.4	6.8	Κόλπος Αυλώνα	Αυλώνα	III
49	1853, 18 Αυγ.	38.4	23.4	6.4	Ν. Ευβοϊκός Κόλπος	Πετάλιο	II
50	1856, 13 Νοεμβ.	38.2	26.1	6.3	Α. της Χίου	Χίος	III+
51	1861, 26 Δεκ.	38.25	22.16	6.7	Δ. Κορινθιακός	Βαλιμίτικα	IV
52	1866, 2 Ιαν.	40.4	19.6	6.6	Κόλπος της Αυλώνας	Αυλώνα	III+
53	1866, 31 Ιαν.	36.4	25.4	6.1	Θήρα	Θήρα	IV
54	1866, 6 Φεβρ.	36.1	22.9	6.8	Κύθηρα	Κύθηρα	IV
55	1867, 4 Φεβρ.	38.39	20.52	7.4	Κεφαλονιά	Ληξούρι	II
56	1867, 7 Μαρτ.	39.20	26.25	7.0	Λέσβος	Μυτιλήνη	II
57	1867, 20 Σεπτ.	36.73	22.60	6.8	Ν. της Μάνης	Γύθειο	IV
58	1869, 28 Δεκ.	38.85	20.80	6.4	Λευκάδα	Λευκάδα	II
59	1878, 19 Απρ.	40.70	29.70	6.8	Θάλασσα Μαρμαρά	Νικομήδεια	III+
60	1881, 3 Απρ.	38.20	26.20	6.5	Χίος	Χίος	II+
61	1886, 27 Αυγ.	37.00	21.40	7.3	Δ. των Φιλιατρών	Φιλιατρά	III
62	1887, 3 Οκτ.	38.05	22.65	6.5	Κορινθιακός Κόλπος	Ξυλόκαστρο	II+
63	1893, 9 Φεβρ.	40.59	25.53	6.8	Σαμοθράκη	Σαμοθράκη	III+
64	1893, 14 Ιουν.	40.10	19.70	6.6	Δ. της Χειμάρρας	Αυλώνα	III

Πιν. 1.1 Tsunami που έχουν πλήξει την Ανατολική Μεσόγειο στο πέρασμα των αιώνων

Νο	Ημερομηνία	φ_N°	λ_E°	M	Περιοχή της τσουναμογόνου πηγής	Θέση της μέγιστης έντασης που παρατηρήθηκε	Κο
65	1894, 27 Απρ.	38.56	23.24	7.0	Ευβοϊκός Κόλπος	Κυπαρίσσι	III+
66	1894, 10 Ιουλ.	40.75	29.20	7.2	Θάλασσα Μαρμαρά	Κωνσταντινούπολη	III
67	1899, 22 Ιαν.	37.20	21.60	6.5	Κόλπος Κυπαρισσίας	Μαραθούπολη	III
68	1914, 27 Νοεμβ.	38.72	20.62	6.3	Λευκάδα	Λευκάδα	IV
69	1920, 26 Νοεμβ.	40.40	20.00	6.3	Κόλπος Αυλώνας	Νήσος Sezan	IV
70	1923, 5, Δεκ.	39.90	23.40	6.4	Ακτές Χαλκιδικής	Κασσάνδρα	II+
71	1932, 26 Σεπτ.	40.45	23.86	7.0	Κόλπος Ιερισσού	Ιερισσός	III
72	1947, 6 Οκτ.	36.96	21.68	7.0	Δ. της Πύλου	Μεθώνη	III
73	1948, 9 Φεβρ.	35.70	27.00	7.1	Κάρπαθος	Κάρπαθος	IV
74	1948, 22 Απρ.	38.71	20.57	6.5	Λευκάδα	Βασιλική	III
75	1949, 23 Ιουλ.	38.68	26.13	6.7	Χίος	Χίος	III
76	1955, 16 Ιουλ.	37.55	27.15	6.9	Σάμος	Πυθαγόρειο	III
77	1956, 9 Ιουλ.	36.64	25.96	7.5	Αμοργός	Ν. Αμοργός	V
78	1968, 19 Φεβρ.	39.50	25.00	7.1	Άγιος Ευστράτιος	Μύρινα	III
79	1979, 15 Απρ.	41.97	19.00	7.1	Μαυροβούνιο	Μαυροβούνιο	IV
80	1981, 24 Φεβρ.	38.07	23.00	6.7	Κόλπος Αλκωνίδων	Αλκωνίδες	II
81	1983, 6 Αυγ.	40.00	24.70	6.8	Λήμνος	Μύρινα	II
82	1995, 15 Ιουν.	38.27	22.15	6.4	Κορινθιακός Κόλπος	Διακοφτό	III
83	1999, 17 Αυγ.	40.76	29.97	7.5	Kocaeli	Izmit	IV

Πιν. 1.1 Tsunami που έχουν πλήξει την Ανατολική Μεσόγειο στο πέρασμα των αιώνων

Ο παραπάνω πίνακας παρά το γεγονός ότι δίνει πολλές πληροφορίες για τα tsunami στην Ελλάδα, έχει το μειονέκτημα ότι κάνει την κατανομή στην ένταση των tsunami με βάση την μέθοδο Sieberg-Ambraseys η οποία βασίζεται στις συνέπειες κυρίως που είχε το κύμα. Αυτό είναι κάτι που δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις της παρούσης εργασίας, καθώς χρειάζονται περαιτέρω πληροφορίες για τα χαρακτηριστικά του tsunami.

Οπότε, μεγάλη έμφαση δόθηκε στα στοιχεία που υπάρχουν στη βάση δεδομένων του Εθνικού Γεωφυσικού Κέντρου της Αμερικής (2. National Geophysical Data Center – NGDC) τα οποία μας παρέχουν πληροφορίες για τα tsunami που έχουν συμβεί στην Ελλάδα μέχρι σήμερα. Εκεί μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι είναι καταγεγραμμένα 223 περιστατικά για την Ελλάδα τα οποία και παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Date			Tsunami Source				Tsunami Runup Location				
Year	Month	Day	Validity	Tsunami cause	EQ magnitude	Location Name	Latitude	Longitude	Distance from Source (km)	Max Water Height (m)	
-1410			4	6		N. AND E. COAST CRETE	35.5	25	106		
-479			2	1	7.0	POTIDAEA, MACEDONIA	40.3	23.33	67		
-426	6		4	1	7.1	THERMOPLYLES	38.8	22.55	17		
-426	6		4	1	7.1	CENEUM	40.173	22.487	143		
-426	6		4	1	7.1	SKOPELOS	39.12	23.72	91		
-426	6		4	1	7.1	LICHADES ISLAND	38.815	22.816	14		
-426	6		4	1	7.1	THRONIUM	38.817	22.733	10		
-426	6		4	1	7.1	TARFI					
-426	6		4	1	7.1	DAPHNUS	38	23.68	132		
-426	6		4	1	7.1	ATALANTI	38.651	22.999	38		
-426	6		4	1	7.1	OROBIES	38.817	23.233	47		
-426	6		4	1	7.1	OPOUS	38.633	230.833	45		
-373			2	3	7.3	HELICE, PELOPONNESUS	38.21	22.13	11		
-227			2	1	7.2	ISLAND OF RHODES	36.167	28	31		
62			3	1	6.9	LEBENA	34.931	24.929	34		
142			3	1	7.0	SERIFOS, ISLAND OF RHODES	37.15	24.5	315		
142			3	1	7.0	ISLAND OF KOS	368.933	272.889	67		
142			3	1	7.0	ISLAND OF RHODES	36.167	28	59		
148			-1	1	7.0	SIMI, ISLAND OF RHODES	36.6	27.85	17		

Πιν. 1.2 Καταγεγραμμένα περιστατικά τσουνάμι από το 1410 π.Χ. έως σήμερα από το NGDC (American National Geophysical Data Center) και τα χαρακτηριστικά τους

Date			Tsunami Source				Tsunami Runup Location				
Year	Month	Day	Validity	Tsunami cause	EQ magnitude	Location Name	Latitude	Longitude	Distance from Source (km)	Max Water Height (m)	
342	7		4	1		THRACE	41.3	19.5			
365	7	21	4	1	8.0	METHONI, PELOPONNESUS	36.817	21.7	234		
365	7	21	4	1	8.0	ACHAEA, PELOPONNESUS	38.25	21.75	378		
365	7	21	4	1	8.0	GORTIS, CRETE	35.325	251.306	197		
365	7	21	4	1	8.0	KNOSSOS, CRETE	35.3	25.167	200		
551	7	7	3	3	7.1	MALIACUS GULF					
551			3	3	7.1	ECHINOS, MALIAKOS GULF	36.83	27.17	463		
551			3	3	7.1	TARPHE, MALIAKOS GULF	36.83	27.17	463		
551			3	3	7.1	SKARPHIA, MALIAKOS GULF	36.83	27.17	463		
554			3	1	7.0	SOUTHERN SPORADES					
554			3	1	7.0	ISLAND OF KOS	368.933	272.889	48		
1050			3	6		ISLAND OF THIRA					
1303	12		3	1	8.0	PELOPENNESUS	37.5	22	531		
1303	12		3	1	8.0	HERAKLION (IRAKLION), CRETE	35.339	25.18	167		
1303	12		3	1	8.0	CANDIA, CRETE	35.333	25.133	168		
1303	12		3	1	8.0	ISLAND OF RHODES	36.167	28	302		
1389	3	20	2	1	6.8	CHIOS	38.368	26.136	15		
1402	6		2	1		GULF OF CORINTH					
1481	5	3	2	1	7.1	ISLAND OF RHODES	36.2	28	22	3	

Πιν 1.2 Καταγεγραμμένα περιστατικά τσουνάμι από το 1410 π.Χ. έως σήμερα από το NGDC (American National Geophysical Data Center) και τα χαρακτηριστικά τους

Date			Tsunami Source				Tsunami Runup Location				
Year	Month	Day	Validity	Tsunami cause	EQ magnitude	Location Name	Latitude	Longitude	Distance from Source (km)	Max Water Height (m)	
1481	12	18	2	1		ISLAND OF RHODES	36.2	28	22		
1494	7	1	3	1	7.2	CANDIA, ISLAND OF CRETE	35.333	25.133	38		
1494	7	1	3	1	7.2	HERACLION, CRETE	35.5	25	45		
1508	5	29	2	1	7.1	ISLAND OF CRETE					
1609	4		2	1		ISLAND OF RHODES	36.167	28	44		
1612	11	8	4	1	6.7	ISLAND OF CRETE	35.5	25.5	0		
1622	5	5	2	1	6.6	ISLAND OF ZAKYNTHOS	37.6	21	0		
1633	11	5	4	1	6.9	ISLAND OF ZAKYNTHOS	37.791	20.895	23		
1636	9	30	2	1		KEFALLONIA ISLAND, IONIAN ISLANDS	38.5	20.5	48		
1650	9	29	4	7		IOS	36.73	25.27	38	16	
1650	9	29	4	7		CYCLADES, SANTO					
1650	9	29	4	7		EAST COAST PATMOS	37.33	26.5	142	30	
1650	9	29	4	7		WEST COAST PATMOS	37.33	26.5	142	30	
1650	9	29	4	7		SIKINOS					
1650	9	29	4	7		CRETE	35.5	25	107		
1650	9	29	4	7		KEA	37.65	24.33	168		
1672	4		1	1	6.5	ISLAND OF TENEDOS	40	26	0		
1672			1	1		KOS ISLAND, CYCLADES	36.83	27.17	153		
1723	2	21	2	1	7.0	LEVKAS ISLAND, IONIAN ISLANDS	38.7	20.578	23		

Πιν. 1.2 Καταγεγραμμένα περιστατικά τσουνάμι από το 1410 π.Χ. έως σήμερα από το NGDC (American National Geophysical Data Center) και τα χαρακτηριστικά τους

Date			Tsunami Source				Tsunami Runup Location				
Year	Month	Day	Validity	Tsunami cause	EQ magnitude	Location Name	Latitude	Longitude	Distance from Source (km)	Max Water Height (m)	
1732	11		2	1		ISLAND OF KERKYRA	39.5	20	0		
1738	7	20	3	1	6.5	MILOS	36.73	24.42	8		
1741	1	31	3	1		ISLAND OF RHODES	36.167	28	45		
1748	5	14	4	1	6.8	AIYION					
1791	11	2	2	1	7.0	ZAKINTHOS (ZAKYNTHOS)	37.791	20.895	9		
1804	6	8	2	1	6.7	PATRA					
1817	8	23	2	1	6.8	CAPE ALIKI					
1817	8	23	2	1	6.8	AIYION					
1818	1		1	1		ATHENS					
1820	3	17	-1	1		LEVKAS ISLAND, IONIAN ISLANDS	38.7	20.578	22		
1820	12	29	2	1	6.9	ISLAND OF ZAKYNTHOS	37.8	20.75	44		
1821	1	6	4	1	6.5	PATRAS					
1825	1	19	2	1	6.8	LEVKAS ISLAND, IONIAN ISLANDS	38.7	20.578	16		
1835	7	12	2	0		ISLAND OF ZAKYNTHOS	37.791	20.895			
1843	10	18	2	1	6.5	DODECANESUS	36	27	63		
1851	4	3	3	1		ISLAND OF RHODES	36.167	28			
1853	8	18	3	1		EVOIKOS GULF (EUBOEA)	38.6	23.2	47		
1856	11	13	3	1	6.6	CHIOS	38.368	26.136	18		
1859	10	20	1	0		PIRAEUS					

Πιν. 1.2 Καταγεγραμμένα περιστατικά τσουνάμι από το 1410 π.Χ. έως σήμερα από το NGDC (American National Geophysical Data Center) και τα χαρακτηριστικά τους

Date			Tsunami Source				Tsunami Runup Location				
Year	Month	Day	Validity	Tsunami cause	EQ magnitude	Location Name	Latitude	Longitude	Distance from Source (km)	Max Water Height (m)	
1861	12	26	4	3	7.3	TEMENI					
1861	12	26	4	3	7.3	AEGHION, PELOPONNESUS				1	
1861	12	26	4	3	7.3	NORTHEAST COASTS CORINTH	38.25	22.25	7	2.1	
1861	12	26	4	3	7.3	BAYS OF POTAMAKI AND XIROLAKKOS					
1861	12	26	4	3	7.3	BAY OF VITRINITSA					
1861	12	26	4	3	7.3	BAY OF CHRYSOS					
1866	1	31	2	6		CHIOS, SABTIRUB	38.368	26.136	228		
1866	1	31	2	6		KYTHERA, SANTORIN	38.08	23.5	251		
1866	2	6	3	1	6.0	KYTHERA, PELOPONNESUS	38.08	23.5	236	7.9	
1866	2	6	3	1	6.0	AVLEMONAS, PELOPONNESUS	37.5	22	189	8	
1867	9	20	4	1	7.1	LEVKAS ISLAND, IONIAN ISLANDS	38.7	20.578	293		
1867	9	20	4	1	7.1	LIXOURI	382.019	204.314	254		
1867	9	20	4	1	7.1	ARGOSTOLI	381.731	204.819	249		
1867	9	20	4	1	7.1	SERIFOS	37.15	24.5	221		
1867	9	20	4	1	7.1	KITHIRA	36.77	22.57	53	2.7	
1867	9	20	4	1	7.1	KALAMATA	370.389	221.142	71		
1867	9	20	4	1	7.1	PETALIDI	36.95	219.333	66	2	
1867	9	20	4	1	7.1	CHANIA (HANIA), CRETE	355.122	240.156	191	1.2	
1867	9	20	4	1	7.1	MESSINA	370.511	220.078	74		

Πιν. 1.2 Καταγεγραμμένα περιστατικά τσουνάμι από το 1410 π.Χ. έως σήμερα από το NGDC (American National Geophysical Data Center) και τα χαρακτηριστικά τους

Date			Tsunami Source				Tsunami Runup Location				
Year	Month	Day	Validity	Tsunami cause	EQ magnitude	Location Name	Latitude	Longitude	Distance from Source (km)	Max Water Height (m)	
1867	9	20	4	1	7.1	ZAKINTHOS (ZAKYNTHOS)	37.791	20.895	193	1	
1867	9	20	4	1	7.1	CYCLADES	37	2.516.667	273		
1867	9	20	4	1	7.1	GYTHION	36.755	225.642	51		
1867	9	20	4	1	7.1	CYTHIO (CYTHIENNE)				6	
1867	9	20	4	1	7.1	SYRA	37.45	249.333	270		
1867	9	20	4	1	7.1	PAGANIA	366.667	22.55	43		
1867	9	20	4	1	7.1	CORFU (KERKYRA)	39.62	199.197	410		
1867	9	20	4	1	7.1	NEAPOLI	352.539	256.097	333		
1867	9	20	4	1	7.1	SKOUTARI	366.667	22.5	40		
1867	9	20	4	1	7.1	SYROS	37.45	24.9	267		
1869	12	28	3	1	6.9	LEFKADA (LEUKADA), IONIAN ISLANDS	38.828	20.702	3		
1887	10	3	2	1	6.2	XYLOKASTRON, PELOPONNESUS	37.5	22	113		
1887	10	3	2	1	6.5	PELOPENNESUS	37.5	22	113		
1893	2	9	3	1	6.5	ALEXANDROUPOLIS	40.85	25.88	69	.9	
1893	2	9	3	1	6.5	ALEXANDROUPOLIS, SAMOTHRACE				1	
1893	2	9	3	1	6.5	N. COAST SAMOTHRACE, SPORADES				.9	
1893	2	9	3	1	6.5	SAMOTHRACE, SPORADES	40.5	25.5	22	1	
1893	2	9	3	1	6.5	AGISTRON, SAMOTHRACE	41	26	89		
1894	4	27	4	3	7.0	ST. CONSTANTINE, EUBOEAN GULF					

Πιν. 1.2 Καταγεγραμμένα περιστατικά τσουνάμι από το 1410 π.Χ. έως σήμερα από το NGDC (American National Geophysical Data Center) και τα χαρακτηριστικά τους

Date			Tsunami Source				Tsunami Runup Location				
Year	Month	Day	Validity	Tsunami cause	EQ magnitude	Location Name	Latitude	Longitude	Distance from Source (km)	Max Water Height (m)	
1894	4	27	4	3	7.0	ATALANTA BAY (PHTHIOTIDA)	38.65	23	10	3	
1899	1	22	2	1	6.6	MARATHOUPOLIS, MESSINIA	37.25	21.83	7		
1899	1	22	2	1	6.6	ZAKINTHOS (ZAKYNTHOS), MESSINIA	37.791	20.895	96		
1902	7	5	3	1	6.6	THESSALONIKI	40.633	22.933	30		
1914	11	27	4	3	6.3	NYDRI, LEVKAS ISLAND, IONIAN IS	38.7	20.578	4	3	
1915	8	7	3	1	6.7	KEFALLONIA ISLAND, IONIAN ISLANDS	38.5	20.5	10	1.5	
1915	8	7	3	1	6.7	LEVKAS ISLAND, IONIAN ISLANDS	38.7	20.578	23	1.5	
1928	4	22	2	1	6.2	ALEXANDROUPOLIS	40.85	25.88	412	.6	
1928	4	22	2	1	6.2	KARYSTOS	38.02	24.42	127	.9	
1928	4	22	2	1	6.2	CRETE	35.5	25	322	2.1	
1928	4	27	2	2		SYROS	37.45	24.9		.6	
1928	5	3	2	1	4.3	STRYMONIK GULF	40.667	23.833	250		
1932	9	26	4	1	7.2	CHALKIDIKI	40.5	23.75	78	.6	
1947	10	6	1	3	7.0	BOUKA, PELOPONNISOS	37	22	11	.6	
1947	10	6	1	3	7.0	METHONI, PELOPONNESUS	36.82	21.7	28		
1948	2	9	4	1	7.1	KARPATOS, CRETE	35.5	25	181	2.5	
1948	4	22	3	1	6.5	LEUKAS, IONIAN ISLAND	38.5	20.25	31	.9	
1948	4	22	3	1	6.5	VASILIKIS, IONIAN ISLAND	38.63	20.62	13	1	
1949	7	23	3	1	6.7	MARMARO, CYPRUS	38.544	26.108	11	.7	

Πιν. 1.2 Καταγεγραμμένα περιστατικά τσουνάμι από το 1410 π.Χ. έως σήμερα από το NGDC (American National Geophysical Data Center) και τα χαρακτηριστικά τους

Date			Tsunami Source				Tsunami Runup Location				
Year	Month	Day	Validity	Tsunami cause	EQ magnitude	Location Name	Latitude	Longitude	Distance from Source (km)	Max Water Height (m)	
1955	4	19	3	1	6.2	VOLOS	39.37	22.95	13		
1956	7	9	4	1	7.8	IOS ISLAND, CYCLADES	36.7	25.33	64		
1956	7	9	4	1	7.8	IKARIA ISLAND, CYCLADES	37.58	26.17	77		
1956	7	9	4	1	7.8	HERAKLION, CYCLADES	35.3	25.1	195		
1956	7	9	4	1	7.8	ELOUDA, CYCLADES					
1956	7	9	4	1	7.8	CRETE ISLANDS, CYCLADES	35.5	25	180		
1956	7	9	4	1	7.8	ASTYPALAEA (ASTIPALAEA), CYCLADES	36.58	26.33	46		
1956	7	9	4	1	7.8	ANTIPAROS ISLAND, CYCLADES	37	25	90		
1956	7	9	4	1	7.8	ALYMIA ISLAND, CYCLADES					
1956	7	9	4	1	7.8	CYCLADES	37	26	11	15.4	
1956	7	9	4	1	7.8	KARPATOS ISLAND, CYCLADES	35.67	27.17	172		
1956	7	9	4	1	7.8	POTHIA, KALYMNOS ISLAND, CYCLADES	36.95	26.983	88	2.5	
1956	7	9	4	1	7.8	PHOLEGANDROS, CYCLADES				10	
1956	7	9	4	1	7.8	PORTO-SCALA, ASTIPALAEA I., CYCLADES	37.33	26.53	67		
1956	7	9	4	1	7.8	N. COAST ASTYPALAEA, CYCLADES	36.58	26.33	46	20	
1956	7	9	4	1	7.8	N. COAST AMORGOS, CYCLADES	36.82	25.98	9	2	
1956	7	9	4	1	7.8	MILOS ISLAND, CYCLADES	36.73	24.42	142		
1956	7	9	4	1	7.8	LIPSO ISLAND, CYCLADES	37.33	26.75	82		

Πιν. 1.2 Καταγεγραμμένα περιστατικά τσουνάμι από το 1410 π.Χ. έως σήμερα από το NGDC (American National Geophysical Data Center) και τα χαρακτηριστικά τους

Date			Tsunami Source				Tsunami Runup Location				
Year	Month	Day	Validity	Tsunami cause	EQ magnitude	Location Name	Latitude	Longitude	Distance from Source (km)	Max Water Height (m)	
1956	7	9	4	1	7.8	LEROS ISLAND, CYCLADES	37.13	26.83	78		
1956	7	9	4	1	7.8	KATAPOLA, AMORGOS ISLAND	36.82	25.98	9		
1956	7	9	4	1	7.8	TINOS	37.55	25.15	104	2.7	
1956	7	9	4	1	7.8	SKOPELOS	39.12	23.72	318	.9	
1956	7	9	4	1	7.8	SERIFOS	37.15	24.5	136	.9	
1956	7	9	4	1	7.8	SAMOS	37.77	26.97	129	2.1	
1956	7	9	4	1	7.8	PATMOS	37.33	26.5	65	4	
1956	7	9	4	1	7.8	PAROS	37.1	25.2	74	1.5	
1956	7	9	4	1	7.8	NISYROS	36.583	27.167	110	2.7	
1956	7	9	4	1	7.8	NAXOS	37.1	25.38	59	1.2	
1956	7	9	4	1	7.8	LEROS	37.13	26.83	78	1.2	
1956	7	9	4	1	7.8	KYTHIRA	36.15	22.98	283	.9	
1956	7	9	4	1	7.8	KIMOLOS	36.8	24.58	127	1.5	
1956	7	9	4	1	7.8	KASSOS	36.73	25.28	67	1.5	
1956	7	9	4	1	7.8	IOS	36.7	25.33	64	3	
1956	7	9	4	1	7.8	FOLEGANDROS	37.38	23.25	250	7.9	
1956	7	9	4	1	7.8	ERMIONI	37.38	23.25	250	.9	
1956	7	9	4	1	7.8	CRETE	35.17	25	212	4	
1956	7	9	4	1	7.8	KOS	38.08	23.5	257	.9	

Πιν. 1.2 Καταγεγραμμένα περιστατικά τσουνάμι από το 1410 π.Χ. έως σήμερα από το NGDC (American National Geophysical Data Center) και τα χαρακτηριστικά τους

Date			Tsunami Source				Tsunami Runup Location				
Year	Month	Day	Validity	Tsunami cause	EQ magnitude	Location Name	Latitude	Longitude	Distance from Source (km)	Max Water Height (m)	
1956	7	9	4	1	7.8	ATTICA	38.08	23.5	257	.3	
1956	7	9	4	1	7.8	AMORGOS	36.82	25.98	9	30	
1956	7	9	4	1	7.8	TINOS ISLAND, CYCLADES	37.58	25.17	105		
1956	7	9	4	1	7.8	SITIA, CYCLADES	35.2	26.12	189		
1956	7	9	4	1	7.8	TILOS ISLAND, CYCLADES	36.42	27.42	137		
1956	7	9	4	1	7.8	SOUDA, CYCLADES					
1956	7	9	4	1	7.8	SERIPHOS ISLAND, CYCLADES	37.17	24.5	137		
1956	7	9	4	1	7.8	S. COAST ASTYPALAEA, CYCLADES	36.58	26.33	46	4	
1956	7	9	4	1	7.8	S. COAST AMORGOS, CYCLADES	36.82	25.98	9	25	
1956	7	9	4	1	7.8	REST OF ASTIPALAI A., CYCLADES	37.33	26.53	67		
1956	7	9	4	1	7.8	RETHYMINON, CYCLADES					
1956	7	9	4	1	7.8	SIKINOS ISLAND, CYCLADES					
1956	7	9	4	1	7.8	PATMOS ISLAND, CYCLADES	37.33	26.5	65		
1956	7	9	4	1	7.8	PALAEOKASTRON, CYCLADES					
1956	7	9	3	1	6.8	FOLEGANDROS	37.38	23.25	210	10	
1959	2	23	1	0		SALAMIS	37.97	23.5	299	.3	
1959	2	23	1	0		SALONIKA	40.63	22.97	0	.9	
1959	2	23	1	0		CRETE	35.17	25	633	.6	
1959	2	23	1	0		LEROS	37.13	26.83	513	.3	

Πιν. 1.2 Καταγεγραμμένα περιστατικά τσουνάμι από το 1410 π.Χ. έως σήμερα από το NGDC (American National Geophysical Data Center) και τα χαρακτηριστικά τους

Date			Tsunami Source				Tsunami Runup Location				
Year	Month	Day	Validity	Tsunami cause	EQ magnitude	Location Name	Latitude	Longitude	Distance from Source (km)	Max Water Height (m)	
1961	6	6	2	0		CRETE	35.17	25		.9	
1961	6	6	2	0		VOLOS	39.37	22.95		.3	
1961	6	6	2	0		LEROS	37.13	26.83		.3	
1962	5	28	3	1	4.5	ISLAND OF LEMNOS (LIMNOS)	40.1	24.8	37		
1963	2	2	4	8		AEGHION	382.486	220.819	9	6	
1963	2	2	4	8		PSATHOPYRGOS	383.333	218.667	14	6	
1963	2	7	4	8		DOUVIA	383.667	221.333	12	6	
1963	2	7	4	8		TRIZONIA	383.667	220.833	8	6	
1963	2	7	4	8		CAPE SALMENIKOS	38.31	22.02	0	6	
1963	2	7	4	8		MARATHIAS	38.4	220.167	10	6	
1963	2	7	4	8		SELIANITIKA	382.833	220.333	3	6	
1963	2	7	4	8		LAMBIRI	383.167	219.833	3	6	
1963	2	7	4	8		MONASTIRAKI	384.167	21.95	13	6	
1965	3	9	3	1	6.3	SKIATHOS ISLAND	39.167	23.483	52		
1965	3	9	3	1	6.3	PELAGOS ISLAND	40.167	24.317	90		
1965	7	6	1	3	6.3	GALAXIDI	383.833	223.833	15		
1978	6	20	2	1	6.4	KAVALA	40.933	24.417	102	.4	
1978	6	20	2	1	6.4	IRAKLIO, CRETE	35.333	25.133	624	.2	
1979	5	15	0	1	5.6	SOUTH COASTS OF CRETE	34.931	24.929	63		

Πιν. 1.2 Καταγεγραμμένα περιστατικά τσουνάμι από το 1410 π.Χ. έως σήμερα από το NGDC (American National Geophysical Data Center) και τα χαρακτηριστικά τους

Date			Tsunami Source				Tsunami Runup Location				
Year	Month	Day	Validity	Tsunami cause	EQ magnitude	Location Name	Latitude	Longitude	Distance from Source (km)	Max Water Height (m)	
1981	2	24	4	1	6.7	POSEIDONIA	37.951.156	229.601	30		
1981	2	24	4	1	6.7	ALKIONIDHON GULF (ALKYONIDES)	38.083	23	17		
1983	1	17	3	1	7.2	KEFALLONIA ISLAND, IONIAN ISLANDS	38.5	20.5	58		
1983	8	6	2	1	7.0	MYRINA, LEMNOS ISLAND	39.8	26	112		
1984	2	11	4	1	5.4	SERGOULA	38.384	22.052	4		
1991	1	4	1	0		EVDHILOS, IKARIA ISLAND	37.617	26.183	14		
1991	5	7	1	0		ISLAND OF LEROS	37.133	26.833	0	.5	
1995	5	13	-1	1	6.6	GREECE	40.149	21.695	0		
1995	6	15	4	3	6.5	AIYON	38.25	22.083	24	1	
1995	6	15	4	3	6.5	ERATINI	38.367	22.233	6	1	
1996	1	1	4	8		AEGHIO	38.23	21.73	34		
2000	4	5	2	1	5.5	HERAKLION (IRAKLION), CRETE	35.339	25.18	133	.5	

Πιν. 1.2 Καταγεγραμμένα περιστατικά τσουνάμι από το 1410 π.Χ. έως σήμερα από το NGDC (American National Geophysical Data Center) και τα χαρακτηριστικά τους

Στον παραπάνω πίνακα στις πρώτες στήλες βλέπουμε την ημερομηνία την οποία συνέβη το κάθε περιστατικό (χρόνος, μήνας, ήμερα). Έπειτα, παίρνουμε πληροφορίες για την πηγή του tsunami, όπου συγκεκριμένα δίνεται η εγκυρότητα των δεδομένων, η αιτία του tsunami και το μέγεθος του σεισμού (εφόσον η αιτία γέννησης ήταν σεισμός). Τέλος, παρέχονται διάφορα στοιχεία για τις περιοχές οι οποίες πλήχθηκαν από tsunami, όπως το γεωγραφικό μήκος και πλάτος της περιοχής, η απόστασή της από την πηγή και το μέγιστο ύψος νερού που παρατηρήθηκε.

Σε ό,τι αφορά την εγκυρότητα των πληροφοριών, οι τιμές κυμαίνονται μεταξύ του -1 και το 4. Η εγκυρότητα των περιστατικών υποδεικνύεται από μια αριθμητική αξιολόγηση των ιστορικών αναφορών και πηγών που υπάρχουν για το καθένα. Οπότε έχουμε τα εξής :

4 = σίγουρο tsunami

3 = πιθανό tsunami

2 = αμφισβητήσιμο tsunami

1 = πολύ αμφίβολο tsunami

0 = περιστατικό που προκάλεσε απλώς ένα στάσιμο κύμα ή μικρή διαταραχή

-1 = λανθασμένη καταγραφή

Αναφορικά με την αιτία που προκάλεσε το tsunami ισχύουν τα εξής :

0 = άγνωστη αιτία

1 = σεισμός

2 = αμφισβητήσιμος σεισμός

3 = σεισμός και κατολίσθηση

4 = ηφαίστειο και σεισμός

5 = ηφαίστειο, σεισμός και κατολίσθηση

6 = ηφαίστειο

7 = ηφαίστειο και κατολίσθηση

8 = κατολίσθηση

Πρέπει επιπλέον να σημειωθεί ότι δεν είναι και τα 223 περιστατικά ανεξάρτητα μεταξύ τους, καθώς είναι προφανές ότι ένα tsunami μπορεί να έχει πλήξει πολλές διαφορετικές περιοχές. Επίσης, για πολλά από αυτά δεν υπάρχουν αρκετά στοιχεία που να επιβεβαιώνουν με σιγουριά ότι όντως υπήρξε tsunami στην εκάστοτε περιοχή. Οπότε, περιορίζοντας την αβεβαιότητα, καταλήγουμε στα εξής δεδομένα για τον ελλαδικό χώρο από το 1410 π.Χ. έως το 2000 μ.Χ: 121 σίγουρα περιστατικά και 39 που είναι αρκετά πιθανά.

Μπορούμε να συμπεράνουμε ότι οι περιοχές της Ελλάδας που πλήττονται κυρίως από tsunami είναι ο Δυτικός Κορινθιακός κόλπος, ο Μαλιακός κόλπος, οι Κυκλάδες, η Κρήτη, τα Δωδεκάνησα, η Χίος και τα Επτάνησα μαζί με τις δυτικές ακτές της Ελλάδας. Τα πιο καταστροφικά γνωστά tsunami, όπως καταγράφηκαν από τους χρονογράφους παρουσιάζονται παρακάτω:

Πρώτα από όλα, το γνωστό από την ιστορία tsunami που δημιουργήθηκε από την ηφαιστειακή έκρηξη της Θήρας και ήταν τόσο μεγάλο ώστε να αφάνισει το Μινωικό πολιτισμό. Το 427-426π.Χ. στο Μαλιακό κόλπο, μία σειρά από ισχυρούς σεισμούς προκάλεσε καταστροφικά κύματα που με τη σειρά τους αφάνισαν ολόκληρα χωριά, άλλαξαν τοπία και κοίτες ποταμών και άφησαν πολλούς νεκρούς. Το 365μ.Χ. ένας σεισμός, ο οποίος εκτιμάται σε 8,0 Richter με επίκεντρο πάνω στο ελληνικό τόξο, ακολουθείται από ένα ιδιαιτέρως καταστρεπτικό θαλάσσιο κύμα στην Κρήτη, το οποίο προκάλεσε σοβαρές βλάβες και θύματα που ανήλθαν σε 50.000 νεκρούς. Το 1303μ.Χ. πάλι στην ελληνική τάφρο ισχυρός σεισμός στην περιοχή της Ρόδου, που εκτιμάται σε 8,0 Richter, δημιούργησε tsunami το οποίο έπληξε μεγάλο μέρος της Α. Μεσογείου και προξένησε μεγάλες καταστροφές κυρίως στην Κρήτη. Το 1650μ.Χ. κατά τη διάρκεια μιας ηφαιστειακής έκρηξης βορειανατολικά της Θήρας δημιουργήθηκε μεγάλο tsunami το οποίο έπληξε αρκετές περιοχές του Αιγαίου με κυριότερες την Πάτμο (30 μ ύψος κύματος), την Ίο (18 μ ύψος κύματος) και την Σίκινο και άφησε πίσω του πολλούς νεκρούς. Τέλος, το πιο εντυπωσιακό από τα πρόσφατα ισχυρά tsunami, που προκλήθηκε από τον πολύ ισχυρό σεισμό ($M=7,8 R$) που έγινε στις 9 Ιουλίου 1956 κοντά στις νότιες ακτές της Αμοργού. Το ύψος του έφτασε τα 30 μέτρα στην Αμοργό, τα 8 μέτρα στη Φολέγανδρο και τα 4 μέτρα στην Κρήτη. (3. Χρονικό των σεισμών της Ελλάδας, Π. Σπυρόπουλος)

Τα μεγαλύτερα γνωστά tsunami που παρατηρήθηκαν στην Ελλάδα και στις γύρω περιοχές είναι αυτά που προκλήθηκαν από τους μεγάλους επιφανειακούς σεισμούς το 365μ.Χ. στην ελληνική τάφρο νοτιοδυτικά της Κρήτης και το 1956μ.Χ. στην Αμοργό, καθώς επίσης και από τις ηφαιστιογενείς εκρήξεις του 1410π.Χ. και 1650μ.Χ. στη Θήρα. Παρατηρούμε ότι αυτά τα μεγάλα tsunami έχουν περιόδους επαναφοράς γύρω στα 1000 χρόνια. (1. Οι Σεισμοί της Ελλάδας, Παπαζάχος -2003)

1.4 Φορτία λόγω tsunami

1.4.1 Γενικά

Abstract

“Tsunami loads on residential buildings may be calculated in the same fashion as other flood loads; the physical processes are the same, but the scale of the flood loads is substantially different in that the wavelengths and runup elevations of tsunamis are much greater than those of waves caused by tropical or extratropical cyclones ... When the tsunami forms a borelike wave, the effect is a surge of water to the shore. When this occurs, the expected flood velocities are substantially higher...and if realized at the greater water depths, would cause substantial damage to all buildings in the path of the tsunami. Designers should collect as much data as possible about expected tsunami depths to more accurately calculate tsunami flood forces.”

(Federal Emergency Management Agency Coastal Manual, FEMA 55) (FEMA 2003) (4)

Ο καθορισμός του είδους και της έντασης των δυνάμεων που επιβάλλονται σε ένα στοιχείο όταν πέφτει πάνω του ένα κύμα tsunami αποτελούν αυτή τη στιγμή αντικείμενο εντατικής μελέτης από πολλούς ερευνητές. Οι σχεδιαστικοί κώδικες και κανόνες που αναφέρονται συγκεκριμένα σε φορτία λόγω tsunami για κτίρια που βρίσκονται κοντά στην ακτογραμμή είναι ελλιπείς. Ένας από τους πιο πρόσφατους κανονισμούς ο οποίος αφορά συγκεκριμένα φόρτιση λόγω tsunami, είναι ο αμερικάνικος FEMA 646. Ωστόσο, κάποιοι παράγοντες που υπεισέρχονται στον υπολογισμό των δυνάμεων, όπως η ταχύτητα ροής, η διάρκεια πρόσκρουσης των επιπλέοντων συντριμμίων, τα διαγράμματα υδροδυναμικής πίεσης και η απόκριση του κτιρίου σαν συνάρτηση των δομικών του χαρακτηριστικών, ακόμα δεν έχουν πλήρως μετρηθεί και ποσοτικοποιηθεί.

Για την μελέτη στην εργασία που ακολουθεί έχουν χρησιμοποιηθεί οδηγίες από τους εξής κανονισμούς :

- Federal Emergency Management Agency Coastal Manual, FEMA 55 (FEMA 2003) (4)

- Structural Design Method of Buildings for Tsunami Resistance (SMBTR) (5)
- Federal Emergency Management Agency published Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, FEMA P646, (FEMA 2008) (6)
- City and County of Honolulu Building Code (CCH 2000) (7)

Όπως αναφέρθηκε και πριν, καθώς υπάρχει ακόμα μεγάλη αβεβαιότητα στον κατανόηση των δυνάμεων που δημιουργούνται, σημαντικές διαφοροποιήσεις μπορούν να παρατηρηθούν ανάμεσα στους παραπάνω κανονισμούς.

Παρόλο που πολλές από τις εκφράσεις των υδροδυναμικών και υδροστατικών φορτίων στους διαθέσιμους κανονισμούς είναι επαρκώς τεκμηριωμένες για τις συνήθεις περιπτώσεις, υπάρχουν σημαντικές διαφορές μεταξύ της πλημμύρας λόγω tsunami και των κλασικών πλημμυρών. Για ένα τυπικό tsunami, η επιφάνεια του νερού διακυμαίνεται κοντά στην ακτή με εύρος αρκετών μέτρων κατά τη διάρκεια μιας χρονικής περιόδου λίγων λεπτών ή ακόμη και δευτερολέπτων.

Μια μεγάλη διαφορά μεταξύ των tsunami και των υπολοίπων πλημμυρικών γεγονότων, είναι η αυξημένη ταχύτητα των κυμάτων του tsunami, με αποτέλεσμα σημαντικές αυξήσεις στα εξαρτημένα από την ταχύτητα φορτία που ασκούνται στα δομικά στοιχεία. Η εφαρμογή των φορτίων απαιτεί μια εκτίμηση του πλημμυρικού ύψους και της ταχύτητας, κανένα από τα οποία δεν παρέχεται με μεγάλη ακρίβεια.

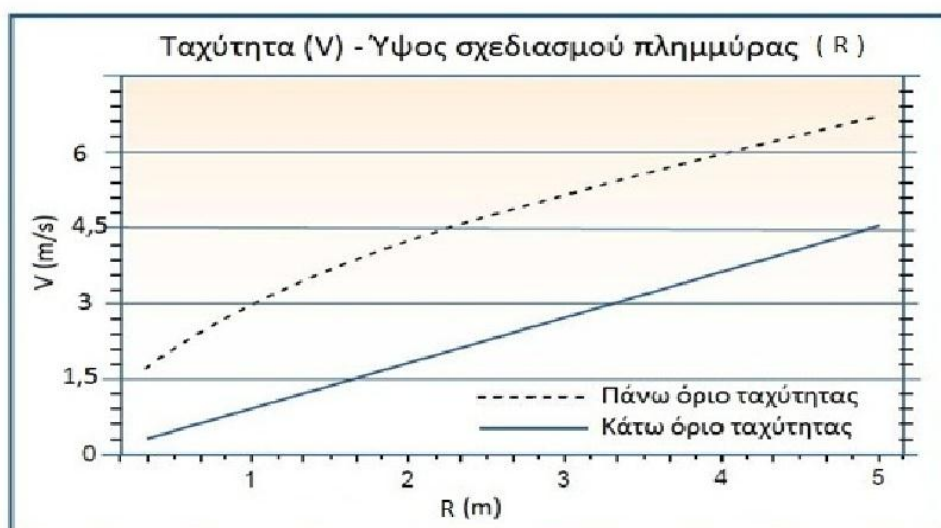
Η εκτίμηση των ταχυτήτων σχεδιασμού σε παράκτιες περιοχές μεγάλης επικινδυνότητας για πλημμύρες υπόκειται σε μεγάλη αβεβαιότητα. Υπάρχουν λίγες αξιόπιστες πληροφορίες που αφορούν την ταχύτητα του νερού κατά τη διάρκεια των παράκτιων πλημμυρικών γεγονότων. Η διεύθυνση και η ταχύτητα μπορεί να ποικίλει σημαντικά στην πλημμύρα. Τα νερά μπορούν να προσεγγίσουν μια τοποθεσία από μια διεύθυνση κατά την έναρξη του γεγονότος και έπειτα να στραφούν προς μια άλλη κατεύθυνση (ή αρκετές κατευθύνσεις) κατά τη διάρκεια του εναπομείναντος πλημμυρικού γεγονότος. Τα νερά των πλημμυρών μπορεί να κατακλύζουν κάποιες παράκτιες περιοχές τόσο από μπροστά (π.χ. τον ωκεανό) όσο και από πίσω (π.χ. κόλπο, ποτάμι). Σε ένα παρόμοιο τρόπο, η ταχύτητα ροής μπορεί να ποικίλει από κοντά στο μηδέν ως και μεγάλες ταχύτητες κατά τη διάρκεια ενός μόνο πλημμυρικού γεγονότος. Για αυτούς τους λόγους, οι ταχύτητες θα πρέπει να εκτιμούνται συντηρητικά – υποθέτοντας ότι τα πλημμυρικά νερά προσεγγίζουν από την πιο κρίσιμη διεύθυνση και υποθέτοντας ότι οι ταχύτητες μπορεί να είναι υψηλές. (4. Federal Emergency Management Agency Coastal Manual, FEMA 55)

Η ταχύτητα των πλημμυρών στις παράκτιες περιοχές μπορεί να επηρεαστεί από διάφορους παράγοντες, οι οποίοι και θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στην προσπάθεια εκτίμησης της ταχύτητας ροής. Οι παράγοντες αυτοί είναι οι εξής :

- Ζώνη πλημμύρας (η απόσταση από την ακτογραμμή μέχρι το σημείο στο οποίο αναμένεται να φτάσει το κύμα προς την ενδοχώρα)
- Τοπογραφία και κλίση (όσο μεγαλύτερη είναι η κλίση τόσο πιο γρήγορα μειώνεται η ταχύτητα του κύματος)
- Απόσταση από την πηγή της πλημμύρας (απόσταση από το επίκεντρο του σεισμού ή όποιας άλλης αιτίας προκάλεσε το tsunami)
- Εγγύτητα σε άλλα κτίρια ή εμπόδια (ο αριθμός των κτιρίων ή άλλων εμποδίων που υπάρχουν στο διάστημα μεταξύ του εξεταζόμενου κτιρίου και της ακτογραμμής επηρεάζει την ταχύτητα του κύματος)

Μια γενική εκτίμηση που μπορεί να γίνει είναι ότι η ταχύτητα στις παράκτιες περιοχές κυμαίνεται μεταξύ $V = \sqrt{gR}$ (το αναμενόμενο άνω όριο) και $V = R/t$ (το αναμενόμενο κάτω όριο), όπου το g είναι η επιτάχυνση βαρύτητας ($9,81 \text{ m/s}^2$) και t είναι ο χρόνος που ισούται με 1 sec. (4. Federal Emergency Management Agency Coastal Manual, FEMA 55)

Το σχήμα που ακολουθεί δείχνει την σχέση, για τις συνήθεις πλημμύρες, μεταξύ της ταχύτητας ροής V και του ύψους πλημμύρας, R , για τα άνω και κάτω όρια.



Σχ. 1.1 Διάγραμμα Ταχύτητας κύματος (V) – Ύψος σχεδιασμού πλημμύρας (R) όπως αναφέρεται στο Federal Emergency Management Agency Coastal Manual, FEMA 55 (FEMA 2003)

Μεγάλο ενδιαφέρον παρουσιάζει και η πρόσκρουση επιπλεόντων συντριμμιών η οποία ενώ λαμβάνεται υπ' όψιν στους τωρινούς κανόνες σχεδιασμού, η δύναμη πρόσκρουσης που παράγεται εξαρτάται από τις εκτιμήσεις για τη μάζα του συντριμμιού, την ταχύτητα και το χρόνο που χρειάζεται το αντικείμενο για να επιβραδύνει. Το μέγεθος, η μάζα και η δυσκαμψία των συντριμμιών είναι στοιχεία που μπορεί να διαφέρουν ανάλογα με την περίπτωση που εξετάζεται και θα πρέπει να εκτιμούνται ξεχωριστά κάθε φορά, όπως θα δειχθεί αναλυτικά και παρακάτω.

Όταν ένα tsunami χτυπάει σε ένα κτίριο/στοιχείο τότε σε αυτό μπορεί να ασκηθούν οι εξής δυνάμεις/φορτία:

1. Υδροστατικές δυνάμεις (hydrostatic forces)
2. Δυνάμεις άνωσης (buoyant forces)
3. Υδροδυναμικές δυνάμεις (hydrodynamic forces)
4. Ωστικές δυνάμεις (impulsive forces)
5. Δυνάμεις πρόσκρουσης συντριμμιών (debris impact forces)
6. Δυνάμεις συγκέντρωσης πλωτών συντριμμιών (damming of waterborne debris)
7. Δυνάμεις ανύψωσης σε ανώτερα πατώματα (uplift forces on elevated floors)
8. Επιπλέον φορτία λόγω παρακράτησης νερού (additional gravity loads from retained water)

Για τον καθορισμό των φορτίων έχουν προηγηθεί οι ακόλουθες υποθέσεις :

- Η ροή του tsunami αποτελείται από ένα μείγμα ιζημάτων και θαλασσινού νερού. Βασιζόμενοι στην υπόθεση μιας μέσης συγκέντρωσης 10% των ιζημάτων στο θαλασσινό νερό, προκύπτει ότι η πυκνότητα της ροής του tsunami είναι 1,2 φορές η πυκνότητα του καθαρού νερού, δηλαδή $\rho_s = 1200 \text{ kg/m}^3$.
- Υπάρχει σημαντική ποικιλία στα τοπικά υψόμετρα διείδυσης από τα tsunami, βασισμένη στην τοπική βαθυμετρία και τοπογραφία, αλλά και αβεβαιότητα στις αριθμητικές προσομοιώσεις των πλημμυρών λόγω tsunami. Βασιζόμενοι στην εμπειρική κρίση από παλιά δεδομένα, συνίσταται ότι το ύψος σχεδιασμού διείδυσης, R, να είναι 1,3 φορές μεγαλύτερο από το προβλεπόμενο μέγιστο ύψος διείδυσης, R*, έτσι ώστε να περικλείεται μια πιθανή απόκλιση.

- Εξαιτίας των αβεβαιοτήτων στη μοντελοποίηση της πλημμύρας από το tsunami, οι σχεδιαστικές παράμετροι (όπως η ταχύτητα ροής, το βάθος, η δυναμική ροή) που προέρχονται από αριθμητικές προσομοιώσεις δε θα πρέπει να λαμβάνονται μικρότερες από το 80% των τιμών που προκύπτουν από τις αναλυτικές λύσεις που φαίνονται στις παρακάτω εξισώσεις.

Federal Emergency Management Agency published Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, FEMA P646, (FEMA 2008)
(6)

1.4.2 Υδροστατικές Δυνάμεις

Τα υδροστατικά φορτία λαμβάνουν χώρα όταν στάσιμο ή αργά κινούμενο νερό έρχεται σε επαφή με ένα κτίσμα ή με ένα στοιχείο του κτιρίου. Η δύναμη αυτή δρα πάντοτε κάθετα στην επιφάνεια του στοιχείου που μας ενδιαφέρει. Προκαλείται από την ανισορροπία της πίεσης λόγω του διαφορετικού ύψους του νερού στις απέναντι πλευρές του στοιχείου. Οι υδροστατικές δυνάμεις συνήθως δεν είναι αρκετά μεγάλες σε στοιχεία με μικρό εύρος, γύρω από τα οποία το νερό μπορεί να κυλήσει γρήγορα και να γεμίσει όλες τις πλευρές. Από την άλλη, οι υδροστατικές δυνάμεις μπορεί να είναι αρκετά σημαντικές για μακριά κτίσματα (π.χ. κυματοθραύστες και αναχώματα), ή για την εκτίμηση τοιχοποιίας στην οποία το επίπεδο του νερού διαφέρει σημαντικά στις δύο πλευρές.

Οι υδροστατικές και οι δυνάμεις άνωσης πρέπει να υπολογίζονται όταν το πάτωμα ενός κτιρίου είναι υδατοστεγές, ή είναι επαρκώς μονωμένο ώστε να αποτρέψει ή να καθυστερήσει την είσοδο του νερού. Σε αυτή την περίπτωση, η υδροστατική δύναμη θα πρέπει να υπολογίζεται για τα μεμονωμένα πάνελ τοιχοποιίας όπως φαίνεται στο Σχ. 1.2α. Η οριζόντια υδροστατική δύναμη σε ένα πάνελ τοίχου μπορεί να υπολογίζεται χρησιμοποιώντας την εξίσωση (1.1) :

$$F_h = p_c A_w = \frac{1}{2} \rho_s g b h_{\max}^2 \quad (1.1)$$

όπου p_c είναι η υδροστατική πίεση,

A_w είναι το εμβαδόν της βρεχόμενης επιφάνειας,

ρ_s είναι η πυκνότητα του υγρού που περιλαμβάνει και τα ιζήματα (1200 kg/m^3),

g είναι η επιτάχυνση βαρύτητας ($9,81 \text{ m/s}^2$),

b είναι το εύρος (πλάτος) του τοίχου

και h_{\max} είναι το μέγιστο ύψος νερού πάνω από τη βάση του τοίχου στην τοποθεσία του κτίσματος.

Εάν ο τοίχος με ύψος h_w είναι πλήρως βυθισμένος όπως φαίνεται στο Σχ. 1.2β, τότε η υδροστατική δύναμη μπορεί να υπολογιστεί από την εξίσωση (1.2) :

$$F_h = p_c A_w = \rho_s g \left(h_{\max} - \frac{h_w}{2} \right) b h_w \quad (1.2)$$

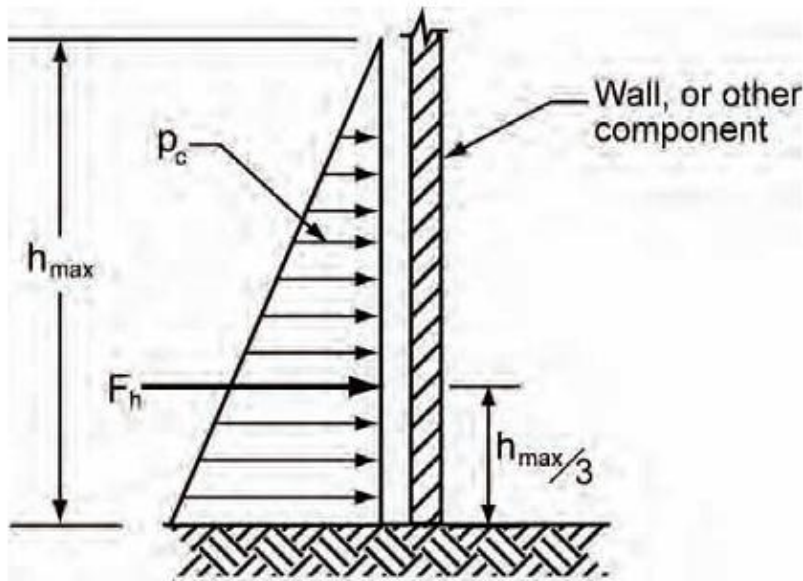
Η οποία προκύπτει ως εξής:

$$F_h = \frac{1}{2} [\rho_s g h_{\max} + \rho_s g (h_{\max} - h_w)] h_w b = \frac{1}{2} [\rho_s g (h_{\max} + h_{\max} - h_w)] h_w b = \rho_s g \left(h_{\max} - \frac{h_w}{2} \right) b h_w$$

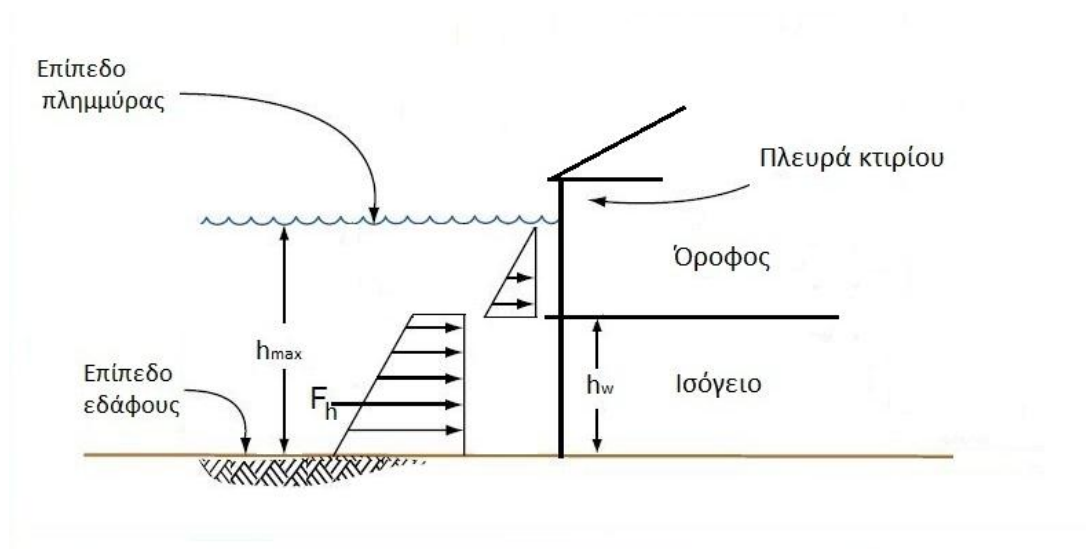
όπου h_{\max} είναι η κατακόρυφη διαφορά μεταξύ του υψόμετρου σχεδιασμού διείδυσης R και του υψόμετρου της βάσης του τοίχου, z_w , όπως φαίνεται στην εξίσωση (1.3) :

$$h_{\max} = 1,3R^* - z_w = R - z_w \quad (1.3)$$

όπου R^* είναι η μέγιστη διείδυση του tsunami, την οποία μπορούμε να υπολογίζουμε είτε με μια λεπτομερή αριθμητική λύση είτε από κατάλληλους πλημμυρικούς χάρτες. Το υψόμετρο σχεδιασμού διείδυσης, R , εκτιμάται ως 1,3 φορές το μέγιστο αναμενόμενο υψόμετρο διείδυσης, R^* . Η ροπή στη βάση του τοίχου μπορεί να εκτιμάται χρησιμοποιώντας το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης υδροστατικής δύναμης, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχ. 1.2α Κατανομή υδροστατικής δύναμης και σημείο εφαρμογής της συνισταμένης



Σχ. 1.2β Κατανομή υδροστατικής δύναμης σε πλήρως βυθισμένο τοίχο

1.4.3 Δυνάμεις άνωσης

Οι δυνάμεις άνωσης είναι υδροστατικές κατακόρυφες δυνάμεις που δρουν στο κέντρο βάρους του εκτοπισμένου όγκου του νερού εξαιτίας της μερικής ή πλήρους βύθισης ενός στοιχείου ή ενός κτιρίου. Η συνισταμένη δύναμη άνωσης ισούται με το βάρος του νερού που εκτοπίζεται. Οι δυνάμεις άνωσης σε στοιχεία πρέπει να αντισταθμίζονται από το ίδιο βάρος των στοιχείων και από άλλες δυνάμεις που ενδέχεται να αντιστέκονται στην επίπλευση. Οι δυνάμεις άνωσης αποτελούν πρόβλημα για κτίσματα τα οποία έχουν μικρή αντίσταση σε ανοδικές

δυνάμεις (π.χ. κτίρια με ελαφρύ σκελετό από ξύλο, υπόγεια, άδειες δεξαμενές τοποθετημένες είτε πάνω είτε κάτω από το έδαφος, πισίνες, στοιχεία που έχουν σχεδιαστεί λαμβάνοντας υπ' όψιν μόνο βαρυτικά φορτία.

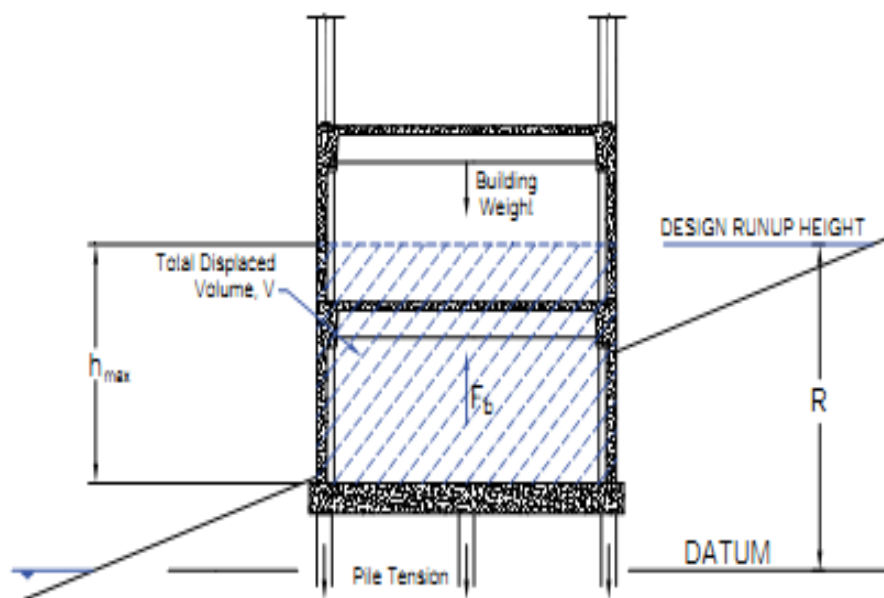
Για ένα υδατοστεγές κτίριο, η συνισταμένη δύναμη άνωσης που θα δεχθεί δίνεται από την εξίσωση (1.4) :

$$F_b = \rho_s g V \quad (1.4)$$

όπου ρ_s είναι η πυκνότητα του υγρού (1200 kg/m^3),

g είναι η επιτάχυνση βαρύτητας ($9,81 \text{ m/s}^2$)

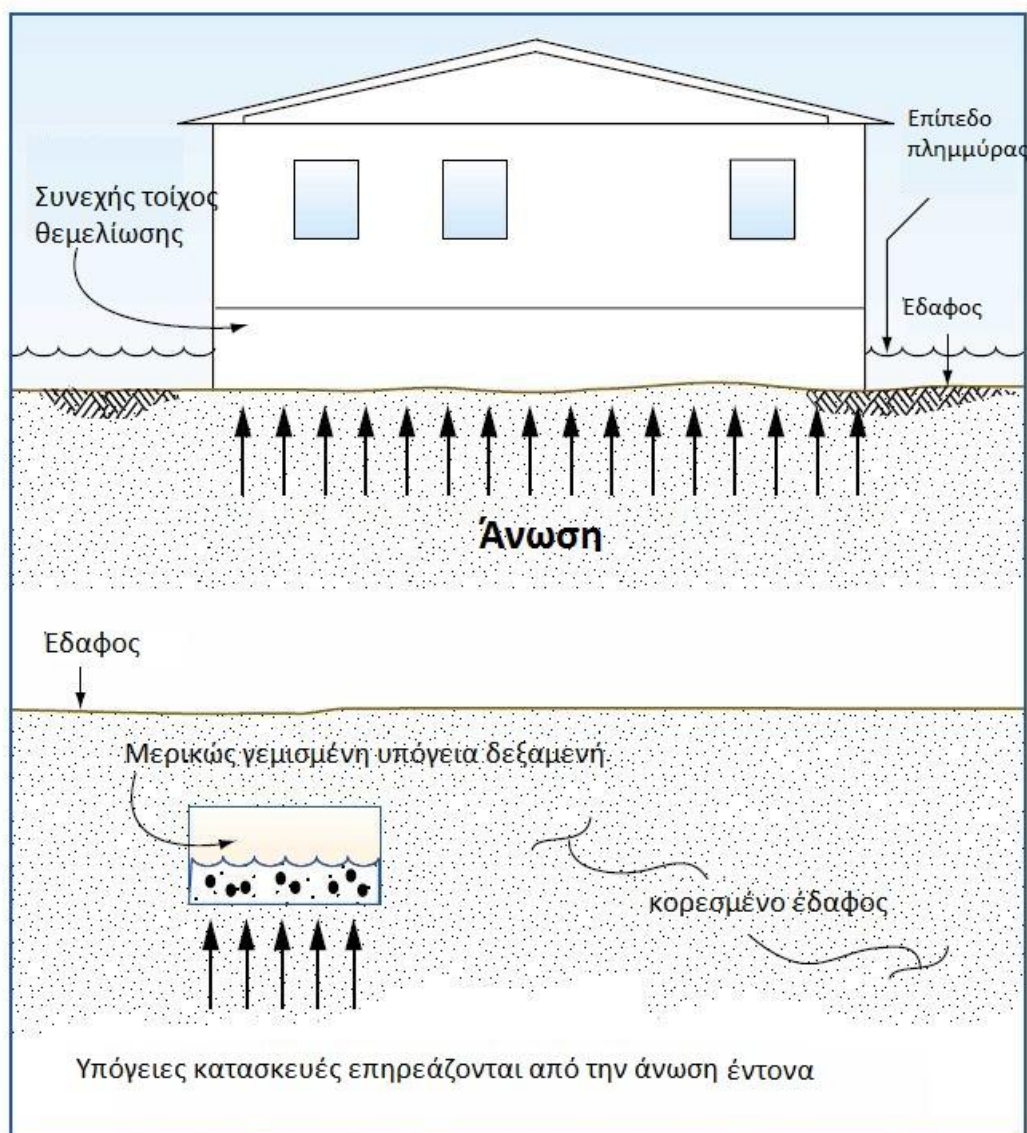
και V είναι ο όγκος του νερού που εκτοπίζεται από το κτίριο



Σχ. 1.3 Δυνάμεις άνωσης που ασκούνται σε ένα κτίριο

Ο όγκος του νερού που υπολογίζεται βρίσκεται προφανώς κάτω από το επίπεδο του h_{max} , όπως αυτό υπολογίζεται από την εξίσωση 1.3. Οι δυνάμεις άνωσης σε ένα κτίριο φαίνονται στο σχήμα 1.3 . Εάν το ίδιο βάρος του κτιρίου είναι ανεπαρκές στο να αντισταθεί στις δυνάμεις άνωσης, μπορούν να χρησιμοποιηθούν κατάλληλοι πάσσαλοι ώστε να αυξηθεί η αντίσταση στην επίπλευση, αλλά η μείωση της πλευρικής τριβής στους πασσάλους λόγω της αναμενόμενης χαλάρωσης και

αποκόλλησης του εδάφους γύρω από τις κορυφές των πασσάλων πρέπει να ληφθεί σοβαρά υπ' όψιν.



Σχ. 1.4 Επιρροή της άνωσης στις υπόγειες και υπέργειες κατασκευές (από το FEMA 55)

1.4.4 Υδροδυναμικά φορτία

Όταν το νερό ρέει γύρω από ένα κτίριο, τότε ασκούνται υδροδυναμικές δυνάμεις τόσο συνολικά στο φορέα όσο και σε μεμονωμένα δομικά του στοιχεία. Οι δυνάμεις αυτές οφείλονται στο γεγονός ότι το νερό ρέει με μέτριες έως και μεγάλες ταχύτητες. Σε περίπτωση που το νερό κινείται με ταχύτητα μικρότερη από περίπου 3 m/s, τότε το υδροδυναμικό φορτίο που ασκείται στο στοιχείο μπορεί να μετατραπεί σε ένα ισοδύναμο υδροστατικό – κάτι που σπάνια συμβαίνει με τα

tsunami. Μπορούμε να υποθέσουμε ότι η ροή του νερού είναι ομοιόμορφη (έχουμε δηλαδή σταθερή ροή).

Οι υδροδυναμικές δυνάμεις είναι συνδυασμός των πλευρικών δυνάμεων που προκαλούνται από την επιφανειακή πίεση που ασκεί η μάζα του νερού καθώς κινείται και των δυνάμεων τριβής που παράγονται καθώς το νερό ρέει γύρω από ένα κτίριο ή ένα στοιχείο. Οι δυνάμεις αυτές μπορούν να υπολογιστούν με βάση την εξίσωση (1.5) :

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B (hu^2)_{max} \quad (1.5\alpha)$$

όπου ρ_s είναι η πυκνότητα του υγρού συμπεριλαμβανομένων των ιζημάτων (1200 kg/m^3),

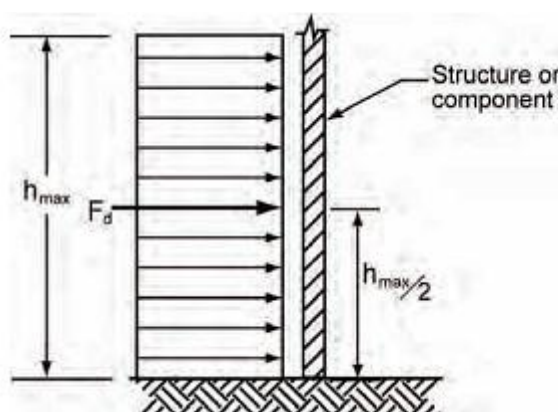
C_d είναι ένας υδροδυναμικός συντελεστής που κυμαίνεται μεταξύ του 1,25 και του 2,

B είναι το εύρος του κτιρίου/στοιχείου στο επίπεδο το κάθετο στη διεύθυνση της ροής (δηλαδή το πλάτος στην παράλληλη διεύθυνση με την ακτογραμμή),

h είναι το βάθος ροής

και u είναι η ταχύτητα ροής στην τοποθεσία του κτιρίου

Η συνισταμένη υδροδυναμική δύναμη εφαρμόζεται περίπου στο κέντρο της βρεχόμενης επιφάνειας του στοιχείου, όπως φαίνεται στο σχήμα 1.4



Σχ. 1.5 Κατανομή των υδροδυναμικών δυνάμεων και σημείο εφαρμογής συνισταμένης

Για τον καθορισμό του μεγέθους της υδροδυναμικής δύναμης σημαντικό ρόλο παίζουν τόσο ο συντελεστής C_d όσο και η ταχύτητα ροής u του νερού.

Ο υδροδυναμικός συντελεστής C_d είναι συνάρτηση του σχήματος του αντικειμένου γύρω από το οποίο πραγματοποιείται η ροή. Σε περίπτωση που αυτό είναι τετράγωνη ή ορθογώνια κολόνα, τότε η προτεινόμενη τιμή για το C_d είναι το 2 ($C_d = 2$), ενώ εάν πρόκειται για στρογγυλή κολόνα τότε συνίσταται το C_d να το παίρνουμε ίσο με 1,2 ($C_d = 1,2$). Όταν το στοιχείο το οποίο μελετάται δεν ανήκει σε κάποια από τις παραπάνω περιπτώσεις (π.χ. τοιχοποιία), τότε ο συντελεστής C_d καθορίζεται από έναν από τους ακόλουθους δείκτες :

1. Το λόγο του πλάτους του αντικειμένου (W) προς το ύψος του (H), εάν το αντικείμενο είναι τελείως βυθισμένο στο νερό.
2. Το λόγο του πλάτους του αντικειμένου (W) προς το ύψος του στάσιμου νερού (h), εάν το αντικείμενο δεν είναι πλήρως βυθισμένο.

Λόγος πλάτους προς βάθος (W/h)	Συντελεστής C_d
από 1-12	1,25
13-20	1,3
21-32	1,4
33-40	1,5
41-80	1,75
81-120	1,8
>120	2

Πίνακας 1.3 Τιμές του υδροδυναμικού συντελεστή C_d ανάλογα με το λόγο W/h

Γενικά, υπάρχει η δυνατότητα, υπέρ της ασφαλείας, τον υδροδυναμικό συντελεστή C_d να τον παίρνουμε ίσο με 2.

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, καθοριστικής σημασίας για τον προσδιορισμό της έντασης της υδροδυναμικής δύναμης είναι ο υπολογισμός της ταχύτητας με την οποία κινείται το νερό. Η ταχύτητα υπεισέρχεται στην εξίσωση (1.5) μαζί με το ύψος h της ροής. Ο συνδυασμός του hu^2 αντιπροσωπεύει την ορμή της ροής ανά μονάδα μάζας. Πρέπει να σημειωθεί ότι το $(hu^2)_{max}$ δεν ισούται με το $h_{max}u_{max}^2$. Το μέγιστο βάθος ροής, h_{max} , και η μέγιστη ταχύτητα ροής, u_{max} , μπορεί να μην υφίστανται ταυτόχρονα σε ένα συγκεκριμένο σημείο. Οι υδροδυναμικές δυνάμεις πρέπει να βασίζονται στην παράμετρο $(hu^2)_{max}$, η οποία είναι η μέγιστη ορμή ροής

ανά μονάδα μάζας, που λαμβάνει χώρα σε μια τοποθεσία ανά πάσα στιγμή κατά τη διάρκεια ενός tsunami.

Η μέγιστη τιμή που μπορεί να λάβει το $(hu^2)_{max}$ μπορεί να υπολογιστεί χρησιμοποιώντας ένα λεπτομερές αριθμητικό μοντέλο προσομοίωσης ή από ήδη υπάρχοντα δεδομένα προσομοίωσης. Το αριθμητικό μοντέλο στην περιοχή διείσδυσης πρέπει να βασίζεται σε ένα πολύ ακριβή σχεδιασμό, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται επαρκής ακρίβεια στην πρόβλεψη του hu^2 .

Ειδάλλως, η τιμή του $(hu^2)_{max}$ μπορεί να υπολογιστεί προσεγγιστικά χρησιμοποιώντας την εξίσωση (1.6)

$$(hu^2)_{max} = gR^2 \left[0,125 - 0,235 \frac{z}{R} + 0,11 \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right] \quad (1.6)$$

όπου g είναι η επιτάχυνση βαρύτητας ($9,81 \text{ m/s}^2$),

R είναι το ύψος διείσδυσης σχεδιασμού

και z είναι το υψόμετρο του εδάφους στη βάση του κτιρίου

Το ύψος διείσδυσης σχεδιασμού, R , είναι ίσο με 1,3 φορές το μέγιστο ύψος διείσδυσης, R^* , το οποίο προκύπτει είτε από λεπτομερή αριθμητικά μοντέλα, είτε από ειδικούς πλημμυρικούς χάρτες. Για να χρησιμοποιηθεί αυτή η φόρμουλα, πρέπει το επίπεδο της θάλασσας να είναι ίδιο με αυτό από τους πλημμυρικούς χάρτες.

Η αναλυτική λύση από την οποία έχει προκύψει η εξίσωση (1.6) βασίζεται σε μιας διάστασης μη γραμμική θεωρία για μια ομοιόμορφη σε κλίση ακτή, χωρίς ιδιαίτερη τοπογραφική ποικιλομορφία στο εσωτερικό. Παρόλα αυτά η μέγιστη τιμή του (hu^2) που παίρνουμε από την εξίσωση (1.6) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για : α) προμελέτη, β) προσεγγιστικό σχεδιασμό λόγω απουσίας άλλων μοντέλων σχεδιασμού και γ) εκτίμηση της εγκυρότητας των αποτελεσμάτων από τις αριθμητικές προσομοιώσεις.

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, το R^* και το z μπορεί να υπολογιστούν από ειδικούς πλημμυρικούς χάρτες. Ωστόσο, επειδή οι αβεβαιότητες στη μοντελοποίηση αυτών των χαρτών είναι ακόμα μεγάλες, οι τιμές που παίρνουμε για το (hu^2) δε θα πρέπει να είναι μικρότερες από το 80% των τιμών που προκύπτουν από την εξίσωση (1.6). (Federal Emergency Management Agency published Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, FEMA P646), (FEMA 2008) (6)

Βέβαια, η παραπάνω προσέγγιση για τον υπολογισμό της Υδροδυναμικής δύναμης, για να λάβει υπόψη την κλίση και την απόσταση της τοποθεσίας ενδιαφέροντος από την ακτογραμμή, παρουσιάζει μεγάλο σφάλμα στα μικρά ύψη κύματος. Οπότε, **εδώ μπαίνει η κρίση του μηχανικού** για την εκτίμησή της με άλλες μεθόδους. Τέτοιες μέθοδοι υπάρχουν στον κανονισμό FEMA 55 και τους κανονισμούς CCH 2000 και παρουσιάζονται στη συνέχεια.

Οι Υδροδυναμικές δυνάμεις λοιπόν, σύμφωνα με τους κανονισμούς FEMA 55 και CCH 2000 βασίζεται στον εξής τύπο:

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B h_{max} u^2 \quad (1.5\beta)$$

όπου ρ_s είναι η πυκνότητα του υγρού συμπεριλαμβανομένων των ιζημάτων (1200 kg/m^3),

C_d είναι ένας υδροδυναμικός συντελεστής που λαμβάνεται από τον πίνακα 1.3

B είναι το εύρος του κτιρίου/στοιχείου στο επίπεδο το κάθετο στη διεύθυνση της ροής (δηλαδή το πλάτος στην παράλληλη διεύθυνση με την ακτογραμμή),

h_{max} είναι το ύψος κύματος στην τοποθεσία ενδιαφέροντος

και $u = \sqrt{2gh_{max}}$, είναι η ταχύτητα ροής στην τοποθεσία του κτιρίου

Στη συνέχεια θα παρουσιαστεί μία υποκατηγορία δυνάμεων όπως αυτή αναλύεται στους κανονισμούς FEMA 55, η οποία δεν είναι απαραίτητη για τον σχεδιασμό αλλά παρουσιάζεται εδώ για λόγους πληρότητας.

Οι δυνάμεις θραύσεως των κυμάτων παρουσιάζονται εδώ, αλλά δεν θα υπολογιστούν για την παρούσα ανάλυση. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ανάλογα με την παράκτια βαθυμετρία τα κύματα θραύονται πριν την ακτή και προχωρούν πλημμυρίζοντας τις μέσα περιοχές με τη μορφή ενός υδραυλικού κύματος, παρόμοιο με αυτό που παράγεται από την κατάρρευση ενός φράγματος. Τα κύματα, τις περισσότερες φορές, θραύονται όταν το ύψος κύματος γίνει περίπου ίσο με το βάθος του νερού. Αυτό το υδραυλικό κύμα, αφού έχει υποστεί τη θραύση, χάνει πλήρως τη μορφή του και διαδίδεται προς την ακτογραμμή μοιάζοντας με ένα αφρώδη και τυρβώδη τοίχο νερού.

Συγκεκριμένα οι δυνάμεις κύματος μπορούν να χωριστούν σε τέσσερις κατηγορίες:

- Δυνάμεις από μη-θραυόμενα κύματα (οι οποίες συνήθως υπολογίζονται σαν δυνάμεις από υδροστατικές πιέσεις πάνω σε τοίχους ή υδροδυναμικές δυνάμεις πάνω σε κολόνες)

- Δυνάμεις από θραυόμενα κύματα (οι οποίες είναι μικρής διάρκειας αλλά μεγάλης κλίμακας)

- Δυνάμεις από θραυσμένα κύματα (οι οποίες είναι παρόμοιες με τις υδροδυναμικές δυνάμεις που προκαλούνται λόγω ροής του νερού)

Από αυτές, οι δυνάμεις από θραυόμενα κύματα είναι οι πιο μεγάλες και προκαλούν τα πιο σοβαρά φορτία. Παρακάτω θα εξεταστούν οι φορτίσεις από θραυόμενο κύμα σε υποστυλώματα και σε στοιχεία τοιχοποιίας.

Φορτίο θραυόμενου κύματος σε υποστυλώματα (FEMA 55)

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, τα φορτία του κύματος που παράγονται από θραυόμενα κύματα είναι πολύ μεγαλύτερα από τα φορτία που παράγονται από μη θραυόμενα ή ήδη θραυσμένα κύματα.

Το φορτίο θραυόμενου κύματος σε υποστυλώματα υπολογίζεται στη σχέση (1.19) :

$$F_{brkp} = \left(\frac{1}{2}\right) C_{db} \gamma D H_b^2$$

Όπου: F_{brkp} = υδροδυναμική δύναμη σε kN που ασκείται στο επίπεδο ηρεμίας

C_{db} = υδροδυναμικός συντελεστής για το θραυόμενο κύμα (οι συνιστώμενες τιμές είναι 2,25 για τετραγωνικά ή ορθογωνικά υποστυλώματα και 1,75 για κυκλικά)

γ = ειδικό βάρος νερού ($10 \frac{kN}{m^3}$ για πόσιμο και $12 \frac{kN}{m^3}$ για θαλασσινό συμπεριλαμβανομένων των ιζημάτων)

D = διάμετρος ή πλάτος υποστυλώματος σε m

H_b = ύψος θραύσης κύματος σε m ($0,78R$, όπου R το ύψος σχεδιασμού πλημμύρας)

Φορτίο θραυόμενου κύματος σε τοίχους (FEMA 55)

Το Φορτίο θραυόμενου κύματος σε τοίχους περιγράφεται καλύτερα στο εγχειρίδιο Criteria for Evaluating Coastal Flood-Protection Structures (Walton, et. al 1989). Η διαδικασία που περιγράφεται εκεί είναι κατάλληλη για τυπικές συνθήκες κύματος από παράκτιες πλημμύρες και καταιγίδες.

Σύμφωνα με τη διαδικασία αυτή, λόγω του κατακόρυφου τοίχου δημιουργείται ένα στάσιμο κύμα ή ανακλώμενο και η κορυφή του κύματος αυτού φτάνει σε υψόμετρο $1,2R$ πάνω από το επίπεδο ηρεμίας. Τα διαγράμματα υδροστατικών, δυναμικών και ολικών πιέσεων που ασκούνται στον τοίχο φαίνονται στο σχήμα 1.10, ενώ η σχέση (1.20) δίνει τις πιέσεις αυτές:

Περίπτωση 1 (μη πλημμυρισμένο κτήριο)

$$f_{brkw} = 1,1C_p\gamma R^2 + 2,41\gamma R^2$$

Περίπτωση 2 (νερό και από τις δύο μεριές του τοίχου)

$$f_{brkw} = 1,1C_p\gamma R^2 + 1,91\gamma R^2$$

Όπου: f_{brkw} = δύναμη θραυόμενου κύματος ανά μονάδα μήκους τοίχου σε $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$

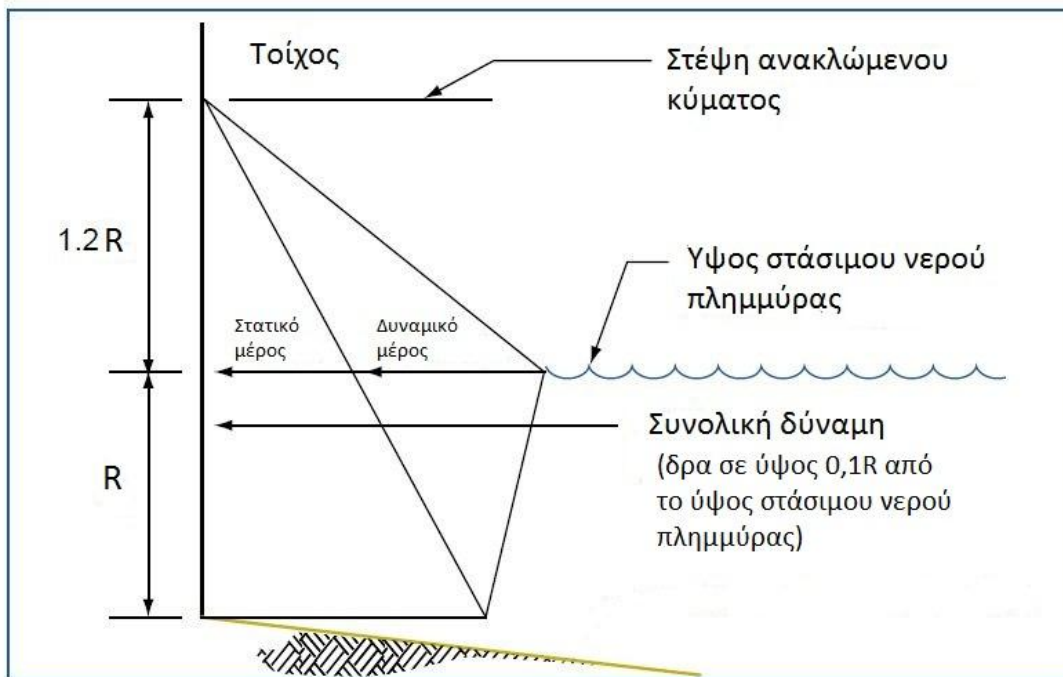
$F_{brkw} = f_{brkw} w$ = δύναμη θραυόμενου κύματος σε kN που ασκείται στο επίπεδο ηρεμίας

C_p = συντελεστής δυναμικής πίεσης για το θραυόμενο κύμα που λαμβάνεται από τον πίνακα 1.4

γ = ειδικό βάρος νερού ($10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ για πόσιμο και $12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ για θαλασσινό συμπεριλαμβανομένων των ιζημάτων)

D = διάμετρος ή πλάτος υποστυλώματος σε m

R = ύψος σχεδιασμού πλημμύρας σε m



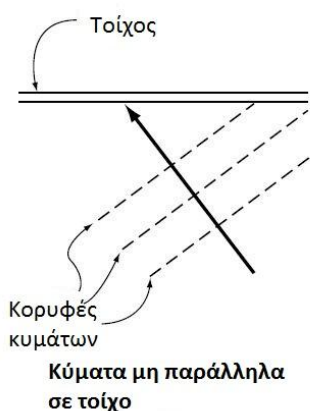
Σχ. 1.6 Κατανομή καθ' ύψος των υδροδυναμικών και υδροστατικών δυνάμεων σε έναν τοίχο καθώς και της συνισταμένης τους (από το FEMA 55)

C_p	Τύπος κτιρίου	Πιθανότητα υπέρβασης
1,6	Χαμηλού κινδύνου σε απώλεια ζωής ή ιδιοκτησίας	0,5
2,8	Παράκτιες κατοικίες	0,01
3,2	Υψηλής πληρότητας κτίρια ή κρίσιμες εγκαταστάσεις	0,001

Πίνακας 1.4 Τιμές του συντελεστή δυναμικής πίεσης για θραυόμενο κύμα

Αυτή η διαδικασία θεωρεί δύο περιπτώσεις, (1) το κύμα θραύεται πάνω σε τοίχο ο οποίος δεν είναι πλημμυρισμένος από την εσωτερική παρειά και (2) το κύμα θραύεται σε τοίχο ο οποίος θεωρείται ότι έχει νερό και στο εσωτερικό του. Η πρώτη περίπτωση αναφέρεται σε τοίχους κτισμάτων που είναι υδατοστεγή και επομένως δεν πλημμυρίζουν εσωτερικά ενώ η δεύτερη σε τοίχους κτιρίων που καταρρέουν εύκολα ή έχουν ανοίγματα τα οποία και επιτρέπουν στο νερό να εισβάλει στο

κτήριο και να πλημμυρίσει τον εσωτερικό του χώρο. Και στις δύο περιπτώσεις τα κύματα θεωρείται ότι προσπίπτουν κάθετα στο επίπεδο του τοίχου (κορυφές κύματος παράλληλες στον τοίχο). Αν τα κύματα προσπίπτουν υπό γωνία στον τοίχο (κορυφές κύματος μη παράλληλες στον τοίχο) τότε το φορτίο είναι μικρότερο.



Σχ. 1.7 Κύματα μη παράλληλα σε τοίχο

Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι οι πιέσεις που αναπτύσσονται είναι πολύ μεγαλύτερες από τις τυπικές πιέσεις λόγω ανέμου που δρουν σε ένα παράκτιο κτήριο, ακόμα και από ανεμοπιέσεις που λαμβάνουν χώρα κατά τη διάρκεια ενός τυφώνα ή ανεμοστρόβιλου. Παρ' όλα αυτά, η διάρκεια των πιέσεων από τα κύματα διαρκεί πολύ λίγο – οι μεγάλες πιέσεις συνήθως συμβαίνουν 0,1 με 0,3 δευτερόλεπτα αφότου το κύμα πέσει πάνω στον τοίχο (λεπτομέρειες για τις πιέσεις και τα φορτία κυμάτων παρέχονται στο Wave Forces in Inclined and Vertical Wall Surfaces [ASCE 1995]).

Επιθεωρήσεις που έχουν γίνει μετά από καταιγίδες δείχνουν ότι τα φορτία από τα θραυόμενα κύματα έχουν πρακτικά καταστρέψει όλο το ξύλινο σκελετό ή την άοπλη τοιχοποιία που βρίσκονται κάτω από την κορυφή του κύματος – μόνο υψηλής μηχανικής, μαζικά δομικά στοιχεία είναι ικανά να αντέξουν τα φορτία λόγω θραύσης του κύματος. Ακόμα και tsunami με σχετικά μικρά ύψη μπορούν να προκαλέσουν τεράστια φορτία σε τοιχοποιίες και για αυτό οι τοιχοποιίες δεν συνιστώνται για κτίρια που βρίσκονται σε παράκτιες ζώνες με μεγάλη επικινδυνότητα για tsunami.

1.4.5 Ωστικές δυνάμεις

Οι Ωστικές δυνάμεις προκαλούνται από την προπορευόμενη άκρη ενός κύματος όταν αυτό προσκρούει σε ένα κτήριο. Εργαστηριακά δεδομένα δείχνουν ότι δεν υπάρχει σημαντική αρχική δύναμη πρόσκρουσης (ωστική δύναμη) από κύματα σε στεγνό έδαφος, αλλά παρατηρείται μια εκτίναξη στη δύναμη για κύματα που λαμβάνουν χώρα όταν η τοποθεσία είναι ήδη πλημμυρισμένη. Αυτό καταδεικνύει

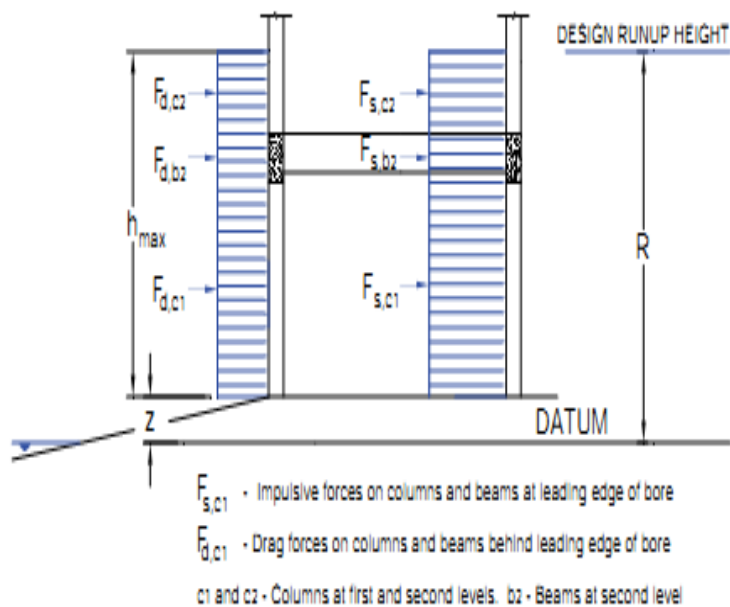
ότι η δυσμενέστερη πρόσκρουση δεν είναι αναγκαστικά αυτή του πρώτου κύματος (όπως θα μπορούσε εύκολα να υποθέσει κανείς), αλλά είναι πιθανόν κάποιο από τα επόμενα κύματα που θα πλήξουν την ακτή να προξενήσουν μεγαλύτερες ζημιές.

Η μέγιστη υπέρβαση που παρατηρείται είναι περίπου 1,5 φορά μεγαλύτερη από την επακόλουθη υδροδυναμική δύναμη σύμφωνα με τις εργαστηριακές μελέτες που έχουν γίνει. Δεδομένου ότι η δυναμική επίπτωση αυξάνεται με το ξαφνικό χτύπημα του απότομου μπροστινού μέρους ενός κύματος, η μικρότερη αύξηση για τα κύματα σε στεγνό έδαφος μπορεί να αποδοθεί στην σχετικά ήπια κλίση του μπροστινού μέρους της επιφάνειας του νερού.

Για λόγους ασφάλειας, προτείνεται ότι οι Ωστικές δυνάμεις θα έπρεπε να θεωρούνται ως 1,5 φορά οι υδροδυναμικές δυνάμεις, όπως φαίνεται στην εξίσωση (1.7) :

$$F_s = 1,5F_d \quad (1.7)$$

Οι Ωστικές δυνάμεις δρουν σε μέλη στο μπροστινό μέρος του κύματος, ενώ οι υδροδυναμικές δυνάμεις θα ασκηθούν σε στοιχεία τα οποία έχει ήδη προσπεράσει το μπροστινό μέτωπο, όπως φαίνεται στο σχήμα 1.5



Σχ. 1.8 Υδροδυναμικές και Ωστικές δυνάμεις στα στοιχεία ενός κτιρίου

1.4.6 Δύναμη πρόσκρουσης συντριμμιών

Η δύναμη πρόσκρουσης από πλωτά συντρίμμια (π.χ. ξύλα, βάρκες, κοντέινερ, αυτοκίνητα, κ.ά.) μπορεί να αποτελέσει κυρίαρχη αιτία για τη ζημιά ενός κτιρίου. Δυστυχώς, είναι δύσκολο να εκτιμηθεί αυτή η δύναμη με ακρίβεια. Οι πληροφορίες που υπάρχουν για την ανάπτυξη της δύναμης αυτής οδηγούν στον υπολογισμό της μέσω της εξίσωσης (1.8) :

$$F_i = C_m u_{\max} \sqrt{km} \quad (1.8)$$

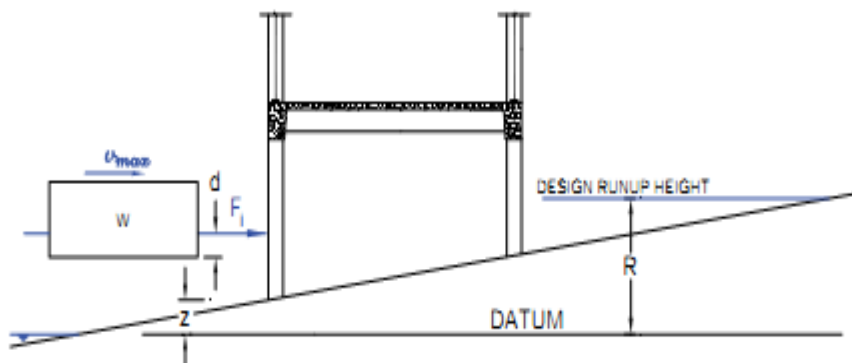
όπου C_m είναι ο συντελεστής προστιθέμενης μάζας,

u_{\max} είναι η μέγιστη ταχύτητα ροής που έχει το κύμα στην συγκεκριμένη τοποθεσία,

k είναι η δυσκαμψία του αντικειμένου

και m είναι η μάζα του συντριμμιού

Προτείνεται το συντελεστή προστιθέμενης μάζας να τον παίρνουμε ίσο με 2 ($C_m = 2$). Αντίθετα με άλλες δυνάμεις, οι δυνάμεις πρόσκρουσης συντριμμιών θεωρούνται ότι δρουν τοπικά σε ένα μεμονωμένο μέλος του κτιρίου στο ύψος της ελεύθερης επιφάνειας του νερού, όπως φαίνεται στο σχήμα 1.6.



Σχ. 1.9 Δύναμη πρόσκρουσης συντριμμιών

Οι δυνάμεις πρόσκρουσης συντριμμίων θα πρέπει να εκτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την τοποθεσία του κτιρίου και τα πιθανά συντρίμια στη γύρω περιοχή. Για παράδειγμα, είναι πιθανόν τα επιπλέοντα συντρίμια να αποτελούνται κυρίως από ξύλα, κούτσουρα και πασσάλους από προβλήτες για τις περισσότερες παράκτιες περιοχές, ενώ για περιοχές κοντά σε μεγάλα λιμάνια, τα συντρίμια μπορεί να είναι μεγάλα κοντίνερ. Για τοποθεσίες κοντά σε μαρίνες ή ψαρολίμανα μπορεί η πρόσκρουση να οφείλεται σε βάρκες των οποίων τα αγκυροβόλια έχουν σπάσει.

Η χρήση της εξίσωσης (1.8) απαιτεί τη μάζα και τη δυσκαμψία του αντικειμένου. Προσεγγιστικές τιμές για τα m και k για τα συνήθη συντρίμια φαίνονται στον Πίνακα 1.5 . Η μάζα και η δυσκαμψία για άλλους τύπους συντριμμίων θα πρέπει να αποτελεί μέρος της εκάστοτε διαδικασίας σχεδιασμού.

<i>Location of Source</i>	<i>Mass (m) in kg</i>	<i>Effective stiffness (k) in N/m</i>
Lumber or Wood Log	450	2.4×10^6
40-ft Standard Shipping Container	3800 (empty)	6.5×10^8
20-ft Standard Shipping Container	2200 (empty)	1.5×10^9
20-ft Heavy Shipping Container	2400 (empty)	1.7×10^9

Πίνακας 1.5 Μάζα και δυσκαμψία συνήθων συντριμμίων

Το μέγεθος της δύναμης πρόσκρουσης των συντριμμίων εξαρτάται από τη μάζα και την ταχύτητα. Τα μικρότερα (ελαφρύτερα) συντρίμια απαιτούν λίγο ή και καθόλου βάθος για να ταξιδέψουν σε μεγάλες ταχύτητες, σε σύγκριση με τα μεγαλύτερα (βαρύτερα) αντικείμενα τα οποία απαιτούν πολύ μεγαλύτερα βάθη για να επιπλεύσουν. Η χρήση της μέγιστης ταχύτητας ροής χωρίς να ληφθεί υπ' όψιν το απαιτούμενο βάθος για να επιπλεύσει ένα μεγάλο αντικείμενο θεωρείται ανώφελα συντηρητική. Η κατάλληλη μέγιστη ταχύτητα ροής u_{max} για ένα δεδομένο βάθος ροής μπορεί να ληφθεί είτε χρησιμοποιώντας ένα λεπτομερές αριθμητικό μοντέλο προσομοίωσης είτε χρησιμοποιώντας ήδη υπάρχοντα δεδομένα είτε χρησιμοποιώντας το διάγραμμα του Σχ. 1.10 κατά **την κρίση του μηχανικού**. Πρέπει να σημειωθεί ωστόσο, ότι ο υπολογισμός της ταχύτητας ροής με τη χρήση αριθμητικών μεθόδων είναι λιγότερο ακριβής από τον υπολογισμό του βάθους της πλημμύρας, και οι αριθμητικές προσομοιώσεις στη ζώνη διείδυσης

πρέπει να είναι πολύ ακριβείς έτσι ώστε να υπάρξει επαρκής ακρίβεια στην πρόβλεψη της ταχύτητας.

Όταν ένα καλό αριθμητικό μοντέλο δεν είναι διαθέσιμο, η μέγιστη ταχύτητα ροής για ένα κορμό ή κομμάτι ξύλου (με μηδενικό πρακτικά βάθος επίπλευσης) μπορεί να προσεγγιστεί χρησιμοποιώντας την αναλυτική λύση για διείδυση tsunami σε ακτή με ομοιόμορφη κλίση και χωρίς ιδιαίτερες τοπογραφικές ποικιλομορφίες στο εσωτερικό της, όπως δίνεται από την εξίσωση (1.9) :

$$u_{\max} = \sqrt{2gR \left(1 - \frac{z}{R}\right)} \quad (1.9)$$

όπου g είναι η επιτάχυνση βαρύτητας ($9,81 \text{ m/s}^2$),

R είναι το ύψος διείδυσης σχεδιασμού που είναι ίσο με 1,3 φορές το μέγιστο αναμενόμενο ύψος διείδυσης R^*

και z είναι το υψόμετρο του εδάφους στη βάση του κτιρίου (το επίπεδο αναφοράς είναι η μέση στάθμη της θάλασσας)

Για κοντέινερ ή άλλα παρόμοια μεγάλα συντρίμια τα οποία χρειάζονται ένα βάθος επίπλευσης d , ο λόγος του βάθους d προς το ύψος διείδυσης σχεδιασμού μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση 1.10 και το διάγραμμα του Σχ. 1.10 μπορεί να χρησιμοποιηθεί ώστε να εκτιμηθεί η μέγιστη ταχύτητα ροής. Το βάθος επίπλευσης d μπορεί να υπολογιστεί από την εξίσωση (1.10) :

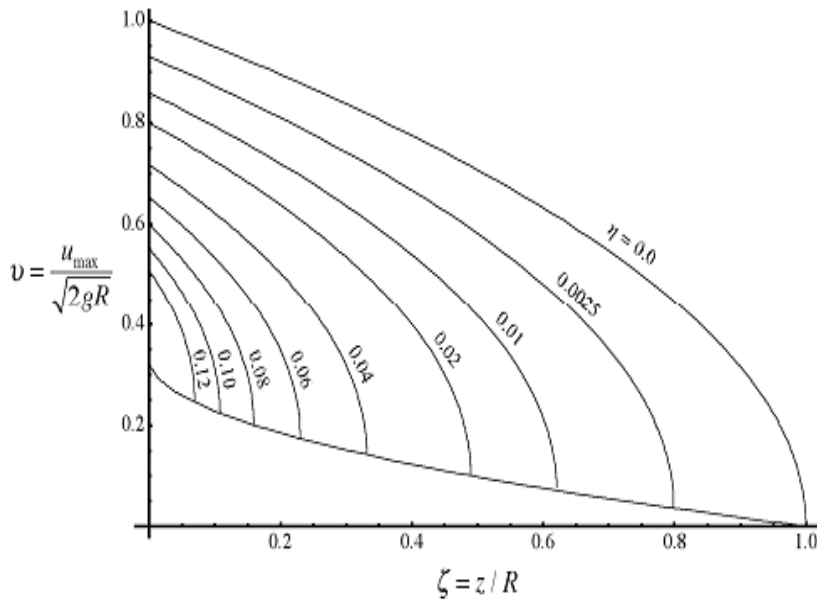
$$d = \frac{W}{\rho_s g A_f} \quad (1.10)$$

όπου W είναι το βάρος του συντριμμιού,

ρ_s είναι η πυκνότητα του υγρού συμπεριλαμβανομένων των ιζημάτων (1200 kg/m^3),

g είναι η επιτάχυνση βαρύτητας ($9,81 \text{ m/s}^2$)

και A_f είναι η επιφάνεια η παράλληλη προς αυτή του νερού, έτσι ώστε το γινόμενο $d * A_f$ να δίνει τον όγκο του νερού που εκτοπίζεται από το αντικείμενο.



Σχ. 1.10 Μέγιστη ταχύτητα ροής αντικειμένου με βάθος επίπλευσης d , για υψόμετρο εδάφους z και μέγιστο υψόμετρο διείδυσης R . Η κάτω καμπύλη αναπαριστά το κατώτατο όριο της μέγιστης ταχύτητας ροής.

Βασιζόμενο στην κατάλληλη καμπύλη του d/R και του λόγου του υψόμετρου του κτιρίου προς το ύψος διείδυσης σχεδιασμού (z/R), το διάγραμμα 1.10 παρέχει μια εκτίμηση της μέγιστης ταχύτητας ροής. Θα πρέπει να γίνει κατανοητό ότι το διάγραμμα 1.10 βασίζεται σε μια αναλυτική λύση για διείδυση tsunami σε ακτή με ομοιόμορφη κλίση και χωρίς ιδιαίτερη τοπογραφική ποικιλομορφία στο εσωτερικό της. Οι υπολογιζόμενες τιμές μπορεί να διαφέρουν από τις πραγματικές ταχύτητες και για αυτό το λόγο πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψιν **η εκτίμηση και η κρίση του μηχανικού**.

Όταν αριθμητικά μοντέλα χρησιμοποιούνται για τον καθορισμό της μέγιστης ταχύτητας ροής u_{\max} , οι τιμές δε θα πρέπει να είναι μικρότερες από το 80% των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις αντίστοιχες αναλυτικές λύσεις της εξίσωσης (1.9) και του διαγράμματος 1.10 .



Σχ. 1.11 Βλάβη που προκλήθηκε από την πρόσκρουση συντριμμιών (ψαρόβαρκα)

1.4.7 Δυνάμεις συγκέντρωσης συντριμμιών

Το φαινόμενο του φράγματος το οποίο προκαλείται από τη συσσώρευση των πλωτών συντριμμιών μπορεί να αντιμετωπιστεί σαν μια υδροδυναμική δύναμη επαυξημένη από το εύρος του σωρού-φράγματος των συντριμμιών που έχει δημιουργηθεί στο μπροστινό μέρος του κτιρίου. Η εξίσωση (1.11) αποτελεί μια τροποποίηση της εξίσωσης (1.5) έτσι ώστε να συμπεριλάβει το πλάτος του “φράγματος” :

$$F_{dm} = \frac{1}{2} \rho_s C_d B_d (hu^2)_{max} \quad (1.11)$$

όπου ρ_s είναι η πυκνότητα του υγρού συμπεριλαμβανομένων των ιζημάτων (1200 kg/m^3),

C_d είναι ένας συντελεστής που κυμαίνεται μεταξύ του 1,25 και του 2,

B_d είναι το πλάτος του φράγματος των συντριμμιών,

h είναι το βάθος ροής

και u είναι η ταχύτητα ροής στην τοποθεσία του κτιρίου.

Η ορμή ροής $(hu^2)_{max}$ μπορεί να υπολογιστεί είτε χρησιμοποιώντας ένα λεπτομερές αριθμητικό μοντέλο, είτε από ήδη υπάρχοντα δεδομένα είτε

επιλύοντας την εξίσωση (1.6). Οι τιμές του (hu^2) που προκύπτουν από τις αριθμητικές λύσεις δεν θα πρέπει να είναι μικρότερες από το 80% των τιμών που παίρνουμε από την αναλυτική λύση της εξίσωσης (1.6).

Δεδομένου ότι οι δυνάμεις συγκέντρωσης συντριμμιών αντιπροσωπεύουν τη συσσώρευση αντικειμένων κατά μήκος του δομικού σκελετού, η συνισταμένη δύναμη αυτών θα βρίσκει αντίσταση από διάφορα δομικά στοιχεία, ανάλογα με τις διαστάσεις του σκελετού και το μέγεθος του φράγματος των συντριμμιών. Η δύναμη αυτή, F_{dm} , μπορεί να θεωρείται ότι δρα ως ένα ομοιόμορφα καταναμημένο φορτίο πάνω στην επιφάνεια του που δημιουργούν τα συντρίμια. Θα πρέπει να μοιράζεται σε κάθε αντιστεκόμενο δομικό στοιχείο με βάση ένα κατάλληλο πλάτος συνεισφοράς και να κατανέμεται ομοιόμορφα στη βυθισμένη επιφάνεια του κάθε στοιχείου. Ένα ελάχιστο φράγμα πλάτους περίπου $B_d=12m$, το οποίο αντιπροσωπεύει ένα κοντέινερ ή μια μάζα επιπλεόντων ξύλων, προτείνεται για τους υπολογισμούς. Τα αποτελέσματα της δύναμης λόγω συγκέντρωσης συντριμμιών θα πρέπει να εκτιμώνται σε διάφορα σημεία στο κάθε κτίριο με σκοπό να καθοριστεί το πιο κρίσιμο σημείο εφαρμογής του.



Σχ. 1.12 Βλάβη σε γωνιακή κολόνα εξαιτίας του φράγματος συντριμμιών

1.4.9 Δυνάμεις ανύψωσης στα ανώτερα πατώματα

Οι δυνάμεις ανύψωσης θα εφαρμόζονται στα ανώτερα πατώματα του κτιρίου τα οποία είναι βυθισμένα λόγω της πλημμύρας από το tsunami. Επιπρόσθετα στον κλασικό σχεδιασμό για τα φορτία βαρύτητας, αυτά τα πατώματα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να μπορούν να αναλάβουν την ανύψωση λόγω της υδροδυναμικής δύναμης και της άνωσης. Όταν υπολογίζουμε τις δυνάμεις άνωσης σε μια πλάκα, πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στο ενδεχόμενο για αυξημένη άνωση εξαιτίας του επιπρόσθετου όγκου νερού που εκτοπίζεται από τον παγιδευμένο αέρα. Επιπλέον, οι εξωτερικοί τοίχοι στα ανώτερα πατώματα θα αποκλείουν το νερό μέχρι το σημείο που η πλευρική τους αντοχή θα ξεπεραστεί από την ασκούμενη υδροστατική πίεση. Αυτό μπορεί να αυξήσει σημαντικά τον όγκο του εκτοπισμένου νερού που συνεισφέρει στην άνωση, όπως φαίνεται στο σχήμα 1.13

Η συνολική δύναμη λόγω άνωσης που ασκείται σε ένα πάτωμα μπορεί να υπολογιστεί χρησιμοποιώντας την εξίσωση (1.12) :

$$F_b = \rho_s g A_f h_b \quad (1.12)$$

όπου ρ_s είναι η πυκνότητα του υγρού συμπεριλαμβανομένων των ιζημάτων (1200 kg/m^3),

g είναι η επιτάχυνση βαρύτητας ($9,81 \text{ m/s}^2$),

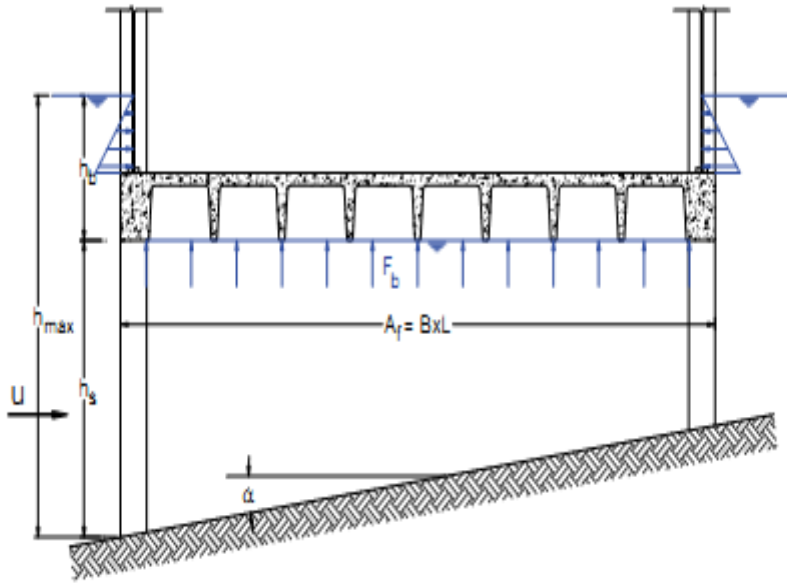
A_f είναι η επιφάνεια της πλάκας

και h_b είναι το ύψος του νερού που εκτοπίζεται από το πάτωμα (συμπεριλαμβανομένου του πιθανώς παγιδευμένου αέρα)

Η τιμή h_{\max} όπως φαίνεται στο σχήμα 1.8 πρέπει να καθορίζεται από την εξίσωση (1.3).

Η δύναμη άνωσης ανά μονάδα επιφάνειας που ασκείται σε μια πλάκα μπορεί να εκτιμηθεί χρησιμοποιώντας την εξίσωση (1.13) :

$$f_b = \rho_s g h_b \quad (1.13)$$



Σχ. 1.13 Ανυψωτικές δυνάμεις στα ανώτερα πατώματα

Οι υδροδυναμικές δυνάμεις μπορούν επίσης να δράσουν κατακόρυφα στις πλάκες των δαπέδων. Κατά τη διάρκεια της ταχείας πλημμύρας, το αυξανόμενο νερό θα ασκήσει ανυψωτικές δυνάμεις στα οριζόντια δομικά στοιχεία, επιπρόσθετες στην ανύψωση λόγω της άνωσης.

Η παρουσία δομικών τοίχων και μεγάλων κολόνων σε ένα κτίριο θα εμποδίσουν τη ροή του tsunami μέσα στο κτίριο, και πρόσφατα πειράματα έχουν δείξει ότι αυτό μπορεί να συντελέσει σε σημαντικές δυνάμεις ανύψωσης στην πλάκα που είναι ακριβώς μπροστά από το εμπόδιο. Προτείνεται το κτίριο να σχεδιάζεται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να ελαχιστοποιείται η παρεμπόδιση της ροής του tsunami στα κατώτερα επίπεδά του.

Έως ότου καινούργια αποτελέσματα γίνουν διαθέσιμα, η συνολική δύναμη ανύψωσης μπορεί να υπολογίζεται από την εξίσωση (1.14) :

$$F_u = \frac{1}{2} C_u \rho_s A_f u_v^2 \quad (1.14)$$

όπου το C_u είναι ένας συντελεστής ίσος με 3,

ρ_s είναι η πυκνότητα του υγρού συμπεριλαμβανομένων των ιζημάτων (1200 kg/m^3),

A_f είναι η επιφάνεια της πλάκας

και u_v είναι η εκτιμώμενη κατακόρυφη ταχύτητα του νερού

Η υδροδυναμική ανυψωτική δύναμη ανά μονάδα επιφάνειας καθορίζεται από την εξίσωση (1.15) :

$$f_u = \frac{1}{2} C_u \rho_s u_v^2 \quad (1.15)$$

Εκτός και αν υπάρχει κάποια λεπτομερής μελέτη, την τιμή του u_v για έδαφος με κλίση κάτω από κτίριο την παίρνουμε από την εξίσωση (1.16) :

$$u_v = u \tan a \quad (1.16)$$

όπου u είναι η οριζόντια ταχύτητα της ροής που αντιστοιχεί σε βάθος νερού h_s ίσο με το υψόμετρο της πλάκας και a είναι η μέση κλίση του εδάφους, όπως φαίνεται στο σχήμα 1.8 . Το να χρησιμοποιηθεί η μέγιστη οριζόντια ταχύτητα ροής, u_{max} , στην εξίσωση (1.15) θα ήταν άνευ λόγου συντηρητικό καθώς μπορεί να μην αντιστοιχεί σε βάθος ροής αντίστοιχο με το ύψος του δαπέδου. Η μέγιστη οριζόντια ταχύτητα u στην εξίσωση (1.16) μπορεί να υπολογιστεί χρησιμοποιώντας το διάγραμμα 1.7 αντικαθιστώντας το λόγο d/R με το h_s/R .

Χαρακτηριστικό παράδειγμα των βλαβών που μπορεί να δημιουργήσουν οι ανυψωτικές δυνάμεις φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Σχ. 1.14 Αστοχία λόγω αρνητικών ροπών σε προεντεταμένη δοκό λόγω ανυψωτικών δυνάμεων

1.4.10 Επιπλέον φορτία λόγω παρακράτησης νερού

Κατά την απόσυρση του νερού, ένα μέρος αυτού το οποίο μπορεί να παρακρατηθεί στους άνω ορόφους, όπως φαίνεται στο σχήμα 1.9, θα ασκήσει επιπλέον φορτία που ενδέχεται να ξεπεράσουν την αντοχή για την οποία έχει σχεδιαστεί το πάτωμα αρχικά. Το ύψος του νερού που παρακρατείται, h_r , εξαρτάται από το μέγιστο βάθος πλημμύρας στην τοποθεσία, h_{max} , και από την πλευρική αντοχή της τοιχοποιίας στον συγκεκριμένο όροφο. Θα πρέπει να θεωρείται ότι οι εξωτερικοί τοίχοι θα τεθούν σε κίνδυνο κάποια στιγμή έτσι ώστε το νερό να πλημμυρίσει τους βυθισμένους ορόφους. Εξαιτίας του απότομου ρυθμού της απόσυρσης, είναι πιθανόν να κρατηθεί αρκετή ποσότητα νερού στα ανώτερα επίπεδα (έστω και προσωρινά) με αποτέλεσμα να υπάρχει σημαντικό επιπλέον βαρυτικό φορτίο στην πλάκα. Το μέγιστο πιθανό επιπλέον βαρυτικό φορτίο ανά μονάδα επιφάνειας, f_r , που μπορεί να προκύψει, δίνεται από την εξίσωση (1.17) :

$$f_r = \rho_s g h_r \quad (1.17)$$

όπου ρ_s είναι η πυκνότητα του υγρού συμπεριλαμβανομένων των ιζημάτων (1200 kg/m^3),

g είναι η επιτάχυνση βαρύτητας ($9,81 \text{ m/s}^2$)

και h_r είναι το μέγιστο πιθανό βάθος του παρακρατημένου νερού όπως αυτό καθορίζεται από την εξίσωση (1.18) :

$$h_r = h_{max} - h_l \leq h_{bw} \quad (1.18)$$

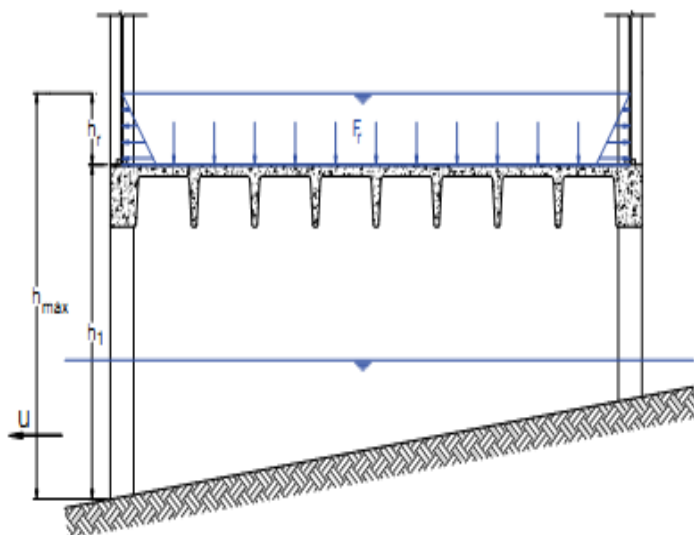
όπου h_{max} είναι το μέγιστο βάθος πλημμύρας που προβλέπεται στην τοποθεσία του κτιρίου,

h_l είναι το ύψος του ορόφου

και h_{bw} είναι το μέγιστο βάθος νερού που μπορεί να παρακρατηθεί μέχρι να αστοχήσει ο τοίχος εξαιτίας της υδροστατικής πίεσης.

Για ορόφους χωρίς τοίχους (όπως παρκινγκ με στηθαία) το νερό ενδέχεται να παραμείνει αρκετή ώρα μέχρι να έχει αποστραγγιστεί πλήρως. Συστήματα αποστράγγισης θα πρέπει να παρέχονται έτσι ώστε να διασφαλίζεται ότι το

παρακρατούμενο νερό δε θα ξεπερνά το κινητό φορτίο για το οποίο έχει σχεδιαστεί το πάτωμα.



Σχ. 1.15 Φορτία βαρύτητας στους ανώτερους ορόφους λόγω παρακράτησης νερού

1.5 Συνδυασμός δυνάμεων tsunami

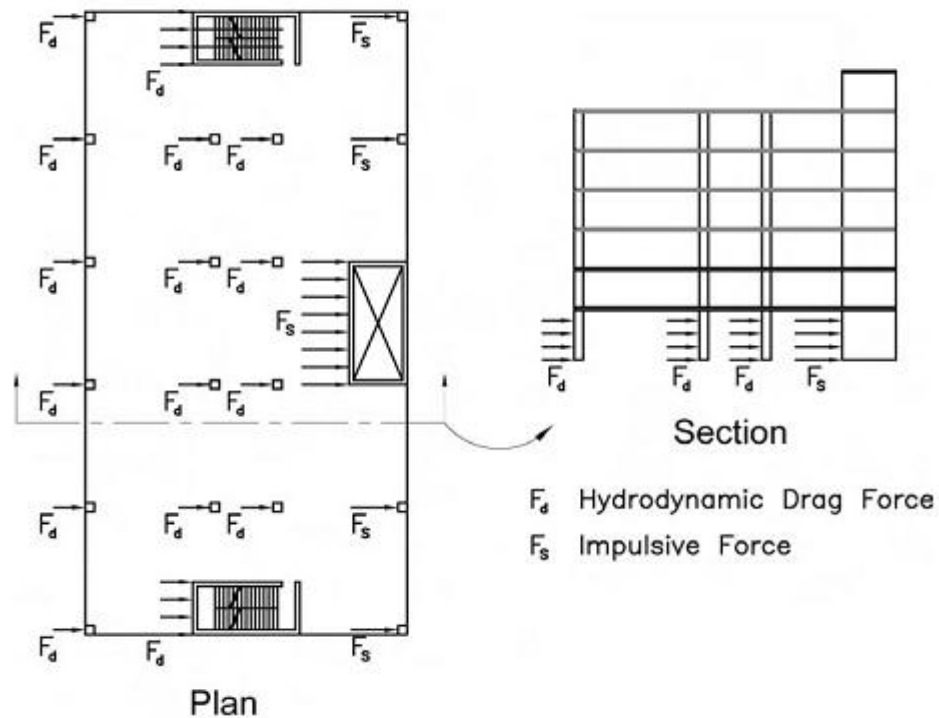
Σύμφωνα με το Federal Emergency Management Agency published Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, FEMA P646, (FEMA 2008) (6) δε λαμβάνουν χώρα όλα τα φορτία από το tsunami ταυτόχρονα, ούτε επίσης επιδρούν όλα στο ίδιο δομικό στοιχείο την ίδια χρονική στιγμή. Εδώ θα αναφερθούν οι συνδυασμοί των δυνάμεων του tsunami που θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τόσο για το συνολικό κτίριο όσο και για κάθε δομικό στοιχείο ξεχωριστά. Άλλοι πιθανοί συνδυασμοί θα πρέπει να εξετάζονται όποτε χρειάζεται, βασισμένοι στο δομικό σύστημα και το σχεδιασμό του εκάστοτε κτιρίου.

1.5.1 Συνδυασμοί δυνάμεων σε ολόκληρο το κτίριο

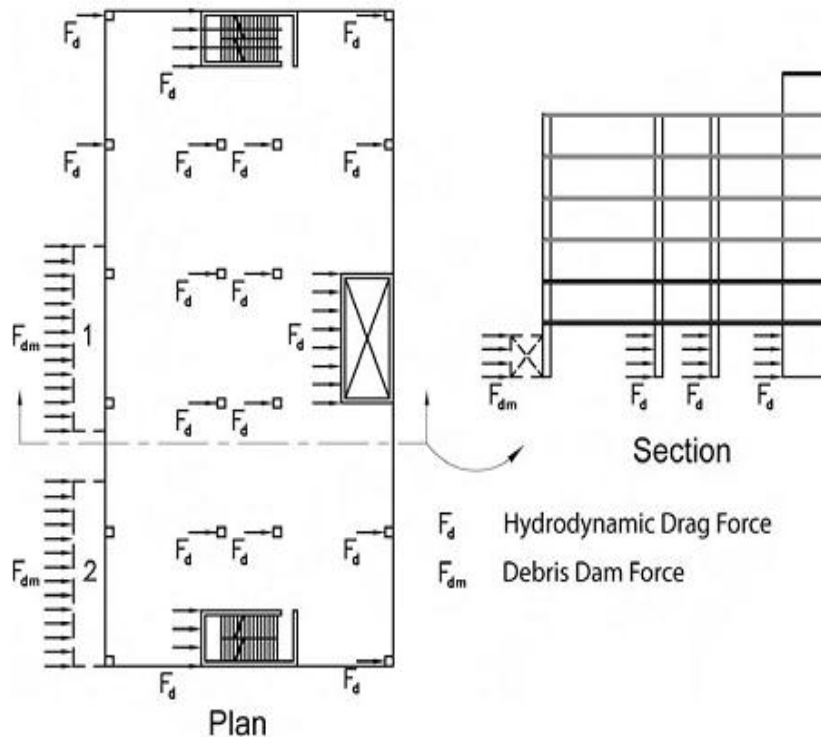
Οι δυνάμεις του tsunami (T) συνδυάζονται για ολόκληρο το κτίριο ως ακολούθως:

- Οι κατακόρυφες δυνάμεις λόγω της άνωσης, F_b , και της υδροδυναμικής ανύψωσης, F_u , έχουν σαν αποτέλεσμα τη μείωση του συνολικού νεκρού βάρους ενός κτιρίου, πράγμα που μπορεί να οδηγήσει στην μείωση της αντίστασης σε ανατροπή. Η άνωση και η ανυψωτική υδροδυναμική δύναμη θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη σε όλους τους πιθανούς συνδυασμούς φορτίσεων.
- Οι Ωστικές δυνάμεις, F_s , είναι φορτία πολύ μικρής διάρκειας τα οποία προκαλούνται από το μπροστινό μέτωπο ενός κύματος όταν αυτό προσκρούει σε ένα κτίριο. Καθώς το κύμα περνάει μέσα από το κτίριο, οι Ωστικές δυνάμεις θα ασκηθούν διαδοχικά σε όλα τα δομικά του στοιχεία, αλλά όχι την ίδια χρονική στιγμή. Από τη στιγμή που το μπροστινό μέτωπο περάσει ένα δομικό στοιχείο, θα σταματήσει να ασκείται σε αυτό η ωστική δύναμη και τη θέση της θα πάρει η υδροδυναμική F_d . Οπότε, η συνολική οριζόντια υδροδυναμική δύναμη που ασκείται σε ένα κτίριο θα είναι ένας συνδυασμός ωστικών δυνάμεων στα μέλη στο μπροστινό μέρος του κύματος και απλών υδροδυναμικών για τα ήδη βυθισμένα στοιχεία πίσω από την αρχή του κύματος. Το σχήμα 1.16 δείχνει πώς αυτός ο συνδυασμός θα εφαρμοζόταν σε ένα κτίριο με κολόνες και τοίχους. Άρα, το χειρότερο σενάριο είναι το πιο πιθανόν να προκύψει τη στιγμή που η αρχή του κύματος θα φτάσει στα τελευταία δομικά στοιχεία του κτιρίου.
- Οι δυνάμεις πρόσκρουσης συντριμμίων, F_i , είναι μικρής διάρκειας φορτία που οφείλονται στη σύγκρουση επιπλεόντων αντικειμένων με τα δομικά στοιχεία ενός κτιρίου. Από τη στιγμή που μεγάλα αντικείμενα δεν μεταφέρονται στο μπροστινό μέτωπο ενός κύματος, η δύναμη πρόσκρουσης συντριμμίων συνδυάζεται με τις απλές υδροδυναμικές δυνάμεις, F_d , και όχι με τις Ωστικές δυνάμεις, F_s . Παρόλο που πολλά επιπλέοντα αντικείμενα μπορεί να χτυπήσουν ένα κτίριο κατά τη διάρκεια ενός tsunami, η πιθανότητα δύο ή περισσότερες προσκρούσεις να συμβούν ταυτόχρονα θεωρείται πολύ μικρή. Οπότε, μόνο μία πρόσκρουση θα θεωρείται ότι μπορεί να συμβεί σε οποιοδήποτε σημείο κάποια χρονική στιγμή. Τόσο ολόκληρο το κτίριο, όσο και το κάθε δομικό στοιχείο ξεχωριστά πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να μπορεί να αντέξει τη δύναμη πρόσκρουσης σε συνδυασμό με τα άλλα φορτία (εκτός από τις Ωστικές δυνάμεις).

- Οι Δυνάμεις συγκέντρωσης συντριμμίων έχουν ως αποτέλεσμα την αύξηση της εκτιθέμενης επιφάνειας στα υδροδυναμικά φορτία. Η δύναμη αυτή, F_{dm} , θα πρέπει να θεωρείται ότι δρα στο πιο επιβλαβές σημείο του κτιρίου καθώς οι υδροδυναμικές δυνάμεις δρουν σε όλα τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία. Το σχήμα 1.12 δείχνει τα τυπικά σημεία όπου θα μπορούσε να δημιουργηθεί ένα φράγμα από συντρίμια και να δράσει σε συνδυασμό με τις υδροδυναμικές δυνάμεις που ασκούνται στα άλλα βυθισμένα δομικά στοιχεία. Είναι υπέρ της ασφαλείας το να αγνοηθούν οποιοσδήποτε ευνοϊκές επιδράσεις μπορεί να δημιουργήσει το φράγμα για τα κατάντη δομικά στοιχεία.
- Ο σχεδιασμός των πατωμάτων ώστε να μπορεί να αντέχει τις επιδράσεις της δύναμης λόγω παρακράτησης νερού, F_r , μπορεί να γίνεται ξεχωριστά από τις υπόλοιπες πλευρικές φορτίσεις του κτιρίου.



Σχ. 1.16 Υδροδυναμικές και Ωστικές δυνάμεις



Σχ. 1.17 Υδροδυναμικές δυνάμεις και φράγμα συντριμμίων

1.5.2 Συνδυασμοί δυνάμεων tsunami σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία

Οι δυνάμεις από το tsunami συνδυάζονται σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία (π.χ. κολόνες, τοίχους και δοκάρια) όπως φαίνεται παρακάτω :

- Ωστικές δυνάμεις, F_s , εξαιτίας της προπορευόμενης άκρης του κύματος.
- Υδροδυναμικές δυνάμεις, F_d , μαζί με τη δύναμη λόγω πρόσκρουσης συντριμμίων, F_i , στο πιο κρίσιμο σημείο του μέλους.
- Δύναμη λόγω συγκέντρωσης συντριμμίων, F_{dm} , για ελάχιστο πλάτος 12 μέτρων προξενώντας τη χειρότερη δυνατή φόρτιση στο μέλος.
- Υδροστατική πίεση, F_h , σε τοίχους που περικλείουν υδατοστεγείς περιοχές του κτιρίου.

Για την ανύψωση σε γραμμικά στοιχεία λαμβάνονται υπόψη οι παρακάτω συνδυασμοί :

- Η άνωση, F_b , σε βυθισμένα στοιχεία του δαπέδου συμπεριλαμβανομένης της επίδρασης του παγιδευμένου αέρα, για μέγιστο h .

- Η ανύψωση λόγω υδροδυναμικών δυνάμεων, F_u , λόγω της απότομης ανόδου των πλημμυρικών νερών, για ταχύτητα ροής που αντιστοιχεί στο ύψος του επιπέδου του πατώματος, h_s .
- Περίπτωση μέγιστης ανύψωσης : το μεγαλύτερο από τα παραπάνω μεγέθη συνδυασμένο με το 90% του νεκρού φορτίου και μηδενικό κινητό φορτίο στο πάτωμα, για σχεδιασμό των πλακών, των δοκαριών και των συνδέσεων τους έναντι αστοχίας λόγω ανύψωσης.

Για τα καθοδικά φορτία σε στοιχεία πατώματος λόγω παρακρατημένου νερού, ακολουθείται ο παρακάτω συνδυασμός :

- Φορτίο λόγω του παρακρατημένου νερού από του εξωτερικούς τοίχους, f_r , συνδυασμένο με το 100% του νεκρού φορτίου.

1.5.3 Συνδυασμός φορτίσεων

Οι δυνάμεις που προκαλούνται από το tsunami (T) όπως παρουσιάζονται στα 1.5.1 και 1.5.2 πρέπει να συνδυάζονται με τα φορτία βαρύτητας ακολουθώντας το δυσμενέστερο από τους παρακάτω συνδυασμούς :

Συνδυασμός φόρτισης 1 : $1,2G + 1,0T + 0,25L$

Συνδυασμός φόρτισης 2 : $0,9G + 1,0T$

Τα σεισμικά φορτία δε θεωρούνται ότι δρουν σε συνδυασμό με αυτά που προκαλούνται από το tsunami. Ενώ μετασεισμοί ενδέχεται να συμβούν, η πιθανότητα αυτοί να είναι ισοδύναμοι με το σεισμό σχεδιασμού και να λάβουν χώρα την ίδια στιγμή με τη μέγιστη πλημμύρα σχεδιασμού είναι πολύ μικρή.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ SAP2000

2.1 Γενικά

Το πρόγραμμα με το οποίο έγιναν οι αναλύσεις είναι το SAP2000 και είναι πρόγραμμα για ανάλυση φορέων με πεπερασμένα στοιχεία και για σχεδιασμό κατασκευών. Το περιβάλλον του προγράμματος είναι σε τρεις διαστάσεις και διαθέτει πολλά εργαλεία για την εύκολη και ακριβή προσομοίωση των φορέων σε μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων και την γρήγορη αντιμετώπιση πολύπλοκων στατικών συστημάτων. Η απλότητα του προγράμματος συνίσταται στο ότι κάθε μέλος του φορέα μπορεί να προσομοιωθεί σε ένα γραφικό περιβάλλον με ένα στοιχείο. Ο χρήστης σχεδιάζει τα διάφορα μέλη του φορέα (στοιχεία) καθώς και πώς αυτά συνδέονται μεταξύ τους και με το έδαφος και στη συνέχεια το πρόγραμμα με μία απλή εντολή κάνει τη διακριτοποίηση χωρίζοντας τον φορέα σε πεπερασμένα στοιχεία. Τα αποτελέσματα προκύπτουν για ολόκληρο το στοιχείο και όχι για κάθε πεπερασμένο στοιχείο ξεχωριστά.

Η ποικιλία των υλικών που υποστηρίζει το πρόγραμμα είναι μεγάλη (χάλυβας, σκυρόδεμα, αλουμίνιο κα) ενώ υπάρχει η δυνατότητα ο χρήστης να εισάγει τα μηχανικά χαρακτηριστικά οποιουδήποτε στοιχείου θέλει και να το υλοποιήσει στο πρόγραμμα. Επίσης, υπάρχει δυνατότητα να προσομοιωθούν υλικά ισότροπα, ανισότροπα και ορθότροπα. Για κάθε υλικό υπάρχει και το αντίστοιχο διάγραμμα συμπεριφοράς του (είτε δημιουργείται από τον χρήστη εάν δεν υπάρχει στο πρόγραμμα). Με το πρόγραμμα αυτό ο χρήστης μπορεί να εκτελέσει πληθώρα αναλύσεων, όπως στατική, μη γραμμική στατική, ιδιομορφική, μη γραμμική στατική ανάλυση χρονοϊστορίας και μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας.

Το πρόγραμμα έτσι όπως είναι δομημένο παρέχει αρκετά πλεονεκτήματα στον χρήστη. Μερικά από αυτά είναι ότι η μοντελοποίηση του φορέα γίνεται σε γραφικό περιβάλλον οπότε υπάρχει πλήρης εποπτεία του και δεν χρειάζεται φόρμα δεδομένων για την εισαγωγή των στοιχείων, ότι υπάρχει σύνδεση με άλλα προγράμματα όπως AutoCAD, Nastran, Acces, Excel και δίνεται η δυνατότητα εισαγωγής καθώς και εξαγωγής στοιχείων από αυτά στο SAP2000. Επίσης, σημαντικό είναι το γεγονός ότι είναι πλήρως συγχρονισμένο με το περιβάλλον των Windows. Υποστηρίζει μοντέλα 2-διάστατα και 3-διάστατα και παρέχει πολλούς τύπους αναλύσεων. Τέλος, παρέχει πλήρες αρχείο αποτελεσμάτων που

περιλαμβάνει διαγράμματα διαφόρων μεγεθών (εντατικών, μετακινησιακών κα) αλλά και αριθμητικά στοιχεία σε πίνακες.

2.2 Θεωρητικό υπόβαθρο

2.2.1 Τάση και ένταση

Η τάση και η ένταση σχετίζονται μέσω των ελαστικών ιδιοτήτων των υλικών. Οι τάσεις ορίζονται ως δύναμη ανά μονάδα επιφάνειας που δρα σε ένα απειροστό τμήμα στοιχείου συνδεδεμένη με τους άξονες αυτού, όπως φαίνεται στο Σχ. 2.1. Οι τάσεις $\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}$ είναι οι ορθές τάσεις και είναι αυτές που προκαλούν μεταβολή στο μήκος του τμήματος. Ενώ οι τάσεις $\sigma_{12}, \sigma_{23}, \sigma_{31}$ είναι οι διατμητικές τάσεις και προκαλούν τη γωνιακή παραμόρφωση.

Οι ορθές παραμορφώσεις αφορούν στις αξονικές παραμορφώσεις και υπολογίζονται ως εξής:

$$\varepsilon_{11} = \frac{du_1}{dx_1}$$

$$\varepsilon_{22} = \frac{du_2}{dx_2}$$

$$\varepsilon_{33} = \frac{du_3}{dx_3}$$

Όπου u_1, u_2, u_3 είναι οι μετατοπίσεις και x_1, x_2, x_3 είναι οι συντεταγμένες του απειροστού τμήματος του στοιχείου.

Οι διατμητικές παραμορφώσεις αφορούν στις μεταβολές των γωνιών του στοιχείου και υπολογίζονται ως εξής:

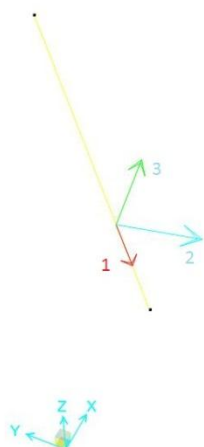
$$\gamma_{12} = \frac{du_1}{dx_2} + \frac{du_2}{dx_1}$$

$$\gamma_{13} = \frac{du_1}{dx_3} + \frac{du_3}{dx_1}$$

$$\gamma_{23} = \frac{du_2}{dx_3} + \frac{du_3}{dx_2}$$

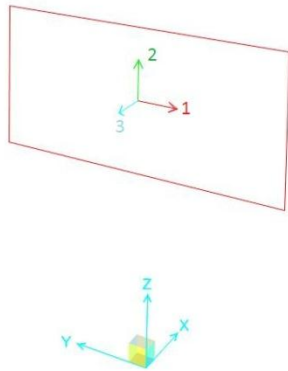
2.2.1 Τοπικά και καθολικά συστήματα αξόνων

Στο SAP 2000 είναι τοποθετημένο ένα σταθερό καθολικό σύστημα αξόνων X, Y, Z , ώστε να προσδιορίζονται οι συντεταγμένες του φορέα κατά μήκος X , κατά πλάτος Y και κατά ύψος Z . Επιπλέον, καθώς βρισκόμαστε σε ένα τρισδιάστατο πρόγραμμα ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων, κάθε στοιχείο του φορέα έχει το δικό του τοπικό σύστημα αξόνων, το οποίο χρησιμοποιείται για τον καθορισμό των ιδιοτήτων των διατομών, τον καθορισμό των φορτίων και την σωστή ερμηνεία και κατανόηση των αποτελεσμάτων.



Σχ. 2.1 Τοπικοί άξονες σε ραβδωτά στοιχεία

Οι τοπικοί άξονες κάθε στοιχείου συμβολίζονται με 1,2,3. Αν πρόκειται για ραβδωτό στοιχείο, τότε ο άξονας 1 είναι παράλληλος στη διεύθυνση του άξονα του στοιχείου. Οι άλλοι δύο άξονες είναι εντός του επιπέδου που είναι κάθετο στον άξονα του στοιχείου και η κατεύθυνσή τους καθορίζεται από τον χρήστη.



Σχ. 2.2 Τοπικοί άξονες σε επίπεδα στοιχεία

Αναλόγως, αν πρόκειται για επίπεδο στοιχείο (πχ στοιχείο που προσομοιάζει τοιχοποιία), τότε ο άξονας 3 είναι κάθετος στο επίπεδο του στοιχείου και οι άλλοι δύο άξονες τοποθετούνται εντός του επιπέδου του στοιχείου με φορές που καθορίζει ο χρήστης.

2.2.1 Διαδικασία υπολογισμών

Το πρόγραμμα εκτελεί την ανάλυση του μοντέλου που καθορίζει ο χρήστης, μέσω μίας διαδικασίας σύγκλισης, την ακρίβεια της οποίας μπορεί να καθορίσει ο χρήστης.

2.3 Τύποι ανάλυσης

Υπάρχει μία πληθώρα αναλύσεων που ο χρήστης μπορεί να εκτελέσει, όπως γραμμική στατική (linear static analysis), μη γραμμική στατική (nonlinear static analysis), ανελαστική στατική ανάλυση (static pushover analysis) και μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (nonlinear dynamic time-history analysis).

Όταν η ανάλυση εκτελείται, το πρόγραμμα διακριτοποιεί το μοντέλο που είναι βασισμένο στα στοιχεία, σε πεπερασμένα στοιχεία και εκτελεί όλους τους υπολογισμούς που χρειάζονται για να καθορίσει την απόκριση της κατασκευής υπό

τα φορτία που της ασκούνται. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης αποθηκεύονται ξεχωριστά για κάθε ανάλυση για μεταγενέστερη χρησιμοποίησή τους.

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν οι εξής τύποι ανάλυσης:

2.3.1 Στατική ανάλυση

Αυτός ο τύπος ανάλυσης χρησιμοποιείται για στατικά φορτία τα οποία εφαρμόζονται μόνιμα στην κατασκευή (πχ ίδιο βάρος), για ελαστική συμπεριφορά του φορέα, δηλαδή την απόκριση του φορέα πριν τα υλικά του φτάσουν στην διαρροή.

2.3.2 Δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι μία βήμα προς βήμα ανάλυση της δυναμικής απόκρισης του φορέα υπό μία καθορισμένη φόρτιση συναρτήσεως του χρόνου. Η φόρτιση αυτή μπορεί να είναι δυναμική φόρτιση ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση.

Το πρόγραμμα λύνει την εξίσωση κίνησης του φορέα:

$$Ku(t) + C\dot{u}(t) + M\ddot{u}(t) = P(t)$$

όπου: C το μητρώο απόσβεσης

K το μητρώο δυσκαμψίας

M το μητρώο μάζας της κατασκευής

$u(t)$ μητρώο μετατοπίσεων

$\dot{u}(t)$ μητρώο ταχυτήτων

$\ddot{u}(t)$ μητρώο επιταχύνσεων

και $P(t)$ το μητρώο φόρτισης.

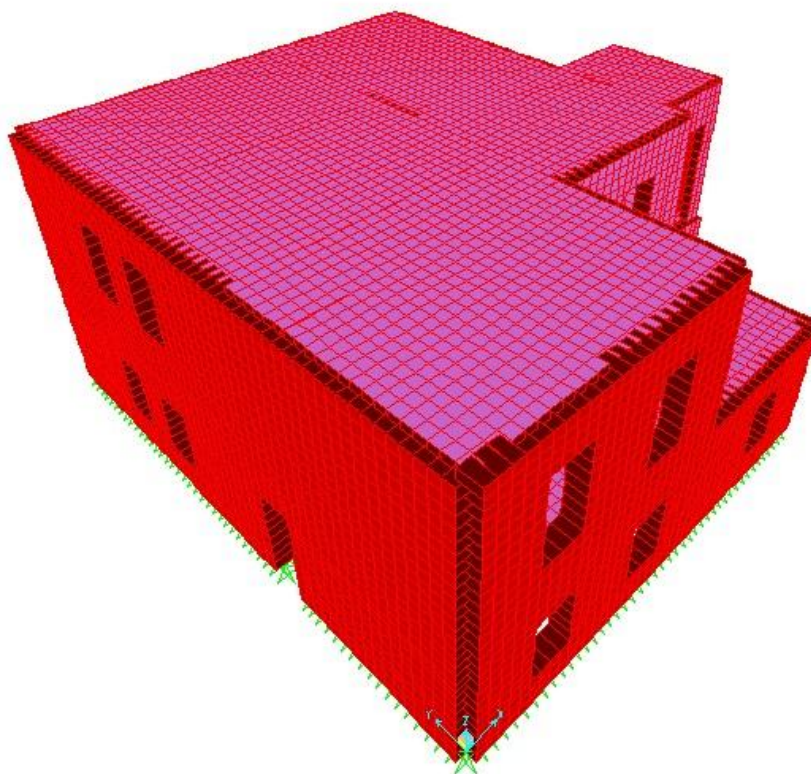
Η ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης εκτελείται με χρήση αριθμητικών αλγορίθμων ολοκλήρωσης για το σύνολο της κατασκευής σε κάθε χρονικό βήμα με μεγάλη ακρίβεια και απόδοση. Η ανάλυση γίνεται με επαναληπτικά βήματα με συγκεκριμένο χρονικό βήμα που ορίζει ο χρήστης. Η σύγκλιση της επανάληψης μπορεί επίσης να οριστεί από το χρήστη αλλά υπάρχει σαν προεπιλογή και ο αριθμός 10^{-9} από το πρόγραμμα. Εάν δεν επιτυγχάνεται αυτός ο αριθμός ανοχής τότε το πρόγραμμα θεωρεί ότι δεν υπάρχει σύγκλιση και διαιρεί το χρονικό βήμα σε μικρότερα και επαναλαμβάνει την ανάλυση. Αυτό συμβαίνει ώστε να εξασφαλίζεται η ισορροπία σε κάθε βήμα της ανάλυσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΦΟΡΕΑ

3.1 Περιγραφή του κτιρίου

Ο φορέας που χρησιμοποιήθηκε για τη μελέτη της απόκρισης σε φορτία που προέρχονται από tsunami, είναι ένα διώροφο κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία, το οποίο βρίσκεται στις ακτές του Κορινθιακού κόλπου σε απόσταση 55 μέτρων από τη θάλασσα. Το επίπεδο ΖΥ (όπως φαίνεται στο σχήμα) αποτελεί τη νότια όψη του κτιρίου και είναι αυτή που βλέπει προς τη θάλασσα.



Σχ. 3.1 Προσομοίωμα του φορέα στο SAP 2000 και διακριτοποίηση με στοιχεία κελύφους 30x30

Το κτίριο αποτελείται από δύο ορόφους, εκ των οποίων ο πρώτος έχει ύψος 3,5m και εμβαδό 200m². Ο δεύτερος όροφος έχει ύψος 4,3m και εμβαδό 177m². Ο

φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από τοιχοποιία απλής λιθοδομής. Στους βασικούς φέροντες τοίχους τα πάχη κυμαίνονται από 50 έως 60cm, ενώ στο εσωτερικό υπάρχουν επιπλέον φέροντες τοίχοι με πάχη από 20 έως 30cm. Τοίχοι του εσωτερικού με πάχη μικρότερα των 20cm θεωρούνται μη φέροντες και για αυτό το λόγο παραλήφθηκαν από την ανάλυση. Στον 1^ο και 2^ο όροφο οι πλάκες είναι από ωπλισμένο σκυρόδεμα C12/15 και σίδερα Φ10 τύπου B160 και έχουν ενιαίο πάχος 17cm. Οι διαστάσεις του κτιρίου και τα πάχη της τοιχοποιίας φαίνονται λεπτομερώς στις κατόψεις και όψεις που παρατίθενται στο παράρτημα Α.

3.2 Υλικά

Η αρχική τοιχοποιία του κτιρίου, σε κάποια φάση της ζωής του κρίθηκε ότι χρειαζόταν ενίσχυση με ενέματα. Από την ενίσχυση που πραγματοποιήθηκε τότε και τις πειραματικές δοκιμές που έλαβαν χώρα έχουν προκύψει τα παρακάτω μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας πριν και μετά την ενίσχυση με ενέματα.

3.2.1 Αρχική τοιχοποιία

Η αρχική τοιχοποιία του κτιρίου είχε τα εξής μηχανικά χαρακτηριστικά:

Ειδικό βάρος	$w = 19000 \text{ N/m}^3$
Μέτρο Ελαστικότητας	$E = 653 \text{ N/mm}^2$
Συντελεστής Poisson	$\nu = 0,40$
Θλιπτική αντοχή	$f_c = 1,05 \text{ N/mm}^2$
Εφελκυστική αντοχή	$f_t = 0,10 \text{ N/mm}^2$
Διατμητική αντοχή	$\tau_0 = 0,10 \text{ N/mm}^2$

Πιν. 3.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά αρχικής τοιχοποιίας

3.2.2 Ενισχυμένη με ενέματα τοιχοποιία

Η ενισχυμένη με ενέματα τοιχοποιία του κτιρίου έχει τα εξής μηχανικά χαρακτηριστικά:

Ειδικό βάρος	$w = 19000 \text{ N/m}^3$
Μέτρο Ελαστικότητας	$E = 1450 \text{ N/mm}^2$
Συντελεστής Poisson	$\nu = 0,40$
Θλιπτική αντοχή	$f_c = 2,33 \text{ N/mm}^2$
Εφελκυστική αντοχή	$f_t = 0,20 \text{ N/mm}^2$
Διατμητική αντοχή	$\tau_0 = 0,20 \text{ N/mm}^2$

Πιν. 3.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά ενισχυμένης με ενέματα τοιχοποιίας

3.2.3 Ωπλισμένο Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε είναι ποιότητας C12/15, δηλαδή έχει $f_{cc}=12\text{MPa}$.

Ο χάλυβας οπλισμού είναι ποιότητας B160, δηλαδή $f_{yk}=160\text{MPa}$ και διαμέτρου $\Phi 10$.

3.3 Φορτία

Πλάκες

Στις πλάκες του φορέα εφαρμόστηκαν τα παρακάτω φορτία:

- Μόνιμα φορτία
 - Ίδιον βάρος πλακών
Το ίδιο βάρος της πλάκας ισούται με $g_{\pi\lambda} = \gamma h = 25\text{kN/m}^3 * 0,17\text{m} = 4,25\text{kN/m}^2$
 - Φορτία επικαλύψεων
Οι επικαλύψεις της πλάκας είναι $g' = 2\text{kN/m}^2$
- Κινητά φορτία

Στην οροφή του ισογείου θεωρούμε κινητό φορτίο ίσο με $q_{\pi\lambda 1} = 5\text{kN/m}^2$, ενώ στην οροφή του ορόφου $q_{\pi\lambda 2} = 2\text{kN/m}^2$

Παρακάτω φαίνονται συνοπτικά τα μόνιμα και κινητά φορτία των πλακών

	1 ^{ος} όροφος	2 ^{ος} όροφος
Ίδιον βάρος g	4,25 kN/m^2	4,25 kN/m^2
Επικαλύψεις g'	2 kN/m^2	2 kN/m^2
Κινητά q	5 kN/m^2	2 kN/m^2

Πιν. 3.3 Φορτία πέραν του tsunami στην κατασκευή

Τοιχοποιία

Τα φορτία της τοιχοποιίας αποτελούνται μόνο από το ίδιο βάρος της, υπολογίζονται από τον τύπο $g_{\text{τοιχ}} = \gamma \times t \times h$ (kN/m) και ποικίλουν ανάλογα με το πάχος t του εκάστοτε τοίχου.

3.4 Εισαγωγή του φορέα στο πρόγραμμα SAP2000

Η ανάλυση του υφιστάμενου κτιρίου έγινε με το πρόγραμμα SAP2000. Η προσομοίωση της κατασκευής στο πρόγραμμα έγινε με ένα μοντέλο τριών διαστάσεων. Το υπολογιστικό προσομοίωμα περιλαμβάνει την πλειοψηφία των δομικών στοιχείων τα οποία θεωρούνται πρωτεύοντα. Οι σκάλες έχουν παραληφθεί καθώς και κάποιοι πολύ λεπτοί, μη φέροντες τοίχοι. Τα στοιχεία κάθε ορόφου είναι συνδεδεμένα κατά τέτοιο τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται η κοινή μετακίνηση των συνδεδεμένων στοιχείων. Επιπλέον, λόγω της ύπαρξης πλακών από σκυρόδεμα, εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία των ορόφων με τις κατάλληλες εντολές (diaphragm joint constraints).

Η τοιχοποιία προσομοιώθηκε με επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία τύπου κελύφους ανάλογου πάχους. Η διατμητική λειτουργία της τοιχοποιίας λαμβάνεται υπ' όψη μέσω της εισαγωγής λεπτών ή παχέων στοιχείων ανάλογα με το λόγο της μικρότερης πλευράς προς το πάχος του στοιχείου. Εάν το κλάσμα αυτό κυμαίνεται από περίπου 8 και κάτω, τότε θεωρείται παχύ κέλυφος (οπότε λαμβάνεται από το πρόγραμμα υπ' όψη η διατμητική λειτουργία), ενώ από περίπου 8 και πάνω θεωρείται λεπτό (οπότε αγνοείται η διατμητική λειτουργία).

Η διακριτοποίηση των πλακών και της τοιχοποιίας έχει γίνει γενικά σε στοιχεία μέγιστων διαστάσεων 0,5m*0,5m, εκτός από τους τοίχους της νότιας όψης (όπου προσπίπτει το κύμα tsunami) για τους οποίους έχει γίνει διακριτοποίηση σε στοιχεία μέγιστων διαστάσεων 0,3m*0,3m για λόγους μεγαλύτερης ακρίβειας.

Η σύνδεση των τοίχων με το έδαφος έχει προσομοιωθεί στο πρόγραμμα με αρθρώσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

4. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

4.1 Γενική περιγραφή της διαδικασίας

Ο σκοπός της παρούσης διπλωματικής εργασίας είναι να εξετασθεί πως αντιδρά ένας φορέας όταν σε αυτόν ασκούνται φορτία από tsunami. Για τον φορέα θα γίνουν γραμμικές στατικές ελαστικές αναλύσεις για το μέγιστο υψόμετρο σχεδιασμού κύματος.

Στη συνέχεια θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις για την πρόσκρουση του tsunami. Μετά, υπολογίζονται οι αντοχές της τοιχοποιίας του κτιρίου σε εκτός επιπέδου κάμψη, σε εντός επιπέδου διάτμηση και σε εντός επιπέδου κάμψη.

4.2 Υπολογισμός ιδιοπεριόδων-ιδιομορφών κατασκευών

Αν και σύμφωνα με την διαδικασία υπολογισμού που εφαρμόζεται δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση, για λόγους πληρότητας παρουσιάζεται στην ενότητα αυτή. Επειδή το πρόγραμμα πραγματοποιεί ελαστικού τύπου αναλύσεις για την εύρεση των ιδιοπεριόδων και των ιδιομορφών (βλέπε και κεφάλαιο 2 παράγραφο 2.3.1), τα συγκεκριμένα αποτελέσματα αναφέρονται στη μη ρηγματωμένη περιοχή του φορέα. Η ιδιομορφική ανάλυση έχει γίνει για συνδυασμό φορτίσεων $G+0,3Q$. Οι τιμές που προκύπτουν από την ανάλυση αυτή με το SAP 2000 φαίνονται για κάθε κτίριο παρακάτω (στο παράρτημα Β φαίνονται οι 3 πρώτες ιδιομορφές).

4.2.1 Αρχικό κτίριο

Οι τιμές των ιδιοπεριόδων των 12 πρώτων ιδιομορφών είναι οι εξής :

$T_1=0,19931\text{sec}$, $T_2=0,19700\text{sec}$, $T_3=0,15362\text{sec}$, $T_4=0,121354\text{sec}$, $T_5=0,119796\text{sec}$,
 $T_6=0,116011\text{sec}$, $T_7=0,113947\text{sec}$, $T_8=0,089573\text{sec}$, $T_9=0,086569\text{sec}$,
 $T_{10}=0,084535\text{sec}$, $T_{11}=0,079635\text{sec}$, $T_{12}=0,075251\text{sec}$

4.2.2 Κτίριο με ενισχυμένη τοιχοποιία

Οι τιμές των ιδιοπεριόδων των 12 πρώτων ιδιομορφών είναι οι εξής :

$T_1=0,13525\text{sec}$, $T_2=0,13339\text{sec}$, $T_3=0,10381\text{sec}$, $T_4=0,082396\text{sec}$,
 $T_5=0,081323\text{sec}$, $T_6=0,078805\text{sec}$, $T_7=0,070373\text{sec}$, $T_8=0,060351\text{sec}$, $T_9=0,058361\text{sec}$,
 $T_{10}=0,057454\text{sec}$, $T_{11}=0,056840\text{sec}$, $T_{12}=0,054951\text{sec}$

Παρατηρείται ότι μετά την ενίσχυση της τοιχοποιίας του κτιρίου παρατηρούμε σημαντική μείωση στις ιδιοπεριόδους της κατασκευής, που είναι περίπου 30% χαμηλότερες. Αυτό είναι αναμενόμενο καθώς μετά την ενίσχυση αυξάνεται το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας, πράγμα που οδηγεί στη μεγαλύτερη δυσκαμψία της κατασκευής.

4.3 Αποτελέσματα αναλύσεων για tsunami

4.3.1 Υψόμετρο σχεδιασμού διείδυσης

Όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 2, το μέγιστο αναμενόμενο υψόμετρο διείδυσης του νερού αποτελεί ένα πολύ σημαντικό παράγοντα, ίσως τον πιο καθοριστικό, για τον προσδιορισμό των δυνάμεων που ασκούνται στο εκάστοτε κτίριο. Έχει προηγηθεί πλήρης αναφορά στα tsunami που έχουν πλήξει τον ελλαδικό χώρο, ωστόσο η κατανομή τους σε αυτόν δεν είναι ομοιόμορφη. Το κτίριό που μελετάται στην εργασία αυτή βρίσκεται στον Κορινθιακό κόλπο, στις ακτές της Στερεάς Ελλάδας.

Γι' αυτό κρίνεται απαραίτητο στην περίπτωσή μας, να δοθεί ιδιαίτερη έμφαση στα συμβάντα της περιοχής του Κορινθιακού κόλπου. Έτσι, απομονώνοντας τα περιστατικά του Κορινθιακού από τα υπόλοιπα της Ελλάδας, καταλήγουμε στον παρακάτω πίνακα.

Tsunami στον Κορινθιακό				
Χρονολογία	Τοποθεσία πηγής	Αιτία	Μέγιστο υψόμετρο διείδυσης	Αξιοπιστία
1/1/1996	Δυτ. Κορινθιακός	Κατολίσθηση	2m	σίγουρο
15/6/1995	Κορινθιακός	Σεισμός (6,5M) & κατολίσθηση	1m	σίγουρο
11/2/1984	Κορινθιακός	Σεισμός (5,4M)		σίγουρο
4/3/1981	Κορινθιακός	Σεισμός (6,4M)	1m	πιθανό
24/2/1981	Αν. Κορινθιακός	Σεισμός (6,7M)	0,3m	σίγουρο
6/7/1965	Βορ. Κορινθιακός	Σεισμός (6,3M) & κατολίσθηση		πολύ απίθανο
7/2/1963	Κορινθιακός	Κατολίσθηση	6m	σίγουρο
25/4/1928	Κρήτη	Σεισμός (5,2M)		πολύ απίθανο
22/4/1928	Κρήτη	Σεισμός (6,2M)	2,1m	αμφισβητήσιμο
9/9/1888	Κορινθιακός	Σεισμός (6,1M)		σίγουρο
3/10/1887	Πελοπόννησος	Σεισμός (6,2M)		αμφισβητήσιμο
1/8/1870	Ιόνιο	Σεισμός		αμφισβητήσιμο
1/1/1862	Ιόνιο	Σεισμός		πιθανό
26/12/1861	Κορινθιακός	Σεισμός (7,3M)	2,1m	σίγουρο
21/2/1858	Κορινθιακός	Σεισμός (6,5M)		πολύ απίθανο
23/8/1817	Κορινθιακός	Σεισμός (6,8M)	2m	αμφισβητήσιμο
8/6/1804	Πατραϊκός	Σεισμός (6,7M)		αμφισβητήσιμο
11/6/1794	Κορινθιακός	Σεισμός (5,5M) & κατολίσθηση		πιθανό
25/5/1748	Κορινθιακός	Σεισμός (6,8M)	10m	σίγουρο
?/6/1402	Κορινθιακός	Σεισμός (7,0M)		αμφισβητήσιμο
?/5/552	Μαλιακός	Σεισμός (7,2M)		πιθανό
7/7/551	Αιτωλ/νία	Σεισμός (7,1M) & κατολίσθηση		αμφισβητήσιμο
-373	Κορινθιακός	Σεισμός (7,3M) & κατολίσθηση		σίγουρο

Πιν. 4.1 Συγκέντρωση όλων των περιστατικών tsunami στην περιοχή ενδιαφέροντος (Κορινθιακός κόλπος)

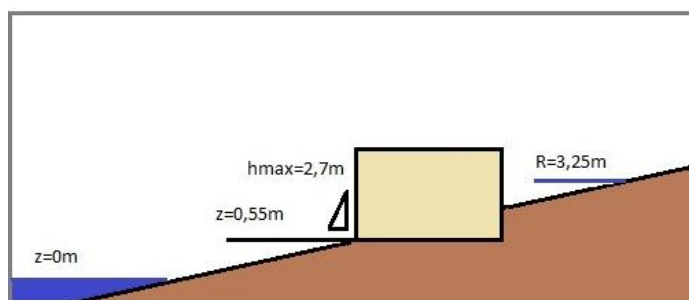
Παρατηρούμε λοιπόν ότι έχουμε 23 πιθανά καταγεγραμμένα περιστατικά στην περιοχή του Κορινθιακού κόλπου. Ωστόσο, αρκετά από αυτά εμπεριέχουν μεγάλο ποσοστό αβεβαιότητας για το κατά πόσο όντως υπήρξαν tsunami, ενώ σε άλλες περιπτώσεις που ναι μεν είναι σίγουρη η ύπαρξή τους, παρά ταύτα δεν υπάρχουν αρκετές πληροφορίες για αυτά.

Με βάση λοιπόν τα δεδομένα βλέπουμε ότι τα τελευταία 2000 χρόνια περίπου, είχαμε 7 περιστατικά των οποίων το υψόμετρο διείδυσης των πλημμυρικών ροών ήταν μέχρι περίπου 2 μέτρα. Πέρα από αυτά, έχουμε και 2 πολύ μεγάλης κλίμακας συμβάντα με υψόμετρα διείδυσης τα 6 και τα 10 μέτρα. Ακόμη, υπάρχουν 6 σίγουρα και 8 αμφισβητήσιμα περιστατικά για τα οποία δεν υπάρχουν ακριβή στοιχεία για το υψόμετρο διείδυσης, αλλά από περιγραφές στις διάφορες

ιστορικές αναφορές εκτιμάται ότι στην πλειοψηφία των περιπτώσεων δεν ξεπερνάει τα 2,5 μέτρα. Αναλογιζόμενοι ότι τα κτίρια σχεδιάζονται για σεισμούς με περίοδο επαναφοράς τα 500 έτη, μπορούμε με ασφάλεια να καταλήξουμε στο συμπέρασμα ότι ένα κτίριο στον Κορινθιακό θα έπρεπε να εξετάζεται για την περίπτωση να πληγεί από tsunami κατά τη διάρκεια ζωής του. Όπως μπορούμε να συμπεράνουμε από τα δεδομένα του παραπάνω πίνακα μια εύλογη τιμή για το μέγιστο αναμενόμενο υψόμετρο διείσδυσης του tsunami θα πρέπει να είναι τουλάχιστον 2 μέτρα. Οπότε, υπέρ της ασφαλείας μπορούμε να θεωρήσουμε για την περιοχή του Κορινθιακού σαν μέγιστο αναμενόμενο υψόμετρο διείσδυσης τα 2,5m.

Αξίζει να σημειωθεί σε αυτό το σημείο ότι στον Κορινθιακό κόλπο παρατηρείται σαν συχνή γενεσιουργός αιτία των tsunami και η κατολίσθηση. Χαρακτηριστικά είναι τα περιστατικά τις χρονιές 1963 και 1996, εκ των οποίων το πρώτο είχε διεισδύσει ως και τα 6 μέτρα και αποτελεί ένα από τα πιο σοβαρά tsunami που έχουν καταγραφεί στην περιοχή.

Το κτίριο που μελετάται στην παρούσα διπλωματική εργασία έχει διαστάσεις 15m x 12m με πλευρά προς την θάλασσα αυτή των 15m. Η απόσταση του κτιρίου από την ακτογραμμή είναι 55m και το υψόμετρο βάσης του κτιρίου είναι 0,55m μετρούμενο από την στάθμη ηρεμίας της θάλασσας. Η κλίση της περιοχής που βρίσκεται μεταξύ του κτιρίου και της θάλασσας είναι 1% και η περιοχή είναι ομαλή και χωρίς παραλλαγές στην τοπογραφία. Το μέγιστο αναμενόμενο υψόμετρο διείσδυσης στην περιοχή αυτή είναι $R^*=2,5m$ οπότε το υψόμετρο σχεδιασμού διείσδυσης είναι $R = 1,3R^* = 3,25m$. Επομένως το μέγιστο ύψος νερού πάνω από τη βάση του τοίχου είναι $h_{max} = R - z = 3,25m - 0,55m = 2,7m$.



Σχ. 4.1 Επίπεδο θάλασσας – Υψόμετρο βάσης κτιρίου – Υψόμετρο σχεδιασμού διείσδυσης

4.3.2 Υπολογισμός Δυνάμεων

Για το κτίριο μας θα εξετάσουμε τις 3 εξής περιπτώσεις σε ότι αφορά τις οριζόντιες δυνάμεις :

- Ωστικές δυνάμεις, F_s , στον τοίχο τον παράλληλο προς την ακτογραμμή (ο οποίος έχει ταυτόχρονα και τις μεγαλύτερες διαστάσεις οπότε θα είναι και ο δυσμενέστερος). Δε θα γίνει συνδυασμός της F_s με τις υδροδυναμικές F_d , γιατί λόγω του τύπου του κτιρίου μας δε γίνεται να συνυπάρξουν αυτές οι δυο. Αυτό οφείλεται στο ότι το κτίριο αποτελείται από φέρουσα τοιχοποιία και για να υπάρξουν οι F_d και F_s ταυτόχρονα θα πρέπει να επέλθει αστοχία στην εξωτερική τοιχοποιία, πράγμα μη αποδεκτό.
- Υδροδυναμικές δυνάμεις, F_d , μαζί με τη δύναμη λόγω πρόσκρουσης συντριμμίων, F_i , στον τοίχο τον παράλληλο προς την ακτογραμμή.
- Υδροστατικές δυνάμεις, F_h , στους εξωτερικούς τοίχους του κτιρίου. Οι δυνάμεις αυτές εφαρμόζονται στους περιμετρικούς τοίχους λόγω της πλημμύρας που υφίσταται η περιοχή και υποθέτοντας ότι δεν εισρέει νερό στο εσωτερικό του κτιρίου.

Σε ό,τι αφορά τις κατακόρυφες δυνάμεις, στο κτίριό μας θα εξετάσουμε μόνο την άνωση η οποία οφείλεται στον όγκο του νερού που εκτοπίζεται από το κτίριο.

Δεν χρειάζεται να γίνει υπολογισμός υδροδυναμικών ανυψωτικών δυνάμεων για τα άνω πατώματα τόσο λόγω του γεγονότος ότι η κατασκευή δεν πλημμυρίζει εσωτερικά όσο και λόγω του χαμηλότερου ύψους σχεδιασμού ($h_{max} = 2,7m$) από το ύψος του ορόφου ($h_{op} = 3,5m$). Επιπλέον, για τους ίδιους λόγους, δεν χρειάζεται να γίνει υπολογισμός για δυνάμεις βαρύτητας λόγω παρακράτησης νερού στα ανώτερα πατώματα.

Η άνωση, η οποία ασκείται στο κέντρο βάρους του κτιρίου, συνδυάζεται με το 90% του μόνιμου φορτίου και με μηδενικό κινητό. Εφόσον η άνωση προκύψει μικρότερη από το συνολικό βάρος του φορέα, δε χρειάζεται να γίνει κάποια ιδιαίτερη πρόβλεψη για αυτή.

Όπως είχε αναφερθεί και στην παράγραφο 1.5.3 υπάρχουν δύο πιθανοί συνδυασμοί φορτίσεων. Στην περίπτωση μας, δυσμενέστερος είναι ο δεύτερος (0,9G +1,0T) καθώς τα φορτία βαρύτητας δρουν ευεργετικά για το φορέα.

Σύμφωνα με τα παραπάνω παρουσιάζονται συνοπτικά οι εφαρμοζόμενοι συνδυασμοί φορτίσεων για το κτίριο που μελετάται:

Συνδυασμοί φορτίσεων
0,9G+Fb
0,9G+F _s
0,9G+F _d +F _i
0,9G+F _h

Πιν. 4.2 Συνδυασμοί φορτίσεων

4.3.2.1 Δύναμη λόγω υδροστατικών πιέσεων

Είναι γενικά προτιμότερο όλοι οι μη φέροντες τοίχοι στους κατώτερους ορόφους μίας κατασκευής να σχεδιάζονται έτσι ώστε στην κρούση του tsunami να καταρρέουν και να μειώνονται δραστικά οι δυνάμεις από υδροστατικές πιέσεις και οι δυνάμεις άνωσης στην υπόλοιπη κατασκευή. Ωστόσο, αν μία κατασκευή δεν είναι σχεδιασμένη κατά τέτοιο τρόπο, τότε θα πρέπει τουλάχιστον οι τοίχοι να είναι σχεδιασμένοι για αντοχή στην αναμενόμενη υδροστατική πίεση. Στην κατασκευή της παρούσας διπλωματικής, όλοι οι εξωτερικοί τοίχοι είναι φέροντες, οπότε δεν μπορούμε να υποθέσουμε ότι καταρρέουν και θα πρέπει να σχεδιαστούν για να αντέχουν τις αναμενόμενες πιέσεις. Οι υδροστατικές πιέσεις που ασκούνται στους τοίχους της κατασκευής υπολογίζονται από την σχέση 1.1 ως εξής:

$$F_h = p_c A_w = \frac{1}{2} \rho_s g b h_{\max}^2 = \frac{1}{2} (1200 \text{ kg/m}^3) (9,81 \text{ m/s}^2) (15 \text{ m}) (2,7 \text{ m})^2 = 643,6 \text{ kN}$$

Όπου έχει χρησιμοποιηθεί η πυκνότητα της ροής του tsunami που είναι 1,2 φορές η πυκνότητα του καθαρού νερού, δηλαδή $\rho_s = 1200 \text{ kg/m}^3$.

Το ύψος του νερού στην περιοχή του κτιρίου ανέρχεται στα 2,7m, δηλαδή δεν ξεπερνάει το υψόμετρο της στάθμης του δευτέρου ορόφου και γι' αυτό χρησιμοποιείται η σχέση 1.1.

Η υδροστατική αυτή δύναμη ασκείται στην τοιχοποιία με τη μορφή ενός επιφανειακού κατανεμημένου τριγωνικού φορτίου. Σε ύψος 2,7 m η υδροστατική πίεση είναι μηδενική ενώ στη βάση της τοιχοποιίας αναπτύσσεται η μέγιστη πίεση η οποία είναι ίση με:

$$f_h = 31,7 \text{ kPa}$$

4.3.2.2 Υδροδυναμικά φορτία

Όταν το νερό ρέει γύρω από ένα κτίριο, τότε ασκούνται υδροδυναμικές δυνάμεις τόσο συνολικά στο φορέα όσο και σε μεμονωμένα δομικά του στοιχεία.

Στην περίπτωση μας όλοι οι τοίχοι είναι φέροντες, οπότε οι υδροδυναμικές δυνάμεις θα υπολογιστούν συνολικά για τον φορέα.

Η υδροδυναμική δύναμη θα υπολογιστεί με βάση τη σχέση 1.5β, η οποία αποτελεί μία συντηρητική τιμή, οπότε είναι και υπέρ της ασφαλείας. Άρα έχουμε:

$$h_{max} = 2,7m$$

$$u = \sqrt{2gh_{max}} = \sqrt{2 * (9,81m/s^2) * 2,7m} = 7,28m/s$$

$$(h_{max}u^2) = (2,7m)(53 m^2/s^2) = 143,1 m^3/s^2$$

$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B h_{max} u^2 = \frac{1}{2} (1200 kg/m^3)(1,25)(15,4m)(143,1 m^3/s^2) = 1652,8kN$$

Η τιμή αυτή, είναι αυτή που θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση.

Η ισοδύναμη επιφανειακή πίεση που προκύπτει ότι θα ασκηθεί στην τοιχοποιία από την παραπάνω δύναμη είναι:

$$f_d = 39,7kPa$$

4.3.2.3 Ωστικές δυνάμεις

Στην χειρότερη περίπτωση όπου το tsunami πλήττει μία ήδη πλημμυρισμένη περιοχή, τότε πρέπει να συνυπολογιστούν και οι Ωστικές δυνάμεις πάνω στο κτίριο.

Για λόγους ασφάλειας, οι Ωστικές δυνάμεις θεωρούνται ως 1,5 φορές οι υδροδυναμικές δυνάμεις, και υπολογίζονται από την εξίσωση (1.7) :

$$F_s = 1,5F_d = 1,5 \times 1652,8kN = 2479,2kN$$

Η ισοδύναμη επιφανειακή πίεση που προκύπτει ότι θα ασκηθεί στην τοιχοποιία από την παραπάνω δύναμη είναι:

$$f_s = 59,6kPa$$

4.3.2.4 Δυνάμεις πρόσκρουσης

Η μέγιστη ταχύτητα ροής για ένα κορμό ή κομμάτι ξύλου (με μηδενικό πρακτικά βάθος επίπλευσης) στην περιοχή του κτιρίου μπορεί να υπολογιστεί από την σχέση (1.9) :

$$u_{max} = \sqrt{2gR \left(1 - \frac{z}{R}\right)} = \sqrt{2(9,81m/s^2)(3,25m) \left(1 - \frac{0,55}{3,25}\right)} = 7,28m/s$$

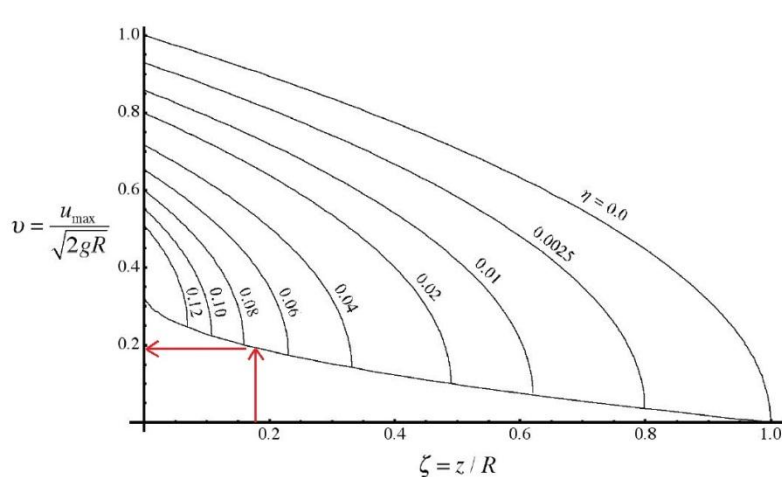
Η ταχύτητα αυτή είναι εκτιμημένη συντηρητικά. Η δύναμη πρόσκρουσης από πλωτά συντρίμμια (π.χ. ξύλα, βάρκες, κοντέινερ, αυτοκίνητα, κ.ά.) μπορεί να αποτελέσει κυρίαρχη αιτία για τη ζημιά ενός κτιρίου. Δυστυχώς, είναι δύσκολο να εκτιμηθεί αυτή η δύναμη με ακρίβεια. Οι πληροφορίες που υπάρχουν για την ανάπτυξη της δύναμης αυτής οδηγούν στον υπολογισμό της μέσω της εξίσωσης (1.8) :

$$F_i = C_m u_{max} \sqrt{\rho k m} = 2(7,28 m/s) \sqrt{(2,4 \times 10^6 N/m)(450kg)} = 478,5kN$$

Η δύναμη αυτή εφαρμόζεται στο υποτιθέμενο σημείο πρόσκρουσης, δηλαδή τοπικά σε ένα μεμονωμένο μέλος του κτιρίου στο ύψος της ελεύθερης επιφάνειας του νερού.

Αν το βάθος πλεύσης του συντριμμίου είναι 0,25m , τότε χρησιμοποιώντας τους λόγους $\zeta = z/R = 0,17$ και το βάθος ροής $\eta = d/R = 0,08$, στην τοποθεσία του κτιρίου, από το διάγραμμα του Σχ.1.10 , μπορεί να υπολογιστεί μία περισσότερο ρεαλιστική τιμή της ταχύτητας πλεύσης του συντριμμίου από την σχέση:

$$v = \frac{u_{max}}{\sqrt{2gR}}$$



Σχ.4.2 Υπολογισμός ταχύτητας πλεύσης συντριμμιού

Από το διάγραμμα παίρνουμε την τιμή $u=0,19$, επομένως προκύπτει $u_{max} = 1,52 \text{ m/s}$.

Με βάση την τιμή αυτή της ταχύτητας ροής προκύπτει μία νέα πιο ρεαλιστική τιμή για την δύναμη πρόσκρουσης συντριμμιών:

$$F_i = C_m u_{max} \sqrt{km} = 2(1,52 \text{ m/s}) \sqrt{(2,4 \times 10^6 \text{ N/m})(450 \text{ kg})} = 100,0 \text{ kN}$$

Η δύναμη αυτή θα χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση του κτιρίου και θα εφαρμοστεί σε μία περιοχή εμβαδού $0,3 \times 0,4 \text{ m}^2$ στη στάθμη της ελεύθερης επιφάνειας του νερού $h_{max} = 2,7 \text{ m}$.

4.3.2.5 Δυνάμεις άνωσης

Σε ό,τι αφορά τις κατακόρυφες δυνάμεις, στο κτίριό μας θα εξετάσουμε μόνο την άνωση η οποία οφείλεται στον όγκο του νερού που εκτοπίζεται από το κτίριο.

Με το επίπεδο του νερού να βρίσκεται στα 3,25m πάνω από το επίπεδο της θάλασσας στην τοποθεσία του κτιρίου, θα έχουμε σημαντικές δυνάμεις άνωσης. Υποθέτοντας ότι η περιμετρική τοιχοποιία δεν επιτρέπει στο νερό να εισέλθει στο κτίριο, ο συνολικός όγκος του νερού που εκτοπίζεται είναι ίσος με το γινόμενο του εμβαδού του κάτω ορόφου επί το ύψος του νερού στο συγκεκριμένο σημείο. Δηλαδή, είναι

$$V = A \times h_{max} = 200 \text{ m}^2 \times (3,25 - 0,55) \text{ m} = 540 \text{ m}^3 \text{ εκτοπιζόμενου νερού}$$

Οπότε, τη συνολική δύναμη άνωσης που ασκείται στο κτίριο την υπολογίζουμε από την εξίσωση 2.4 και είναι ίση με :

$$F_b = V \times \rho_s \times g = (540 \text{ m}^3)(1200 \text{ kg/m}^3)(9,81 \text{ m/s}^2) = 6357 \text{ kN}$$

και ασκείται στο κέντρο βάρους του κτιρίου.

4.3.3 Ανάλυση κτιρίου με SAP2000

Οι δυνάμεις που υπολογίστηκαν παραπάνω εφαρμόστηκαν στο κτίριο με βάση τους συνδυασμούς που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Έγινε ανάλυση στο SAP2000 για κάθε έναν από τους συνδυασμούς που αναφέρονται στην παράγραφο 4.3.2 και διαπιστώθηκε ότι ο δυσμενέστερος από αυτούς είναι ο $0,9G+F_s$. Τα αποτελέσματα των άλλων συνδυασμών παρουσιάζονται και αυτά συνοπτικά για λόγους πληρότητας.

Επίσης, προέκυψε ότι στη νότια όψη του κτιρίου (στην οποία γίνεται η πρόσκρουση του κύματος) αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες τάσεις οπότε είναι και η δυσμενέστερη, πράγμα αναμενόμενο. Για το λόγο αυτό, στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικότερα οι τάσεις και οι ροπές της όψης αυτής.

4.3.3.1 Αποτελέσματα για $0,9G + F_b$

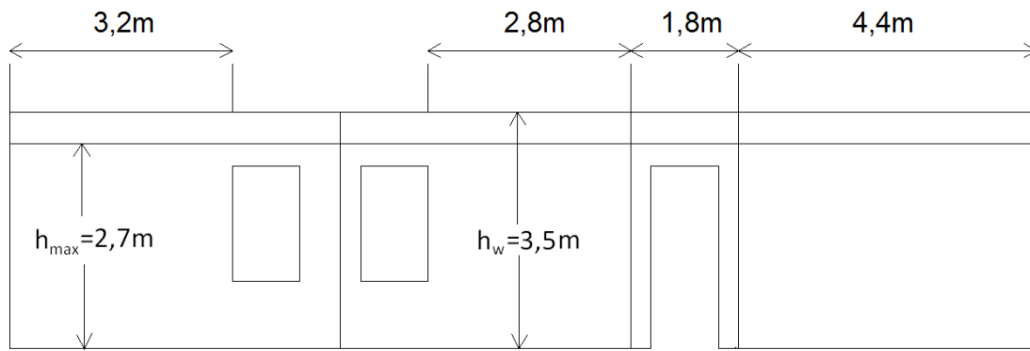
Η δύναμη άνωσης ασκείται στο κέντρο βάρους του κτιρίου και έχει μέτρο περίπου ίσο με 6400 kN . Στην άνωση αντιστέκονται οι δυνάμεις που οφείλονται στο ίδιο βάρος του κτιρίου. Το συνολικό βάρος του κτιρίου υπολογίζεται ως εξής :

$$W_{\text{κτιρίου}} = V_{\text{τοιχων}}\gamma_{\text{τοιχων}} + V_{\text{πλακων}}\gamma_{\text{σκυρ}} = 7800 \text{ kN}$$

Άρα

$$0,9W_{\text{κτιρίου}} = 0,9 \times 7800 = 7020 \text{ kN} > 6357 \text{ kN} = F_b$$

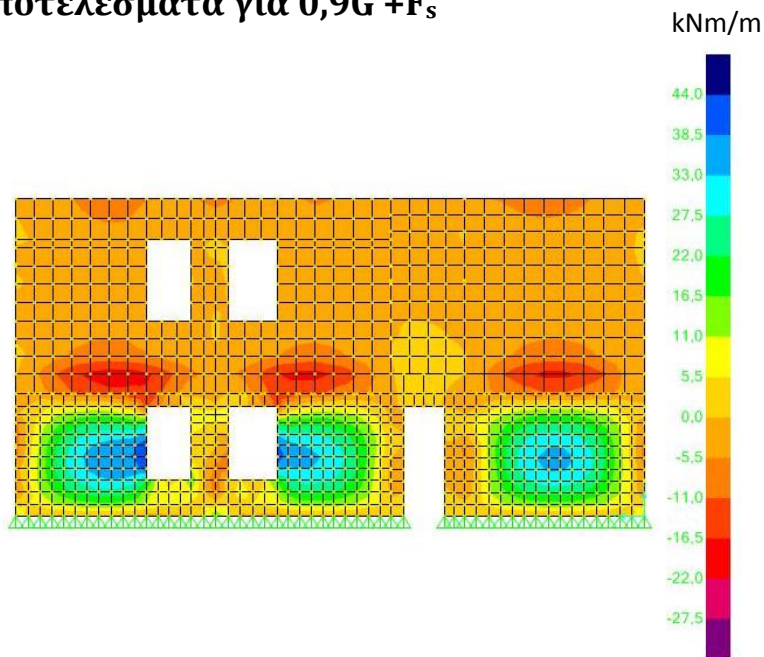
Οπότε, αφού η δύναμη άνωσης προκύπτει μικροτέρη από τις δυνάμεις βαρύτητας του κτιρίου, δεν επηρεάζει αισθητά τις υπόλοιπες οριζόντιες φορτίσεις και δεν χρειάζεται να γίνει κάποια ιδιαίτερη πρόβλεψη για το κτίριο (π.χ. βαθύτερη θεμελίωση).



Σχ. 4.3α Διαστάσεις νότιας όψης ισογείου

Η νότια όψη του κτιρίου χωρίζεται από τους εγκάρσιους τοίχους σε τέσσερα μέρη με μήκος 4,4m , 1,8m , 4,3m και 4,9m από δεξιά προς τα αριστερά. Από αυτά αγνοείται το τμήμα με μήκος 1,8m στο οποίο βρίσκεται η πόρτα.

4.3.3.2 Αποτελέσματα για 0,9G +F_s

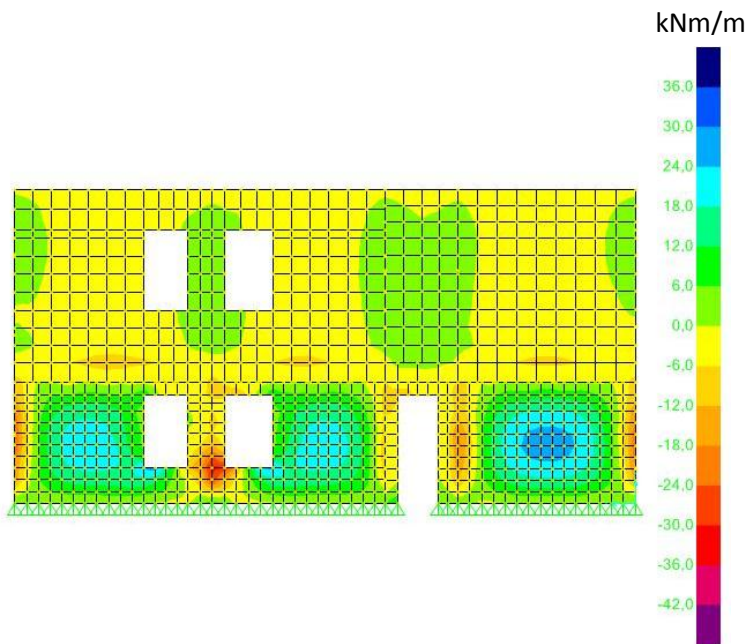


Σχ. 4.3β Κατανομή ροπών κάμψης M_{11}

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη ροπή κάμψης εκτός επιπέδου κατά τον άξονα 1 των στοιχείων βρίσκεται στους αριστερά τοίχους του κτιρίου και είναι πλησίον των παραθύρων, με τιμή 44 kNm/m .

Στον άλλο τοίχο η μεγαλύτερη ροπή που αναπτύσσεται είναι 35 kNm/m.

Η ροπές αυτές είναι επίσης θετικές, πράγμα που σημαίνει ότι εφελκύεται η εσωτερική παρειά του τοίχου.

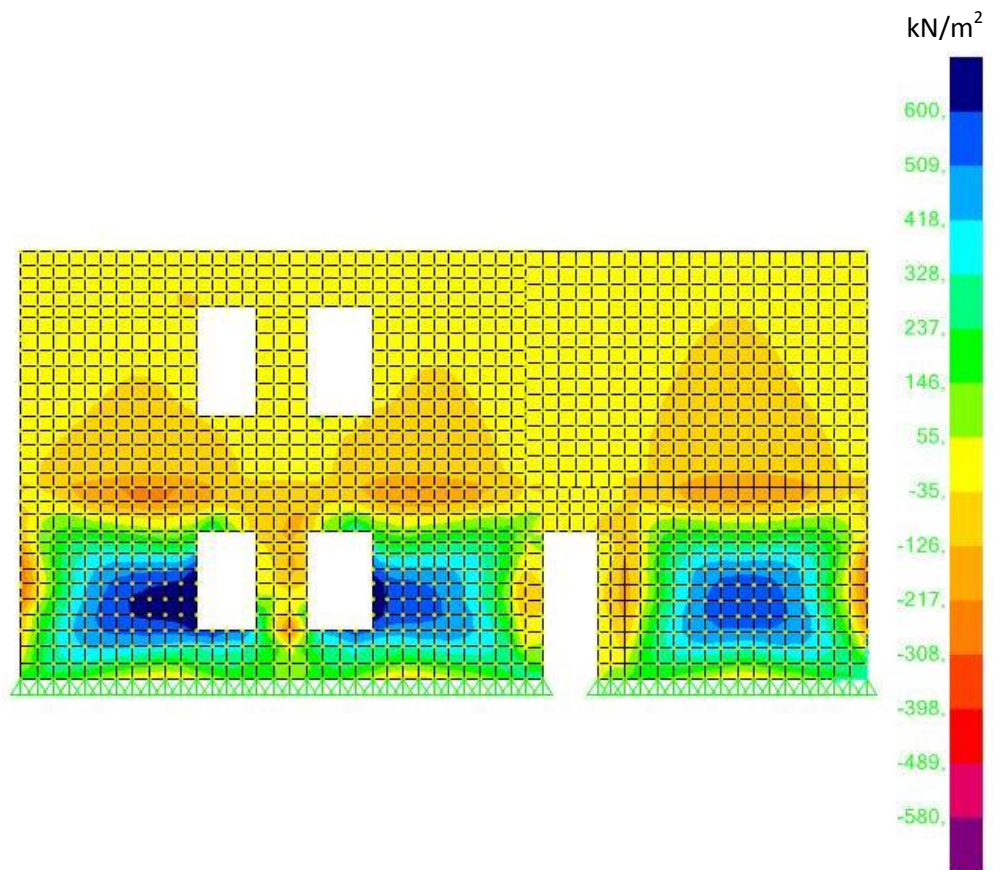


Σχ. 4.4 Κατανομή ροπών κάμψης M_{22}

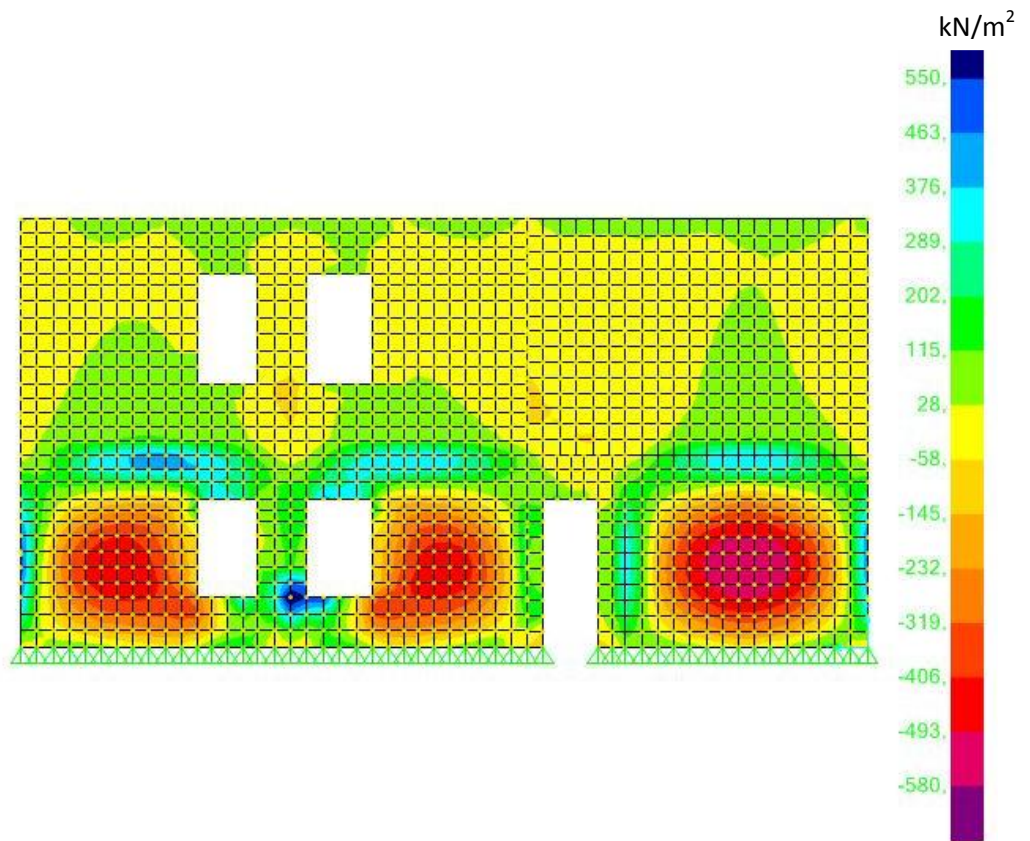
Παρατηρούμε ότι η μέγιστη ροπή κάμψης εκτός επιπέδου κατά τον άξονα 2 των στοιχείων βρίσκεται στον δεξιό τοίχο της νότιας όψης και έχει τιμή 28 kNm/m.

Στους άλλους δύο τοίχους η μεγαλύτερη ροπή που αναπτύσσεται είναι 23 kNm/m.

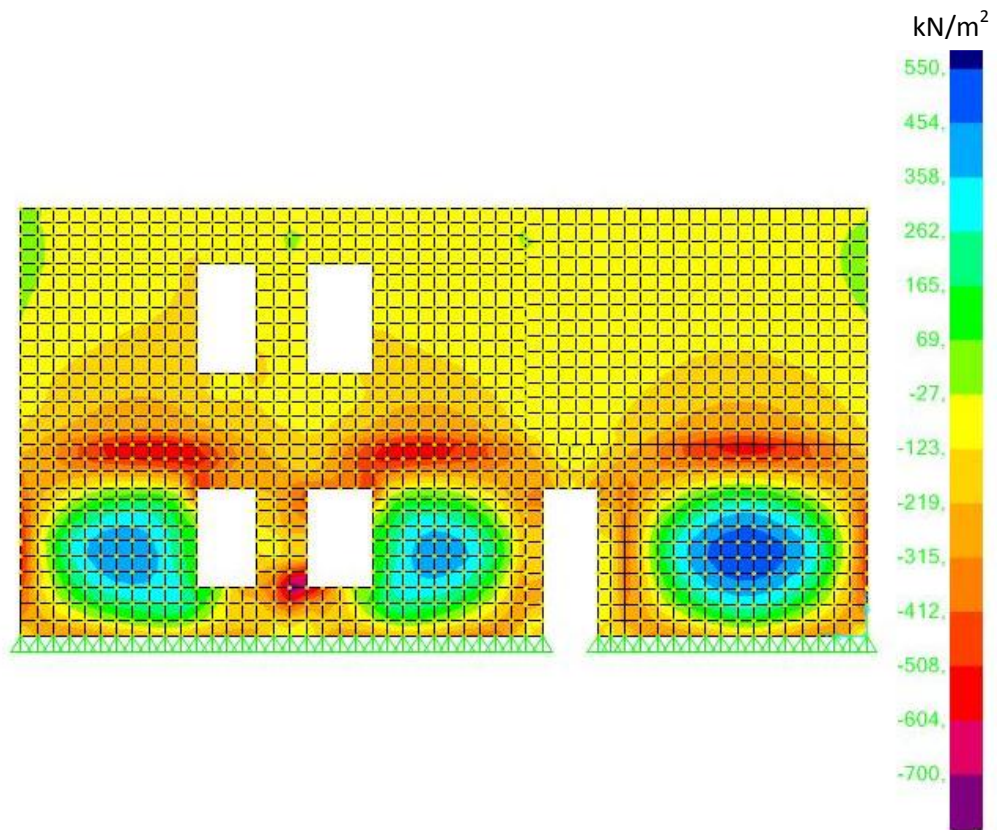
Η ροπές αυτές είναι θετικές, πράγμα που σημαίνει ότι εφελκύεται η εσωτερική παρειά του τοίχου.



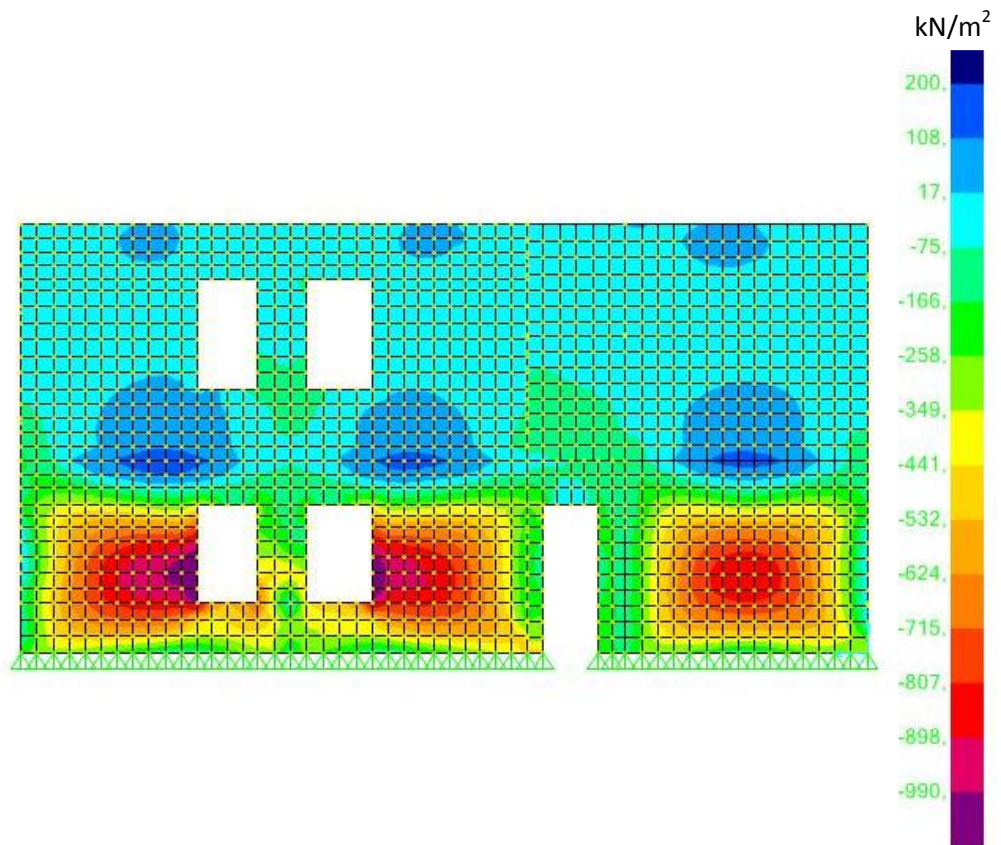
Σχ. 4.5 Κατανομή κυρίων τάσεων S_{max} στην εσωτερική παρειά της νότιας όψης του κτιρίου .



Σχ. 4.6 Κατανομή κυρίων τάσεων S_{max} στην εξωτερική παρειά της νότιας όψης του κτιρίου.



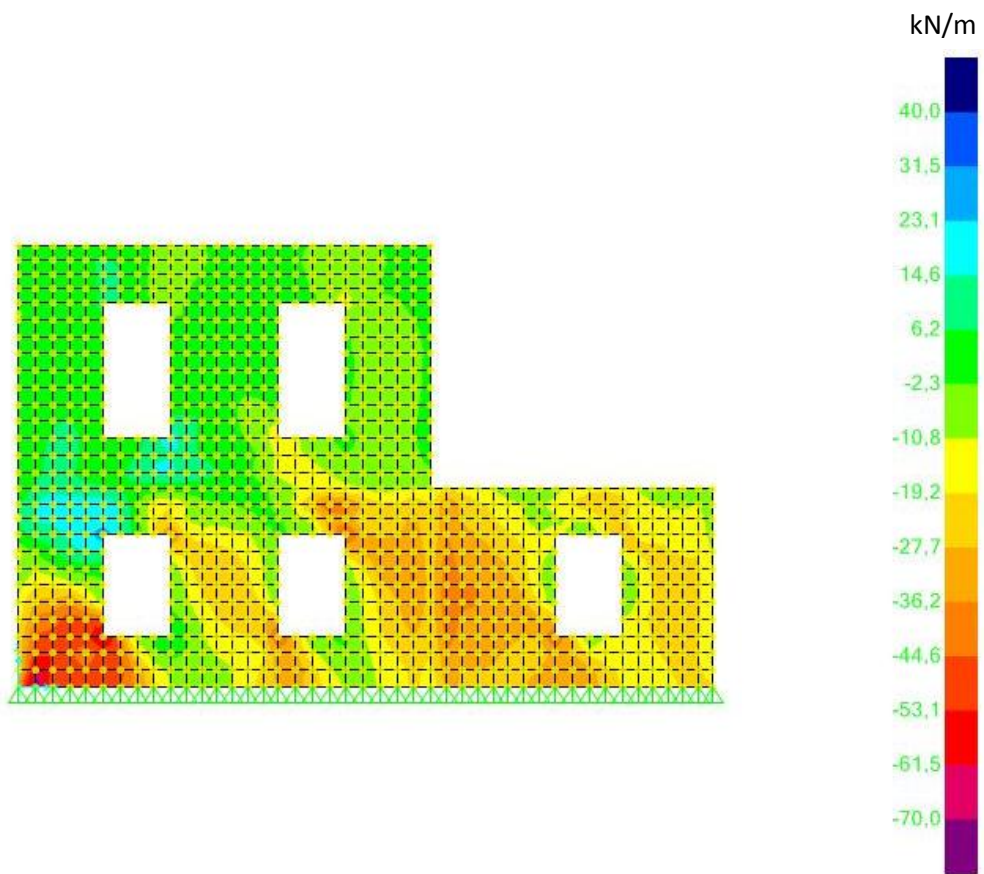
Σχ. 4.7 Κατανομή κυρίων τάσεων S_{min} στην εσωτερική παρειά της νότιας όψης του κτιρίου.



Σχ. 4.8 Κατανομή κυρίων τάσεων S_{min} στην εξωτερική παρειά της νότιας όψης του κτιρίου.

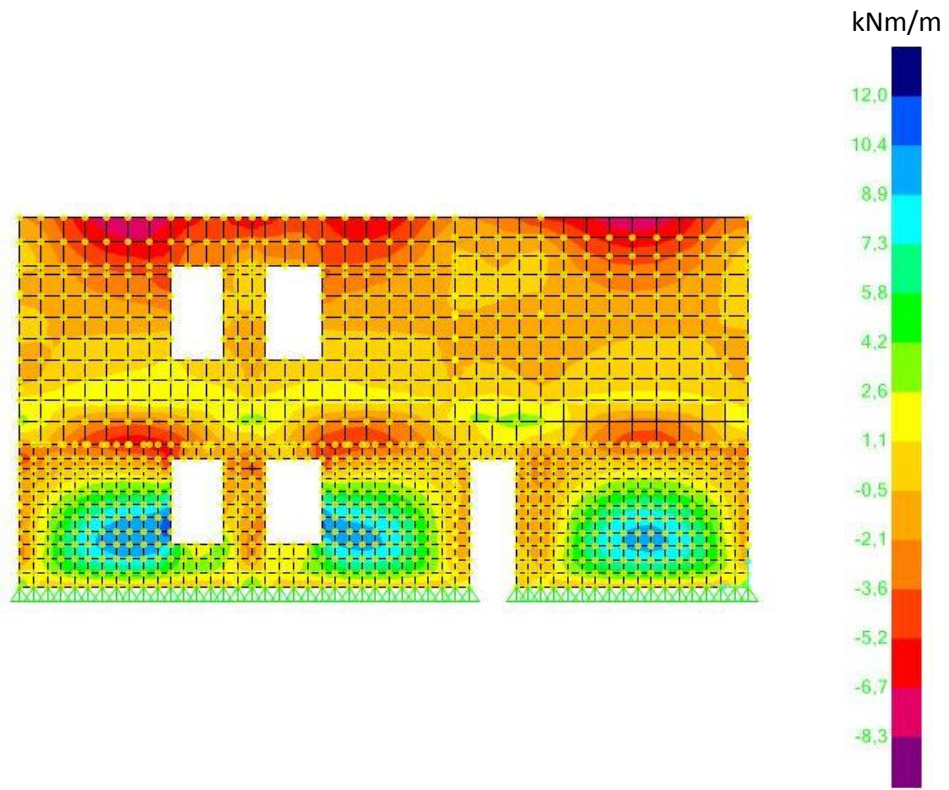
Στα τέσσερα παραπάνω σχήματα φαίνονται οι κατανομές των κυρίων τάσεων στην εσωτερική και την εξωτερική παρειά του τοίχου αντίστοιχα. Όπως αναμενόταν στην εσωτερική παρειά των τοίχων του ισογείου αναπτύσσονται σημαντικές εφελκυστικές τάσεις που ξεπερνούν την εφελκυστική αντοχή, ενώ στην εξωτερική παρειά των τοίχων οι θλιπτικές τάσεις που αναπτύσσονται δεν ξεπερνούν την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η κατανομή της εντός επιπέδου διάτμησης στους εγκάρσιους τοίχους της ανατολικής όψης, όπου παρατηρούμε ότι η διάτμηση είναι μεγαλύτερη στο αριστερά και κάτω μέρος των τοίχων με τιμή 70kN. Σε επόμενο κεφάλαιο όπου γίνεται υπολογισμός των αντοχών των τοίχων ελέγχονται όλοι οι εγκάρσιοι τοίχοι με βάση τις τιμές της ανάλυσης από το SAP.

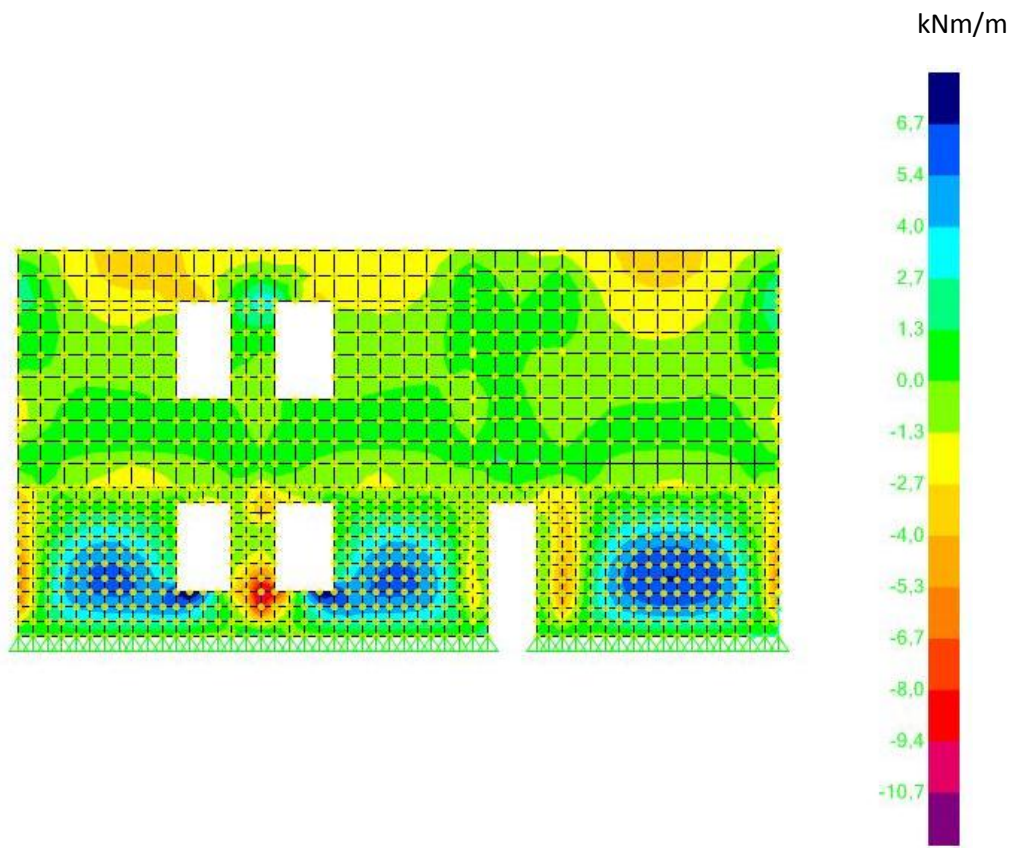


Σχ. 4.9 Διατμητική δύναμη στον εγκάρσιο τοίχο.

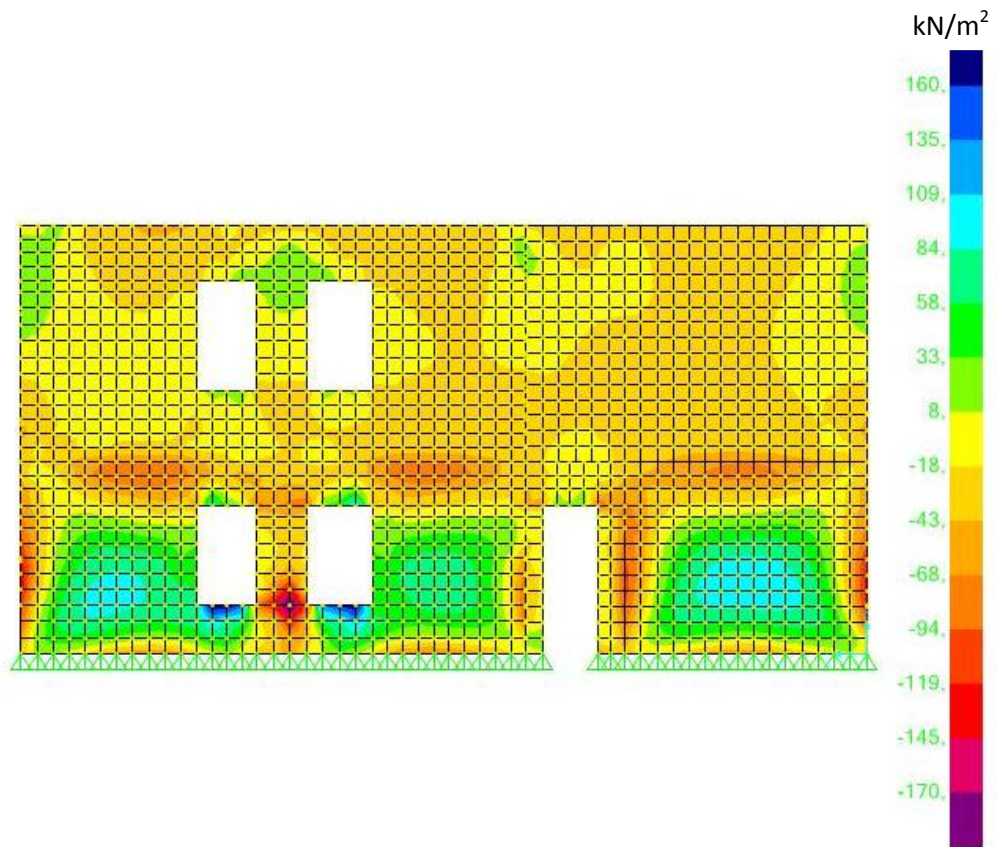
4.3.3.3 Αποτελέσματα για 0,9G +F_h



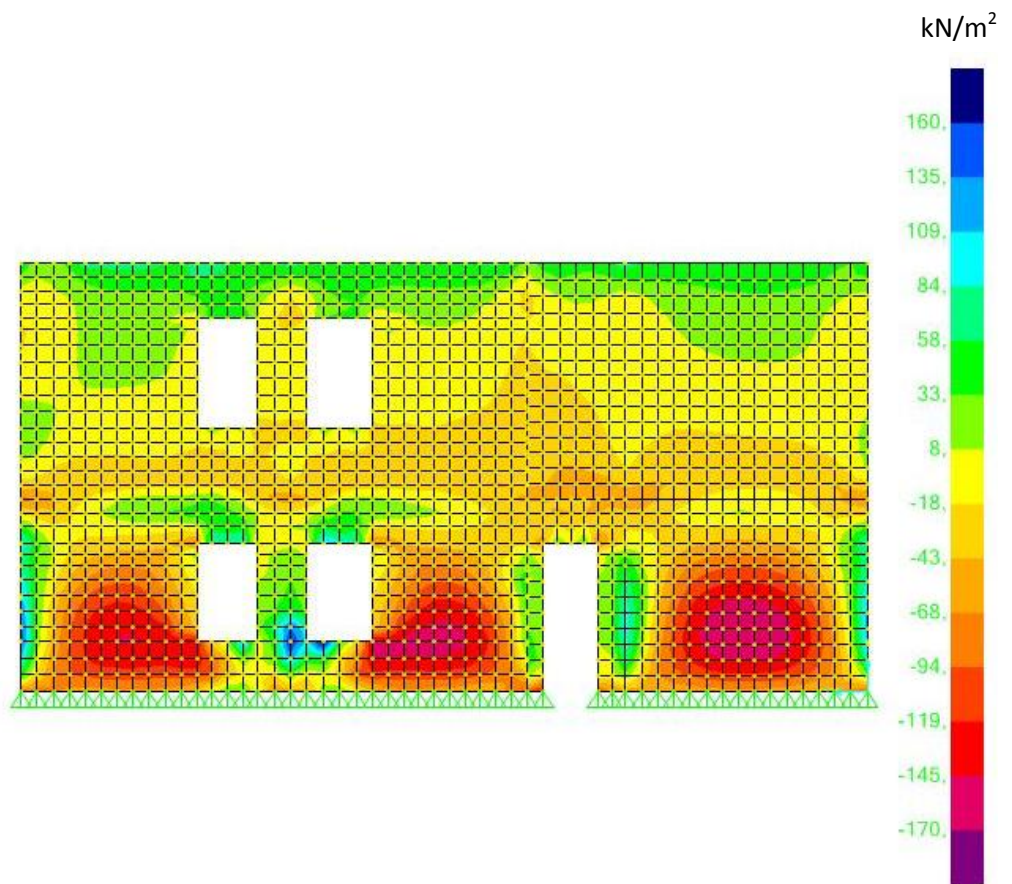
Σχ. 4.10 Κατανομή ροπών κάμψης M_{11}



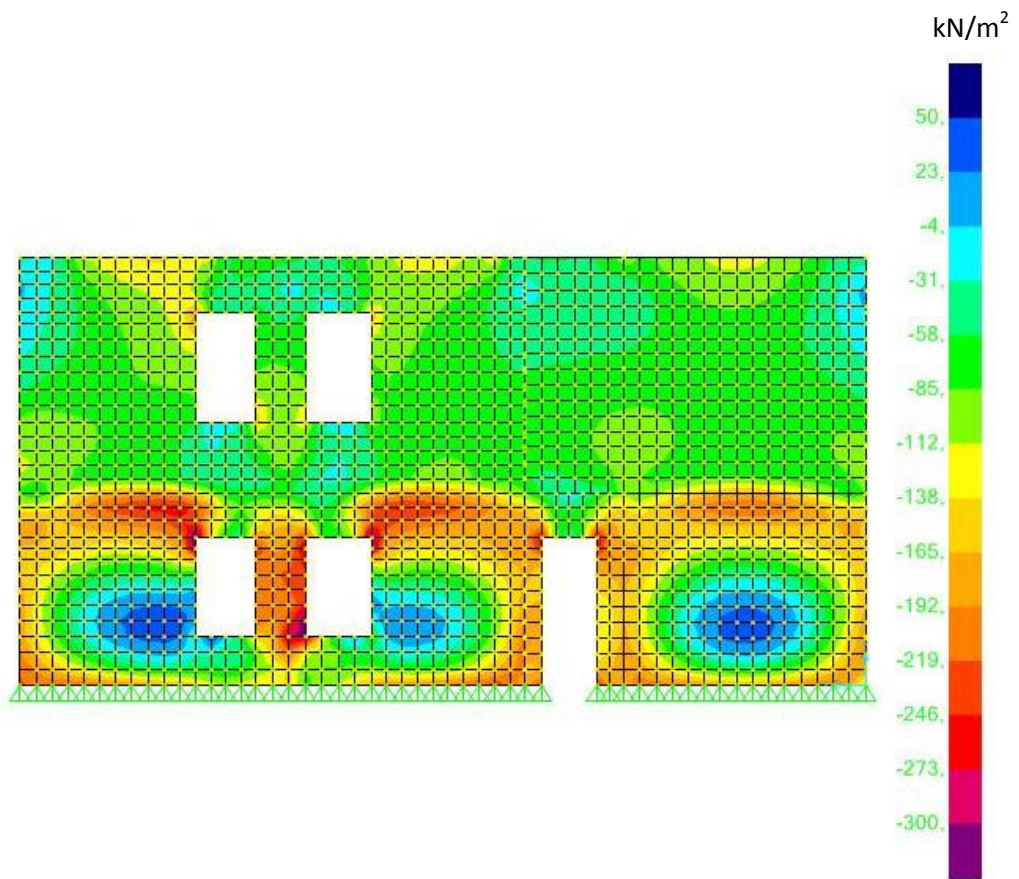
Σχ. 4.11 Κατανομή ροπών κάμψης M_{22}



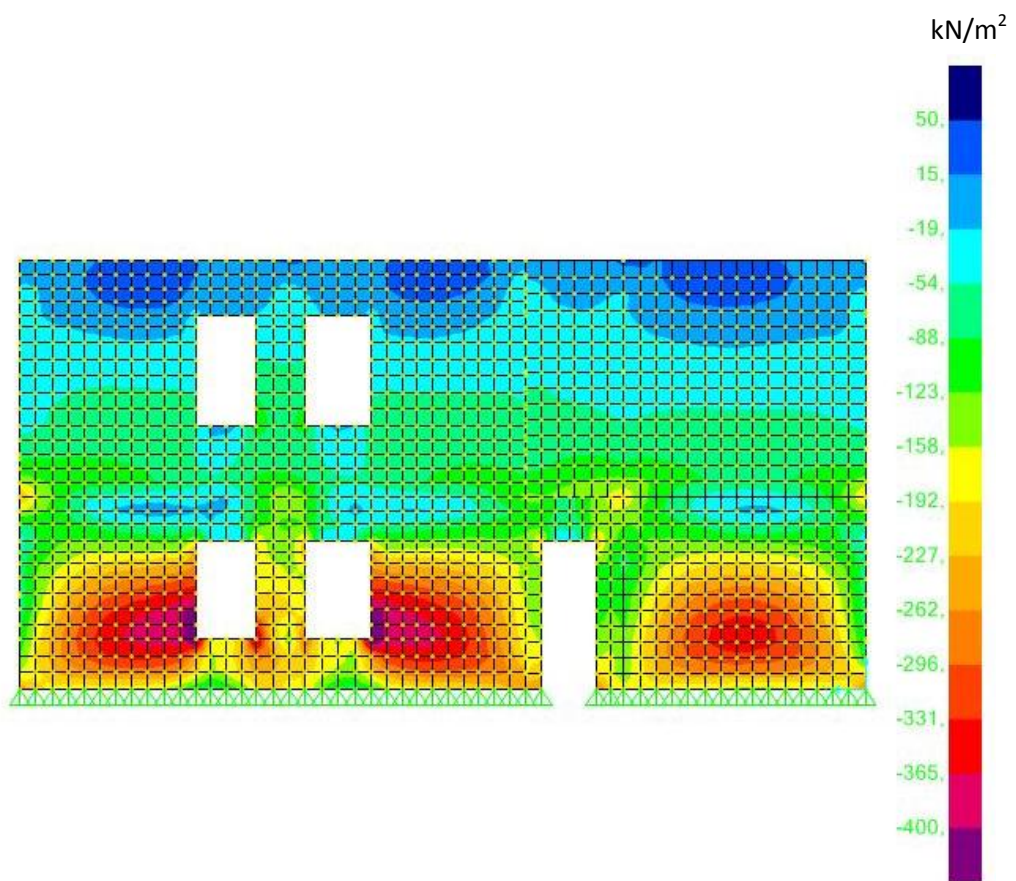
Σχ. 4.12 Κατανομή κυρίων τάσεων S_{max} στην εσωτερική παρειά της νότιας όψης του κτιρίου.



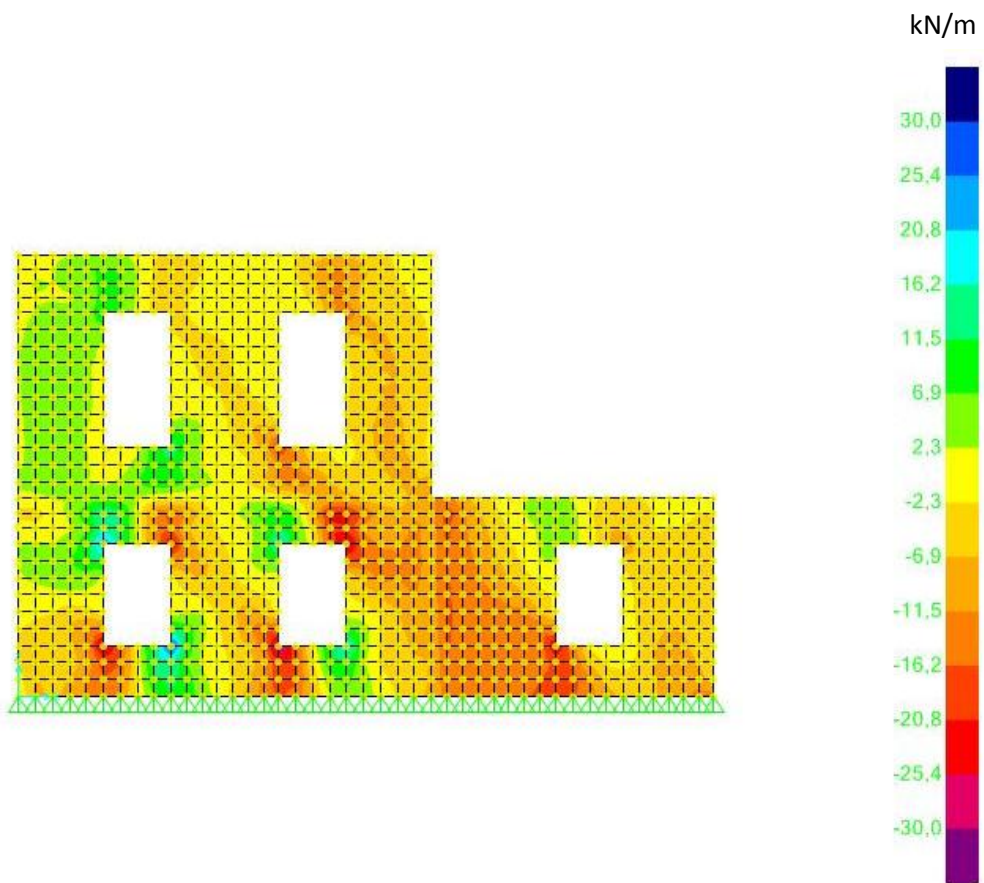
Σχ. 4.13 Κατανομή κυρίων τάσεων S_{max} στην εξωτερική παρειά της νότιας όψης του κτιρίου.



Σχ. 4.14 Κατανομή κυρίων τάσεων σ_{1in} στην εσωτερική παρειά της νότιας όψης του κτιρίου.

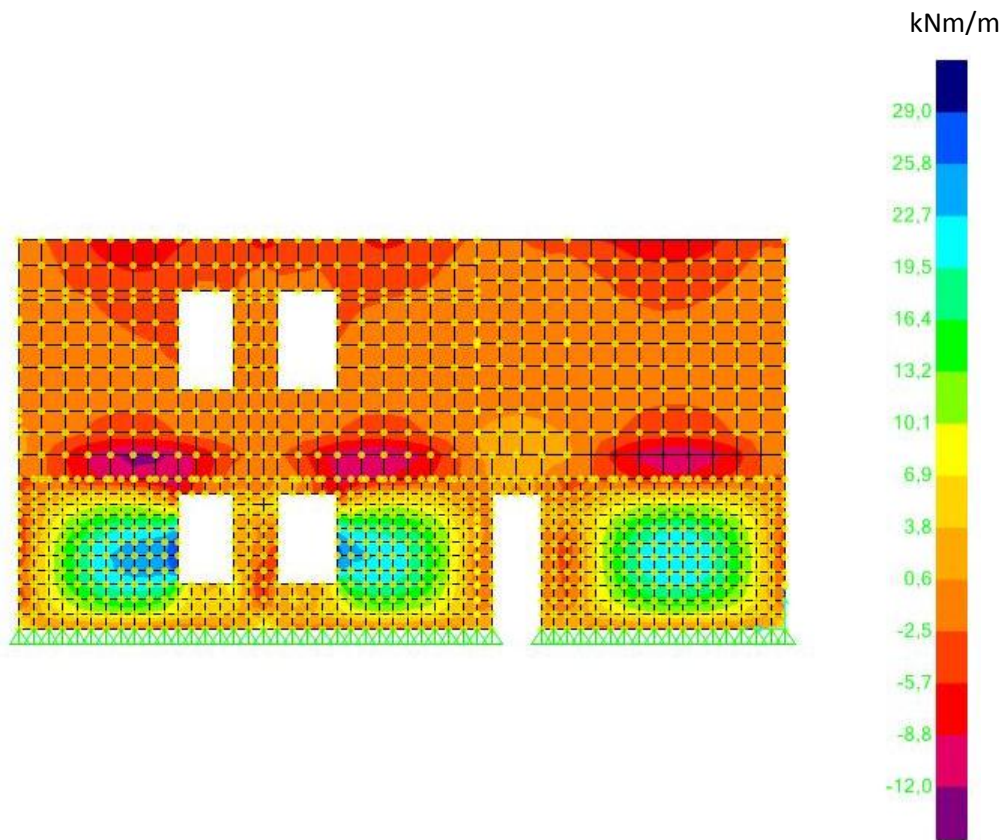


Σχ. 4.15 Κατανομή κυρίων τάσεων S_{min} στην εξωτερική παρειά της νότιας όψης του κτιρίου.

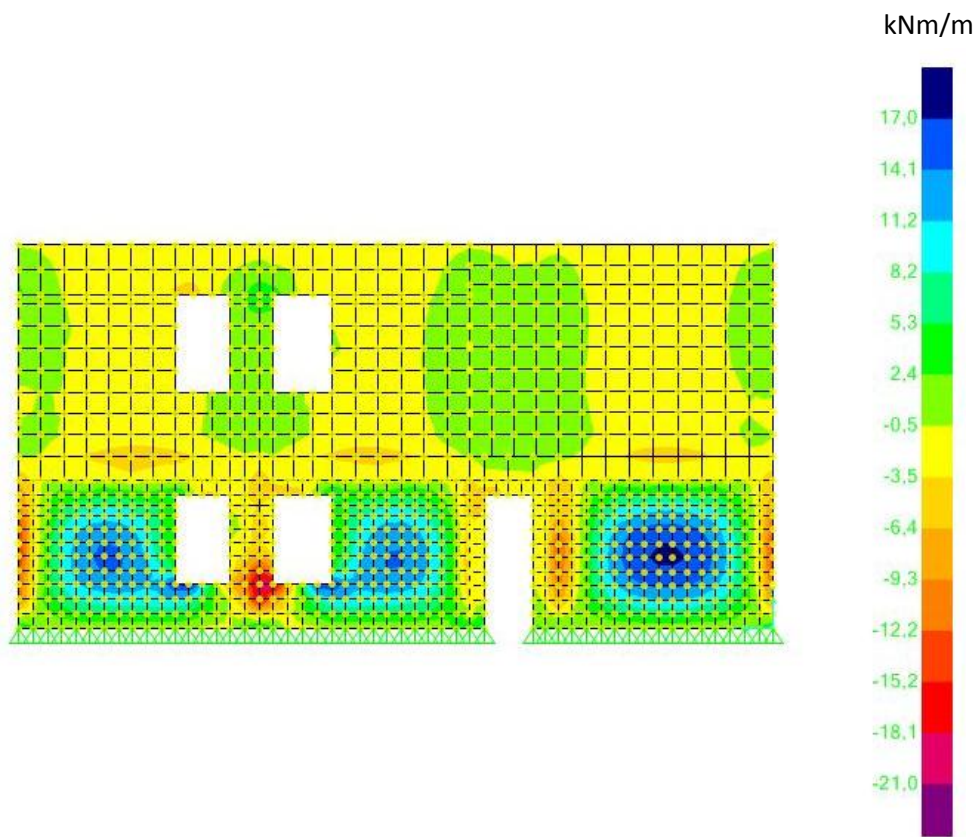


Σχ. 4.16 Διατμητική δύναμη στον εγκάρσιο τοίχο.

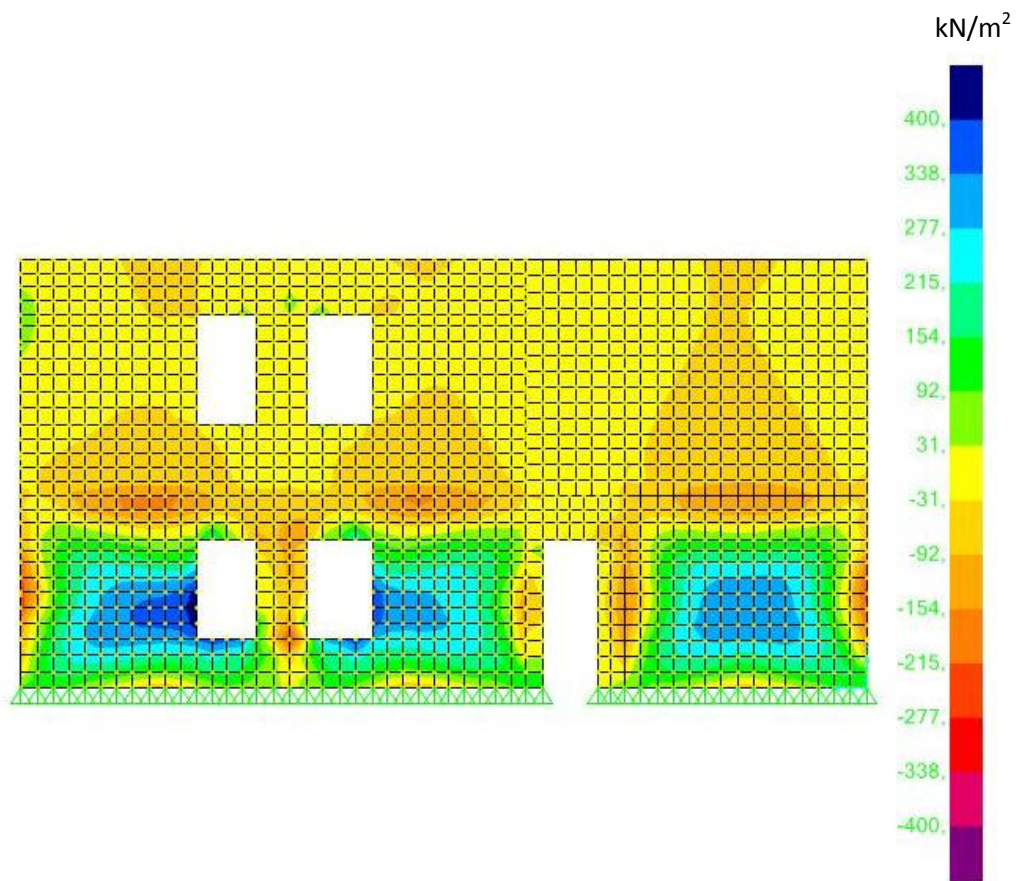
4.3.3.4 Αποτελέσματα για 0,9G+Fa+Fi



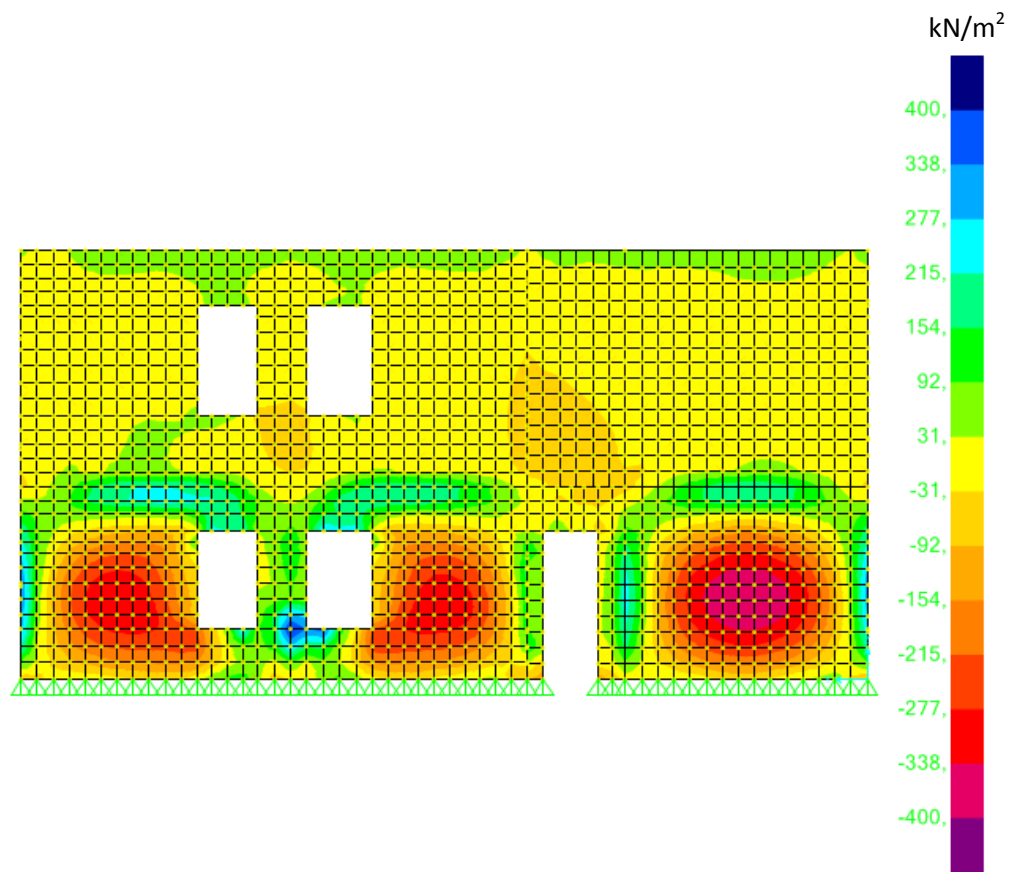
Σχ. 4.17 Κατανομή ροπών κάμψης M_{11}



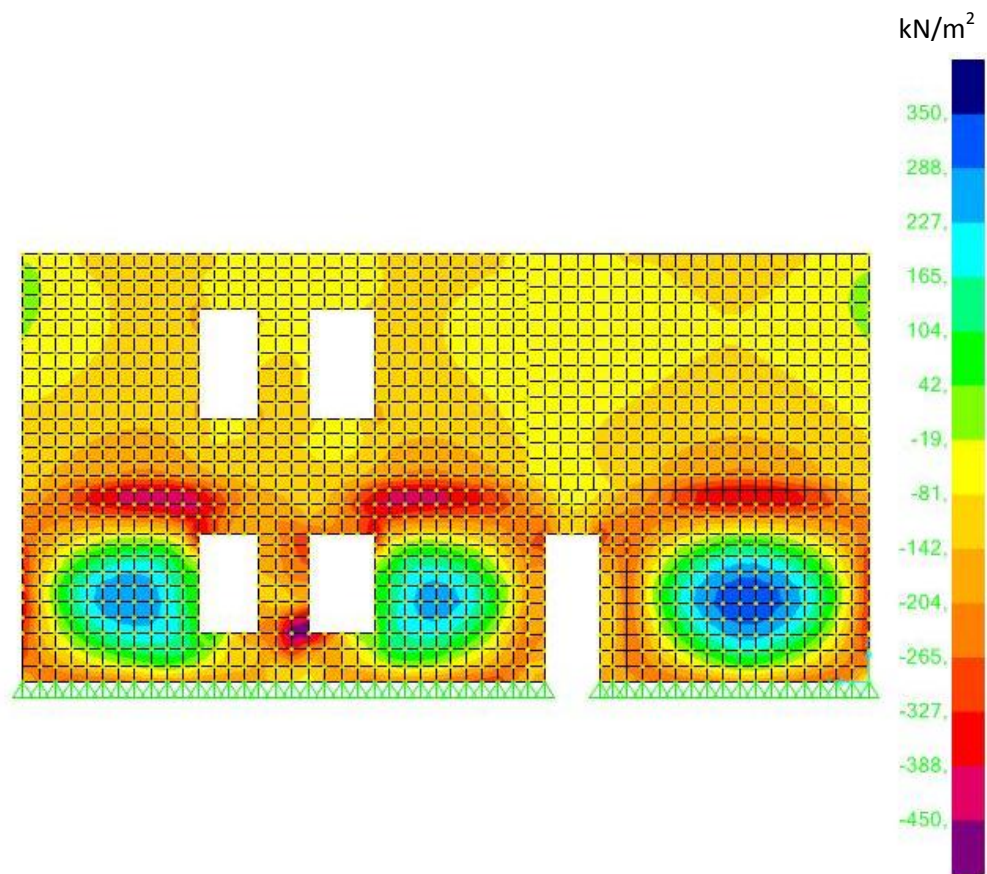
Σχ. 4.18 Κατανομή ροπών κάμψης M_{22}



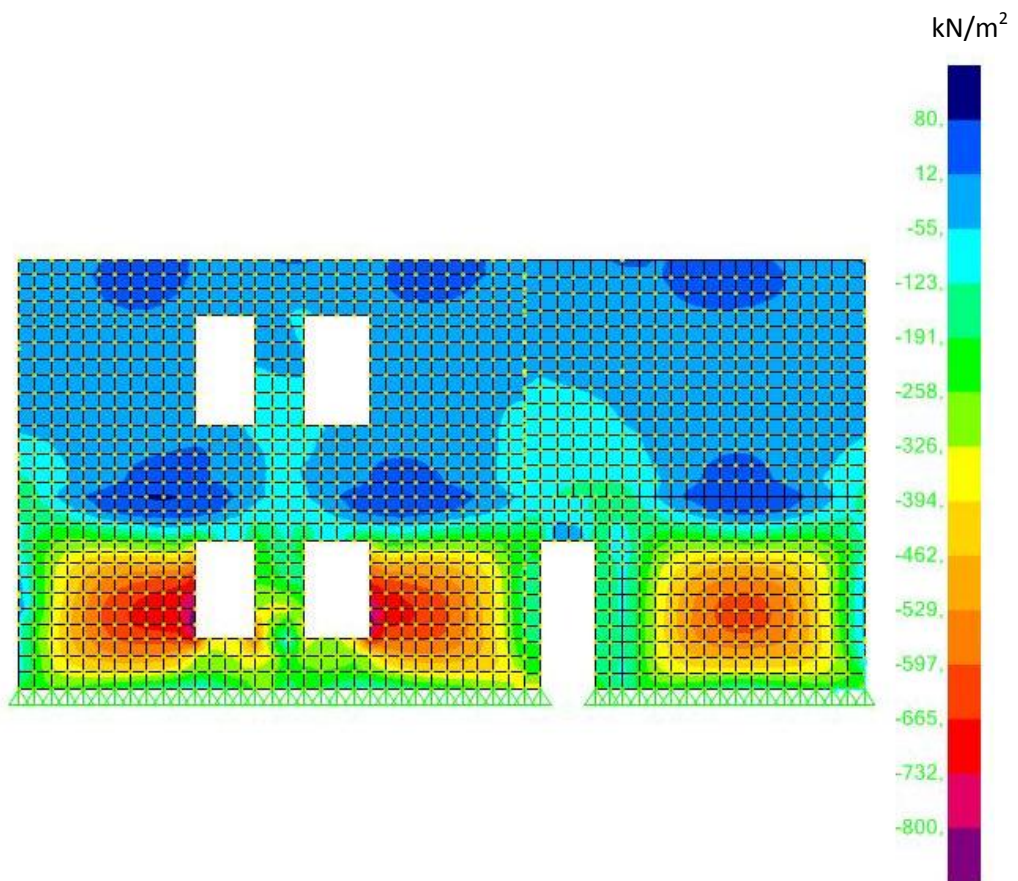
Σχ. 4.19 Κατανομή κυρίων τάσεων S_{max} στην εσωτερική παρειά της νότιας όψης του κτιρίου.



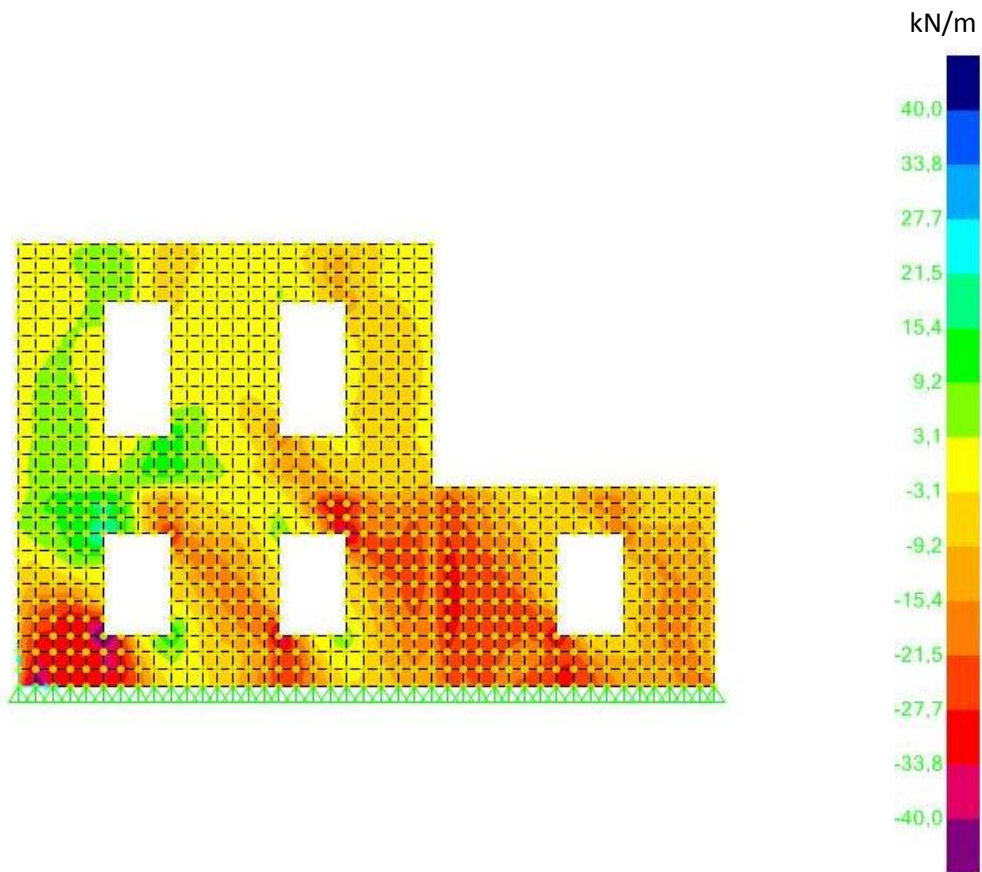
Σχ. 4.20 Κατανομή κυρίων τάσεων S_{max} στην εξωτερική παρειά της νότιας όψης του κτιρίου.



Σχ. 4.21 Κατανομή κυρίων τάσεων S_{min} στην εσωτερική παρειά της νότιας όψης του κτιρίου.



Σχ. 4.22 Κατανομή κυρίων τάσεων σ_{1in} στην εξωτερική παρειά της νότιας όψης του κτιρίου.

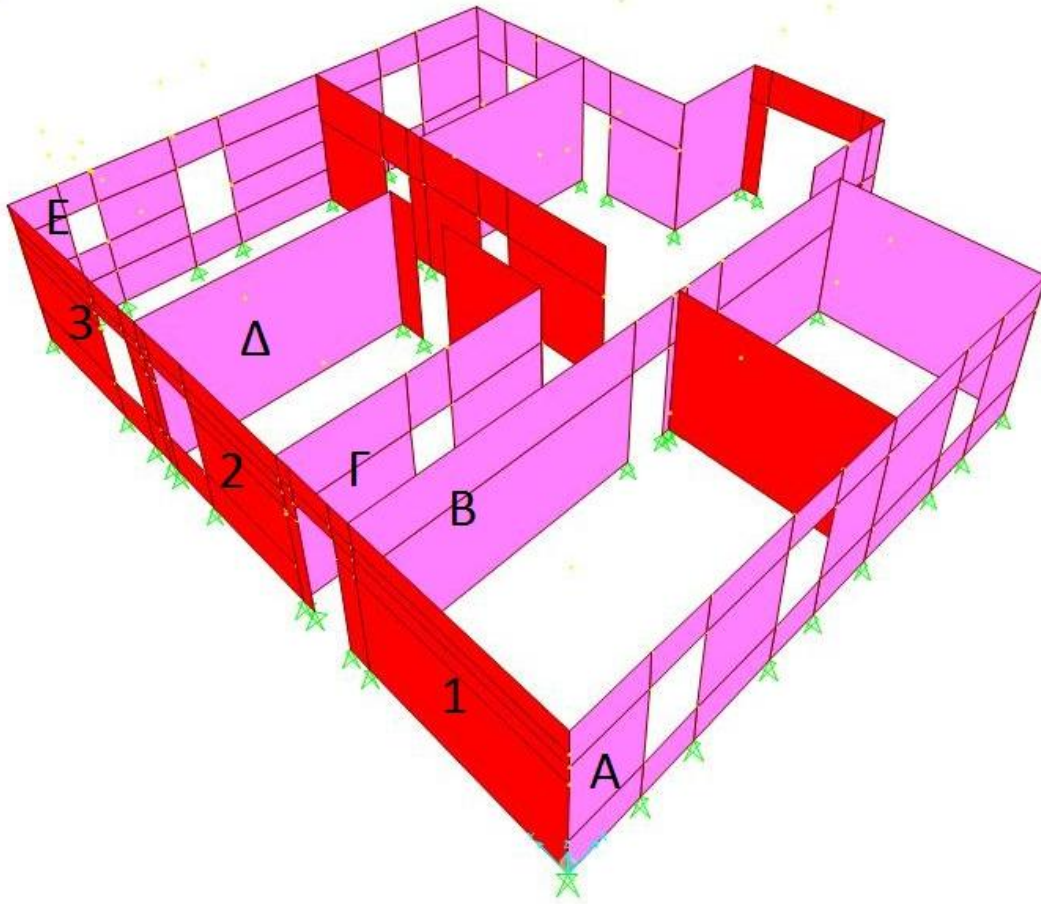


Σχ. 4.23 Διατμητική δύναμη στον εγκάρσιο τοίχο.

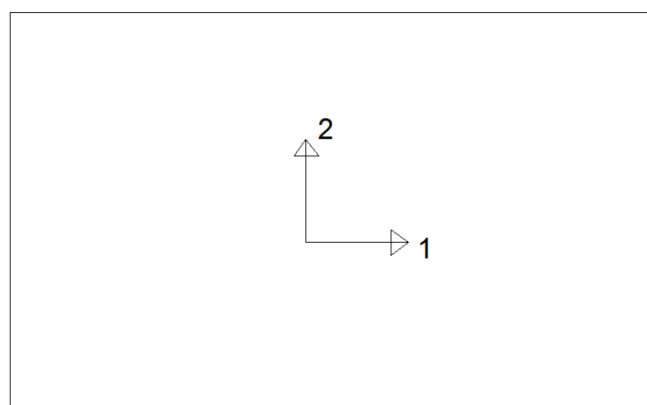
4.4 Αντοχές της τοιχοποιίας

Οι αντοχές της τοιχοποιίας θα υπολογιστούν με βάση την παραδοχή ότι διατηρείται η επιπεδότητα των διατομών. Η κατανομή των τάσεων στην θλιβόμενη ζώνη είναι ομοιόμορφη και η τάση δεν υπερβαίνει την τιμή f_d . Οι παραδοχές και τα χαρακτηριστικά αυτά ισχύουν για το σύνολο των τοίχων του κτιρίου.

Θα γίνει υπολογισμός των αντοχών των τοίχων της νότιας όψης του ισογείου για κάμψη εκτός επιπέδου σε δύο διευθύνσεις (τοίχοι 1,2 και 3) και θα εξεταστούν οι εγκάρσιοι τοίχοι σε διάτμηση και κάμψη εντός επιπέδου (τοίχοι Α,Β,Γ,Δ και Ε).



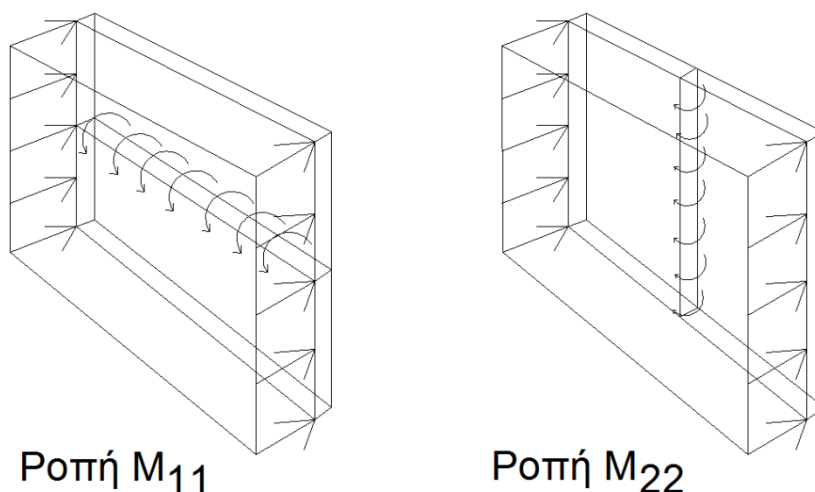
Σχ.4.24 Αρίθμηση τοίχων των οποίων παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ανάλυσης



Σχ. 4.25 Διευθύνσεις των τοπικών αξόνων των τοίχων

4.4.1 Αντοχή σε εκτός επιπέδου κάμψη

Οι τοίχοι της νότιας όψης στους οποίους προσκρούει το κύμα, καταπονούνται σε κάμψη εκτός επιπέδου και στις δύο διευθύνσεις, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα.



Σχ. 4.26 Ροπή κάμψης M_{11} όταν το επίπεδο αστοχίας είναι παράλληλο με τους οριζόντιους αρμούς κονιάματος και Ροπή κάμψης M_{22} όταν το επίπεδο αστοχίας είναι κάθετο στους οριζόντιους αρμούς κονιάματος

Καθώς κάμπτεται ο τοίχος, αναμένεται η αστοχία να παρουσιαστεί στην εφελκυστική παρειά του, γιατί η εφελκυστική αντοχή είναι κατά πολύ μικρότερη (10 φορές περίπου) από την θλιπτική.

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών σε τοίχους υποβαλλόμενους σε εκτός επιπέδου οριζόντια φορτία, θα πρέπει να γίνεται σύμφωνα με τις σχέσεις του EC 6 είτε με αναγνωρισμένη μέθοδο ανάλυσης, η οποία να επιτρέπει τον υπολογισμό των ροπών κάμψεως παχειών πλακών (π.χ. μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων ή των γραμμών διαρροής). Στην περίπτωση μας θα χρησιμοποιηθούν τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων στο SAP 2000.

Όταν τοίχοι φορτιζόμενοι εκτός του επιπέδου τους συνδέονται με τοίχους φορτιζόμενους κατακόρυφως, ή όταν εδράζονται σε αυτούς πλάκες Ο.Σ., τότε η σχετική στήριξη μπορεί να θεωρείται συνεχής.

Σε ένα πέτασμα όψεως ή σε έναν ελευθέρως ιστάμενο τοίχο υποβαλλόμενο σε εκτός επιπέδου οριζόντιο φορτίο, όταν έχει χρησιμοποιηθεί κονίαμα M2 έως M20 και ο σχεδιασμός έχει γίνει κατά την 6.3 παράγραφο του EC6, οι διαστάσεις πρέπει να υπακούουν στους περιορισμούς του Παραρτήματος Η, έτσι ώστε να

αποφεύγονται ανεπιθύμητες μετακινήσεις οφειλόμενες σε παραμορφώσεις, ερπυσμό, συστολή ξηράνσεως, θερμοκρασιακές επιρροές και ρηγμάτωση.

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η δρώσα καμπτική ροπή σχεδιασμού επί του τοίχου, M_{Ed} , πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση από την αντίσταση σχεδιασμού του τοίχου έναντι καμπτικής ροπής M_{Rd} , έτσι ώστε:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Η εκτός επιπέδου αντίσταση σχεδιασμού έναντι καμπτικής ροπής M_{Rd} ανά μονάδα μήκους ή ύψους, δίδεται από την ακόλουθη σχέση:

$$M_{Rd} = f_{xd} Z$$

όπου:

f_{xd} είναι η καμπτική αντοχή σχεδιασμού για το κατάλληλο επίπεδο κάμψης, λαμβανόμενη από πίνακες του EC6

Z είναι η ροπή αντιστάσεως ανά μονάδα μήκους ή ύψους του τοίχου

Όταν ασκείται ένα κατακόρυφο φορτίο στον τοίχο, η θετική επιρροή της κατακόρυφης τάσεως μπορεί να λαμβάνεται υπόψη μέσω χρήσεως της φαινόμενης καμπτικής αντοχής, $f_{xd1,app}$:

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d$$

όπου:

f_{xd1} η καμπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας, όταν το επίπεδο αστοχίας είναι παράλληλο με τους οριζόντιους αρμούς κονιάματος,

σ_d η κατακόρυφη θλιπτική τάση, επί του τοίχου και η οποία δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από $0,2f_d$

Για $N_d = 80kN$ είναι $\sigma_d = N_d / (l * t) = 0,145 MPa$,

Οπότε έχουμε:

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d = 0,1 + 0,145 = 0,245MPa$$

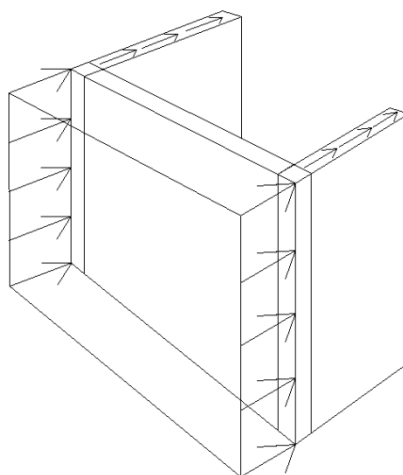
Άρα οι δύο ροπές κάμψης εκτός επιπέδου στην περίπτωση μας υπολογίζονται από τις εξής σχέσεις:

$$M_{11} = \frac{f_{xd1,app}}{\gamma_M} * \frac{lt^2}{6} = \frac{0,1 + 0,145}{2} * \frac{1 * 0,6^2}{6} = 7,35kNm$$

$$M_{22} = \frac{f_{xk2}}{\gamma_M} * \frac{lt^2}{6} = \frac{0,4}{2} * \frac{1 * 0,6^2}{6} = 12kNm$$

4.4.2 Αντοχή σε εντός επιπέδου διάτμηση

Τέλος, εξετάζεται η περίπτωση όπου η εγκάρσια τοιχοποιία καταπονείται από εντός επιπέδου διατμητική δύναμη, V_{sd} , με ταυτόχρονη αξονική N_{sd} , η οποία συνεισφέρει θετικά στην αντοχή σε διάτμηση, επομένως μπορεί να αγνοηθεί στους υπολογισμούς υπέρ της ασφαλείας. Όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα, το επιφανειακό φορτίο που ασκείται στους τοίχους της όψεως του κτιρίου από την πρόσκρουση του κύματος, μεταφέρεται μέσω της μονολιθικής σύνδεσης των τοίχων στους εγκάρσιους ως εντός επιπέδου διατμητικό φορτίο.



Σχ. 4.32 Διατομή καταπονούμενη από εντός επιπέδου διάτμηση

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η δρώσα τέμνουσα σχεδιασμού V_{Ed} , πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση από την αντίσταση σχεδιασμού έναντι τέμνουσας V_{Rd} έτσι ώστε:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Η αντίσταση σχεδιασμού έναντι τέμνουσας δίδεται από την σχέση:

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c$$

όπου:

f_{vd} είναι η διατμητική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας, βάσει της μέσης κατακόρυφης τάσης στην θλιβόμενη ζώνη του τοίχου

t είναι το πάχος του τοίχου που με διατμητική αντοχή

l_c είναι το μήκος της θλιβόμενης ζώνης του τοίχου (αμελούνται οι εφελκυστικές περιοχές)

Το μήκος της θλιβόμενης ζώνης του τοίχου, l_c , πρέπει να υπολογίζεται βάσει της παραδοχής γραμμικής κατανομής των θλιπτικών τάσεων και λαμβάνοντας υπόψη όλα τα ανοίγματα, τις εγκοπές και τις εσοχές. Οποιοδήποτε τμήμα του τοίχου υποβάλλεται σε κατακόρυφες εφελκυστικές τάσεις, δεν θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά τον υπολογισμό της διατομής του τοίχου η οποία αναλαμβάνει την τέμνουσα.

Οπότε στην περίπτωση μας, για τους τοίχους που είναι κάθετοι στην επιφάνεια που προσκρούει το κύμα έχουμε για $f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{f_{vko+0,4\sigma_d}}{\gamma_M} = \frac{0,2+0,4*0,145}{2} = 0,390 \text{ MPa}$ και μήκος θλιβόμενης ζώνης $l_c = 1\text{m}$:

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c = 0,390 * 0,6 * 1 = 234 \text{ kN ανά τρέχον μέτρο}$$

4.4.3 Αντοχή σε εντός επιπέδου κάμψη

Η εντός επιπέδου κάμψη ενός τοίχου διαφέρει σημαντικά από την εκτός επιπέδου κάμψη. Αυτό συμβαίνει γιατί η δράση της καμπτικής ροπής γίνεται κατά τη διεύθυνση της μεγαλύτερης συγκριτικά από τις γεωμετρικές διαστάσεις του δομικού στοιχείου. Στην εκτός επιπέδου κάμψη, το στοιχείο κάμπτεται κατά το πάχος t του τοίχου, ενώ στην εντός επιπέδου κάμψη γίνεται στη διεύθυνση του μήκους l . Έτσι, η εντός επιπέδου στατική λειτουργία αντιστοιχεί σε αυτή του δίσκου, ενώ η εκτός επιπέδου στατική λειτουργία είναι διαφορετική και προσομοιάζεται με αυτή της πλάκας.

Η ροπή αντοχής τοιχοποιίας υπό κάμψη εντός του επιπέδου υπολογίζεται ως εξής:

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_d * t * l^2}{2} * \left(1 - \frac{\sigma_d * \gamma_M}{f_{wk}}\right)$$

Όπου:

t το πάχος του τοίχου

l το μήκος του τοίχου

σ_d η τάση που προκαλεί η αξονική δύναμη στο τοίχο ίση με $N_{sd}/(t * l)$

f_{wk} η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

γ_M συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.5

Σε περίπτωση που η ροπή που προκύπτει από το σχεδιασμό M_{sd} είναι μεγαλύτερη από τη ροπή αντοχής τότε η τοιχοποιία πρέπει να ενισχυθεί με κατακόρυφες λωρίδες οι οποίες θα είναι ικανές να παραλάβουν ροπή $\Delta M = M_{sd} - M_{Rd}$.

Άρα, για τον τοίχο Α (από Σχ. 4.24) με μήκος $l = 1,5m$ έχουμε:

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_d * t * l^2}{2} * \left(1 - \frac{\sigma_d * \gamma_M}{f_{wk}}\right) \\ = \frac{0,145MPa * 0,55m * 1,5^2m^2}{2} * \left(1 - \frac{0,145MPa * 1,5}{2,33MPa}\right) = 83kNm$$

Για τους υπόλοιπους τοίχους τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συνοπτικά:

Τοίχος Β (πάχος 0,48m, μήκος 6,10m): $M_{Rd} = 1174 kNm$

Τοίχος Γ (πάχος 0,20m, μήκος 2,50m): $M_{Rd} = 82kNm$

Τοίχος Δ (πάχος 0,22m, μήκος 5,60m): $M_{Rd} = 453 kNm$

Τοίχος Ε (πάχος 0,55m, μήκος 3,50m): $M_{Rd} = 442 kNm$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

5. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ

5.1 Χαρακτηριστικά των σύνθετων υλικών

Από τις αναλύσεις που προηγήθηκαν στο παραπάνω κεφάλαιο καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι το υφιστάμενο κτίριο χρειάζεται περαιτέρω ενίσχυση, έτσι ώστε να μπορεί να ανταπεξέλθει στις δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω του κύματος tsunami. Τα τελευταία χρόνια τεράστια πρόοδος έχει σημειωθεί στην τεχνολογία των οικοδομικών υλικών, με αποτέλεσμα την εμφάνιση νέων σύνθετων υλικών, FRP (fabric reinforced polymers), τα οποία έχουν πολύ καλύτερες μηχανικές ιδιότητες από τα υπάρχοντα συνήθη υλικά. Τα νέα αυτά υλικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε πολλές εφαρμογές του πολιτικού μηχανικού, όπου τα συμβατικά υλικά αδυνατούν να ανταπεξέλθουν. Πολύ σημαντική είναι η χρήση τους για την επισκευή και ενίσχυση ήδη υπάρχοντων κτιρίων λόγω της αντοχής τους σε ηλεκτροχημική διάβρωση και της πολύ καλής αναλογίας αντοχής προς βάρος.

Η χρήση των σύνθετων υλικών έχει πολλά πλεονεκτήματα σε σχέση με τις παραδοσιακές μεθόδους ενίσχυσης και κατασκευής, μερικά από τα οποία είναι τα εξής :

- Όχι ιδιαίτερη δυσκολία στην τοποθέτηση. Δε χρειάζεται να γίνει εκκένωση του κτιρίου και η ενόχληση στους χρήστες είναι ελάχιστη.
- Η εφαρμογή των σύνθετων υλικών είναι απλή και δε χρειάζεται ειδικό εξοπλισμό.
- Οι διαστάσεις των ενισχυόμενων στοιχείων παραμένουν οι ίδιες λόγω του μικρού πάχους των σύνθετων υλικών.
- Προσφέρουν υψηλή αντοχή χωρίς να αυξάνουν το ίδιο βάρος της κατασκευής.
- Η αρχιτεκτονική της κατασκευής παραμένει πρακτικά αναλλοίωτη. Επιπλέον τα υλικά μπορούν να επικαλυφθούν και να βαφούν ανάλογα με τις απαιτήσεις της κατασκευής.
- Το κόστος είναι παρόμοιο με αυτό των κλασικών μεθόδων επισκευής και ενίσχυσης.

Τα σύνθετα υλικά αποτελούνται από μια ειδική μήτρα πολυμερούς (εποξειδική ρητίνη) οπλισμένη με ίνες υψηλής αντοχής. Η μήτρα αποτελεί το μέσο σύνδεσης των ινών, συνεισφέρει στην προστασία και στην ανθεκτικότητά τους, ενώ

παράλληλα μεταφέρει τα φορτία και κατανέμει τις τάσεις στις ίνες. Οι ίνες παραλαμβάνουν τα φορτία που μεταφέρονται από τη μήτρα και έτσι παρέχουν επαρκείς μηχανικές ιδιότητες στο υλικό και μπορούν να τοποθετηθούν προς όλες τις κατευθύνσεις ανάλογα με τις απαιτήσεις του έργου, έτσι ώστε οι μηχανικές ιδιότητες του σύνθετου υλικού να βελτιστοποιούνται προς την επιθυμητή κατεύθυνση.

Τα σύνθετα υλικά μπορούν να χωριστούν σε κατηγορίες ανάλογα με το υλικό των ινών που χρησιμοποιούνται και την κατεύθυνση τους. Τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή των ινών είναι άνθρακας, ύαλος και αραμίδιο. Ανάλογα με την κατεύθυνση των ινών, μπορούν να χωριστούν σε μονής, διπλής και πολλαπλής κατεύθυνσης.

Οι μηχανικές ιδιότητες ενός σύνθετου υλικού καθορίζονται από την κατεύθυνση και την ποσότητα των ινών από τις οποίες αποτελείται. Για σύνθετα υλικά μονής-κατεύθυνσης οι μηχανικές ιδιότητες εκφράζονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\sigma_c = \sigma_f V_f + \sigma_m V_m$$

$$E_c = E_f V_f + E_m V_m$$

Όπου σ_c , σ_f και σ_m είναι η εφελκυστική αντοχή του σύνθετου υλικού, των ινών και της μήτρας (ρητίνης), αντίστοιχα. Ενώ E_c , E_f και E_m είναι το μέτρο ελαστικότητας του σύνθετου υλικού, των ινών και της μήτρας, αντίστοιχα. V_f και V_m είναι ο λόγος του όγκου των ινών και της μήτρας, αντίστοιχα, κατά την θεωρούμενη κατεύθυνση, ως προς το συνολικό όγκο του σύνθετου υλικού. Σε κατασκευαστικές εφαρμογές για λόγους ασφαλείας είναι αποδεκτό οι μηχανικές ιδιότητες του σύνθετου υλικού να καθορίζονται μόνο από τις μηχανικές ιδιότητες των ινών, παραβλέποντας τις μηχανικές ιδιότητες της μήτρας, οπότε οι σχέσεις που προκύπτουν είναι:

$$\sigma_c = \sigma_f V_f$$

$$E_c = E_f V_f$$

Οι αντίστοιχες τάσεις του σύνθετου υλικού υπολογίζονται ως ακολούθως:

$$\sigma_c A_c = \sigma_f A_f$$

$$E_c A_c = E_f A_f$$

Όπου A_c και A_f είναι η διατομή του σύνθετου υλικού και των ινών, αντίστοιχα.

Όπως προαναφέρθηκε οι συνηθέστεροι τύποι ινών που χρησιμοποιούνται σε σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή είναι οι ίνες άνθρακα, αραμιδίου και υάλου.

Ίνες Άνθρακα

Οι ίνες άνθρακα διαχωρίζονται σε: ίνες υψηλής εφελκυστικής αντοχής (HT), ίνες υψηλού μέτρου ελαστικότητας (HM) και ίνες με πολύ υψηλό μέτρο ελαστικότητας (UHM). Οι ίνες άνθρακα σε ομάδες συνεχών ινών, διαμέτρου μερικών μ, συνθέτουν ένα «νήμα», το οποίο χαρακτηρίζεται από τον αριθμό των ινών που αποτελείται ή από το βάρος τους όπως: 3K = 3.000 ίνες (200Tex), 6K = 6.000 ίνες (400Tex), 12K = 12.000 ίνες (800Tex) (το Tex είναι μονάδα μέτρησης του βάρους των ινών σε γραμμάρια ανά 1000m μήκους “νήματος”). Οι ίνες άνθρακα έχουν μεγάλη αντοχή στις υψηλές θερμοκρασίες (πάνω από 1000C°), είναι άκαυστες, χημικά αδρανείς στους περισσότερους διαλύτες και έχουν υψηλή αντοχή σε κόπωση.

Ίνες Αραμιδίου

Χαρακτηρίζονται από υψηλές μηχανικές ιδιότητες, έχουν μέτρο ελαστικότητας παρόμοιο με τις ίνες υάλου, αλλά μεγαλύτερη αντοχή σε εφελκυσμό. Σε σύγκριση με τις ίνες υάλου και άνθρακα αναπτύσσουν μεγαλύτερη επιμήκυνση κατά τη θραύση, έχουν χαμηλότερη πυκνότητα, μεγαλύτερη απορρόφηση του νερού, μικρότερη αντίσταση στις αλλαγές pH, καθώς επίσης και υψηλή ευαισθησία στην ακτινοβολία UV. Η πολύ καλή συμπεριφορά τους σε κρουστικά φόρτια και η υψηλή απόσβεση στους κραδασμούς καθιστούν τις ίνες αραμιδίου πολύ ελκυστικές για εφαρμογές σε έργα όπου υπάρχει κίνδυνος πρόσκρουσης ή κραδασμών. Ο συνδυασμός των ινών αραμιδίου με ίνες άνθρακα προσδίδει σε ένα φέρον στοιχείο (π.χ. δοκό) υψηλή ενεργειακή απόσβεση κραδασμών και ελαστική συμπεριφορά με άριστες επιδόσεις. Για το λόγο αυτό συνιστάται να χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό με ίνες άνθρακα (υβριδική ενίσχυση).

Ίνες Υάλου

Οι ίνες υάλου έχουν αυξημένη αντίσταση στα περισσότερα αλκάλια. Έχουν χαμηλότερο μέτρο ελαστικότητας και εφελκυστική αντοχή σε σύγκριση με τις ίνες άνθρακα ή αραμιδίου. Επίσης αναπτύσσουν υψηλή παραμόρφωση και θλιπτική αντοχή.

Οι μηχανικές ιδιότητες των παραπάνω υλικών παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί :

Τύπος Ινών	Άνθρακας HT	Άνθρακας HM	Άνθρακας UHM	Αραμίδιο	Υαλος (E) ADV
Εφελκυστική αντοχή (MPa)	4.800	4.200	2.500	2.930	2.000
(Kg/mm ²)	489	428	255	299	203
Μέτρο Ελαστικότητας (GPa)	240	390	640	102	73
(Kg/mm ²)	24.400	40.800	65.300	10.400	7.488
Παραμόρφωση σε θραύση (%)	2,0	1,1	0,5	2,9	3,5
Πυκνότητα (g/cm ³)	1,78	1,8	2,10	1,44	2,5

Πιν. 5.1 Χαρακτηριστικά διαφόρων τύπων ινών που χρησιμοποιούνται σε σύνθετα υλικά

Πέρα από το υλικό των ινών, σημαντικό ρόλο για τις μηχανικές ιδιότητες του σύνθετου υλικού παίζει και το είδος των ρητινών που θα χρησιμοποιηθεί. Οι ρητίνες χωρίζονται σε δύο βασικές κατηγορίες:

- Εποξειδικές ρητίνες δύο συστατικών (μία ρητίνη βάσης και έναν καταλύτη)
 1. Ρητινούχο αστάρι
 2. Ρητίνες εμποτισμού
 3. Ρητινούχες πάστες
- Πυράντοχες ρητίνες δύο συστατικών (με βάση το νερό)
 1. Ρητινούχο αστάρι
 2. Ρητίνες εμποτισμού
 3. Ρητινούχες πάστες

ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ – EBF (Externally Bonded Fibers): Είναι η ενίσχυση με σύνθετα υλικά τα οποία εφαρμόζονται με επικόλλησή τους στην επιφάνεια του δομικού στοιχείου.

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν: Λωρίδες υφάσματος μονής-κατεύθυνσης, λωρίδες υφάσματος δύο ή πολλαπλών κατευθύνσεων, πλέγματα διπλής-κατεύθυνσης καθώς και ελάσματα που έχουν κατασκευαστεί με τη μέθοδο της εξέλασης.

Οι λωρίδες υφάσματος διακρίνονται σε διάφορους τύπους ανάλογα με το είδος των ινών που χρησιμοποιείται, το βάρος τους ανά μονάδα επιφανείας, το πάχος ή τη διατομή των ινών.

Τα ελάσματα διακρίνονται σε διάφορους τύπους ανάλογα με τις διαστάσεις, το είδος των ινών που χρησιμοποιείται, καθώς και τη διατομή των ινών. Τα ελάσματα εφαρμόζονται κυρίως σε δοκούς μικρού πλάτους, 10-15 cm, όπου απαιτείται σημαντική αύξηση εφελκυστικής αντοχής (μεγάλο ποσοστό διατομής ινών).

Γενικά, η χρήση των λωρίδων υφάσματος είναι προτιμητέα δεδομένου ότι μπορούν να παραχθούν σε μεγάλη ποικιλία διαστάσεων (πλάτη από 10 cm έως 50 cm) και μπορούν να τοποθετηθούν με τέτοιο τρόπο ώστε να προσδώσουν τις απαιτούμενες αντοχές.

ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ – IBF (Internally Bonded Fibers): Είναι η ενίσχυση με σύνθετα υλικά τα οποία εφαρμόζονται με αγκύρωση στο δομικό στοιχείο.

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν: ράβδοι που τοποθετούνται μέσα σε κατάλληλα ανοιγμένες τρύπες εμποτισμένες με ρητίνη.

ΜΙΚΤΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ – EIBF (Externally-Internally Bonded Fibers): Είναι η ενίσχυση με σύνθετα υλικά που εφαρμόζονται με συνδυασμό των παραπάνω τεχνικών δημιουργώντας μια τρισδιάστατη δομή.

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν: συστήματα σύνδεσης-ενίσχυσης που πραγματοποιούνται με τη χρήση ράβδων και υφασμάτων.

5.2 Ενίσχυση τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά

Η άοπλη τοιχοποιία είναι από τη φύση της μία κατασκευή που δεν έχει πολλή αντοχή σε εφελκυσμό, ως εκ τούτου εξωτερικά φορτία που προκαλούν τάσεις εφελκυσμού δημιουργούν κρίσιμους μηχανισμούς, τυπικούς για αυτό το είδος κατασκευών. Για να βελτιωθεί η αντοχή εφελκυσμού, που εγγενώς δεν διαθέτουν, θα πρέπει η ενίσχυση με σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή να σχεδιάζεται και να εφαρμόζεται σε ζώνες εφελκυσμού.

Με βάση τα χαρακτηριστικά των υλικών, πιθανές μορφές αστοχίας της τοιχοποιίας μπορεί να είναι:

- Έντονη ρηγματώση λόγω υψηλών καμπτικών-αξονικών τάσεων

- Σύνθλιψη τοιχοποιίας
- Θραύση λόγω διάτμησης και
- Εκτός επιπέδου κάμψη

Η παρουσία του οπλισμού ενίσχυσης τροποποιεί πλήρως το μηχανισμό αστοχίας και επιτρέπει στην τοιχοποιία να φέρει μεγαλύτερα φορτία. Στην περίπτωση της ενίσχυσης φέρουσας τοιχοποιίας, η πρόσφυση μεταξύ του σύνθετου υλικού και της επιφάνειας επαφής της τοιχοποιίας είναι σημαντική για την αποφυγή φαινομένων αποκόλλησης, η οποία προκαλεί αστοχία για φορτία μικρότερα από το φορτίο σχεδιασμού του υλικού. Επίσης ένα από τα κύρια προβλήματα που σχετίζονται με κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας, όταν υποβάλλονται σε σεισμικές δράσεις, είναι η «εκτός επιπέδου» αστοχία τους που οφείλεται στην ανεπαρκή σύνδεσή τους μεταξύ των τοίχων. Οι παρεμβάσεις με οπλισμό περίσφιξης από σύνθετα υλικά στους τοίχους αποκαθιστούν την ελλιπή σύνδεση και βελτιώνουν τη σεισμική συμπεριφορά όλης της κατασκευής αυξάνοντας την αντοχή και τη δυσκαμψία των στοιχείων της με ελάχιστη προσθήκη μάζας.

Βήματα εφαρμογής

Ο οπλισμός με τη μορφή υφάσματος, λωρίδας και πλέγματος χρησιμοποιείται με άμεση εφαρμογή στο υπόστρωμα προς ενίσχυση με τη χρήση δύο συστατικών εποξειδικών ρητινών ή πυράντοχων ρητινών. Τα ελάσματα και οι ράβδοι τοποθετούνται με ρητίνη δύο συστατικών χωρίς προ-εμποτισμό. Οι ρητίνες έχουν παραχθεί και πιστοποιηθεί για τέτοιου είδους χρήσεις.

Η εφαρμογή των υφασμάτων, των πλεγμάτων και των λωρίδων περιλαμβάνει τα παρακάτω βήματα:

1. Προετοιμασία του υποστρώματος με την αφαίρεση χαλαρών και αποσαθρωμένων τμημάτων, διαμόρφωση επιπεδότητας και επισκευή με επισκευαστικά κονιάματα και καθαρισμός της επιφάνειας. Για την εφαρμογή της εξωτερικής ενίσχυσης, είναι αναγκαίο η επιφάνεια να είναι εντελώς λεία και επίπεδη χωρίς κενά ή κοιλότητες, ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη και ομοιογενής πρόσφυση των ινών και των ελασμάτων. Η αποκατάσταση περιοχών σκυροδέματος ή ρηγματώσεων μπορεί να γίνει με κονιάματα υψηλής αντοχής ή με εποξειδική ρητίνη υψηλής πυκνότητας ή με ενέσιμη εποξειδική ρητίνη αντίστοιχα.

2. Επίστρωση ενός στρώματος ασταριού με ρολό ή πινέλο, ανάλογα με την εφαρμογή. Απαιτείται ωρίμανση του ασταριού πριν το επόμενο βήμα.

3. Όπου απαιτείται περαιτέρω εξομάλυνση της επιφάνειας και διαμόρφωση επιπεδότητας του υποστρώματος χρησιμοποιούνται οι ρητινούχες πάστες ανάλογα με την εφαρμογή.

4. Εφαρμογή του πρώτου στρώματος συγκολλητικής ρητίνης εμποτισμού με πινέλο, σπάτουλα ή ρολό.

5. Εφαρμογή του υφάσματος / πλέγματος / λωρίδας πάνω στην επιφάνεια του ασταρωμένου υποστρώματος και εφαρμογή με τη βοήθεια ειδικών κυλίνδρων.

6. Εφαρμογή του δεύτερου στρώματος της συγκολλητικής ρητίνης εμποτισμού και χρήση των ειδικών κυλίνδρων όπως στο βήμα 5.

7. Για την εφαρμογή επιπλέον στρωμάτων οπλισμού επαναλαμβάνονται τα βήματα 4-5-6.

8. Το φινίρισμα μπορεί να ολοκληρωθεί με τη χρήση αμμοβολής στη νωπή ρητίνη, ώστε να προετοιμαστεί η επιφάνεια για την εφαρμογή των επόμενων επιστρώσεων (επιχρίσματα και βαφές) και την προστασία τους από εξωτερικούς παράγοντες.

Η εφαρμογή των ελασμάτων περιλαμβάνει την προετοιμασία του υποστρώματος όπως περιγράφεται στα βήματα 1-2-3. Ακολούθως το έλασμα συγκολλάται στο υπόστρωμα με χρήση ρητίνης (8. Engineering materials for construction www.em4c.gr)

Μηχανισμοί αστοχίας σύνθετων υλικών λόγω αποκόλλησης και μήκους αγκύρωσης

Γενικά ο μηχανισμός αστοχίας λόγω αποκόλλησης της όπλισης από σύνθετο υλικό από την επιφάνεια του οπλισμένου σκυροδέματος είναι ψαθυρός. Σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς επεμβάσεων (capacity design), ένας τέτοιος μηχανισμός αστοχίας είναι αποδεκτός μόνο μετά από καμπτική ή διατμητική αστοχία του δομικού μέλους υπό ενίσχυση. Οι πιο πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας σε δοκό υπό κάμψη από οπλισμένο σκυρόδεμα ενισχυμένης με σύνθετα υλικά είναι οι εξής:

Μηχανισμός αστοχίας 1 (Αποκόλληση σύνθετου υλικού στα άκρα):

Εμφανίζεται στα άκρα ή στις περιοχές αγκύρωσης του σύνθετου υλικού (σε μήκος περίπου 10 – 20 cm), όπου οι τάσεις αποκόλλησης είναι πολύ υψηλές. Σε οπλισμό από ελάσματα εμφανίζονται πολύ υψηλές τάσεις στη διεπιφάνεια μεταξύ οπλισμού και της τοιχοποιίας που οφείλονται στη σημαντική δυσκαμψία των ελασμάτων. Αυτός ο μηχανισμός αστοχίας χαρακτηρίζεται ψαθυρός.

Μηχανισμός αστοχίας 2 (Αποκόλληση λόγω καμπτικών ρωγμών):

Εμφανίζεται λόγω ανεπαρκούς συνάφειας στη διεπιφάνεια τοίχου-οπλισμού ως αποτέλεσμα της ανάπτυξης κυρίαρχων καμπτικών και ενδεχομένως διατμητικών ρωγμών, οι οποίες δημιουργούν συγκέντρωση τάσεων στη διεπιφάνεια και προκαλούν μερική ή ολική αποκόλληση του οπλισμού.

Μηχανισμός αστοχίας 3 (Αποκόλληση λόγω διαγώνιων διατμητικών ρωγμών):

Σε δομικά μέλη όπου οι διατμητικές τάσεις είναι κυρίαρχες αναπτύσσονται διαγώνιες διατμητικές ρωγμές και εφελκυστικές τάσεις στη διεπιφάνεια τοιχοποιίας-οπλισμού οι οποίες αυξάνουν τις πιθανότητες αποκόλλησης του οπλισμού.

Μηχανισμός αστοχίας 4 (Αποκόλληση λόγω μη επιπεδότητας στην επιφάνεια του τοίχου):

Η αποκόλληση μπορεί να ξεκινήσει τοπικά και να διαδοθεί κατά μήκος όλου του οπλισμού. Αυτός ο μηχανισμός αστοχίας μπορεί να αποφευχθεί, αν η επιφάνεια της τοιχοποιίας έχει προετοιμαστεί κατάλληλα πριν την εφαρμογή του οπλισμού.

Η πρόσφυση μεταξύ του οπλισμού και του τοίχου συνήθως εκφράζεται με μια σχέση που περιλαμβάνει την τάση που αναπτύσσεται στην επιφάνεια διεπαφής. Γενικά σε μία τέτοια σχέση περιλαμβάνονται οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών που έρχονται σε επαφή καθώς και η γεωμετρία του δομικού στοιχείου και του οπλισμού. Σύμφωνα με τον ιταλικό κανονισμό CNR DT 200/2004 (9), για την επαλήθευση της οριακής κατάσταση αντοχής (ULS), το ενεργό μήκος αγκύρωσης l για τον μηχανισμό αστοχίας 1 υπολογίζεται από τη σχέση (αντίστοιχη σχέση δίνεται και στον Ευρωκώδικα EC8 παρ. 3):

$$l_b = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{tm}}} \text{ (mm)}$$

Όπου E_f , t_f , είναι το μέτρο ελαστικότητας και το πάχος των ινών του σύνθετου υλικού, αντίστοιχα, και f_{tm} είναι η μέση εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας.

Στην περίπτωση του μηχανισμού αστοχίας 2, η επαλήθευση της οριακής κατάστασης αντοχής (ULS), που βασίζεται στη μέγιστη επιτρεπόμενη παραμόρφωση στα σύνθετα υλικά εκφράζεται από την παρακάτω σχέση:

$$\varepsilon_{f,max} = K_{cr} \frac{K_c}{\gamma_{Rd}} \sqrt{\frac{2\Gamma_{fd}}{E_f t_f}} \quad (\%)$$

όπου σε αυτήν την περίπτωση :

$$K_{cr} = 5,0 \quad (\text{εάν συγκεκριμένα στοιχεία δεν είναι διαθέσιμα})$$

K_c είναι συντελεστής ασφαλείας πειραματικού προσδιορισμού που εξαρτάται από την κατάσταση της επιφάνειας εφαρμογής του σπλισμού. Συνήθως για επιφάνειες που δεν είναι απόλυτα λείες λαμβάνεται ίσος με 0,67.

γ_{Rd} είναι συντελεστής ασφαλείας που καλύπτει τις αβεβαιότητες του προσομοιώματος.

Γ_{fd} είναι η ενέργεια κατά την αστοχία και εκφράζεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$\Gamma_{fd} = c_l \sqrt{f_{mk} f_{mtm}} \quad (\text{δυνάμεις σε N και μήκη σε mm})$$

όπου c_l είναι ένας πειραματικά καθορισμένος συντελεστής. Εάν δεν υπάρχουν συγκεκριμένα δεδομένα, η τιμή του c_l μπορεί να θεωρηθεί ίση με 0,015.

5.3 Υπολογισμός απαιτούμενης ενίσχυσης

Όπως προκύπτει από τη σύγκριση των αντοχών της τοιχοποιίας (που υπολογίστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο) με τις εντάσεις που αναπτύσσονται σε αυτή, οι οποίες εξήχθησαν από την ανάλυση που έγινε με το πρόγραμμα SAP 2000, το κτίριο κρίθηκε ανεπαρκές στο να αναλάβει τις εκτός επιπέδου καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται στους τοίχους 1,2 και 3 της όψης. Οι εγκάρσιοι τοίχοι αντίθετα αποδείχθηκε ότι ανταπεξέρχονται στην επιβαλλόμενη από το κύμα φόρτιση και δε χρειάζονται περεταίρω ενίσχυση. Ακολουθεί στη συνέχεια ο ακριβής υπολογισμός της απαιτούμενης ενίσχυσης για τους τοίχους αυτούς.

5.3.1 Υπολογισμός κατακόρυφης ενίσχυσης

Στην εκτός επιπέδου κάμψη, μπορεί η αστοχία να επέλθει είτε από θλίψη της τοιχοποιίας, είτε από αστοχία του σύνθετου υλικού στην εφελκυστική ζώνη. Συνήθως, η αστοχία των ενισχυμένων με σύνθετα υλικά τοίχων οφείλεται στην πρώτη περίπτωση εκτός εάν το ποσοστό οπλισμού ρ_v είναι πολύ μικρό. Στην άλλη περίπτωση, η θραύση του σύνθετου υλικού θα προηγηθεί της σύνθλιψης του τοίχου οπότε ο τοίχος θα συμπεριφέρεται ως μη οπλισμένος. Η οριακή τιμή του $\rho_{v,lim}$ για να αποφεύγεται ένας τέτοιος μηχανισμός μπορεί να υπολογιστεί λαμβάνοντας υπόψη την κατανομή παραμορφώσεων και τάσεων στην εξεταζόμενη διατομή. Η ισορροπία δυνάμεων και η συμβατότητα των παραμορφώσεων δίνουν την ακόλουθη εξίσωση για το ελάχιστο ποσοστό οπλισμού FRP (10. Strengthening of masonry structures using epoxy bonded FRP, Triantafillou):

$$\omega_{lim} = \frac{\varepsilon_{M,u} E_{frp}}{f_k} * \rho_{v,lim} = \frac{\varepsilon_{M,u}}{\varepsilon_{frp,u}} \left[\frac{0,8}{\gamma_M} \frac{1}{\left(1 + \frac{\varepsilon_{frp,u}}{\varepsilon_{M,u}}\right)} - \frac{N_{Rd}}{lt f_k} \right]$$

όπου,

$\varepsilon_{M,u}$ οριακή θλιπτική παραμόρφωση θραύσεως της τοιχοποιίας

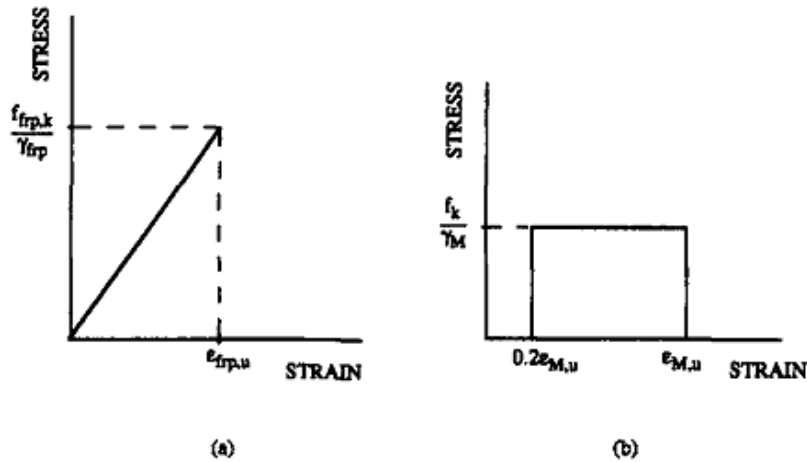
$\varepsilon_{frp,u}$ οριακή εφελκυστική παραμόρφωση θραύσεως του FRP

E_{frp} μέτρο ελαστικότητας του σύνθετου υλικού FRP

f_k χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

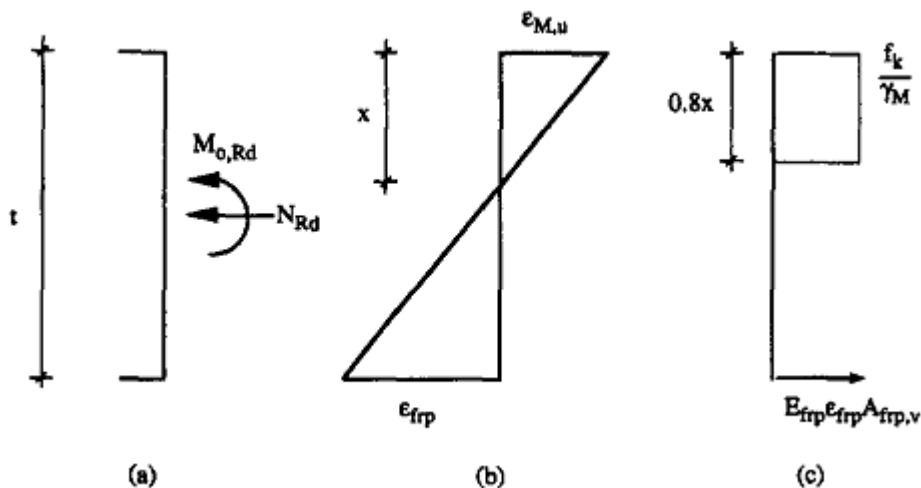
(Η απόδειξη της σχέσης βρίσκεται στο παράρτημα Γ)

Περαιτέρω προϋποθέσεις περιλαμβάνουν το γεγονός ότι οι επίπεδες επιφάνειες πριν την κάμψη παραμένουν επίπεδες και μετά από αυτή. Επιπλέον, θεωρείται ότι το πάχος του τοίχου παραμένει σταθερό και ίσο με t και μετά την προσθήκη του σύνθετου υλικού. Επίσης, η εφελκυστική αντίσταση της τοιχοποιίας, του υλικού σύνδεσης (κόλλα) και του σύνθετου υλικού στην εγκάρσια διεύθυνση, μπορεί να αγνοηθεί. Τέλος, γίνεται η υπόθεση ότι τα σύνθετα υλικά δρουν ελαστικά μέχρι το σημείο θραύσεως τους και για την κατανομή των θλιπτικών τάσεων της τοιχοποιίας χρησιμοποιείται απλοποιημένο ορθογωνικό διάγραμμα.



Σχ. 5.1 (α) FRP σε εφελκυσμό (β) ισοδύναμο απλοποιημένο ορθογωνικό διάγραμμα για θλιπτική αστοχία τοιχοποιίας (10. Strengthening of masonry structures using epoxy bonded FRP, Triantafillou)

Δεδομένου ότι $\rho_v \geq \rho_{v,lim}$, η καμπτική αντοχή της διατομής μπορεί να υπολογιστεί θεωρώντας ότι ισχύει η συμβατότητα των παραμορφώσεων και η ισορροπία των εσωτερικών δυνάμεων και ροπών, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχ. 5.2 Αστοχία σε εκτός επιπέδου κάμψη: (α) διατομή, (β) κατανομή παραμορφώσεων, (γ) Κατανομή τάσεων. (10. Strengthening of masonry structures using epoxy bonded FRP, Triantafillou)

Η ροπή αντοχής, $M_{0,Rd}$, δίνεται από τον εξής τύπο:

$$\frac{M_{0,Rd}}{lt^2 f_k} = \frac{1}{2} \omega \frac{\left(1 - \frac{x}{t}\right)}{\frac{x}{t}} + \frac{0,4 x}{\gamma_M t} \left(1 - 0,8 \frac{x}{t}\right)$$

όπου

$$\frac{x}{t} = \frac{\gamma_M}{1,6} \left[-\omega + \sqrt{\omega^2 + \frac{3,2}{\gamma_M} \left(\omega + \frac{N_{Rd}}{lt f_k}\right)} \right]$$

και

$$\omega = \frac{\varepsilon_{M,u} E_{frp}}{f_k} \rho_v$$

Στην περίπτωση μας, το σύνθετο υλικό που επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί για την ενίσχυση είναι το GV160 U-HT (ίνες άνθρακα με υψηλή εφελκυστική αντοχή) το οποίο χρησιμοποιείται κατά κανόνα για την ενίσχυση κατασκευών από τοιχοποιία και έχει μηχανικά χαρακτηριστικά που φαίνονται στον επόμενο πίνακα.

Βάρος ινών λωρίδας υφάσματος	(g/m ²)	160
Πλάτος λωρίδας	(cm)	10-20-50-60
Διατομή οπλισμού ανά μονάδα πλάτους	(mm ² /cm)	0,88
Εφελκυστική αντοχή λωρίδας	(MPa)	≥3500
Μέτρο Ελαστικότητας εφελκυσμού λωρίδας	(GPa)	≥230

Πιν. 5.2 Χαρακτηριστικά του σύνθετου υλικού FRP που επιλέχθηκε για την ενίσχυση

Το σύνθετο υλικό αυτό έχει παραμόρφωση θραύσεως που είναι ίση με :

$$\varepsilon_{frp,u} = \frac{f_{frp,k}/\gamma_f}{E_{frp}} = \frac{3500MPa/1,25}{230000MPa} = 0,0122$$

όπου γ_f είναι συντελεστής ασφαλείας που στην περίπτωση μας ισούται με 1,25

Οπότε είναι :

$$\begin{aligned} \omega_{lim} &= \frac{\varepsilon_{M,u} E_{frp}}{f_k} * \rho_{v,lim} = \frac{\varepsilon_{M,u}}{\varepsilon_{frp,u}} \left[\frac{0,8}{\gamma_M} \frac{1}{\left(1 + \frac{\varepsilon_{frp,u}}{\varepsilon_{M,u}}\right)} - \frac{N_{Rd}}{lt f_k} \right] \\ &= \frac{0,01}{0,0122} \left[\frac{0,8}{2,5} \frac{1}{\left(1 + \frac{0,0122}{0,01}\right)} - \frac{80kN}{1m * 0,55m * 2,33MPa} \right] \\ &= 0,067264 \end{aligned}$$

Γίνεται επιλογή του παραπάνω υλικού για λωρίδες με πλάτος $w = 0,5m$, πάχος $t = 0,17mm$ και πλήθος λωρίδων ανά μέτρο $n=1$. Άρα

$$A_{frp} = n * w * t = 1 * 0,5 * 0,00017 = 8,5 * 10^{-5} m^2$$

Οπότε το ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού είναι :

$$\rho_v = \frac{A_{frp}}{lt} = \frac{8,5 * 10^{-5} m^2}{1m * 0,55m} = 1,545 * 10^{-4}$$

και

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{\varepsilon_{M,u} E_{frp}}{f_k} \rho_v = \frac{0,01 * 230000MPa}{2,33MPa} 1,545 * 10^{-4} \\ &= 0,1526 > 0,067264 = \omega_{lim} \end{aligned}$$

Υπολογίζεται στη συνέχεια ο λόγος $\frac{x}{t}$:

$$\begin{aligned} \frac{x}{t} &= \frac{\gamma_M}{1,6} \left[-\omega + \sqrt{\omega^2 + \frac{3,2}{\gamma_M} \left(\omega + \frac{N_{Rd}}{ltf_k} \right)} \right] \\ &= \frac{2,5}{1,6} \left[-0,1526 \right. \\ &\quad \left. + \sqrt{0,1526^2 + \frac{3,2}{2,5} \left(0,1526 + \frac{80kN}{1m * 0,55m * 2,33MPa} \right)} \right] = 0,615 \end{aligned}$$

Τέλος μπορεί να υπολογιστεί τώρα η ροπή αντοχής του ενισχυμένου τοίχου από τη σχέση :

$$\begin{aligned} \frac{M_{0,Rd}}{lt^2f_k} &= \frac{1}{2} \omega \frac{\left(1 - \frac{x}{t}\right)}{\frac{x}{t}} + \frac{0,4}{\gamma_M} \frac{x}{t} \left(1 - 0,8 \frac{x}{t}\right) \\ &= \frac{1}{2} 0,1526 \frac{(1 - 0,615)}{0,615} + \frac{0,4}{2,5} 0,615 (1 - 0,80 * 0,615) = 0,0977 \end{aligned}$$

Άρα

$$M_{0,Rd} = 68,9kNm$$

Η καινούργια ροπή αντοχής που υπολογίστηκε πληροί τις απαιτήσεις του σχεδιασμού, καθώς οι μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές κάμψης που υπολογίστηκαν στους τοίχους στη διεύθυνση 2 είναι για τον κάθε τοίχο :

Τοίχος 1 : 35 kNm

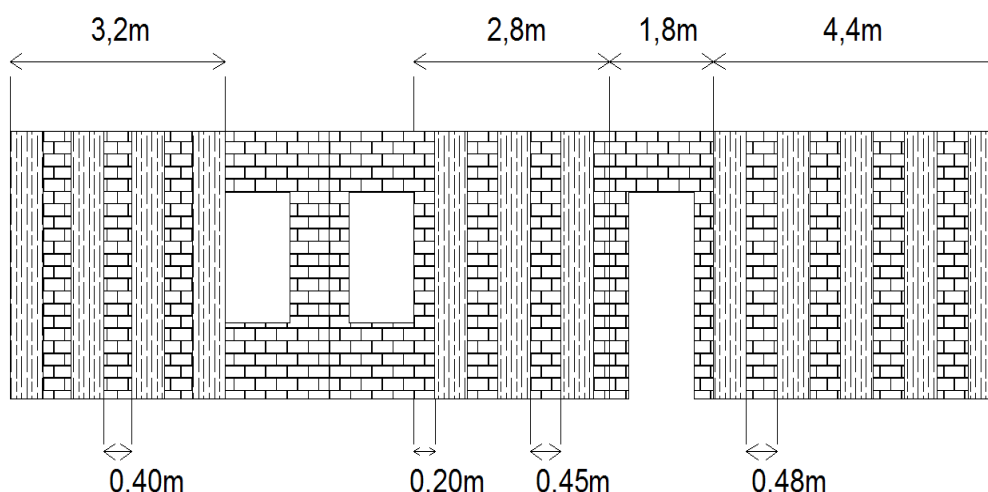
Τοίχος 2 : 44 kNm

Τοίχος 3 : 44 kNm

Συγκεκριμένα, η ενίσχυση που προκύπτει για τον κάθε τοίχο (από δεξιά προς αριστερά) είναι :

- Για τον τοίχο 1 που έχει μήκος 4,4m τοποθετούνται 5 κατακόρυφες λωρίδες πλάτους 0,5m με μεταξύ τους οριζόντιες αποστάσεις 0,48m.
- Για τον τοίχο 2 που έχει μήκος 2,8m τοποθετούνται 3 κατακόρυφες λωρίδες πλάτους 0,5m με μεταξύ τους οριζόντιες αποστάσεις 0,45m.
- Για τον τοίχο 3 που έχει μήκος 3,2m τοποθετούνται 4 κατακόρυφες λωρίδες πλάτους 0,5m με μεταξύ τους οριζόντιες αποστάσεις 0,40m.

Η κατανομή των λωρίδων φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα :



Σχ. 5.3 Κατανομή κατακόρυφων λωρίδων κατά μήκος του τοίχου. Οι λωρίδες είναι τοποθετημένες στην **εσωτερική** πλευρά.

5.3.2 Υπολογισμός οριζόντιας ενίσχυσης

Ο υπολογισμός της οριζόντιας ενίσχυσης, που έχει ως στόχο να αναλάβει την εκτός επιπέδου ροπή κατά τη διεύθυνση 1 του τοίχου, γίνεται με αντίστοιχο τρόπο με την κατακόρυφη.

Το υλικό της ενίσχυσης που θα χρησιμοποιηθεί είναι το ίδιο. Η μόνη σημαντική διαφορά που υπάρχει σε σύγκριση με την προηγούμενη διαδικασία είναι ότι στην οριζόντια διεύθυνση δεν υπάρχει κάποιο αξονικό φορτίο N_{Rd} που να ασκείται στους τοίχους.

Οπότε υπολογίζεται ένα νέο ω_{lim} που είναι ίσο με :

$$\begin{aligned}\omega_{lim} &= \frac{\varepsilon_{M,u} E_{frp}}{f_k} * \rho_{h,lim} = \frac{\varepsilon_{M,u}}{\varepsilon_{frp,u}} \left[\frac{0,8}{\gamma_M} \frac{1}{\left(1 + \frac{\varepsilon_{frp,u}}{\varepsilon_{M,u}}\right)} - \frac{N_{Rd}}{ht f_k} \right] = \\ &= \frac{0,01}{0,0122} \left[\frac{0,8}{2,5} \frac{1}{\left(1 + \frac{0,0122}{0,01}\right)} - \frac{0kN}{1m * 0,55m * 2,33MPa} \right] = 0,1185\end{aligned}$$

Θα χρησιμοποιηθεί και πάλι σύνθετο υλικό με λωρίδες πλάτους $w = 0,5m$, πάχους $t = 0,17mm$ και πλήθος λωρίδων $n=1$. Άρα

$$A_{frp} = n * w * t = 1 * 0,5 * 0,00017 = 8,5 * 10^{-5} m^2$$

Οπότε το ποσοστό του οριζόντιου σπλισμού είναι :

$$\rho_h = \frac{A_{frp}}{ht} = \frac{8,5 * 10^{-5} m^2}{1m * 0,55m} = 1,545 * 10^{-4}$$

και

$$\begin{aligned}\omega &= \frac{\varepsilon_{M,u} E_{frp}}{f_k} \rho_h = \frac{0,01 * 230000MPa}{2,33MPa} 1,545 * 10^{-4} \\ &= 0,1526 > 0,1185 = \omega_{lim}\end{aligned}$$

Υπολογίζεται στη συνέχεια ο λόγος $\frac{x}{t}$:

$$\begin{aligned} \frac{x}{t} &= \frac{\gamma_M}{1,6} \left[-\omega + \sqrt{\omega^2 + \frac{3,2}{\gamma_M} \left(\omega + \frac{N_{Rd}}{htf_k} \right)} \right] \\ &= \frac{2,5}{1,6} \left[-0,1526 \right. \\ &\quad \left. + \sqrt{0,1526^2 + \frac{3,2}{2,5} \left(0,1526 + \frac{0kN}{1m * 0,55m * 2,33MPa} \right)} \right] = 0,492 \end{aligned}$$

Τέλος μπορεί να υπολογιστεί τώρα η ροπή αντοχής του ενισχυμένου τοίχου από τη σχέση :

$$\begin{aligned} \frac{M_{0,Rd}}{lt^2f_k} &= \frac{1}{2} \omega \frac{\left(1 - \frac{x}{t}\right)}{\frac{x}{t}} + \frac{0,4}{\gamma_M} \frac{x}{t} \left(1 - 0,8 \frac{x}{t}\right) \\ &= \frac{1}{2} 0,1526 \frac{(1 - 0,492)}{0,492} + \frac{0,4}{2,5} 0,492 * (1 - 0,80 * 0,492) = 0,1265 \end{aligned}$$

Άρα

$$M_{0,Rd} = 89,1kNm$$

Η καινούργια ροπή αντοχής που υπολογίστηκε πληροί τις απαιτήσεις του σχεδιασμού, καθώς οι μέγιστες εκτός επιπέδου ροπές κάμψης που μετρήθηκαν στους τοίχους στη διεύθυνση 1 είναι για τον κάθε τοίχο :

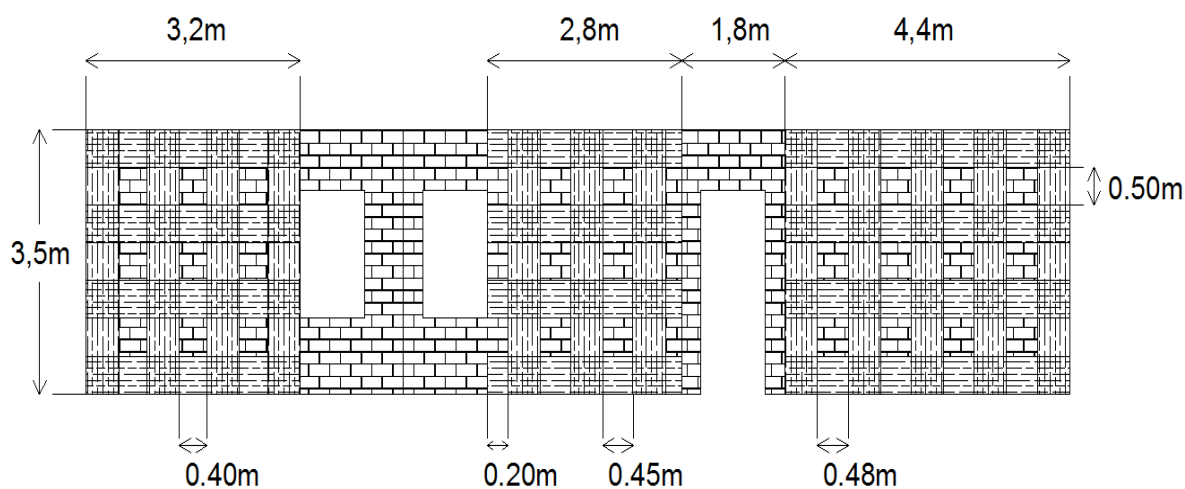
Τοίχος 1 : 28 kNm

Τοίχος 2 : 23 kNm

Τοίχος 3 : 23 kNm

Συγκεκριμένα, η ενίσχυση που προκύπτει στην περίπτωση αυτή είναι ίδια για τον κάθε τοίχο αφού όλοι έχουν κοινό ύψος $h=3,5\text{m}$ και είναι : 4 οριζόντιες λωρίδες πλάτους $0,5\text{m}$ και με μεταξύ τους κατακόρυφη απόσταση τα 50 εκατοστά.

Η συνολική κατανομή των λωρίδων, οριζόντιων και κατακόρυφων, φαίνεται στο επόμενο σχήμα :



Σχ. 5.4 Συνολική κατανομή FRP στην **εσωτερική** πλευρά της όψης

Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι για να γίνει καλή χρήση του σύνθετου υλικού πρέπει αυτό να έχει αγκυρωθεί κατάλληλα, είτε με επαρκές μήκος αγκύρωσης είτε με μηχανικούς τρόπους όπου δεν υπάρχει αρκετός χώρος, έτσι ώστε να αποφευχθούν φαινόμενα πρόωρης αποκόλλησης του FRP από την τοιχοποιία.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

6. ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Πρώτα απ' όλα γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι το ενδεχόμενο να πληγεί μια παραθαλάσσια κατοικία από tsunami, τόσο στον κορινθιακό κόλπο όπου βρίσκεται το κτίριο που εξετάστηκε, όσο και στον υπόλοιπο ελλαδικό χώρο, είναι πολύ πιθανό. Οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία είναι η πιο δυσμενής κατηγορία κτιρίων η οποία μπορεί να υπάρξει, λόγω της μεγάλης έκθεσης των δομικών στοιχείων στο κύμα, ωστόσο είναι άξια λόγου, καθώς στην Ελλάδα τα κτίρια που ανήκουν στην κατηγορία αυτή είναι πολύ συνηθισμένα. Στην περίπτωση όπου ο φέρων οργανισμός είναι από ωπλισμένο σκυρόδεμα αναμένεται ότι θα παρουσιάσει πολύ καλύτερη συμπεριφορά σε τέτοιες φορτίσεις. Ωστόσο στην περίπτωση αυτή θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι μπορεί να υπάρξουν σοβαρές υλικές ζημιές και ακόμα και ανθρώπινες απώλειες, χωρίς να υπάρχει σοβαρή ζημιά στον φέροντα οργανισμό. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι τοίχοι πλήρωσης, κατά κανόνα, δεν μπορούν να αναλάβουν τα φορτία και παρασύρονται από το tsunami. Για αυτό το λόγο στους νέους διεθνείς κανονισμούς, για τις κατοικίες οι οποίες κινδυνεύουν να πληγούν από tsunami συνίσταται να είναι τύπου pilotis δηλαδή το ισόγειο να μην έχει τοίχους πλήρωσης.

Συγκεκριμένα για τις κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία, το πρόβλημα επικεντρώνεται στους τοίχους στους οποίους προσκρούει το κύμα, όπου αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες εκτός επιπέδου ροπές κάμψης. Το πρόβλημα αυτό οφείλεται στην χαμηλή έως μηδενική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας. Οπότε για να διορθωθεί η αδυναμία αυτή, η συνιστώμενη λύση είναι η ενίσχυση με λωρίδες σύνθετων υλικών, οι οποίες εφαρμόζονται στην εφελκυσόμενη παρειά της τοιχοποιίας και αυξάνουν έτσι την ροπή αντοχής της. Με αυτόν τον τρόπο είναι δυνατό να αναληφθεί το φορτίο που προκαλείται από το tsunami.

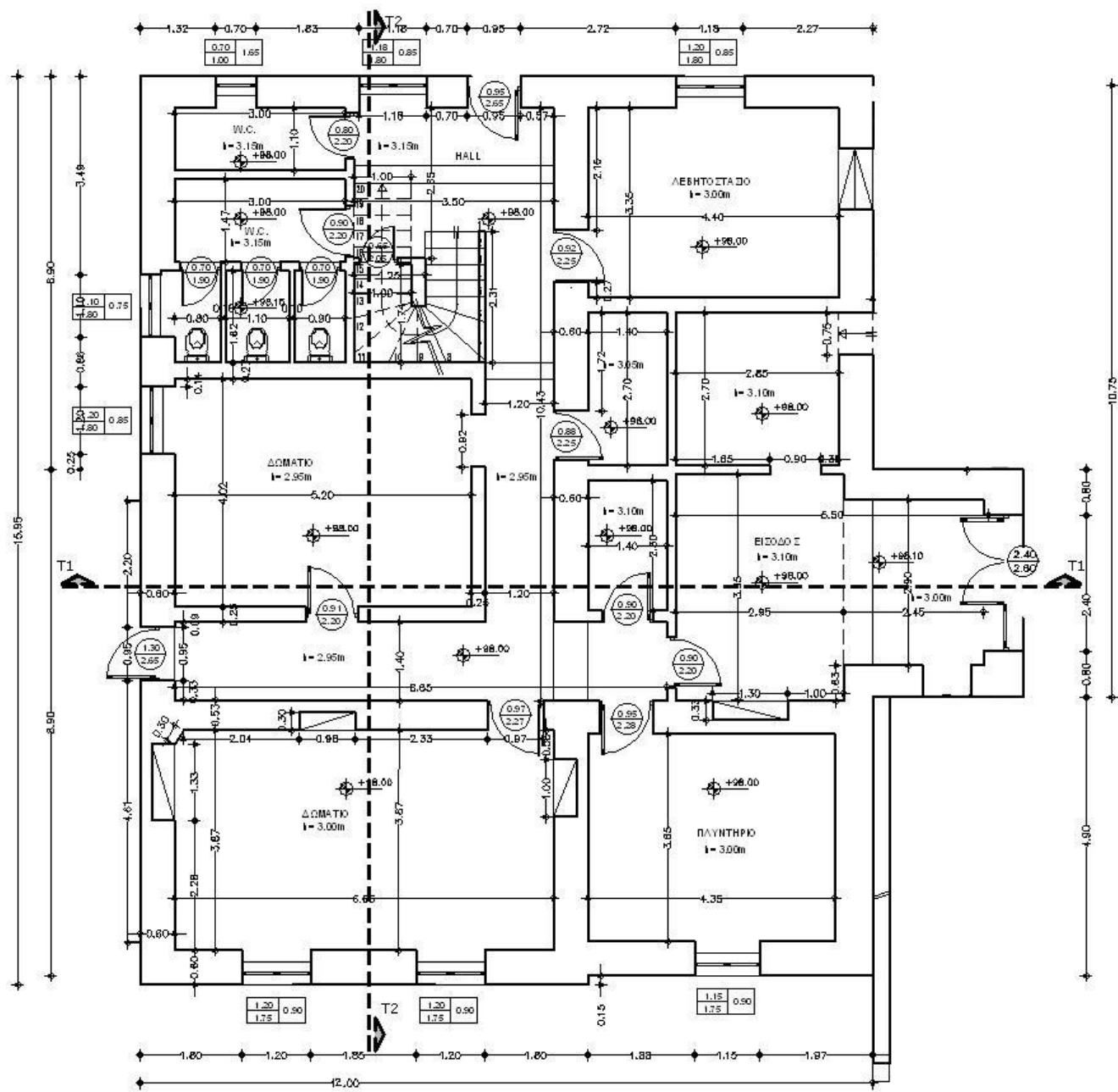
Τέλος, ένας άλλος παράγοντας που συμβάλει θετικά στην μείωση της έντασης που αναπτύσσεται στην τοιχοποιία, είναι η παρουσία ανοιγμάτων. Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, μετά από δοκιμές που έγιναν σε διάφορους τύπους κτιρίων, παρατηρήθηκε ότι όσο πιο πολλά ανοίγματα υπάρχουν σε έναν τοίχο, τόσο μικρότερη είναι η ένταση που αναπτύσσεται σε αυτόν.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

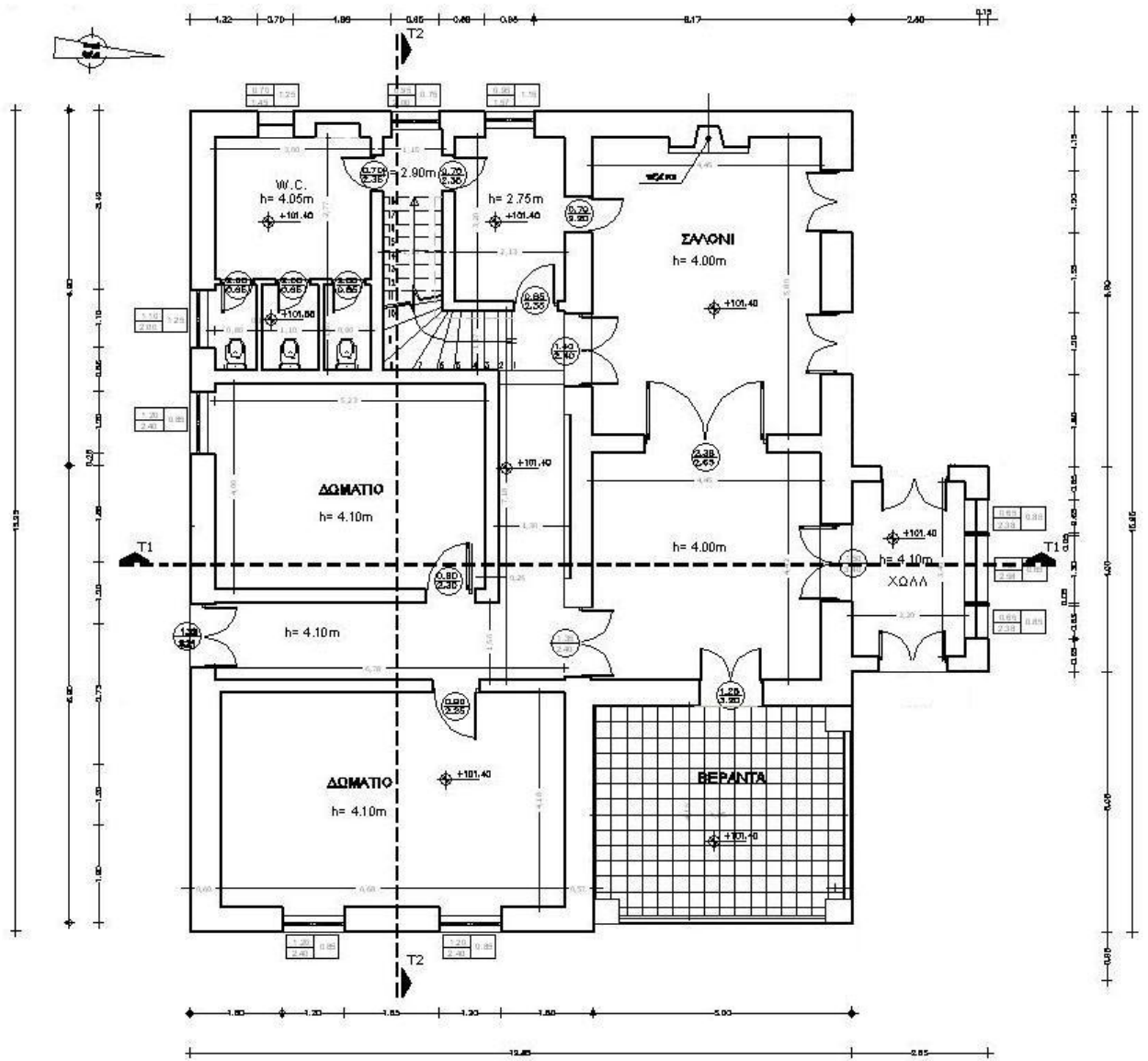
1. Βασ. Παπαζάχος, Κ. Παπαζάχου, «Οι Σεισμοί της Ελλάδας» (2003). Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη, Ελλάδα
2. National Geophysical Data Center – NGDC
3. Π. Σπυρόπουλος, «Χρονικό των σεισμών της Ελλάδος» (1997). Εκδόσεις Δωδώνη, Αθήνα-Γιάννινα, Ελλάδα
4. Federal Emergency Management Agency Coastal Manual, FEMA 55 (FEMA 2003)
5. Federal Emergency Management Agency published Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, FEMA P646, (FEMA 2008)
6. City and County of Honolulu Building Code (CCH 2000)
7. Engineering materials for constructions, www.em4c.gr
8. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures CNR DT 200/2004
9. Triantafyllou T. C. “Strengthening of masonry structures using epoxy bonded FRP laminates” (1998). Journal of composites for construction
- 10.Κ. Σπυράκος, «Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία» (2004). Έκδοση ΤΕΕ, Αθήνα, Ελλάδα
- 11.Ευρωκώδικας 6: Σχεδιασμός Κατασκευών από Τοιχοποιία Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες για οπλισμένη και άοπλη τοιχοποιία, (2005)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

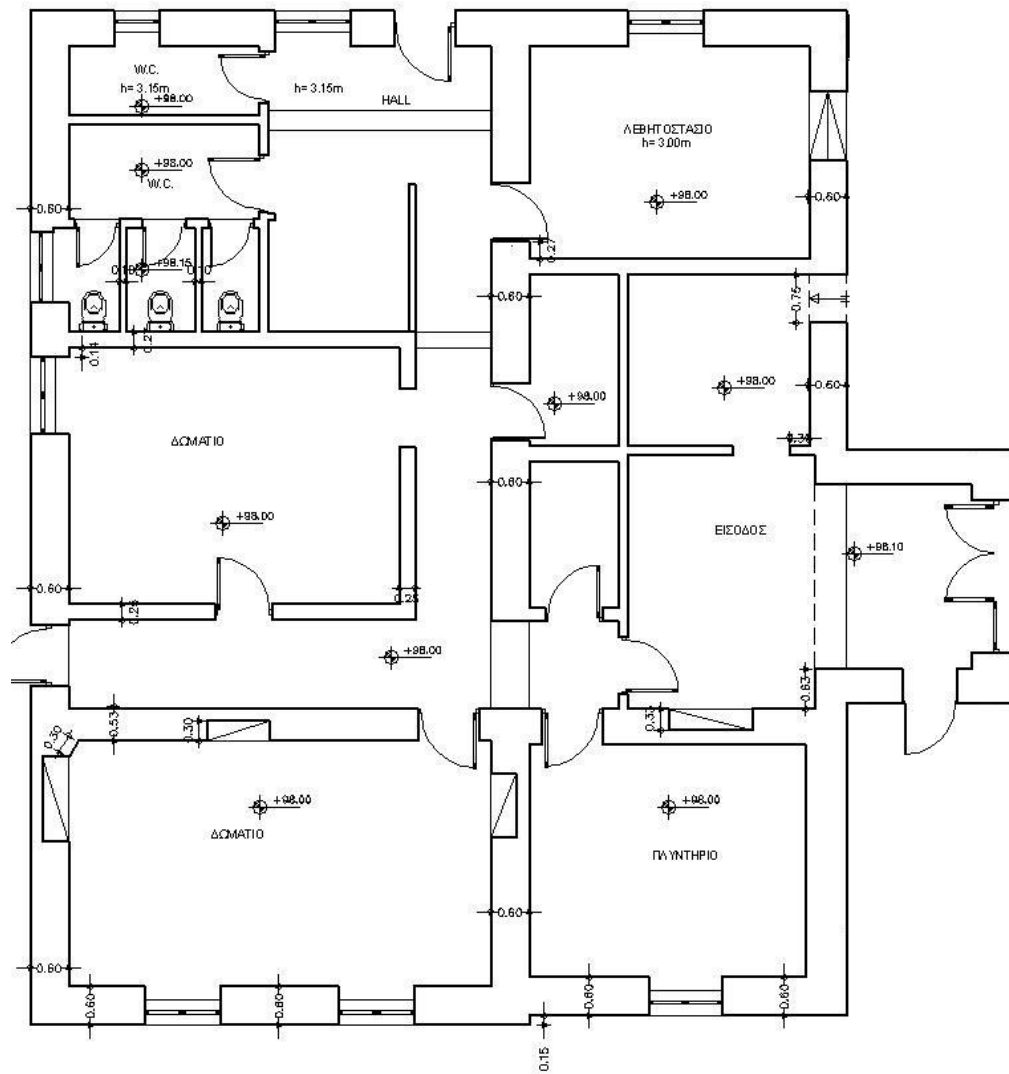
Α. ΚΑΤΟΨΕΙΣ ΚΑΙ ΟΨΕΙΣ ΚΤΙΡΙΟΥ



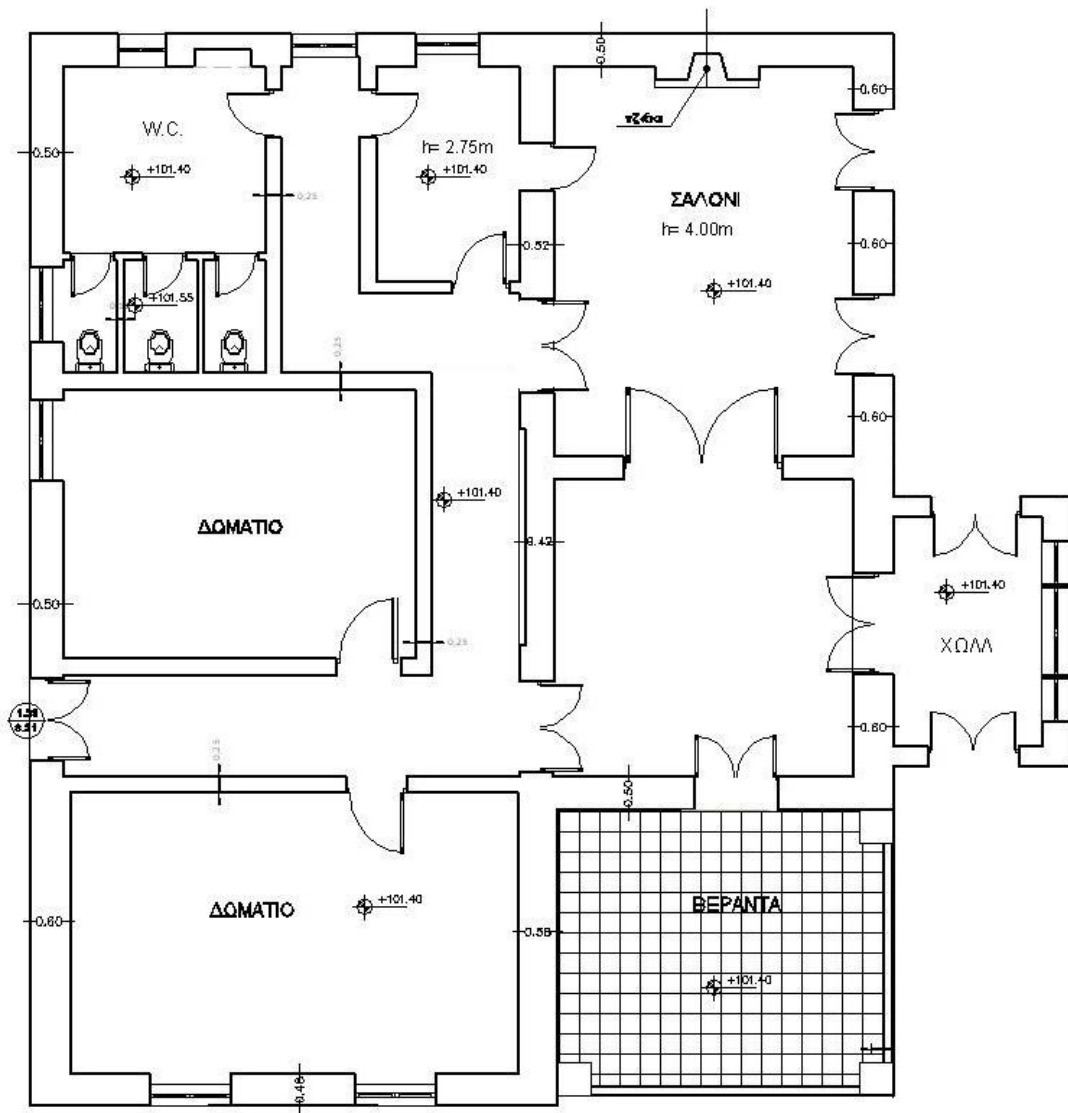
Κάτοψη ισογείου



Κάτοψη ορόφου



Ισόγειο



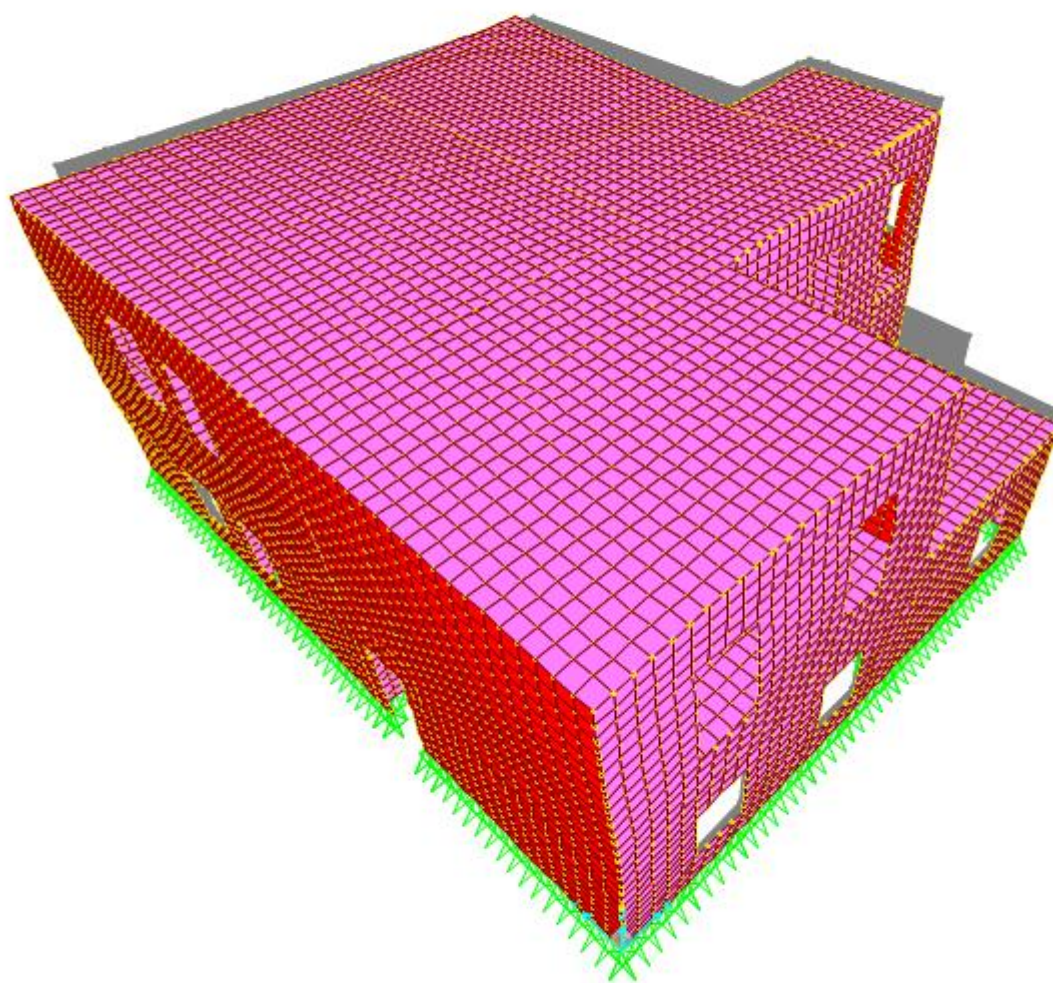
Όροφος

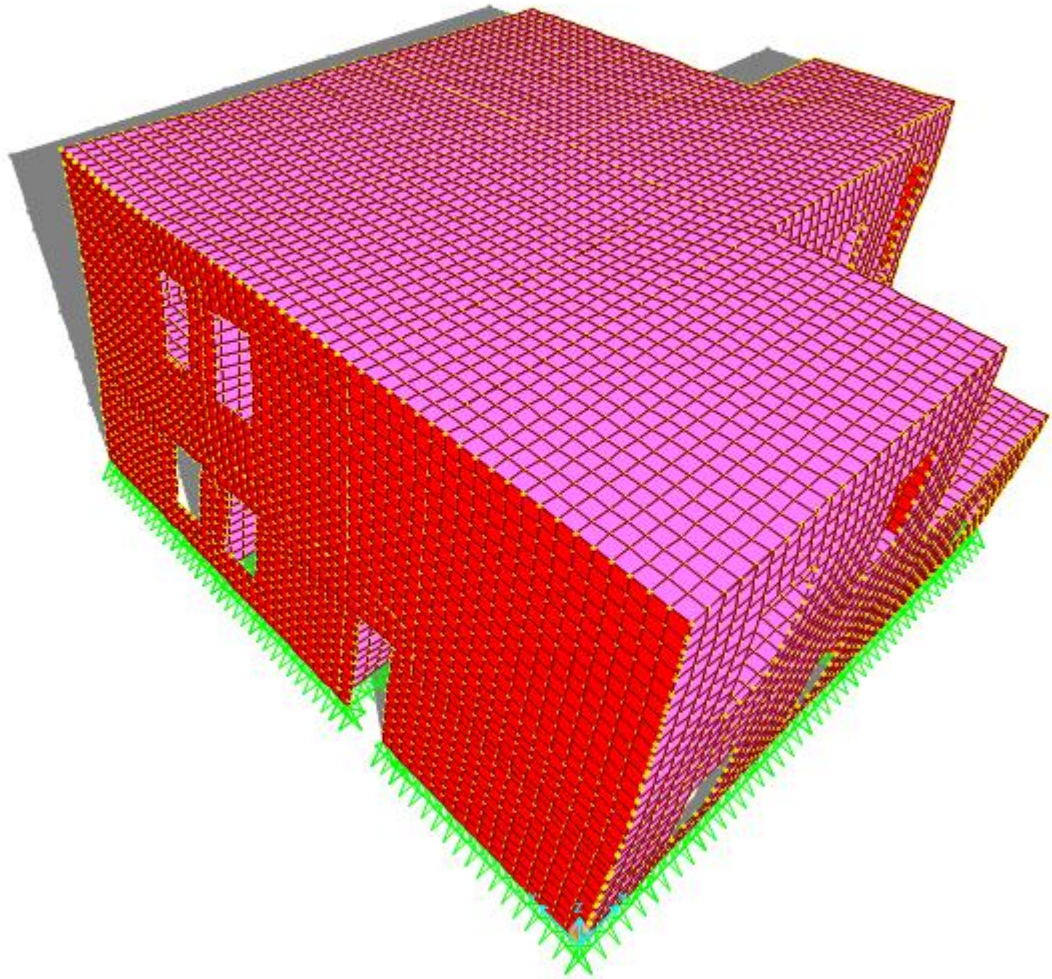
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

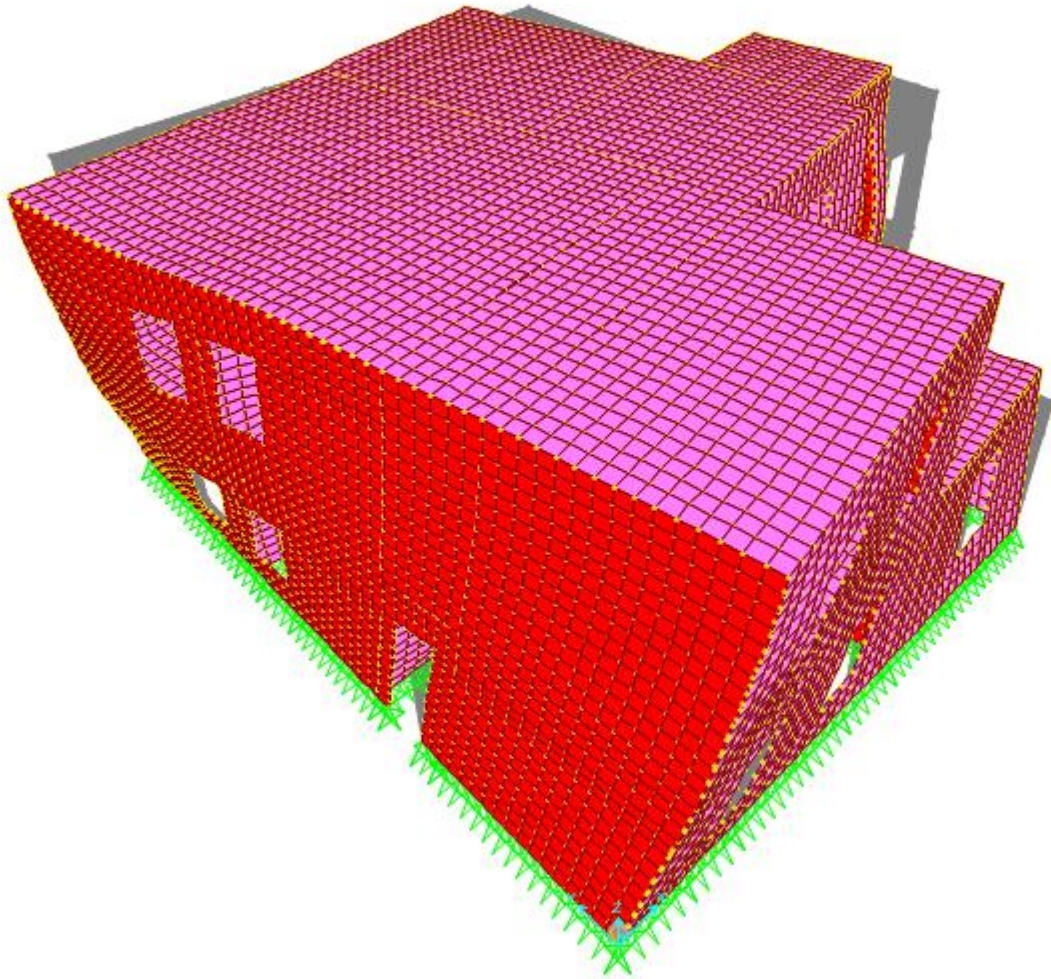
Β. ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ ΚΑΙ ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ ΦΟΡΕΩΝ

1) Αρχικός φορέας

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0,19931; f = 5,01732

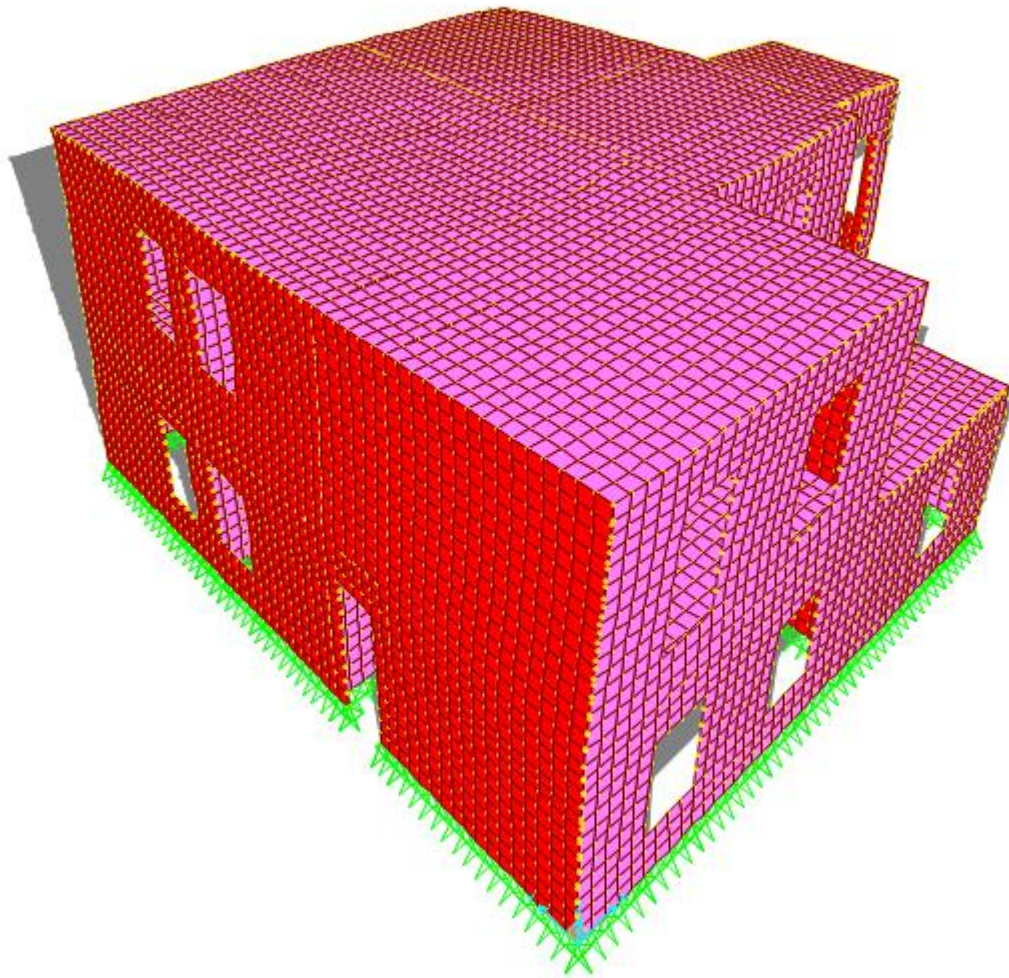


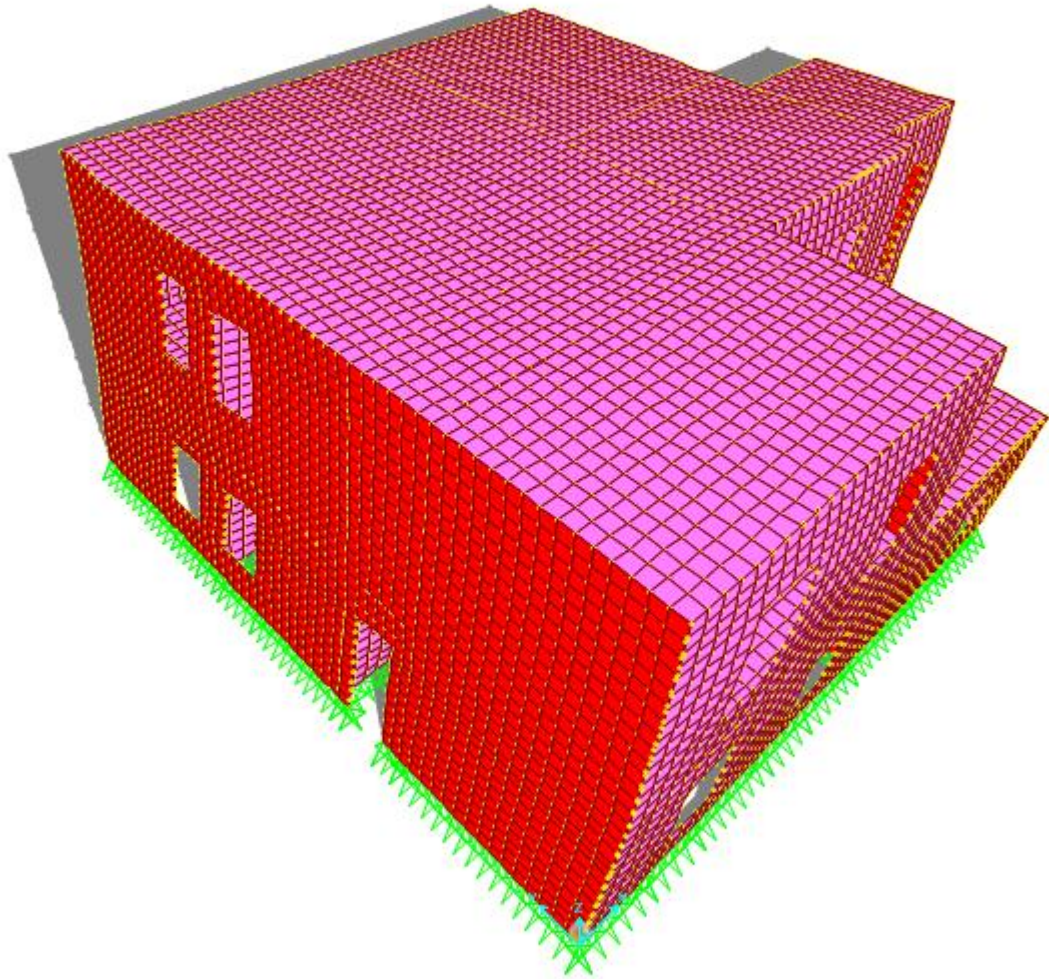


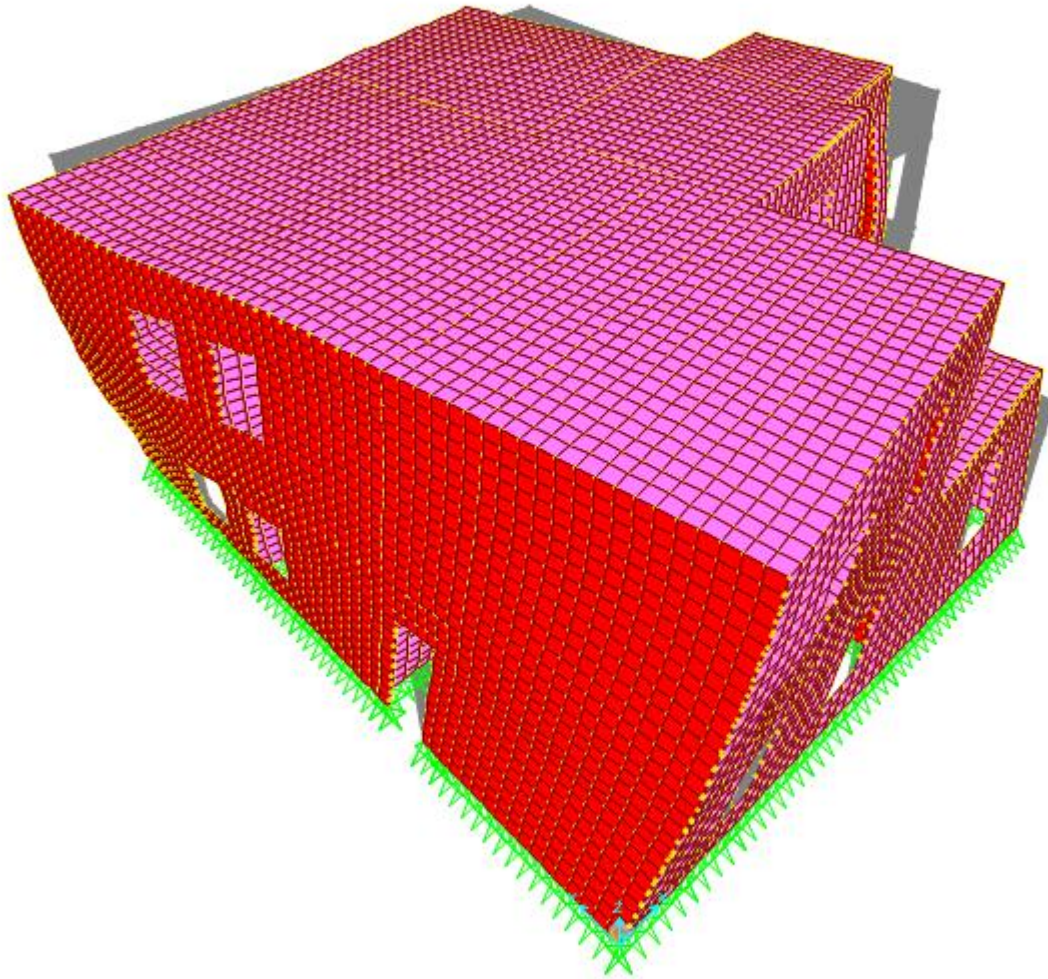


2) Κτίριο με ενισχυμένη τοιχοποιία

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0,13525; f = 7,39351

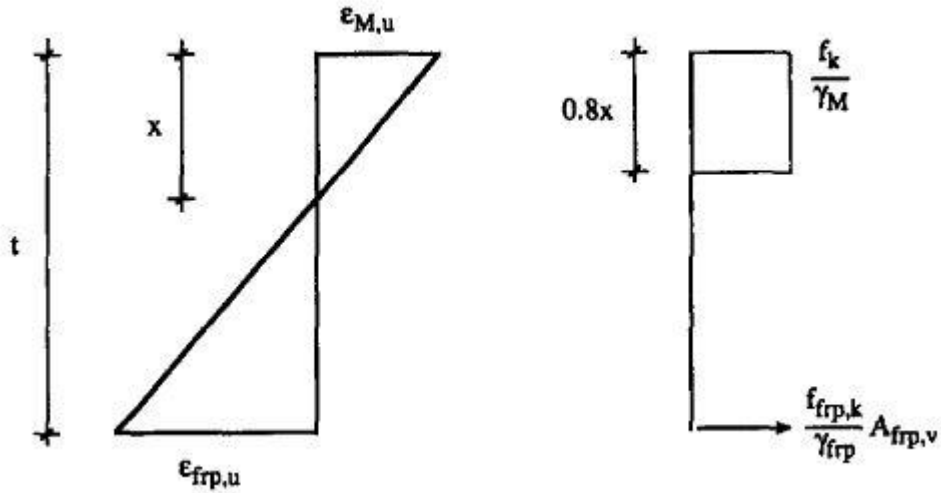






ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

Γ. ΑΠΟΔΕΙΞΕΙΣ ΣΧΕΣΕΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ



Από την επιπεδότητα της διατομής έχουμε :

$$\frac{x}{\varepsilon_{M,u}} = \frac{t}{\varepsilon_{M,u} + \varepsilon_{frp,u}} \Rightarrow x = \frac{\varepsilon_{M,u}}{\varepsilon_{M,u} + \varepsilon_{frp,u}} t$$

Από ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων στην διατομή, προκύπτει :

$$F_{c,M} - F_{frp} = N_{Rd} \Rightarrow f_{frp,u} A_{frp} = \frac{f_k}{\gamma_M} 0,8xl - N_{Rd}$$

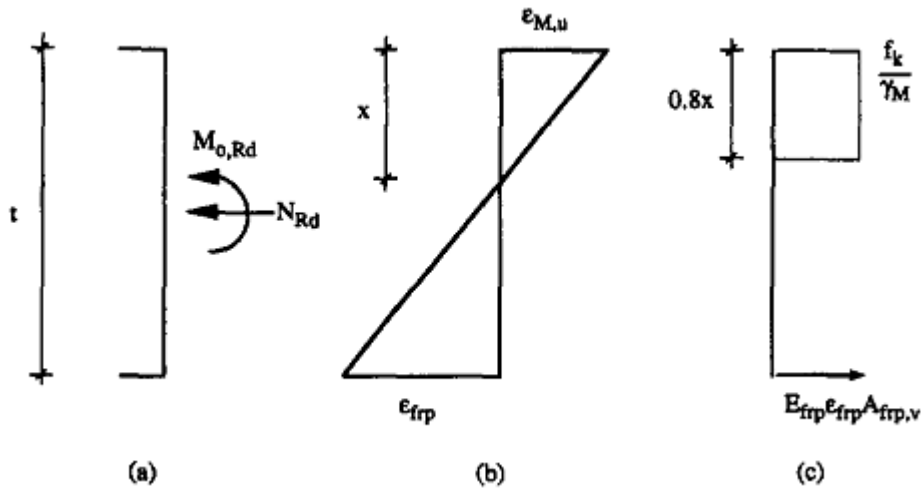
$$\Rightarrow \varepsilon_{frp,u} E_{frp} A_{frp} = \frac{f_k}{\gamma_M} 0,8l - N_{Rd} \Rightarrow \frac{\varepsilon_{frp,u} E_{frp}}{f_k} A_{frp} = \frac{0,8xl}{\gamma_M} - \frac{N_{Rd}}{f_k}$$

$$\Rightarrow \frac{\varepsilon_{frp,u} E_{frp}}{f_k} A_{frp} = 0,8 \frac{l}{\gamma_M} \frac{t}{\varepsilon_{M,u} + \varepsilon_{frp,u}} \varepsilon_{M,u} - \frac{N_{Rd}}{f_k}$$

$$\Rightarrow \frac{\varepsilon_{frp,u} E_{frp}}{f_k} A_{frp} = \frac{0,8tl}{\gamma_M} \frac{1}{1 + \frac{\varepsilon_{frp,u}}{\varepsilon_{M,u}}} - \frac{N_{Rd}}{f_k}$$

$$\Rightarrow \frac{\varepsilon_{frp,u} E_{frp}}{f_k} \rho_{v,lim} = \left[\frac{0,8}{\gamma_M} \frac{1}{1 + \frac{\varepsilon_{frp,u}}{\varepsilon_{M,u}}} - \frac{N_{Rd}}{ltf_k} \right]$$

$$\Rightarrow \rho_{v,lim} = \frac{f_k}{\varepsilon_{frp,u} E_{frp}} \left[\frac{0,8}{\gamma_M} \frac{1}{1 + \frac{\varepsilon_{frp,u}}{\varepsilon_{M,u}}} - \frac{N_{Rd}}{ltf_k} \right]$$



Από τη συμβατότητα των παραμορφώσεων έχουμε:

$$\frac{x}{\epsilon_{M,u}} = \frac{t}{\epsilon_{frp} + \epsilon_{M,u}} \Rightarrow \epsilon_{frp} = \frac{t\epsilon_{M,u} - x\epsilon_{M,u}}{x} = \frac{t-x}{x}\epsilon_{M,u}$$

Από ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων στην διατομή, προκύπτει :

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_{c,M} \left(\frac{t}{2} - 0,4x \right) + F_{frp} \frac{t}{2} \Rightarrow M_{Rd} = \frac{f_k}{\gamma_M} 0,8x \left(\frac{t}{2} - 0,4x \right) + E_{frp} \epsilon_{frp} A_{frp,v} \frac{t}{2} \\ \Rightarrow \frac{M_{Rd}}{lt^2 f_k} &= \frac{0,8x}{\gamma_M t^2} \left(\frac{t}{2} - 0,4x \right) + E_{frp} \epsilon_{frp} \rho_{v,lim} \frac{1}{2f_k} \\ \Rightarrow \frac{M_{Rd}}{lt^2 f_k} &= \frac{0,4x}{\gamma_M t} \left(1 - 0,8 \frac{x}{t} \right) + E_{frp} \epsilon_{frp} \frac{\omega f_k}{\epsilon_{M,u} E_{frp}} \frac{1}{2f_k} \\ \Rightarrow \frac{M_{Rd}}{lt^2 f_k} &= \frac{0,4x}{\gamma_M t} \left(1 - 0,8 \frac{x}{t} \right) + \frac{1}{2} \omega \frac{\epsilon_{frp}}{\epsilon_{M,u}} \\ \Rightarrow \frac{M_{Rd}}{lt^2 f_k} &= \frac{0,4x}{\gamma_M t} \left(1 - 0,8 \frac{x}{t} \right) + \frac{1}{2} \omega \frac{t-x}{x} \\ \Rightarrow \frac{M_{Rd}}{lt^2 f_k} &= \frac{0,4x}{\gamma_M t} \left(1 - 0,8 \frac{x}{t} \right) + \frac{1}{2} \omega \frac{(1 - \frac{x}{t})}{\frac{x}{t}} \end{aligned}$$