

**ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ**  
**ΓΕΝΙΚΟ ΤΜΗΜΑ**



**ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ**  
**ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΕΣ ΕΠΙΣΤΗΜΕΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΣ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ :

«ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

**ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΝΕΟΚΛΑΣΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ**  
**ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ**  
**ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ**  
**ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ**

**ΓΙΩΡΓΟΣ Σ. ΚΑΣΤΑΝΗΣ**

**Επιβλέπουσα : Σταυρουλάκη Μαρία, Επίκουρος Καθηγήτρια**  
**ΧΑΝΙΑ, 2016**

## Πρόλογος

Η μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία αυτή, πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο του προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών του τομέα Μηχανικής, του πρώην Γενικού Τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης. Αφορά το κτήριο που είναι γνωστό σαν ‘κτήριο Παπαδόπετρου’, και βρίσκεται στο κέντρο της πόλεως των Χανίων. Τυπολογικά σαν κτήριο ανήκει στις διώροφες μονοκατοικίες με κεντρική και πλάγια είσοδο, που συναντώνται έξω από τα τείχη της παλιάς πόλης των Χανίων, μετά την απελευθέρωση της Κρήτης το 1898 και κατά μήκος των βασικών οδικών αξόνων που διασχίζουν την πόλη. Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία εξετάζει την απόκριση, στατική και δυναμική, στο πλαίσιο της νέας αρχιτεκτονικής μελέτης-πρότασης για επανάχρηση του κτηρίου. Χρησιμοποιούνται για αυτό δύο προγράμματα υπολογισμού: Το πρόγραμμα Fespa που είναι ένα σύστημα λογισμικού του εμπορείου, και χρησιμεύει στην διαστασιολόγηση, απεικόνιση, έλεγχο και σχεδίαση τρισδιάστατων δομημάτων, και το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων Marc. Γίνεται επίλυση με και χωρίς κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού χρησιμοποιώντας τα στοιχεία του σεισμού του Αγίου 1995, και ιδιομορφική ανάλυση.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την επιβλέπουσα της εργασίας αυτής, Επίκουρη Καθηγήτρια του Πολυτεχνείου Κρήτης κα. Μαρία Σταυρουλάκη, όχι μόνο για την άψογη συνεργασία και πλήρη υποστήριξη που μου παρείχε για την ολοκλήρωση της εργασίας, αλλά και την στήριξη για την ολοκλήρωση των σπουδών μου. Για τον ίδιο λόγο ευχαριστώ και τον Αναπληρωτή Καθηγητή του Πολυτεχνείου Κρήτης κ. Ιωάννη Τσομπανάκη που με στήριξε από την αρχή της φοίτησής μου. Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω τον Τακτικό Καθηγητή του Πολυτεχνείου Κρήτης κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη, για την στήριξη, και τη διάθεση των στοιχείων των μετρήσεων, που είχε πραγματοποιήσει στον εν λόγω κτήριο με τους συνεργάτες του. Τέλος, οφείλω να ευχαριστήσω τα μέλη της αρχιτεκτονικής ομάδας και ιδιαίτερα την Άννα Τσιτωνάκη, για την παροχή των στοιχείων της αποτύπωσης και της αρχιτεκτονικής μελέτης, που επιμελήθηκε ομάδα της Σχολής Αρχιτεκτόνων του Πολυτεχνείου Κρήτης με επιστημονικό υπεύθυνο τον Επίκουρο Καθηγητή κ. Νικόλαο Σκουτέλη.

## Περίληψη

Η τοιχοποιία είναι από τα αρχαιότερα δομικά στοιχεία. Μέχρι τα μέσα του 19<sup>ου</sup> αιώνα που εμφανίσθηκαν τα σύγχρονα υλικά, όλα τα έργα του ανθρώπου κατασκευάσθηκαν κυρίως από αυτό το υλικό. Για τον λόγο αυτό, στο πρώτο κεφάλαιο, γίνεται μία ιστορική ανασκόπηση για την τοιχοποιία ως υλικό, με τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματά της. Αναφέρονται η ποικιλία των τύπων της τοιχοποιίας και τα είδη ανάλογα με τα υλικά και τον τρόπο κατασκευής και γίνεται αναφορά στα είδη των ξύλινων πατωμάτων κτιρίων από τοιχοποιία.

Επειδή ο συγκεκριμένος τύπος κτηρίου συναντάται κατ' επανάληψη και στην πόλη των Χανίων, αλλά και σε άλλες ελληνικές πόλεις, κρίθηκε σκόπιμο στο δεύτερο κεφάλαιο να αναφερθούν ορισμένα στοιχεία που παραπέμπουν στον χρόνο αλλά και στον τύπο κατασκευής του κτηρίου. Επίσης, αναφέρονται στοιχεία αποτύπωσης της υπάρχουσας κατάστασης, και προτάσεις επανάχρησης, από την ομάδα αρχιτεκτονικής μελέτης. Με τον τρόπο αυτόν, τα αποτελέσματα των υπολογισμών και τα συμπεράσματα της εργασίας αυτής, θα φανούν χρήσιμα για συγκρίσεις με ομοειδείς κατασκευές στον Ελληνικό χώρο.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στη θεωρία, με στοιχεία τεχνικής σεισμολογίας που αφορούν τις εδαφικές κινήσεις, τα κύματα, τους τρόπους υπολογισμού των εδαφικών σταθερών από μαθηματικούς τύπους, και τις ιδιομορφές των κατασκευών. Το τέταρτο κεφάλαιο αναφέρεται στους σεισμούς του Ελληνικού χώρου, με έμφαση στον σεισμό του 1995 στην περιοχή του Αιγίου. Δεδομένα και ευρήματα από τον εν λόγω σεισμό χρησιμοποιούνται στην παρούσα εργασία.

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στη δυναμική ανάλυση των κατασκευών με πεπερασμένα στοιχεία και περιγράφονται οι βασικές σχέσεις που εφαρμόζονται στο σχετικό λογισμικό. Το έκτο κεφάλαιο αναφέρεται στα δεδομένα των υπολογισμών των αναλύσεων και σχολιάζεται η διαδικασία επιλογή τους. Αυτά αφορούν τις εδαφικές παραμέτρους, τη γεωμετρία του δομήματος, τα δεδομένα των σεισμών που χρησιμοποιούνται κατά τη δυναμική ανάλυση, και τις μηχανικές σταθερές των υλικών. Δίνεται ιδιαίτερη βαρύτητα στην επιλογή

των σταθερών αυτών, και γίνεται προσπάθεια να επιλεγούν δεδομένα από σεισμικά γεγονότα που έχουν συμβεί στην Ελλάδα, και υπάρχουν καταγεγραμμένες συμπεριφορές των κατασκευών και στοιχεία βλαβών.

Στη συνέχεια, στο κεφάλαιο επτά περιγράφεται συνοπτικά ο τρόπος λειτουργίας του λογισμικού Fespa, τα στοιχεία που χρησιμοποιεί, οι παραδοχές του προγράμματος, και ο τρόπος επιλογής των βασικών ιδιομορφών του δομήματος. Ακολουθεί η επίλυση της κατασκευής, και η παρουσίαση των αποτελεσμάτων στο Παράρτημα 1. Στο όγδοο και ένατο κεφάλαιο γίνεται ο υπολογισμός της κατασκευής με το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων Marc. Ξεκινώντας από τα δεδομένα των αποτυπώσεων και τα αρχιτεκτονικά σχέδια, γίνεται η σύνθεση του φορέα και η διακριτοποίηση των δομικών στοιχείων, (φέρουσα λιθοδομή και τοιχοποιία, οροφή και πατώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, πατώματα από ξύλινα δοκάρια και σανίδωμα), για τη δημιουργία του προσομοιώματος. Ακολουθούν οι επιλογές των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών κατασκευής, η φόρτιση του προσομοιώματος με τα στατικά φορτία χρήσεως σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς φορτίσεων, και οι συνοριακές συνθήκες.

Στο ένατο κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση και επεξήγηση των αποτελεσμάτων των προσομοιωμάτων που δημιουργούνται, ανάλογα με τις επιλογές των δεδομένων και των φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν. Περιγράφεται η διαδικασία της ιδιομορφικής ανάλυσης και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της για την εύρεση των συχνοτήτων της δυναμικής ταλάντωσης του κτηρίου. Ακολουθεί η δυναμική φασματική ανάλυση του κτηρίου, και υπολογισμός των μεγίστων κυρίων τάσεων και της ισοδύναμης συνολικής παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία του κτηρίου. Στο κεφάλαιο αυτό ομαδοποιούνται τα αποτελέσματα των επιλύσεων από τα δύο λογισμικά που χρησιμοποιούνται, ως προς τις μεθόδους επίλυσης και ως προς την επιλογή των σταθερών που εισάγονται. Ακολουθεί το βασικότερο μέρος της εργασίας αυτής που αφορά τις συγκρίσεις των αποτελεσμάτων, τον τρόπο που οι επιλογές επίλυσης και σταθερών τα επηρεάζουν, και το επίπεδο αξιοπιστίας τους. Η κύρια βαρύτητα δίνεται στη δυναμική ανάλυση.



Ολοκληρώνοντας τη διατριβή, στο δέκατο κεφάλαιο παρουσιάζονται και τεκμηριώνονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις επιλύσεις των μοντέλων και τις συγκρίσεις των αποτελεσμάτων, όπως αυτά αναλύονται στο ένατο κεφάλαιο. Επίσης, παρουσιάζονται προτάσεις για βελτιστοποίηση των αποτελεσμάτων, που μπορεί να προκύψουν από περαιτέρω ανάλυση και εμβάθυνση του θέματος, ιδιαίτερα όσον αφορά στο μεγάλο πλήθος παραγόντων και αβεβαιοτήτων που υπεισέρχονται στις μελέτες των κατασκευών αυτής της μορφής, και επηρεάζουν τη συμπεριφορά τους. Ακολουθούν το Παράρτημα 1 (Κεφάλαιο 11) και η βιβλιογραφία (Κεφάλαιο 12).

## Summary

---

Stone masonry is one of the most ancient construction types. Until the late 19th century, when the modern materials appeared, everything had been made mostly of this material. For this reason, this thesis is focused in the assessment of an important traditional masonry structure at Chania: “Papadopetros building”.

In the first chapter, a historical review of masonry as a building material is presented, referring both to its advantages and disadvantages. The chapter describes a variety of different types of masonry, depending on materials and the construction methodology and other structural details.

This specific type of masonry buildings is very common in the city of Chania and in other Greek cities. This is the reason why it was considered crucial to refer, in the second chapter, to certain data that are related with the time and the type of construction. There is also reference to the assessment of the present condition and suggestions by architectures and civil engineers for redesigning such structures. Under this perspective, the results and the conclusions of this work can be useful for similar constructions in Greece.

In the third chapter, there is reference to basic theory of engineering seismology regarding ground shaking, seismic waves, etc. The fourth chapter refers to earthquakes in Greece, with emphasis on those at Aegion area. Related structural damage data and acceleration time-histories are used herein. The fifth chapter refers to the basics of dynamic analysis of structures utilizing finite element method.

The sixth chapter is focused on the data parameters (material, foundation, geometry, earthquake, etc) and their proper selection for the dynamic analyses. The selection of these parameters is crucial in order to achieve realistic and reliable results. For this reason, in-situ measurements (preferably non-destructive) as well as damage data from seismic events that have occurred in the past in Greece and worldwide are of paramount importance for numerical model validations.

Subsequently, in the seventh chapter the commonly used in engineering practice in Greece for masonry structures Fespa software is presented. More specifically, the simplifications that it uses, the default values of the program, and the

optimal way of selecting the basic model parameters are briefly described. The analysis results with Fespa are also presented in Annex 1.

In the eighth and ninth chapters, the dynamic analysis of the examined building utilizing the finite element software Marc is provided. Beginning with the tracing of data and the architectural designs, the composition of the masonry and the distinction of the construction elements (supporting masonry in stones and in bricks, ceiling and floors from reinforced concrete, floors made from wooden beams and decks) which are crucial for the construction of suitable numerical models. The selection of mechanical properties of the construction materials, the loading of the structure with the static and dynamic loads according to the present norms, the boundary conditions and the soil properties for the simulation of the foundation are also presented. In the ninth chapter, the results of the finite element simulations with Marc are summarized and interpreted. Furthermore, the modal analysis of the building is described and the results are presented and compared with those obtained with Fespa. The numerical results of the dynamic analysis of the building via Marc are also presented.

Finally, the tenth chapter presents an overview of the results and derives some conclusions for the current state of the examined traditional building. In addition, suggestions are given for the extension of the present investigation. Annex 1 (chapter 1) and Bibliography (chapter 12) are included at the end of this thesis.

# Περιεχόμενα

Πρόλογος	I
Περίληψη	II
Summary	VI
Περιεχόμενα	VII
Εισαγωγή	1
1.1 Γενικά	1
1.2 Ιστορική ανασκόπηση	2
1.3 Κατηγορίες τοιχοποιιών	4
1.4 Πατώματα	6
2. Κτήριο Παπαδόπετρου	8
2.1 Θέση - περιγραφή	8
2.2 Ιστορικά στοιχεία	9
2.3 Οικοδομικές φάσεις και μεταγενέστερες επεμβάσεις	14
2.4 Αποτύπωση υπάρχουσας κατάστασης	15
2.5 Προτάσεις επανάχρησης	17
2.6 Βελτίωση προσβασιμότητας	17
2.7 Διαμορφώσεις	18
2.8 Προσθήκη αναψυκτηρίου	19
2.9 Χρονοδιάγραμμα υλοποίησης	19
3. Στοιχεία τεχνικής σεισμολογίας	23
3.1 Παραμόρφωση – ελαστικότητα – ελαστικές σταθερές	23
3.2 Σεισμικά κύματα – ταχύτητες σεισμικών κυμάτων	26
3.3 Σεισμοί	32
3.4 Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού	33
3.4.1 Οριζόντια συνιστώσα σεισμού	33
3.4.2 Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού	33
3.5 Σεισμική απόκριση των κατασκευών	34
3.5.1 Φάσματα απόκρισης	35
3.5.2 Απόσβεση	38
3.5.3 Υπολογισμός ιδιοπεριόδου και απόσβεσης κατασκευής	40

4.	Στοιχεία από σεισμούς του Ελληνικού χώρου	43
4.2	Σεισμός Αιγίου 1995	43
4.2.2	Μελέτη αρχοντικού Παναγιωτόπουλου στο Αίγιο	48
5.	Πεπερασμένα στοιχεία	56
6.	Δεδομένα και στοιχεία υπολογισμών	60
6.1	Στοιχεία από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό	61
6.2	Τιμές για το μέτρο ελαστικότητας του Young $E$ και τον λόγο του Poisson $\nu$	61
6.3	Δεδομένα υπολογισμών για την τοιχοποιία	63
6.3.1	Η μηχανική της τοιχοποιίας	63
6.3.1.1	Γενικά	63
6.3.1.2	Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας	63
6.3.1.3	Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας	66
6.3.1.4	Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας	68
6.4.	Στοιχεία από τον Ευρωκώδικα 6 (EC 6)	70
6.5.	Στοιχεία από επί τόπου μετρήσεις	73
7.	Επίλυση του φορέα με το λογισμικό Fespa	81
7.1	Τι είναι το Fespa	81
7.2	Τι κάνει το Fespa	81
7.3	Επίλυση με το fespa	83
7.4	Αποτελέσματα επίλυσης	87
8.	Επίλυση του φορέα με το λογισμικό Marc	96
8.1	Μοντελοποίηση του φορέα	96
8.2	Είδος πεπερασμένων στοιχείων	97
8.3	Είδος μοντελοποίησης	98
8.4	Παραδοχές προσομοίωσης	100
8.5	Ορισμός ιδιοτήτων των υλικών	102
8.6	Ορισμός των συνθηκών ανάλυσης	104
9.	Αποτελέσματα - Συγκρίσεις	105
9.1	Αποτελέσματα ανάλυσης	105
9.1.1	Ανάλυση κατασκευής για Loadcase 1	105

9.1.2	Ιδιομορφική ανάλυση	110
9.1.3	Ανάλυση κατασκευής για Loadcase 3	118
9.1.4	Ανάλυση κατασκευής για Loadcase 4	128
10.	Συμπεράσματα	157
10.1	Γενικά	157
10.2	Μελλοντική έρευνα	160
11.	Παράρτημα 1	162
	Μοντέλο Fespa	162
	Περίληπτικά στοιχεία δομήματος	163
	Συχνότητες ιδιομορφικών αναλύσεων Marc και Fespa	164
	Ιδιομορφές	165
12.	Βιβλιογραφία	172



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

## Εισαγωγή

### 1.1 Γενικά

Το βασικότερο δομικό υλικό της παγκόσμιας ιστορίας είναι η τοιχοποιία. Όλα τα έργα της ανθρωπότητας, μέχρι και τα μέσα του 19ου αιώνα, κατασκευάστηκαν κυρίως με αυτό το υλικό, του οποίου η χρήση όμως περιορίστηκε σε μεγάλο βαθμό από σύγχρονα βιομηχανικά υλικά όπως ο χάλυβας και το σκυρόδεμα. Παρά όμως το γεγονός ότι η τοιχοποιία αποτελεί ένα από τα αρχαιότερα δομικά στοιχεία, οι γνώσεις για την μηχανική συμπεριφορά των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία είναι περιορισμένες. Αξίζει να σημειωθεί ότι μέχρι τις αρχές του αιώνα μας ο σχεδιασμός των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία ήταν εμπειρικός. Έχουν αναπτυχθεί όμως αξιόλογες ερευνητικές προσπάθειες, τις τελευταίες δεκαετίες, σχετικά με τη συμπεριφορά, χρήση και βελτίωση της τοιχοποιίας, με αποτέλεσμα να ανακτά σταδιακά ένα επίπεδο αξιοπιστίας.

Τα πλεονεκτήματα της τοιχοποιίας από δομική άποψη είναι το χαμηλό κόστος, η ευκολότερη προστασία έναντι πυρκαγιάς, θερμοκρασίας και ήχου, η ταχύτητα και ευκολία στην κατασκευή, η πολύ καλή αισθητική και ανθεκτικότητα στον χρόνο. Ανάμεσα στα μειονεκτήματά της θα μπορούσαν να αναφερθούν η ψαθυρή φύση της και η μικρότερη αντοχή της (σε σχέση με το σκυρόδεμα). Κύριο χαρακτηριστικό μιας κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία είναι το μεγάλο της βάρος. Ειδικά στα ψηλά κτίρια το πάχος του τοίχου στην βάση της κατασκευής είναι ιδιαίτερα μεγάλο. Αυτή η



ιδιαιτερότητα σε συνδυασμό με το γεγονός ότι τα πατώματα στις λίθινες κατασκευές είναι κατά κανόνα κατασκευασμένα από ξύλο κάνει διαφορετική την απόκριση της κατασκευής από τοιχοποιία σε σχέση με μια κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα όπου η μάζα βρίσκεται συγκεντρωμένη στις στάθμες των πατωμάτων. Σημαντικό επίσης ρόλο στην συμπεριφορά μιας πέτρινης κατασκευής παίζει το μέγεθος, το πλήθος αλλά και η τοποθέτηση των ανοιγμάτων. Μεγάλα ανοίγματα ή ενδεχόμενη αναντιστοιχία των ανοιγμάτων καθ' ύψος προκαλεί έντονη δυσκολία στην ροή των τάσεων από την κατασκευή προς τα θεμέλια και το έδαφος, τόσο υπό κατακόρυφα, αλλά κυρίως υπό σεισμικά φορτία.

Τα παραδοσιακά κτίρια απαρτίζονται σχεδόν εξολοκλήρου από πέτρινες κατασκευές με ξύλινα δομικά στοιχεία και μεταλλικά. Στο παρελθόν η κατασκευή τους γινόταν από τεχνίτες με εμπειρία και βαθιά γνώση που μεταλαμπαδευόταν από γενιά σε γενιά [16],[44].

## 1.2 Ιστορική ανασκόπηση

Υποστηρίζεται από ορισμένους ότι η ιστορία του ανθρώπου είναι η ιστορία της αρχιτεκτονικής, που συμβαδίζει με την ιστορία της τοιχοποιίας. Τοίχοι, τοιχώματα, τοιχοποιίες είναι λέξεις συνώνυμες, που χρησιμοποιούνται στην οικοδομική τεχνολογία για να δηλώσουν τα κατακόρυφα εκείνα δομικά στοιχεία, που προκύπτουν από τη δόμηση φυσικών ή τεχνικών λίθων, με χρήση συνδετικού κονιάματος ή χωρίς κονίαμα.

Η αρχέτυπη μορφή της τοιχοποιίας αποτελούνταν από πλέγμα κλαδιών και δένδρων, που γέμιζε από τις δύο πλευρές του με πεταχτή λάσπη. Οι πρώτοι κτιστοί τοίχοι ήταν λίθινοι από ακατέργαστες, λαξευτές πέτρες ή σχιστόλιθους. Λιθοδομές με έντεχνο αρμολόγημα, χωρίς κονίαμα, συναντώνται σε Αιγυπτιακά μνημεία (3000 π.Χ.), καθώς και σε Ελληνικά (Ακρόπολη Μυκηνών 1550-1400 π.Χ.). Σε πολλές περιοχές όμως, η πέτρα ήταν δυσεύρετη, η δε επεξεργασία της απαιτούσε και επίμοχθη εργασία. Αντίθετα, η άργιλος προσφέρεται στο εύκολο πλάσιμο. Η πλίνθος είναι το αρχαιότερο δομικό στοιχείο, που κατασκευάστηκε πριν από 10.000 χρόνια. Στις ανασκαφές της αρχαίας Ιεριχούς βρέθηκαν πλίνθοι σε σχήμα και μέγεθος μακρόστενου ψωμιού. Αυτά τα τούβλα ξεραίνονταν στον ήλιο και πλάθονταν με το χέρι.

Η αντοχή, η σκληρότητα και η απλότητα του τούβλου απετέλεσαν ιδιότητες που οδήγησαν σε εκτεταμένη χρήση του σε κτίρια κατοικιών. Στη Μεσοποταμία και την Αίγυπτο κατασκεύαζαν ωμοπλινθοδομές από τεμάχια ξεραμένης λάσπης, που έσκαζε την εποχή της ξηρασίας. Γύρω στο 3000 π.Χ. αρχίζουν να χρησιμοποιούνται φούρνοι για την ξήρανση των τούβλων. Από εκείνη ακόμη την εποχή αρχίζει η τυποποίηση των διαστάσεων με πολύ απλά καλούπια (Χαλάφ του Ιράκ, 4000 π.Χ.), που ήταν κουτιά, χωρίς πυθμένα, τα οποία τοποθετούνταν πάνω σε οριζόντια επιφάνεια και γεμίζονταν με πηλό, αναμεμειγμένο με άχυρα, κοπριά και μικρά κλαδιά. Αφού ξεραίνονταν στον ήλιο αποτελούσαν τελικά τους ωμοπλίνθους.

Κατά την Βυζαντινή περίοδο αναπτύσσεται αξιοθαύμαστα η τεχνική της τοιχοποιίας με κονίαμα τον πηλό, από χώμα ή άμμο, με κονία την τίτανο ή αλλιώς άσβεστο ή χωρύγιο. Συνηθισμένη μεθοδολογία στερέωσης (δεσίματος) της τοιχοποιίας, από τους βυζαντινούς, ήταν η ιμάντωση, δηλαδή η ανά κανονικές υψομετρικές αποστάσεις (σαβάκια) παράθεση δύο ή τριών ξύλινων δοκών, διαστάσεων  $0.10 \times 0.10$  m ή  $0.15 \times 0.12$  m (χατίλια), παράλληλα με την κατά μήκος διεύθυνση του τοίχου, που συνδέονταν μεταξύ τους με ξύλινους συνδέσμους, τις κλάπες. Ως εσωτερικοί τοίχοι χρησιμοποιούνταν συχνά σύνθετες οπτοπλινθοδομές ή αμμοπλινθοδομές, με προσθήκη καλαμιών ή ξύλινων πηχίσκων.

Στη Ρωμαϊκή και Βυζαντινή περίοδο τα τούβλα διακρίνονταν για την υψηλού βαθμού προτυποποίησή τους (σταθερότητα διαστάσεων, αντοχών, φυσικών ιδιοτήτων κ.λ.π.). Ιδιαίτερα διακρίνονταν για την αντοχή τους στον χρόνο. Η πορεία της τοιχοποιίας φθάνει προοδευτικά μέχρι την Αναγέννηση, κατά την εποχή της οποίας παρατηρείται μια χαρακτηριστική στασιμότητα.

Περίπου το 1920, αρχίζει στην Ινδία συστηματική έρευνα για τις δυνατότητες της οπλισμένης τοιχοποιίας, που οδηγεί σε οικονομικά νέα συστήματα, φωτίζοντας με βασικές γνώσεις τη στατική συμπεριφορά της τοιχοποιίας. Ακολουθεί η Ευρώπη αργότερα (1940) τη σοβαρή μελέτη της φέρουσας τοιχοποιίας, που έχει ως αποτέλεσμα την εφαρμογή οικονομικών ορθολογικών υπολογισμών για κατασκευές από τοιχοποιίες.

Η ανάπτυξη της έρευνας γύρω από την τοιχοποιία ήταν σημαντική, κατά την τελευταία εικοσαετία, κυρίως στις Η.Π.Α., με αποτέλεσμα τη σύνταξη Σύγχρονων Κανονισμών και Κωδίκων. Στην Ευρώπη παρατηρείται ανάλογη δραστηριότητα, που

το 1989 κατέληξε στο πρώτο ευρέως αποδεκτό νομοθετικό πλαίσιο, δηλαδή τον Ευρωκώδικα 6 (EC6), ο οποίος δίνει τις αρχές υπολογισμού των τοιχοποιιών ως δομικών στοιχείων, όχι μόνο πλήρωσης, αλλά και του φέροντα οργανισμού των κτιρίων.

Ο φέρων οργανισμός κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία εμφανίζει πολύ μεγάλη ποικιλία τύπων. Βασικά στοιχεία που καθορίζουν τη συμπεριφορά των κτιρίων και συγχρόνως αποτελούν παράγοντες διάκρισης τους σε κατηγορίες είναι:

- Ο τύπος των φερουσών τοιχοποιιών (κατακόρυφος φέρων οργανισμός).
- Ο τύπος των πατωμάτων και στεγών (οριζόντιος φέρων οργανισμός).
- Η ύπαρξη ή μη και ο τύπος διαζωμάτων και ελκυστήρων.

### **1.3 Κατηγορίες τοιχοποιιών**

Οι πιο διαδεδομένοι τύποι τοιχοποιιών που εμφανίζονται σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία είναι οι παρακάτω:

- Τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους (λιθοδομές).
- Τοιχοποιίες από τεχνητά λιθοσώματα (πλινθοδομές).
- Ξυλόπηκτη τοιχοποιία (τσατμάς).

Το κονίαμα σύνδεσης των λίθων στις περισσότερες των περιπτώσεων είναι ένα από τα ακόλουθα:

- Ασβεστοτσιμεντοκονίαμα.
- Ασβεστοκονίαμα.
- Πηλοκονίαμα.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα μας απασχολήσει η πρώτη από τις τρεις κατηγορίες φέρουσας τοιχοποιίας, αυτή της τοιχοποιίας από φυσικούς λίθους (λιθοδομή)

#### **1.3.1 Λιθοδομές**

Οι κατασκευές που απαρτίζονται από φυσικούς λίθους ονομάζονται λιθοδομές. Η λιθοδομή υπήρξε το κατεξοχήν οικοδομικό υλικό για αιώνες και για κάθε είδος κατασκευής μέχρι την εμφάνιση του σκυροδέματος. Οι λίθοι που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή τοιχοποιιών προέρχονται από εξόρυξη και περαιτέρω επεξεργασία πετρωμάτων. Στην Ελλάδα ο πιο συνηθισμένος λίθος είναι ο ασβεστόλιθος.

Ανάλογα με επεξεργασία που έχουν υποστεί διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

- ξηρολιθοδομή,
- αργολιθοδομή,
- ημιλαξευμένες λιθοδομές,
- λαξευμένες λιθοδομές. (Σχήμα 1.1).

#### **1.3.1.1. Ξηρολιθοδομή**

Στην περίπτωση που στην κατασκευή ενός τοίχου δεν χρησιμοποιηθεί συνδετικό κονίαμα και οι λίθοι που χρησιμοποιούνται είναι ακατέργαστοι τότε πρόκειται για ξηρολιθοδομή. Είναι η παλαιότερη μέθοδος λιθοδομής, που τείνει σήμερα να εγκαταλειφθεί χρησιμοποιούμενη μόνο για πρόχειρες κατασκευές.

#### **1.3.1.2. Αργολιθοδομή**

Αργολιθοδομές ονομάζονται οι λιθοδομές που αποτελούνται από ακατέργαστους λίθους και η δόμηση τους γίνεται με τη χρήση κονιάματος. Συνήθως, οι λίθοι προέρχονται από σκληρά πετρώματα για αυτό και η επεξεργασία τους είναι αντισυμβατική. Παρόλα αυτά το μέγεθος και το σχήμα τους πρέπει να είναι τέτοιο ώστε να υπάρχει ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων στα τοιχοσώματα. Το αρνητικό στοιχείο των μεγάλων λίθων είναι ότι είναι δύσκολο να χρησιμοποιηθούν από τους τεχνίτες, ενώ των μικρών ότι αυξάνουν το κόστος του έργου αφού απαιτούνται περισσότερες εργατοώρες για την ολοκλήρωση του έργου. Ο πιο σημαντικός όμως λόγος για την αποφυγή μικρών λίθων στην κατασκευή είναι ότι αυξάνεται ο λόγος ύψος αρμού προς ύψος τοιχοσώματος καθώς και το ποσοστό του κονιάματος με αποτέλεσμα η κατασκευή να είναι πιο ευάλωτη.

#### **1.3.1.3. Ημιλαξευμένες λιθοδομές**

Ημιλαξευτές λιθοδομές είναι οι λιθοδομές που κατασκευάζονται με λίθους που έχουν υποστεί επεξεργασία στις έδρες με σκοπό την καλύτερη επαφή μεταξύ των λίθων και την ομαλή ροή των φορτίων. Για να είναι δυνατή η επεξεργασία, η προέλευση αυτών των λίθων είναι από πετρώματα όχι πολύ σκληρά. Το αισθητικό αποτέλεσμα μιας ημιλαξευμένης κατασκευής είναι ικανοποιητικό και για αυτό τέτοιες κατασκευές συνήθως δεν επιχρίονται.

#### **1.3.1.4. Λαξευμένες λιθοδομές**

Λαξευτές ή λαξευμένες ονομάζονται λιθοδομές όπου η κατασκευή τους απαρτίζεται από πλήρως κατεργασμένους λίθους από όλες τις έδρες. Αυτός ο τρόπος

δόμησης χρησιμοποιήθηκε στην κατασκευή των σημαντικότερων έργων τις αρχαιότητας. Μετά την λάξευση τα λιθοσώματα αποκτούν την δυνατότητα τέλει επαφής και η κατασκευή συμπεριφέρεται κατακόρυφα ως ολόσωμη. Η οριζόντια σύνδεση επιτυγχάνεται είτε με μέσω κατάλληλων εγκοπών όπου τοποθετούνται μεταλλικοί σύνδεσμοι είτε μέσω κατάλληλου σχήματος που δίνει ο τεχνίτης στις έδρες που εφάπτονται μεταξύ τους οριζόντια.

#### **1.4. Πατώματα**

Τα πατώματα αναλαμβάνουν μέρος τόσο της στατικής λειτουργίας του κτιρίου (μεταφορά κατακόρυφων φορτίων, οριζόντια ακαμψία), όσο και λειτουργίεςδημιουργίας χώρων. Στην απλούστερη του μορφή ένα ξύλινο πάτωμα αποτελείται από τα φέροντα του στοιχείου (δοκούς) και την επιφάνεια κίνησης (δάπεδο) που αποτελείται από σανίδες.

Βασικά μηχανικά χαρακτηριστικά ενός πατώματος που επηρεάζουν την απόκριση ενός κτιρίου σε οριζόντια σεισμική φόρτιση είναι:

- Η ακαμψία μέσα στο επίπεδο.
- Η διαφραγματική λειτουργία ή όχι.
- Το επίπεδο συγκέντρωσης της μάζας.

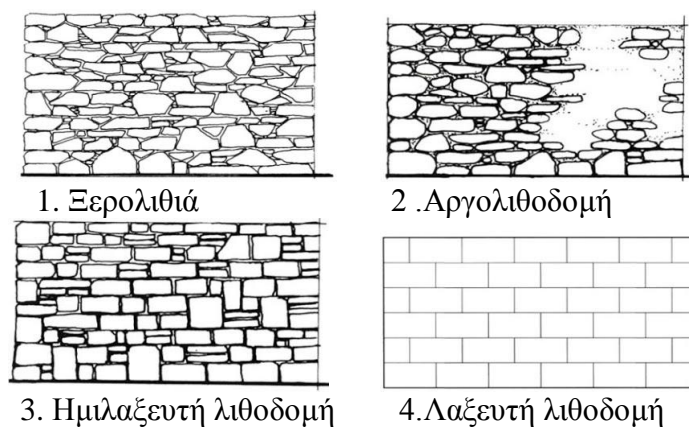
Τα παραπάνω εξαρτώνται από τον τύπο του πατώματος καθώς και από τη σύνδεση που έχει το πάτωμα με τους περιμετρικούς τοίχους.

##### **1.4.1 Τύποι πατωμάτων**

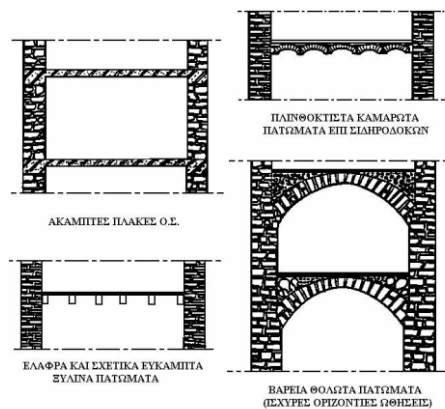
Οι συνηθέστεροι τύποι πατώματος που εμφανίζονται σε παραδοσιακά κτίρια είναι τα ακόλουθα (Σχήμα 1.2):

- Άκαμπτες πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος.
- Πλινθόκτιστα καμαρωτά πατώματα επί σιδηροδοκών. Μερική διαφραγματική λειτουργία σε διαφορετικό βαθμό κατά διεύθυνση.
- Ξύλινα πατώματα (σανίδωμα επί ισχυρών ξύλινων δοκών): Ελαφρά και εύκαμπτη κατασκευή με ουσιαστικά ανύπαρκτη διαφραγματική λειτουργία και έντονα ανισότροπη συμπεριφορά.
- Βαριά θολωτά πατώματα μεγάλου πάχους: Πρόκειται για καμαρωτούς ή θολωτούς φορείς στο χώρο που ασκούν ισχυρές οριζόντιες ωθήσεις στους περιμετρικούς τοίχους.

Στις περισσότερες περιπτώσεις κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία το πάτωμα αποτελείται από ελαφρά και σχετικά εύκαμπτη κατασκευή, όπου η διαφραγματική λειτουργία κρίνεται ανεπαρκής και αγνοείται. Παρόλα αυτά σε μερικές περιπτώσεις όπου τα ξύλινα πατώματα είναι κατάλληλα μπορούν να θεωρηθούν ότι λειτουργούν διαφραγματικά κατά την διαμήκη διεύθυνση και αν οι συνδέσεις είναι κατάλληλες και κατά την εγκάρσια. Ως επιφάνεια κίνησης μπορεί να είναι το ίδιο το πάτωμα αλλά υπάρχει δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν και άλλα υλικά όπως μάρμαρο, πήλινα πλακίδια, σανίδες, κ.α.



Σχήμα 1.1 Τύποι λιθοδομών



Σχήμα 1.2 Τύποι πατωμάτων

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

### Κτήριο Παπαδόπετρου

---

#### 2.1 Θέση – περιγραφή

Το κτίριο βρίσκεται στη συμβολή των οδών Τζανακάκη και Βολουδάκηδων στο κέντρο της πόλης των Χανίων, σε οικοπέδο συνολικής έκτασης 542τμ. Αποτελείται από δύο ορόφους και δύο υπόγεια, εμβαδού 225τμ έκαστος. Το καθαρό ύψος των ορόφων είναι 4,80μ, του α' υπογείου 3,65μ και του β' υπογείου 1,00μ στο βόρειο και 2,10 στο νότιο τμήμα του. [43]

Το ισόγειο έχει κατασκευαστεί στη στάθμη +1,66μ, με τη στάθμη +0,00 μετρούμενη βόρεια και συγκεκριμένα στον άξονα της κεντρικής εισόδου επί του πεζοδρομίου της οδού Τζανακάκη. Δεδομένης της υψομετρικής διαφοράς μεταξύ Τζανακάκη και Βολουδάκηδων, η στάθμη στην αντίστοιχη νότια πλευρά του οικοπέδου έχει διαμορφωθεί στα -2,00μ, έτσι που το α' υπόγειο να μετατρέπεται σε ισόγειο προς το μεσημβρινό ελεύθερο χώρο του οικοπέδου. Η πρόσβαση στο β' υπόγειο (στάθμη -4,50μ) είναι εφικτή από ανεξάρτητη πέτρινη σκάλα της νότιας αυλής.

Το κτίσμα ακολούθησε την οικοδομική γραμμή και φέρει ως ιδιαίτερο κατασκευαστικό στοιχείο τη δημιουργία στοάς πλάτους έως και 2μ, η οποία βρίσκεται κάτω από επίπεδο του πεζοδρομίου και εξυπηρετεί ως σήμερα στην απομάκρυνση της υγρασίας και τη μόνωση του σπιτιού (Εικ. 3).

Μορφολογικά, ακολουθεί το γενικότερο νεοκλασικό ύφος, όπως εκφράστηκε στον Ελλαδικό χώρο, με σαφείς επιρροές από τη Δύση, όπως μαρτυρά η αυστηρή διάταξη και σύνθεση της βόρειας και δυτικής όψης από πελεκητή πέτρα. Την διάταξη αυτή διακόπτουν μικροί εξώστες με μαρμάρινα φουρούσια (Εικ. 1,2).

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι κατασκευασμένος από λιθοδομή πάχους 65εκ, με λαξευτούς γωνιόλιθους στις γωνίες και στα πλαίσια των ανοιγμάτων. Η βορεινή και δυτική όψη (όψεις επί των οδών) έχουν διαμορφωθεί με εμφανείς πελεκητούς λίθους, ενώ η νότια και δυτική έχει επιχρισθεί με ισχυρό κονίαμα.

Οι πλάκες της κατασκευής ποικίλουν από χώρο σε χώρο. Έτσι έχουμε ξύλινα δάπεδα εξολοκλήρου, πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα συμπαγείς και πλάκες τύπου Zoellner με πλήρωση των κενών με οπτόπλινθους (Διάγραμμα 2).

Τα δάπεδα επίσης ποικίλουν, οπότε έχουμε ξύλινα καρφωτά, κεραμικά πλακίδια παλαιού τύπου και μωσαϊκό, όπως έχουν αποτυπωθεί με λεπτομέρεια και υποδεικνύονται στη μελέτη αρχιτεκτονικής αποτύπωσης.

## **2.2 Ιστορικά στοιχεία**

Το σπίτι του βουλευτή Γ. Παπαδόπετρου έχει χαρακτηριστεί ως έργο τέχνης με την ΥΑ ΥΠΠΕ/ΔΙΛΑΠ/Γ/1675/46079/2-8-1980 - ΦΕΚ 795/Β/22-8-19801. Κτίστηκε το 1912 με σχέδια και επίβλεψη του Μιχάλη Σαββάκη και με εργολάβο τον Αλέξανδρο Πλατσιδάκη. Τυπολογικά ανήκει στις διώροφες μονοκατοικίες με κεντρική και πλάγια είσοδο που συναντώνται έξω από τα τείχη της παλιάς πόλης μετά την απελευθέρωση της Κρήτης το 1898 και κατά μήκος των βασικών οδικών αξόνων.

Αναφορικά με τις χρήσεις που είχε αρχικά το κτίριο, στο ισόγειο τοποθετήθηκαν οι χώροι υποδοχής και το γραφείο του ιδιοκτήτη, στον όροφο η ιδιαίτερη κατοικία, και στο υπόγειο οι βοηθητικοί χώροι. Η σύνθετη χρήση επέβαλε τη δημιουργία δύο εισόδων στο ισόγειο, μία επί της οδού Τζανακάκη για το γραφείο του ιδιοκτήτη και μία δεύτερη στο ανατολικό τμήμα, στην περιοχή του κλιμακοστασίου, όπου οδηγούσε κατευθείαν στην κατοικία και στο υπόγειο. Η χρήση του όπως περιγράφηκε παραπάνω διατηρήθηκε έως το 1940, οπότε και ενοικιάστηκε ως επαγγελματική στέγη.



Μετά τη κατοχή, οι ιδιοκτήτες εξέδωσαν άδεια επισκευών με αριθμό 99/ 22-5-1954, όπου δηλώνεται η απαγόρευση χρήσης οπλισμένου σκυροδέματος. Ωστόσο ήδη από αεροφωτογραφία του 1939, το κτίσμα φαίνεται να είχε στέγαση στο μεγαλύτερο μέρος του, από οπλισμένο σκυρόδεμα (Εικ. 4).

Το 1974 ενοικιάστηκε στον Κων/νο Θεοδωρόπουλο, για τη στέγαση ιδιωτικού εκπαιδευτηρίου, γνωστού ως ‘Σχολές Ζήτα’. Την χρονολογία αυτή ο ενοικιαστής προβαίνει σε εργασίες συντήρησης του κτιρίου, με την έκδοση σχετικής άδειας από το πολεοδομικό τμήμα Χανίων (δεν βρέθηκε), αλλά και από την εφορεία Νεοτέρων Μνημείων (Εικ. 5).

Το 2003 οι ιδιοκτήτες Σταύρος και Σήφης Παπαδόπετρος, το δώρησαν στο Πολυτεχνείο Κρήτης για ενίσχυση του εκπαιδευτικού και πολιτιστικού του έργου στη πόλη των Χανίων.



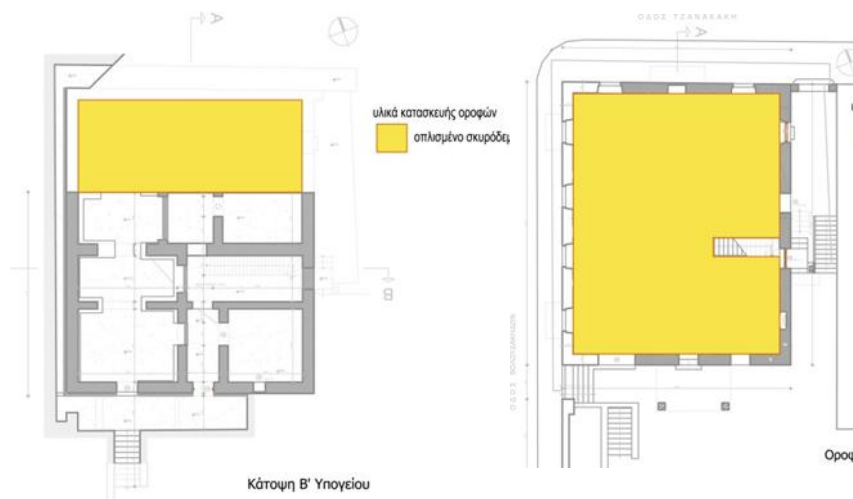
**Διάγραμμα 1:** Θέση οικοπέδου σε σχέση με τη Δημοτική Αγορά των Χανίων.



**Εικόνα 1:** Βόρεια και δυτική όψη του κτιρίου. Λήψη: Ιανουάριος 2010.



**Εικόνες 2, 3:** Η διαμόρφωση του νότιου τμήματος του υπογείου σε ισόγειο. Δεξιά τμήμα της στοάς. Λήψη: Ιανουάριος 2010.



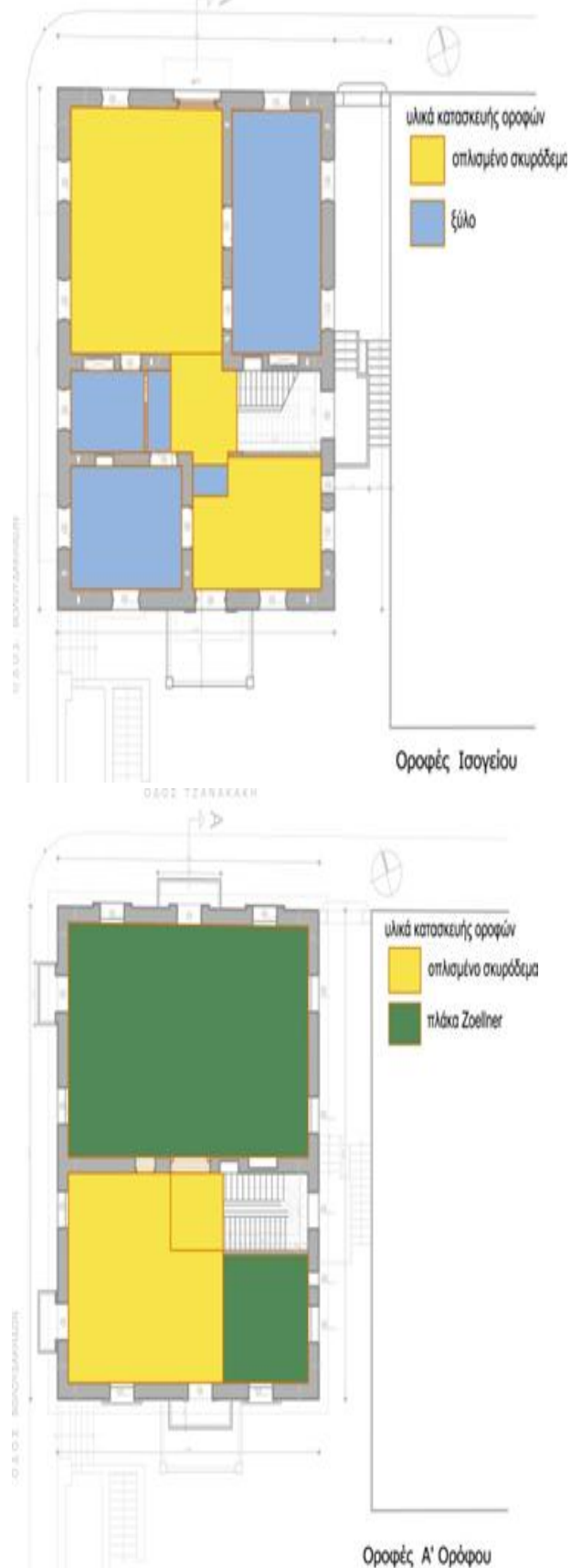
**Διαγράμμα 2:** Σχηματική επισήμανση των υλικών της οροφής α' και β' υπογείου



**Εικόνα 4:** Τμήμα από την αεροφωτογραφία του '39. Λήψη: Υπουργείο Συγκοινωνίας, τοπογραφική υπηρεσία.



**Εικόνα 5:** Το μέγαρο Παπαδόπετρου μετά τις επεμβάσεις Θεοδωρόπουλου. (Εκπαιδευτήρια Θεοδωρόπουλου, δωρεάν περιοδική έκδοση, τεύχος 1/2002).



**Διαγραμμα 3:** Σχηματική επισήμανση των υλικών της οροφής ισογείου και ορόφου

### 2.3 Οικοδομικές φάσεις και μεταγενέστερες επεμβάσεις

Πηγές αλλά και φωτογραφικό υλικό της αρχικής κατάστασης του κτιρίου δεν υπάρχουν. Πιθανολογείται όμως βάσει των παραπάνω στοιχείων ότι εκτεταμένες επεμβάσεις, με προσθήκη πλακών από οπλισμένο σκυρόδεμα, έγιναν τη περίοδο μετά τη κατοχή και συγκεκριμένα μετά την έκδοση της άδειας του 1954.

Παρά όλα αυτά δηλώνεται στα κείμενα της κ. Κλαδου- Μπλέτσα ότι: “ο τεχνίτης των πελεκητών καντουνάδων..., μετά τους βομβαρδισμούς των Γερμανών στη κατοχή συμπλήρωσε και επιδιόρθωσε ο ίδιος τις φθορές, έτσι που σήμερα το κτίριο να διατηρείται σε άριστη κατάσταση”.

Στις εργασίες που έγιναν το 1974, συγκαταλέγεται η αντικατάσταση των κουφωμάτων με νέα ίδια μορφής, αλλά χωρίς τη προσθήκη παντζουριών. Κατά την περίοδο αυτή μπορούμε να τοποθετήσουμε επίσης επεμβάσεις στα δάπεδα, όπου έχει τοποθετηθεί μωσαϊκό, υλικό που χρησιμοποιήθηκε εκτεταμένα τις δεκαετίες '70 και '80. Δεδομένης αυτής της παραδοχής, η επισκευή ή εκ νέου κατασκευή του κλιμακοστασίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, που οδηγεί από το ισόγειο στον όροφο και στην ταράτσα τοποθετείται σε αυτή τη χρονολογία. Η εικασία αυτή βασίζεται στο γεγονός ότι τα πατήματα φέρουν και αυτά τον ίδιο τύπο μωσαϊκού.

Στις επεμβάσεις που έγιναν στο κτίριο θα πρέπει να τοποθετήσουμε και αυτές του 2009, όπου το ΠΚ προέβη στη διαδικασία μερικής συντήρησης του κτιρίου. Έτσι αφαιρέθηκε το ξύλινο πάτωμα του α' υπογείου ώστε να αντικατασταθεί με νέο, όπως επίσης αφαιρέθηκαν τα εξωτερικά κουφώματα, για τον ίδιο σκοπό. Αφαιρέθηκαν ακόμη οι εξώθυρες και οι μεσόπορτες προκειμένου να συντηρηθούν και να επανατοποθετηθούν.

Ωστόσο η αναγκαιότητα περεταίρω διερεύνησης της φέρουσας ικανότητας των πλακών, καθώς και η αποκάλυψη ρωμαϊκών αρχαιοτήτων στο β' υπόγειο, ανέτρεψε τα σχέδια των εργολάβων. Έδωσε ωστόσο χρόνο για τη εκπόνηση εμπεριστατωμένων και ολοκληρωμένων μελετών αποκατάστασης και επανάχρησης του μνημείου. (Έχουν εκπονηθεί έως τώρα οι εξής μελέτες: α. Αρχιτεκτονική μελέτη αποτύπωσης, αποκατάστασης και επανάχρησης, β. Διερεύνηση στατικού φορέα και κονιαμάτων. Εκκρεμούν μελέτες ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων).

## 2.4 Αποτύπωση υπάρχουσας κατάστασης

**Τοιχοποιία:** Η φέρουσα πέτρινη τοιχοποιία βρίσκεται σήμερα γενικά σε άριστη κατάσταση, στο σύνολο της κατασκευής. Εξαιρέση αποτελεί ο εντοπισμός μικρών ρηγματώσεων στην περιοχή της ανατολικής όψης και στην περιοχή του κλιμακοστασίου.

**Πλάκες-Δάπεδα:** Οι πλάκες είναι αυτές που παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες φθορές, όπως αποκαλύφθηκε μετά από τμηματική καθαίρεση των επιχρισμάτων. Οι βλάβες αυτές συνοψίζονται κυρίως σε αποσαθρωμένα τμήματα σκυροδέματος και οξειδωμένα τμήματα οπλισμού. Στο εξωτερικό δε του κτιρίου, στον διάδρομο που οδηγεί από την οδό Τζανακάκη στην ανατολική πλάγια είσοδο, η πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα, παρουσιάζει μεγάλη παραμόρφωση. Τα δάπεδα σε γενικές γραμμές δεν παρουσιάζουν φθορές (Εικ. 6,7).

**Επιχρίσματα:** Τα επιχρίσματα στην Ανατολική και Δυτική όψη του κτιρίου βρίσκονται σε καλή κατάσταση. Φθορές εντοπίζονται στους πεσσούς που υποβαστάζουν τη μεσημβρινή ταράτσα, και εκτεταμένη εμφάνιση υγρασίας στην τοιχοποιία της στοάς που βρίσκεται κάτω από την ανατολική πλαϊνή είσοδο. Στο εσωτερικό τα επιχρίσματα, εμφανίζονται σε δύο στρώσεις και βρίσκονται επίσης σε πολύ καλή κατάσταση.

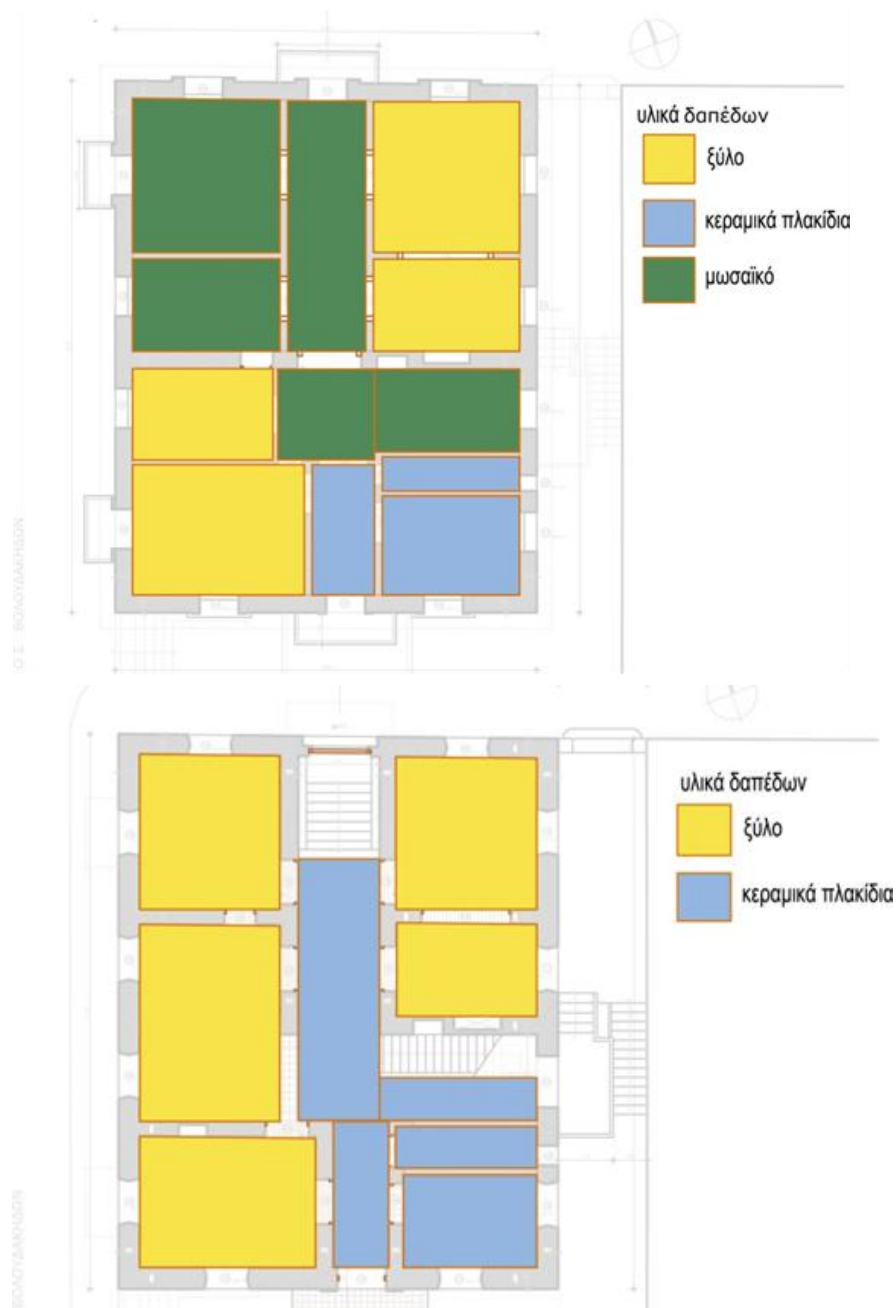
**Βαφές:** Οι βαφές τόσο στο εσωτερικό όσο και στο εξωτερικό του κτιρίου είναι πλαστικές, με μεταγενέστερες στρώσεις.

**Κουφώματα:** Το σύνολο των κουφωμάτων, εσωτερικών και εξωτερικών θυρών και παραθύρων, έχουν αφαιρεθεί από το κτίριο και φυλάσσονται στις αποθήκες του Πολυτεχνείου Κρήτης.

Το σύνολο των παραθύρων ήταν ξύλινα δίφυλλα με φεγγίτη με διαχωριστικό στη μέση. Τα βόρεια και δυτικά παράθυρα του α' υπογείου ήταν δίφυλλα, και προστατεύονταν από σιδεριές αγκυρωμένες στο πέτρινο άνοιγμα, οι οποίες διατηρούνται σε πολύ καλή κατάσταση. Οι εξώθυρες, τρείς στο σύνολο, είναι ταμπλαδωτές δίφυλλες με τζαμιλίκι και σιδεριά ως προστατευτικό. Η ίδια σιδεριά σε μορφή χιαστή με 'ήλους' στα σημεία επαφής των δύο κατευθύνσεων, επαναλαμβάνεται και στους φεγγίτες πάνω από τα πλαίσια των θυρών (Εικ. 8).



**Σιδηρά στοιχεία:** Τα σιδερένια κιγκλιδώματα των μικρών εξωστών του ορόφου και άλλα σιδηρά στοιχεία, όπως οι πόρτες της περίφραξης στη βορεινή και δυτική όψη του κτιρίου, διατηρούνται σε καλή κατάσταση (Εικ. 9).



**Διάγραμμα 4:** Σχηματική επισήμανση των υλικών των δαπέδων.

## **2.5 Προτάσεις επανάχρησης**

Το Πολυτεχνείο Κρήτης από το 2003, που περιήλθε στην ιδιοκτησία του το εν λόγω μνημείο, προσβλέπει στην αποκατάστασή του ώστε να αποδοθεί ξανά ζωντανό στη πόλη των Χανίων.

Ένα από τα πιο ισχυρά κίνητρα και στόχος του ιδρύματος, είναι να γίνει το μνημείο αυτό ένα δοχείο ανταλλαγής ιδεών όχι μόνο ανάμεσα στο φοιτητικό και πανεπιστημιακό κόσμο της πόλης, αλλά και στους κατοίκους και επισκέπτες της. Δεδομένου ότι η Πολυτεχνειούπολη βρίσκεται εκτός της πόλης, και η γαλλική σχολή που στεγάζει την Αρχιτεκτονική, είναι επίσης εκτός του κέντρου των Χανίων, το Μέγαρο Παπαδόπετρου θα μπορούσε να αποτελέσει κομβικό σημείο ώστε να επικοινωνήσει τα επιτεύγματά του και τη γενικότερη πολιτιστική του προσφορά.

Ως εκ τούτου, η μελέτη προσανατολίζεται στην βέλτιστη αξιοποίηση της ιδιοκτησίας, σεβόμενη την ιστορικότητα του οικοδομήματος αυτού καθαυτού, εκμεταλλεζόμενη όμως τη κεντρική του θέση στη πόλη των Χανίων ως προς το σύνολο του οικοπέδου.

### **Νέα χρήση**

Το α' υπογείου και το ισογείου προτείνεται να χρησιμοποιηθούν για τις ανάγκες εκθέσεων και πολιτιστικών εκδηλώσεων των μελών της πολυτεχνειακής κοινότητας, ανοικτών προς το κοινό.

Στον όροφο, προτείνεται να λειτουργήσουν οι χώροι ως γραφεία, που θα εξυπηρετούν τόσο στην αυτή καθε αυτή λειτουργία του κτιρίου όσο και σε θέματα ενημέρωσης με τη λειτουργία γραφείου Δημόσιων και Διεθνών σχέσεων του ΠΚ. Επίσης δεσμεύονται τρεις χώροι για την απαραίτητη αποθήκευση υλικού εκθέσεων, εκδηλώσεων κοκ. Οι χώροι χρησιμοποιούνται ως επί το πλείστον ως έχουν, χωρίς επεμβάσεις που αλλοιώνουν τη εσωτερική τους διάταξη.

## **2.6 Βελτίωση προσβασιμότητας**

Προκειμένου η νέα του λειτουργία να είναι προσβάσιμη σε όλους, όπως ορίζει ο νόμος 2831/2000 στο άρθρο 18/παρ.5, (τροποποίηση των διατάξεων του Γενικού Οικοδομικού Κανονισμού του 85/άρθρο 21), προβλέπονται και διαμορφώνονται ειδικές προσβάσεις και εξυπηρετήσεις για τα ΑΜΕΑ. Έτσι εκτός από την κλιμακωτή



κεντρική είσοδο του ισογείου, διαμορφώνονται δύο ανεξάρτητες ράμπες προς τις εισόδους του α' υπογείου και του ισογείου.

- Η πρόσβαση στο ισόγειο προβλέπεται με τη δημιουργία ράμπας από την πλαϊνή είσοδο της οδού Τζανακάκη στο ανατολικό τμήμα του κτιρίου, όπου όπως αναφέρθηκε η παλιά σαθρή πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα καθαιρείται και αντικαθίσταται από νέα μεταλλική κατασκευή. Η επιλογή αυτή εξυπηρετεί ταυτόχρονα τόσο στην δημιουργία μιας ανεξάρτητης διαφοροποιημένης ελαφριάς κατασκευής που εντείνει την στιβαρότητα του κτιρίου, όσο και στη δυνατότητα διαμόρφωσης διάφανης επιφάνειας επί του δαπέδου, με χρήση γυαλιού τύπου τρίπλεξ, για το φωτισμό της περιοχής στο επίπεδο του υπογείου. Σε συνδυασμό δε, με τη χρήση θυρών που επιτρέπουν την κυκλοφορία του αέρα στο χώρο της υπόγειας στοάς, η λύση αυτή θα λειτουργήσει σε μεγάλο βαθμό στη μείωση της υγρασίας που συναντάται σήμερα στο σημείο αυτό.

- Η πρόσβαση στο α' υπόγειο, συσχετίζεται και με τις γενικότερες διαμορφώσεις που γίνονται στο προαύλιο χώρο, που αναφέρονται παρακάτω. Η είσοδος προβλέπεται από την οδό Βολουδάκηδων, και οδηγεί στην κεντρική είσοδο του α' υπογείου.

- Δύο ειδικών προδιαγραφών WC για ΑΜΕΑ, διαμορφώνονται στον νοτιοανατολικό χώρο του α' υπογείου και του ισογείου.

## 2.7 Διαμορφώσεις

Η μεσημβρινή αυλή του οικοπέδου, προτείνεται να διαμορφωθεί ως μια μικρή 'εσωτερική πλατεία', που μπορεί να λειτουργήσει ως υπαίθριος χώρος εκδηλώσεων κατά τους θερινούς μήνες, αλλά και ως χώρος συνάθροισης ή απλώς στάσης.

Η είσοδος γίνεται κλιμακωτά από την οδό Βολουδάκηδων, εφόσον υπάρχει υψομετρική διαφορά περί τα 1,30μ. Η διαμόρφωση ράμπας στο σημείο εισόδου και η κλίμακα που μετατρέπεται σε κερκίδες- καθίσματα, πλαισιώνουν τη πλατεία. Με τον τρόπο αυτό αφήνεται μεγάλος ελεύθερος χώρος κεντρικά για τη διεξαγωγή των εκδηλώσεων αλλά και την ελεύθερη κυκλοφορία.

## 2.8 Προσθήκη Αναψυκτηρίου

Προτείνεται η προσθήκη αναψυκτηρίου 14,50τμ σε απόσταση από το κτίριο, στο χώρο της ‘εσωτερικής πλατείας’, το οποίο θα λειτουργεί καθ’ όλη τη διάρκεια του έτους και θα υποστηρίζει τόσο τις λειτουργίες στο εσωτερικό του κτιρίου όσο και του περιβάλλοντος χώρου του.

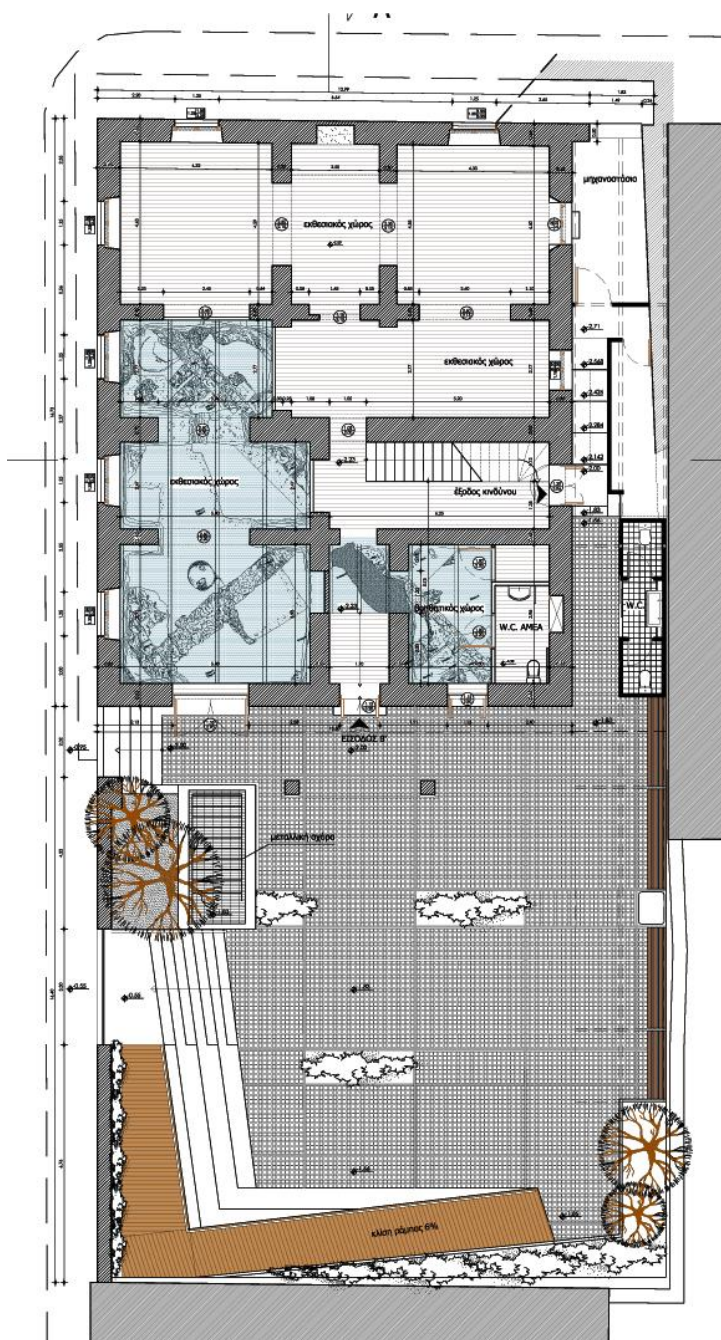
Για την αρμονική συνύπαρξη με το μνημείο αλλά και τις νέες επεμβάσεις στον περιβάλλοντα χώρο, προτείνεται να τοποθετηθεί στον άξονα των διαμορφώσεων της ανατολικής πλευράς του οικοπέδου με τα ίδια υλικά (ελαφριά κατασκευή: μέταλλο ξύλο). Έτσι η διαμόρφωση της εισόδου από τη Τζανακάκη επεκτείνεται σ’ όλο σχεδόν το μήκος της ανατολικής πλευράς του οικοπέδου. Η διαδρομή μετατρέπεται σε μπαλκόνι στάσης και παρατήρησης στον ανοικτό χώρο προς το μνημείο. Στο επίπεδο του α’ υπογείου η ίδια κατασκευή θα στεγάσει το αναψυκτήριο και χώρους υγιεινής (6,80τμ).

## 2.9 Χρονοδιάγραμμα υλοποίησης

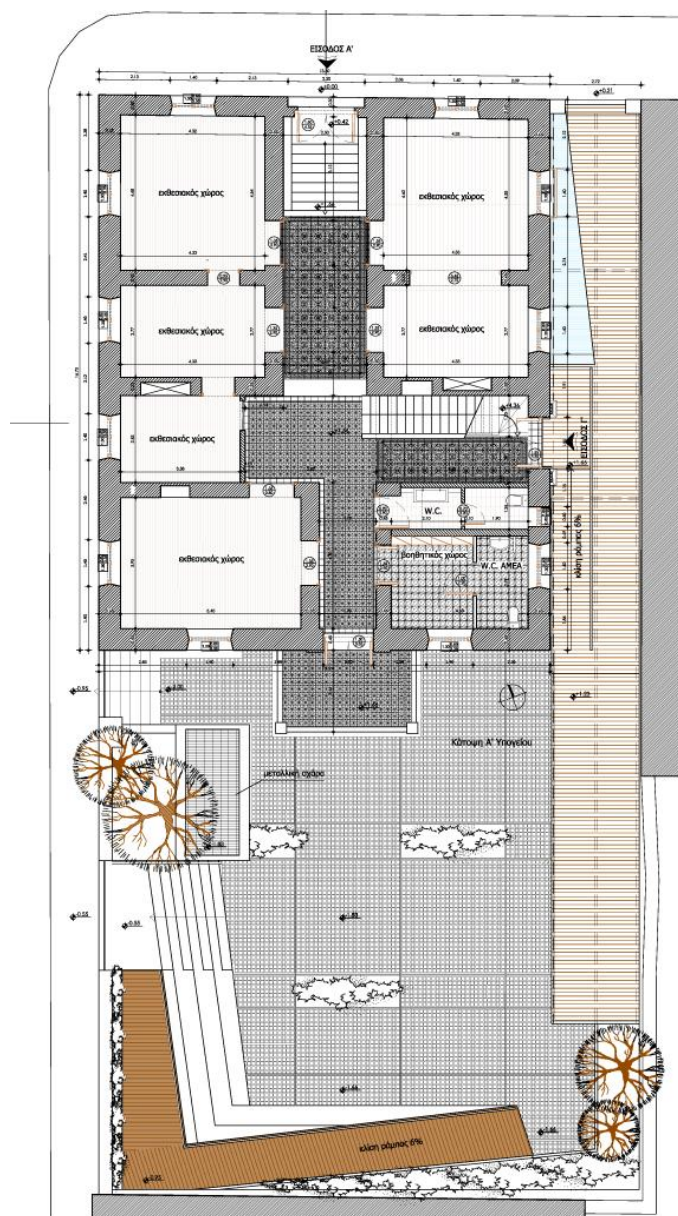
Η αποκατάσταση του κτιρίου προτείνεται να γίνει σε δύο φάσεις, λόγω του ενδιαφέροντος της ΚΕ’ ΕΠΚΑ, για ανασκαφική έρευνα εντός του αύλιου χώρου. Κατά τη διάρκεια αυτής της έρευνας προτείνεται να προωθούνται οι εργασίες στο κτίριο και στη δίοδο με τη νέα ράμπα.

Α’ φάση υλοποίησης: αποκατάστασης- ένταξης νέων λειτουργιών στο κτίριο και δημιουργία νέας ράμπας πρόσβασης από τη νότια πρόσβαση από την οδό Τζανακάκη. Προσωρινά η επιφάνεια της αυλής θα μπορούσε να καλυφθεί με πατητό χώμα και πακτωμένη ψηφίδα προκειμένου να αποφευχθεί η εικόνα εργοταξίου εφόσον η αρχαιολογική έρευνα δεν ξεκινήσει άμεσα.

Β’ φάση υλοποίησης: Μετά την ολοκλήρωση των ανασκαφών, προτείνεται η κάλυψή του και τελική διαμόρφωσή του με το αναψυκτήριο, σύμφωνα με τη μελέτη. Η μελέτη ως προς αυτό, δύναται να τροποποιηθεί σε περίπτωση που η ανασκαφική έρευνα δώσει αξιολογικά ευρήματα κατά την εκτίμηση των αρχαιολόγων.

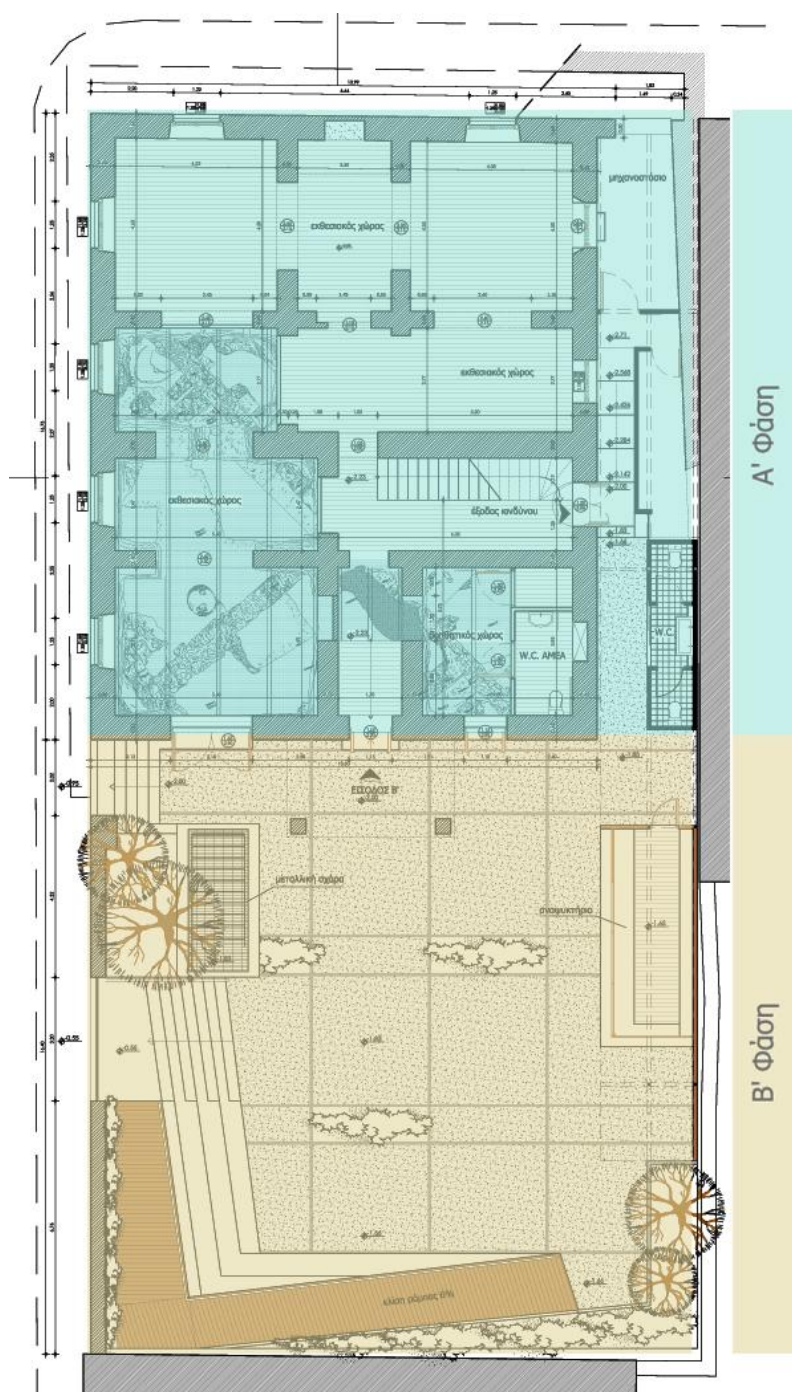


**Σχέδιο 2 :** Αρχιτ/κή πρόταση επανάχρησης.  
Κάτοψη α' υπογείου - διαμόρφωση περιβ. χώρου,  
πριν την ολοκλήρωση των ανασκαφικών  
ερευνών.



**Σχέδιο 3:** Αρχιτεκτονική πρόταση επανάχρησης. Κάτοψη ισογείου.





Σχέδιο 4 : Φάσεις Υλοποίησης

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

### Στοιχεία τεχνικής σεισμολογίας

---

#### 3.1 Παραμόρφωση - Ελαστικότητα - ελαστικές σταθερές

[5],[13],[27],[31].

Όταν σε ένα συνεχές σώμα ασκηθεί μία τάση, το σώμα αντιδρά με έναν ορισμένο τύπο παραμόρφωσης, ο οποίος εξαρτάται από το είδος των τάσεων οι οποίες ασκούνται σε αυτό, από τις εσωτερικές παραμέτρους του σώματος, και τους εξωτερικούς παράγοντες. Σε χαμηλές τάσεις η παραμόρφωση εξαρτάται γραμμικά από την τάση, και μηδενίζεται όταν η τάση πάψει να υφίσταται. Υλικά και σώματα που συμπεριφέρονται με αυτόν τον τρόπο ονομάζονται τελείως ελαστικά.

Το θεωρητικό μοντέλο της τέλει ελαστικότητας στη γενική περίπτωση, εκφράζεται από ένα γραμμικό σύστημα 6 εξισώσεων με 36 σταθερούς συντελεστές. Οι σταθεροί συντελεστές  $C$ , είναι γνωστοί σαν ελαστικές σταθερές και εξαρτώνται από το υλικό του σώματος και τις θερμοδυναμικές συνθήκες που επικρατούν. Σε ένα ισότροπο ελαστικό σώμα αποδεικνύεται ότι απομένουν μόνο δύο ανεξάρτητες σταθερές, συγκεκριμένα οι  $C_1$ ,  $C_2$ . Οι υπόλοιπες σταθερές είτε μηδενίζονται είτε εκφράζονται σαν συναρτήσεις των  $C_1$ ,  $C_2$ . Έχει επικρατήσει να εκφράζονται οι παράμετροι  $C_1$  και  $C_2$  συναρτήσει των

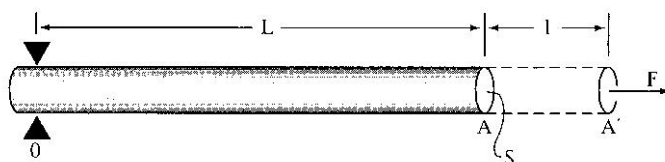
ελαστικών παραμέτρων  $\lambda, \mu$  που είναι γνωστές σαν παράμετροι του Lamé, σύμφωνα με τις σχέσεις :

$$\lambda = C_2, \quad \mu = (C_2 - C_1)/2 \quad (3.1)$$

Μολονότι οι δύο σταθερές του Lamé επαρκούν για τη μελέτη της παραμόρφωσης των ελαστικών και ισότροπων σωμάτων, έχει επικρατήσει στην πράξη να χρησιμοποιούνται και διάφορες άλλες σταθερές, που αν και εκφράζονται συναρτήσει των σταθερών του Lamé, παρουσιάζουν το πλεονέκτημα ότι μπορούν να προσδιορισθούν πειραματικά πολύ εύκολα. Οι σταθερές αυτές παρουσιάζονται στη συνέχεια.

**Μέτρο του Young ή μέτρο επιμήκους ελαστικότητας E (Young's modulus):**

Έστω κυλινδρική ράβδος μήκους  $L$  και διατομής  $S$ , και έστω  $F$  η συμπιεστική ή εφελκυστική δύναμη η οποία επιδρά αξονικά πάνω στη ράβδο (Σχ. 3.1).



Σχήμα 3.1 Το μέτρο του Young.

Αν  $I$  είναι η επιμήκυνση (ή βράχυνση) της ράβδου, τότε από τον ορισμό της τάσης και της ανοιγμένης παραμόρφωσης μπορούμε να γράψουμε

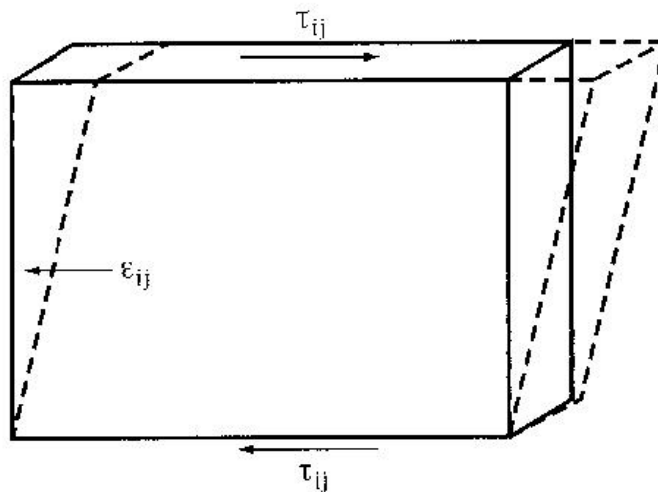
$$\sigma_x = F/S, \quad e_x = I/L \quad (3.2)$$

Ορίζουμε σαν μέτρο διαμήκους ελαστικότητας  $E$  ή Μέτρο του Young (Young's modulus), το φυσικό μέγεθος που εισάγεται σαν το πηλίκο της (κάθετης) τάσης προς την ανοιγμένη επιμήκυνση (ή βράχυνση)

$$E = \sigma_x / \epsilon_x \quad (3.3)$$

Όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή του  $E$  τόσο μικρότερη είναι η παραμόρφωση που παθαίνει το σώμα από μία ορισμένη τάση συμπίεσης ή εφελκυσμού. Δηλαδή το μέτρο του Young μας παρέχει το μέτρο αντίστασης στις παραμορφώσεις ενός σώματος. Το αντίστροφο του μέτρου του Young  $1/E$  ονομάζεται συντελεστής ελαστικότητας.

**Μέτρο ακαμψίας ή διατμητικής ελαστικότητας :** Έστω το ορθογώνιο παραλληλεπίπεδο του σχήματος 3.2 στις έδρες του οποίου ασκούνται δύο ίσες διατμητικές τάσεις.



Σχήμα 3.2 Διατμητικές τάσεις και παραμορφώσεις.

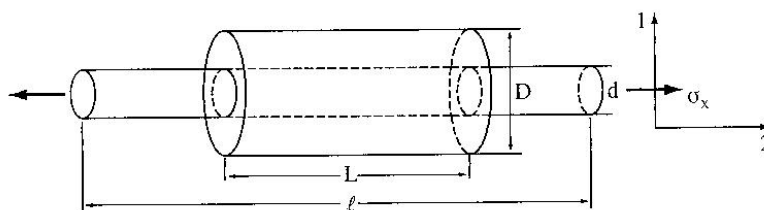
Είναι φανερό ότι το παραλληλεπίπεδο θα υποστεί διατμητική παραμόρφωση κατά μία γωνία διάτμησης  $\gamma = \epsilon_{ij} = \epsilon_{ji}$ . Έστω ότι  $\tau_{ij}$  είναι η αντίστοιχη διατμητική συνιστώσα της τάσης.



Ορίζουμε σαν μέτρο ελαστικότητας  $n$  ή μέτρο ακαμψίας (rigidity) τη φυσική ποσότητα που από το πηλίκο της διατμητικής τάσης προς τη διατμητική παραμόρφωση

$$n = \tau_{ij} / \varepsilon_{ij} \quad (3.4)$$

**Λόγος του Poisson  $n$  :** Έστω κυλινδρική ράβδος, η οποία ευρίσκεται υπό την επίδραση αξονικής εφελκυστικής τάσης  $\sigma_x$  (Σχ. 2.3). Έστω  $D, L$  η αρχική διάμετρος και το μήκος του κυλίνδρου και  $d, l$  οι αντίστοιχες τιμές μετά την παραμόρφωση.



Σχήμα 2.3 Ο λόγος του Poisson

Από τον ορισμό της παραμόρφωσης έχουμε

$$\varepsilon_{22} = -d/D, \quad \varepsilon_{11} = l/L \quad (3.5)$$

Ονομάζουμε λόγο του Poisson το φυσικό μέγεθος

$$n = -\varepsilon_{22} / \varepsilon_{11} = d/D / l/L \quad (3.6)$$

Δηλαδή ο λόγος του εκφράζει το μέτρο της γεωμετρικής μεταβολής στο σχήμα ενός ελαστικού σώματος.

Στη σεισμολογία χρησιμοποιούνται και διάφορες άλλες σταθερές όπως π.χ. το μέτρο κυβικής ελαστικότητας  $k$ , οι οποίες δεν αφορά την παρούσα εργασία.

### 3.2 Σεισμικά κύματα - ταχύτητες σεισμικών κυμάτων [13],[27],[35].

Οι σεισμοί διαδίδονται στην επιφάνεια της γης μέσω των σεισμικών κυμάτων. Βασικό χαρακτηριστικό των κυμάτων είναι η ταχύτητα διάδοσής τους, και έχει αποδειχθεί ότι αυτή εξαρτάται άμεσα από τις ελαστικές ιδιότητες και την πυκνότητα  $\rho$  του μέσου στο οποίο διαδίδεται το κύμα (Πίνακας 3.1).

Πίνακας 3.1 Ενδεικτικές ταχύτητες P και S κυμάτων για διάφορους σχηματισμούς. Η πρώτη στήλη παριστάνει την ταχύτητα των S και η δεύτερη την ταχύτητα P των κυμάτων.

Πέτρωμα	Ταχύτητα m/sec	
Αλλούβια		500-2000
Αέρας		330
Άμμος (ξηρή)	468	915
Άμμος (υγρή)	610	1830
Άργιλος	915	2750
Νερό		5°C 1440
		15°C 1480
		25°C 1500
		35°C 1530
Θάλασσα		1480-1530
Πάγος	1600-1850	3200-3700
Πετρέλαιο		1300-1400
Αμμοχάλικο	1830	3970
Σχιστόλιθος	2750	4270
Ασβεστόλιθος	2140	6100
Ορυκτό αλάτι	4270	5190
Γρανίτης	2100-3300	4000-5800
Διαβάσης	5500	7000
Γνεύσιος		3100-5400
Βασάλτης		3000-6400
Δολομίτης		3300-7600

Είναι γνωστό ότι αν γνωρίζουμε την ταχύτητα διάδοσης των κυμάτων σε ένα μέσο, τότε μπορούμε να εκτιμήσουμε τις ελαστικές σταθερές του π.χ. το λόγο του Poisson  $\nu$ , το μέτρο ελαστικότητας του Young  $E$  και το μέγιστο μέτρο διάτμησης  $G_0$ .

Ονομάζουμε κύμα μια διαταραχή που διαδίδεται μέσα από ένα μέσο με πεπερασμένη ταχύτητα. Στην περίπτωση που έχουμε διάδοση ενός ελαστικού κύματος μέσα από ένα μέσο, και τα σημεία τα οποία ευρίσκονται επάνω στη

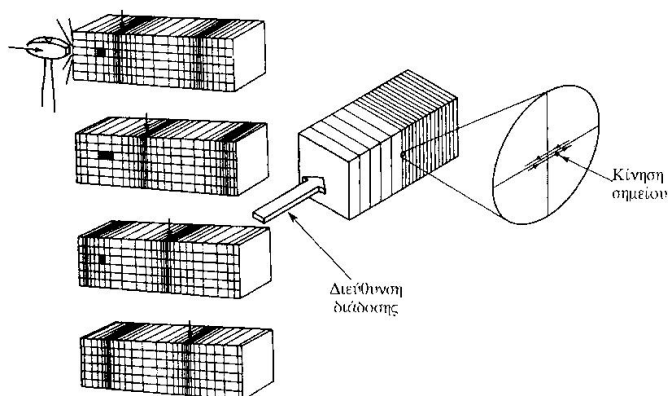
διεύθυνση διάδοσης του κύματος εξαναγκάζονται σε απλή αρμονική κίνηση, τότε έχουμε ένα αρμονικό κύμα.

Από τις κατηγορίες κυμάτων που υπάρχουν αναφέρουμε τα ελαστικά κύματα χώρου (body waves) με τις δύο χαρακτηριστικές κατηγορίες τα επιμήκη ελαστικά κύματα P και τα εγκάρσια ελαστικά κύματα S. Επίσης αναφέρουμε και τα επιφανειακά κύματα (surface waves), με τις δύο κατηγορίες τα κύματα Love και τα κύματα Rayleigh.

### Επιμήκη ελαστικά κύματα P

Η πρώτη κατηγορία των ελαστικών κυμάτων αφορά τη διάδοση της μεταβολής του ή της πυκνότητας και καλούνται επιμήκη ελαστικά κύματα. Το συγκεκριμένο σεισμικό κύμα διαδίδεται υπό μορφή πυκνωμάτων και αραιωμάτων και είναι γνωστό σαν επίμηκες, ή διάμηκες ή πρωτεύον (primary) κύμα, ή κύμα P, δεδομένου ότι έχει την μεγαλύτερη ταχύτητα διάδοσης από όλα τα άλλα είδη κυμάτων και καταγράφεται πρώτο στα σεισμολογικά όργανα.

Κατά την διάδοση των επιμήκων κυμάτων μέσα σε ελαστικό μέσο, τὰ υλικά σημεία του μέσου κραδαίνονται κατά διεύθυνση παράλληλη προς την διεύθυνση διάδοσης του κύματος (Σχ. 3.4).



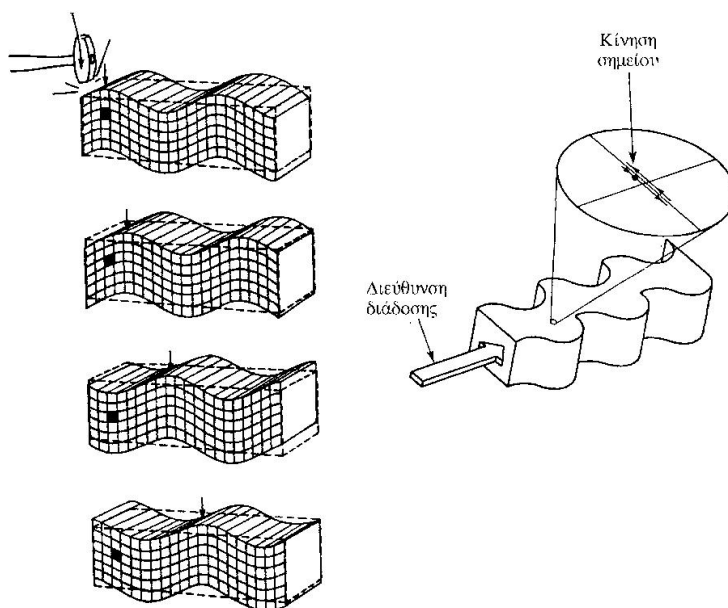
Σχήμα 3.4 Κύματα τύπου P

**Εγκάρσια ελαστικά κύματα S** Τα κύματα αυτά αντιστοιχούν στον

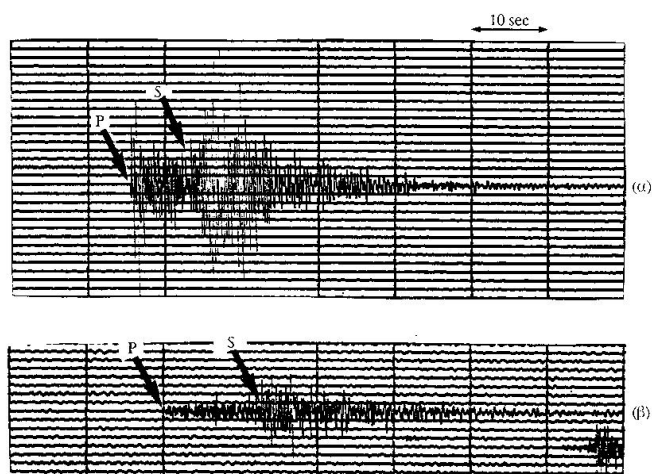
κραδασμό των μορίων με τέτοιο τρόπο, ώστε το μέσο να υπόκειται μόνο σε διατμητική παραμόρφωση και σε επίπεδο κάθετα προς τη διεύθυνση διάδοσής του.

Τα κύματα αυτά ονομάζονται εγκάρσια ελαστικά κύματα ή κύματα S (Σχ. 3.5).

Έχει επικρατήσει τα κύματα αυτά να ονομάζονται και δευτερεύοντα (secondary), επειδή καταγράφονται δεύτερα κατά τις μετρήσεις. Στο σχήμα 3.6 παρουσιάζεται ένα τυπικό σειсмоγράμμο όπου είναι ευδιάκριτα τόσο τα κύματα P όσο και τα κύματα S.



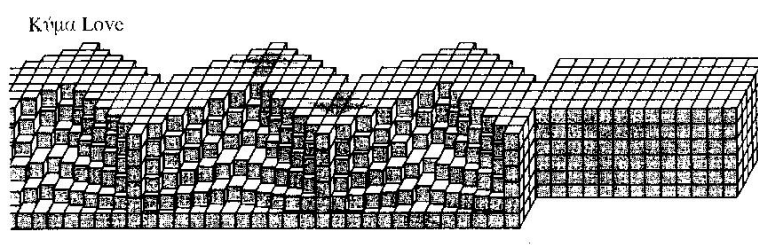
Σχήμα 3.5 Κύματα τύπου S



Σχήμα 3.6 Σεισμογράμματα όπου διακρίνονται τα κύματα S και P

**Επιφανειακά κύματα Love**

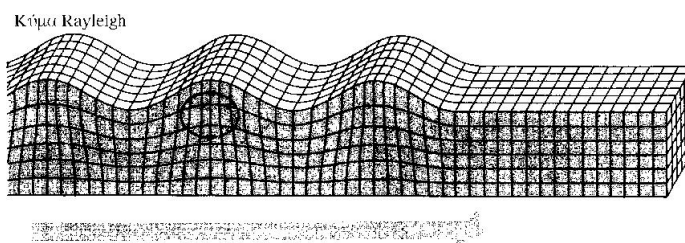
Γενικά τα επιφανειακά κύματα προκύπτουν από τα διαδιδόμενα παράλληλα στην επιφάνεια μετωπικά κύματα, τα οποία προέρχονται από συμβολές πολλαπλών ανακλάσεων, στις διεπιφάνειες εδαφικών στρωμάτων με διαφορετικές ταχύτητες και πυκνότητες. Όταν κατά τις ανακλάσεις κυμάτων  $S$  μεταξύ δύο εδαφικών στρωμάτων, έχουμε εγκλωβισμό της σεισμικής ενέργειας στο πρώτο στρώμα, αυτό δρα σαν κυματοδηγός, και το συνολικό αυτό φαινόμενο της κυματικής διάδοσης είναι γνωστό σαν κύματα Love (Σχ. 3.7).



Σχήμα 3.7 Τρόπος κίνησης των στοιχειωδών σωματιδίων του μέσου κατά τη διάδοση σεισμικών κυμάτων τύπου Love.

**Επιφανειακά κύματα Rayleigh**

Στην περίπτωση που τα προσπίπτοντα στη διεπιφάνεια κύματα είναι τύπου  $P$ , τότε κατά τον εγκλωβισμό της σεισμικής ενέργειας έχουμε τη δημιουργία των κυμάτων τύπου Rayleigh (Σχ. 3.8).



Σχήμα 3.8 Τρόπος κίνησης των στοιχειωδών σωματιδίων του μέσου Κατά την διάδοση σεισμικών κυμάτων τύπου Rayleigh.

### Υπολογισμός ελαστικών σταθερών :

Γνωρίζοντας τις ταχύτητες διάδοσης σε ένα μέσο των P και S κυμάτων,  $V_p$ ,  $V_s$  αντιστοίχως, μπορούμε να υπολογίσουμε τις ελαστικές σταθερές με τους παρακάτω τύπους :

$$\text{Λόγος του Poisson } n = (V_p^2 - 2 V_s^2) / 2(V_p^2 - V_s^2) \quad (3.7)$$

$$\text{Μέγιστο μέτρο διάτμησης } G_0 = \rho V_s^2 \quad (3.8)$$

$$\text{Μέτρο ελαστικότητας του Young } E = \rho (V_p^2 - 4/3 V_s^2) \quad (3.9)$$

$$\text{ή } E = 2 G_0 (1 + n) \quad (3.10)$$

$$\text{ή } E = 2 \rho V_s^2 (1 + n) \quad (3.11)$$

### 3.3 Σεισμοί [13],[27],[35],[52].

Οι σεισμοί είναι μια δόνηση του εδάφους που προκαλείται από τη διάδοση των σεισμικών κυμάτων μέσω των γεωλογικών σχηματισμών. Η πηγή των σεισμικών κυμάτων είναι η εστία του σεισμού, η οποία εντοπίζεται επί του σεισμικού ρήγματος.

Ο σεισμός οφείλεται στην έκκλιση ενέργειας που έχει συσσωρευτεί στα πετρώματα εξαιτίας των γεωτεκτονικών μετακινήσεων, μέσω μιας αστοχίας, με τη μορφή της ελαστικής ενέργειας κύματος. Η επίδραση των σεισμών και τα αποτελέσματά τους, παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον.

Παρουσιάζουν άμεσες και έμμεσες βλάβες. Οι πρώτες, που μας απασχολούν εδώ, οφείλονται στην διάδοση των κυμάτων στο έδαφος, στη θεμελίωση, στους τοίχους και στις στέγες των τεχνικών κατασκευών. Οι μικρότερες βλάβες προκαλούνται από την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής κίνησης καθώς είναι μικρότερη από την οριζόντια, αλλά και από το γεγονός ότι στα αποτελέσματά της, αντιδρά το βάρος της κατασκευής. Επειδή εξ αιτίας της

επίδρασης της κατακόρυφης συνιστώσας γεννώνται τάσεις συμπίεσης, παρατηρούνται θραύσεις στις πάνω γωνίες των κατασκευών, με συνέπεια την κατάρρευση των στεγών. Άλλη επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής κίνησης είναι η ελάττωση της τριβής, με αποτέλεσμα να προκαλείται πτώση αντικειμένων που συγκρατούνται με την τριβή (π.χ., κεραμίδια).

Τα αποτελέσματα της οριζόντιας συνιστώσας της σεισμικής κίνησης, εξαρτώνται κατ' αρχήν από τη διεύθυνση της κίνησης σε σχέση με τον προσανατολισμό του κτηρίου. Αυτή έχει σαν αποτέλεσμα τη διατμητική παραμόρφωση των στοιχείων μιας κατασκευής. Η κατασκευή με το τρόπο αυτό δέχεται τάσεις, τόσο θλίψης όσο και εφελκυσμού, που οι διευθύνσεις του είναι κάθετες μεταξύ τους.

Παλαιότερα τα άμεσα αποτελέσματα στις κατασκευές θεωρούνταν ότι ήταν εξαρτημένα από την σεισμική επιτάχυνση. Έτσι οι συνηθισμένες κατασκευές κατασκευάζονταν ώστε να αντέχουν, σε σεισμικές επιταχύνσεις π.χ. 1/10 της επιτάχυνσης της βαρύτητας. Αργότερα έγινε γνωστό ότι δεν αρκεί μόνο αυτό, αλλά απαιτούνταν και η γνώση της διάρκειας και της συχνότητας του κύματος, για να μπορούν να καθορισθούν τα αποτελέσματα στα κτήρια.

### 3.4 Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

Οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού είναι οι λόγω του σεισμού ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Οι σεισμικές κινήσεις αυτές συνίστανται σε δύο οριζόντιες συνιστώσες και μία κατακόρυφη, και καθορίζονται με φάσματα επιταχύνσεων σχεδιασμού, τα οποία δίνουν τη μέγιστη τιμή της φασματικής επιτάχυνσης  $R_d$  (T).

Στη διαμόρφωση του φάσματος σχεδιασμού υπεισέρχονται παράμετροι όπως η γεωγραφική θέση του κτηρίου, το είδος της θεμελίωσης, η φύση της κατασκευής κ.λ.π. Το φάσμα σχεδιασμού καλύπτει τουλάχιστον θεωρητικά τα χαρακτηριστικά κάθε σεισμικού γεγονότος, που με επαρκώς μικρή πιθανότητα υπέρβασης, ενδέχεται να δράσει στο εν λόγω έργο [ 21 ], [ 5].

#### 3.4.1 Οριζόντιες συνιστώσες.

Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται από εξισώσεις ( Βλέπε ΕΑΚ, σελ.49).

### 3.4.2 Κατακόρυφη συνιστώσα.

Για την εφαρμογή της κατακόρυφης συνιστώσας, αυτή καθορίζεται με το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού, του οποίου οι τεταγμένες  $R_{dv}(T)$ , για κάθε ιδιοπερίοδο κτηρίου  $T_d$ , υπολογίζονται από τη σχέση :

$$R_{dv}(T) = 0,70 * A * \gamma_1 * (\beta_d(T) / q_v) * \theta \quad (\& 2.3 \text{ EAK})$$

Η τιμή του  $q_v$  δεν πρέπει να λαμβάνει τιμή μεγαλύτερη από 0,5q όπου q ο συντελεστής συμπεριφοράς, όπως ορίζεται από τον πίνακα 2.6 του ΕΑΚ, και πάντως  $q_v > 1$ .

Η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης  $\theta$  λαμβάνεται πάντα 1.

Ο έλεγχος μεμονωμένων δομικών στοιχείων, (π.χ. φυτευτά υποστυλώματα), για κατακόρυφη σεισμική διέγερση μπορεί να γίνεται με την παρακάτω πιο απλοποιημένη μεθοδολογία, η οποία εφαρμόζεται ανεξάρτητα από την μέθοδο υπολογισμού για τις οριζόντιες συνιστώσες.

Η σεισμική διέγερση εφαρμόζεται στα σημεία στήριξης του στοιχείου.

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος δίδεται από τον τύπο του Rayleigh :

$$T = 2\pi * \left( \sum_{i=1}^N m_i y_i^2 / g * \sum_{i=1}^N m_i y_i \right)^{1/2} \quad (3.12)$$

Τα κατακόρυφα σεισμικά φορτία δίδονται από τον τύπο :

$$F_i = M * R_{d,v}(T) * \left( m_i * y_i / \sum_{i=1}^N m_i y_i \right), \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (3.13)$$

### 3.5 Σεισμική απόκριση των κατασκευών

Ο κανονισμός προβλέπει την εφαρμογή των εξής μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης (ελαστική ανάλυση) ( Βλέπε και κεφάλαιο 3 ΕΑΚ ) [21], [5], [13].

- Δυναμική φασματική μέθοδος: Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο ΕΑΚ. Στηρίζεται στην εύρεση των ανεξάρτητων ιδιομορφών μιας σειράς μονοβάθμιων συστημάτων. Βάσει του φάσματος σχεδιασμού, υπολογίζονται οι μέγιστες τιμές



των αποκρίσεων για κάθε μία από τις ιδιομορφές. Οι μέγιστες αυτές αποκρίσεις επαλληλίζονται με κατάλληλες μεθόδους και δίνουν την ολική μέγιστη απόκριση, με βάση την οποία γίνεται η διαστατολόγηση.

- Ισοδύναμη στατική μέθοδος ή απλοποιημένη φασματική μέθοδος : Η μέθοδος εφαρμόζεται σε κανονικά κτήρια μέχρι 10 ορόφους, και σε μη κανονικά κτήρια μέχρι 5 ορόφους, με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Στην ισοδύναμη στατική μέθοδο τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις προκύπτουν από την εφαρμογή ισοδύναμων οριζόντιων σεισμικών φορτίων, τα οποία υπολογίζονται σύμφωνα με την & 3.4.2 του ΕΑΚ. Τα ισοδύναμα σεισμικά φορτία εφαρμόζονται στις θέσεις των συγκεκριμένων μαζών της κατασκευής, σαν στατικά φορτία. Η επαλληλία των τριών συνιστωσών του σεισμού, γίνεται με τις σχέσεις της & 3.3.4 του ΕΑΚ.

### **3.5.1 Φάσματα απόκρισης - ιδιοσυχνότητες - ιδιοπερίοδοι - ιδιομορφές [5],[13],[25],[35].**

Σύμφωνα με τις αρχές της δυναμικής ανάλυσης, οι σεισμικές δράσεις σε μία κατασκευή δεν προκύπτουν από εξωτερικά επιβαλλόμενα φορτία. Προέρχονται από τις παραμορφώσεις που εισάγονται στην κατασκευή, εξαιτίας των εδαφικών κινήσεων που προκαλεί ο σεισμός. Το ενδιαφέρον μίας μελέτης επικεντρώνεται στην κατά το δυνατόν ακριβή εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής στο σεισμό (σεισμική απόκριση).

Με τον όρο σεισμική απόκριση μίας κατασκευής εννοούμε το αποτέλεσμα (παραμόρφωση, ένταση), των περιοδικών κινήσεων της θεμελίωσης της, οι οποίες προκαλούν επιταχύνσεις και κατά συνέπεια αδρανειακές δυνάμεις στα μέλη της κατασκευής.

Οι σεισμικές δράσεις που εισάγονται σε μία κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, προέρχονται από ένα χρονικά εξελισσόμενο φαινόμενο. Το πρόβλημα λοιπόν του σεισμού και της αλληλεπίδρασής του με τις κατασκευές είναι εκ φύσεως ένα δυναμικό πρόβλημα. Τα δυναμικά του χαρακτηριστικά, δηλαδή η φυσική περίοδος  $T_0$  και η απόσβεση  $\xi$ , είναι κρίσιμα για τον προσδιορισμό της απόκρισης μίας κατασκευής.

Οι επιπτώσεις λοιπόν ενός σεισμού σε μία τεχνική κατασκευή, δεν εξαρτώνται μόνο από μέγιστο πλάτος της εδαφικής κίνησης (επιτάχυνση, ταχύτητα, μετατόπιση) αλλά και από το συχνοτικό της περιεχόμενο. Στην περίπτωση μάλιστα που στην συγκεκριμένη θέση υπάρχουν κατασκευές διαφόρων χαρακτηριστικών (ιδιοπερίοδος, απόσβεση, πλαστιμότητα), η συμπεριφορά της κατασκευής, είναι μία συνάρτηση των ιδιοτήτων τόσο της εδαφικής κίνησης όσο και της ίδιας της κατασκευής. Μία από τις σημαντικότερες παραμέτρους, που επιτρέπει την εκτίμηση της συμπεριφοράς μεγάλης κατηγορίας κατασκευών για δεδομένη εδαφική φόρτιση, είναι το φάσμα απόκρισης.

Ένα κύμα όσο πολύπλοκο και αν είναι, όπως το σεισμικό κύμα, μπορεί να περιγραφεί (βάσει της ανάλυσης Fourier), σαν άθροισμα άπειρων απλών αρμονικών κυμάτων, κάθε ένα από τα οποία χαρακτηρίζεται από μία συγκεκριμένη περίοδο. Για κάποιο από αυτά τα στοιχειώδη αρμονικά κύματα αντιστοιχεί και ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής με την ίδια ιδιοπερίοδο ο οποίος λόγω συντονισμού θα διαγράψει κίνηση μέγιστου πλάτους. (Όταν η περίοδος μίας διεγέρσεως συμπίπτει με τη φυσική περίοδο, δηλαδή την ιδιοπερίοδο της κατασκευής, έχουμε το φαινόμενο του συντονισμού).

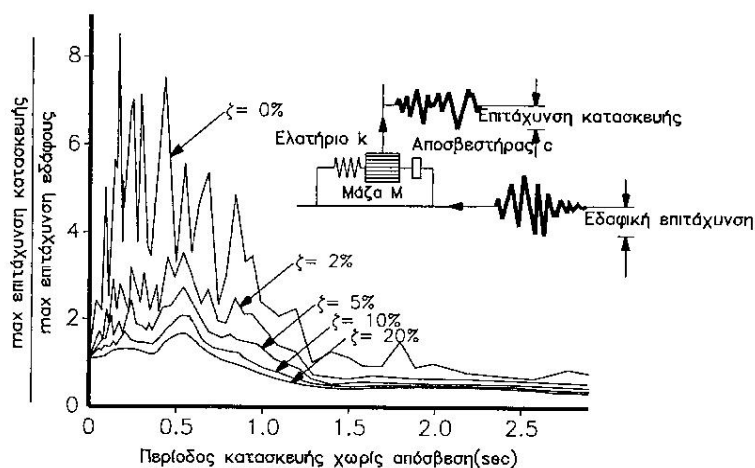
Κάθε ένας από τους ταλαντωτές αυτούς θα ταλαντώνεται με πλάτος το οποίο θα μεταβάλλεται κατά την διάρκεια του σεισμού, και η μετάθεσή του αυτή θα αποκτήσει τη μέγιστη τιμή της σε κάποια χρονική στιγμή, που δεν είναι υποχρεωτικά η αυτή για τους διάφορους ταλαντωτές.

Καταγράφοντας αυτές τις μέγιστες μετατοπίσεις των μονοβάθμιων ταλαντωτών συναρτήσει της αντίστοιχης συχνότητας, καταλήγουμε σε ένα διάγραμμα που ονομάζεται φάσμα απόκρισης της μετατόπισης ή μετάθεσης για τον συγκεκριμένο σεισμό.

Το φάσμα απόκρισης της μετάθεσης παρουσιάζει ενδιαφέρον, γιατί κατά την ίδια χρονική στιγμή κατά την οποία η μετάθεση γίνεται μέγιστη, αποκτούν ταυτόχρονα μέγιστες τιμές η διατμητική παραμόρφωση, η τάση καθώς και η ελαστική ενέργεια. Επομένως το συγκεκριμένο φάσμα αποτελεί μέτρο της εντατικής κατάστασης των κατασκευών εξ' αιτίας του συγκεκριμένου σεισμού.

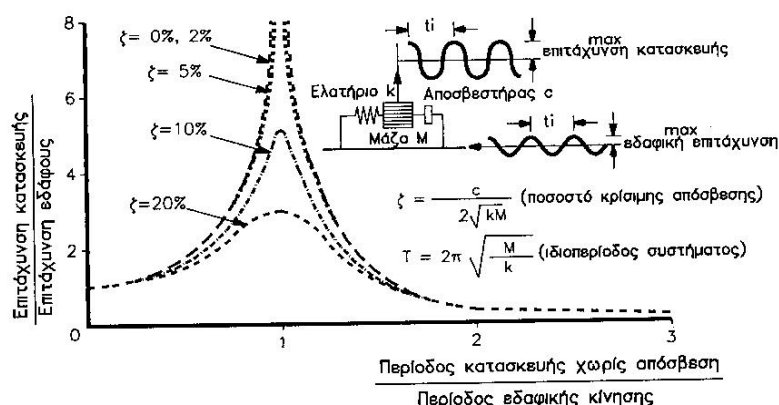
Η χρονική ιστορία κάθε σεισμικής διέγερσης παράγει το δικό της μοναδικό φάσμα απόκρισης, με σχήμα που αντικατοπτρίζει το περιεχόμενο των συχνοτήτων της. Για τον σχεδιασμό των κατασκευών ο Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός, δίδει κατ' ευθείαν ένα περιβάλλον φάσμα, που περικλείει μία σειρά πιθανών διεγέρσεων, που εκτιμήθηκαν για τη συγκεκριμένη περιοχή.

Όπως φαίνεται από τα παραπάνω το φάσμα απόκρισης αποτελεί ένα πανίσχυρο και ευέλικτο εργαλείο αναλύσεως, όπως άλλωστε αναγνωρίζεται και από όλους τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς. Στο σχήμα 3.9 παρατίθεται ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης μίας κατασκευής που υπόκειται σε μία σεισμική διέγερση.



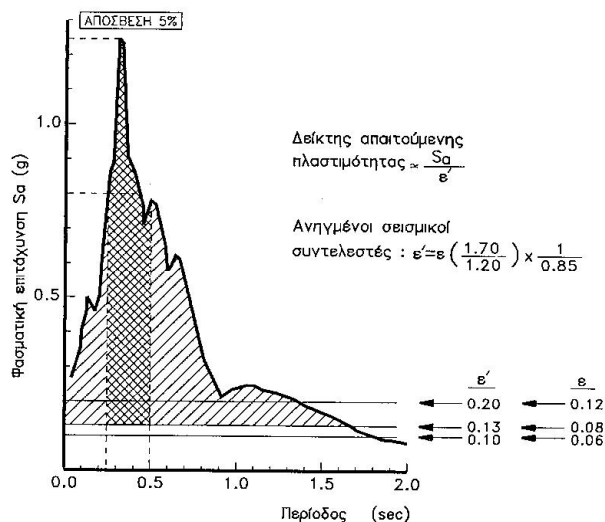
Σχήμα 3.9 Ελαστικό φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση

Όμως μόνο ορισμένες περίοδοι είναι οι επικρατούσες, εξαρτώμενες από το μέγεθος του σεισμού, την απόσταση του επικέντρου, το είδος του εδάφους θεμελίωσης και του εδάφους που μεσολαβεί μεταξύ της κατασκευής και του επικέντρου. Ο συντονισμός μεταξύ αυτών των επικρατουσών σεισμικών περιόδων, και των φυσικών περιόδων (ιδιοπεριόδων) μίας συγκεκριμένης κατασκευής, είναι κρίσιμος για τον προσδιορισμό της απόκρισης της κατασκευής (Σχ. 3.10).



Σχήμα 3.10 Απόκριση σε ημιτονοειδή κίνηση του εδάφους

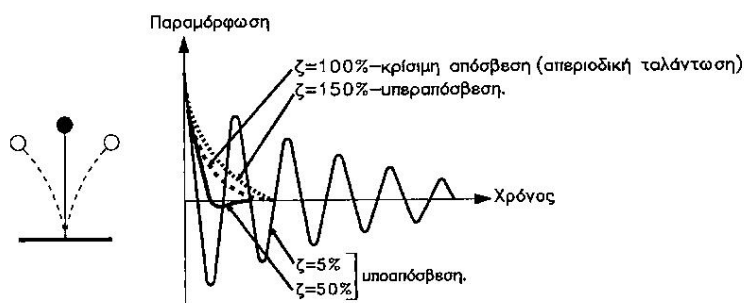
Οι επικρατούσες περίοδοι για συνήθεις σεισμούς και για ένα σκληρό έδαφος θεμελίωσης, κυμαίνονται από 0,2 έως 0,4 sec, για μαλακό έδαφος μπορεί να φτάσουν μέχρι 2,0 sec ή και περισσότερο. Αφού δε οι κτηριακές κατασκευές παρουσιάζουν θεμελιώδεις περιόδους περίπου 0,1 N (όπου N ο αριθμός των ορόφων), είναι προφανές ότι μπορεί να προκύψει συντονισμός, τουλάχιστον για σημαντικό αριθμό κύκλων ταλάντωσης (Σχ. 3.11).



Σχήμα 3.11 Σεισμός Καλαμάτας 1986 και σεισμικοί συντελεστές του παλαιού αντισεισμικού κανονισμού. Η έντονα διαγραμματισμένη περιοχή αντιστοιχεί στις ιδιοπεριόδους των πολυκατοικιών της πόλης.

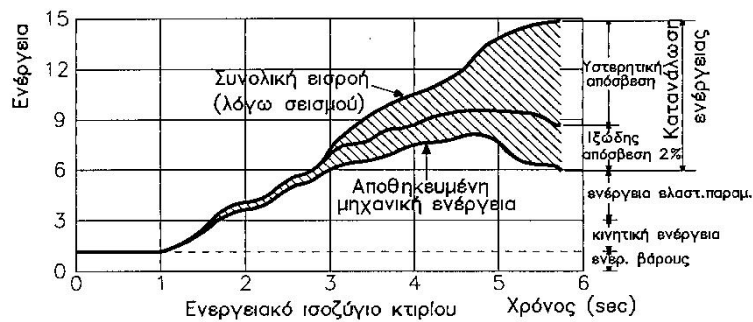
### 3.5.2 Απόσβεση [5],[13],[21].

Αν μία κατασκευή υποστεί μία διέγερση, μετατοπισθεί λίγο από τη θέση ισορροπίας και αφεθεί ελεύθερη, θα αρχίσει να ταλαντώνεται γύρω από τη θέση ισορροπίας. Στην ιδανική περίπτωση μη ύπαρξης τριβών, η ταλάντωση θα διαρκέσει επ' αόριστον. Στην πραγματικότητα, όταν η επιβαλλόμενη διέγερση στην κατασκευή παύσει, η απόκρισή της τείνει να σβήσει. Υφίσταται λοιπόν μία απορρόφηση ενέργειας, που σαν φαινόμενο είναι γνωστό ως απόσβεση. Για να περιγράψουμε την πραγματικότητα θεωρούμε ένα στοιχείο απορρόφησης της ενέργειας, το οποίο περιγράφεται από τον συντελεστή απόσβεσης (Σχ.3.12).



Σχήμα 3.12 Επιρροή του ποσοστού ιξώδους απόσβεσης στην απομείωση των ελεύθερων ταλαντώσεων.

Η απόσβεση στις κτηριακές κατασκευές είναι αποτέλεσμα διαφόρων αιτιών, όπως είναι οι τριβές στους συνδέσμους, η ύπαρξη τοίχων πληρώσεως, η συμμετοχή του εδάφους, η ολίσθηση μεταξύ ολισμού και σκυροδέματος, καθώς και οι ρηγματώσεις στο σκυρόδεμα (ιξώδης απόσβεση). Η απόσβεση που σχετίζεται με το έδαφος είναι ιδιαίτερα σημαντική σε μορφές ταλαντώσεων που περιέχουν μεγάλες παραμορφώσεις του εδάφους. Όλες οι παραπάνω αιτίες είναι σημαντικές όταν η κατασκευή βρίσκεται στην ελαστική περιοχή. Όμως όταν περάσουμε στην ελαστοπλαστική περιοχή, η απορρόφηση της ενέργειας είναι αποτέλεσμα άλλων αιτιών όπως μεγάλες ρωγμές και πλάστιμη συμπεριφορά, βρόγχοι υστερήσεως (υστερητική απόσβεση) (Σχ. 3.13).

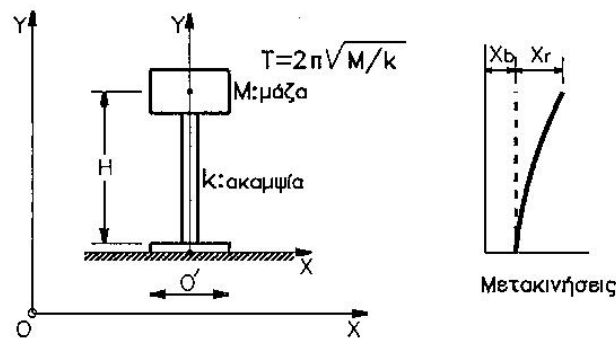


Σχήμα 3.13 Σχέση υστερητικής και ιξώδους απόσβεσης. Με την πάροδο του χρόνου η απορροφούμενη ενέργεια λόγω της υστερητικής απόσβεσης είναι μεγαλύτερη από εκείνη της ιξώδους.

### 3.5.3 Υπολογισμός ιδιοπεριόδου και απόσβεσης κατασκευής [5], [13],[27].

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, η φυσική περίοδος (ιδιοπερίοδος)  $T_0$  και η απόσβεση  $\xi$  μίας κατασκευής είναι κρίσιμα μεγέθη για τον καθορισμό της απόκρισης μίας κατασκευής κατά την εδαφική κίνηση λόγω σεισμού.

Η ιδιοπερίοδος μίας μάζας  $M$  συνδεδεμένης με ένα σύνδεσμο  $K$  με το έδαφος, εάν θεωρηθεί αμελητέα η απόσβεση (Σχ. 3.14), είναι :



Σχήμα 3.14 Μονοβάθμιος ταλαντωτής που διεγείρεται με κίνηση της βάσεώς του.

$$T = 2\pi \sqrt{M / K} \quad (3.14)$$

Η εξίσωση 3.14 περιγράφει την ιδιοπερίοδο ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή, και δείχνει τη σχέση μεταξύ ιδιοπεριόδου και μάζας – ακαμψίας. Παρά το ότι οι κτηριακές κατασκευές είναι προφανώς πολύ πιο πολύπλοκες, η εξίσωση κίνησης και η συμπεριφορά τους, καθορίζονται μόνο από την τιμή της ιδιοπεριόδου. Το και του ποσοστού απόσβεσης. Η ιδιοπερίοδος ενός κτηρίου καθορίζεται ουσιαστικά από το είδος του υλικού που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή του, την γεωμετρία του φέροντος οργανισμού και τις διάφορες διαστάσεις του. Για τον υπολογισμό της θεμελιώδους περιόδου των κτηρίων έχουν προταθεί διάφοροι τύποι.

Ένας προσεγγιστικός τύπος για κτήρια με τοιχία δίδεται από την σχέση :

$$T = 0,09 * (H / L) * (H / 2L + H)^{1/2} \quad (3.15)$$

όπου  $H$  το ύψος της κατασκευής, και  $L$  το συνολικό μήκος της κατά την διεύθυνση που ζητάμε την περίοδο.

Επίσης, ένας πολύ χρήσιμος τύπος, που δίνει προσεγγιστικά την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο σε sec μίας συνηθισμένης κατασκευής, με σχετικά καλά κατανεμημένη μάζα και ακαμψία είναι :

$$T_o = 0,075 H^{0,75} \quad (3.16)$$

Για οικοδομές του Ελληνικού χώρου οι Καρύδης και Μουζάκης (1982) πρότειναν τη σχέση :

$$T_o = 0,043n + 0,107 \quad (3.17)$$

όπου  $n$  ο αριθμός των ορόφων.

Οι τιμές των περιόδων που εξάγονται από τους υπολογισμούς, πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψιν με προσοχή και αυτό γιατί, ενώ οι μάζες ενός κτηρίου μπορούν να εκτιμηθούν με ακρίβεια ως συνάρτηση του ιδίου βάρους και των φορτίων που φέρει, η ακαμψία μπορεί να εκτιμηθεί με πολύ μικρότερη

ακρίβεια. Αυτό συμβαίνει γιατί οι τοίχοι πληρώσεως και άλλα μη φέροντα στοιχεία, αυξάνουν συνήθως την ακαμψία και μειώνουν τις φυσικές περιόδους, τουλάχιστον στα πρώτα στάδια της σεισμικής διέγερσης, μέχρι την έναρξη των βλαβών σε αυτά τα στοιχεία. Αντίθετα ρωγματώσεις και διαρροές προκαλούν έντονη μείωση της ακαμψίας και αύξηση των φυσικών περιόδων.

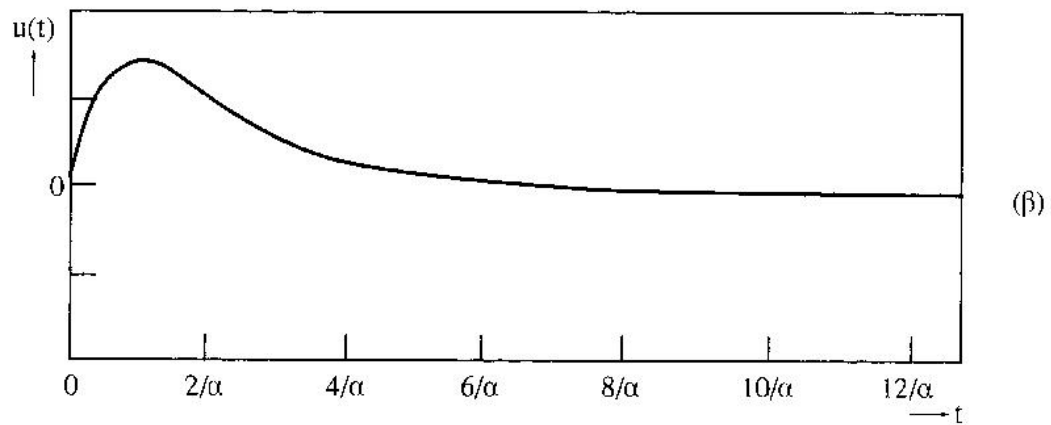
Σε αντίθεση με τις ιδιοπεριόδους, η απόσβεση μπορεί να εκτιμηθεί μόνο εμπειρικά. Μετρήσεις σε διάφορα κτήρια δείχνουν τιμές που κυμαίνονται σε πολύ μεγάλο εύρος. Υπάρχει όμως μία διεθνής παραδοχή σύμφωνα με την οποία, η απόσβεση για κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα τα οποία υπόκεινται σε σεισμική διέγερση λαμβάνεται 5%. Στον πίνακα 3.2, παρατίθενται τιμές του συντελεστή απόσβεσης ( $\zeta\%$ ), του νέου Ελληνικού αντισεισμικού κανονισμού, για διάφορα είδη κατασκευής.

Είδος Κατασκευής	$\zeta\%$
Μεταλλική: με συγκολλήσεις	2
με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα: άοπλο	3
οπλισμένο	5
προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία: οπλισμένη	6
διαζωματική	5
Ξύλινη: κολλητή	4
κοχλιωτή	4
ηλωτή	5

Πίνακας 3.2 Τιμές ποσοστού απόσβεσης  $\zeta$ .

Με τον όρο απόσβεση (βλ. και σχήμα 3.12) των κατασκευών εννοούμε την κρίσιμη απόσβεση. Στο σχήμα 3.15 που ακολουθεί φαίνεται η εξάρτηση από την σταθερά απόσβεσης, της μετατόπισης  $u(t)$  συναρτήσεως του χρόνου. (Όπου  $u(t)$  το πλάτος της ταχύτητας κατά την αρμονική κίνηση).





Σχήμα 3.15 Κρίσιμη απόσβεση

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

### Στοιχεία από σεισμούς του Ελληνικού χώρου

---

#### 4.1 Γενικά

Η Ελλάδα ως κατ' εξοχήν σεισμικός χώρος στην Ευρώπη, έχει πληγεί κατ' επανάληψη από μεγάλους σεισμούς, όπως φαίνεται παρακάτω.

Παραδείγματα παλαιότερων μεγάλων σεισμών στη χώρα μας:

- Το 464 π.Χ. στη Σπάρτη με 20.000 θύματα.
- Το 365 π.Χ. στα βόρεια της Κρήτης, κατέστρεψε πόλεις και προκάλεσε χιλιάδες θανάτους από τον Νείλο έως το Ντουμπρόβνικ και συνοδεύτηκε από ανύψωση των δυτικών ακτών της Κρήτης κατά περίπου 10 m.
- Το 1881 έγινε στη Χίο ισχυρός σεισμός με 3.500 και πλέον θύματα.
- Το 1894 το ρήγμα της Αταλάντης προκάλεσε καταστρεπτικούς σεισμούς με 250 περίπου νεκρούς και επιφανειακή ρηγμάτωση μήκους 55 χιλιομέτρων.
- Το 1953 στα νησιά του Ιονίου και ιδιαίτερα στην Κεφαλονιά, στην Ιθάκη και στη Ζάκυνθο συνέβη καταστροφικός σεισμός με 500 περίπου θύματα.
- Το 1978 στην περιοχή της Βόλβης συνέβη σεισμός που έπληξε τη Θεσσαλονίκη και είχε 45 νεκρούς.
- Το 1981 στις Αλκυονίδες, έπληξε την Αθήνα και είχε 20 θύματα.
- Το 1986 στην Καλαμάτα με σημαντικές ζημιές και 20 νεκρούς.
- Το 1995 μεγάλος σεισμός στο Αίγιο προκάλεσε 15 θανάτους.

- Τον Σεπτέμβριο του 1999 ισχυρός σεισμός έπληξε την Αθήνα προξενώντας θύματα και εκτεταμένες υλικές ζημιές.

Καθήκον του Μηχανικού είναι η αντισεισμική θωράκιση μέσω της κατασκευής έργων που θα ‘αντέχουν’ στους σεισμούς με βασικό κριτήριο την αποφυγή της κατάρρευσης των κτισμάτων.

Για την επίτευξη αυτού του στόχου είναι απαραίτητη:

-Η γνώση του φαινομένου και των αιτίων του σεισμού,

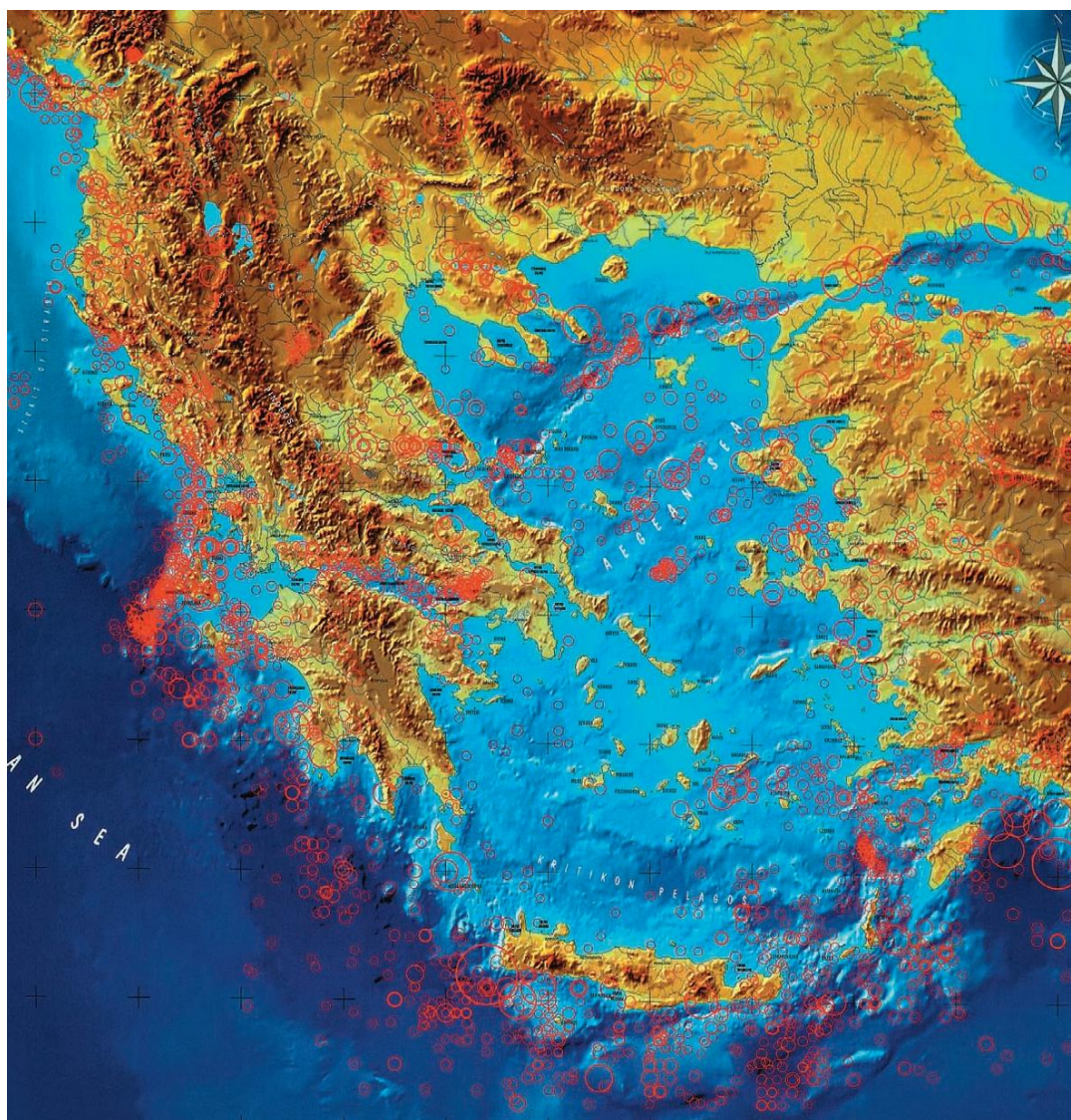
-Των παραμέτρων που υπεισέρχονται και που είναι δυνατόν να μετρηθούν και

-Η ανάπτυξη μεθόδων για τον υπολογισμό της δράσης του σεισμού στις κατασκευές.

Οι σεισμοί είναι αναπόσπαστο γεγονός του Ελληνικού χώρου μέχρι σήμερα, και θα συνεχίσουν να υπάρχουν και τα επόμενα χρόνια. Παρακάτω παρατίθενται οι χάρτες του Ελληνικού σεισμικού τόξου, και της κατανομής των επικέντρων.



Εικόνα 4.1 Το ελληνικό τόξο (Παπανικολάου Δ. 1998)



Εικόνα 4.2 Κατανομή των επικέντρων των επιφανειακών σεισμών στον ελληνικό χώρο.

550π.Χ. - 1995  $M = 8,0 - 8,3$  1500 - 1995  $M = 7,3 - 7,8$

1845 - 1995  $M = 6,5 - 7,2$  1911 - 1995  $M = 5,5 - 6,4$

1950 - 1995  $M = 5,0 - 5,4$  1970 - 1995  $M = 4,5 - 4,9$

(Papazachos B.C. et al., 1997).

## 4.2 Σεισμός Αιγίου 1995.

Παρουσιάζονται παρακάτω τα στοιχεία του υπό μελέτη σεισμού του Αιγίου της περιοχής της Πελοποννήσου.

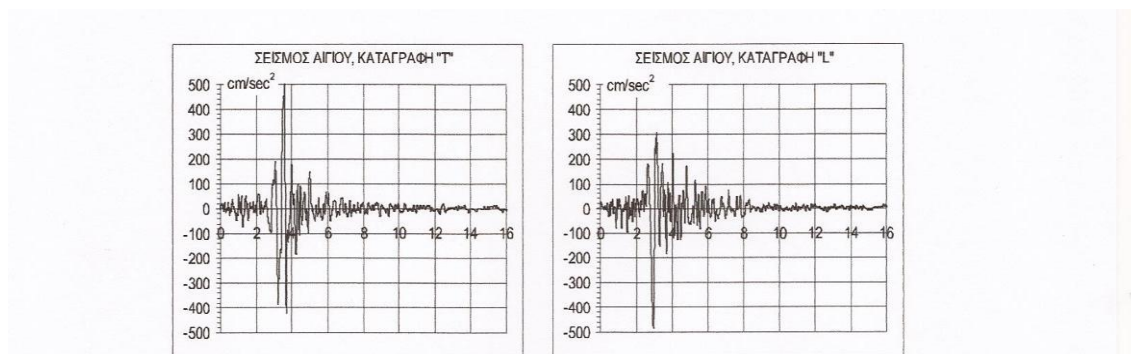


#### 4.2.1 Σεισμός Αιγίου 1995 15/6/1995 M= 6.1R

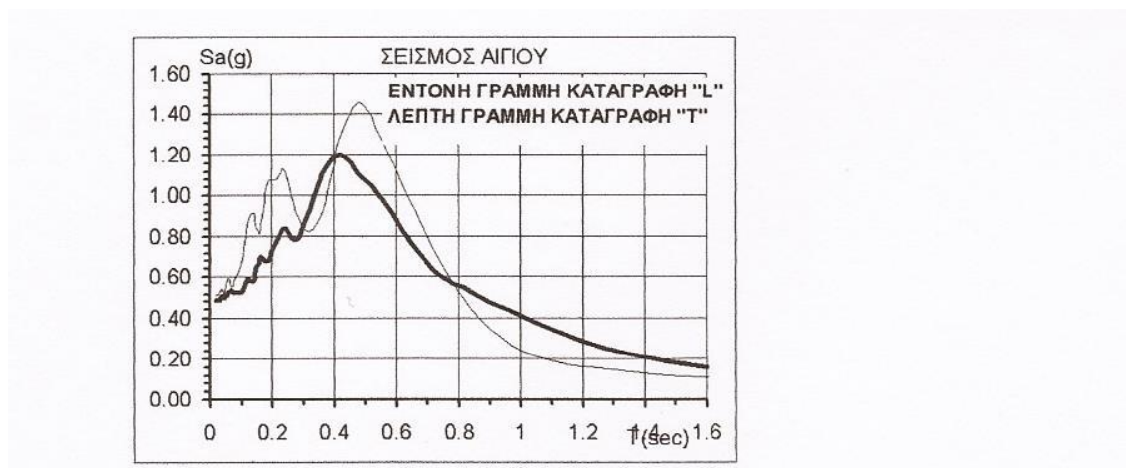
Στις 15 Ιουνίου 1995 και ώρα 03:16 π.μ, σεισμός μεγέθους 6.1R έπληξε την ευρύτερη περιοχή της Αιγιαλίας. Το επίκεντρό του τοποθετήθηκε στο θαλάσσιο χώρο του Κορινθιακού Κόλπου (38.37N,22.15E) μεταξύ του Αιγίου και της Ερατεινής (Bouckonas, et al. 1999). Προκλήθηκαν αρκετές βλάβες σε περιοχές και 26 άνθρωποι έχασαν την ζωή τους.

Οι επιταχύνσεις που καταγράφηκαν ήταν οι υψηλότερες που σημειώθηκαν μέχρι τότε. Παρά τις υψηλές επιταχύνσεις που καταγράφηκαν και παρά τα φάσματα απόκρισης με υψηλές επιταχύνσεις που προέκυψαν, οι βλάβες ήταν συγκριτικά χαμηλότερες από αυτές που αναμένονταν. Αυτό ισχύει εάν αναλογισθεί κανείς ότι για τα περισσότερα κτίρια ο αντισεισμικός σχεδιασμός έγινε χωρίς την επιβολή αυστηρών διατάξεων (Αντισεισμικός Κανονισμός 1959) και οι κατασκευές έγιναν χωρίς την εφαρμογή αυστηρών αντισεισμικών κατασκευαστικών διατάξεων (Lekidis at al, 1999).

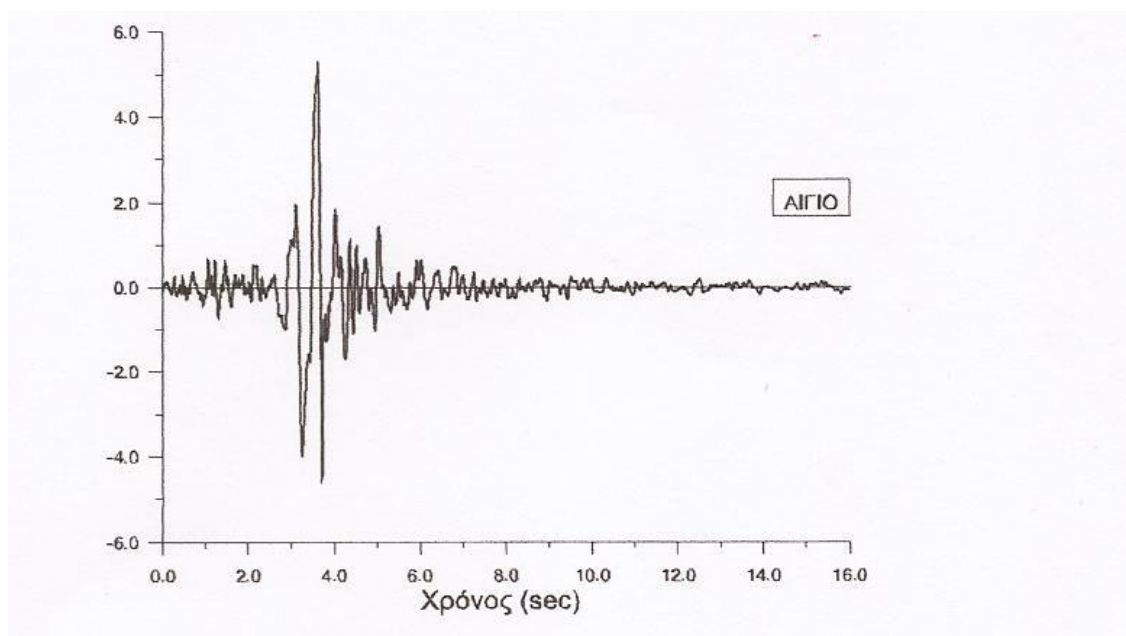
Στα παρακάτω σχήματα, φαίνονται οι καταγραφές των σειсмоγράφων.



Σχήμα 4.1. Επιταχυνσιογραφήματα του σεισμού του Αιγίου (καταγραφή του Γεωδυναμικού Ινστιτούτου του Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών).



Σχήμα 4.2. Ελαστικά φάσματα του σεισμού του Αιγίου ( $\zeta=0.05$ )



Σχήμα 4.3. Χρονοϊστορία κανονικοποιημένου επιταχυνσιογραφήματος Αιγίου.

#### 4.2.2 Μελέτη αρχοντικού Παναγιωτόπουλου στο Αίγιο [29].

Το αρχοντικού Παναγιωτόπουλου, είναι ένα διατηρητέο κτήριο που βρίσκεται στο Αίγιο, και έπαθε αρκετές βλάβες από το σεισμό του 1995, καθώς επίσης και από μεταγενέστερους σεισμούς της περιοχής, πριν επισκευασθεί (φωτογραφίες 1 και 2). Έχει μελετηθεί η σεισμική συμπεριφορά του [29] και έχει αρκετές ομοιότητες με το κτήριο Παπαδόπετρου, που μελετάμε. Είναι μία τριώροφη

κατασκευή με ένα επιπλέον υπόγειο έκτασης ίσης με αυτή των άλλων ορόφων, που βρίσκεται σε απόσταση της τάξεως των 10km από το επίκεντρο του σεισμού του 1995. Η κάτοψη του είναι ορθογωνική με διαστάσεις 18,68m και 14,65m. Το ύψος των ορόφων είναι 4,5m και το συνολικό ύψος του κτιρίου με τη στέγη φτάνει τα 16,5m από το έδαφος. Οι εξωτερικοί φέροντες τοίχοι, αποτελούνται από τρίστρωτη κροκαλλολιθοδομή από ασβεστόλιθο με συνδετικό υλικό από ασβεστοκονίαμα, με πάχος 95cm στο ισόγειο που μειώνεται στα 86cm στο Β' όροφο. Στο ισόγειο, οι τοίχοι είναι εξωτερικά επενδεδυμένοι με ημιλαξευτούς λίθους, και στις γωνίες καθ' ύψος όλου του κτιρίου παρατηρείται καλή δόμηση με μεγάλου μεγέθους ημιλαξευτούς λίθους. Οι εσωτερικοί φέροντες τοίχοι από τρίστρωτη κροκαλλολιθοδομή έχουν πάχος 80cm στο ισόγειο, 75cm στον πρώτο και 68cm στο δεύτερο όροφο, είναι παράλληλοι στις μικρές πλευρές του κτιρίου και συνεχίζουν καθ' όλο το ύψος. Οι εσωτερικοί διαχωριστικοί τοίχοι είναι οπτοπλινθοδομές, υπάρχουν μόνο στον πρώτο και δεύτερο όροφο και έχουν πάχος 18cm. Τα πατώματα του Α' και του Β' ορόφου είναι ξύλινα. Η επικοινωνία μεταξύ των ορόφων γίνεται με μαρμάρινο κλιμακοστάσιο στη νότια πλευρά του κτιρίου, το οποίο στηρίζεται στις φέρουσες τοιχοποιίες και σε έναν φορέα που αποτελείται από τοξωτές κατασκευές, οριζόντιες δοκούς και πεσσούς από λιθοδομή.

Το κτίριο έχει υποστεί σημαντικότερες βλάβες από τους σεισμούς του 1995 και 1997. Ωστόσο, σημαντικό ρόλο στις βλάβες που παρατηρούνται σήμερα στο κτίριο έχουν επίσης παίξει αφενός μεν η, προ του σεισμού, ανεπαρκής συντήρηση στο σύνολό του. Οι βλάβες έχουν αποτυπωθεί στο σχήμα 1.

#### **Α. Προσομοίωση και ανάλυση του φορέα για σεισμικά φορτία – μηχανικά χαρακτηριστικά**

Για την αποτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών των τοιχοποιιών, όπως η θλιπτική αντοχή τους, πραγματοποιήθηκε σειρά εργαστηριακών ελέγχων. Διαπιστώθηκε ότι η φέρουσα τοιχοποιία συντίθεται από ασβεστολιθικά λιθοσώματα θλιπτικής αντοχής  $f_{bc}=54.00$  MPa και ασβεστοκονίαμα θλιπτικής αντοχής  $f_{mc}=1.37$  MPa, ενώ η οπτοπλινθοδομή αποτελείται από οπτόπλινθους θλιπτικής αντοχής  $f_{bc}=5.26$  MPa και ασβεστοκονίαμα θλιπτικής αντοχής  $f_{mc}=1.37$  MPa. Η θλιπτική αντοχή της λιθοδομής είναι  $f_{wc}=3.50$  MPa, η εφελκυστική αντοχή της είναι  $f_{wt}=0.150$  MPa και  $f_{wt}=0.075$  MPa παράλληλα και κάθετα στους αρμούς αντίστοιχα, και η



διατμητική αντοχή είναι  $f_{wv}=0.103$  MPa. Έχει μέτρο ελαστικότητας  $E_w=4$  GPa, και λόγο Poisson  $\nu=0.25$ .

Αντίστοιχα, η οπτοπλινθοδομή έχει τα ακόλουθα χαρακτηριστικά: θλιπτική αντοχή  $f_{wc}=2.20$  MPa, εφελκυστική αντοχή  $f_{wt}=0.075$  MPa και μέτρο ελαστικότητας  $E_w=2.2$  GPa. Η ξυλεία προέρχεται από κωνοφόρα με μέτρο ελαστικότητας  $E_t=12$  GPa, και λόγο Poisson  $\nu=0.30$ . Τα μεταλλικά ελάσματα των δοκών είναι από δομικό χάλυβα Fe 360, μέτρου ελαστικότητας  $E=210$  GPa και λόγου Poisson  $\nu=0.30$ .

Κατά την επίλυση του προσομοιώματος πραγματοποιήθηκε δυναμική φασματική ανάλυση στην οποία λήφθηκε υπόψη επαρκής αριθμός ιδιομορφών, σύμφωνα με τον κανονισμό.



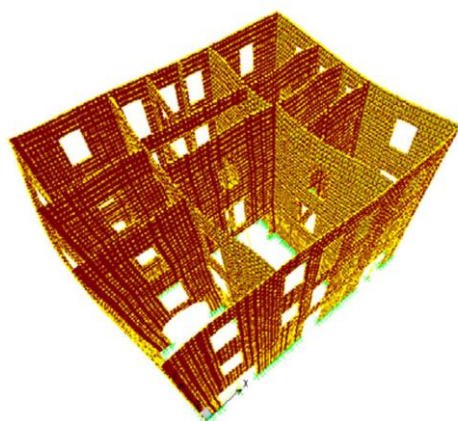
Φωτογραφία 1: Πείροι αγκύρωσης περίδεσης φορτίου.



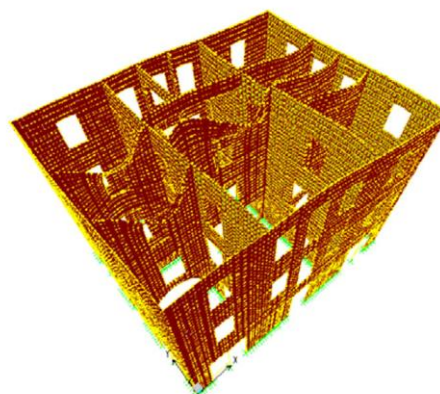
Φωτογραφία 2: Άποψη της Νότιας όψης του κτιρίου



Σχήμα 1. Αποτύπωση των ρωγμών του κτηρίου.



Σχήμα 2. Όγδοη ιδιομορφή.



Σχήμα 3. Ένατη ιδιομορφή.



Φωτ.3: Το αρχοντικό Παναγιωτόπουλου, μετά την επισκευή.

**B. Σχόλια – συγκρίσεις**

Ακολουθούν σχόλια και παρατηρήσεις, συγκρίνοντας τα αποτελέσματα από την παραπάνω εργασία, και την ανάλυση του υπό μελέτη κτηρίου Παπαδόπετρου.

**1.Ομοιότητες και διαφορές.**

**Γεωμετρία κτηρίων :** Από πλευράς γεωμετρίας τα δύο κτήρια παρουσιάζουν μεγάλες ομοιότητες, με παρεμφερείς εξωτερικές διαστάσεις, όμοια καθαρά ύψη ορόφων με τρεις ορόφους και υπόγειο, εξωτερική λιθοδομή μεγάλου πάχους από ασβεστόλιθο και συνδετικό κονίαμα, πυκνά και μεγάλα περιμετρικά ανοίγματα που δημιουργούν πεσσούς μικρών διαστάσεων. Και στα δύο κτήρια υπάρχουν σε διάφορες θέσεις εντοιχισμένες ντουλάπες με ύψος όσο τα ανοίγματα, που εξασθενούν τη δυσκαμψία των τοίχων και τη δυνατότητά τους να παραλάβουν σεισμικά φορτία. Από πλευράς πατωμάτων, το κτήριο Παπαδόπετρου έχει καλύτερη συμπεριφορά, έχοντας πατώματα από πλάκες σκυροδέματος (συμβατικές και Zoellner) που λειτουργούν καλύτερα ως διαφράγματα, από τα ξύλινα πατώματα του αρχοντικού Παναγιωτόπουλου.

**Στοιχεία και δεδομένα για την ανάλυση :** Διαφορές παρουσιάζουν τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δύο κτηρίων. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του κτηρίου Παναγιωτόπουλου ελήφθησαν μετά από εργαστηριακούς ελέγχους, ενώ στο κτήριο Παπαδόπετρου ελήφθησαν με μεθόδους μη καταστροφικών ελέγχων και τη βιβλιογραφία. Επίσης διαφορά υπάρχει στη κατηγορία του εδάφους θεμελίωσης, με το κτήριο Παναγιωτόπουλου να έχει έδαφος θεμελίωσης κατηγορίας Γ, και το κτήριο Παπαδόπετρου κατηγορίας Β.

**2.Ιδιομορφική ανάλυση των δύο κτηρίων :** Στα συμπεράσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης του αρχοντικού Παναγιωτόπουλου [29], γίνεται αναφορά στις ιδιομορφές 3 και 4.

Από τα αποτελέσματα της επίλυσης του κτηρίου Παπαδόπετρου με το λογισμικό Fespa, (Παράρτημα 1 σελ. 165), γίνεται φανερό ότι οι στρεπτικές ιδιομορφές (τρίτη ιδιομορφή σελ.167), παρουσιάζουν μικρότερη συμμετοχή μετάθεσης μάζας από τις υπόλοιπες, αποτέλεσμα που προέκυψε και από την ιδιομορφική ανάλυση του αρχοντικού Παναγιωτόπουλου. Επίσης στην ανάλυση του αρχοντικού Παναγιωτόπουλου, η όγδοη και η ένατη ιδιομορφή, παρουσιάζουν μετακινήσεις των εσωτερικών χωρισμάτων, όπως οι ιδιομορφές

του μοντέλου Παπαδόπετρου κατά την επίλυση με το λογισμικά Marc και Fespa.

**3. Ρωγμές – Περιοχές και σημεία αστοχείας :** Από την αποτύπωση των ρωγμών του αρχοντικού Παναγιωτόπουλου, που παρουσιάζεται στο σχήμα 1, σελίδα 140, και την σύγκριση με τα σχήματα 9.40, 9.41, 9.42, 9.43, (κύριες τάσεις, διατμητικές τάσεις και διατμητικές παραμορφώσεις) καθώς επίσης και τα σχήματα 9.44, 9.45 (ορθές τάσεις της κατασκευής) του κεφαλαίου 9 κατά την επίλυση Loadcase 4, φαίνεται ότι τα σημεία και οι θέσεις που παρουσίασαν ρωγμές στο αρχοντικό Παναγιωτόπουλου, συμπίπτουν με τα σημεία του κτηρίου Παπαδόπετρου (κατά την ανάλυση με το λογισμικό Marc), που παρουσιάζουν μεγαλύτερες τιμές τάσεων και παραμορφώσεων, και επομένως αυξημένη πιθανότητα να αστοχήσουν.





Φωτογρ. 1 : Διόροφο λιθόκτιστο κτήριο με χαρακτηριστικές ρωγμές στις τοιχοποιίες από το σεισμό.



Φωτογρ. 2 : Βλάβες σε κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία



Φωτογρ. 3 : Αίγιο, σεισμός 15/6/1995 6,1 R.



Φωτογρ. 4 : Αίγιο, σεισμός 15/6/1995 6,1 R.



Φωτογρ. 5 : Αίγιο, σεισμός 15/6/1995 6,1 R



Φωτογρ. 6 : Αίγιο, σεισμός 15/6/1995 6,1 R.



Φωτογρ. 7 : Αίγιο, σεισμός 15/6/1995  
6,1 R.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

## Πεπερασμένα στοιχεία

---

### 5. Πεπερασμένα στοιχεία

Η χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί μία από τις πιο ισχυρές και έγκριτες μεθόδους αριθμητικής ανάλυσης για την επίλυση προβλημάτων δομικών κατασκευών. Αποτελεί επέκταση της μητρικής ανάλυσης ραβδωτών κατασκευών στην ανάλυση πιο περίπλοκων ολόσωμων κατασκευών. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, αποτελεί πλέον στις μέρες μας, μια διαδεδομένη διαδικασία αριθμητικής επίλυσης προβλημάτων σε διάφορους επιστημονικούς κλάδους, ιδίως για αυτόν του μηχανικού. Το πεδίο εφαρμογών της μεθόδου καλύπτει ένα ευρύ φάσμα όπως αυτό της ανάλυσης-εύρεσης τάσεων - παραμορφώσεων σε μια κατασκευή, της καταγραφής-απόκρισης ενός συστήματος υπό σεισμική διέγερση, της ανάλυσης ροής θερμότητας, μαγνητικής ροής κ.α. Ιστορικά, πρώτος ο Hrenikoff το 1941 ήταν αυτός που παρουσίασε μια λύση των προβλημάτων ελαστικότητας με την χρήση της «μεθόδου των δικτυωμάτων». Στη συνέχεια, ο Courant, το 1943 έκανε χρήση τμηματικά πολυωνμικής παρεμβολής σε τριγωνικές υποπεριοχές για να μοντελοποιήσει προβλήματα στρέψης. Αργότερα, επινοήθηκε η χρήση τριγωνικών στοιχείων από τον Ιωάννη Αργύρη, με την πρώτη εφαρμογή τους στους ηλεκτρονικούς υπολογιστές να πραγματοποιείται μόλις το 1944.

Στις αρχές της δεκαετίας του 1960, οι μηχανικοί χρησιμοποιούσαν την μέθοδο για να δώσουν προσεγγιστικές λύσεις σε προβλήματα ανάλυσης τάσεων, ροής ρευστών, μεταφοράς θερμότητας και άλλων τομέων. Στην συνέχεια, γύρω στις αρχές της δεκαετίας του 1970, άρχισε να γίνεται εφαρμογή με την βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων σε μη γραμμικά προβλήματα και μεγάλες παραμορφώσεις. Τυπικά, η διατύπωση των πεπερασμένων στοιχείων έγινε από τον Clough, Αργύρη και Kelsey το 1960 με το πρώτο επίσημο βιβλίο να αποτελεί αυτό του Αργύρη το 1960, όπου έθεσε τα θέματα για μελλοντική ανάπτυξη στις μελέτες των πεπερασμένων στοιχείων, και αυτό του Oden για τα μη γραμμικά συνεχή το 1972 . Από την εποχή εκείνη έως και σήμερα, η χρήση της μεθόδου αυτής αποτελεί αναπόσπαστο κομμάτι-εργαλείο του μηχανικού σε ζητήματα προσομοίωσης, σχεδιασμού και απόκρισης ενός νέου ή υφιστάμενου κτιρίου. Θετικό δε κρίνεται το γεγονός ότι με την εξέλιξη της τεχνολογίας και των Η/Υ πλέον δίδεται η δυνατότητα εκτέλεσης αριθμητικών πράξεων με μεγάλη ταχύτητα καθώς και η επίλυση σύνθετων προβλημάτων τα οποία ήταν ανέφικτο να πραγματοποιηθεί τα προηγούμενα χρόνια.

Η αρχή της μεθόδου έγκειται στο γεγονός ότι, με την βοήθεια χρήσης  $Y/H$ , αντικαθίσταται η διαφορική εξίσωση με μια προσεγγιστική αλγεβρική, προκειμένου μέσω κατάλληλου αλγορίθμου, να υπολογιστεί η λύση του εκάστοτε προβλήματος.

Κατά την μοντελοποίηση ενός μέσου (π.χ. μιας τοιχοποιίας) κρίνεται απαραίτητη η διαδικασία της διακριτοποίησης του δηλαδή η υποδιαίρεση του συνεχούς μέσου σε μικρότερα διακριτά στοιχεία, τα πεπερασμένα στοιχεία (Finite Elements). Μετά την προαναφερθείσα διαδικασία κάθε νέο τμήμα που δημιουργείται, αναλόγως με την επιλεχθείσα γεωμετρία (τρόπος διακριτοποίησης) που του έχουμε προσδώσει (τριγωνική, τετραγωνική κ.α.), ενώνεται με το γειτονικό του μέσω των κόμβων (nodes). Όπως και στην μητρική ανάλυση, έτσι και εδώ υπάρχει η δυνατότητα επιλογής των κομβικών μετατοπίσεων ή των κομβικών δυνάμεων σαν βασικών μεταβλητών του προβλήματος (μέθοδος μετατοπίσεων ή μέθοδος δυνάμεων). Τέλος κάθε πεπερασμένο στοιχείο που έχει διακριτοποιηθεί φέρει τις ιδιότητες που του έχουμε ορίσει (μηχανικά χαρακτηριστικά, υλικά κ.α.).

Παρακάτω αναφέρονται τα βήματα τα οποία θα πρέπει κάποιος να τηρήσει προκειμένου το πρόβλημα επίλυσης να προσεγγίζει το πραγματικό μέσο προσομοίωσης:



- Σχεδιασμός κατασκευής σε κατάλληλο λογισμικό.
- Υποδιαίρεση (διακριτοποίηση) κατασκευής σε πεπερασμένα στοιχεία.
- Ορισμός γεωμετρικών ιδιοτήτων πεπερασμένων στοιχείων (Αν χρησιμοποιούμε τρισδιάστατη γεωμετρία αυτό δεν απαιτείται καθώς οι γεωμετρικές ιδιότητες έχουν ήδη προσδιορισθεί από τον τύπο του πεπερασμένου στοιχείου).
- Ορισμός μηχανικών ιδιοτήτων πεπερασμένων στοιχείων (περιγραφή μηχανικών ιδιοτήτων υλικού).
- Ορισμός συνοριακών συνθηκών (Φορτία, περιορισμοί κίνησης, κ.α.).
- Διάρθρωση και επίλυση συστήματος αλγεβρικών εξισώσεων.
- Εξαγωγή αποτελεσμάτων (ποικίλει αναλόγως με το είδος του προβλήματος και τη μορφή επίλυσης) [2],[6],[7],[9],[36].

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί μια διαδικασία αριθμητικής επίλυσης διαφορικών εξισώσεων με μερικές παραγώγους. Η διαφορική εξίσωση που επιλύεται στα προβλήματα μηχανικής είναι η εξίσωση της κίνησης η οποία στην τρισδιάστατη εντατική κατάσταση έχει την ακόλουθη μορφή:

$$\rho dV \frac{\partial^2 u_j}{\partial t^2} + c \frac{\partial u_j}{\partial t} + \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial y_i} = P_j$$

όπου:

$\rho$	η πυκνότητα του υλικού
$dV$	ο στοιχειώδης απειροστός όγκος του σώματος που μελετάται
$u_j$	η μετατόπιση κατά την διεύθυνση $y_j$ , $j=1:3$
$y_i$	οι διευθύνσεις του τρισδιάστατου συστήματος αναφοράς ( $y_1//x$ , $y_2//y$ , $y_3//z$ )
$c$	ο συντελεστής απόσβεσης του υλικού
$\partial \sigma_{ij} / \partial y_i$	η συνισταμένη των εσωτερικών δυνάμεων κατά την διεύθυνση $j$
$\sigma_{ij}$	ο τανυστής των τάσεων
$P_j$	η συνισταμένη των εξωτερικών δυνάμεων κατά την διεύθυνση $j$

Το ζητούμενο σε ένα πρόβλημα μηχανικής, είναι ο προσδιορισμός της κατανομής των μετατοπίσεων στο εσωτερικό και την εξωτερική επιφάνεια ενός σώματος, όταν σε αυτό εφαρμόζεται ένα συγκεκριμένο σύστημα δυνάμεων, στατικό ή δυναμικό.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

### Δεδομένα και στοιχεία υπολογισμών

---

#### 6. Γενικά

Για την εξέταση της σεισμικής συμπεριφοράς και την στατική επίλυση του συγκεκριμένου λιθόκτιστου κτηρίου με τα δύο υπολογιστικά προγράμματα όπως προαναφέρθηκε, απαιτούνται στοιχεία, συντελεστές και σταθερές που καθορίζουν τους υπολογισμούς. Τα στοιχεία αυτά λαμβάνονται :

- Από τους ισχύοντες κανονισμούς του Ελληνικού Κράτους (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός όπως ισχύει σήμερα).
- Από τις εναρμονισμένες τεχνικές προδιαγραφές των κρατών μελών της Ευρωπαϊκής Επιτροπής Τυποποίησης (Ευρωκώδικες), και συγκεκριμένα τον Ευρωκώδικα 1 (EN 1991) για τις δράσεις σχεδιασμού, τον Ευρωκώδικα 6 (EN 1996) για τον σχεδιασμό κατασκευών από τοιχοποιία, και τον Ευρωκώδικα 7 (EN 1997) για τον γεωτεχνικό σχεδιασμό.
- Από την βιβλιογραφία (επιστημονικές εργασίες, συνέδρια, επιστημονικά συγγράμματα ), για παρεμφερείς εδαφικές συνθήκες και κατασκευές.
- Από εδαφοτεχνικές έρευνες.
- Από επιτόπου μετρήσεις στην συγκεκριμένη περιοχή.

## **6.1 Στοιχεία από τον ΕΑΚ (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός)**

Ο Κανονισμός αυτός (ΕΑΚ), αφορά τον σχεδιασμό δομημάτων έναντι σεισμού. Ο σχεδιασμός η μελέτη και η κατασκευή των έργων, γίνεται ώστε να είναι ικανά να αντέξουν σε σεισμικές δονήσεις ορισμένης εντάσεως [21].

Οι κύριοι στόχοι του αντισεισμικού κανονισμού είναι :

η προστασία της ανθρώπινης ζωής στην περίπτωση υψηλών εντάσεων, ο περιορισμός ή και η αποφυγή των οικονομικών απωλειών στην περίπτωση των μετρίων εντάσεων, η διασφάλιση μίας ελάχιστης στάθμης λειτουργιών των έργων.

Ο ΕΑΚ εκδόθηκε και εγκρίθηκε ως νόμος του Ελληνικού Κράτους (Φ.Ε.Κ. 2184 Β' / 20-12-1999), και έκτοτε μαζί με τις κατά καιρούς τροποποιήσεις του , εφαρμόζεται για τον σχεδιασμό όλων των δομημάτων (πλην ειδικών εξαιρέσεων), στην Ελληνική Επικράτεια.

Από τον κανονισμό αυτό παραθέτουμε τα στοιχεία που λαμβάνονται για την στατική επίλυση της υπό μελέτη κατασκευής. Τα στοιχεία αυτά αφορούν δεδομένα για τον αντισεισμικό υπολογισμό, για το έδαφος θεμελίωσης και για το κτήριο από τοιχοποιία.

### **6.1.1 Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού (ΕΑΚ κεφ.2, σελ. 57)**

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, σεισμική επιτάχυνση του εδάφους  $A = \alpha \cdot g$  ( $\alpha = 0,24$   $g$  = επιτάχυνση βαρύτητας).
- Κατηγορία σπουδαιότητας Σ3 , συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1 = 1,15$ .
- Κατηγορία εδάφους B.
- Τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων  $T_1 = 0,15$  ,  $T_2 = 0,60$  (sec).
- Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς  $q = 1,50$  για τοιχοποιία.
- Συντελεστής θεμελίωσης  $\theta = 0,90$ .
- Τιμές ποσοστού απόσβεσης  $\zeta = 5$ .

## **6.2 Τιμές για το μέτρο ελαστικότητας του Young E, και τον λόγο του Poisson $\nu$**

**6.2.1 Τιμές των ελαστικών σταθερών (γεωτεχνικών παραμέτρων), E και  $\nu$  για το έδαφος θεμελίωσης [19],[21],[42].**

Με βάση τις τιμές αυτές θα γίνει η προσομοίωση του εδάφους θεμελίωσης του δομήματος, για το λογισμικό Marc. Σύμφωνα με επί τόπου παρατηρήσεις και επισκόπηση σε παρακείμενα οικόπεδα, το έδαφος χαρακτηρίζεται από γεωλογικής απόψεως ως μάργα αμμούχος με ασβεστολιθικούς χάλικες.

**6.2.1.1 Τιμές που λαμβάνονται από την εδαφοτεχνική έρευνα της διεύθυνσης περιφερειακού εργαστηρίου (12ης ΠΥΔΕ), της Περιφέρειας Κρήτης [42].**

Σύμφωνα με τρεις γεωτρήσεις που έγιναν σε παρακείμενο οικόπεδο (Πνευματικό Κέντρο Χανίων). Για το συγκεκριμένο έδαφος λαμβάνεται :

$$E = 500 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0,4$$

**6.2.1.2 Τιμές που λαμβάνονται με υπολογισμούς από γεωτρήσεις στην ευρύτερη περιοχή των Χανίων (περιοχή πρώην ΑΒΕΑ, Νέα Χώρα), για το συγκεκριμένο έδαφος.**

Από υπολογισμό δοκιμών SPT

$$E_s = 17,4 \text{ MPa}$$

Από υπολογισμό δοκιμών συμπιεσομέτρου

$$E_s = 9,042 \text{ MPa}$$

**6.2.1.3 Τιμές που λαμβάνονται από υπολογισμούς γεωφυσικών (περιοχή πρώην ΑΒΕΑ, Νέα Χώρα).** Οι υπολογισμοί έγιναν από μαθηματικούς τύπους (βλέπε εξισώσεις 2.7 και 2.11), με τις τιμές  $V_s = 280 \text{ m/sec}$ ,  $V_p = 700 \text{ m/sec}$  που υπολογίσθηκαν με γεωφυσικές (σεισμικές) διασκοπήσεις, και την τιμή  $\rho = 2,76 \text{ kN/m}^3$ .

$$E = 607,60 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0,404$$

**6.2.1.4 Τιμές που λαμβάνονται από τη διεθνή βιβλιογραφία [16],[44],[54],[56] :**

Οι τιμές αυτές λαμβάνονται από τον χαρακτηρισμό των εδαφικών στρώσεων των γεωτεχνικών τομών εδάφους που προέκυψαν από τις γεωτρήσεις. Η βιβλιογραφία για το μέτρο ελαστικότητας δίδει ένα εύρος τιμών :

από  $E = 7,00 \text{ MPa}$  έως  $E = 21,00 \text{ MPa}$ , και  $\nu = 0,30$

### **6.3 Δεδομένα υπολογισμών για την τοιχοποιία**

#### **6.3.1 Η μηχανική της τοιχοποιίας [4],[11],[16],[18],[33],[44].**

##### **6.3.1.1. Γενικά**

Παρόλο που η τοιχοποιία αποτέλεσε το βασικότερο δομικό υλικό της ιστορίας για οποιανδήποτε είδος κατασκευής, ο σχεδιασμός της ήταν καθαρά εμπειρικός μέχρι προσφάτως (αρχές του αιώνα μας). Ο κύριος λόγος είναι ότι εξέλιξη της τεχνολογίας και της μηχανικής επέφερε την δημιουργία νέων ισχυρών και εύπλαστων δομικών υλικών (όπως ο χάλυβας και το σκυρόδεμα) που μείωσαν το κόστος του φέροντα οργανισμού καθώς και τις αβεβαιότητες της απόκρισης των κατασκευών, με αποτέλεσμα τη υποβάθμιση της τοιχοποιίας στο ρόλο του οργανισμού πλήρωσης.

Ως προς τις μηχανικές ιδιότητες, η τοιχοποιία θεωρείται έντονα ανισότροπο υλικό που παρουσιάζεται ισχυρό στην θλίψη, ικανοποιητικό στην διάτμηση και αδύναμο στον εφελκυσμό με συνέπεια τα δύο τελευταία χαρακτηριστικά να είναι και οι βασικές αιτίες αστοχιών. Οι αδυναμίες αυτές οφείλονται όχι μόνο στον ψαθυρό χαρακτήρα των πλίνθων και του κονιάματος, αλλά κυρίως στην συμπεριφορά της διεπιφάνειας επαφής ιδιαίτερα κατά μήκος των συνεχών οριζόντιων αρμών που έχουν χαρακτηριστεί ως τα "αδύνατα επίπεδα της τοιχοποιίας". Τα τελευταία χρόνια ωστόσο έχουν γίνει σοβαρές ερευνητικές προσπάθειες έτσι ώστε να προσδιοριστούν οι ιδιότητες και η απόκριση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία, με απώτερο σκοπό την ενίσχυση υπαρχόντων κατασκευών και την ανάκτηση της αξιοπιστίας του υλικού.

##### **6.3.1.2. Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας**

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας καθορίζεται από πολλούς παράγοντες και έτσι ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς της είναι ιδιαίτερα δύσκολός και η ανάγκη για

την πειραματική προσέγγιση του προβλήματος επιτακτική. Ωστόσο είναι προφανές ότι σπανίως η αντοχή ενός πραγματικού τοίχου μπορεί να αντιστοιχηθεί με αυτή των δοκιμίων, έστω και αν προέρχονται από τα ίδια υλικά, και αυτό λόγω της προχειρότητας που επικρατεί στην κατασκευή πραγματικών τοίχων καθώς και άλλων ιδιαιτεροτήτων που μπορεί να έχει μια πραγματική κατασκευή (π.χ.: ύπαρξη εγκάρσιων τοίχων). Επομένως η εμπειρική σχέση που θα χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας πρέπει να συνυπολογίσει αυτά τα στοιχεία.

Λαμβάνοντας τα παραπάνω υπόψη και γνωρίζοντας ότι η τοιχοποιία είναι σύνθετο υλικό, που κατασκευάζεται επί τόπου στο έργο, κατανοείται ότι η θλιπτική αντοχή της εξαρτάται από παράγοντες, όπως:

- Τα χαρακτηριστικά των λιθοσωμάτων, εννοώντας την αντοχή, τον τύπο τους και τη γεωμετρία τους (συμπαγή, διάτρητα, είδος και ποσοστό οπών, σχετικό ύψος) και την υδατοαπορροφητικότητά τους.

- Τα χαρακτηριστικά του κονιάματος, δηλαδή την αντοχή και σύνθεση του μείγματος (λόγος νερού προς τσιμέντο, συγκράτηση ύδατος), το σχετικό πάχος του κονιάματος σε σχέση με το λιθόσωμα και τη σχετική παραμόρφωση των δύο υλικών.

- Τις συνθήκες που επικρατούν στην τοιχοποιία, δηλαδή τον τρόπο εμπλοκής των λιθοσωμάτων, τη διεύθυνση φόρτισης, τις τοπικές αυξήσεις τάσεων, τον τρόπο επιβολής του φορτίου, κ.ά..

- Το υλικό και το πάχος του αρμού. Έχει παρατηρηθεί ότι όσο ο λόγος του πάχους του αρμού προς το ύψος των τοιχοσωμάτων αυξάνεται, τόσο το λιθόσωμα τείνει να αστοχήσει εξαιτίας πλευρικής ολίσθησης λόγω των παραμορφώσεων του υλικού του αρμού.

- Κατασκευαστικές λεπτομέρειες όσον αναφορά : Συγκεντρωμένα φορτία, των οποίων η επίδραση εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως τον λόγο της φορτιζόμενης επιφάνειας προς το μήκος του τοίχου, τη θέση του φορτίου κατά μήκος του τοίχου, τον τρόπο επιβολής του φορτίου κατά το πάχος του τοίχου, του τύπο και το υλικό της τοιχοποιίας, τον λόγο του ύψους προς το μήκος και το πάχος του τοίχου και τον αριθμό των συγκεντρωμένων φορτίων.

- Εγκοπές στο σώμα του τοίχου, που είναι ιδιαίτερα επιβλαβείς σε λεπτούς τοίχους και κυρίως όταν έχουν οριζόντια ή διαγώνια διεύθυνση, οπότε επηρεάζουν μεγάλο μέρος του τοίχου.

- Την ποιότητα κατασκευής, καθώς η τοιχοποιία κατασκευάζεται επί τόπου του έργου από εργατοτεχνικό προσωπικό (του οποίου η εμπειρία ποικίλει), υπό διάφορες κλιματολογικές συνθήκες, με υλικά που μπορεί να μην πληρούν της προδιαγραφές της πολιτείας (αν υπάρχουν). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η αντοχή της να διαφέρει ανάλογα με αυτούς τους παράγοντες.

#### 6.3.1.2.1. Προσδιορισμός θλιπτικής αντοχής τοιχοποιίας

**-Υπολογισμός της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας σύμφωνα με τον Τάσιο (1986):**

$$f_{wc} = 2/3 * (f_{bc})^{1/2} - \alpha + \beta f_{mc} \quad (\text{MPa}) \quad (6.1)$$

όπου:

$f_{bc}$  : η θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος.

$f_{mc}$ : η μέση θλιπτική αντοχή του κονιάματος.

$\alpha$ : μειωτικός συντελεστής για τοιχοποιία από φυσικούς λίθους, που κυμαίνεται από 0.5 για λαξευμένες πέτρες μέχρι 2.5 για κροκάλες (για τεχνητούς λίθους  $\alpha = 0$ ).

$\beta$ : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την συνεισφορά του κονιάματος στην αντοχή και είναι  $\beta = 0.5$  για λιθοδομή και  $\beta = 0.1$  για οπτοπλινθοδομή. Στις περιπτώσεις που το ποσοστό κονιάματος είναι σημαντικό, τότε υπολογίζεται μια μειωμένη θλιπτική αντοχή από την ακόλουθη σχέση:

$$f_{wc}^t = \xi f_{wc} \quad (6.2)$$

$$\xi = 1 / \{ 1 + 3,5 (k - k_0) \} \quad (6.3)$$

Όπου:

$k$ : το ποσοστό κατ' όγκο του κονιάματος στην τοιχοποιία  $k_0$ : το μέγιστο ποσοστό κονιάματος, που θεωρείται ότι δεν προκαλεί μείωση της αντοχής του τοίχου και εξαρτάται από το είδος της τοιχοποιίας. Είναι  $k_0 = 0.3$  για αργολιθοδομή και οπτοπλινθοδομή, 0.2 για ημιλαξευμένη και 0.1 για λαξευμένη λιθοδομή.



**-Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας κατά τον EC 6 (prEN 1996-1-1:2001)**

Σε περίπτωση έλλειψης πειραματικών δεδομένων για τον καθορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων της τοιχοποιίας χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις σύμφωνα με το EC6.

**θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας :**

$$f_{mc} = K f_{bc}^{0,65} f_{mc}^{0,25} \quad (\text{MPa}) \quad (6.4.)$$

Όπου:

K: συντελεστής που εξαρτάται από τον τύπο των πλίνθων (υλικό, ποσοστό και διαστάσεις κενών) και τον τύπο δόμησης της τοιχοποιίας. Παίρνει συνήθως τιμές από 0.40 έως 0.60.

$f_{bc}$ : θλιπτική αντοχή πλίνθου

$f_{mc}$ : θλιπτική αντοχή κονιάματος

**μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας :**

$$E = 1000 f_{wc} \quad (6.5)$$

**λόγος Poisson  $\nu$ :**

Συνιστώμενη τιμή από 0,20 έως 0,30.

**μέτρο διάτμησης:**

$$G_w = E_w / 2(1+\nu) \quad (6.6)$$

**6.3.1.3 Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας**

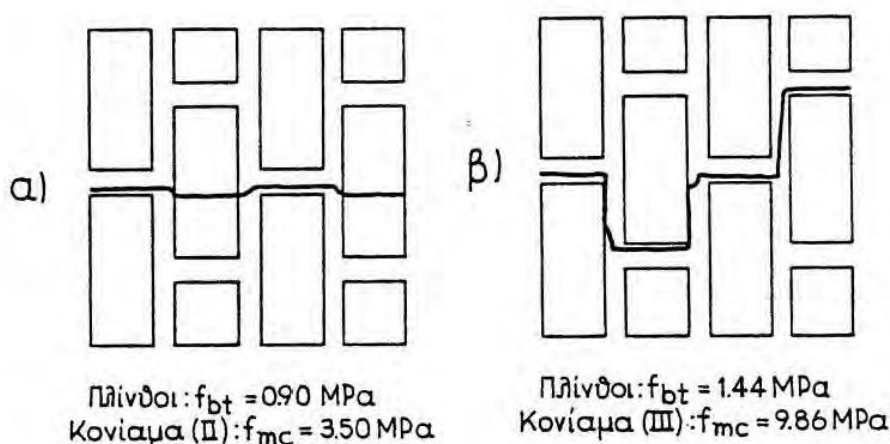
Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας είναι κατά πολύ χαμηλότερη της θλιπτικής. Παρουσιάζει μεγάλη αναξιопιστία λόγω της μεγάλης διασποράς των τιμών της και διαφοροποιείται έντονα εξαρτώμενη από την γωνία της εφελκυστικής δύναμης ως προς τους οριζόντιους αρμούς που θεωρούνται ασθενή επίπεδα.

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από τη συνεργασία του κονιάματος και των τοιχοσωμάτων, η οποία με τη σειρά της απαρτίζεται από ένα πλήθος παραγόντων, μερικοί από τους οποίους είναι :

- Αντοχή κονιάματος, που εξαρτάται από την σύνθεση του (περιεκτικότητα και ποιότητα υλικών: άμμος, τσιμέντο, νερό, πρόσθετα χημικά).
- Τη συνοχή του κονιάματος με τα τοιχοσώματα, επίπεδο συνάφειας μεταξύ των δύο υλικών.

- Το είδος του τοιχοσώματος και ειδικότερα το πορώδες, η υγρασία, η μορφή της διεπιφάνειας και η μακροσκοπική του μορφή (μορφή, ύπαρξη και μέγεθος οπών και εγκοπών).

Η εφελκυστική αντοχή συνήθως αναφέρεται ως προς τη διεύθυνση του επιπέδου του εφελκυσμού, δηλαδή είτε κάθετα στους αρμούς, είτε παράλληλα σε αυτούς. Η εφελκυστική αντοχή κάθετα στους αρμούς θα εξαντληθεί όταν επέλθει αποκόλληση δύο τοιχοσωμάτων είτε λόγω κακής συνάφειας μεταξύ λιθοσώματων – κονιάματος είτε λόγω εξάντλησης της εφελκυστικής αντοχής του κονιάματος. Στην περίπτωση της εφελκυστικής αντοχής παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς παρατηρείται έντονη διαφοροποίηση αντοχών και τύπων αστοχίας όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.1.



Σχήμα 6.1 Μορφές αστοχίας τοιχοποιίας υπό άμεσο εφελκυσμό παράλληλα προς τους οριζόντιους αρμούς (Α) ασθενείς πλίνθοι (Β) ισχυροί πλίνθοι.

Οι Κανονισμοί δεν χρησιμοποιούν την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας στο σχεδιασμό. Αντίθετα, προδιαγράφουν την καμπτική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας για φόρτιση κάθετα στο επίπεδό της (σεισμός, άνεμος).

Η καμπτική εφελκυστική αντοχή για κάμψη σε επίπεδο παράλληλο στους αρμούς έχει αποδειχθεί υπερδιπλάσια συγκρινόμενη με κάμψη κάθετα σε αυτούς.

$$f_{wt} \text{ κάθετα στους οριζόντιους αρμούς : } f_{wt} = 0.70 f_{mt}$$

$$f_{wt} \text{ παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς : } f_{wt} = 1.70 f_{mt}$$

όπου:

$$f_{mt}: \text{ η εφελκυστική αντοχή του κονιάματος (ενδεικτικά } f_{mt} = 0.1 \text{ MPa)}$$

Ο λόγος των δύο αντοχών εξαρτάται από τους ακόλουθους παράγοντες :

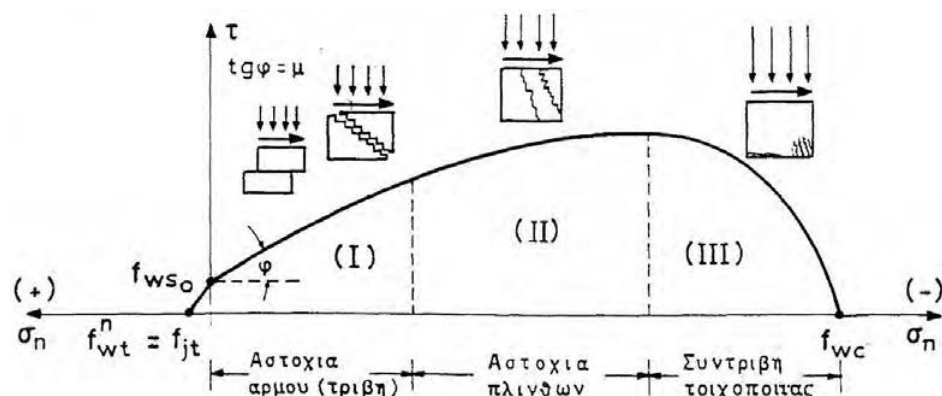
- Την αντοχή των τοιχοσωμάτων, γιατί στην περίπτωση του εφελκυσμού παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς και για ασθενής πλίνθους, η κατακόρυφη ρηγμάτωση διέρχεται δια μέσου των τοιχοσωμάτων
- Την αναλογία των πλευρών των τοιχοσωμάτων, ιδιαίτερα για συμπαγή τούβλα, όταν η αστοχία παρουσιάζεται με διάδοση ρωγμών δια μέσου των τοιχοσωμάτων.
- Την ύπαρξη κατακόρυφης θλιπτικής τάσης, που μειώνει την πιθανότητα αστοχίας κάθετα στους αρμούς.
- Το ποσοστό των οπών, η αντοχή της τοιχοποιίας μειώνεται όσο το ποσοστό των οπών αυξάνεται.
- Τη διεπιφάνεια μεταξύ λιθοσώματος και κονιάματος.

#### **6.3.1.4 Προσδιορισμός διατμητικής αντοχής τοιχοποιίας**

Στην πραγματικότητα καθαρή διάτμηση δεν υφίσταται στην φύση αφού η βαρύτητα δημιουργεί κάθετη φόρτιση και μόνο από τα ίδια βάρη της κατασκευής, επομένως γίνεται κατανοητό ότι διατμητικές “τ” και ορθές “σ<sub>n</sub>” τάσεις συνυπάρχουν.

Οι βασικοί παράγοντες που καθορίζουν την συμπεριφορά ενός τοίχου είναι τα μηχανικά χαρακτηριστικά των λίθων - κονιάματος, η γεωμετρία και το είδος των φορτίσεων που ασκούνται. Στο Σχήμα 6.2 παρουσιάζεται η περιβάλλουσα αστοχίας της τοιχοποιίας υπό συνδυασμό φορτίσεων (τ, σ<sub>n</sub>) για όλες τις μορφές θραύσης του τοίχου, οι οποίες είναι : [44]

- Διατμητική ολίσθηση μέσω των αρμών του κονιάματος, συμβαίνει για χαμηλές τιμές των θλιπτικών φορτίων, όπου η αστοχία επέρχεται μέσω ολίσθησης και αποκόλλησης των αρμών (αυτή την μορφή αστοχίας την συναντάμε στις τοιχοπληρώσεις).
- Διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση, που διαπερνά και πλίνθους και συνήθως εμφανίζεται σε πεσσούς μεταξύ ανοιγμάτων. Σε αυτή την περίπτωση η τοιχοποιία συμπεριφέρεται ως ομοιογενές υλικό όπου τα μηχανικά χαρακτηριστικά του καθορίζονται από τα λιθοσώματα και όχι από το κονίαμα.
- Θλιπτική αστοχία λόγω τέμνουσας, θα συμβεί όταν η ορθή τάση ξεπεράσει την αντοχή του τοίχου σε θλίψη στο περισσότερο θλιβόμενο άκρο.



Σχήμα 6.2 Τυπική μορφή καμπύλης αστοχίας τοιχοποιίας ( $\tau$ ,  $\sigma_n$ )

Η τοιχοποιία θεωρείται επιφανειακής μορφής φορέας στην οποία ασκείται τυχούσα επίπεδη καταπόνηση. Αυτή η καταπόνηση ισοδύναμη με ένα ζεύγος κυρίων ορθών τάσεων υπό οποιανδήποτε γωνία “ $\theta$ ” σε σχέση με τους οριζόντιους αρμούς.

Στην τοιχοποιία η διεύθυνση των κυρίων αξόνων έντασης ως προς την διεύθυνση των αρμών καθορίζει και την μορφή αστοχίας της, σε αντίθεση με τα ισότροπα ψαθυρά υλικά (πχ σκυρόδεμα), όπου θεωρείται δεδομένο ότι η ρωγμάτωση επέρχεται κάθετα στην κύρια εφελκυστική τάση. Έτσι γίνεται κατανοητό ότι για συγκεκριμένη φόρτιση σε λιθοδομή, η περιβάλλουσα αστοχίας δεν είναι μοναδική όπως συμβαίνει για ένα ισότροπο υλικό, αλλά διαφοροποιείται για κάθε τιμή της γωνίας “ $\theta$ ”.

Η αξονική φόρτιση, η θλιπτική αντοχή καθώς και η σύνδεση μεταξύ κονιάματος και λιθοσώματος καθορίζουν τον τύπο αστοχίας και την απομένουσα αντοχή μετά την ρωγμάτωση.

Στις περιπτώσεις όπου τα λιθοσώματα είναι αρκετά ισχυρά και το αξονικό φορτίο είναι μικρό η τοιχοποιία κινδυνεύει από αστοχία στην περιοχή των αρμών. Επιτυγχάνεται απορρόφηση ενέργειας μέσω της τριβής και η απομένουσα φέρουσα ικανότητα μετά την ρωγμάτωση είναι ικανοποιητική. Αντίθετα, στους πλίνθους με μικρή αντοχή και μεγάλα αξονικά φορτία η αστοχία εμφανίζεται με χιαστή ρωγμάτωση και θραύση πλίνθων. Να σημειωθεί ότι η αστοχία έχει ψαθυρό χαρακτήρα και η φέρουσα ικανότητα της κατασκευής μετά την ρωγμάτωση είναι ανεπαρκής.

### 6.3.2 Στοιχεία που λαμβάνονται από τον Ευρωκώδικα 6 ( EC 6) [24], και το εγχειρίδιο του λογισμικού Fespa [5].

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6, & 3.6.2.2 είναι :

$$f_k = K * f_b^{0,65} * f_m^{0,25} \quad (6.7)$$

όπου :

$K$  : σταθερά σε  $N/mm^2$  , με τιμές από την & 3.6.2.2 του EC 6.

$f_b$  : Η ανοιγμένη θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων σε  $N/mm^2$ .

$f_m$  : Η θλιπτική αντοχή του κονιάματος σε  $N/mm^2$ , υπό τον όρο ότι το  $f_m$  δεν υπερβαίνει τις τιμές :  $20 N/mm^2$  και  $2f_b$ .

$f_{vk}$  : Είναι η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή άοπλης τοιχοποιίας.

Σύμφωνα με την & 3.6.3 του EC 6, μπορεί να λαμβάνεται

$f_{vk} = 0,065 f_b$  , αλλά όχι μικρότερη από το  $f_{vk0}$  που δίδεται από τον πίνακα 3.5.

$\gamma_M$  : Είναι ο συντελεστής ασφαλείας για τις ιδιότητες των υλικών, που λαμβάνεται από τον πίνακα 2.3 του EC 6.

Με  $K=0,50 N/mm^2$ ,  $f_b = 25 N/mm^2$ ,  $f_m = 10 N/mm^2$  , προκύπτει :

$$f_k = 0,50 * 25^{0,65} * 10^{0,25} = 7,20 N/mm^2 \quad (6.8)$$

$$f_{vk} = 0,065 * 7,20 = 0,47.$$

Από τον πίνακα 2.3 για κατηγορία κατασκευής B και κατηγορία ελέγχου εργοστασιακής παραγωγής λιθοσωμάτων II, προκύπτει  $\gamma_M = 2,50$ .

Παρατίθενται παρακάτω οι πίνακες του EC 6, από όπου επιλέγονται οι τιμές των παραπάνω μεγεθών.

Υλικό λιθοσώματος		Κονίαμα γενικής εφαρμογής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως ( $\text{N/mm}^2$ ) (οριζόντιος αρμός $\leq 3\text{mm}$ )	Ελαφροκονίαμα με πυκνότητα	
				$600 \leq \rho \leq 700 \text{ Kg/m}^3$	$700 \leq \rho \leq 1500 \text{ Kg/m}^3$
Άργιλος	Ομάδα 1	0,50	0,75	0,30	0,40
	Ομάδα 2	0,45	0,55	0,30	0,40
	Ομάδα 3	0,40	0,45	0,20	0,25
	Ομάδα 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Πυριτικό Ασβέστιο	Ομάδα 1	0,50	0,80	‡	‡
	Ομάδα 2	0,45	0,55	‡	‡
Σκυρόδεμα με αδρανή	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 2	0,45	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 3	0,40	0,60	‡	‡
	Ομάδα 4	0,35	‡	‡	‡
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Τεχνητοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	0,75	‡	‡
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	‡	‡	‡

‡ Συνδυασμός κονιάματος/λιθοσώματος ο οποίος συνήθως δεν εφαρμόζεται. Δεν δίδεται σχετική τιμή του K.

Πίνακας 6.1 Τιμές του συντελεστή K για τοιχοποιίες.

Υλικό λιθο- σώματος	$f_{\text{κκ0}}$ (N/mm <sup>2</sup> )			Ελαφροκονίαμα
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής, δεδομένης κατηγορίας αντοχής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως (οριζόντιος αρμός ≤3mm)		
Άργιλος	M10-M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5-M9	0,20		
	M1-M2	0,10		
Πυριτικό ασβέστιο	M10-M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5-M9	0,15		
	M1-M2	0,10		
Σκυρόδεμα με αδρανή	M10-M20	0,20	0,30	0,15
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	M2,5-M9	0,15		
Τεχνητοί λίθοι Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	M1-M2	0,10		

Πίνακας 6.2 Τιμές της  $f_{vk0}$ .

	Ομάδα λιθοσώματος							
	Ομάδα 1 (ανεξάρτητη υλικού)	Υλικά	Ομάδα 2		Ομάδα 3		Ομάδα 4	
			Κατακόρυφες οπές				Οριζόντιες οπές	
Όγκος όλων των κενών (ως ποσοστό % του μικτού όγκου)	≤25	άργιλος	> 25 , ≤ 55		> 25 , ≤ 70		>25 , ≤70	
		πυριτικό ασβέστιο	> 25 , ≤ 55		Δεν χρησιμοποιείται		Δεν χρησιμοποιείται	
		σκυρόδεμα <sup>2</sup>	> 25 , ≤ 60		> 25 , ≤ 70		> 25 , ≤ 50	
Όγκος ενός κενού (% του μεικτού όγκου)	≤12.5	άργιλος	Καθένα από τα πολλαπλά κενά ≤ 10 Λαβές συνολικώς ≤ 12.5		Καθένα από τα πολλαπλά κενά ≤ 10 Λαβές συνολικώς ≤ 12.5		Καθένα από τα πολλαπλά κενά ≤ 30	
		πυριτικό ασβέστιο	Καθένα από τα πολλαπλά κενά ≤ 15 Λαβές συνολικώς ≤ 30		Δεν χρησιμοποιείται		Δεν χρησιμοποιείται	
		σκυρόδεμα <sup>2</sup>	Καθένα από τα πολλαπλά κενά ≤ 30 Λαβές συνολικώς ≤ 30		Καθένα από τα πολλαπλά κενά ≤ 30 Λαβές συνολικώς ≤ 30		Καθένα από τα πολλαπλά κενά ≤ 25	
			τοιχώμα	κέλυφος	τοιχώμα	κέλυφος	τοιχώμα	κέλυφος
Ελάχιστο πάχος μέσα και γύρω από τις οπές (mm)	Καμία απαίτηση	άργιλος	5	8	3	6	6	8
		πυριτικό ασβέστιο	5	10	Δεν χρησιμοποιείται		Δεν χρησιμοποιείται	
		σκυρόδεμα <sup>2</sup>	15	20	15	15	20	20
Σύνθετο πάχος <sup>1</sup> τοιχωμάτων και κελυφών (% του συνολικού πλάτους)	Καμία απαίτηση	άργιλος	≥ 16		≥12		≥16	
		πυριτικό ασβέστιο	≥ 20		Δεν χρησιμοποιείται		Δεν χρησιμοποιείται	
		σκυρόδεμα	≥ 20		≥15		≥45	
Σημειώσεις:								
1. Σύνθετο πάχος είναι το πάχος όλων των κελυφών και των τοιχωμάτων, μετρούμενο οριζοντίως επί όλης της διαστάσεως του λιθοσώματος κατά ορθή γωνία ως προς την όψη του λιθοσώματος. Στην περίπτωση κωνικών ή κυψελωδών κενών, θα χρησιμοποιείται η μέση τιμή του πάχους των κελυφών και των τοιχωμάτων. Ο έλεγχος πρέπει να εκλαμβάνεται ως δοκιμή χαρακτηρισμού και απαιτείται να επαναλαμβάνεται μόνον στην περίπτωση μεγάλων τροποποιήσεων στον σχεδιασμό των διαστάσεων των λιθοσωμάτων.								
2. Ο όρος περιλαμβάνει το σκυρόδεμα με αδρανή, καθώς και το αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα								

Πίνακας 6.3 Γεωμετρικές απαιτήσεις για την ομαδοποίηση των λιθοσωμάτων.

Κατηγορία κονιάματος	Μέση θλιπτική αντοχή (MPa)	Αναλογίες αναμίξεως (σε μέρη κατ' όγκον)		
		Τσιμέντο	Ασβέστης	Άμμος
M2,5	2,5	1	3	9
M5	5,0	1	2	6
M10	10,0	1	0,5	5
M20	20,0	1	-	3

Πίνακας 6.4 Θλιπτική αντοχή προδιαγεγραμμένων κονιαμάτων

Υλικό		γ <sub>M</sub>		
		Στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατασκευής		
		1	2	3
	Τοιχοποιία από:			
A	Λιθοσώματα Κατηγορίας I, κονίαμα με μελέτη συνθέσεως	1,7	2,0	2,2
B	Λιθοσώματα Κατηγορίας I, προδιαγεγραμμένο κονίαμα	2,0	2,2	2,5
Γ	Λιθοσώματα Κατηγορίας II, οποιοδήποτε κονίαμα	2,2	2,5	2,7
Δ	Συνάφεια του χάλυβα οπλισμού	2,0	2,2	2,5
E	Χάλυβας οπλισμού και χάλυβας προέντασης	1,15		
ΣΤ	Δευτερεύοντα στοιχεία	2,0	2,2	2,5
Z	Υπέρθυρα σύμφωνα με το EN 845-2	1,7	2,0	2,2

Πίνακας 6.5 Αριθμητικές τιμές του συντελεστή γ<sub>M</sub> για την τοιχοποιία.

### 6.3.3 Στοιχεία από επιτόπου μετρήσεις [46].

Για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας της φέρουσας τοιχοποιίας, έγιναν επί τόπου μετρήσεις στους φέροντες τοίχους στο ισόγειο και στον όροφο, εσωτερικά και εξωτερικά του κτηρίου. Οι μετρήσεις αυτές ελήφθησαν με τον μηχανικό εξοπλισμό του Εργαστηρίου Εφαρμοσμένης Μηχανικής του Πολυτεχνείου Κρήτης από τον καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη. Χρησιμοποιήθηκαν δύο μέθοδοι, των κρουστικών παλμών και των υπερήχων. Σε επιλεγμένα σημεία με συγκεκριμένο τρόπο, δηλαδή στο μέσον κάθε τοίχου και σε απόσταση 1 μ από τις παρειές, εξασφαλίστηκαν τα πιο ενδεικτικά σημεία, για καλύτερη αξιοπιστία των αποτελεσμάτων.

Οι θέσεις που ελήφθησαν οι μετρήσεις φαίνονται στα σχήματα 6.3 και 6.4. Υπολογίστηκαν οι ταχύτητες διάδοσης των κυμάτων (βλέπε Πίνακα 6.6) και με την θεώρηση του μέσου όρου των μετρήσεων, με τους γνωστούς τύπους έγινε προσπάθεια να υπολογισθεί ο λόγος του Poisson ν.

Χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές  $V_P = 2102,25 \text{ m/sec}$  και  $V_r = 1688,67 \text{ m/sec}$ . Προέκυψε λόγος του Poisson  $\nu = 0,177$ . Η τιμή αυτή χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας E, σε όλα τα σημεία της φέρουσας τοιχοποιίας. Οι τιμές υπολογισμού φαίνονται στους Πίνακες 6.7 και 6.8. Οι σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν για τους υπολογισμούς των E και ν, είναι οι παρακάτω:

$$V_P = \left\{ E_d^* (1-\nu) / \rho(1+\nu)(1-2\nu) \right\}^{1/2} \quad (6.9)$$



$$V_r = \{0,87 + (1,12n/1+n)\} * \{(E_d/\rho) * (1/2(1+\nu))\}^{1/2} \quad (6.10)$$

Όπου :

$V_p$  : ταχύτητα διάδοσης διαμήκους κύματος

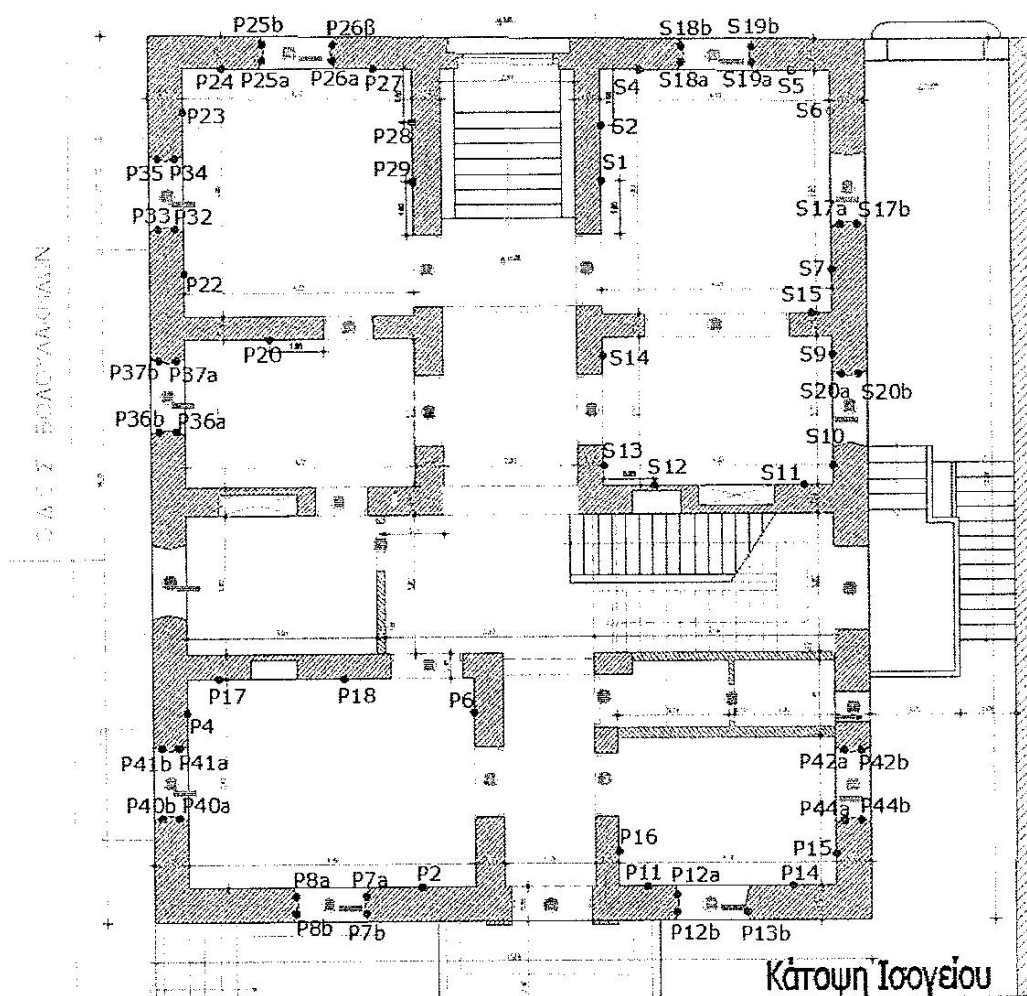
$V_r$  : ταχύτητα διάδοσης επιφανειακού κύματος

$\nu$  : λόγος του Poisson

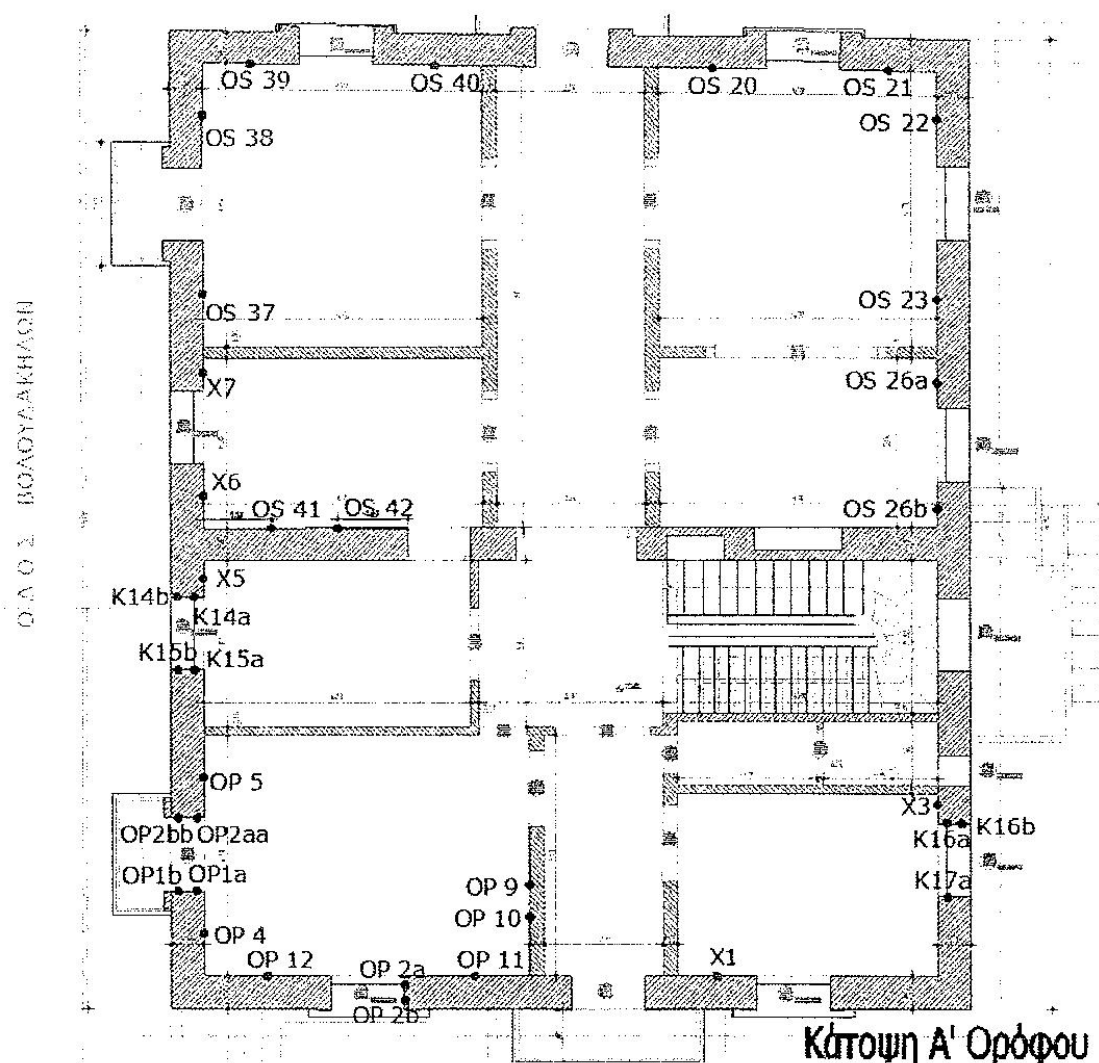
$E_d$  : μέτρο ελαστικότητας

$\rho$  : πυκνότητα. (Υπολογίσθηκε από μετρήσεις στο εργαστήριο σε δείγμα λιθοσώματος από τη φέρουσα τοιχοποιία του κτηρίου στα 1800 kg/m<sup>3</sup> ).

Επειδή δεν βρέθηκε αριθμητική αποδεκτή λύση, έγιναν τελικά μετρήσεις με τις δύο μεθόδους σε δείγμα πέτρας από την φέρουσα τοιχοποιία. Μετρήθηκαν ταχύτητες, και με χρήση των μέσου όρου χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές  $V_p = 2102,25$  m/sec  $V_r = 1688,67$  m/sec. Προέκυψε λόγος του Poisson  $\nu = 0,177$ . Η τιμή αυτή εφαρμόσθηκε ως δεδομένη για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας σε όλα τα σημεία της φέρουσας τοιχοποιίας.



Σχήμα 6.3 Θέσεις των μετρήσεων στο ισόγειο του κτηρίου



Σχήμα 6.4 Θέσεις των μετρήσεων στον α' όροφο του κτηρίου

	$V_p$ (m/sec)		$V_r$ (m/sec)
	ΚΡΟΥΣΤΙΚΟΙ ΠΑΛΜΟΙ	ΥΠΕΡΗΧΟΙ	
Σημείο E1	666,67	3061,22	2170
Σημείο E2	541,67	2955,67	2130
Σημείο E3	2062,50	289,86	766
ΜΕΣΟΣ ΟΡΟΣ	1090,28	2102,25	1688,67

Πίνακας 6.6 Μέσοι όροι  $V_p$  και  $V_r$

ΙΣΟΓΕΙΟ		
Σημεία	Μέτρο ελαστικότητας (E)	Λόγος Poisson ( $\nu$ )
P2	2,21E+09	0,177
P4	1,88E+09	0,177
P6	2,65E+09	0,177
P7α	1,98E+09	0,177
P7β	1,26E+10	0,177
P8α	4,16E+08	0,177
P8β	1,10E+09	0,177
P11	3,74E+09	0,177
P12α	2,96E+09	0,177
P12β	1,95E+09	0,177
P13β	1,43E+09	0,177
P14	3,65E+08	0,177
P15	4,16E+08	0,177
P16	1,27E+09	0,177
P17	1,66E+09	0,177
P18	5,46E+09	0,177
P20	7,39E+08	0,177
P22	1,43E+09	0,177
P23	2,39E+08	0,177
P24	1,89E+10	0,177
P25α	1,50E+09	0,177
P25β	6,65E+09	0,177
P26α	8,59E+08	0,177
P26β	4,74E+09	0,177
P27	4,74E+09	0,177
P28	1,26E+09	0,177
P29	1,57E+09	0,177
P32	6,11E+09	0,177
P33	4,11E+09	0,177
P34	4,61E+08	0,177
P35	6,65E+09	0,177
36α	3,74E+09	0,177
P36β	3,09E+09	0,177
P37α	1,66E+09	0,177
P37β	2,60E+09	0,177
P40α	1,91E+09	0,177
P40β	1,79E+10	0,177
P41α	7,39E+08	0,177
P41β	3,26E+09	0,177
P42a	3,00E+08	0,177

P42β	5,71E+08	0,177
P44α	1,13E+09	0,177
P44β	4,11E+09	0,177
Σ1	1,77E+09	0,177
Σ2	5,57E+08	0,177
Σ4	1,33E+09	0,177
Σ5	4,16E+08	0,177
Σ6	2,26E+09	0,177
Σ7	1,50E+09	0,177
Σ9	1,15E+09	0,177
Σ10	3,34E+09	0,177
Σ11	9,65E+08	0,177
Σ12	1,27E+09	0,177
Σ13	1,08E+09	0,177
Σ14	1,46E+09	0,177
Σ15	1,29E+09	0,177
Σ17α	8,29E+08	0,177
Σ17β	2,89E+09	0,177
Σ18α	3,98E+09	0,177
Σ18β	3,16E+09	0,177
Σ19β	8,56E+08	0,177
Σ19α	3,52E+09	0,177
Σ20α	3,28E+08	0,177
Σ20β	7,41E+09	0,177

Πίνακας 6.7 Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας ισογείου.

ΟΡΟΦΟΣ		
Σημεία	Μέτρο ελαστικότητας (E)	Λόγος Poisson ( $\nu$ )
OP1α	1,46E+09	0,177
OP1β	4,15E+09	0,177
OP2α	1,85E+10	0,177
OP2β	2,66E+10	0,177
OP2αα	1,61E+09	0,177
OP2ββ	5,09E+09	0,177
OP4	3,74E+09	0,177
OP5	6,50E+08	0,177
OP9	2,60E+09	0,177
OP10	1,17E+09	0,177
OP11	1,35E+09	0,177
OP12	1,50E+09	0,177
X1	5,75E+08	0,177
X3	2,44E+09	0,177
X5	1,33E+10	0,177
X6	2,86E+09	0,177
X7	1,35E+09	0,177
K14α	7,39E+08	0,177
K14β	6,11E+09	0,177
K15α	1,66E+09	0,177
K15β	4,39E+09	0,177
K16α	9,35E+08	0,177
K16β	1,52E+08	0,177
K17α	2,35E+09	0,177
ΟΣ20	1,98E+09	0,177
ΟΣ21	1,06E+09	0,177
ΟΣ22	1,20E+09	0,177
ΟΣ23	1,04E+09	0,177
ΟΣ26α	1,66E+09	0,177
ΟΣ26β	1,66E+09	0,177
ΟΣ37	2,60E+09	0,177
ΟΣ38	2,96E+09	0,177
ΟΣ39	2,35E+09	0,177
ΟΣ40	5,59E+09	0,177
ΟΣ41	1,93E+09	0,177
ΟΣ42	1,89E+09	0,177

Πίνακας 6.8 Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας ορόφου.

Από τις υπάρχουσες επιτόπου μετρήσεις, όπως αναφέρθηκε παραπάνω ελήφθησαν οι τιμές :

Για το μέτρο ελαστικότητας από τους πίνακες 6.7 και 6.8, χρησιμοποιήθηκε ο μέσος όρος από ένα εύρος 34 τιμών, από  $1,10 \times 10^9$  έως  $3,74 \times 10^9$  για το ισόγειο και ελήφθη η τιμή  $2,086 \times 10^9$ , ενώ για τον όροφο από ένα εύρος 23 τιμών, από  $1,04 \times 10^9$  έως  $3,74 \times 10^9$  ελήφθη η τιμή  $1,931 \times 10^9$ .

Ο λόγος του Poisson όπως προαναφέρθηκε ελήφθη  $\nu = 0,177$  και η πυκνότητα  $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$ .

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

## Επίλυση με το λογισμικό Fespa

---

### 7.1 Τι είναι το Fespa

Το Fespa είναι ένα ολοκληρωμένο σύστημα λογισμικού που διατίθεται στο ελεύθερο εμπόριο, και χρησιμεύει στην ανάλυση, διαστασιολόγηση, απεικόνιση, έλεγχο και σχεδίαση δομημάτων τριών διαστάσεων. Βασίζεται στις αρχές του ελεύθερου σχεδιασμού. Με το λογισμικό αυτό, μπορεί να « δημιουργηθεί » το προσομοίωμα μίας κατασκευής, να ελεγχθεί γραφικά, να αναλυθεί, να οπλισθεί και να επιθεωρηθούν τα αποτελέσματα. Τέλος να γίνει η παραγωγή των υπολογισμών και των σχεδίων [5].

### 7.2 Τι κάνει το Fespa

Μία κατασκευή μπορεί να θεωρηθεί ως σύνθεση μελών. Με το λογισμικό αντιμετωπίζεται κάθε κατασκευή που θα μπορούσε να προσομοιωθεί με ραβδωτούς φορείς, για διάφορες περιπτώσεις φορτίσεων (επικόμβιες, επιράβδιες, θερμοκρασίας, στατικές, σεισμικές, υποχωρήσεις στηρίξεων και συνδυασμούς αυτών).

Το προσομοίωμα της κατασκευής είναι πλαίσιο τριών διαστάσεων, εδραζόμενο επί ελαστικού εδάφους. Κατά συνέπεια η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής εισέρχεται από την αρχή στους υπολογισμούς, και δεν απαιτείται εκ



νέου διανομή των δράσεων, λόγω εκκεντροτήτων των στοιχείων θεμελίωσης. Λαμβάνονται υπ' όψιν έργα από αξονικές δυνάμεις, από τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψεις και ροπές στρέψης. Οι καμπτικές δυσκαμψίες των στοιχείων, λαμβάνονται σύμφωνα με την & 3.2.3 του ΕΑΚ.

Σημεία συγκέντρωσης μάζας ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος. Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν στη θεμελίωση. Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν έξι βαθμοί ελευθερίας, ενώ στους κόμβους της θεμελίωσης αντιστοιχούν τέσσερις βαθμοί ελευθερίας, γιατί θεωρούνται οριζόντια παγιωμένοι.

Οι επιλύσεις γίνονται με τη μέθοδο αντιστροφής του μητρώου ακαμψίας (κατά Gauss), των μελών του χωρικού προσομοιώματος. Ο κανονισμός προβλέπει δύο μεθόδους για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης: τη δυναμική φασματική μέθοδο και την απλοποιημένη φασματική μέθοδο (ισοδύναμη στατική μέθοδο).

**Κατά την επίλυση με τη δυναμική φασματική μέθοδο**, το Fespa δέχεται ως ελάχιστο αριθμό ιδιομορφών το  $\min \{3(N)^{1/2}, 9\}$ , όπου N ο αριθμός των ορόφων. Δίδεται η ευχέρεια στον χειριστή να επιλέξει την αυτόματη αναζήτηση του ελάχιστου απαιτούμενου αριθμού ιδιομορφών, ώστε να ενεργοποιηθεί το 90% της ταλαντούμενης μάζας.

**Κατά την επίλυση με την ισοδύναμη στατική μέθοδο**, το Fespa υπολογίζει την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, τη φασματική επιτάχυνση, και την τέμνουσα βάσης. Στη συνέχεια κατανέμει τις οριζόντιες δυνάμεις  $F_i$  ανά όροφο, και υπολογίζει την πρόσθετη δύναμη  $V_H$ , όταν  $T > 1 \text{ sec}$ . Τέλος κατανέμει την οριζόντια δύναμη κάθε ορόφου στα κατακόρυφα στοιχεία.

Στην επίλυση του μελετώμενου κτηρίου, εφαρμόστηκε η δυναμική φασματική μέθοδος.

#### **Επίλυση κτηρίου από τοιχοποιία.**

Ειδικά για την ανάλυση κτηρίων από τοιχοποιία στο Fespa ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία:

Καθορίζονται ο κανονισμός και η μέθοδος σεισμικής ανάλυσης (Ισοδύναμη στατική ανάλυση ή δυναμική φασματική μέθοδος).

Καθορίζονται οι παράμετροι: Χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη της τοιχοποιίας  $f_k$ , χαρακτηριστική αντοχή σε διάτμηση  $f_{nk}$ , συντελεστής ασφαλείας των υλικών  $\gamma_M$ .

Καθορίζεται ο δείκτης συμπεριφοράς  $q = 1,50$ , σύμφωνα με τον ΝΕΑΚ.

Περιγράφεται η συνδεσμολογία των πλακών.

Εισάγονται οι πεσσοί της τοιχοποιίας ως υποστυλώματα και χαρακτηρίζονται ως λιθοδομές.

Θεμελιώνονται οι πεσσοί της τοιχοποιίας με πεδιλοδοκούς, και τέλος γίνεται η επίλυση του κτηρίου.

### 7.3 Επίλυση με το Fespa

Με το συγκεκριμένο λογισμικό έγιναν 6 επιλύσεις: F1, F2, F3, F4, F5, και F6.

Στις επιλύσεις F1 και F2, τα δεδομένα και τα στοιχεία που χρησιμοποιούνται στην επίλυση, ελήφθησαν σύμφωνα με τις αναλύσεις που έγιναν στο κεφάλαιο 6 (Δεδομένα και στοιχεία υπολογισμών). Για τις ελαστικές σταθερές, χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές που χρησιμοποιούνται από το λογισμικό Fespa, για επιλύσεις των κτηρίων από τοιχοποιία.

Στις επιλύσεις F3, F4, F5, και F6, χρησιμοποιήθηκαν δεδομένα από το κεφάλαιο 6, και δεδομένα από τις επιλύσεις με το λογισμικό Marc.

Στον παρακάτω πίνακα 7.1, φαίνονται οι τιμές των ελαστικών σταθερών που εκχωρήθηκαν στο Fespa, για τις επιλύσεις F3, F4, F5, F6 και χρησιμοποιούνται για τις επιλύσεις με το λογισμικό Marc.

ΤΙΜΕΣ ΤΩΝ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΣΤΑΘΕΡΩΝ ΠΟΥ ΕΚΧΩΡΗΘΗΚΑΝ ΣΤΟ FESPA					
ΕΙΔΟΣ	ΥΛΙΚΟΥ	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ	ΛΙΘΟΔΟΜΗ	2,90E+09	0,1	1,5	1,32E+09
ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ	ΛΙΘΟΔΟΜΗ	1,50E+09	0,1	1,5	6,80E+08

Πίνακας 7.1 Τιμές των ελαστικών σταθερών που χρησιμοποιήθηκαν στο Fespa για τις επιλύσεις F3, F4, F5, F6, (&7.3).

Αναλυτικά οι 6 επιλύσεις έγιναν ως εξής:

-Επίλυση F1: Χωρίς κατακόρυφη συνιστώσα, με φάσμα σχεδιασμού και με δεδομένα και στοιχεία που χρησιμοποιεί το Fespa, στην επίλυση κτηρίων από τοιχοποιία, (&7.2).

-Επίλυση F2: Με κατακόρυφη συνιστώσα, με φάσμα σχεδιασμού και με δεδομένα και στοιχεία που χρησιμοποιεί το Fespa, στην επίλυση κτηρίων από τοιχοποιία, (&7.2).

-Επίλυση F3: Χωρίς κατακόρυφη συνιστώσα, με ελαστικό φάσμα και με δεδομένα και στοιχεία που χρησιμοποιούνται κατά την επίλυση με το Marc, (&8.5).

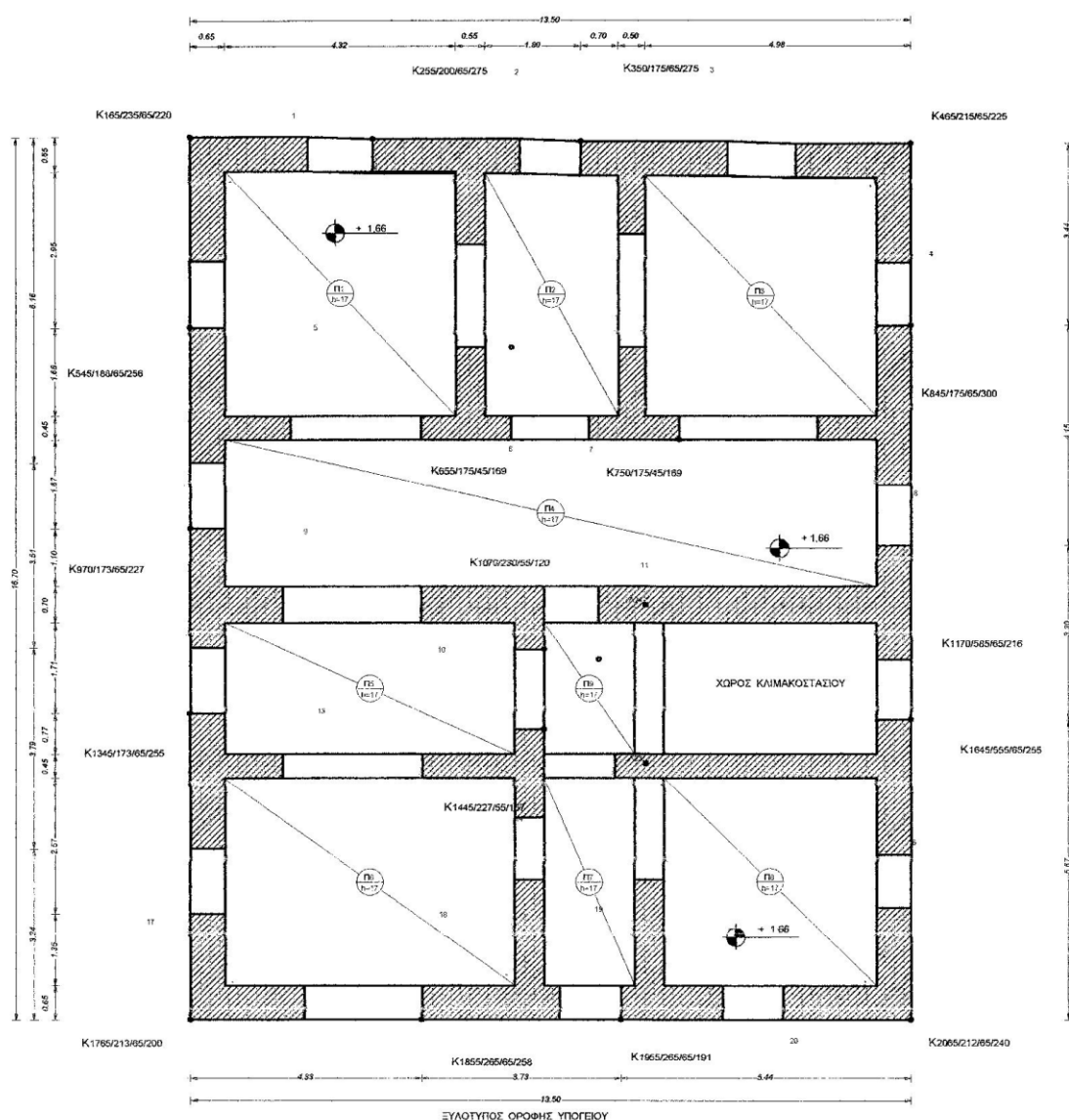
-Επίλυση F4: Με κατακόρυφη συνιστώσα, με ελαστικό φάσμα και με δεδομένα και στοιχεία που χρησιμοποιούνται κατά την επίλυση με το Marc, (&8.5).

-Επίλυση F5: Χωρίς κατακόρυφη συνιστώσα, με φάσμα σχεδιασμού και με δεδομένα και στοιχεία που χρησιμοποιούνται κατά την επίλυση με το Marc, (&8.5).

-Επίλυση F6: Με κατακόρυφη συνιστώσα, με φάσμα σχεδιασμού και με δεδομένα και στοιχεία που χρησιμοποιούνται κατά την επίλυση με το Marc, (&8.5).

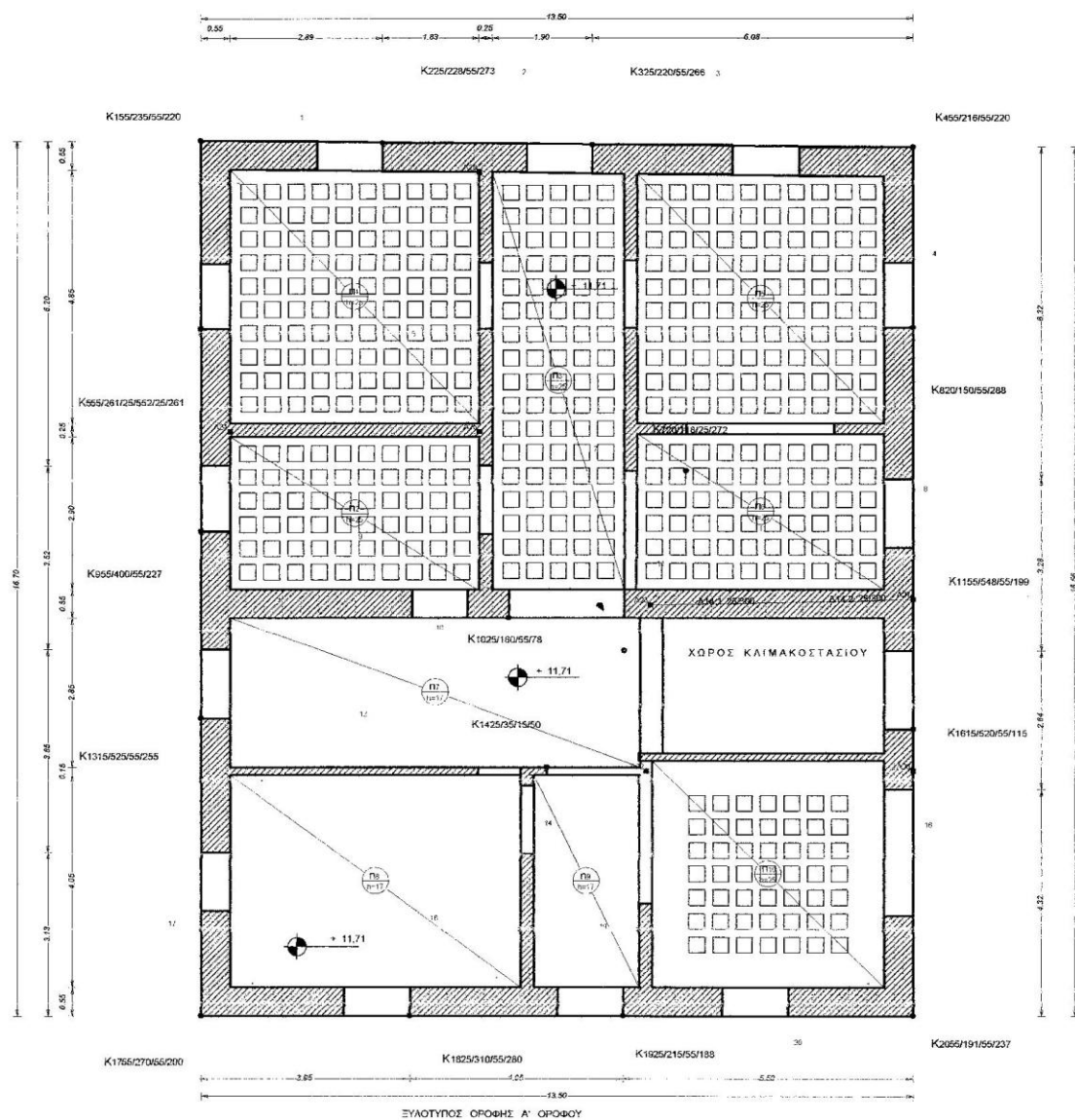
Οι παραπάνω επιλύσεις, με τους ανάλογους συντελεστές συμπεριφοράς  $q$ , έγιναν με ελαστικό φάσμα ( $q=1$ ), και φάσμα σχεδιασμού ( $q>1$ ). Ο συντελεστής θεμελίωσης  $\theta$  λαμβάνεται 0,90 (ΕΑΚ 2000, πίνακας 2.7. σελ. 79).

Στα επόμενα σχήματα (Σχήματα 7.1, 7.2, 7.3), παρατίθενται οι ξυλότυποι των ορόφων που εισήχθησαν στο λογισμικό για την επίλυση του φορέα. Στο Σχήμα 7.2, τα πατώματα με τις ξύλινες δοκούς που φαίνονται, έχουν αντικατασταθεί για τις ανάγκες της επίλυσης, με τις πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος Π1, Π2, Π5 και Π6, πάχους 0,17 m.



Σχήμα 7.1 Ξυλότυπος οροφής υπογείου





Σχήμα 7.3 Ευλότυπος οροφής Α' ορόφου

## 7.4 Αποτελέσματα επίλυσης

Στον πίνακα 7.2 παρουσιάζονται οι συχνότητες που προέκυψαν κατά τις επιλύσεις με το λογισμικό Fespa. Στη στήλη των ιδιομορφών φαίνεται για την

κάθε περίπτωση επίλυσης, ο ελάχιστος απαιτούμενος αριθμός ιδιομορφών που προέκυψε από την αυτόματη αναζήτηση του λογισμικού, ώστε να ενεργοποιηθεί το 90% της ταλαντούμενης μάζας.

ΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ				
ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ FESPA				
ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ F1	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ F2	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ F3	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ F4
A/A	(HZ)	(HZ)	(HZ)	(HZ)
1	1,581	1,5701	2,2066	2,1836
2	1,7057	1,6879	2,3524	2,3119
3	2,0792	2,0688	5,2713	5,2583
4	7,2262	6,8233	18,877	8,2772
5	8,8511	7,0923	27,1324	9,6192
6	9,6478	7,3951	29,6187	9,9982
7	14,0935	7,7149	31,0581	11,3383
8	14,7965	8,3209	34,4194	11,7438
9	16,7028	8,7643	36,312	13,3191
10		8,8064	38,5161	13,5808
11		9,4953	41,5383	14,2003
12		9,6121	43,6896	14,4299
13		10,0907	44,4632	15,8128
14		10,4622	45,61	16,2291
15			47,4422	16,5328
16			47,9392	17,2128
17			48,1994	17,7366
18			49,658	18,2007
19				19,1524
20				20,4586
21				22,5169
22				27,116
23				28,5677
24				30,8809
25				31,4668
26				34,4637
27				36,3101
28				38,4248
29				41,3883

Πίνακας 7.2 Συχνότητες ιδιομορφικής ανάλυσης κατά τις επιλύσεις F1, F2, F3, F4 με το Fespa.

Στον παραπάνω πίνακα, οι συχνότητες των επιλύσεων F5 και F6 δεν αναφέρονται, γιατί είναι ταυτόσημες με αυτές των επιλύσεων F3 και F4.

Πίνακας μεξών ανά ιδιομορφή και αθροίσματα.  
=====

Φορέας 1: (Μετ'όθωση μάζας κατά +X)						
Ιδιομορφή	X-διστόθ.	Y-διστόθ.	Z-διστόθ.	X-ολική	Y-ολική	Z-ολική
1	0.265	0.000	84.325	0.265	0.000	84.325
2	84.409	0.000	0.267	84.674	0.000	84.592
3	0.004	0.000	0.068	84.678	0.000	84.660
4	0.001	0.000	0.008	84.678	0.000	84.667
5	0.000	0.000	0.006	84.679	0.000	84.674
6	0.003	0.000	0.002	84.682	0.000	84.676
7	0.022	0.000	0.000	84.703	0.000	84.676
8	0.000	0.000	0.028	84.704	0.000	84.704
9	0.003	0.000	0.117	84.707	0.000	84.822
10	0.010	0.000	0.037	84.716	0.000	84.858
11	0.023	0.000	0.564	84.739	0.000	85.422
12	0.005	0.000	1.099	84.744	0.000	86.521
13	0.010	0.000	0.089	84.754	0.000	86.610
14	0.004	0.000	0.076	84.758	0.000	86.687
15	0.029	0.000	0.290	84.787	0.000	86.977
16	0.089	0.000	0.120	84.875	0.000	87.097
17	0.028	0.000	0.146	84.903	0.000	87.243
18	0.005	0.000	0.027	84.909	0.000	87.270
Φορέας 2: (Μετ'όθωση μάζας κατά +Z)						
Ιδιομορφή	X-διστόθ.	Y-διστόθ.	Z-διστόθ.	X-ολική	Y-ολική	Z-ολική
1	0.214	0.000	84.445	0.214	0.000	84.445
2	84.440	0.000	0.214	84.655	0.000	84.659
3	0.026	0.000	0.001	84.681	0.000	84.660
4	0.001	0.000	0.002	84.682	0.000	84.662
5	0.000	0.000	0.003	84.682	0.000	84.666
6	0.001	0.000	0.002	84.683	0.000	84.668
7	0.012	0.000	0.006	84.695	0.000	84.673
8	0.003	0.000	0.043	84.698	0.000	84.716
9	0.001	0.000	0.002	84.699	0.000	84.718
10	0.009	0.000	0.003	84.708	0.000	84.722
11	0.005	0.000	0.162	84.714	0.000	84.884
12	0.016	0.000	0.031	84.729	0.000	84.914
Φορέας 3: (Μετ'όθωση μάζας κατά -X)						
Ιδιομορφή	X-διστόθ.	Y-διστόθ.	Z-διστόθ.	X-ολική	Y-ολική	Z-ολική
1	0.164	0.000	84.454	0.164	0.000	84.454
2	84.519	0.000	0.163	84.683	0.000	84.617
3	0.004	0.000	0.043	84.687	0.000	84.661
4	0.001	0.000	0.000	84.688	0.000	84.661
5	0.000	0.000	0.001	84.688	0.000	84.662
6	0.000	0.000	0.000	84.688	0.000	84.662
7	0.014	0.000	0.001	84.702	0.000	84.663
8	0.000	0.000	0.018	84.703	0.000	84.681
9	0.005	0.000	0.002	84.707	0.000	84.683
10	0.095	0.000	0.000	84.802	0.000	84.683
11	0.043	0.000	0.007	84.846	0.000	84.691
12	0.013	0.000	0.029	84.859	0.000	84.720
Φορέας 4: (Μετ'όθωση μάζας κατά -Z)						
Ιδιομορφή	X-διστόθ.	Y-διστόθ.	Z-διστόθ.	X-ολική	Y-ολική	Z-ολική
1	0.251	0.000	84.409	0.251	0.000	84.409
2	84.347	0.000	0.252	84.597	0.000	84.660
3	0.086	0.000	0.001	84.683	0.000	84.661
4	0.000	0.000	0.002	84.683	0.000	84.663
5	0.000	0.000	0.002	84.684	0.000	84.665
6	0.001	0.000	0.000	84.684	0.000	84.665
7	0.009	0.000	0.000	84.693	0.000	84.665
8	0.001	0.000	0.011	84.694	0.000	84.676
9	0.000	0.000	0.007	84.694	0.000	84.683
10	0.111	0.000	0.018	84.805	0.000	84.701
11	0.014	0.000	0.002	84.819	0.000	84.703
12	0.090	0.000	0.003	84.909	0.000	84.706

Πίνακας 7.3 Πίνακας ιδιομορφών και ποσοστού ταλαντούμενης μάζας ανά ιδιομορφή, διεύθυνση και αθροίσματα. Επίλυση χωρίς κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού (Επιλύσεις F3, F5).



Πίνακας μελών ανά ιδιομορφή και αθροίσματα.  
=====

Φορέας 1: (Μπιθροση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	X-διστόθ.	Y-διστόθ.	Z-διστόθ.	X-ολική	Y-ολική	Z-ολική
1	0.242	0.001	82.520	0.242	0.001	82.520
2	81.445	0.029	0.228	81.688	0.030	82.758
3	0.004	0.005	0.049	81.692	0.035	82.807
4	0.059	94.249	0.045	81.752	94.284	82.852
5	0.207	1.779	1.071	82.059	96.062	83.923
6	1.122	1.519	0.042	83.192	97.582	83.966
7	0.042	1.071	0.042	83.234	98.652	84.008
8	0.198	0.975	0.045	83.432	99.628	84.052
9	0.010	0.137	0.008	83.441	99.765	84.061
10	0.035	0.024	0.208	83.476	99.789	84.269
11	0.002	0.002	0.106	83.478	99.791	84.275
12	0.156	0.023	0.052	83.634	99.824	84.428
13	0.008	0.012	0.018	83.642	99.837	84.446
14	0.002	0.025	0.032	83.644	99.862	84.479
15	0.077	0.025	0.000	83.721	99.887	84.479
16	0.051	0.001	0.002	83.772	99.888	84.482
17	0.001	0.015	0.011	83.773	99.902	84.492
18	0.016	0.068	0.019	83.789	99.971	84.512
19	0.000	0.007	0.005	83.789	99.978	84.517
20	0.001	0.012	0.019	83.790	99.991	84.526
21	0.000	0.000	0.000	83.790	99.991	84.536
22	0.002	0.000	0.006	83.792	99.991	84.542
23	0.077	0.000	0.005	83.870	99.991	84.547
24	0.007	0.000	0.000	83.876	99.991	84.548
25	0.258	0.000	0.000	84.135	99.991	84.548
26	0.008	0.000	0.028	84.142	99.991	84.576
27	0.007	0.000	0.106	84.150	99.991	84.682
28	0.006	0.000	0.042	84.155	99.991	84.725
29	0.064	0.000	0.527	84.219	99.992	85.252

Φορέας 2: (Μπιθροση μάζας κατά +Z)

Ιδιομορφή	X-διστόθ.	Y-διστόθ.	Z-διστόθ.	X-ολική	Y-ολική	Z-ολική
1	0.189	0.001	82.624	0.189	0.001	82.624
2	81.492	0.029	0.182	81.681	0.030	82.807
3	0.011	0.001	0.001	81.692	0.030	82.808
4	0.059	94.239	0.044	81.751	94.269	82.852
5	0.205	1.810	1.075	82.057	96.079	83.927
6	1.127	1.505	0.041	83.194	97.584	83.969
7	0.041	1.059	0.029	83.235	98.642	84.008
8	0.197	0.985	0.046	83.432	99.628	84.052
9	0.010	0.126	0.008	83.442	99.764	84.061
10	0.036	0.024	0.211	83.478	99.788	84.272
11	0.002	0.002	0.110	83.480	99.790	84.281
12	0.158	0.024	0.048	83.638	99.823	84.429
13	0.007	0.012	0.019	83.645	99.837	84.448
14	0.002	0.025	0.035	83.647	99.861	84.482
15	0.077	0.026	0.000	83.725	99.887	84.482
16	0.050	0.001	0.002	83.774	99.888	84.486
17	0.001	0.016	0.010	83.775	99.904	84.496
18	0.018	0.064	0.016	83.792	99.968	84.512
19	0.000	0.009	0.000	83.793	99.977	84.512
20	0.001	0.012	0.018	83.794	99.991	84.521
21	0.000	0.000	0.000	83.794	99.991	84.531
22	0.000	0.000	0.004	83.794	99.991	84.535
23	0.144	0.000	0.002	83.938	99.991	84.537
24	0.048	0.000	0.000	83.986	99.991	84.538
25	0.106	0.000	0.007	84.092	99.991	84.545
26	0.028	0.000	0.040	84.131	99.991	84.585
27	0.014	0.000	0.000	84.145	99.991	84.586
28	0.008	0.000	0.002	84.152	99.992	84.589

Πίνακας 7.4a Πίνακας ιδιομορφών και ποσοστού ταλαντούμενης μάζας ανά ιδιομορφή, διεύθυνση και αθροίσματα. Επίλυση με κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού (Επιλύσεις F4, F6).

Πορεία 3: (Μεταθέση μάζας κατά -X)						
Ιδιομορφή	X-Ειζόθ.	Y-Ειζόθ.	Z-Ειζόθ.	X-ολική	Y-ολική	Z-ολική
1	0.141	0.001	82.646	0.141	0.001	82.646
2	81.555	0.029	0.135	81.696	0.030	82.781
3	0.004	0.002	0.026	81.699	0.032	82.807
4	0.059	94.226	0.044	81.758	94.258	82.852
5	0.310	1.809	1.077	82.068	96.067	82.928
6	1.136	1.521	0.043	82.204	97.588	82.971
7	0.040	1.069	0.037	82.244	98.657	84.008
8	0.199	0.969	0.046	82.443	99.626	84.054
9	0.009	0.137	0.008	82.452	99.763	84.062
10	0.038	0.024	0.213	82.490	99.787	84.274
11	0.001	0.001	0.114	82.491	99.788	84.388
12	0.156	0.035	0.042	82.647	99.823	84.420
13	0.007	0.013	0.020	82.654	99.827	84.449
14	0.002	0.025	0.036	82.656	99.862	84.486
15	0.078	0.025	0.000	82.734	99.887	84.486
16	0.052	0.001	0.002	82.786	99.888	84.488
17	0.001	0.016	0.010	82.787	99.904	84.498
18	0.018	0.065	0.011	82.805	99.969	84.509
19	0.000	0.009	0.002	82.805	99.977	84.510
20	0.001	0.014	0.019	82.806	99.991	84.529
21	0.000	0.000	0.000	82.806	99.991	84.529
22	0.000	0.000	0.002	82.806	99.991	84.531
23	0.077	0.000	0.000	82.882	99.991	84.531
24	0.208	0.000	0.000	84.090	99.991	84.532
25	0.115	0.000	0.001	84.205	99.991	84.532
26	0.019	0.000	0.016	84.224	99.991	84.548
27	0.001	0.000	0.004	84.225	99.991	84.552
28	0.051	0.000	0.000	84.276	99.991	84.552
Πορεία 4: (Μεταθέση μάζας κατά -Z)						
Ιδιομορφή	X-Ειζόθ.	Y-Ειζόθ.	Z-Ειζόθ.	X-ολική	Y-ολική	Z-ολική
1	0.227	0.001	82.587	0.227	0.001	82.587
2	81.412	0.028	0.222	81.639	0.029	82.808
3	0.056	0.009	0.001	81.695	0.038	82.809
4	0.059	94.230	0.044	81.754	94.268	82.854
5	0.309	1.798	1.073	82.063	96.066	82.927
6	1.135	1.520	0.043	82.198	97.586	82.971
7	0.041	1.076	0.040	82.239	98.661	84.010
8	0.200	0.965	0.046	82.439	99.627	84.056
9	0.009	0.138	0.008	82.448	99.764	84.064
10	0.036	0.024	0.209	82.484	99.788	84.273
11	0.002	0.002	0.110	82.486	99.790	84.383
12	0.156	0.034	0.047	82.642	99.824	84.421
13	0.007	0.013	0.019	82.649	99.836	84.450
14	0.002	0.025	0.035	82.651	99.862	84.484
15	0.078	0.025	0.000	82.729	99.887	84.484
16	0.052	0.001	0.003	82.782	99.888	84.487
17	0.001	0.016	0.010	82.783	99.904	84.497
18	0.016	0.062	0.015	82.800	99.966	84.512
19	0.000	0.012	0.000	82.800	99.978	84.512
20	0.001	0.013	0.019	82.801	99.991	84.531
21	0.000	0.000	0.000	82.801	99.991	84.531
22	0.002	0.000	0.003	82.802	99.991	84.534
23	0.026	0.000	0.002	82.828	99.991	84.536
24	0.318	0.000	0.000	84.147	99.991	84.536
25	0.039	0.000	0.000	84.186	99.991	84.536
26	0.003	0.000	0.010	84.189	99.991	84.546
27	0.003	0.000	0.005	84.192	99.991	84.551
28	0.088	0.000	0.017	84.279	99.991	84.569
29	0.021	0.000	0.002	84.300	99.992	84.571

Πίνακας 7.4β Πίνακας ιδιομορφών και ποσοστού ταλαντούμενης μάζας ανά ιδιομορφή, διεύθυνση και αθροίσματα. Επίλυση με κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού (Επιλύσεις F4, F6).

Στους πίνακες 7.3, 7.4α, και 7.4β παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της επίλυσης με το λογισμικό Fespa, όσον αφορά τη μετάθεση μάζας ανά ιδιομορφή και ανά διεύθυνση, καθώς και τα αθροίσματα ανά διεύθυνση. Για τον προσδιορισμό των μέγιστων μετακινήσεων, υπολογίζονται οι ιδιομορφικές αποκρίσεις που αντιστοιχούν στις διευθύνσεις +X (φορέας 1), +Z (φορέας 2), -X (φορέας 3), -Z (φορέας 4). Ο πίνακας 7.3 αφορά επίλυση χωρίς κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού (επίλυση F3 , F5 ). Οι πίνακες 7.4α και 7.4β αφορούν επίλυση με κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού (επλύσεις F4, F6) και αποτελούν ενιαίο πίνακα.

Στα σχόλια που ακολουθούν αναλύονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης, κατά την επίλυση F5 με δύο οριζόντιες συνιστώσες σεισμού, και κατά την επίλυση F6 με δυο οριζόντιες και μία κατακόρυφη συνιστώσες σεισμού.

Κατά την επίλυση F5, παρατηρούμε:

Η ιδιομορφή 1 είναι μεταφορική στη διεύθυνση βορράς – νότος, με συχνότητα 2,21 HZ, και ενεργοποιεί το 84,36% της ταλαντευόμενης μάζας (μετάθεση μάζας κατά +X, z-διεύθυνση).

Η ιδιομορφή 2 είναι μεταφορική στη διεύθυνση ανατολή – δύση, με συχνότητα 2,35 HZ, και ενεργοποιεί το 84,42% της ταλαντευόμενης μάζας (μετάθεση μάζας κατά +X, x-διεύθυνση).

Η ιδιομορφή 3 είναι στρεπτική περί τον κατακόρυφο άξονα με συχνότητα 5,27 HZ, και χαρακτηρίζεται από μικρό συντελεστή συμμετοχής σε ταλαντευόμενη μάζα.

Η ιδιομορφή 4 είναι μεταφορική με συχνότητα 18,88 HZ, με μετακίνηση κατά την διαγώνιο, με αποτέλεσμα οι απέναντι γωνίες του προσομοιώματος να συγκλίνουν και να αποκλίνουν. (Παράρτημα 1, σχήμα Π8, σελ. 168).

Από την ιδιομορφή 5 με συχνότητα 27,13 HZ, έως και την ιδιομορφή 18 με συχνότητα 49,66 HZ, οι ιδιομορφές είναι μεταφορικές. επηρεάζοντας τμήματα της κατασκευής. (Παράρτημα 1, σχήματα Π9, Π10 σελ. 169).

Κατά την επίλυση F6, παρατηρούμε:

Η ιδιομορφή 1 είναι μεταφορική στη διεύθυνση βορράς – νότος, με συχνότητα 2,18 HZ, και ενεργοποιεί το 82,55% της ταλαντευόμενης μάζας (μετάθεση μάζας κατά +X, z-διεύθυνση). (Παράρτημα 1, σχήμα Π1, σελ. 165).

Η ιδιομορφή 2 είναι μεταφορική στη διεύθυνση ανατολή – δύση, με συχνότητα 2,31 HZ, και ενεργοποιεί το 81,46% της ταλαντευόμενης μάζας (μετάθεση μάζας κατά +X, x-διεύθυνση). (Παράρτημα 1, σχήμα Π2, σελ. 165).

Η ιδιομορφή 3 είναι στρεπτική περί τον κατακόρυφο άξονα με συχνότητα 5,26 HZ, και χαρακτηρίζεται από μικρό συντελεστή συμμετοχής σε ταλαντευόμενη μάζα. (Παράρτημα 1, σχήμα Π3, σελ. 166).

Η ιδιομορφή 4 είναι μεταφορική στο κατακόρυφο άξονα, με συχνότητα 8,28 HZ, και ενεργοποιεί το 94,25% της ταλαντευόμενης μάζας (μετάθεση μάζας κατά +X, y-διεύθυνση). (Παράρτημα 1, σχήμα Π4, σελ. 166).

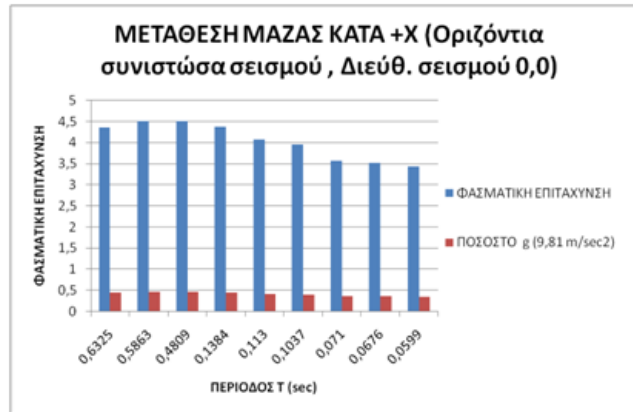
Από την ιδιομορφή 5 με συχνότητα 9,62 HZ, έως και την ιδιομορφή 17 με συχνότητα 17,74 HZ, οι ιδιομορφές είναι μεταφορικές ως προς τον κατακόρυφο άξονα, επηρεάζοντας τμήματα της κατασκευής. (Παράρτημα 1, σχήμα Π5, σελ. 167).

Η ιδιομορφή 18 με συχνότητα 18,20 HZ και η ιδιομορφή 19 με συχνότητα 19,15 HZ, είναι μεταφορικές με μετακίνηση κατά την διαγώνιο, με αποτέλεσμα οι απέναντι γωνίες του προσομοιώματος να συγκλίνουν και να αποκλίνουν. (Παράρτημα 1, σχήμα Π6, σελ. 167).

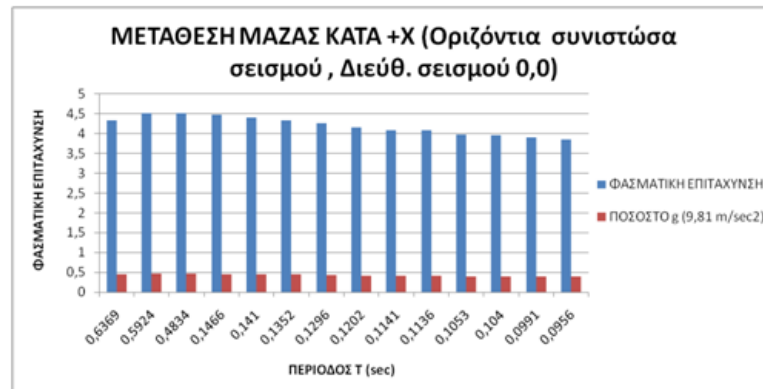
Οι ιδιομορφές 20 με συχνότητα 20,46 HZ έως 28 με συχνότητα 38,43 HZ, είναι μεταφορικές, και επηρεάζονται εξωτερικά τμήματα του προσομοιώματος, με αποτέλεσμα την καταπόνηση των εσωτερικών λιθοδομών-χωρισμάτων. (Παράρτημα 1, σχήμα Π7, σελ. 168).

Στα παρακάτω σχήματα 7.4, 7.5, παρουσιάζεται η φασματική επιτάχυνση και το ποσοστό της στην επιτάχυνση της βαρύτητας g (επίλυση F1 χωρίς κατακόρυφη συνιστώσα και F2 με κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού).

Στα διαγράμματα του σχήματος 7.6 φαίνεται η διαφορά της φασματικής επιτάχυνσης κατά τις επιλύσεις με χρήση του ελαστικού φάσματος και του φάσματος σχεδιασμού.



Σχήμα 7.4 Διάγραμμα της φασματικής επιτάχυνσης και του ποσοστού της στην επιτάχυνση της βαρύτητας g κατά την επίλυση F1.



Σχήμα 7.5 Διάγραμμα της φασματικής επιτάχυνσης και του ποσοστού της στην επιτάχυνση της βαρύτητας g κατά την επίλυση F2.



Σχήμα 7.6 Φασματικές επιταχύνσεις επιλύσεων F3, F5 και F4, F6 με ελαστικό φάσμα και φάσμα σχεδιασμού, με και χωρίς κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού.

Στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 1 σελίδα 162, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των επιλύσεων με το λογισμικό Fespa. Κατ' αρχήν στη σελίδα 162 και 163 παρουσιάζεται το μοντέλο επίλυσης με το Fespa και τα περιληπτικά στοιχεία δομήματος.

Στις σελίδες 165 έως 169 του ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΟΣ 1 παρουσιάζονται κατά σειράν 8 ιδιομορφές, που προέκυψαν από τη δυναμική επίλυση του φορέα με το λογισμικό Fespa.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

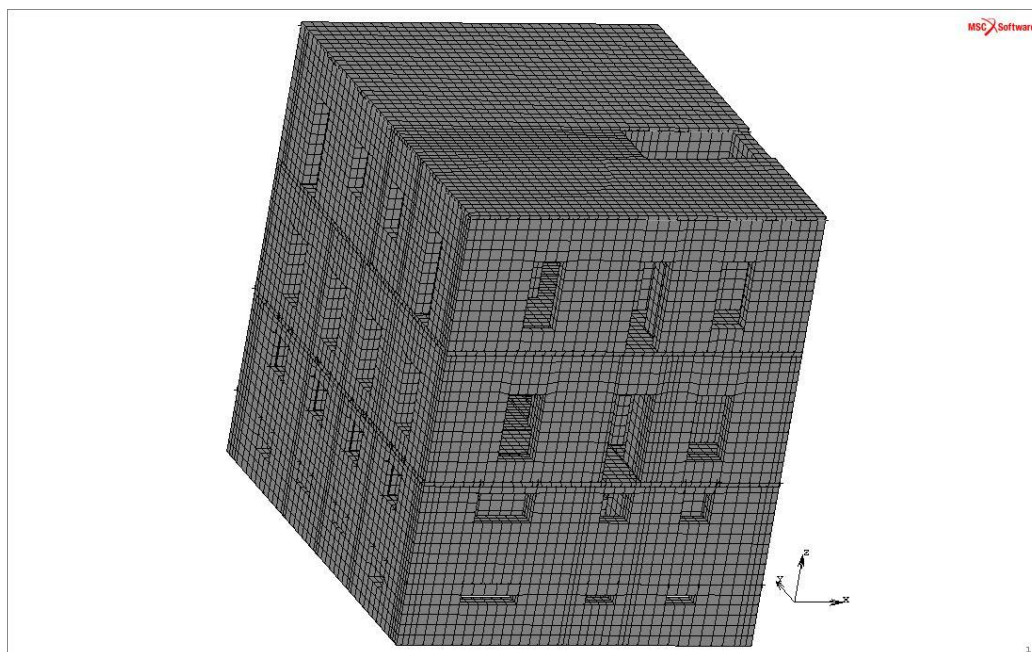
### Επίλυση του φορέα με το λογισμικό Marc

---

#### 8.1 Μοντελοποίηση του φορέα

Η μελέτη του προβλήματος πραγματοποιήθηκε με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και για την υλοποίησή της χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Msc. Marc-Mentat της εταιρίας Marc Analysis Research Corporation.

Η γεωμετρία του φορέα εισήχθη στο Marc – Mentat. Με βάση τα σχέδια όψεων και κατόψεων και τις κατάλληλες εντολές του λογισμικού Marc – Mentat, έγινε ο χωρισμός των επιφανειών του κτηρίου σε επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Η πυκνότητα του πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων καθορίστηκε από τις υπάρχουσες διαστάσεις του μοντέλου, και τις ομοιόμορφες διαστάσεις των κουφωμάτων. Γενικά τα επιφανειακά στοιχεία είναι διαστάσεων 35X35 έως 39X39 εκατοστά. Στη συνέχεια τα στοιχεία αυτά μετασχηματίστηκαν σε τρισδιάστατα με τις κατάλληλες εντολές, με πάχη από 20 έως 28 εκατοστά για τις εξωτερικές τοιχοποιίες και από 10 έως 15 εκατοστά για τις εσωτερικές.



Σχήμα 8.1 Η μορφή διακριτοποίησης του μοντέλου.

Ο αριθμός των πεπερασμένων στοιχείων του φορέα καθώς και η μορφή της διακριτοποίησης δίνονται αναλυτικά στον πίνακα 8.1.1 και στο σχήμα 8.1.

MONTELO	Πεπερασμένα στοιχεία	Κόμβοι
	30274	53059

Πίνακας 8.1.1 Μέγεθος μοντέλου σε πεπερασμένα στοιχεία και κόμβους.

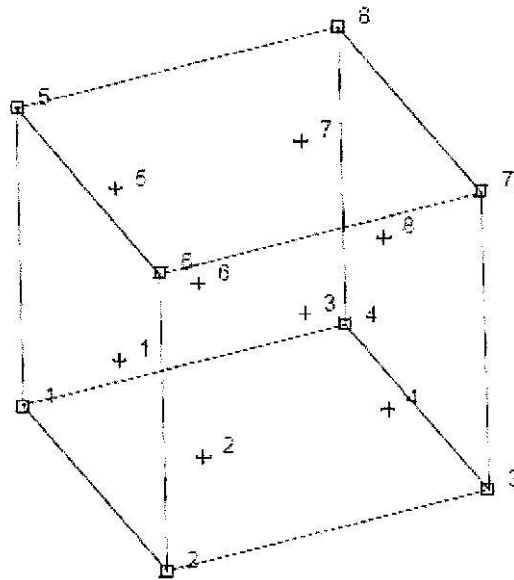
## 8.2 Είδος πεπερασμένων στοιχείων

Για την διακριτοποίηση των μελών της κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν ισοπαραμετρικά εξαεδρικά στοιχεία με οκτώ κόμβους (Σχ.8.2). Η ακαμψία του στοιχείου υπολογίζεται χρησιμοποιώντας ολοκλήρωση οκτώ σημείων κατά Gauss [2],[6],[7],[9].

Τα ισοπαραμετρικά στοιχεία προέκυψαν από την ανάγκη να κατασκευαστούν στοιχεία μη ορθογωνικά με καμπυλόγραμμες πλευρές. Η ισοπαραμετρική θεώρηση βασίζεται στην χρήση ενός δευτέρου συστήματος συντεταγμένων το οποίο ορίζεται στο καρτεσιανό σύστημα μέσω μιας απεικόνισης και ονομάζεται φυσικό σύστημα  $\{ \xi \} = [ \xi, \eta, \zeta ]^T$ . Για τον υπολογισμό του μητρώου ακαμψίας καταφεύγουμε σε αριθμητικό υπολογισμό του ολοκληρώματος. Ο υπολογισμός του μητρώου



μετασχηματισμού [ J ] το οποίο εκφράζει την ιακωβιανή της απεικόνισης είναι απαραίτητος. Ο όρος ισοπαραμετρικός εξηγείται από το γεγονός ότι τόσο οι συνιστώσες της μετατόπισης  $u, v, w$  όσο και οι Καρτεσιανές συντεταγμένες  $x, y, z$  εκφράζονται ως προς τις αντίστοιχες επικόμβιες ποσότητες, με τις ίδιες συναρτήσεις παρεμβολής, δηλαδή εκφράζονται ως προς τις συντεταγμένες  $\xi, \eta, \zeta$ .



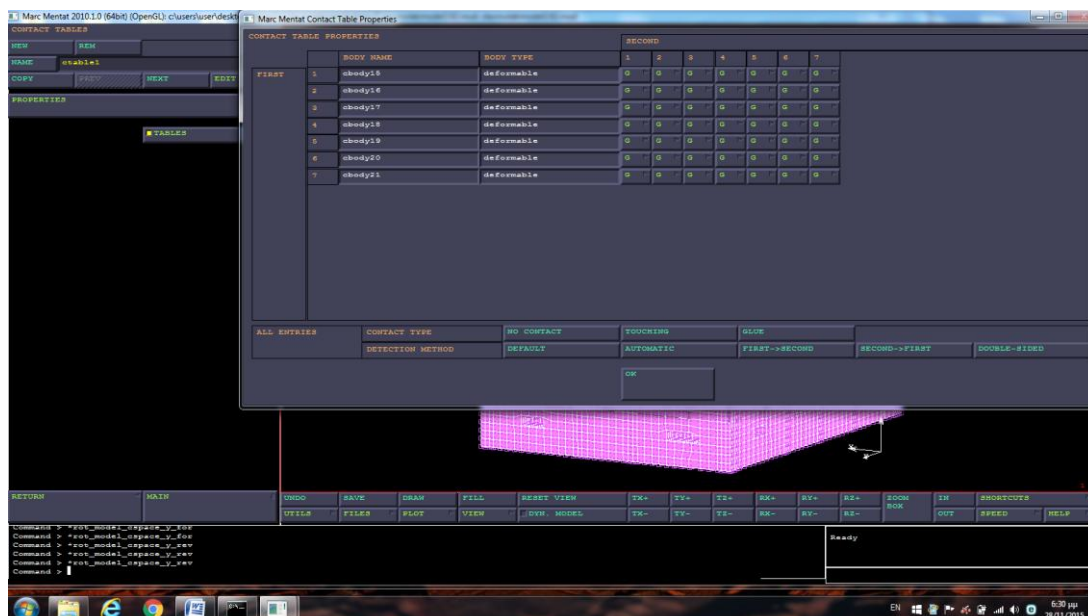
Σχήμα 8.2 Εξαεδρικό στοιχείο οκτώ κόμβων.

### 8.3 Είδος μοντελοποίησης

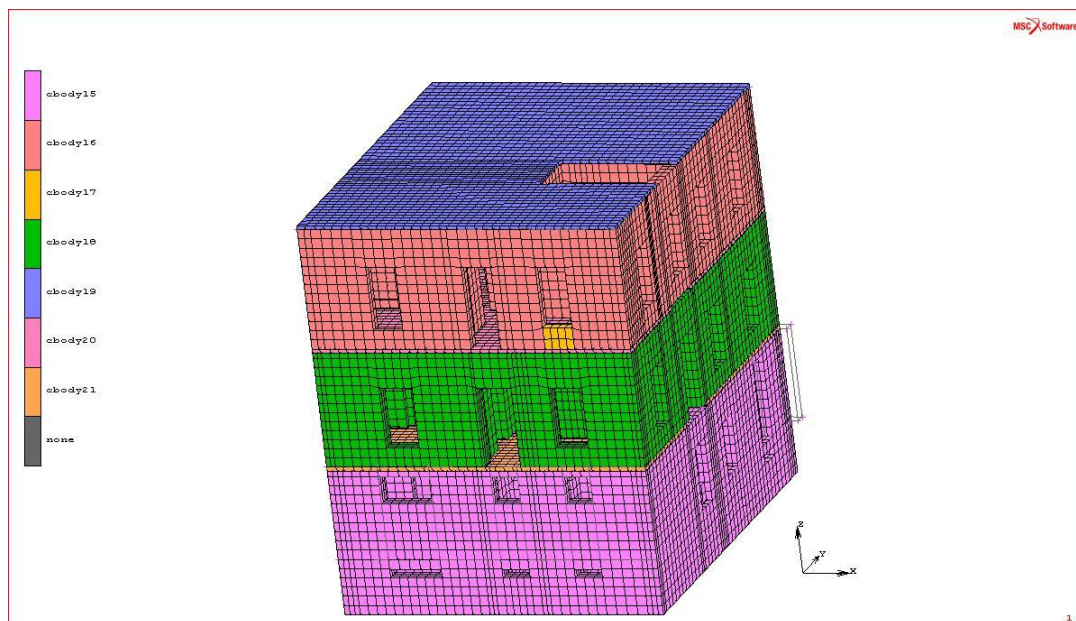
Η πολυπλοκότητα της γεωμετρίας του φορέα καθώς και έκτασή του απαίτησε τη χρήση μιας ιδιαίτερης τεχνικής για την σύνδεση των επιμέρους τμημάτων που παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη ενότητα. Θεωρήθηκαν τα επιμέρους τμήματα ως χωριστά παραμορφώσιμα σώματα τα οποία περιορίστηκαν να βρίσκονται σε συνεχή επαφή με τα γειτονικά τους. Έτσι επιτεύχθηκε η συνέχεια του μοντέλου και η διαδικασία αυτή ορίζεται από το πρόγραμμα ως ακολούθως [6].

Μετά τον ορισμό των σωμάτων προς επαφή ορίζουμε μέσω της εντολής *contact table* τις συνθήκες επαφής μεταξύ των σωμάτων. Υπάρχει η δυνατότητα να δοθούν με ρύθμιση *Touch* πράγμα που σημαίνει ότι μπορεί να αναπτυχθεί τριβή μεταξύ τους, η ρύθμιση *No Contact* που ορίζουμε ότι δεν θέλουμε να έχουν επαφή ή η ρύθμιση *Glue*. Αυτό σημαίνει ότι είναι μονίμως σε επαφή μεταξύ τους και δεν μπορεί να αναπτυχθεί σχετική ταχύτητα ανάμεσα τους. Δηλαδή, ουσιαστικά ορίζουμε ότι αναπτύσσεται

τριβή με συντελεστή  $\mu = \infty$ . Στο πρόβλημα μας θεωρήθηκε ότι τα σώματα μεταξύ τους είναι συνδεδεμένα δηλαδή χρησιμοποιήθηκε η ρύθμιση Glue. Στο σχήμα 8.3 αποτυπώνεται το περιβάλλον εργασίας του MARC-MENTAT μέσω της εντολής Contact Table και στο σχ. 8.4 τα Contact Bodies.



Σχήμα 8.3 Η εντολή Contact Table.



Σχήμα 8.4 Τα Contact Bodies.

#### 8.4 Παραδοχές προσομοίωσης - συνοριακές συνθήκες - φορτίσεις

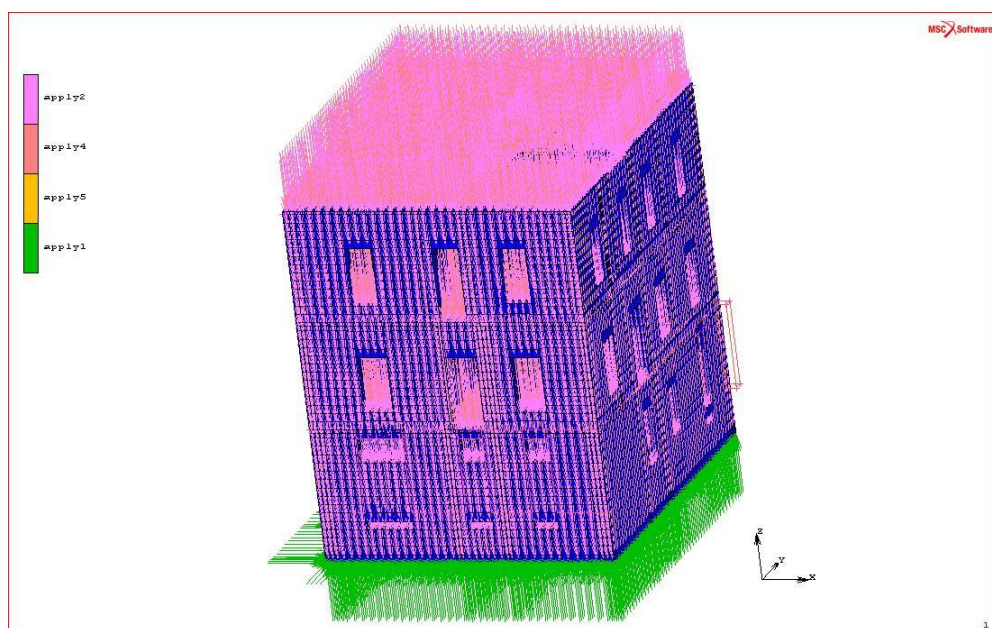
1. Για τη προσομοίωση της επαφής της βάσης του κτηρίου με το έδαφος, επιβλήθηκε σε όλους τους κατώτερους κόμβους της βάσης της κατασκευής πλήρης περιορισμός μετατόπισης στους τρεις άξονες κίνησης (Displacement X= Displacement Y= Displacement Z = 0).

2. Επιβλήθηκε το φορτίο του ιδίου βάρους σε όλα τα πεπερασμένα στοιχεία της κατασκευής. Η εφαρμογή του φορτίου βάρους (φορτίο ανά μονάδα μάζας) επιτυγχάνεται με τη χρήση της επιτάχυνσης της βαρύτητας. Ορίζεται φορτίο λόγω ιδίου βάρους (Gravity load) της τάξης των  $F_{grav} = -10 \text{ m/sec}^2$ .

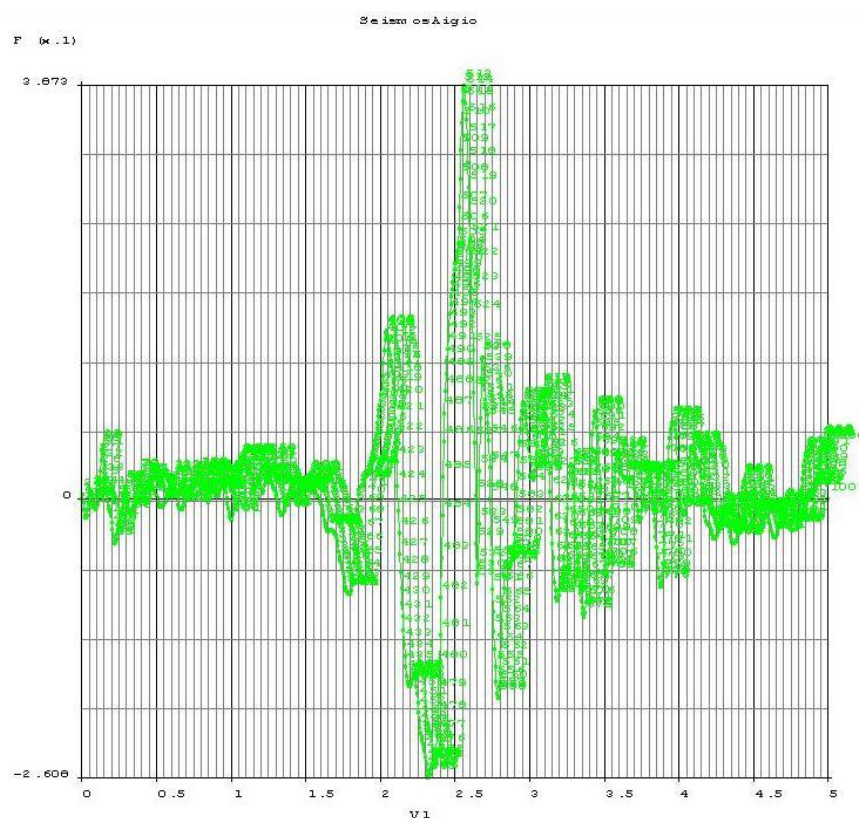
3. Επιβλήθηκε το φορτίο χρήσεως των πλακών. Η εφαρμογή του φορτίου γίνεται από το μενού των Boundary conditions, type:face load, σαν πίεση  $pressure = 3 \text{ kN/m}^2$ . (EN 1991 «Δράσεις επί των κατασκευών κατηγορία C<sub>1</sub>» για χρήση χώρων εκθέσεων και πολιτιστικών εκδηλώσεων).

4. Για την επιβολή της δυναμικής καταπόνησης, εισήχθη από το μενού Fixed displacement το γράφημα των μετατοπίσεων στον άξονα  $\chi$  του σεισμού του Αιγίου (Σχ.8.6).

Στο Σχήμα 8.5 παρουσιάζονται οι συνοριακές συνθήκες.



Σχήμα 8.5 Οι συνοριακές συνθήκες και οι παραδοχές προσομοίωσης.



Σχήμα 8.6 Το γράφημα των μετατοπίσεων στον x άξονα του σεισμού του Αιγίου το 1995.

Το γράφημα αυτό εισήχθη σαν acceleration x και acceleration y υπό μορφή πίνακα, ενώ για την κατακόρυφη συνιστώσα (acceleration z), ελήφθη το 70% των τιμών του γραφήματος, σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό.

Ο σεισμός του Αιγίου έπληξε την περιοχή της Αχαΐας στις 16-06-1995 και ήταν μεγέθους  $M=6.10$  βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ. Η μέγιστη καταγεγραμμένη επιτάχυνση του σεισμού έφτασε το μέγεθος των 0.38 g.

### 8.5 Ορισμός των ιδιοτήτων των υλικών

Για τον ορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων του υλικού από το μενού Material properties ορίσθηκαν τα υλικά ως elastic – plastic – isotropic [6]. Χρησιμοποιήθηκαν έξι ομάδες υλικών για την πληρέστερη περιγραφή του κτηρίου (Σχ. 8.7).

material 1 : Εξωτερική λιθοδομή.

material 2 : Συμβατικές πλάκες ελαφρώς οπλισμένου σκυροδέματος.

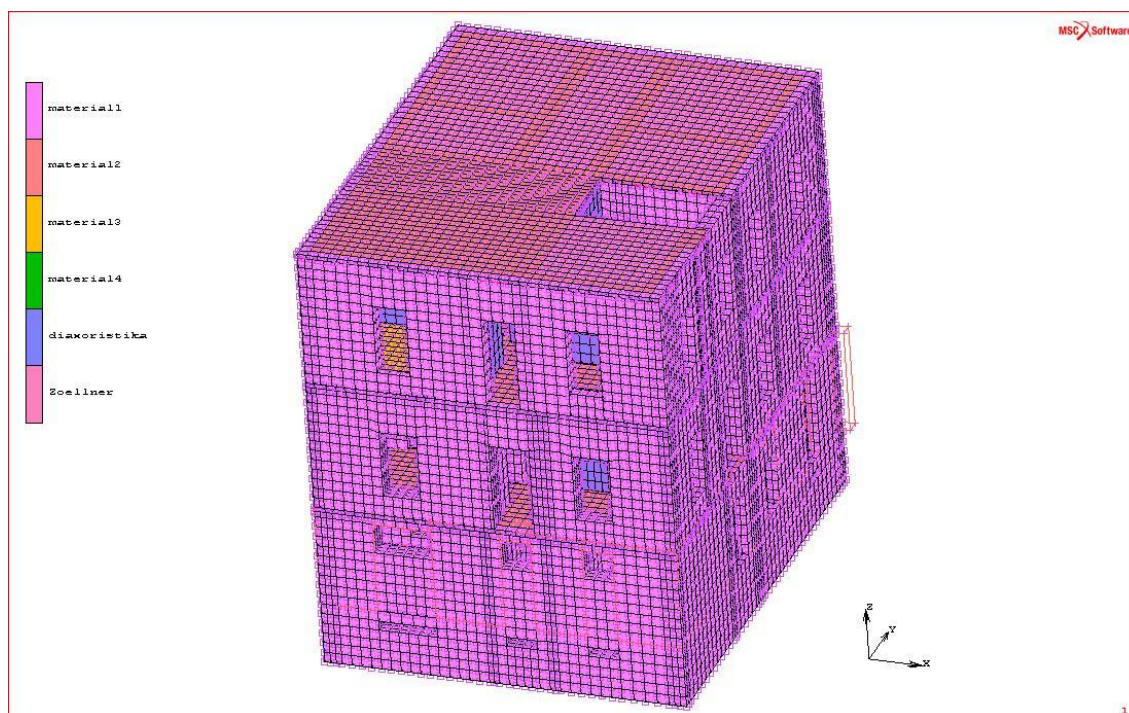
material 3 : Ξύλο.

material 4 : Συνδιασμός ξύλου – σκυροδέματος.

material 5 : Εσωτερική λιθοδομή ( diaxoristika ).

material 6 : Πλάκες Zoellner.

Στα παραπάνω υλικά εκχωρήθηκαν αντιστοίχως, το μέτρο ελαστικότητας E, ο λόγος του Poisson  $\nu$  και η πυκνότητα  $\rho$ .



Σχήμα 8.7 Χρωματική απεικόνιση των ειδών των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν στο μοντέλο.

Στο σχήμα 8.7 απεικονίζονται με χρώματα οι ομάδες των υλικών του μοντέλου, και στο πίνακα 8.1.2 οι τιμές των ελαστικών σταθερών που εκχωρήθηκαν.

ΟΜΑΔΑ ΥΛΙΚΟΥ	Μέτρο Ελαστ. E kN \ m <sup>2</sup>	Λόγος Poisson ν	Πυκνότητα ρ t \ m <sup>3</sup>
material 1 (Εξωτ. Λιθοδομή)	2,90e+009	0,10	1,500
material 2(Συμβατικές πλάκες)	2,84e+007	0,15	2,500
material 3 ( Ξύλο )	1,20e+010	0,30	0,500
material 4 (Ξύλο-σκυρόδεμα )	2,90e+010	0,10	2,000
material 5 (Εσωτ. Λιθοδομή)	1,50e+009	0,10	1,500
material 6 ( Πλάκες Zoellner)	2,84e+007	0,15	2,126

Πίνακας 8.1.2 Τιμές ελαστικών σταθερών



### 8.6 Ορισμός των συνθηκών ανάλυσης

Εδώ πραγματοποιείται η συγκέντρωση και η καταχώρηση όλων των παραμέτρων του προβλήματος, για να γίνει η επίλυση από το λογισμικό. Καθορίζεται ο τύπος του προβλήματος, ο τρόπος της επίλυσης και καθορίζονται οι παράμετροι των αποτελεσμάτων. Ο τύπος του προβλήματος καθορίζεται και εισάγεται από το μενού Load cases , του λογισμικού. Για το συγκεκριμένο πρόβλημα έγιναν οι παρακάτω αναλύσεις :

Load case 1 : Ανάλυση με ίδιο βάρος + φορτία χρήσεως πλακών.

Load case 2 : Ιδιομορφική ανάλυση.

Load case 3 : Ανάλυση με ίδιο βάρος + φορτία χρήσεως πλακών + οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού του Αιγίου.

Load case 4 : Ανάλυση με ίδιο βάρος + φορτία χρήσεως πλακών + οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού του Αιγίου + κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού του Αιγίου.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

## Αποτελέσματα – Συγκρίσεις

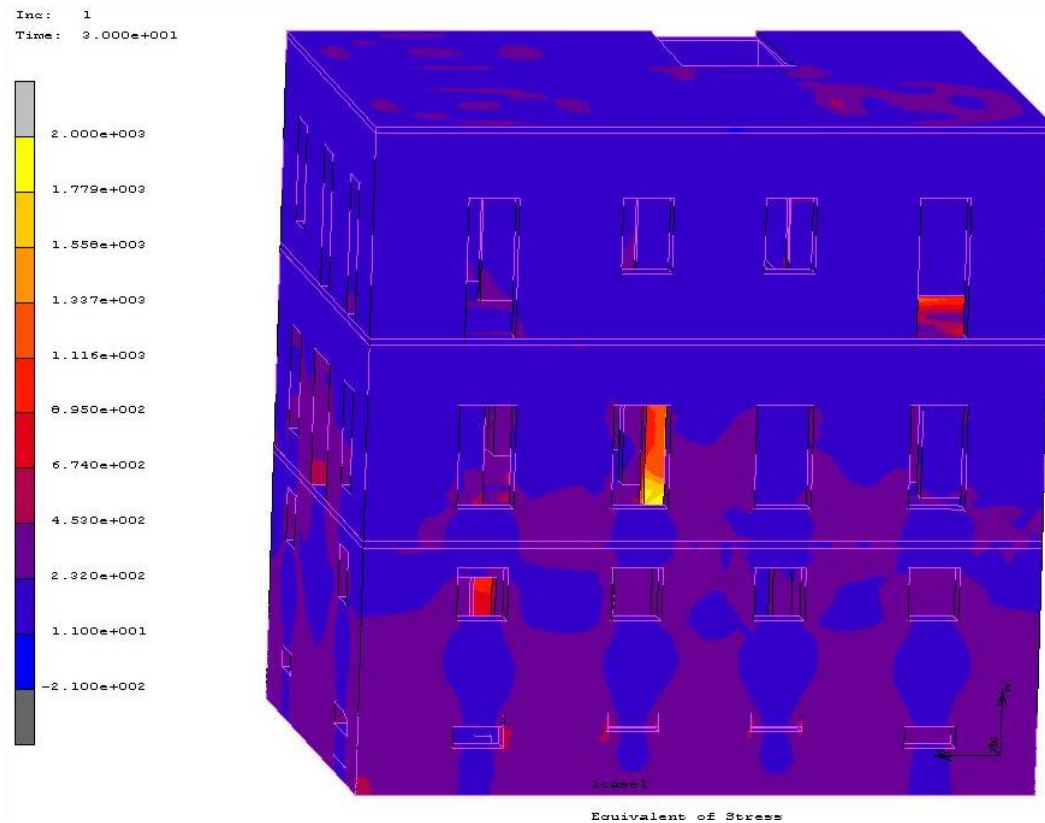
---

### 9.1 Αποτελέσματα ανάλυσης

#### 9.1.1 Ανάλυση κατασκευής για Load case 1 : Ίδιο βάρος + φορτία χρήσεως πλακών

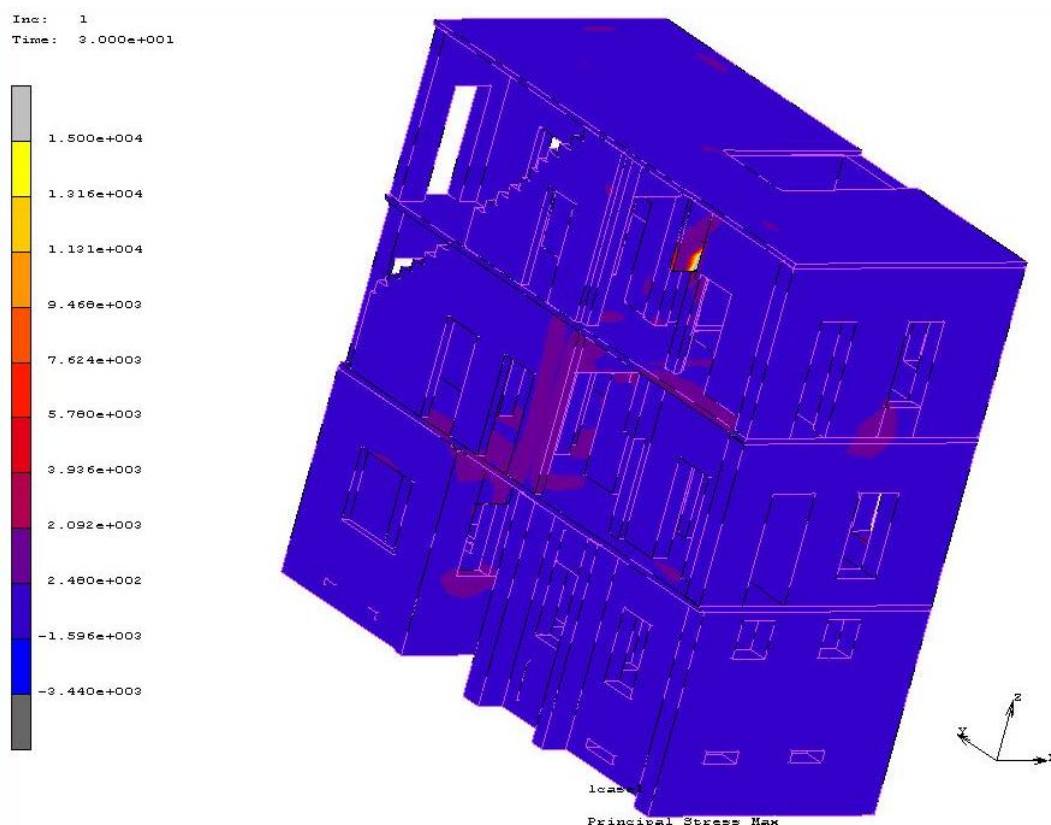
Παρουσιάζεται κατ' αρχήν το διάγραμμα ισοδυνάμων τάσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης (Σχ. 9.1).





Σχήμα 9.1 Ισοδύναμες τάσεις για το τελευταίο βήμα της ανάλυσης.

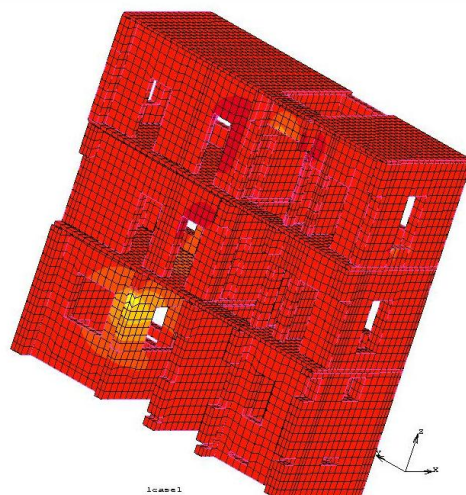
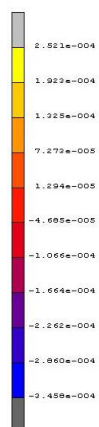
Οι επικρατούσες τάσεις του φορέα είναι θλιπτικές, όπως φαίνεται και στο σχήμα 9.1 από τη χρωματική απεικόνιση. Οι μέγιστες κύριες τάσεις που φαίνονται στο σχήμα 9.2, κυμαίνονται από -3,444 Mpa οι θλιπτικές έως 15,000 Mpa οι εφελκυστικές, στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης.



Σχήμα 9.2 Μέγιστες κύριες τάσεις σε τομή, για το τελευταίο βήμα της ανάλυσης.

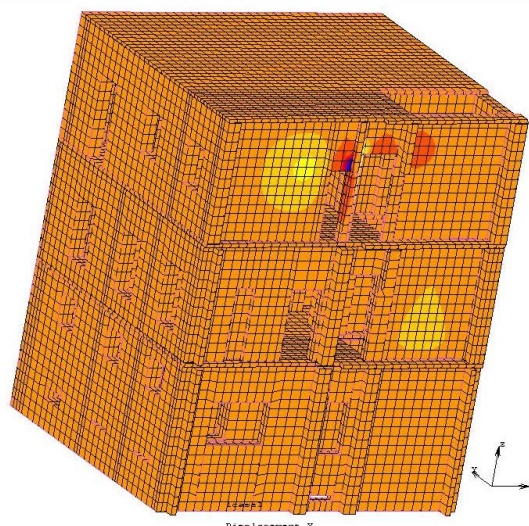
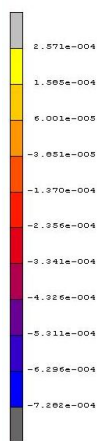
Ακολούθως παρουσιάζονται οι μετατοπίσεις στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης. Οι μετατοπίσεις στους τρεις άξονες X, Y, Z παρουσιάζονται στο σχήμα 9.3 και στον πίνακα 9.1.1, και οι συνολικές μετατοπίσεις στο σχήμα 9.

Inc: 1  
Time: 9.000e+001



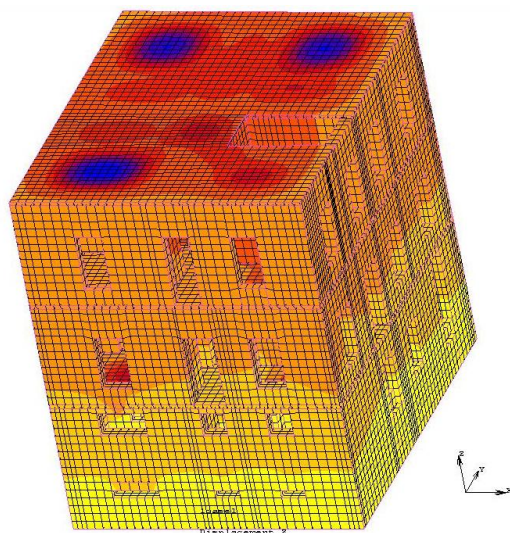
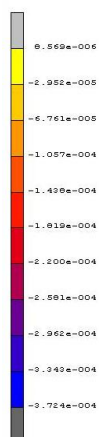
Άξονας X (Τομή)

Inc: 1  
Time: 9.000e+001



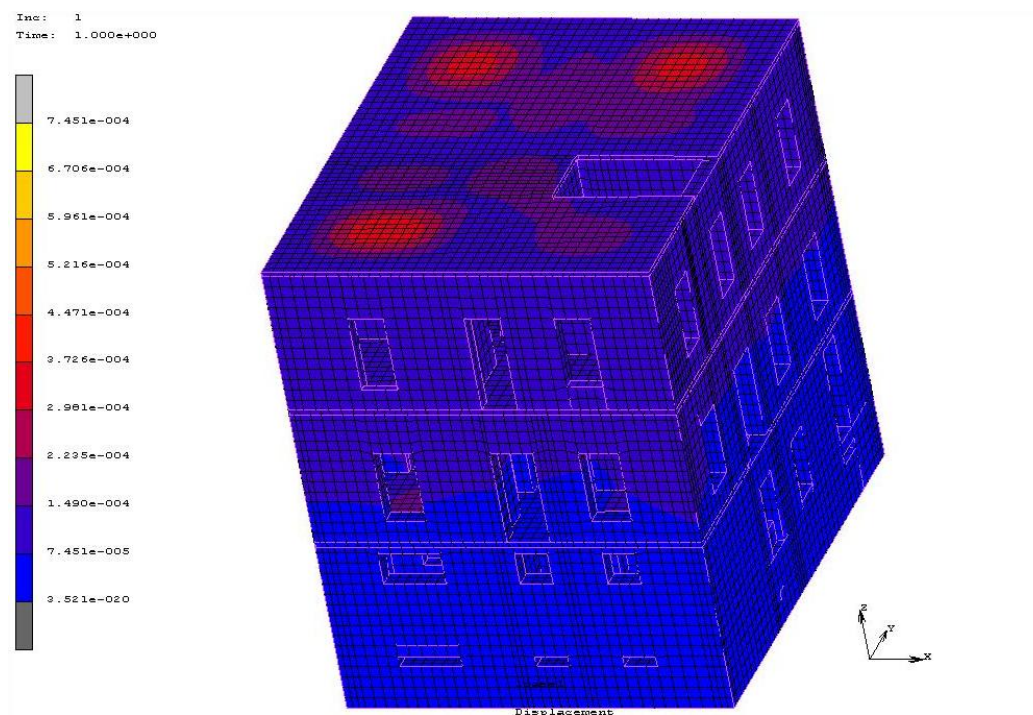
Άξονας Ψ (Τομή)

Inc: 1  
Time: 1.000e+000



Άξονας Z

Σχήμα 9.3 Μετατοπίσεις στους άξονες X-Ψ-Z στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης.



Σχήμα 9.4 Συνολικές μετατοπίσεις στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης.

Μετατοπίσεις	X - άξονας	Ψ - άξονας	Z - άξονας
Ελάχιστη	- 0,107 mm	- 0,728 mm	- 0,029 mm
Μέγιστη	+0,250 mm	+0,257 mm	- 0,372 mm

Πίνακας 9.1.1 Loadcase 1 : Μετατοπίσεις κατά τους τρεις άξονες X,Ψ, Z.

Παρατηρώντας τη χρωματική απεικόνιση στο σχήμα 9.3 (άξονας Z) , μπορούμε να διακρίνουμε με το γαλάζιο χρώμα τις σχετικά μεγαλύτερες μετατοπίσεις (βυθίσεις), των πλακών λόγω της μικρής δυσκαμψίας τους σε σχέση με την λιθοδομή. Απεικονίζεται επίσης καθαρά ότι για τις μεγαλύτερης επιφάνειας πλάκες υπάρχει μεγαλύτερη βύθιση από ότι στις μικρότερες.



### 9.1.2 Ανάλυση κατασκευής για Load case 2 : Ιδιομορφική ανάλυση

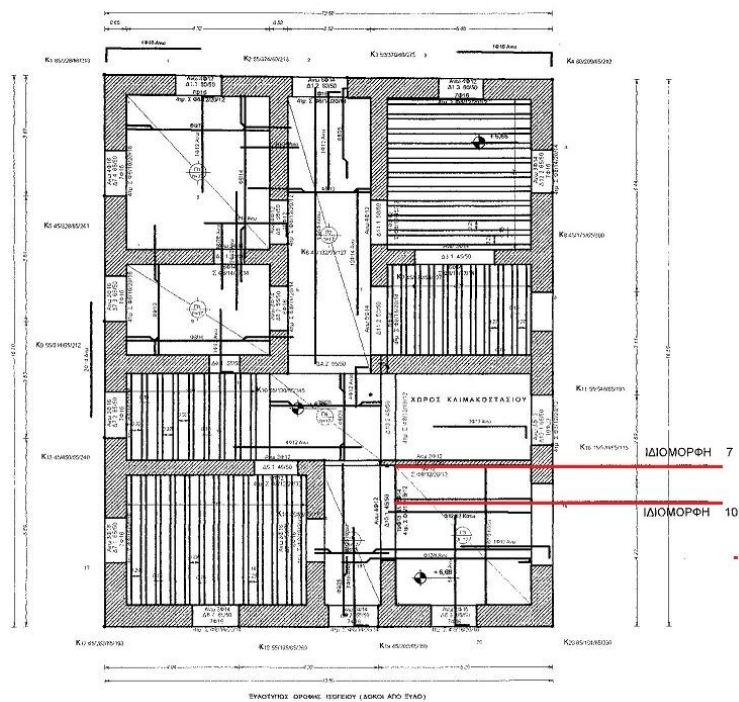
Εδώ εξετάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων των ιδιομορφών του φορέα, και μελετάται η συμπεριφορά του. Πραγματοποιήθηκαν δύο αναλύσεις: η ανάλυση M1 που ζητήθηκαν 10 ιδιομορφές και η ανάλυση M2 που ζητήθηκαν 28 ιδιομορφές. Στα σχήματα 9.8 έως 9.17, παρουσιάζονται οι 10 πρώτες ιδιομορφές του φορέα. Οι συχνότητες των ιδιομορφών που προέκυψαν από τις αναλύσεις παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα 9.1.2.

ΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ		ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ
ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ MARC		
ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ M1	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ M2
A/A	(HZ)	(HZ)
1	17,4177	17,4177
2	17,8273	17,8273
3	20,497	20,497
4	24,8866	24,8866
5	26,5076	26,5076
6	28,0203	28,0203
7	31,0494	31,0494
8	33,7382	33,7382
9	39,4986	39,4986
10	40,1765	40,1765
11		40,9639
12		41,3577
13		42,1353
14		44,4739
15		47,0848
16		47,3446
17		49,3806
18		49,9404
19		50,4846
20		51,8093
21		52,0633
22		52,3802
23		53,8396
24		53,8516
25		55,2984
26		56,9633
27		57,3574
28		58,8304
29		59,842

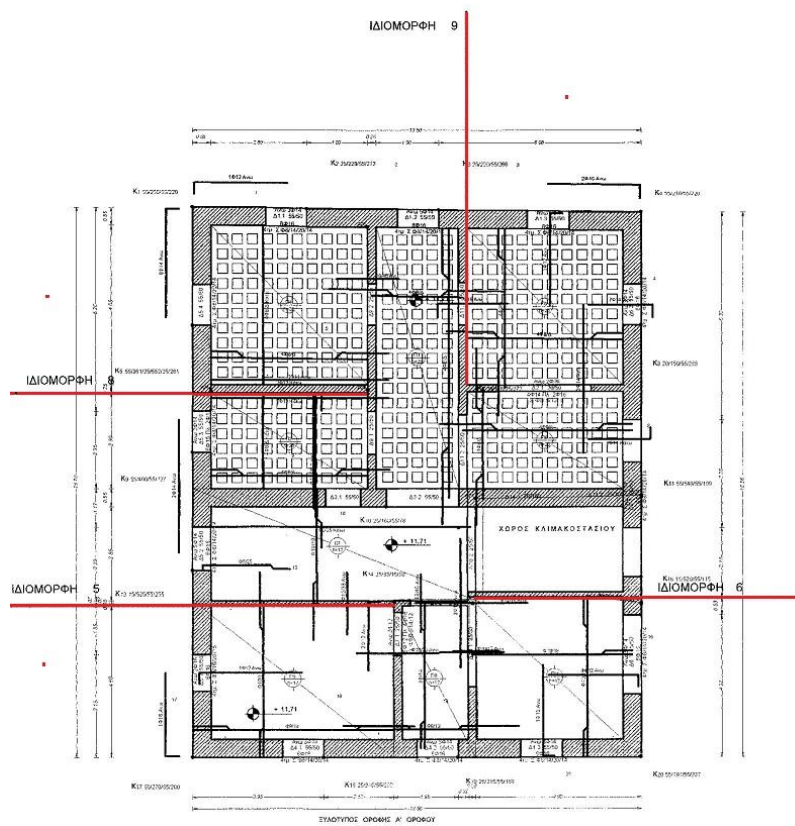
Πίνακας 9.1.2 Συχνότητες ιδιομορφικής ανάλυσης κατά την επίλυση με το λογισμικό Marc.

Παρατηρούμε ότι η πρώτη και η δεύτερη ιδιομορφή διεγείρουν το κτήριο, δημιουργώντας μετακίνηση από βορρά προς νότο και από ανατολή προς δύση αντίστοιχα. Ακολουθεί η τρίτη ιδιομορφή που δημιουργεί μετακίνηση από βορρά προς νότο, η τέταρτη που είναι στρεπτική και η πέμπτη που επίσης είναι στρεπτική. Συγχρόνως από την πέμπτη και τις επόμενες μεταφορικές ιδιομορφές, αρχίζουν να διεγείρονται τα λεπτά εσωτερικά χωρίσματα αρχικά του α' ορόφου, αρχίζοντας από το χωρίσμα μεταξύ των πλακών Π<sub>7</sub> και Π<sub>8</sub>, καθώς και τη παράπλευρη τοιχοποιία του κλιμακοστασίου ( ιδιομορφές 5,6 ). Στην έβδομη ιδιομορφή επηρεάζονται τα λεπτά χωρίσματα του ισογείου (παράπλευρη τοιχοποιία του κλιμακοστασίου), ενώ στην όγδοη και στην ένατη αρχίζει η διέγερση των ισχυρότερων εσωτερικών χωρισμάτων του α' ορόφου, κάτω από τις πλάκες Zoellner. Τέλος, στη δέκατη ιδιομορφή επηρεάζεται το λεπτό εσωτερικό χωρίσμα του wc στον ισόγειο όροφο του κτηρίου. Στην κάτοψη του ισογείου, φαίνεται ο προσανατολισμός των ξύλινων δοκών που είναι διαφορετικός στα διάφορα δωμάτια – χώρους, ώστε με την εναλλαγή αυτή να επιτυγχάνεται η κατανομή των φορτίων των πατωμάτων σε όλους τους τοίχους της κατασκευής. Στους παρακάτω ξυλοτύπους σημειώνονται οι θέσεις των τοιχωμάτων (εσωτερικών χωρισμάτων), που επηρεάζονται κατά σειράν από τις αντίστοιχες ιδιομορφές.

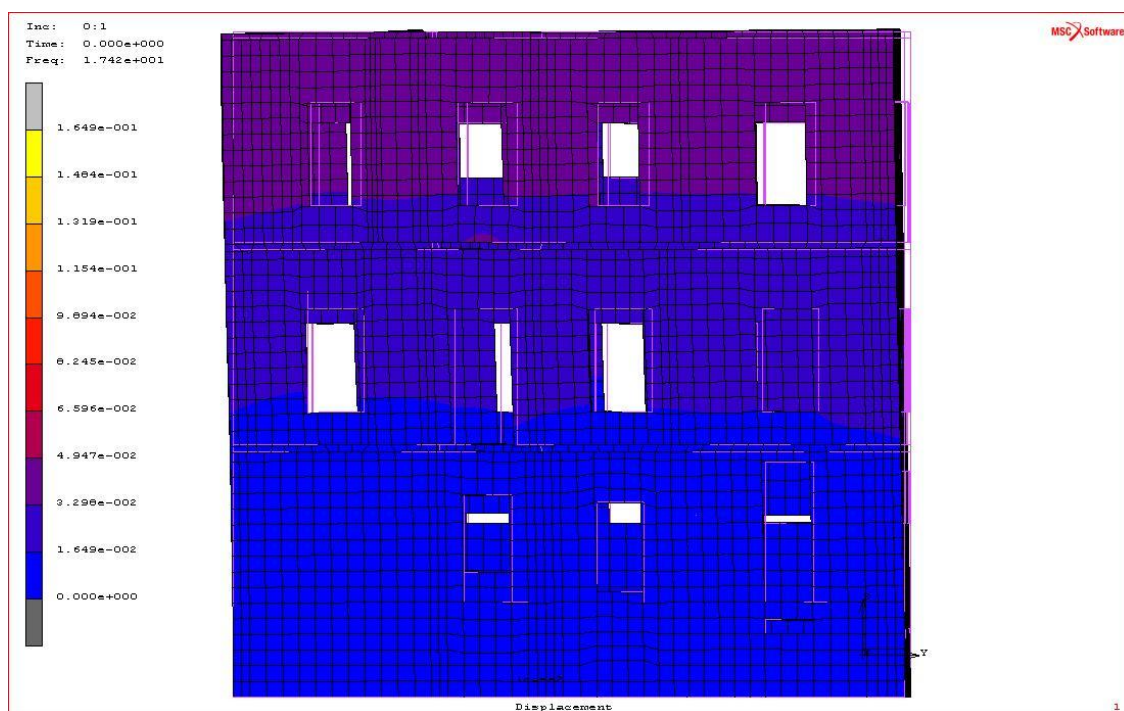
Οι ιδιομορφές που ακολουθούν, από την ιδιομορφή 11 έως και την ιδιομορφή 29 είναι μεταφορικές και από τις μετακινήσεις των εξωτερικών πλευρών, επηρεάζονται τα εσωτερικά χωρίσματα και οι λιθοδομές των εξωτερικών τοίχων. (Παράρτημα 1, σχήμα Π12 ιδιομορφή 19 σελ. 170, και σχήμα Π13 ιδιομορφή 26 σελ.171). Εδικά στην ιδιομορφή 14 εμφανίζονται αντίρροπες μεταθέσεις των απέναντι εξωτερικών τοίχων μέσα στο επίπεδό τους, με αποτέλεσμα οι απέναντι γωνίες του προσομοιώματος να συγκλίνουν με εναλλαγή. (Παράρτημα 1, σχήμα Π11 ιδιομορφή 14 σελ. 170).



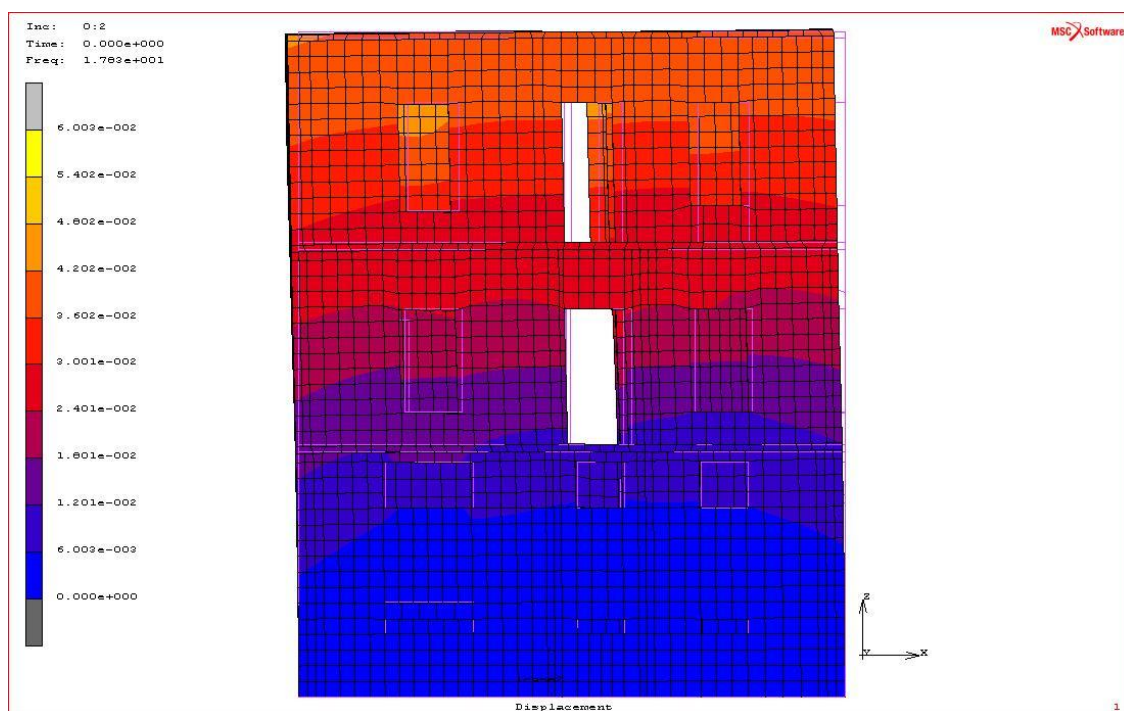
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ



ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ Α' ΟΡΟΦΟΥ

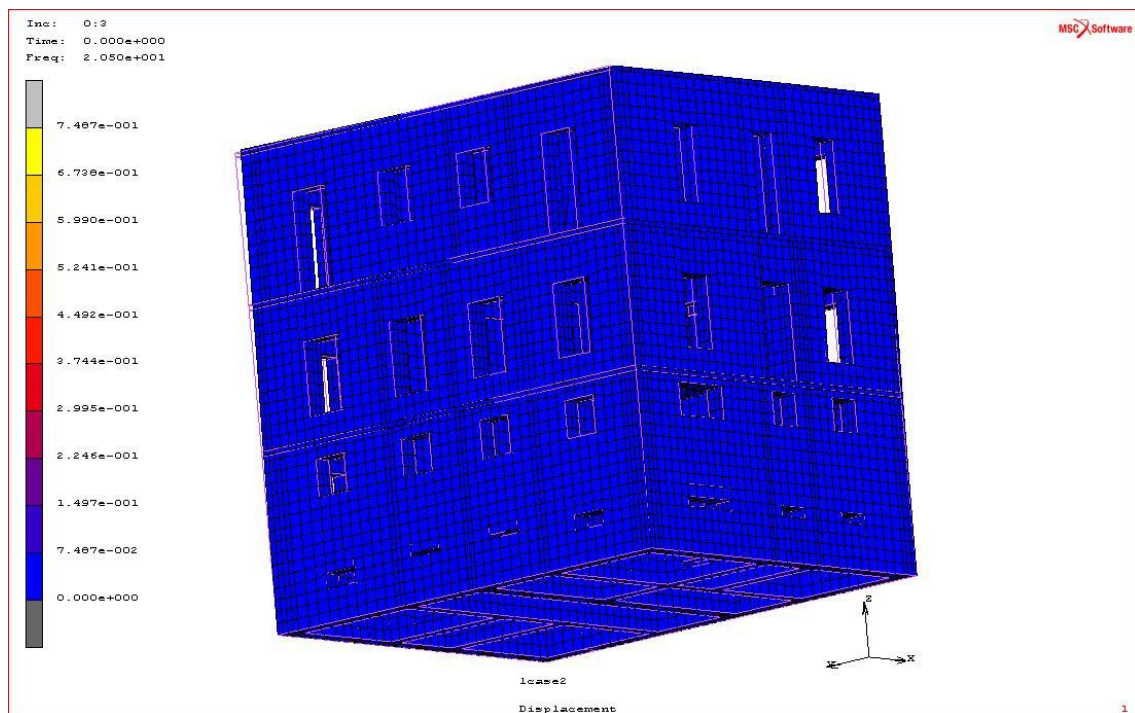


Σχήμα 9.8 1<sup>η</sup> Ιδιομορφή συχνότητα 17,417 HZ (Διεύθυνση βορράς – νότος).

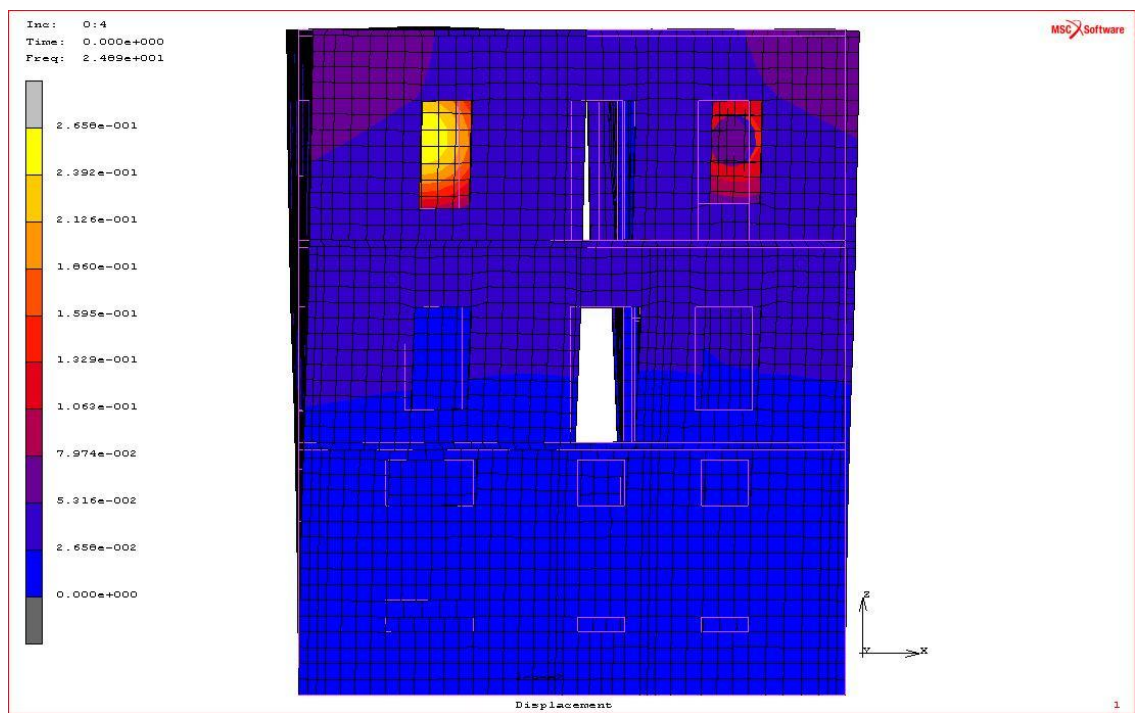


Σχήμα 9.9 2<sup>η</sup> Ιδιομορφή συχνότητα 17,827 HZ.

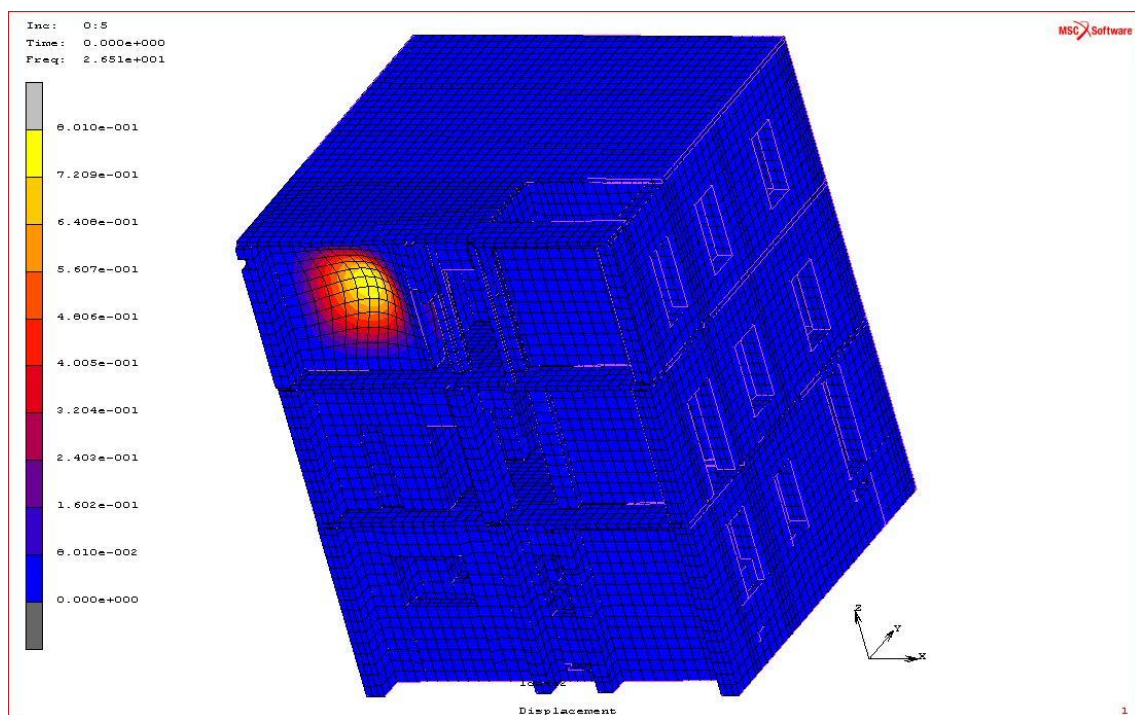




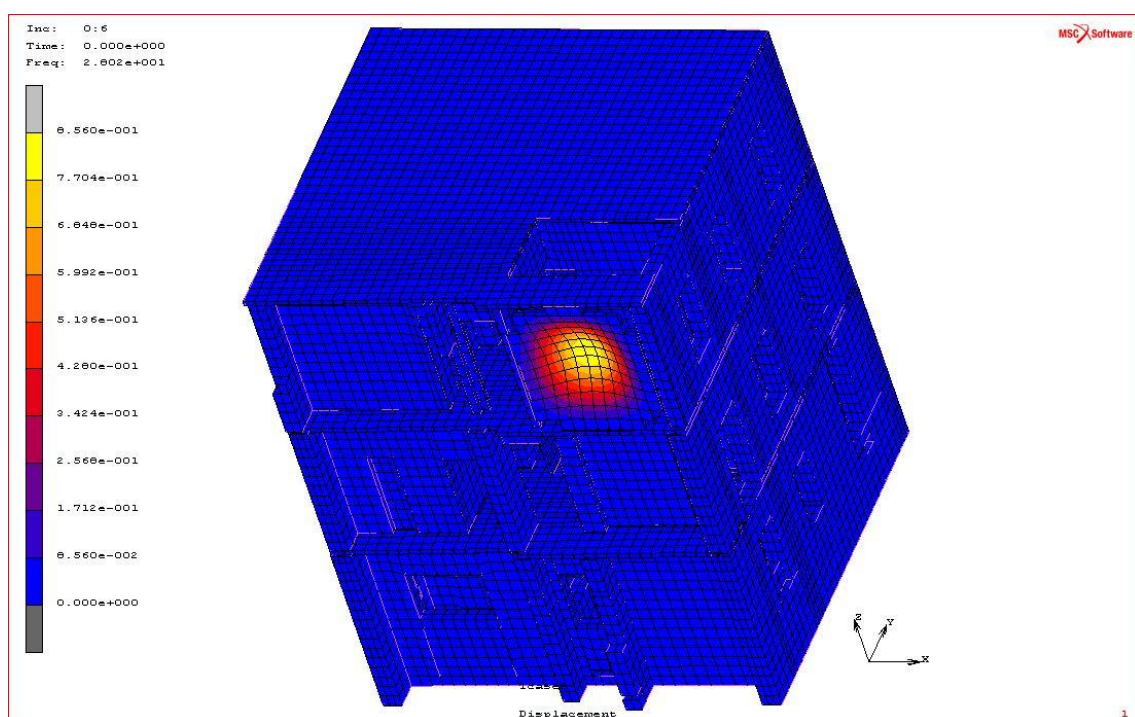
Σχήμα 9.10 3<sup>η</sup> Ιδιομορφή συχνότητα 20,497 HZ.



Σχήμα 9.11 4<sup>η</sup> Ιδιομορφή συχνότητα 24,886 HZ

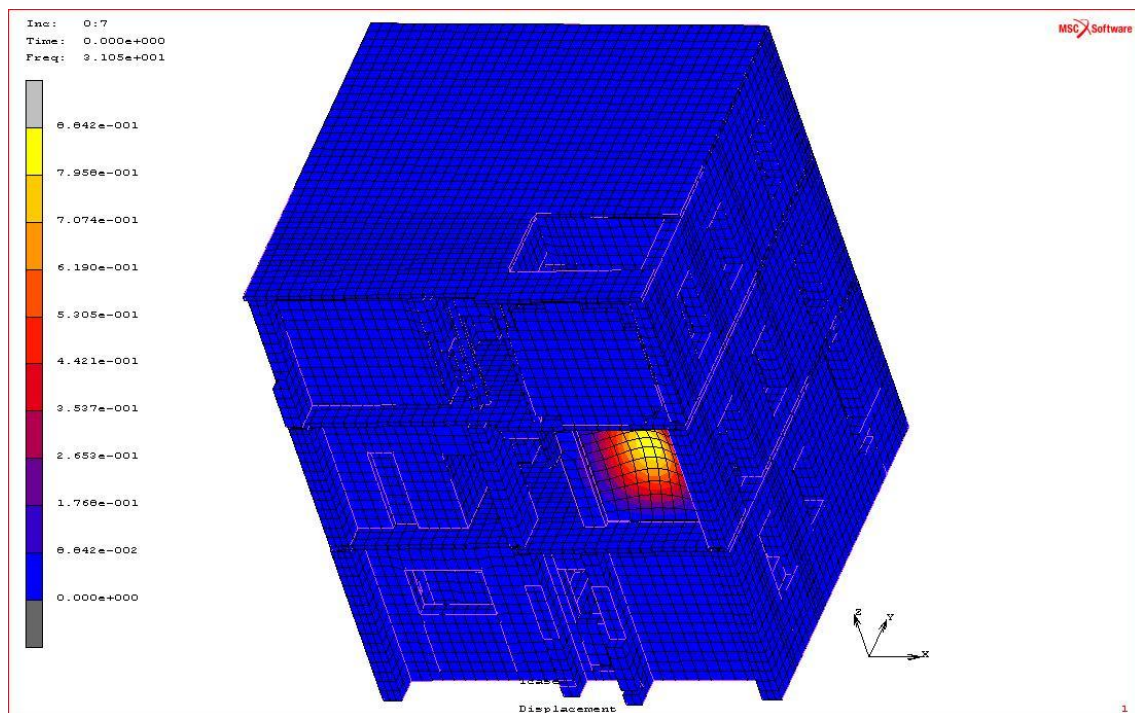


Σχήμα 9.12 5<sup>η</sup> Ιδιομορφή συχνότητα 26,507 HZ.

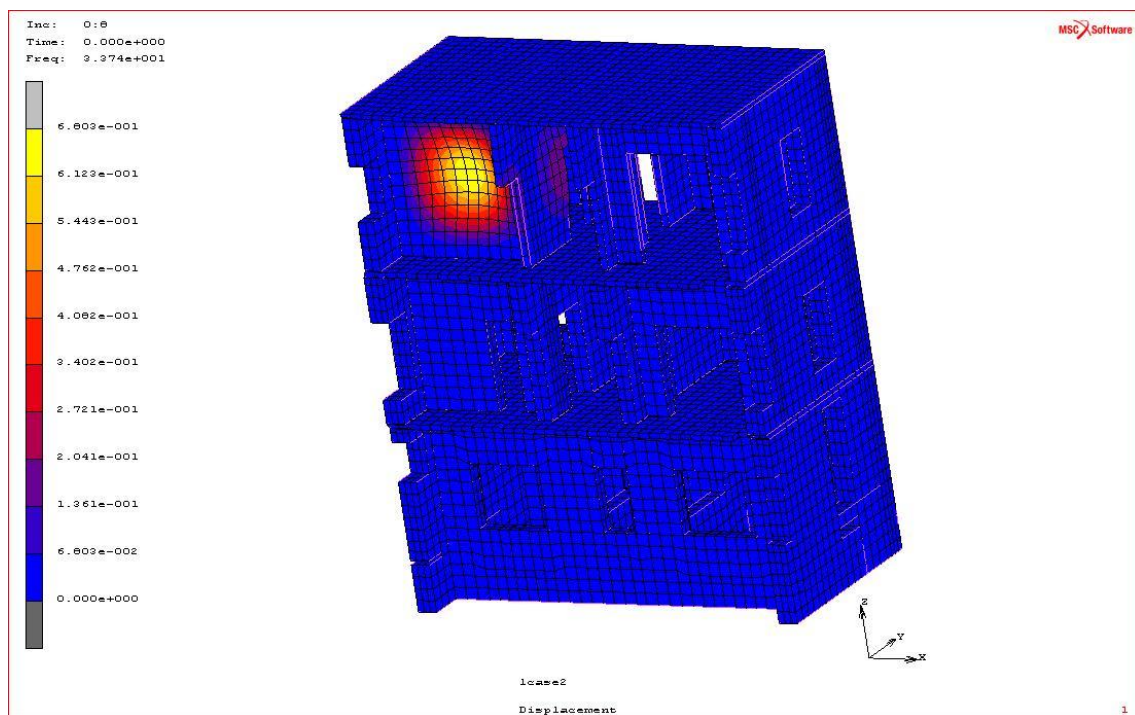


Σχήμα 9.13 6<sup>η</sup> Ιδιομορφή συχνότητα 28,020 HZ.

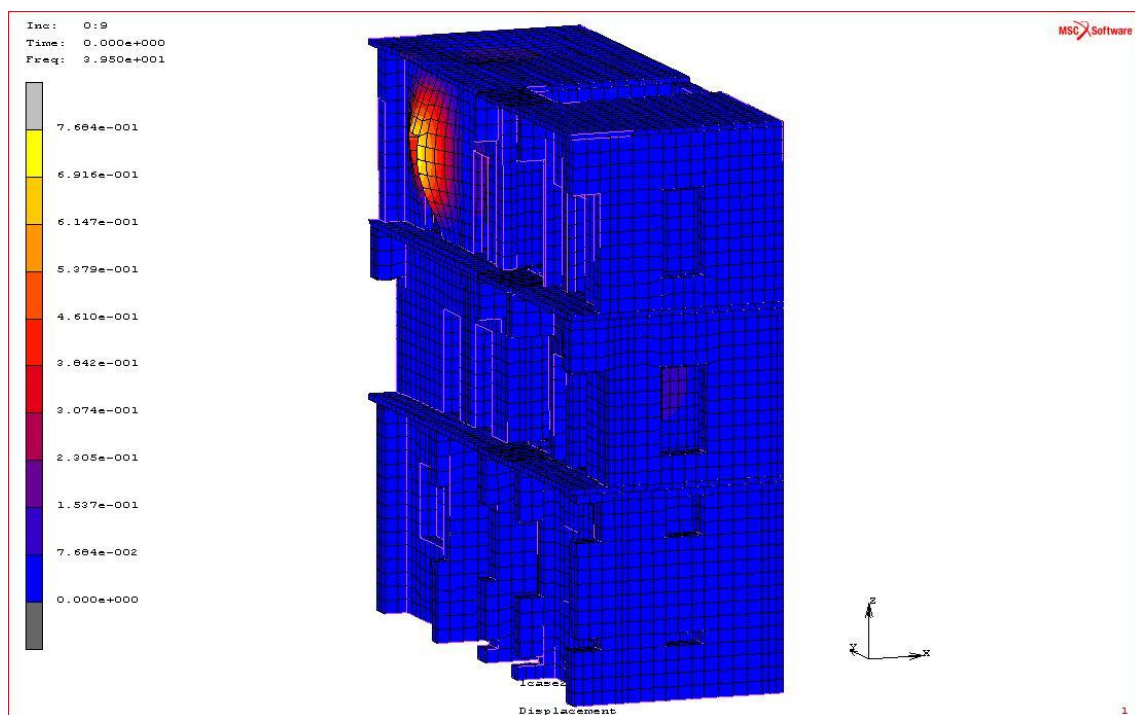




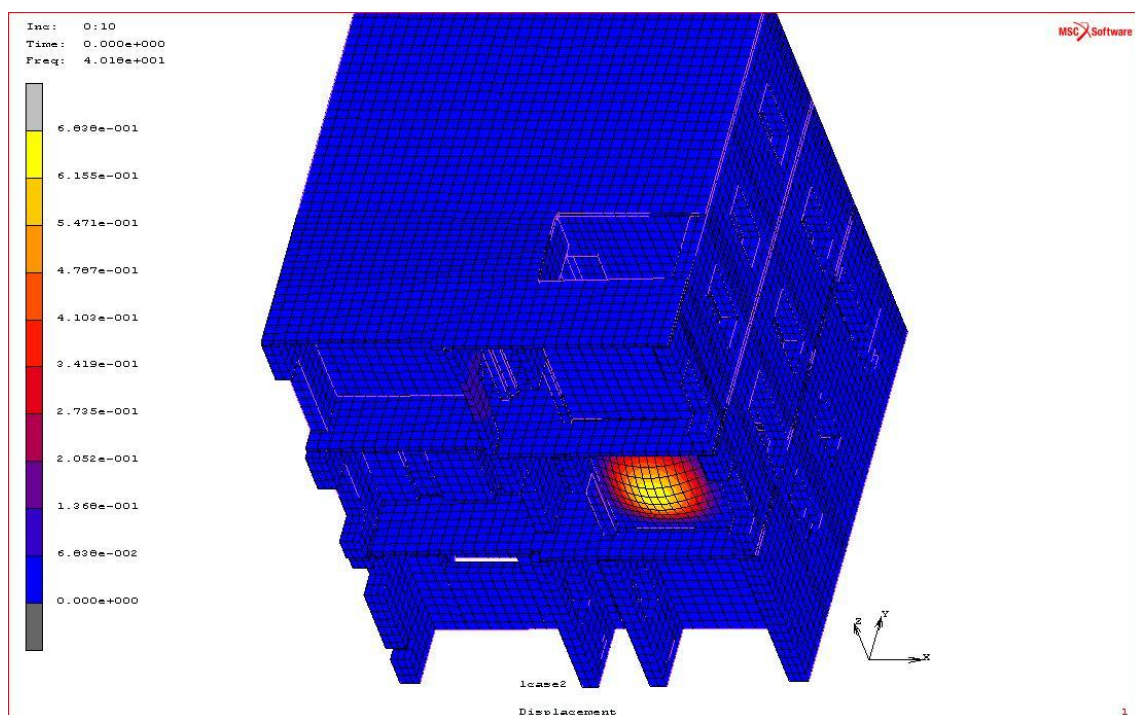
Σχήμα 9.14 7<sup>η</sup> Ιδιομορφή συχνότητα 31,049 HZ.



Σχήμα 9.15 8<sup>η</sup> Ιδιομορφή συχνότητα 33,738 HZ.



Σχήμα 9.16 9<sup>η</sup> Ιδιομορφή συχνότητα 39,498 HZ.



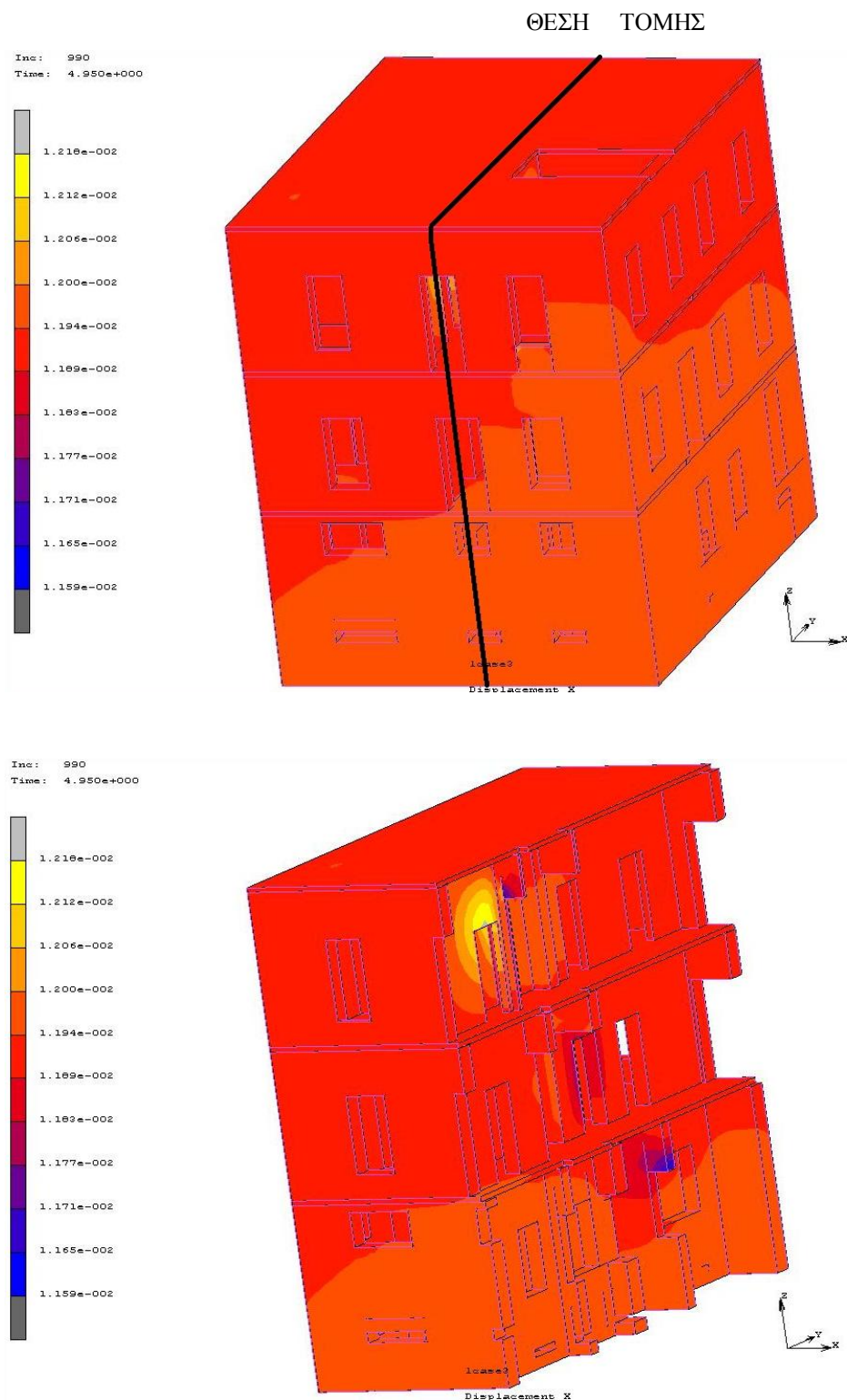
Σχήμα 9.17 10<sup>η</sup> Ιδιομορφή συχνότητα 40,176 HZ.

**9.1.3 Ανάλυση κατασκευής για Load case 3 : Ίδιο βάρος + φορτία****χρήσεως πλακών + οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού του Αιγίου**

Παρουσιάζονται κατ' αρχήν οι συνολικές μετατοπίσεις της κατασκευής στους τρεις άξονες X, Ψ, Z, και απεικονίζονται γραφικά με χρωματικές κλίμακες, για τὰ βήματα της ανάλυσης (Σχήματα 9.18, 9.19, 9.20, 9.21 ). Οι μέγιστες μετακινήσεις της κατασκευής φαίνονται στον πίνακα 9.1.3, με την μετακίνηση στον άξονα Z αρνητική λόγω του φορτίου του ιδίου βάρους.

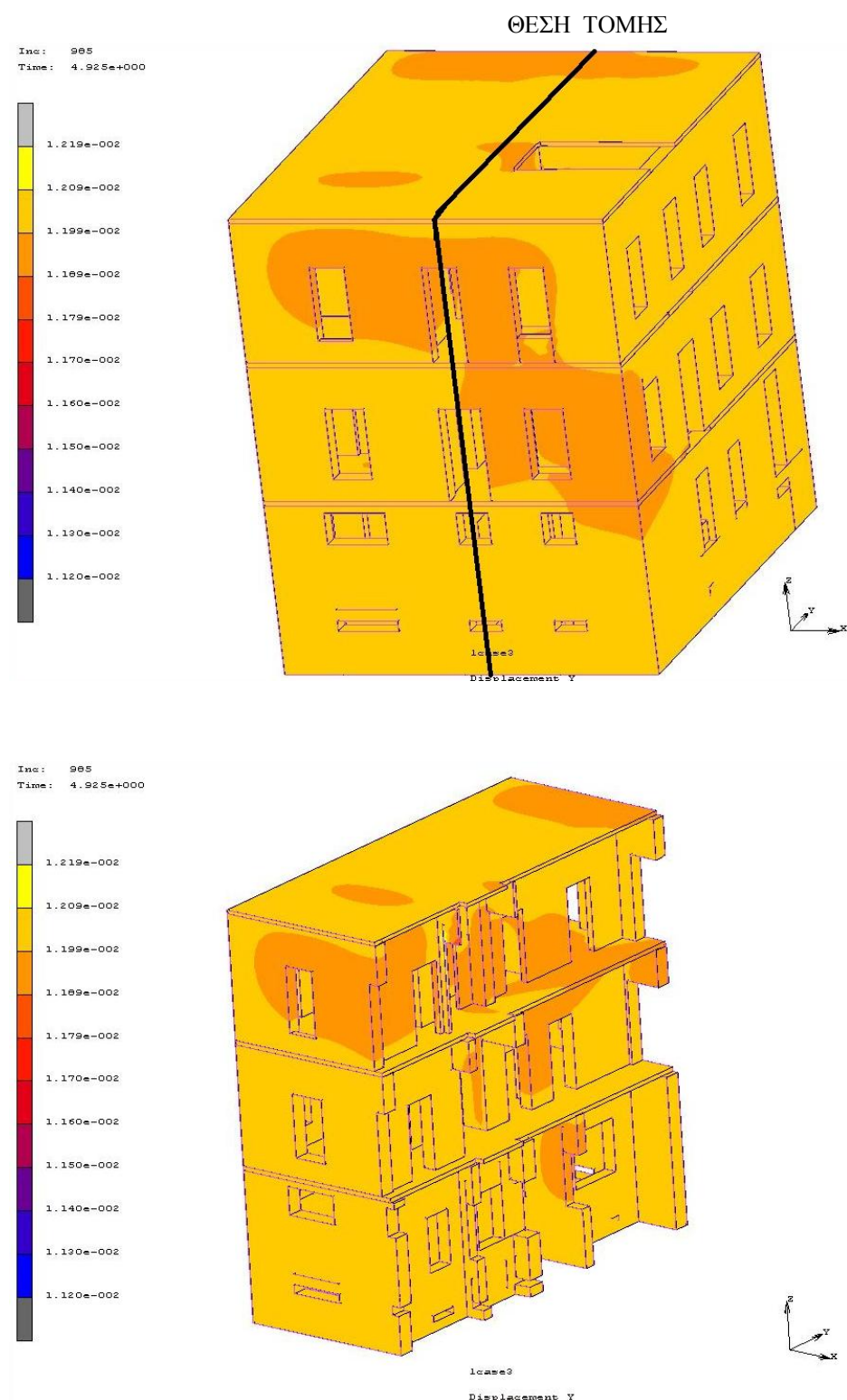
Μετακινήσεις (mm)	Dx	Dψ	Dz
	12,18	12,09	-0,37

Πίνακας 9.1.3 Μέγιστες μετακινήσεις δυναμικής ανάλυσης.

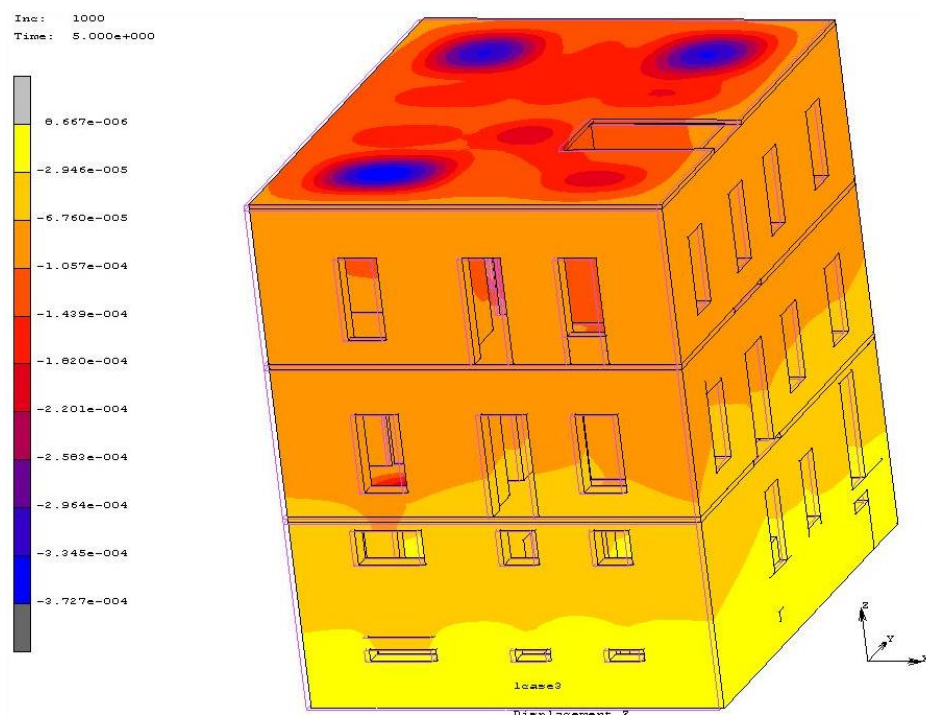


Σχήμα 9.18 Μετακινήσεις στο X άξονα της κατασκευής για το 990 βήμα της ανάλυσης.(Όψη και εσωτερική τομή).

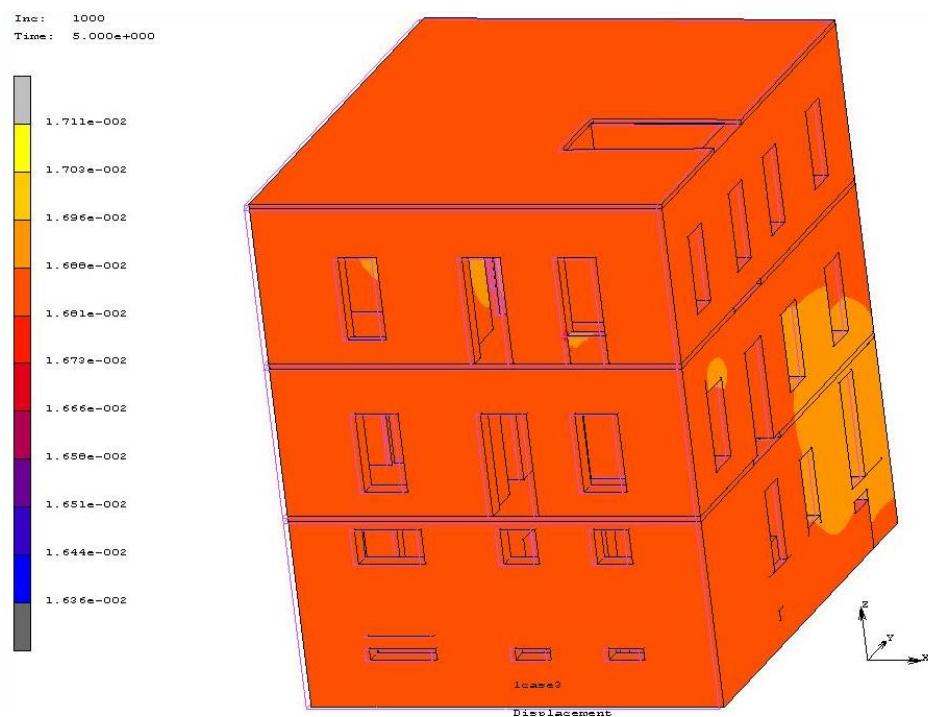




Σχήμα 9.19 Μετακινήσεις στο Ψ άξονα της κατασκευής για το 985 βήμα της ανάλυσης. (Όψη και εσωτερική τομή).



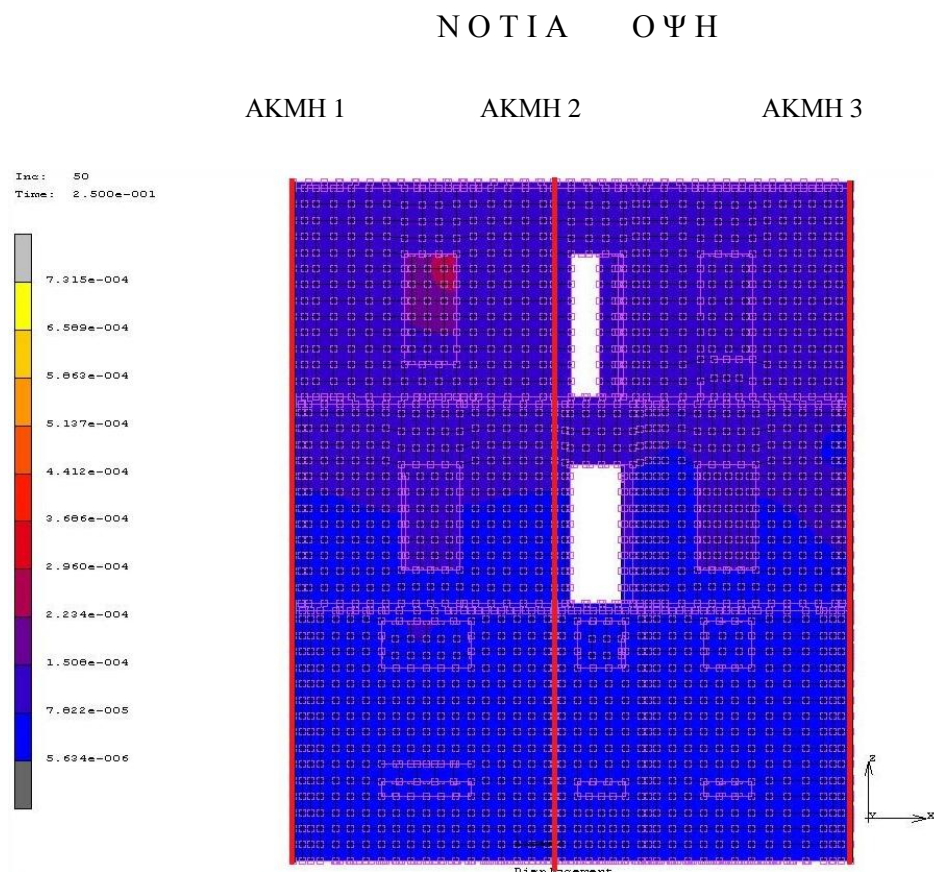
Σχήμα 9.20 Μετακινήσεις στο Z άξονα της κατασκευής για τελευταίο βήμα της ανάλυσης.



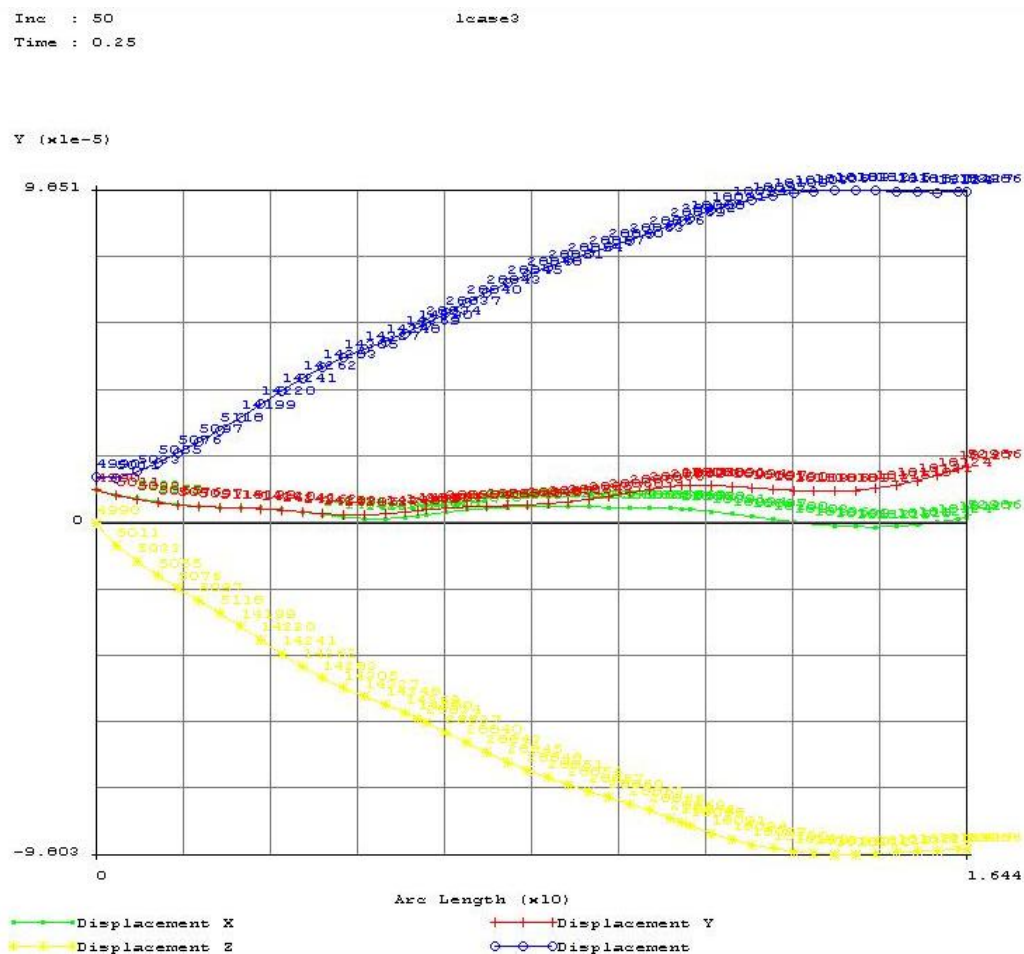
Σχήμα 9.21 Συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης.



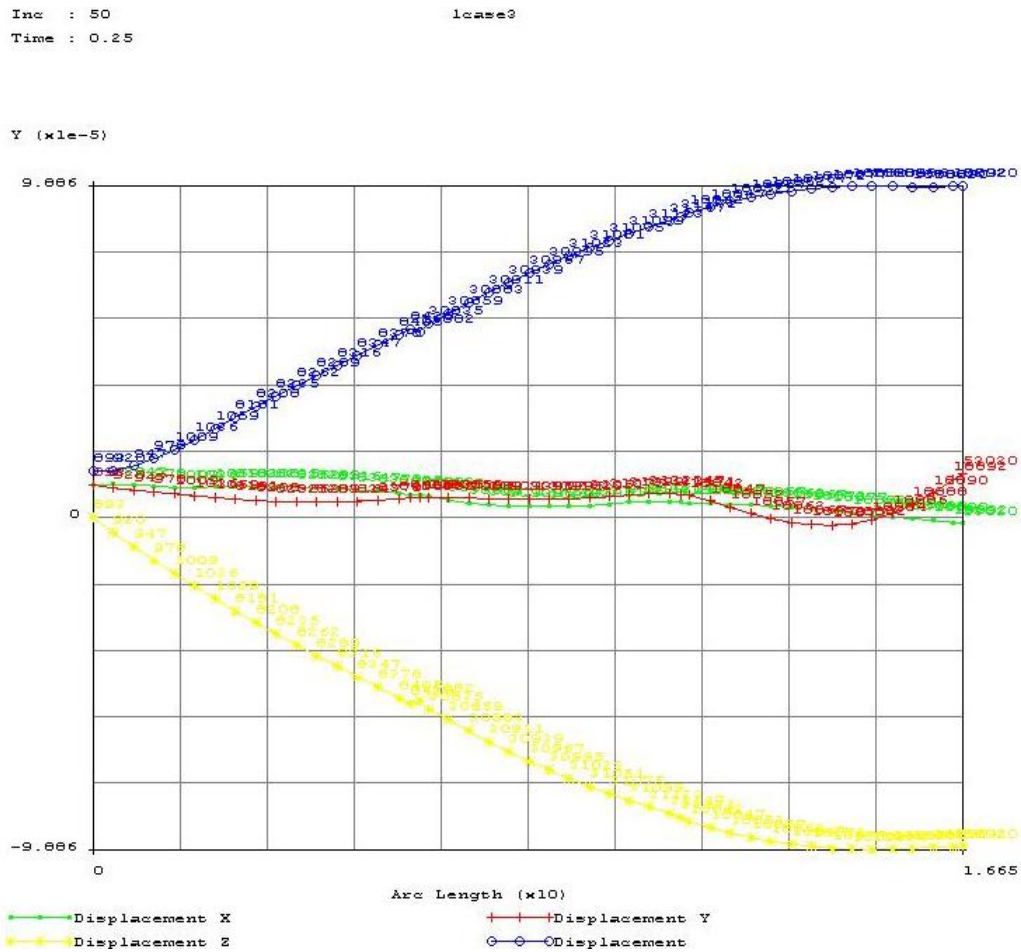
Στα σχήματα 9.23, 9.24, 9.25, παρουσιάζονται διαγράμματα μετατοπίσεων κόμβων καθ' ύψος των γωνιών του κτηρίου (νότια – δυτική, νότια - ανατολική) και στο μέσον της νότιας όψης της κατασκευής, κατά τους X, Ψ και Z άξονες καθώς και η συνολική, κατά την χρονική στιγμή  $t = 0.25 \text{ sec}$ . Οι θέσεις των υπό μελέτη κόμβων έχουν σημειωθεί με τις ακμές 1, 2 και 3 όπως φαίνονται στο σχήμα 9.22



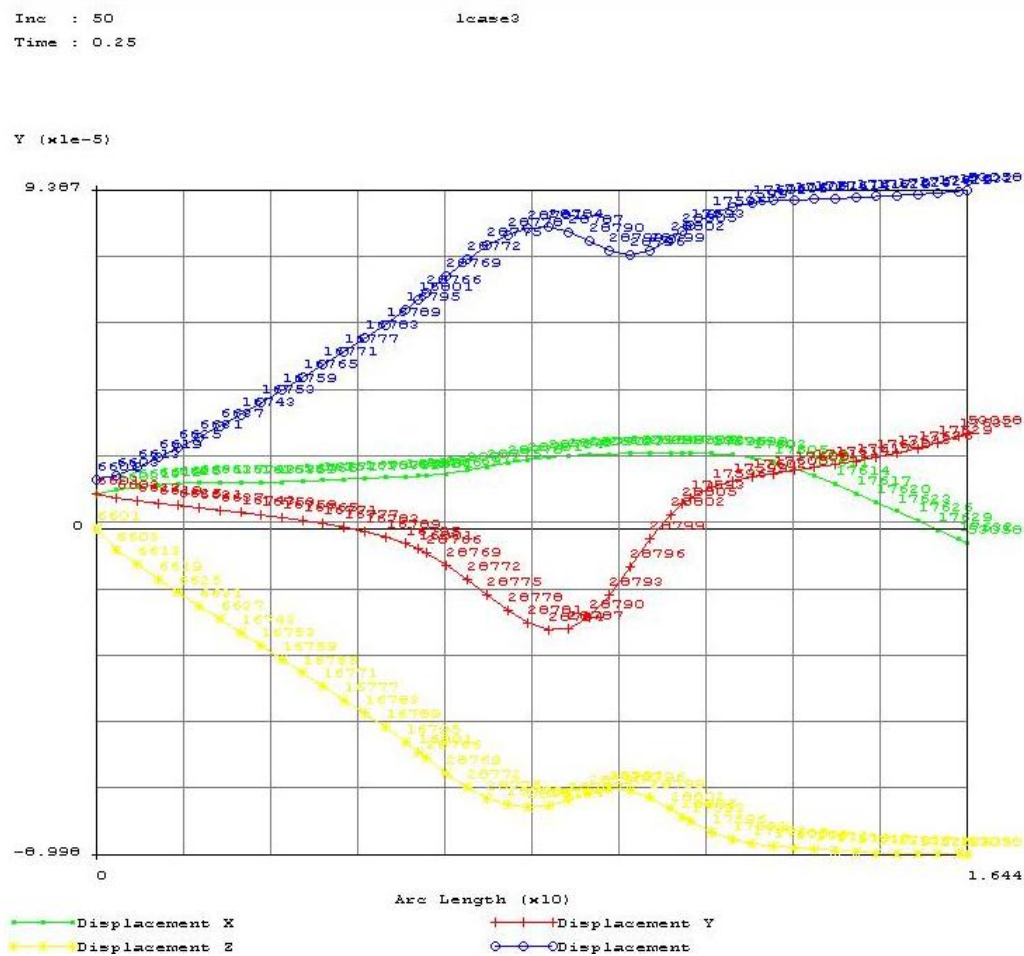
Σχήμα 9.22 Θέσεις των αξόνων - ακμών της νότιας όψης για τα διαγράμματα των κόμβων των σχημάτων 9.23, 9.24, 9.25, 9.26.



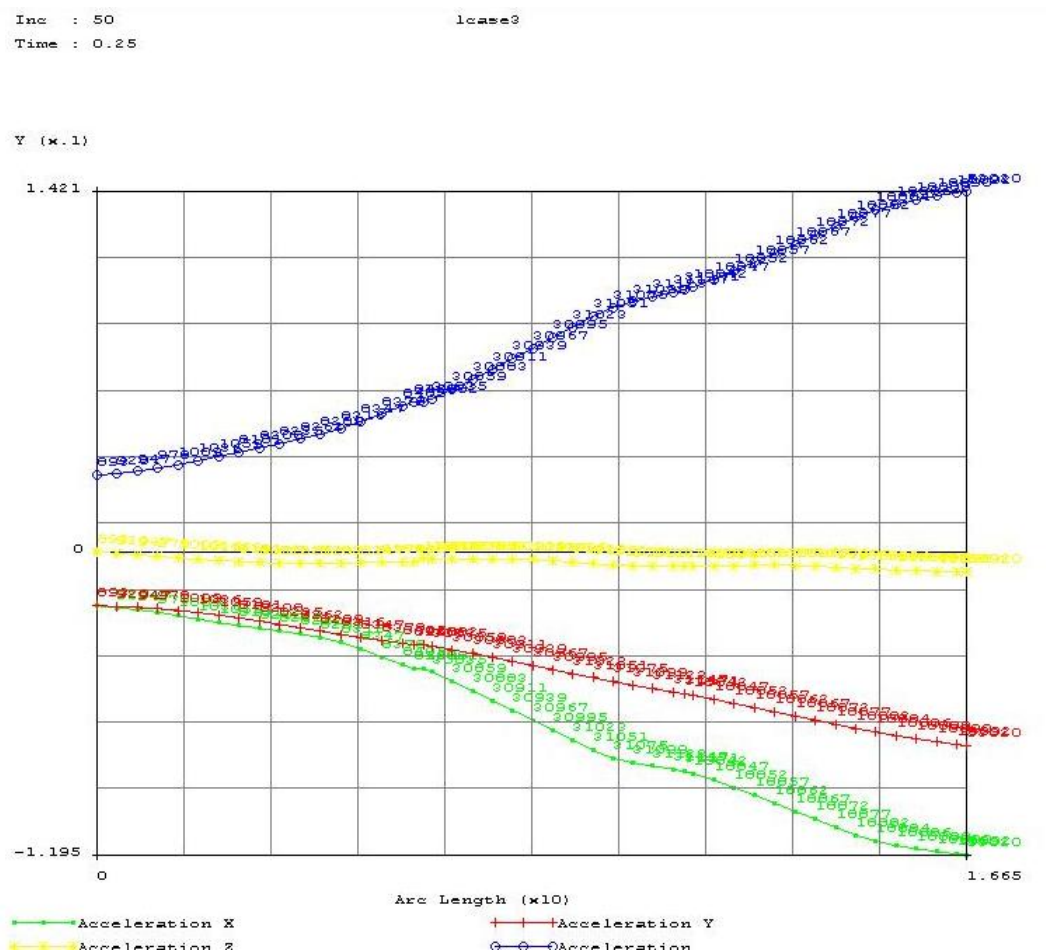
Σχήμα 9.23 Διάγραμμα μετατοπίσεων κόμβων καθ' ύψος της νότιας – δυτικής γωνίας της κατασκευής, κατά τη χρονική στιγμή  $t = 0,25 \text{ sec}$ , (ΑΚΜΗ 1, Σχ. 9.22).



Σχήμα 9.24 Διάγραμμα μετατοπίσεων κόμβων καθ' ύψος στο μέσον της νότιας όψης της κατασκευής, κατά την χρονική στιγμή  $t = 0,25 \text{ sec}$  (ΑΚΜΗ 2, Σχ. 9.22).



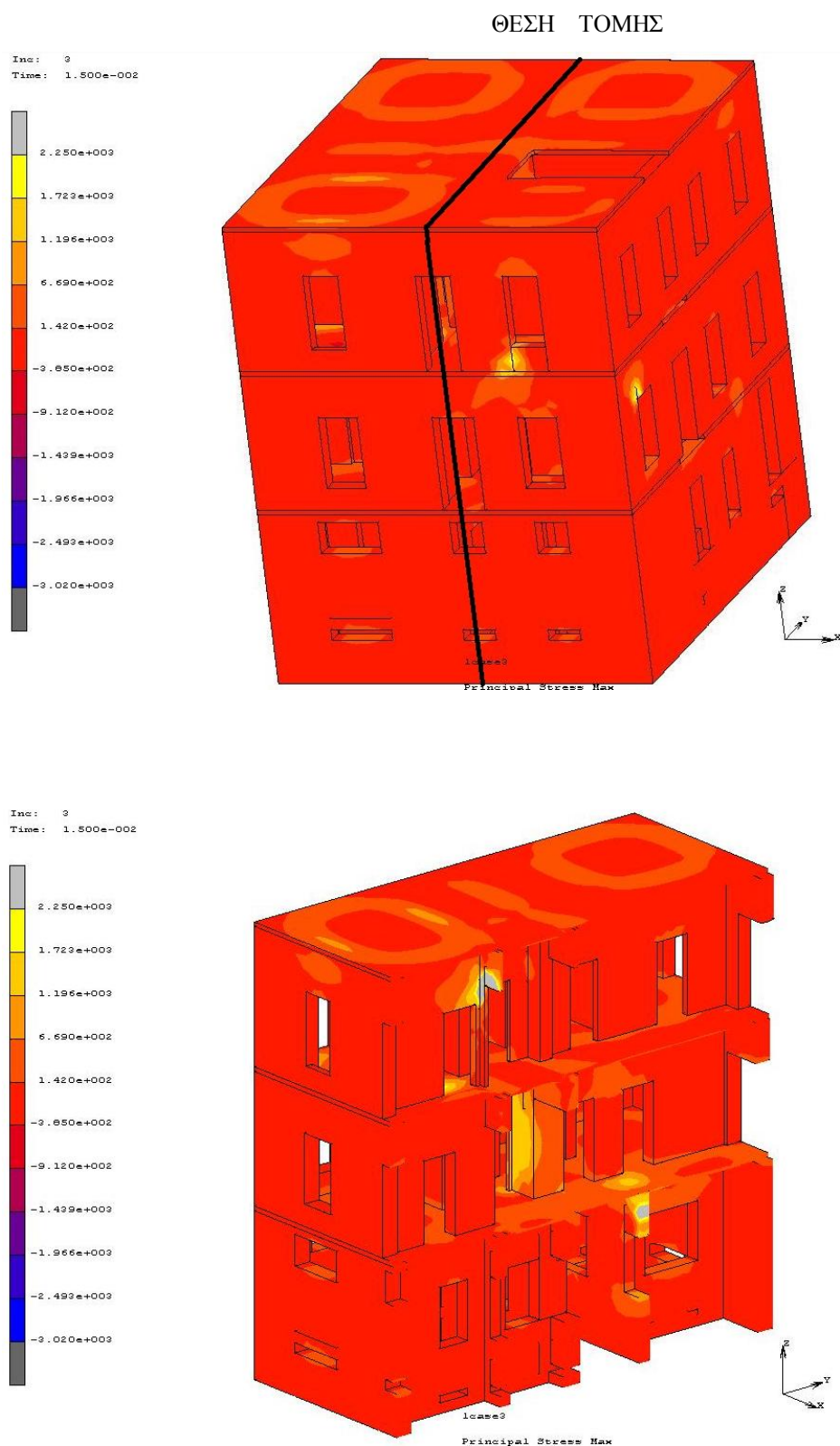
Σχήμα 9.25 Διάγραμμα μετατοπίσεων κόμβων καθ' ύψος της νότιας – ανατολικής γωνίας της κατασκευής, κατά τη χρονική στιγμή  $t = 0,25 \text{ sec}$  (ΑΚΜΗ 3, Σχ. 9.22).



Σχήμα 9.26 Διάγραμμα επιταχύνσεων κόμβων καθ' ύψος στο μέσον της νότιας όψης της κατασκευής, κατά την χρονική στιγμή  $t = 0,25 \text{ sec}$  (AKMH 2, Σχ. 9.22).

Στο σχήμα 9.26 παρουσιάζεται το διάγραμμα επιταχύνσεων των κόμβων στο μέσον της νότιας όψης της κατασκευής κατά την χρονική στιγμή  $t = 0,25 \text{ sec}$ , κατ τους άξονες X, Y, Z και η συνολική.

Στο Σχ. 9.27 φαίνεται η κατανομή των εφελκυστικών τάσεων που αναπτύσσονται στην κατασκευή εξαιτίας της σεισμικής φόρτισης. Οι τάσεις που αναπτύσσονται στον φορέα κυμαίνονται από  $-0,385 \text{ MPa}$  (θλιπτικές) ως  $2,25 \text{ MPa}$  (εφελκυστικές). Παρατηρούμε ότι οι εφελκυστικές τάσεις εμφανίζονται στα σημεία καμπτικού εφελκυσμού (ανώφλια, κατώφλια), καθώς και στις στηρίξεις των πλακών του δώματος (πάνω ίνα).



Σχήμα 9.27 Οι μέγιστες κύριες τάσεις της κατασκευής στο 3 βήμα της ανάλυσης.(Όψη και εσωτερική τομή).

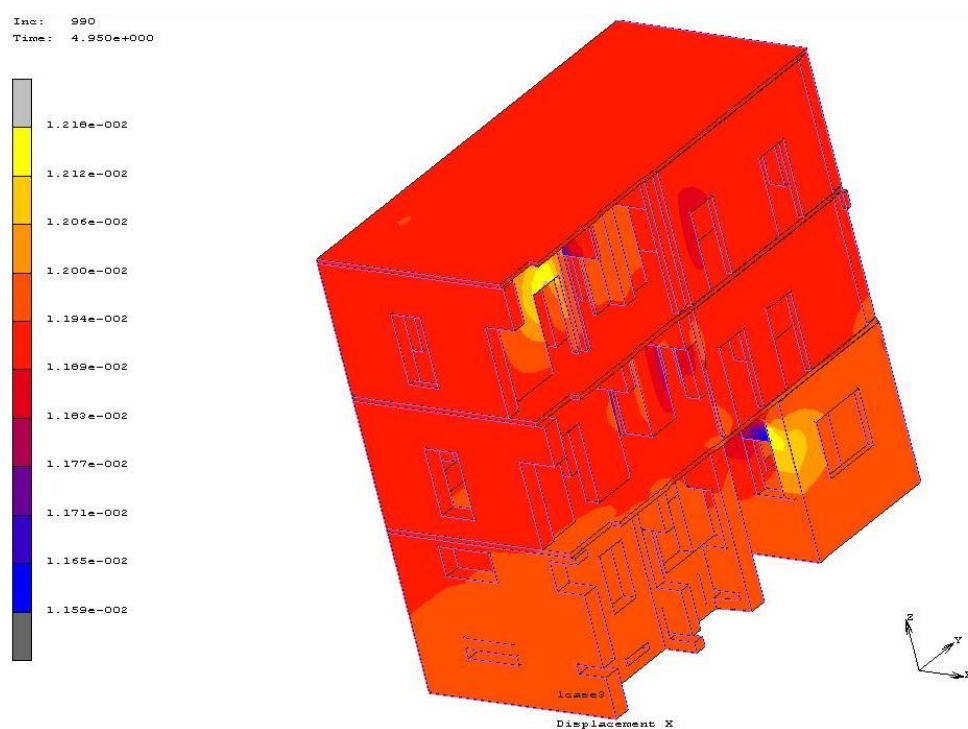
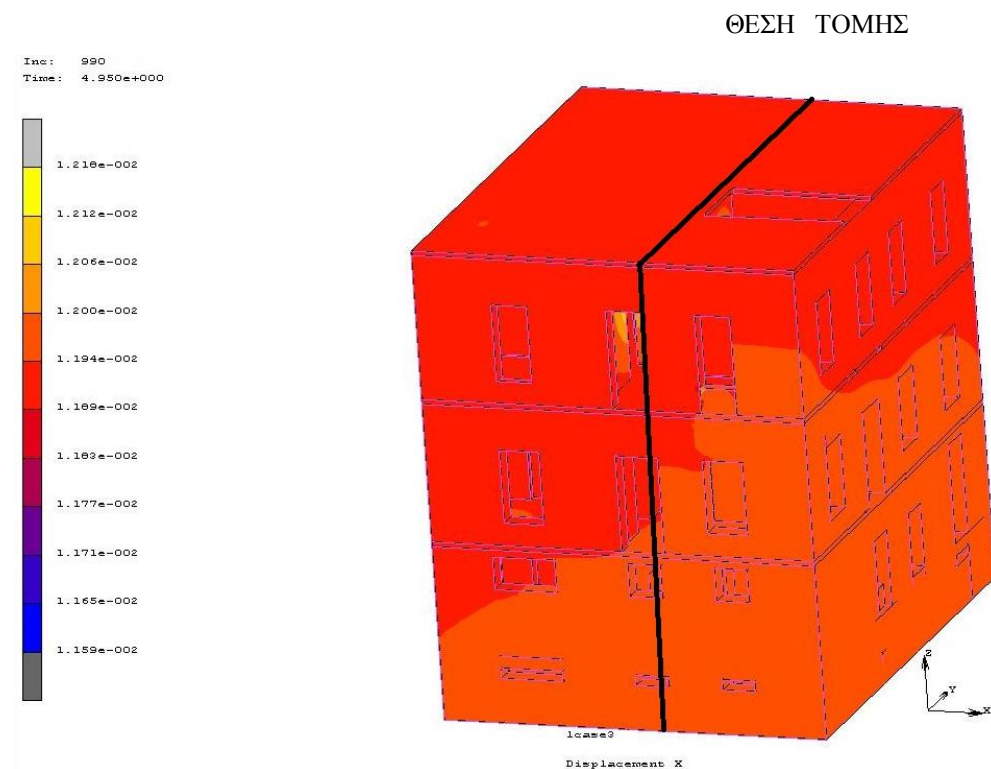


**9.1.4 Ανάλυση κατασκευής για Load case 4 : Ίδιο βάρος + φορτία  
χρήσεως πλακών + οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού του Αιγίου +  
κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού του Αιγίου.**

Παρουσιάζονται κατ' αρχήν οι συνολικές μετατοπίσεις της κατασκευής στους τρεις άξονες X, Ψ, Z, και απεικονίζονται γραφικά με χρωματικές κλίμακες, για τα βήματα της ανάλυσης (Σχήματα 9.28, 9.29, 9.30, 9.31). Οι μέγιστες μετακινήσεις της κατασκευής φαίνονται στον πίνακα 9.1.4.

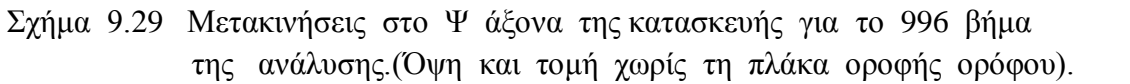
Μετακινήσεις (mm)	Dx	Dψ	Dz
	12,13	12,19	8,36

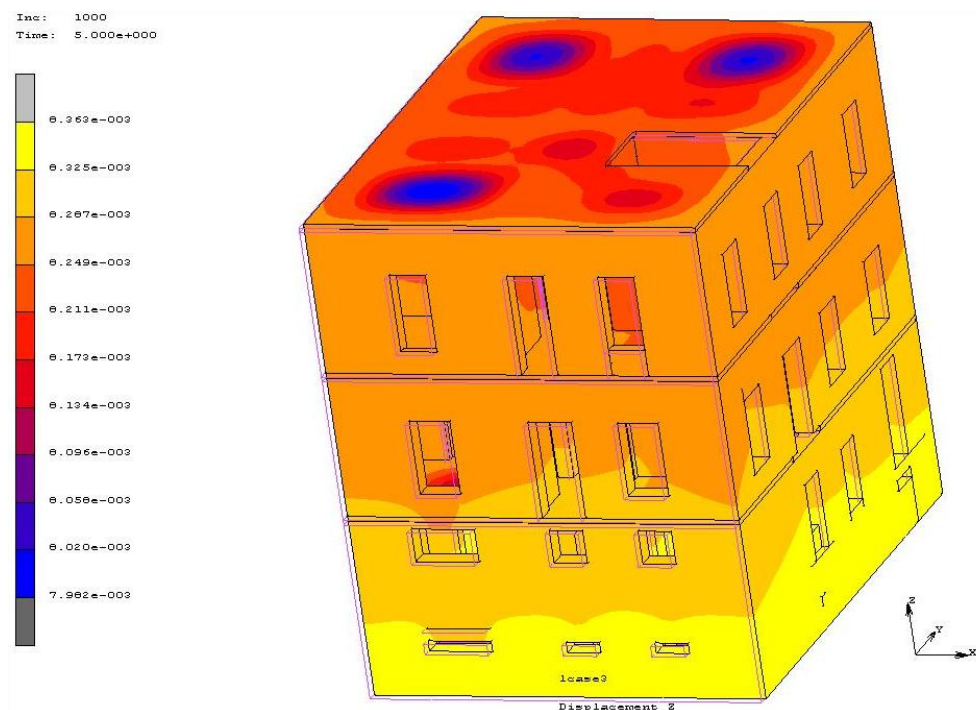
Πίνακας 9.1.4 Μέγιστες μετακινήσεις δυναμικής ανάλυσης.



Σχήμα 9.28 Μετακινήσεις στο X άξονα της κατασκευής για το 990 βήμα της ανάλυσης. (Όψη και εσωτερική τομή).



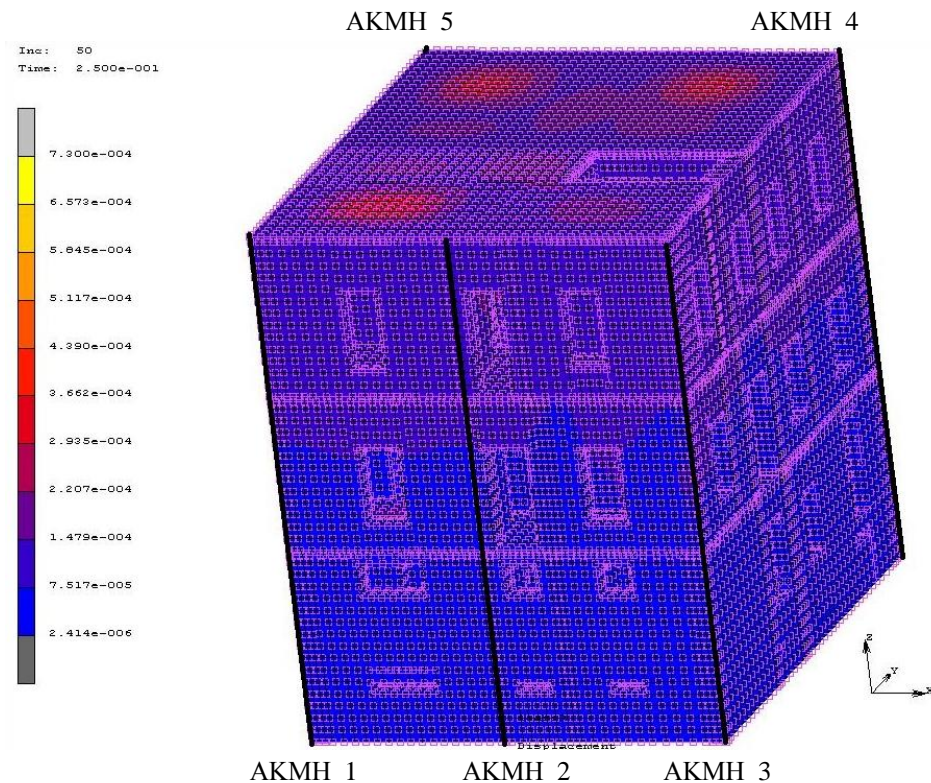




Σχήμα 9.30 Μετακινήσεις στο Z άξονα της κατασκευής για τελευταίο βήμα της ανάλυσης.



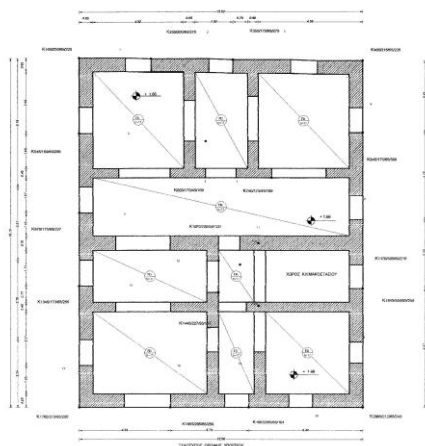
Σχήμα 9.31 Συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης.



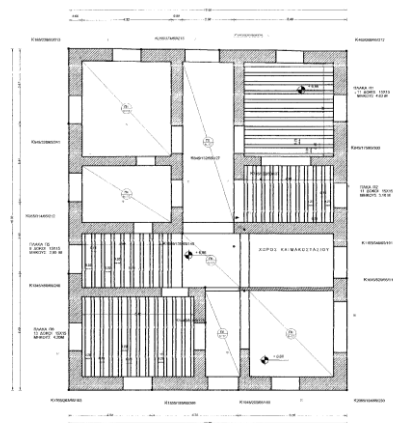
Σχήμα 9.32 Θέσεις των ακμών του κτηρίου για τα διαγράμματα μετατοπίσεων των κόμβων των σχημάτων 9.33 – 9.39.

Στα διαγράμματα ( σχήματα 9.33, 9.34, 9.35, 9.36, 9.37, 9.38) που ακολουθούν, παρουσιάζονται οι μετατοπίσεις των κόμβων στις γωνίες ( νότια – δυτική, νότια – ανατολική, βόρεια - ανατολική, βόρεια - δυτική), και στο μέσον της νότιας όψης της κατασκευής κατά τις χρονικές στιγμές  $t = 0.05 \text{ sec}$  και  $t = 0.25 \text{ sec}$ . Επίσης, στο διάγραμμα 9.39 παρουσιάζεται το διάγραμμα επιταχύνσεων των κόμβων στο μέσον της νότιας όψης της κατασκευής τη χρονική στιγμή  $t = 0.25 \text{ sec}$ . Οι θέσεις

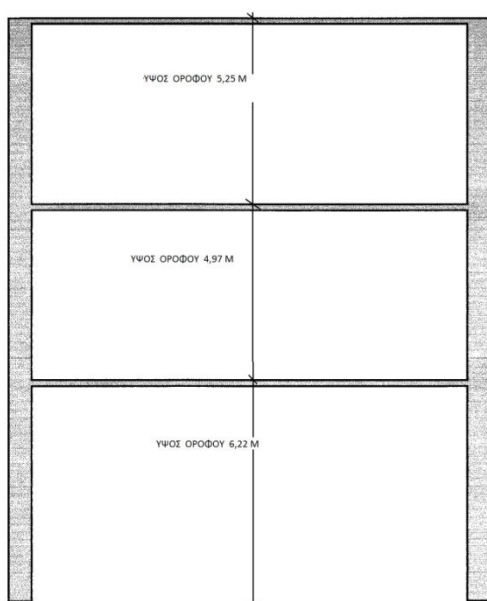
των κόμβων (γωνίες του κτηρίου), σημειώνονται στο κτήριο με το προηγούμενο σχήμα 9.32, ως ακμές 1,2,3,4,5.



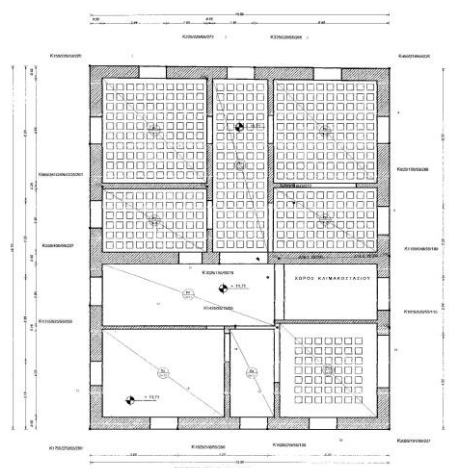
ΚΑΤΟΨΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ



ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ



ΣΧΗΜΑΤΙΚΗ ΤΟΜΗ ΚΤΗΡΙΟΥ



ΚΑΤΟΨΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ

Παρατίθενται παραπάνω η σχηματική τομή και οι κατόψεις των ορόφων για το σχολιασμό των διαγραμμάτων των κόμβων. Τα ύψη των ορόφων φαίνονται στη σχηματική τομή. Οι παρατηρήσεις στα διαγράμματα γίνονται με βάση το τμήμα του ύψους που καλύπτει ο κάθε όροφος, και γίνεται προσπάθεια να αιτιολογηθούν οι κινήσεις των κόμβων στους τρεις άξονες



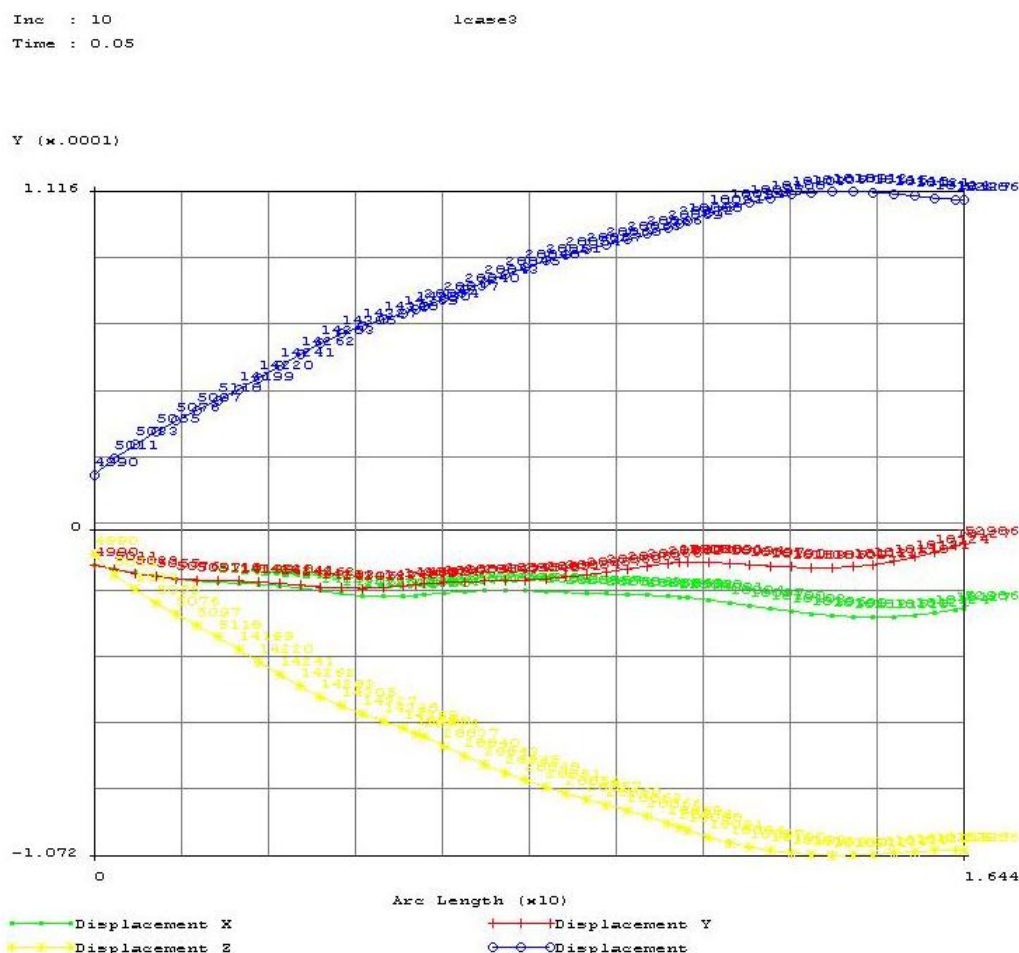
X,Ψ,Z, στις θεωρούμενες ακμές του κτηρίου. Κατ' αρχήν είναι φανερό από τις κατόψεις των ορόφων ότι γενικά κατά τον X-άξονα σε όλους τους ορόφους, οι υπάρχοντες τοίχοι είναι μεγαλύτερης διατομής από ότι στον Ψ-άξονα. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα οι τοίχοι αυτοί να είναι ποιο δύσκαμπτοι. Οι λεπτότερης διατομής τοίχοι του Ψ-άξονα ευνοούν τις μεγαλύτερες μετακινήσεις στη διεύθυνση Ψ. Ειδικότερα :

**Υπόγειο, (περιοχή ύψους 0,00 M - 6,22 M) :** Στον όροφο του υπογείου υπάρχουν ισχυρά τοιχώματα με μεγάλη ακαμψία και στις δύο διευθύνσεις X, Ψ, καθώς επίσης και συμπαγείς πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος στην οροφή. Η κίνηση των κόμβων είναι ομαλή χωρίς μεγάλες διαφοροποιήσεις, και στους δύο άξονες X, Ψ σε όλες τις ακμές. Διαφορά υπάρχει στον άξονα Z γιατί λαμβάνοντας υπ' όψιν στους υπολογισμούς την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, υπάρχει διέγερση και στον Z άξονα).

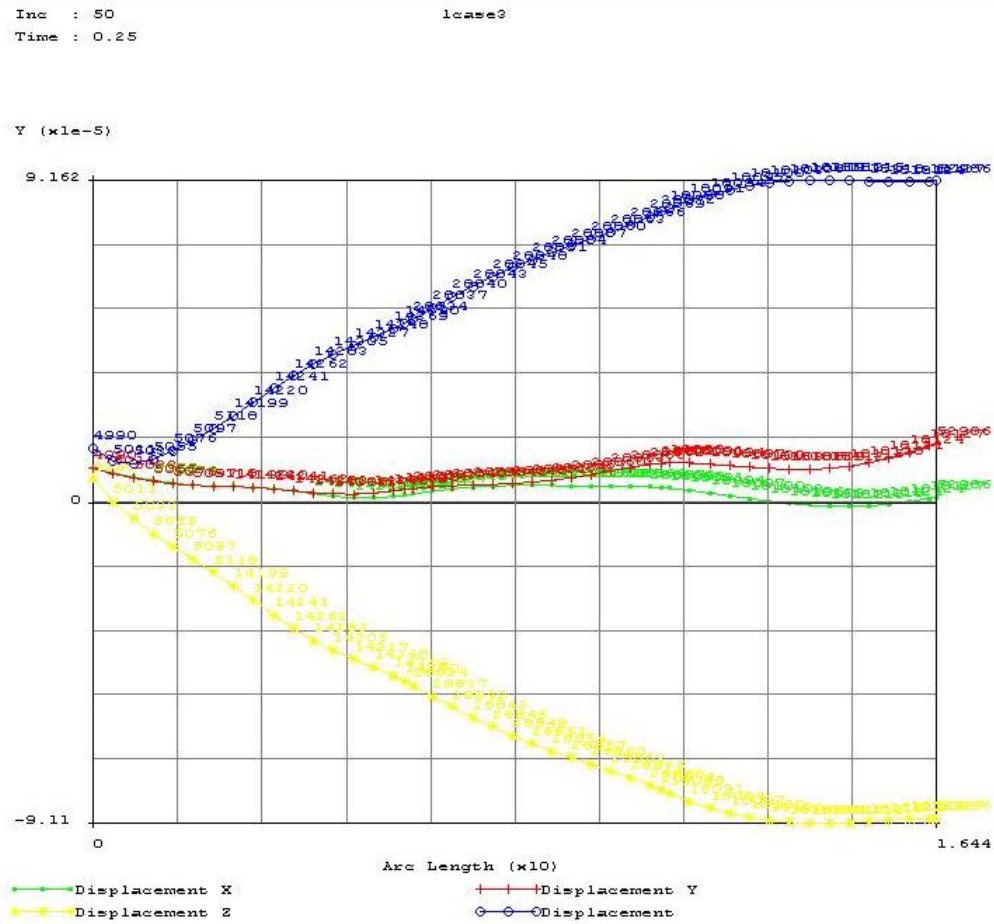
**Ισόγειο, (περιοχή ύψους 6,22 M - 11,19 M) :** Στην περιοχή του ισόγειου στις ακμές 1 και 2, υπάρχει κανονικότητα στην κίνηση των κόμβων. Στην ακμή 3 παρατηρείται ιδιαίτερα κατά τις Ψ μετατοπίσεις έντονη διαφοροποίηση, που οφείλεται στην ανυπαρξία τοιχωμάτων ακαμψίας της περιοχής στην Ψ- διεύθυνση, καθώς επίσης και στην έλλειψη πλάκας στην οπή του κλιμακοστασίου. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να γίνεται ποιο εύκαμπτη η περιοχή της γωνίας αυτής. Στις ακμές 4 και 5 η κίνηση των κόμβων γίνεται πάλι ποιο ομαλή. Φαίνεται εδώ η διαφορά στην κίνηση των κόμβων του άξονα Ψ, μεταξύ των ακμών 1 και 4. Αυτή οφείλεται στην διαφορετική κατεύθυνση των ξύλινων δοκών που μεταφέρουν το φορτίο των πλακών στα τοιχώματα. Επίσης στον άξονα Z υπάρχει διαφορά και σε αυτό τον όροφο ως προς τους άξονες X,Ψ,και φαίνεται στην ακμή 3, να ακολουθεί την διαφοροποίηση των X, Ψ αξόνων.

**Α' όροφος, (περιοχή ύψους 11,19 M - 16,44 M) :** Στον α' όροφο στις ακμές 1 και 2 δεν υπάρχουν μεγάλες διαφορές. Διαφοροποιήσεις αρχίζουν να υπάρχουν στην ακμή 3, ιδιαίτερα στον άξονα Ψ, λόγω της οπής του κλιμακοστασίου και της ύπαρξης της πλάκας Zoellner στην οροφή. Στις ακμές 4 και 5 δεν υπάρχουν έντονες διαφορές. Σημειώνεται και εδώ η διαφορά με τις

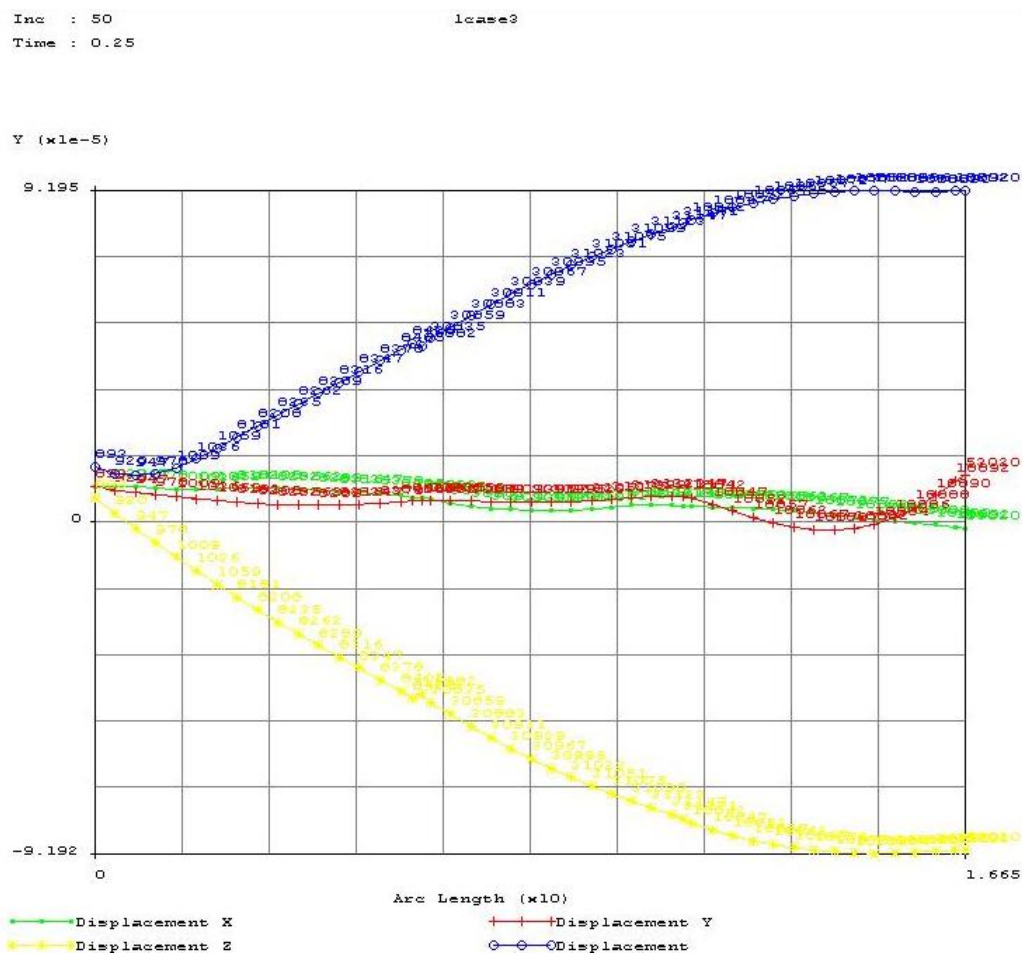
ακμές 1 και 2 στον άξονα Ψ, λόγω αφ' ενός μεν των πλακών Zoellner και αφ' ετέρου της συμπαγούς πλάκας.



Σχήμα 9.33 Διάγραμμα μετατοπίσεων κόμβων καθ' ύψος της νότιας – δυτικής γωνίας της κατασκευής, κατά τη χρονική στιγμή  $t = 0,05 \text{ sec}$ , (σχήμα 9.32, ακμή 1).

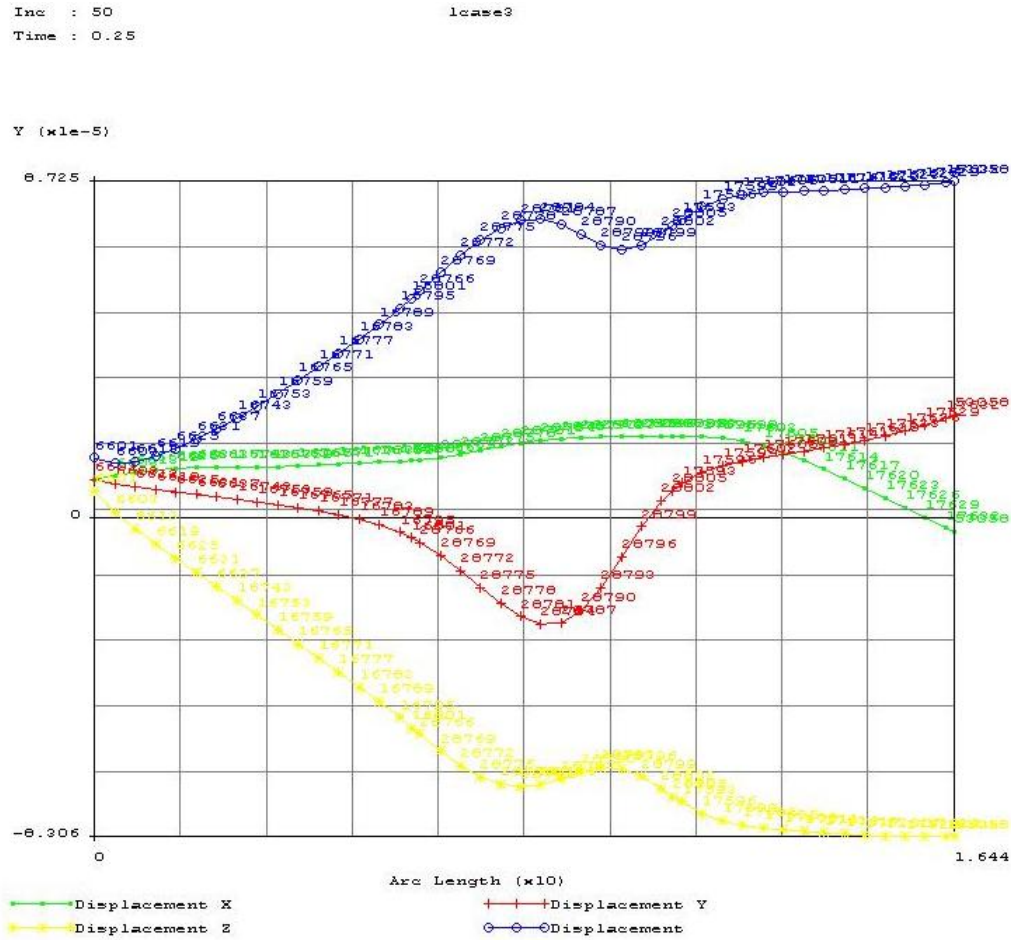


Σχήμα 9.34 Διάγραμμα μετατοπίσεων κόμβων καθ' ύψος της νότιας – δυτικής γωνίας της κατασκευής, κατά τη χρονική στιγμή  $t = 0,25 \text{ sec}$ , (σχήμα 9.32, ακμή 1).

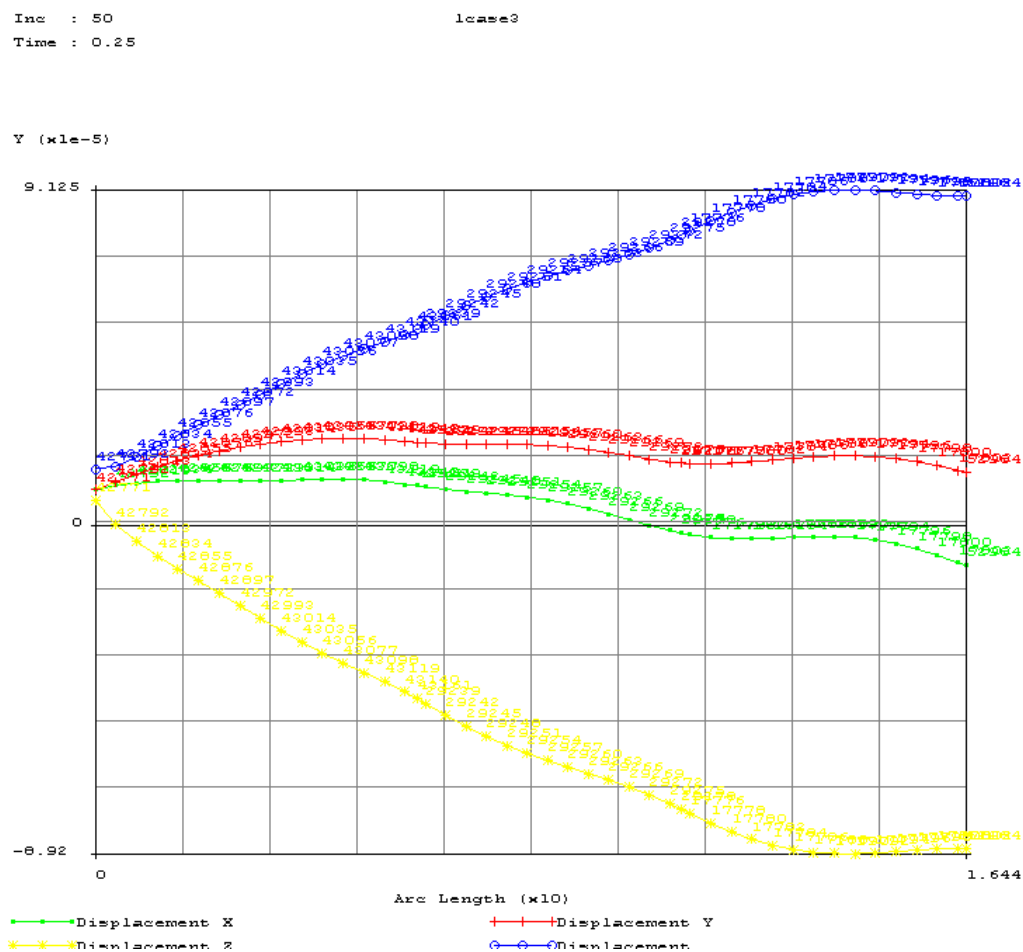


Σχήμα 9.35 Διάγραμμα μετατοπίσεων κόμβων καθ' ύψος στο μέσον της νότιας όψης της κατασκευής, κατά την χρονική στιγμή  $t = 0,25 \text{ sec}$ , (σχήμα 9.32, ακμή 2).

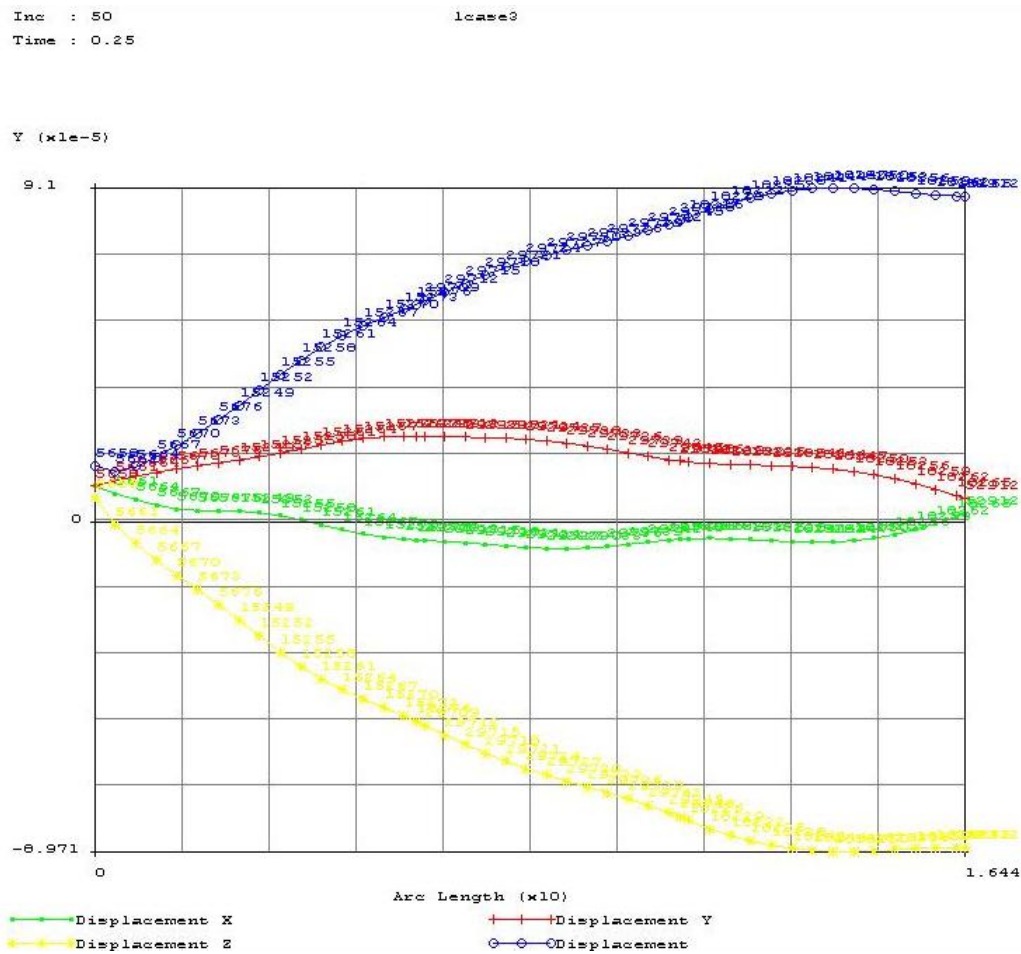




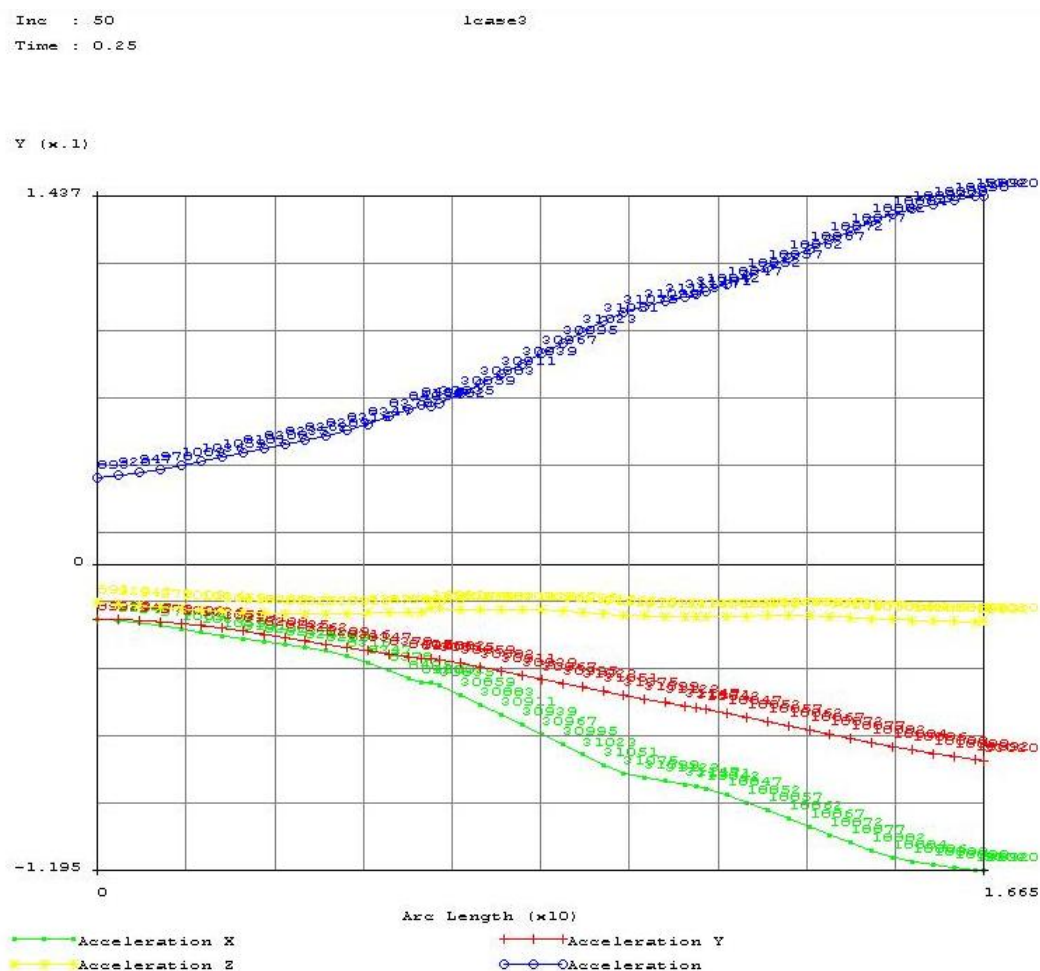
Σχήμα 9.36 Διάγραμμα μετατοπίσεων κόμβων καθ' ύψος της νότιας – ανατολικής γωνίας της κατασκευής, κατά τη χρονική στιγμή  $t = 0,25 \text{ sec}$ , (σχήμα 9.32, ακμή 3).



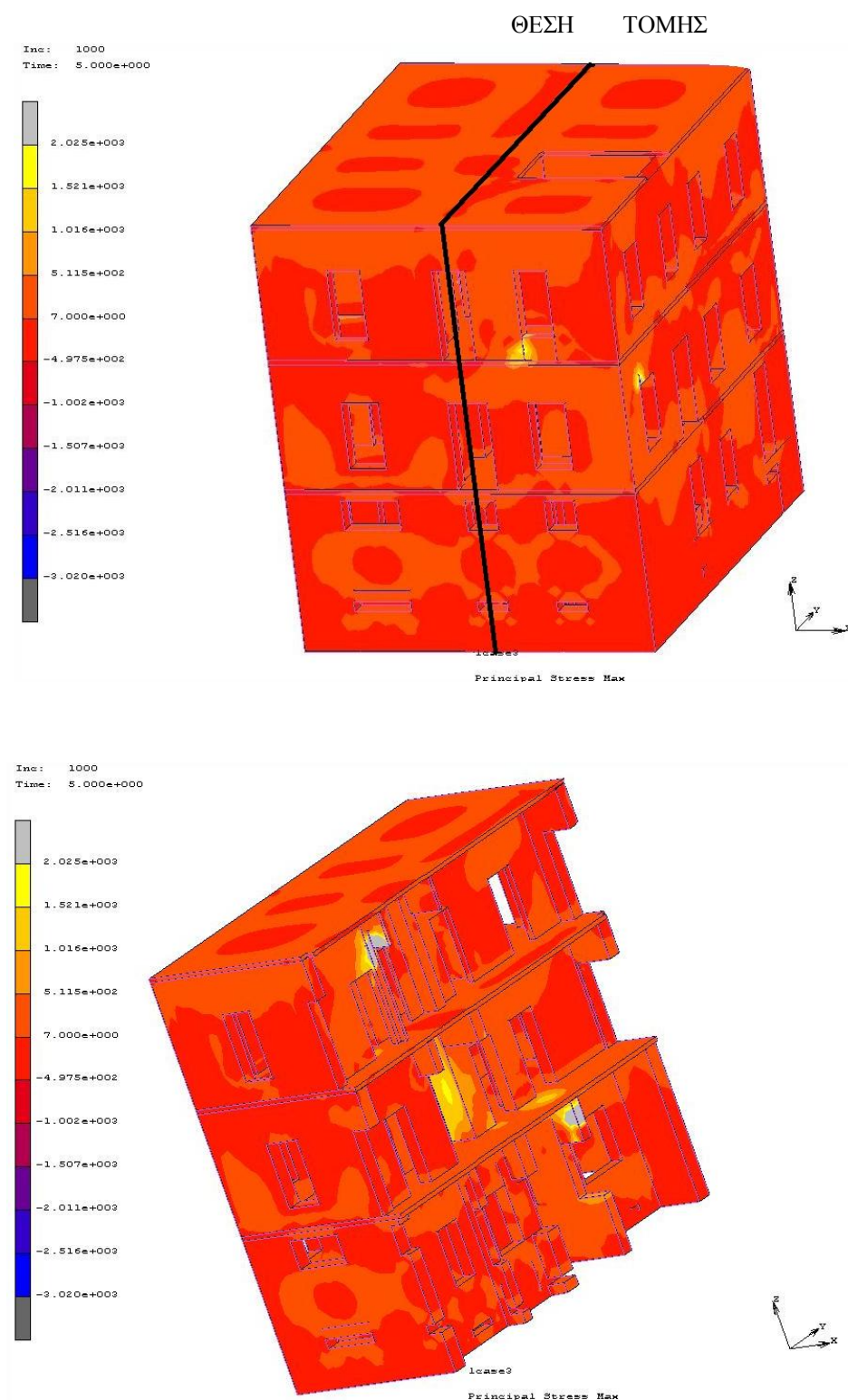
Σχήμα 9.37 Διάγραμμα μετατοπίσεων κόμβων καθ' ύψος της βόρειας – ανατολικής γωνίας της κατασκευής, κατά τη χρονική στιγμή  $t = 0,25$  sec, (σχήμα 9.32, ακμή 4).



Σχήμα 9.38 Διάγραμμα μετατοπίσεων κόμβων καθ' ύψος της βόρειας – δυτικής γωνίας της κατασκευής, κατά τη χρονική στιγμή  $t = 0,25$  sec, (σχήμα 9.32, ακμή 5).



Σχήμα 9.39 Διάγραμμα επιταχύνσεων κόμβων καθ' ύψος στο μέσον της νότιας όψης της κατασκευής, κατά την χρονική στιγμή  $t = 0,25 \text{ sec}$ , (σχήμα 9.32, ακμή 2).

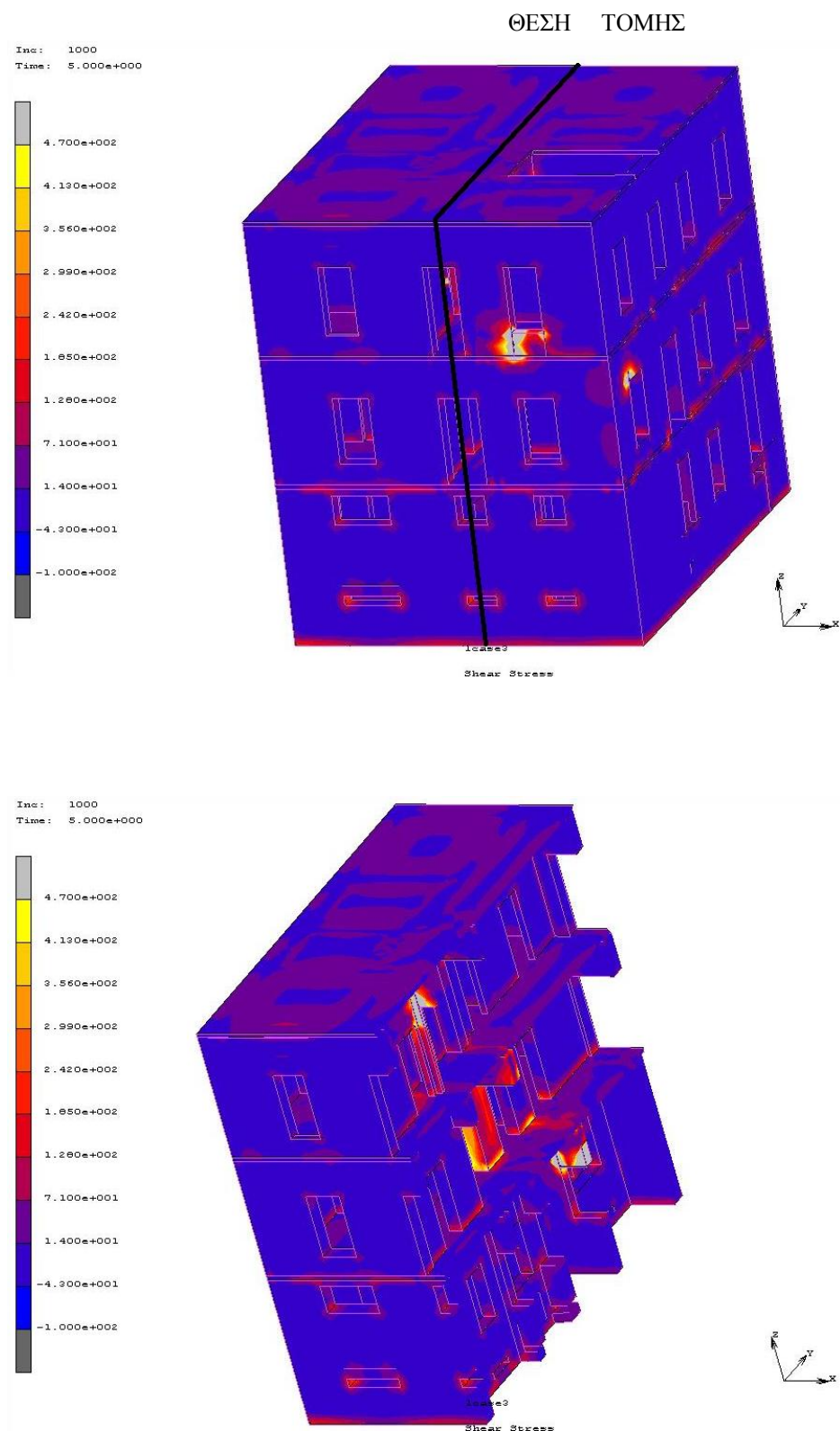


Σχήμα 9.40 Οι μέγιστες κύριες τάσεις της κατασκευής στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης.(Οψη και εσωτερική τομή).

Στο σχήμα 9.40 παρουσιάζονται οι μέγιστες κύριες τάσεις της κατασκευής στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης. Οι τιμές που προκύπτουν είναι  $-0,497 \text{ MPa}$  οι θλιπτικές και  $2,025 \text{ MPa}$  οι εφελκυστικές.

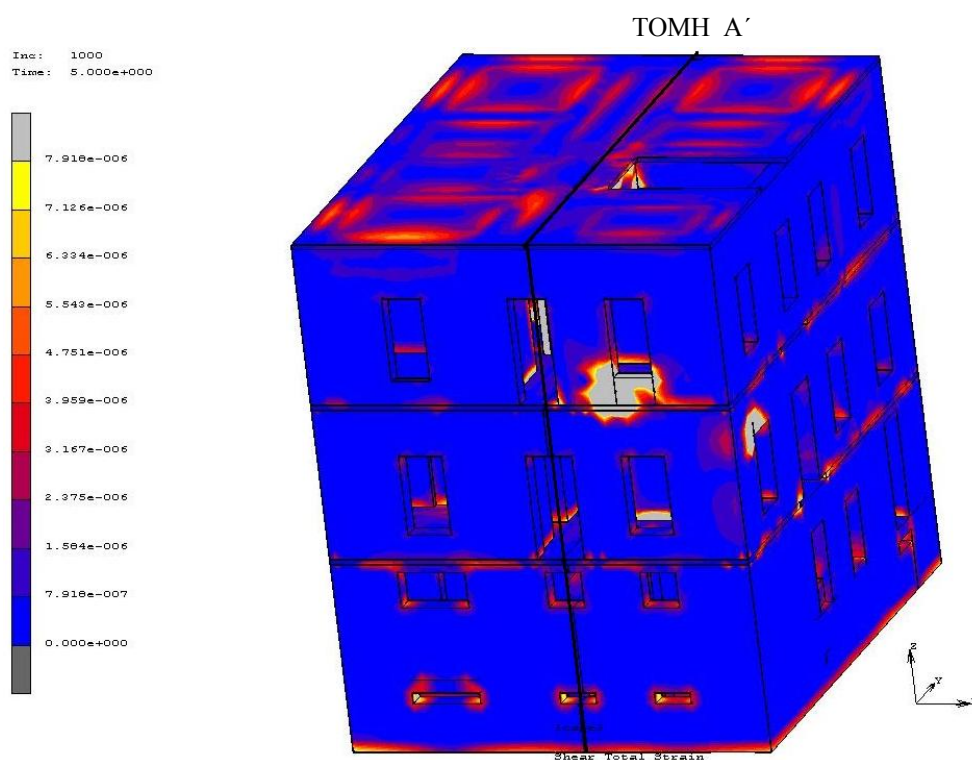
Στο σχήμα 9.41 παρουσιάζονται οι διατμητικές τάσεις της κατασκευής και στο σχήμα 9.42 οι ολικές διατμητικές παραμορφώσεις, στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης. Σάν μέγιστο όριο διατμητικής τάσης τοποθετήθηκε η τιμή  $0,47 \text{ MPa}$ , τιμή που χρησιμοποιείται από το λογισμικό FESPA ως χαρακτηριστική αντοχή, για την σε διάτμηση στατική επίλυση κτηρίων από τοιχοποιία. Με τη χρωματική απεικόνιση του σχήματος 9.41 φαίνονται οι περιοχές που ξεπερνούν αυτή τη τιμή, και θα παρουσιάσουν πρόβλημα. Αυτό συνάγεται και από το σχήμα 9.42 με τις ολικές διατμητικές παραμορφώσεις. Επίσης και στα δύο σχήματα φαίνονται χρωματικά οι περιοχές που παρατηρείται αύξηση των τάσεων και των παραμορφώσεων, με πιθανότητα αστοχίας. Τέλος, η τιμή χαρακτηριστικής αντοχής σε θλίψη  $7,20 \text{ MPa}$  που χρησιμοποιείται από το λογισμικό FESPA, είναι αρκετά υψηλότερη των τιμών του σχήματος 9.41 και δεν δημιουργεί πιθανότητα αστοχίας.

Στο σχήμα 9.43 παρουσιάζονται οι ολικές διατμητικές παραμορφώσεις στο εσωτερικό της κατασκευής, κάνοντας μία τομή στο κτήριο όπως φαίνεται στο σχήμα 9.42.

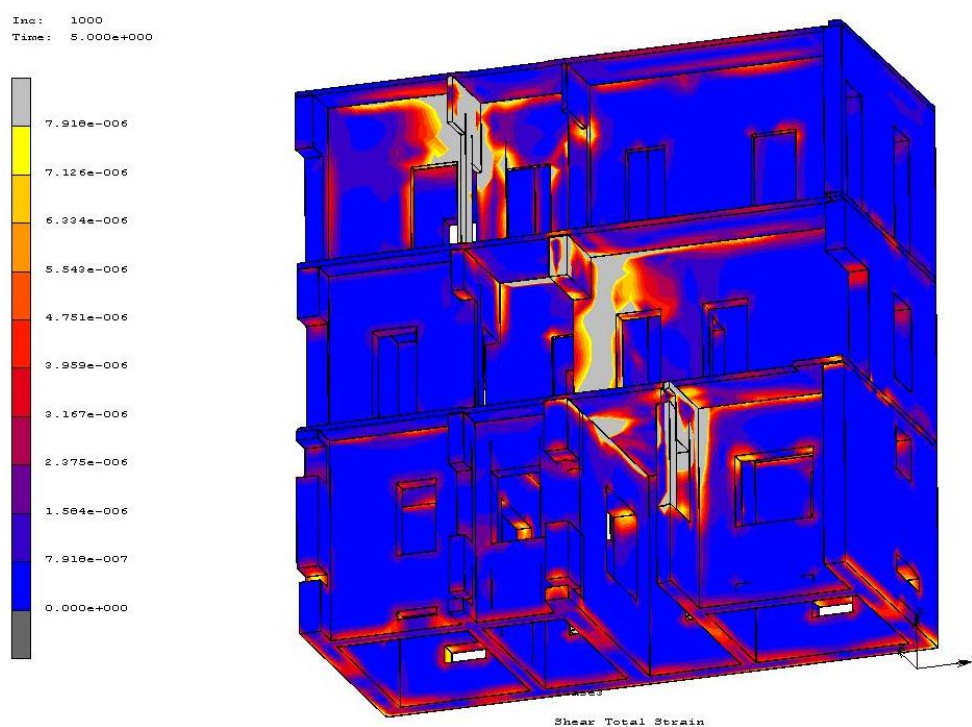


Σχήμα 9.41 Οι διατμητικές τάσεις της κατασκευής στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης.(Όψη και εσωτερική τομή).





Σχήμα 9.42 Οι ολικές διατμητικές παραμορφώσεις της κατασκευής στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης.



Σχήμα 9.43 Οι ολικές διατμητικές παραμορφώσεις στο εσωτερικό της κατασκευής στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης (ΤΟΜΗ Α΄).

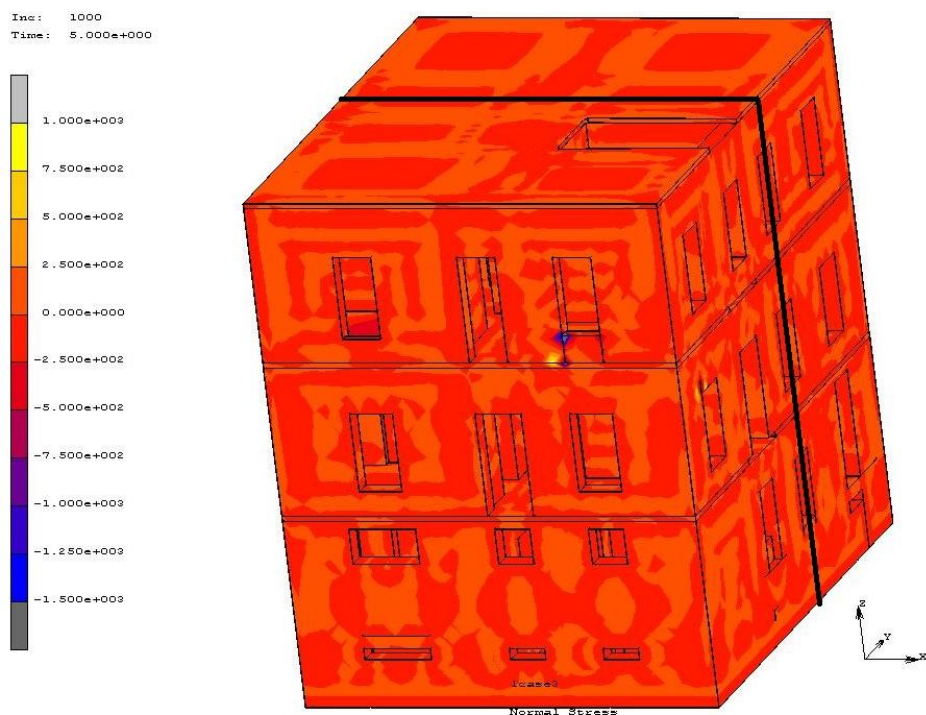


Παρατηρώντας το εσωτερικό του κτηρίου σε συνδυασμό με τις κατόψεις (σελ. 117), συμπεραίνουμε τα εξής :

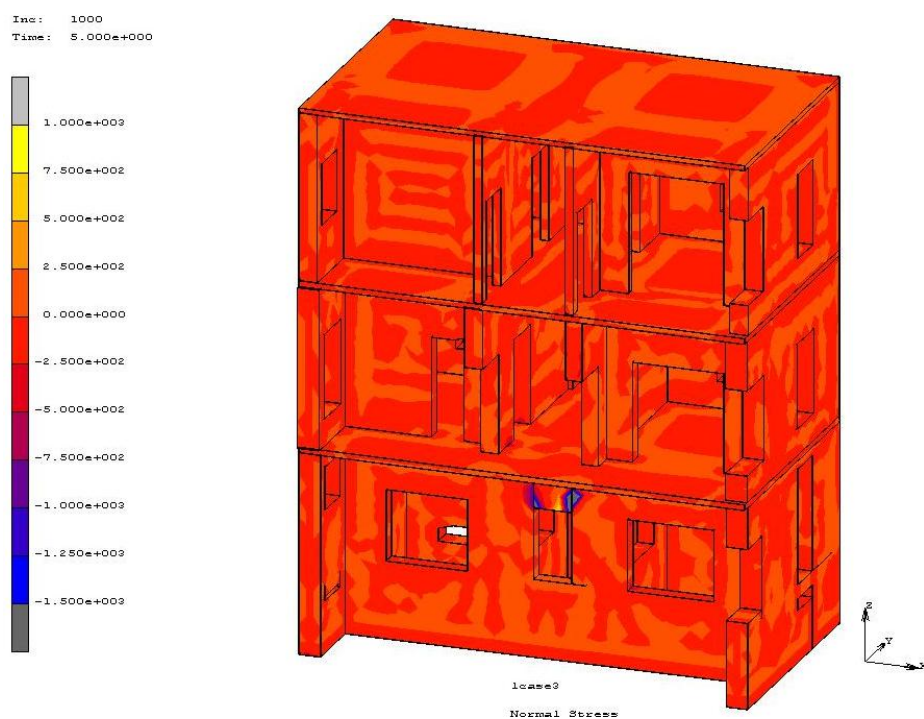
Κατ' αρχήν στις στάθμες των πλακών όλων των ορόφων των σχημάτων 9.42 και 9.43, φαίνονται χρωματικά αυξήσεις των παραμορφώσεων, όπως φαίνεται και στο σχήμα 9.41, με τις διατμητικές τάσεις. Αυτό καταδεικνύει τάσεις αποκόλλησης, λόγω έλλειψης επαρκούς σύνδεσης των πλακών με τις τοιχοποιίες, αφού δεν υπάρχουν σενάζ. Επίσης αύξηση των παραμορφώσεων παρατηρείται στα άκρα των εσωτερικών και των εξωτερικών ανοιγμάτων των τοίχων, από τη δράση της παράλληλης σεισμικής δύναμης προς τους τοίχους αυτούς.

Στη περιοχή του υπογείου (σχ. 9.43), ο εσωτερικός τοίχος μεταξύ των πλακών ( $\Pi_1$ - $\Pi_2$ - $\Pi_3$ ) –  $\Pi_4$  εμφανίζει αύξηση των παραμορφώσεων, επειδή έχει μειωμένη διατμητική αντοχή, αφού λόγω μεγάλων ανοιγμάτων δεν φέρει κατακόρυφα φορτία. Επίσης υπάρχει πιθανότητα εμφάνισης κατακόρυφης ρωγμής λόγω αποκόλλησης από τον εγκάρσιο τοίχο και κρούσης με αυτόν. Το ίδιο συμβαίνει και στον εσωτερικό τοίχο μεταξύ των πλακών  $\Pi_7$  και  $\Pi_8$ , στον πρώτο όροφο. Στο ισόγειο φαίνεται παραμόρφωση στον κεντρικό γωνιακό πεσσό τύπου Γ, με πιθανότητα αποκόλλησης από τον εγκάρσιο τοίχο.

Παρουσιάζονται τώρα στα σχήματα 9.44 και 9.45 οι ορθές τάσεις της κατασκευής στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης. Όσο αυξάνονται οι ορθές εφελκυστικές τάσεις αρχίζουν να αστοχούν οι αντίστοιχες περιοχές. Οι περιοχές με τις μεγαλύτερες ορθές εφελκυστικές τάσεις είναι αυτές που αστοχούν πρώτες στο σεισμό. Οι ισοτασικές περιοχές φαίνονται χρωματικά στα σχήματα 9.44 και 9.45.



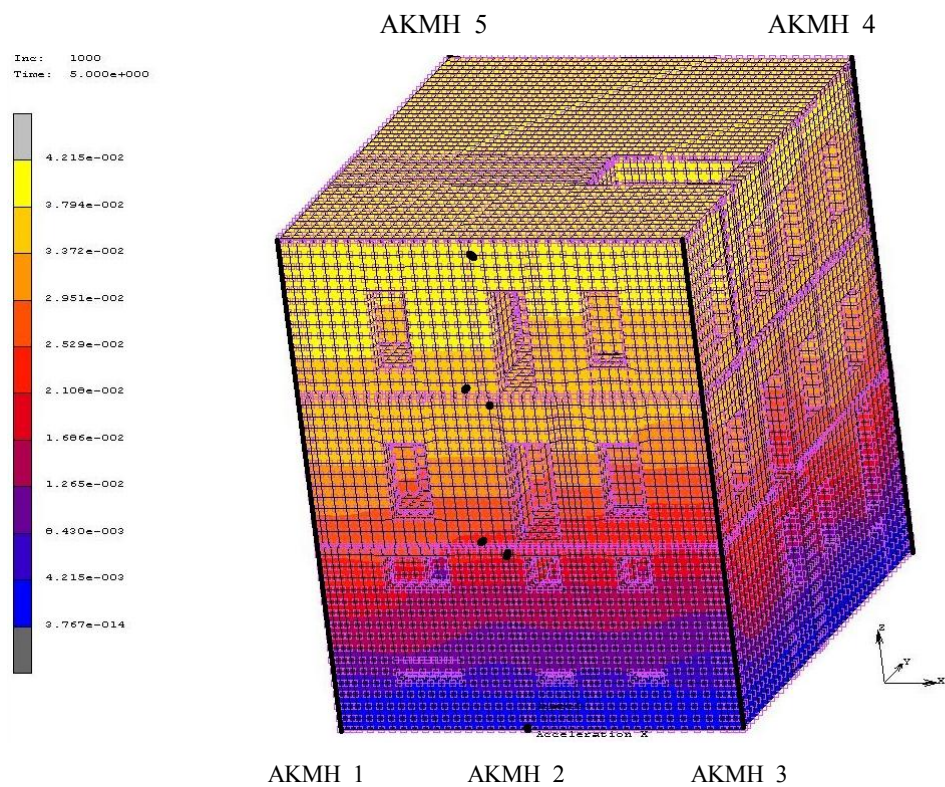
Σχήμα 9.44 Οι ορθές τάσεις της κατασκευής στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης. (Σημειώνεται η θέση της τομής για το σχήμα 9.45).



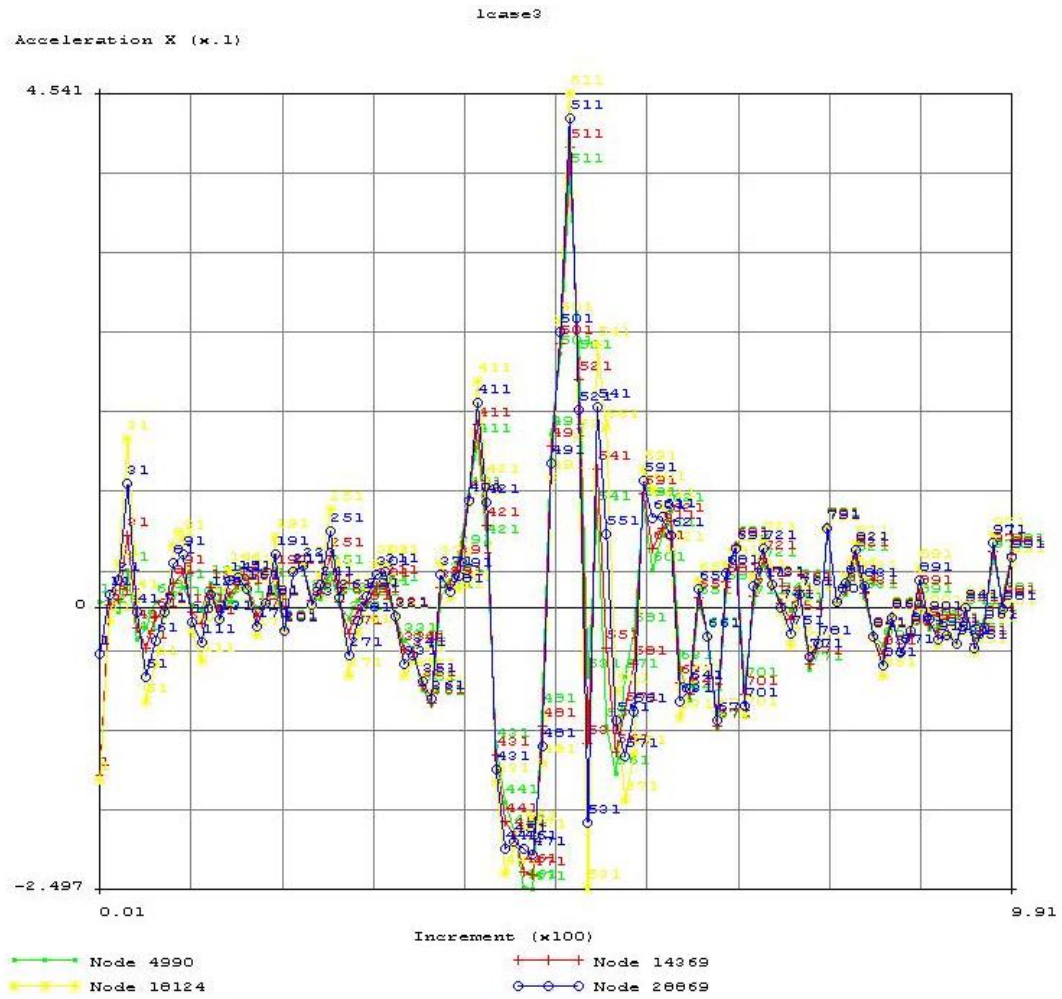
Σχήμα 9.45 Οι ορθές τάσεις στο εσωτερικό της κατασκευής στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης.

Στα παρακάτω σχήματα 9.47 έως 9.51, παρουσιάζονται τα διαγράμματα επιταχύνσεων ομάδας κόμβων της κατασκευής, που βρίσκονται σε συγκεκριμένες θέσεις. Στο σχήμα 9.46 φαίνονται οι θέσεις της ομάδας των κόμβων : στη βάση του υπογείου, κάτω από την πλάκα οροφής υπογείου, κάτω από την πλάκα οροφής ισογείου, και κάτω από την πλάκα οροφής πρώτου ορόφου. Τα διαγράμματα της ομάδας των κόμβων των θέσεων αυτών, γίνονται σε πέντε διαφορετικά σημεία της κατασκευής, που σημειώνονται στο σχήμα 9.46 : ΑΚΜΗ 1 , ΑΚΜΗ 2, ΑΚΜΗ 3, ΑΚΜΗ 4, ΑΚΜΗ 5. Παρουσιάζεται η ομάδα κόμβων της κάθε ακμής σε κοινό διάγραμμα με βήμα 10, με τον κάθε κόμβο να έχει διαφορετική χρωματική απεικόνιση. Φαίνεται έτσι η τιμή της επιτάχυνσης (στον κατακόρυφο άξονα του διαγράμματος  $X0.10$ ), του κάθε κόμβου με βήμα 10, μέχρι να καλυφθούν τα 1000 βήματα που έχουν προκαθορισθεί. Φαίνεται καθαρά με τη χρωματική απεικόνιση, ότι ανάλογα με τη θέση του κάθε κόμβου ως προς το ύψος, η τιμή της επιτάχυνσης είναι διαφορετική. Οι κόμβοι που βρίσκονται ψηλότερα, όπως αναμένεται έχουν μεγαλύτερες τιμές επιτάχυνσης.

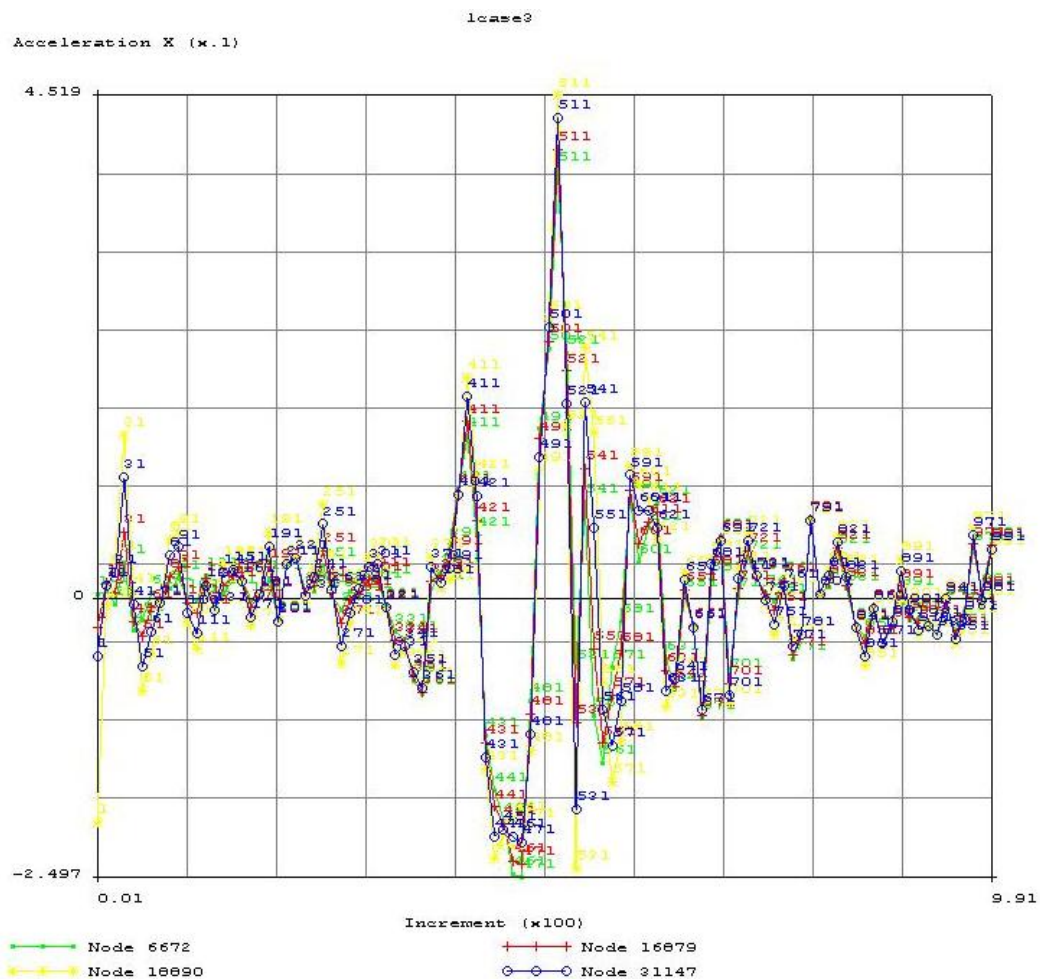
Στα σχήματα 9.52 και 9.53 που ακολουθούν παρουσιάζονται τα διαγράμματα δύο κόμβων, που έχουν επιλεγεί στα πατώματα ισογείου και ορόφου με βήμα 1. Και σε αυτά τα διαγράμματα, φαίνεται η διαφοροποίηση των τιμών σε σχέση με το ύψος. Φανερή είναι η διαφορά των τιμών των δύο διαγραμμάτων, (πάτωμα ισογείου και πάτωμα πρώτου ορόφου) ως προς τις τιμές, στην αρχή της διέγερσης.



Σχήμα 9.46 Θέσεις των κόμβων των διαγραμμάτων επιταχύνσεων.

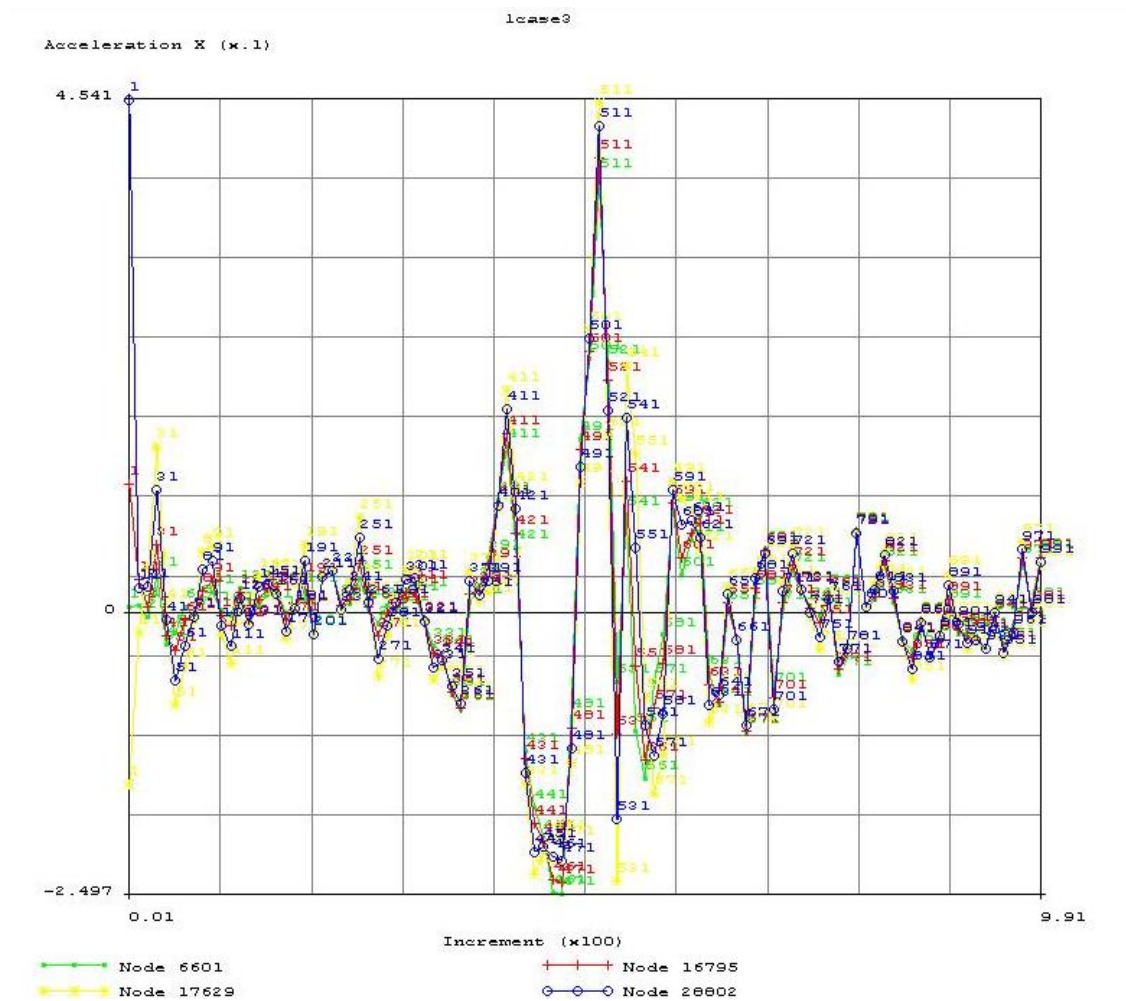


Σχήμα 9.47 Διάγραμμα επιταχύνσεων κόμβων 4990, 14369, 28869, 18124 με σειρά από τη βάση προς τη κορυφή, στη γωνία - ακμή 1.

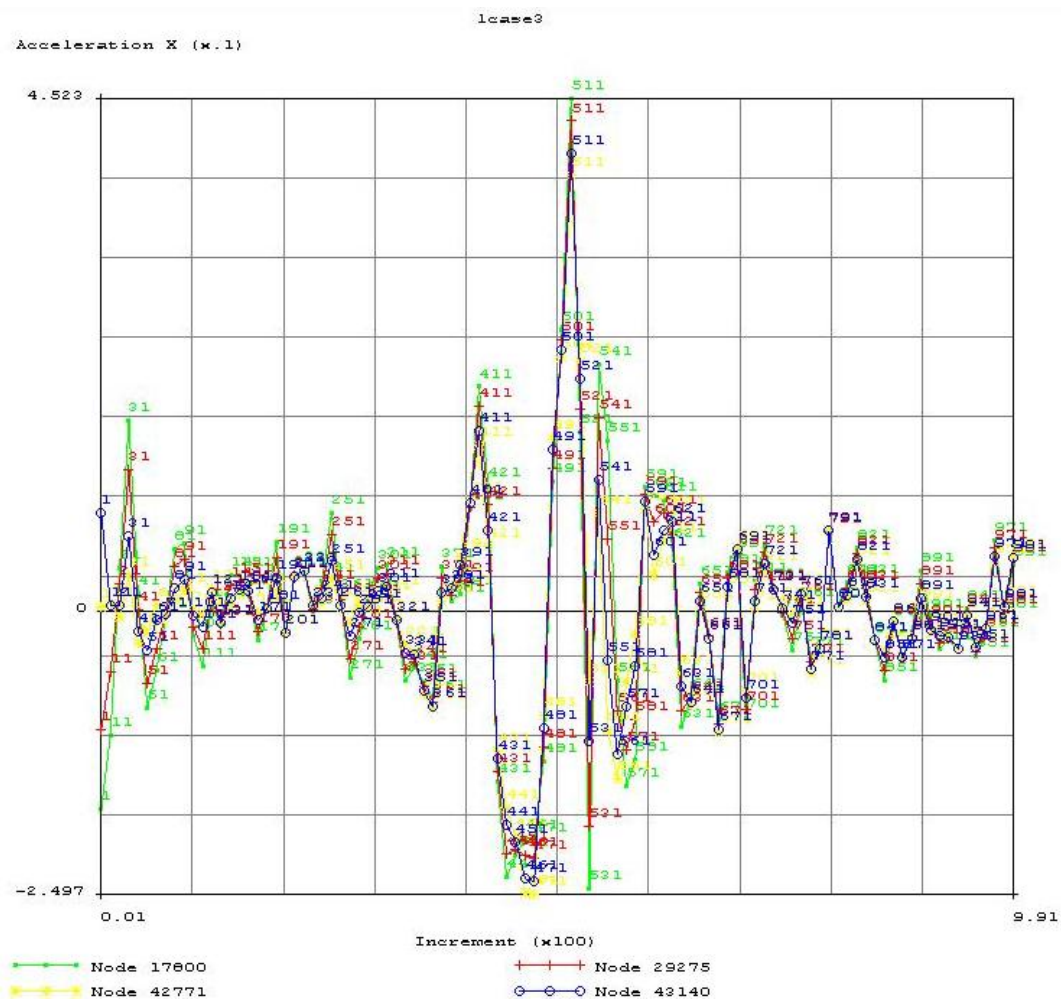


Σχήμα 9.48 Διάγραμμα επιταχύνσεων κόμβων 6672, 16879, 31147, 18890 με σειρά από τη βάση προς τη κορυφή, στην ακμή 2.



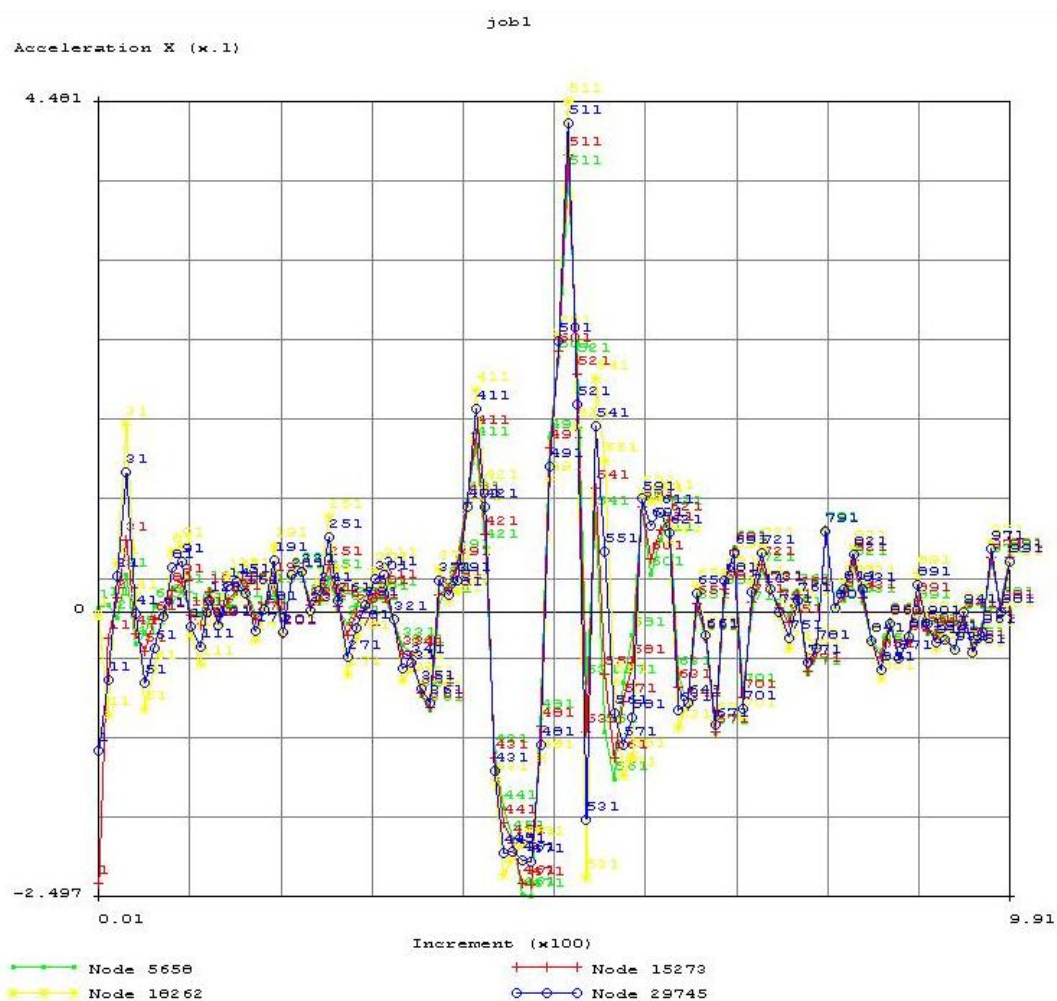


Σχήμα 9.49 Διάγραμμα επιταχύνσεων κόμβων 6601, 16795, 28802, 17629 με σειρά από τη βάση προς τη κορυφή, στη γωνία – ακμή 3.

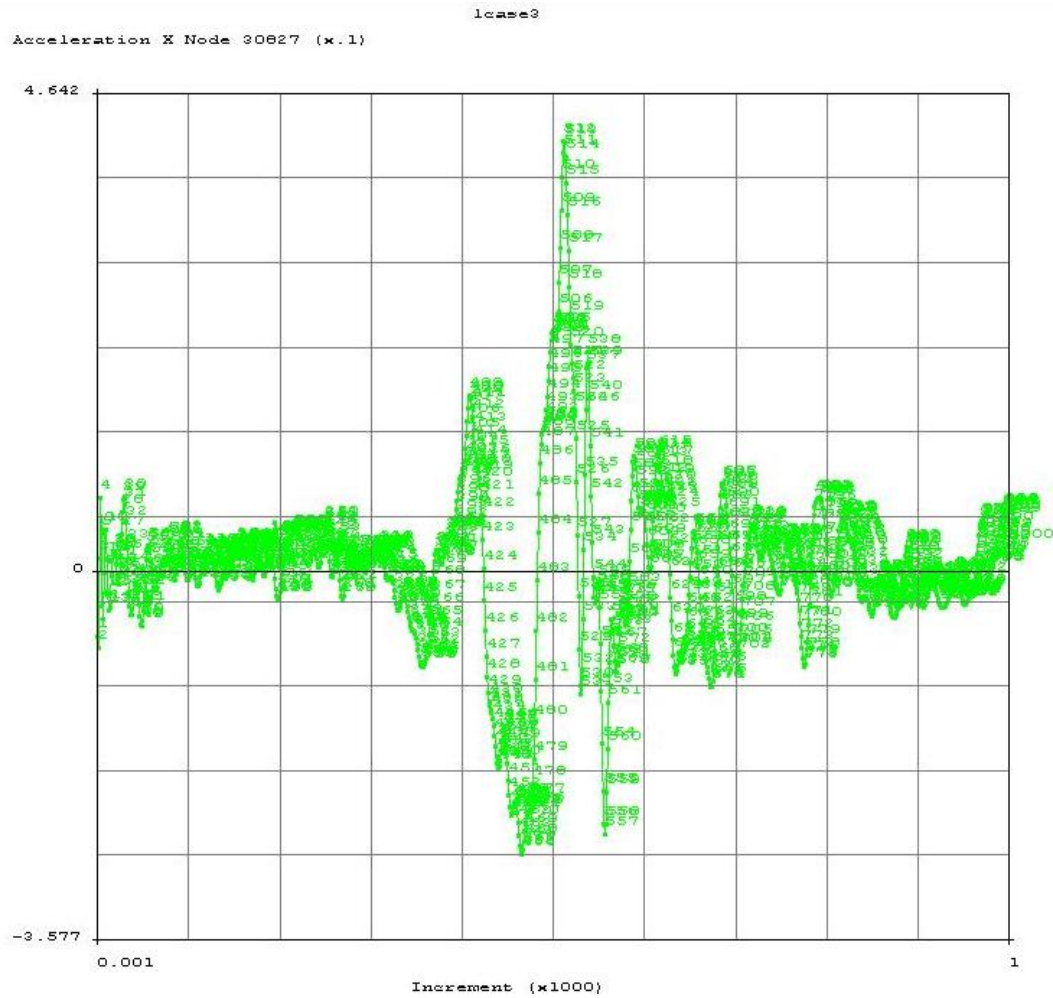


Σχήμα 9.50 Διάγραμμα επιταχύνσεων κόμβων 42771, 43140, 29275, 17800 με σειρά από τη βάση προς τη κορυφή, στη γωνία – ακμή 4.

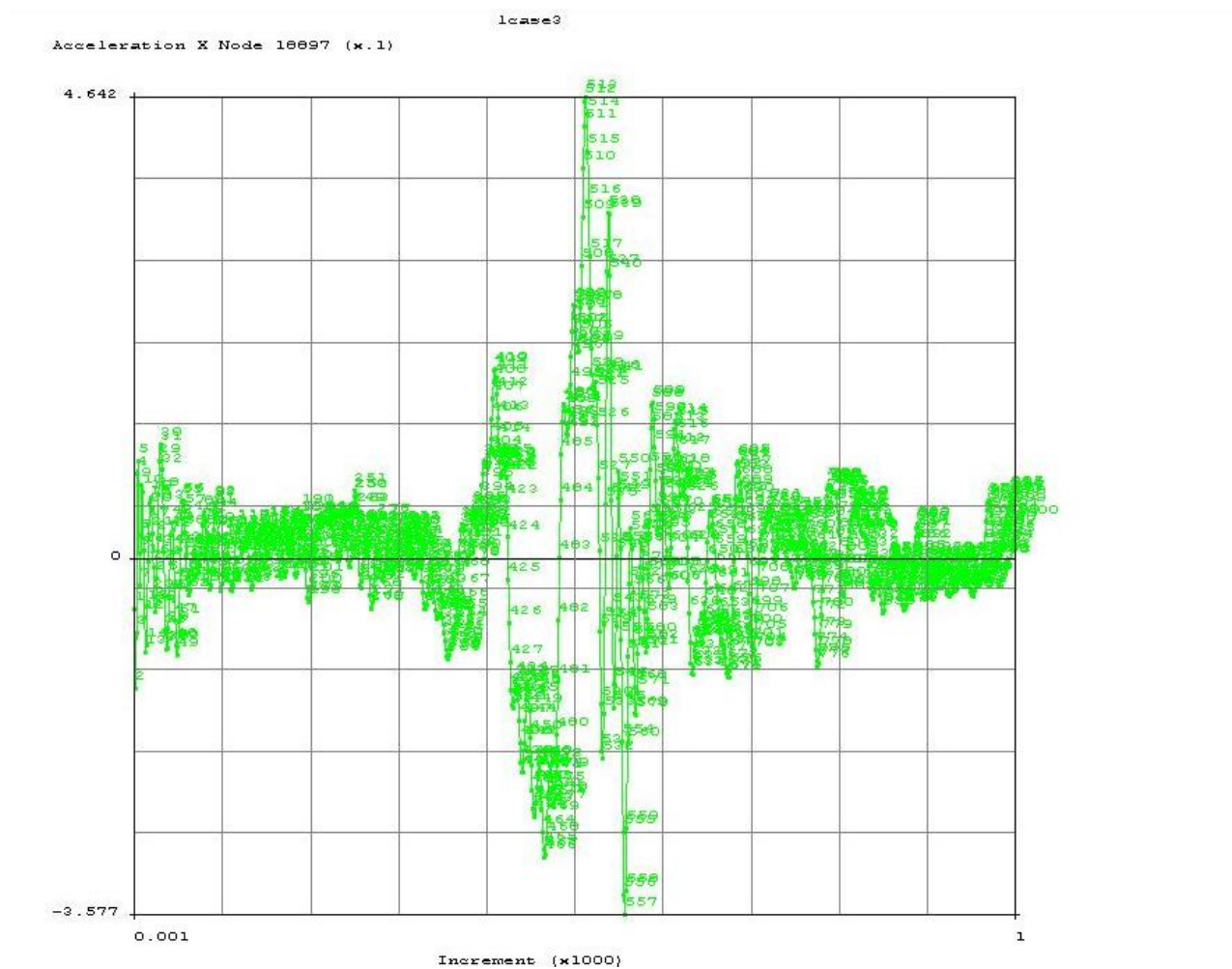




Σχήμα 9.51 Διάγραμμα επιταχύνσεων κόμβων 5658, 15273, 29745, 18262 με σειρά από τη βάση προς τη κορυφή, στη γωνία – ακμή 5.



Σχήμα 9.52 Διάγραμμα επιταχύνσεων κόμβου 30827. (Θέση κόμβου : πάτωμα ισογείου).



Σχήμα 9.53 Διάγραμμα επιταχύνσεων κόμβου 18897. (Θέση κόμβου : πάτωμα α' ορόφου ).

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10

## Συμπεράσματα

### 10.1 Γενικά

Το Υπουργείο Πολιτισμού χαρακτήρισε το κτήριο Παπαδόπετρου υπό προστασία με δημοσίευση στην Εφημερίδα της Κυβερνήσεως το 1980, μαζί με άλλα γνωστά κτήρια των Χανίων (Ιταλικός Στρατώνας, Αγροτική Τράπεζα, Ρολόι Κήπου, Δεσποτικό, Ιστορικό Αρχείο, κτήριο του Τ.Ε.Ε., Ωδείο). Σύμφωνα με το σχετικό απόσπασμα του Φ.Ε.Κ. τα παραπάνω κτίσματα χαρακτηρίζονται: "ως έργα τέχνης που χρειάζονται ειδική κρατική προστασία και ως ιστορικά κτίρια, γιατί αποτελούν αντιπροσωπευτικά δείγματα της αρχιτεκτονικής κληρονομιάς της πόλης των Χανίων, όπως αυτή αναπτύχθηκε έξω από τα τείχη της παλιάς πόλης, στα τέλη της Τουρκικής κατοχής και στα πρώτα ελεύθερα βήματα του τόπου".

Με δεδομένη, λοιπόν, την αξία και σημασία του κτιρίου Παπαδόπετρου είναι πολύ σημαντική η κάθε προσπάθεια αποτίμησης της δομικής κατάστασης του με στόχο την αποκατάσταση και επαναχρησιμοποίηση του. Υπό αυτό το πρίσμα στα προηγούμενα κεφάλαια παρουσιάστηκε η στατική και σεισμική ανάλυση του εν λόγω νεοκλασικού κτηρίου με σκελετό από φέρουσα τοιχοποιία. Η ανάλυση αυτή έγινε με το λογισμικό Fespa και το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων Marc. Διαπιστώνεται ότι η ανάλυση της κατασκευής με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων,

μπορεί να εντοπίσει με ικανοποιητική αξιοπιστία τα πιο ευπαθή στοιχεία του φέροντος οργανισμού, και γενικά τα σημεία όπου αναμένονται βλάβες.

-Η ανάλυση της κατασκευής με το ίδιο βάρος έδωσε αρκετά μικρές θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις, με κύριες τάσεις τις θλιπτικές όπως ήταν αναμενόμενο. Το αποτέλεσμα αυτό συμφωνεί με το γεγονός ότι στην κατασκευή δεν υπάρχουν αξιόλογες βλάβες. Επίσης, οι μικρές μετατοπίσεις που εμφανίζονται κατά την ανάλυση στους άξονες X, Ψ, Z ενισχύουν τη θεώρηση της καλής κατασκευής του κτηρίου.

-Κατά την ιδιομορφική ανάλυση έγιναν επιλύσεις με τα λογισμικά Marc και Fespa. Κατά τις επιλύσεις με το Fespa που καθορίζει αυτόματα τις απαιτούμενες ιδιομορφές, απαιτήθηκαν 29 ιδιομορφές, (επίλυση με κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού) για ενεργοποίηση του 90% της ταλαντούμενης μάζας του προσομοιώματος. Το εύρος των συχνοτήτων είναι από 2,18 HZ (ιδιομορφή 1) έως 41,39 HZ (ιδιομορφή 29). Στις συχνότητες αυτές περιέχεται και η συχνότητα 3,0 HZ που προέκυψε από εργαστηριακές μετρήσεις, του Εργαστηρίου Εφαρμοσμένης Μηχανικής του Πολυτεχνείου Κρήτης του καθηγητή κ. Κωνσταντίνου Προβιδάκη. Για τις δύο επιλύσεις με το Marc ζητήθηκαν 10 και 29 ιδιομορφές. Το εύρος των συχνοτήτων είναι από 17,42 HZ (ιδιομορφή 1) έως 59,84 HZ (ιδιομορφή 29). Η διαφορά των τιμών των συχνοτήτων προκύπτει γιατί λόγω των απλουστευτικών παραδοχών κατά τη μοντελοποίηση με το Fespa, το κτήριο προκύπτει εύκαμπτο.

Από τις συγκρίσεις των ιδιομορφικών αναλύσεων κατά την επίλυση χωρίς κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού, προέκυψε ότι και με τα δύο λογισμικά, η πρώτη ιδιομορφή μετατοπίζει το κτήριο κατά την διεύθυνση βορράς – νότος, η δεύτερη κατά την διεύθυνση ανατολή – δύση, και η τρίτη και η τέταρτη είναι στρεπτικές. Από την πέμπτη ιδιομορφή μέχρι και την δέκατη όγδοη, επηρεάζονται τμήματα της κατασκευής επιβαρύνοντας τις εσωτερικές τοιχοποιίες του κτηρίου. Παρατηρούμε ότι στις πρώτες 5 ιδιομορφές του Fespa, ταλαντώνεται ποσοστό μάζας από 82% έως 90%. Διαφοροποίηση υπάρχει με την επίλυση του Fespa με κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού. Στη περίπτωση

αυτή η ιδιομορφή 4 είναι μεταφορική κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Οι μετατοπίσεις τμημάτων της κατασκευής αρχίζουν από την έκτη ιδιομορφή.

Στην επίλυση με το Marc με 29 ιδιομορφές, ο επηρεασμός των εσωτερικών χωρισμάτων αρχίζει από την έβδομη ιδιομορφή. Επίσης μετά τη δέκατη ιδιομορφή, μερικές ιδιομορφές εμφανίζουν αντίρροπες μεταθέσεις των απέναντι εξωτερικών τοίχων μέσα στο επίπεδό τους, με αποτέλεσμα οι απέναντι γωνίες του προσομοιώματος να συγκλίνουν με εναλλαγή.

Στην ανάλυση του κτηρίου του Αιγίου που δίνεται στην εργασία [29], υπάρχει συμφωνία σε σχέση με τις αναλύσεις του κτηρίου Παπαδόπετρου που παρουσιάστηκαν στην παρούσα εργασία. Οι ιδιομορφές τρία και τέσσερα είναι στρεπτικές ενώ η όγδοη και η ένατη ιδιομορφή, παρουσιάζουν μετακινήσεις των εσωτερικών χωρισμάτων.

-Από τη δυναμική ανάλυση με την καταγραφή από τον σεισμό του Αιγίου χωρίς κατακόρυφη συνιστώσα, παρατηρούνται μικρές τιμές στις εφελκυστικές και θλιπτικές τάσεις (από -0,385 MPa έως + 2,25 MPa ), με τις μεγαλύτερες τιμές να εμφανίζονται στα σημεία που αναμένονται αστοχίες. Οι μέγιστες μετακινήσεις κατά X είναι 12,18 mm , 12,09 mm κατά Ψ και -0,37 mm κατά Z. Από τα διαγράμματα μετατοπίσεων των κόμβων στις θέσεις των ακμών μελέτης και από τις κατόψεις των ορόφων , δικαιολογούνται οι διαφοροποιήσεις των μετακινήσεων στον άξονα Ψ. Είναι φανερό ότι αυτές προκύπτουν από τις διαφορές ακαμψίας των τοιχωμάτων, κατά τους άξονες X και Ψ, υπό την επίδραση του σεισμού.

-Στη δυναμική ανάλυση με την καταγραφή από τον σεισμό του Αιγίου με δύο οριζόντιες και κατακόρυφη συνιστώσα, είναι κατ' αρχήν εμφανείς και αναμενόμενες οι διαφοροποιήσεις κατά τον κατακόρυφο άξονα Z, από την προηγούμενη ανάλυση. Οι μέγιστες μετατοπίσεις στους τρεις άξονες είναι : 12,13 mm κατά X , 12,19 mm κατά Ψ και 8,36 mm κατά Z.

Τα διαγράμματα μετατοπίσεων των κόμβων στις ακμές μελέτης, σε σχέση με τις κατόψεις των ορόφων και τη σχηματική τομή, απεικονίζουν τις διαφορές των μετατοπίσεων. Οι διαφορές αυτές οφείλονται στις ακαμψίες των τοιχωμάτων

κατά τις διευθύνσεις  $X$  και  $\Psi$  ανάλογα με τον όροφο, στις πλάκες των πατωμάτων ανάλογα με το είδος τους (συμπαγείς, πλάκες επί ξύλινων δοκών, πλάκες Zoellner), καθώς επίσης στην οπή του κλιμακοστασίου (έλλειψη πλάκας). Στα σχήματα των διατμητικών τάσεων και διατμητικών παραμορφώσεων φαίνονται τα σημεία της κατασκευής που θα παρουσιάσουν πρόβλημα από διάτμηση. Στο σημείο αυτό γίνεται και σύγκριση με τις τιμές χαρακτηριστικής αντοχής σε διάτμηση και σε θλίψη, που χρησιμοποιεί το λογισμικό Fespa, για τον υπολογισμό των κτηρίων από τοιχοποιία και φαίνονται τα σημεία που πιθανόν να τις ξεπεράσουν.

Στα σχήματα των ορθών τάσεων φαίνονται οι περιοχές με τις μεγαλύτερες ορθές εφελκυστικές τάσεις. Οι περιοχές αυτές αστοχούν πρώτες από σεισμό. Τα σημεία που παρουσιάζονται μεγαλύτερες τάσεις συμπίπτουν με τα σημεία του κτηρίου, όπως ανατολική όψη και τοίχοι κλιμακοστασίου, που έχουν εμφανίσει ρωγμές. Στα διαγράμματα επιταχύνσεων των κόμβων, παρουσιάζονται οι επιταχύνσεις συγκεκριμένων κόμβων με βήμα 10, και βήμα 1, ανάλογα με τη θέση τους, σε σύνολο 1000 βημάτων. Όπως αναμενόταν, οι κόμβοι που βρίσκονται σε ψηλότερες θέσεις, έχουν μεγαλύτερες τιμές επιτάχυνσης.

## 10.2 Μελλοντική έρευνα

Στη διατριβή αυτή έγινε στατική και δυναμική ανάλυση για το νεοκλασικό κτήριο Παπαδόπετρου, και διερευνήθηκαν οι παράμετροι προσομοίωσης με πεπερασμένα στοιχεία. Όμως κατά τη διάρκεια της μελέτης, προέκυψαν διάφορα θέματα, λόγω της πολυπλοκότητας της γεωμετρίας, των υλικών κατασκευής, των συνοριακών συνθηκών, των αβεβαιοτήτων και του πλήθους των δεδομένων και στοιχείων υπολογισμού των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας, που δεν ήταν δυνατόν να εξετασθούν πλήρως και να συμπεριληφθούν στη διεξαχθείσα διερεύνηση. Μπορούν όμως να αποτελέσουν αντικείμενο μελλοντικής περαιτέρω έρευνας. Στη συνέχεια, παρατίθενται μερικές προτάσεις προς αυτήν την κατεύθυνση:

- Για την επιβολή της δυναμικής καταπόνησης, η ανάλυση μπορεί να γίνει χρησιμοποιώντας και τ' άλλα επιταχυνσιογραφήματα των τριών συνιστωσών (διαμήκης Longitudinal, εγκάρσια Transverse και κατακόρυφη), της σεισμικής

διέγερσης από τον σεισμό του Αιγίου. Στην παρούσα διερεύνηση χρησιμοποιήθηκε η συνιστώσα κατά X, και πάρθηκε το 70% για την κατακόρυφη συνιστώσα σύμφωνα με τον ΝΕΑΚ. Επίσης, μπορούν να χρησιμοποιηθούν και χρονοϊστορίες επιταχύνσεων από άλλους σεισμούς για εμπλουτισμό των αποτελεσμάτων.

- Να γίνει προσομοίωση του εδάφους θεμελίωσης σύμφωνα με τα γεωλογικά δεδομένα, από υπάρχουσες γεωτεχνικές μελέτες και τη βιβλιογραφία. Μια ακριβής μέθοδος επιβολής των εδαφικών παραμορφώσεων στην θεμελίωση που μπορεί να εφαρμοσθεί, είναι η προσομοίωση της αλληλεπίδρασης με το περιβάλλον έδαφος, χρησιμοποιώντας ελατήρια στην θεμελίωση της κατασκευής. Οι επιβαλλόμενες εδαφικές παραμορφώσεις στα άκρα των ελατηρίων, τροποποιούνται κατάλληλα, ανάλογα με τις τιμές των ελατηριακών δεικτών (δείκτες εμπέδησης), με αποτέλεσμα να οδηγούν σε επιβολή κινηματικών καταναγκασμών στην κατασκευή, λαμβάνοντας έτσι υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής.

Ακριβέστερες μέθοδοι μελέτης της αντισεισμικής συμπεριφοράς της θεμελίωσης, κάνουν χρήση αριθμητικών αναλύσεων με μεθόδους πεπερασμένων ή συνοριακών στοιχείων κι άλλων μεθοδολογιών. Με τον τρόπο αυτό αποφεύγονται οι αβεβαιότητες στον καθορισμό των δεικτών εμπέδησης των ελατηρίων που αναφέρθηκαν, ενώ λαμβάνεται πιο άμεσα υπόψη η αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους - κατασκευής, αλλά και η ανάπτυξη των σημαντικών σεισμικών διατμητικών τάσεων στη θεμελίωση.

- Να προσομοιωθούν τα ξύλινα πατώματα και οι ξύλινες δοκοί στήριξης των πλακών με ακρίβεια, ως γραμμικά στοιχεία, θεωρώντας αξονική ακαμψία κατά τη διεύθυνση των ξύλινων δοκών.

- Να διερευνηθεί η συμπεριφορά της κατασκευής σε σχέση με τις διατάξεις που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8. Στο πλαίσιο αυτό θα μπορούσε να γίνει ανάλυση με τεχνητό επιταχυνσιογράφημα που προκύπτει από το φάσμα του Ευρωκώδικα 8 για το συγκεκριμένο έδαφος θεμελίωσης.

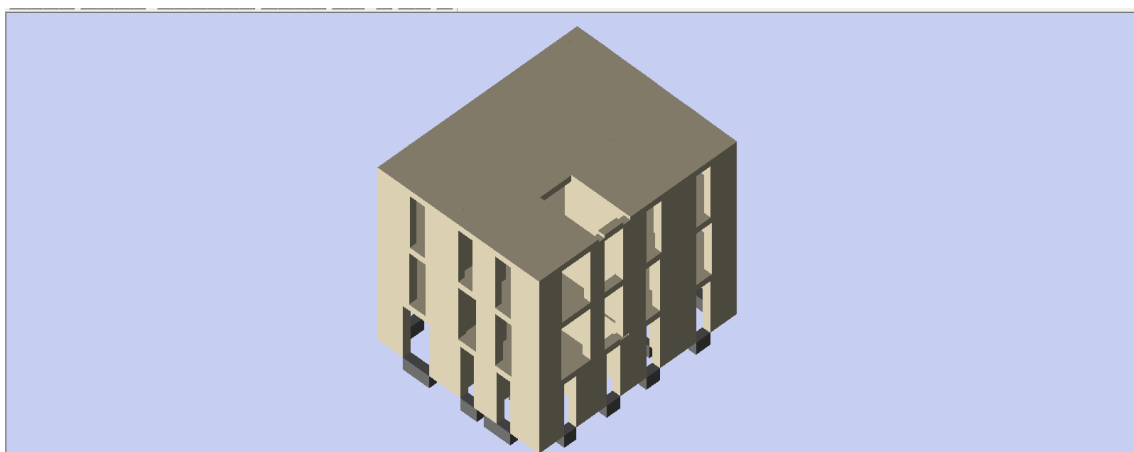
- Να γίνει αποτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας με εργαστηριακούς ελέγχους και σειρά αναλύσεων, πέραν των μη καταστροφικών ελέγχων που έχουν πραγματοποιηθεί, για την καλύτερη επιλογή δεδομένων για τους υπολογισμούς.



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11

## Παράρτημα 1

---



Σχήμα Π1 Το μοντέλο της επίλυσης με το λογισμικό FESPA.

## ΠΕΡΙΛΗΠΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ

Διαστασιολόγηση με: Ευρωπαϊκά 6 (EC-6)

Συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ 2000, ΦΕΚ 447β, 5 Μαρτίου 2004  
Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός-έκδοση 2000, ΦΕΚ 2184-20 Δεκεμβρίου 1999.

Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του ΕΑΚ 2000, ΦΕΚ 781 - 18 Ιουνίου 2003

Τροποποίηση διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000

λόγω αναθεώρησης του Κώδικα Σεισμικής Επιχειρησιολογίας, ΦΕΚ 1154-12 Αυγούστου 2003.

Επίλυση με βάση την Δυναμική Φασματική Μέθοδο: Με μετατόπιση μαζών.

Γενικά στοιχεία δομήματος

Αρ. ορόφων: 3

Στοιχεία Ανωδομής

Υλικά: Φέρουσα άοπλη τοιχοποιία

Αντοχές: Θλίψης  $F_k$  (MPa): 7 [MPa]

Διάτμησης  $F_v$ , k (MPa): 0 [MPa]

Συντελεστές Ασφαλείας

Υλικά: Τοιχοποιία γ<sub>M</sub>: 2.200

Υλικά: Σκυρόδεμα γ<sub>c</sub>: 1.500 Χάλυβας γ<sub>s</sub>: 1.150

Φορτία: Μόνιμα γ<sub>g</sub>: 1.350 Κινητά γ<sub>q</sub>: 1.500

Στοιχεία Θεμελίωσης

Υλικά: Σκυρόδεμα: C12/15

Χάλυβας: S220

Συνδετήρες: S220

Στοιχεία Εδάφους

Είδος εδάφους : Πηλός ξηρός

Δείκτης εδάφους : 60000.00 [kN/m<sup>2</sup>/m]

Μέθοδος υπολογισμού φέρουσας ικανότητας εδάφους : Εκτίμηση της Φ.Ι. με χρήση σεπ (Απλοποιημένη μέθοδος)

Γωνία συνάφειας-τριβής στη βάση του θεμελίου δ : 25.00 [°]

Επιτρεπόμενη τάση : 200.00 [kN/m<sup>2</sup>]

Κατηγορία συνθηκών περιβάλλοντος : 2

Στοιχεία Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού-έκδοση 2003

Μέθοδος επίλυσης : Δυναμική με μετατόπιση μαζών

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας : II (από σύνολο 3 ζωνών)

Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους α : 0.240

Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου Σ : Εκπαιδευτήρια-αεροδρόμια

Συντελεστής σπουδαιότητας γ : 1.150

Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς g<sub>x</sub> : 1.500

Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς g<sub>z</sub> : 1.500

Συντ. κατακόρυφης σεισμικής συμπεριφοράς g<sub>v</sub> : 1.000

Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού : Ναι

Απόσβεση ζ : 0.050

Πολλαπλασιαστικός συντελεστής φάσματος λ : 1.000

Αριθμός σεισμικών διευθύνσεων : 2

Κατηγορία εδάφους : B

Συντελεστής θεμελίωσης θ : 0.900

Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης β<sub>0</sub> : 2.50

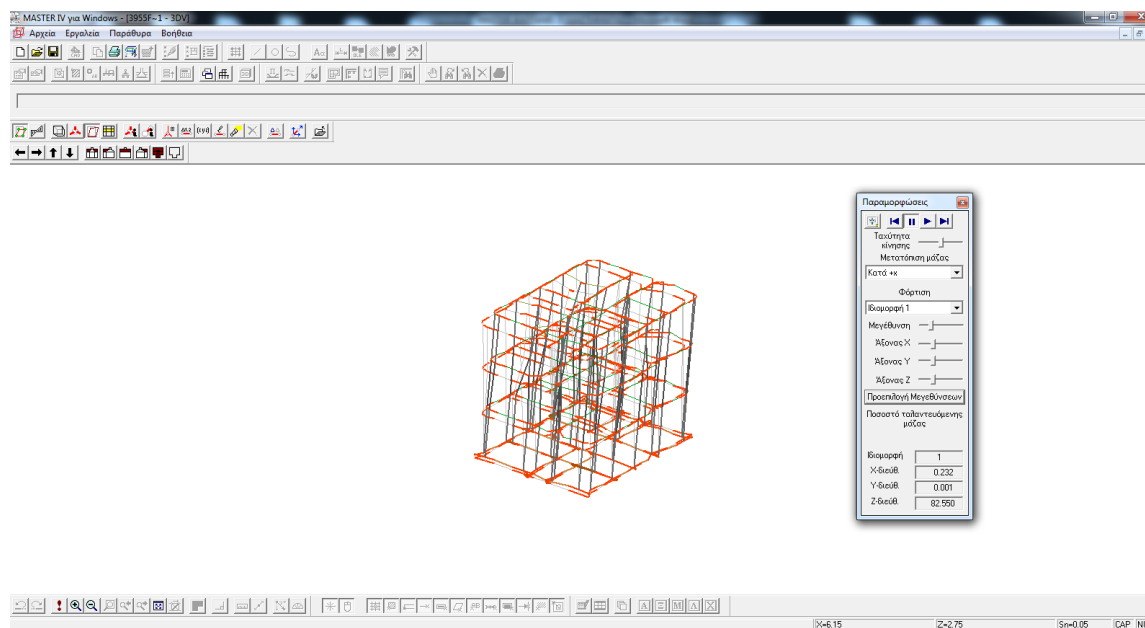
Φάσμα : Φάσμα σχεδιασμού Rd(T) (2.3.1 ΕΑΚ)

Εξασφάλιση ελαστοπλαστικού μηχανισμού (ΕΑΚ 4.1.4[5]) : Ναι

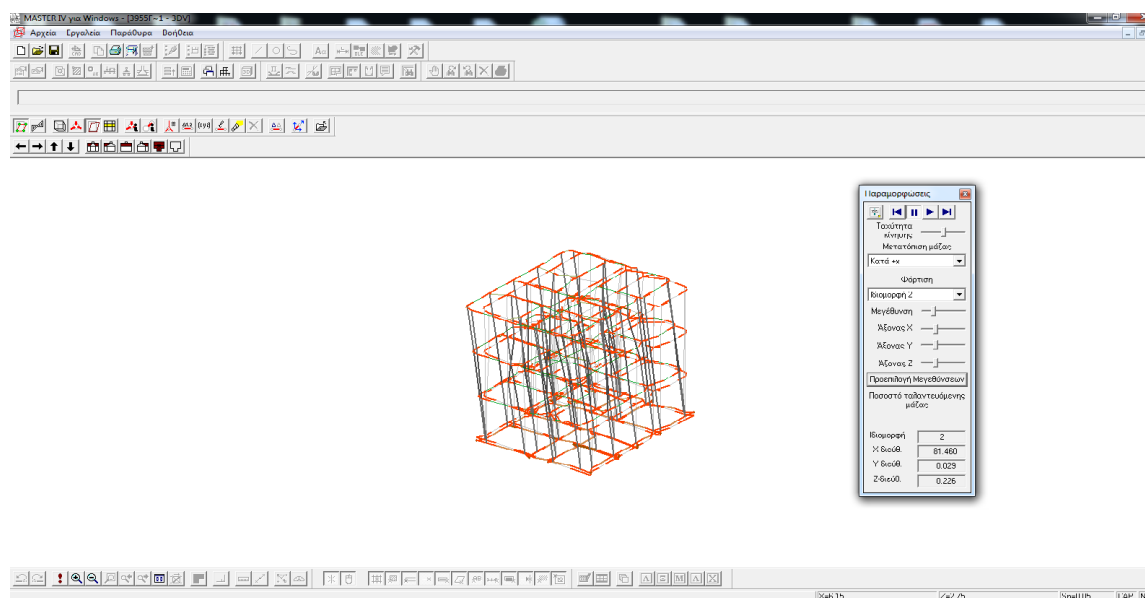
Υπολογισμός πλασματικού άξονα : Ναι

ΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ			ΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ			
ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ MARC			ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ FESPA			
ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ M1	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ M2	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ F1	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ F2	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ F3	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ F4
A/A	(HZ)	(HZ)	(HZ)	(HZ)	(HZ)	(HZ)
1	17,4177	17,4177	1,581	1,5701	2,2066	2,1836
2	17,8273	17,8273	1,7057	1,6879	2,3524	2,3119
3	20,497	20,497	2,0792	2,0688	5,2713	5,2583
4	24,8866	24,8866	7,2262	6,8233	18,877	8,2772
5	26,5076	26,5076	8,8511	7,0923	27,1324	9,6192
6	28,0203	28,0203	9,6478	7,3951	29,6187	9,9982
7	31,0494	31,0494	14,0935	7,7149	31,0581	11,3383
8	33,7382	33,7382	14,7965	8,3209	34,4194	11,7438
9	39,4986	39,4986	16,7028	8,7643	36,312	13,3191
10	40,1765	40,1765		8,8064	38,5161	13,5808
11		40,9639		9,4953	41,5383	14,2003
12		41,3577		9,6121	43,6896	14,4299
13		42,1353		10,0907	44,4632	15,8128
14		44,4739		10,4622	45,61	16,2291
15		47,0848			47,4422	16,5328
16		47,3446			47,9392	17,2128
17		49,3806			48,1994	17,7366
18		49,9404			49,658	18,2007
19		50,4846				19,1524
20		51,8093				20,4586
21		52,0633				22,5169
22		52,3802				27,116
23		53,8396				28,5677
24		53,8516				30,8809
25		55,2984				31,4668
26		56,9633				34,4637
27		57,3574				36,3101
28		58,8304				38,4248
29		59,842				41,3883

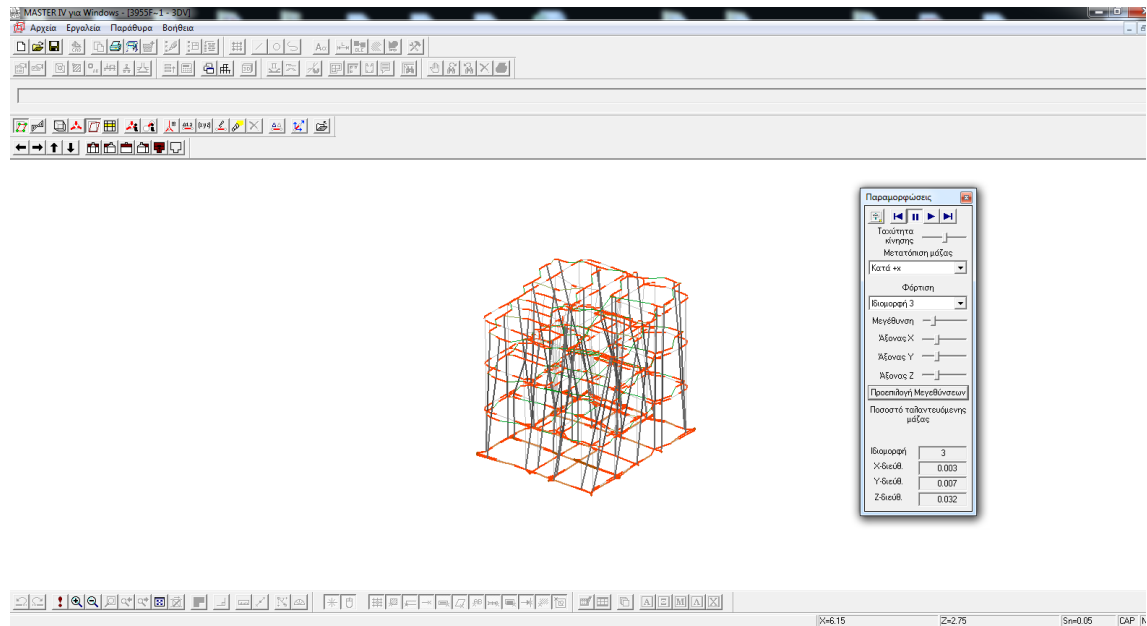
Πίνακας ΠΑ. Συχνότητες ιδιομορφικής ανάλυσης που προέκυψαν από τις επιλύσεις με τα λογισμικά Marc και Fespa.



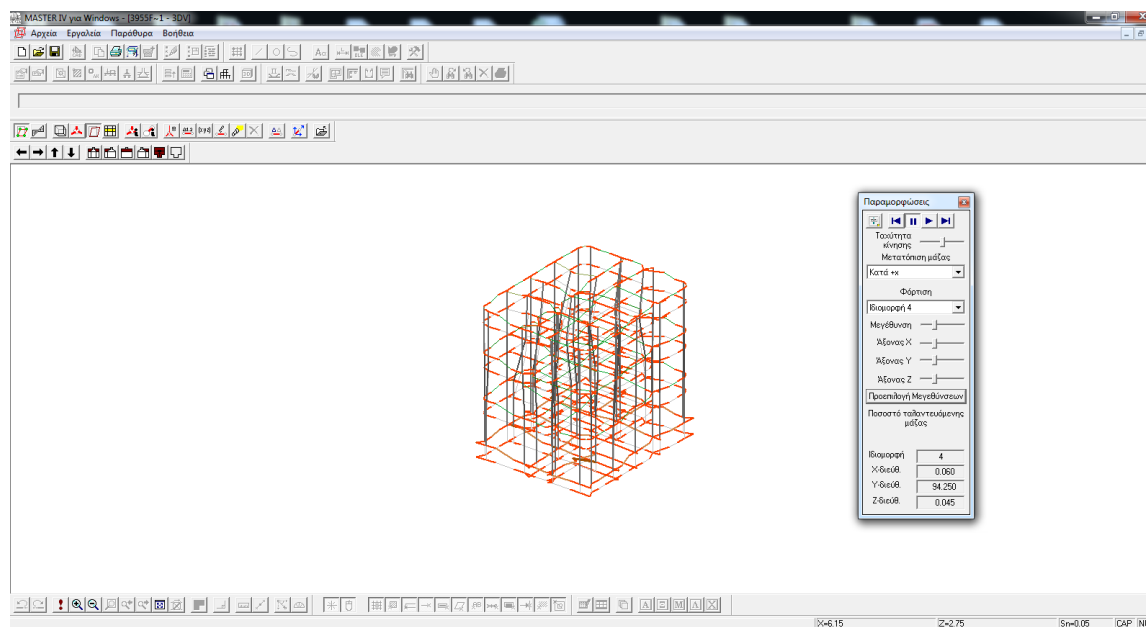
Σχήμα Π1. Ιδιομορφή 1, επίλυση F6, μεταφορική, συχνότητα 2,18 HZ, ποσοστό μετακινούμενης μάζας 82,55%, μετατόπιση μάζας κατά +X στην z-διεύθυνση.



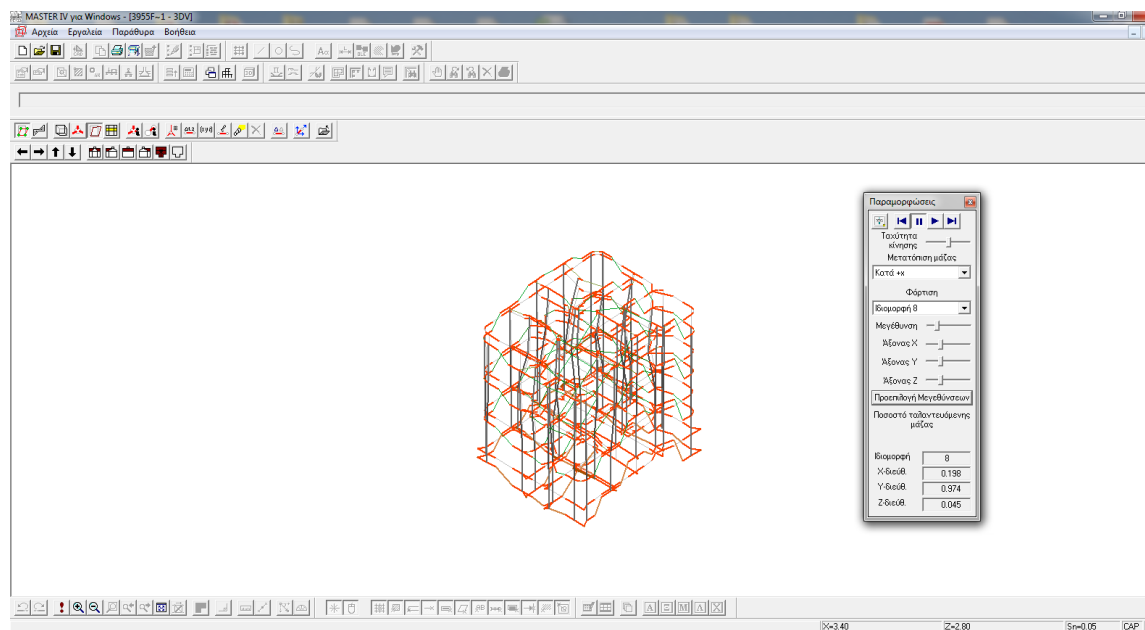
Σχήμα Π2. Ιδιομορφή 2, επίλυση F6, μεταφορική, συχνότητα 2,31 HZ, ποσοστό μετακινούμενης μάζας 81,46%, μετατόπιση μάζας κατά +X, στην x- διεύθυνση.



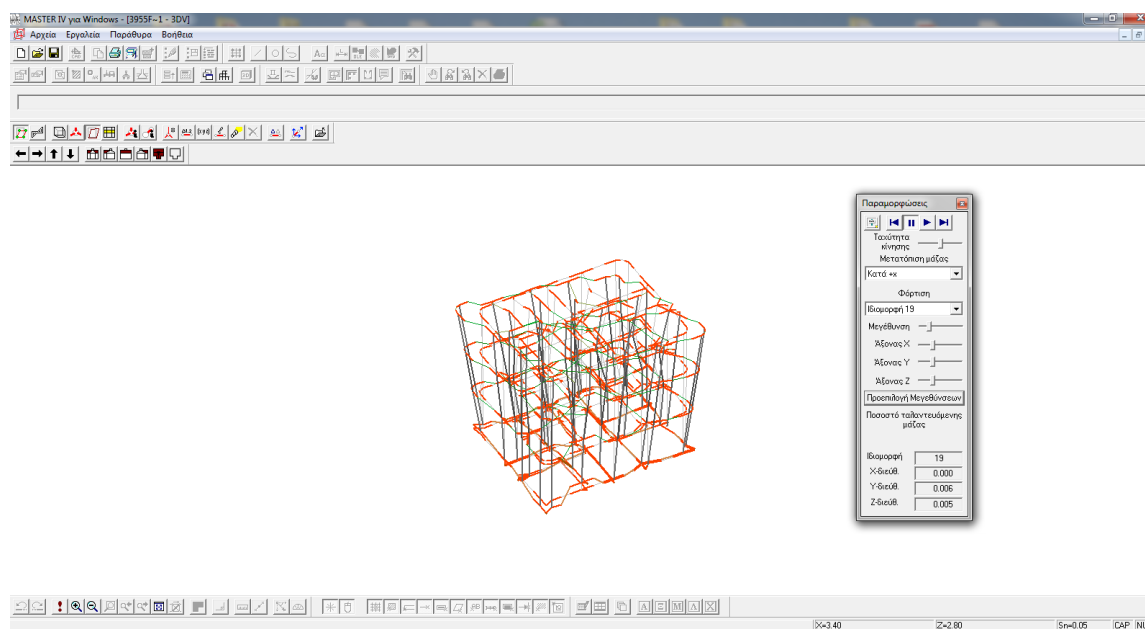
Σχήμα Π3. Ιδιομορφή 3, επίλυση F6, στρεπτική, συχνότητα 5,26 HZ, μετατόπιση μάζας κατά +X.



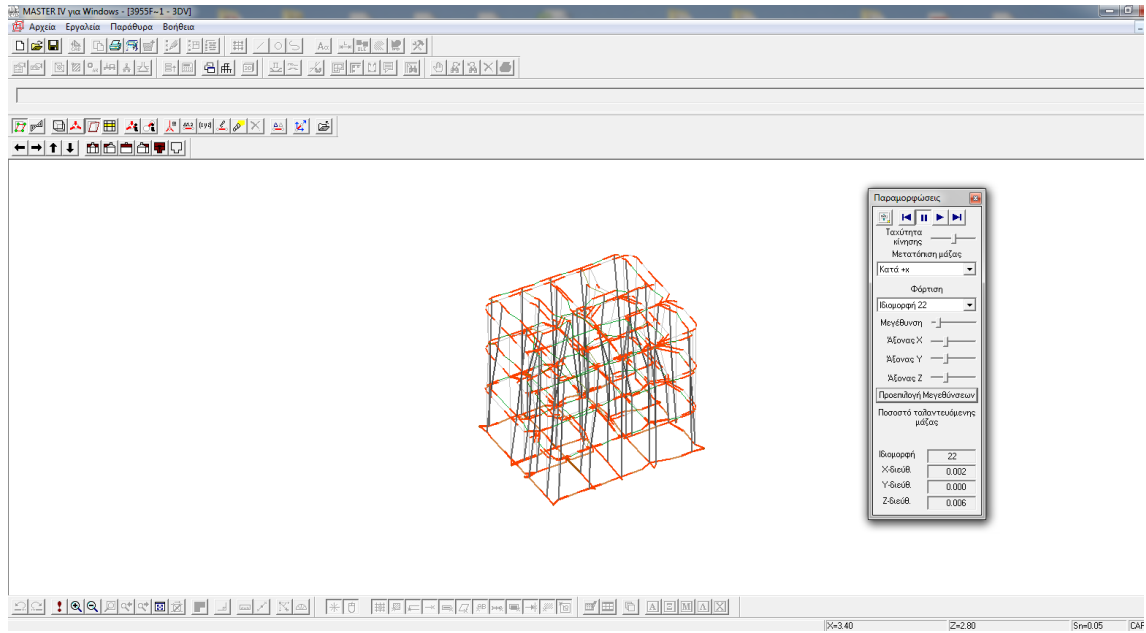
Σχήμα Π4. Ιδιομορφή 4, επίλυση F6, μεταφορική κατά την κατακόρυφο, συχνότητα 8,28 HZ, ποσοστό μετακινούμενης μάζας 94,25%, μετατόπιση μάζας κατά +X, στην γ-διεύθυνση.



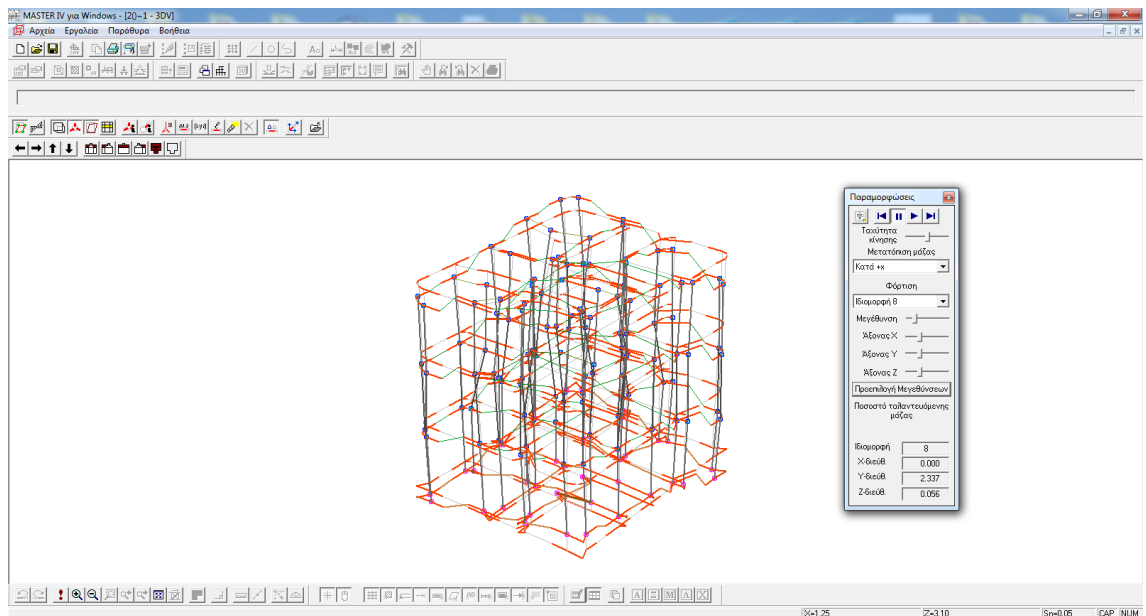
Σχήμα Π5. Ιδιομορφή 8, επίλυση F6, μετακίνηση τμημάτων κατά την κατακόρυφο, συχνότητα 11,74 HZ, μετατόπιση μάζας κατά +X.



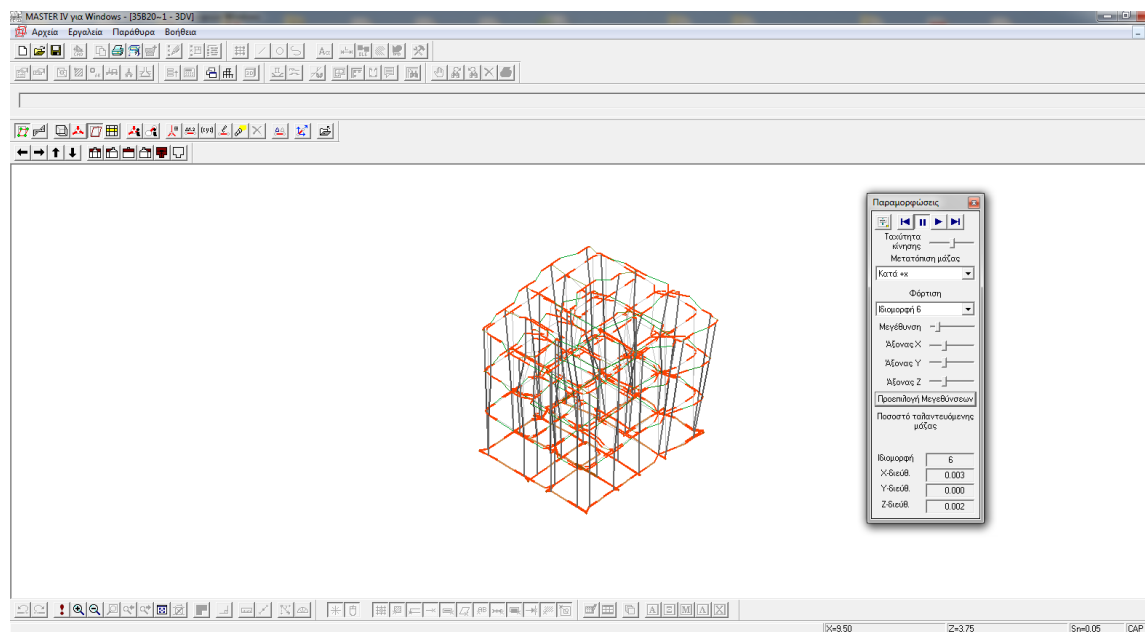
Σχήμα Π6. Ιδιομορφή 19, επίλυση F6, μετακίνηση κατά τις διαγωνίους, συχνότητα 19,15 HZ, μετατόπιση μάζας κατά +X.



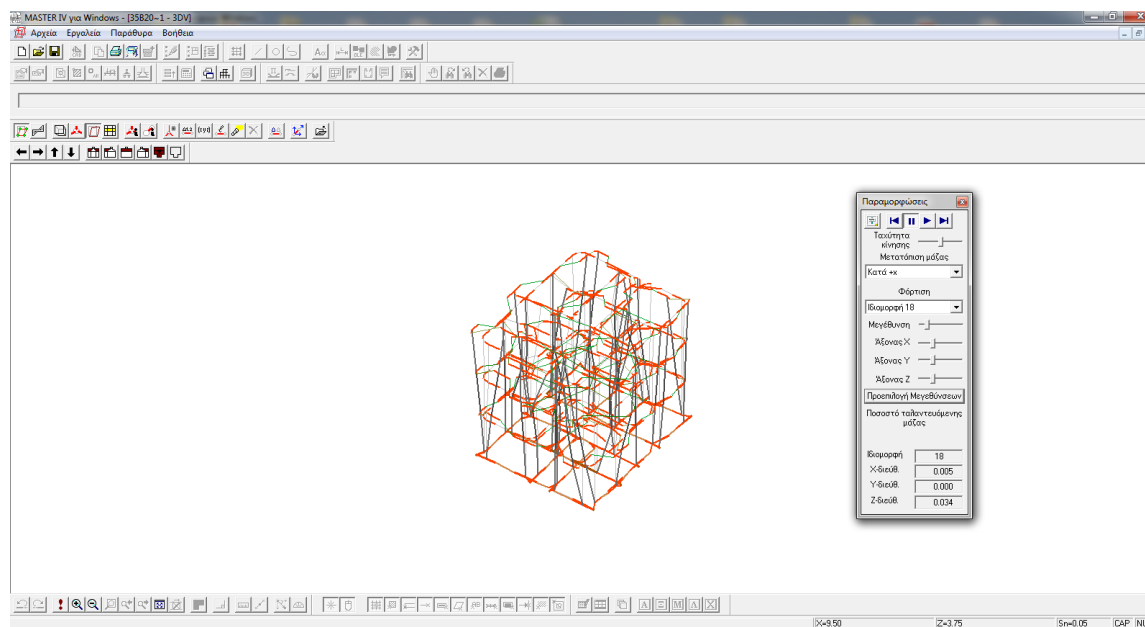
Σχήμα Π7. Ιδιομορφή 22, επίλυση F6, μετακίνηση εξωτερικών πλευρών, συχνότητα 27,12 HZ, μετατόπιση μάζας κατά +X.



Σχήμα Π8. Ιδιομορφή 4, επίλυση F5, μετακίνηση κατά τις διαγωνίους, συχνότητα 18,89 HZ, μετατόπιση μάζας κατά +X.

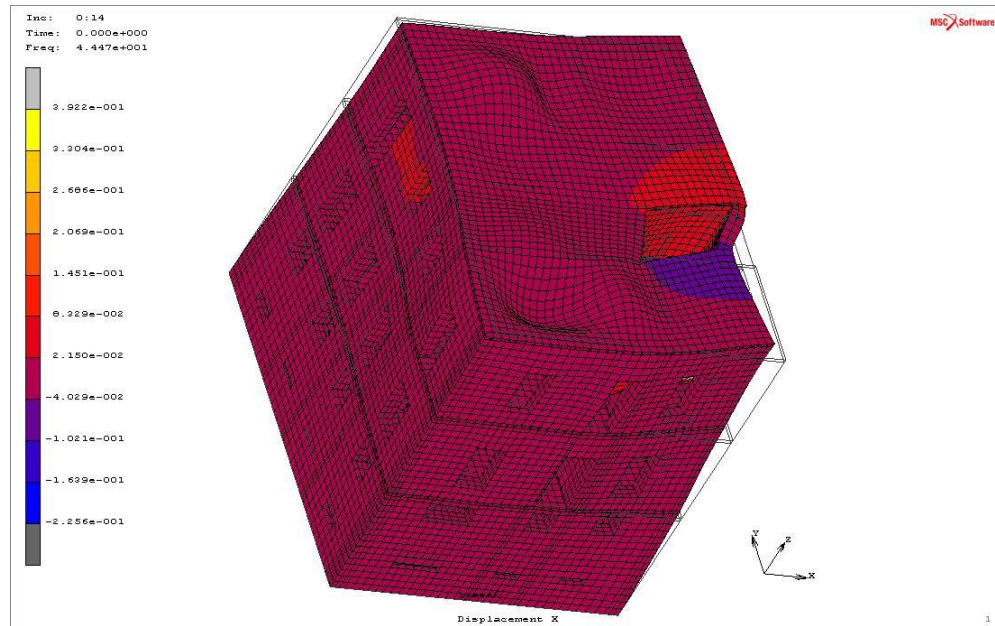


Σχήμα Π9. Ιδιομορφή 6, επίλυση F5, μετακίνηση εξωτερικών πλευρών, συχνότητα 29,62 HZ, μετατόπιση μάζας κατά +X.

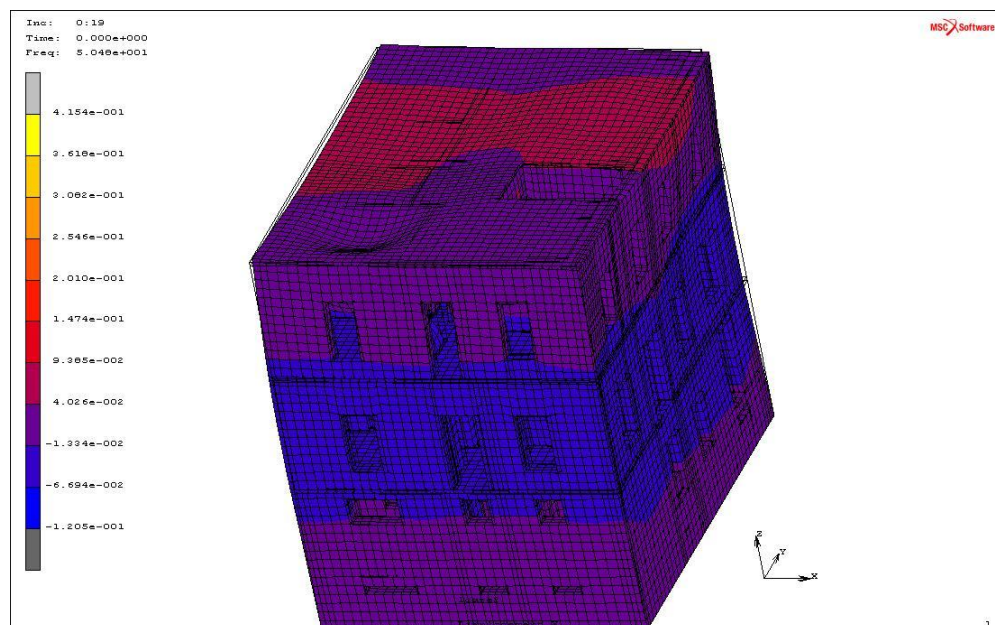


Σχήμα Π10. Ιδιομορφή 18, επίλυση F5, μετακίνηση τμημάτων εξωτερικών πλευρών, συχνότητα 49,66 HZ, μετατόπιση μάζας κατά +X.

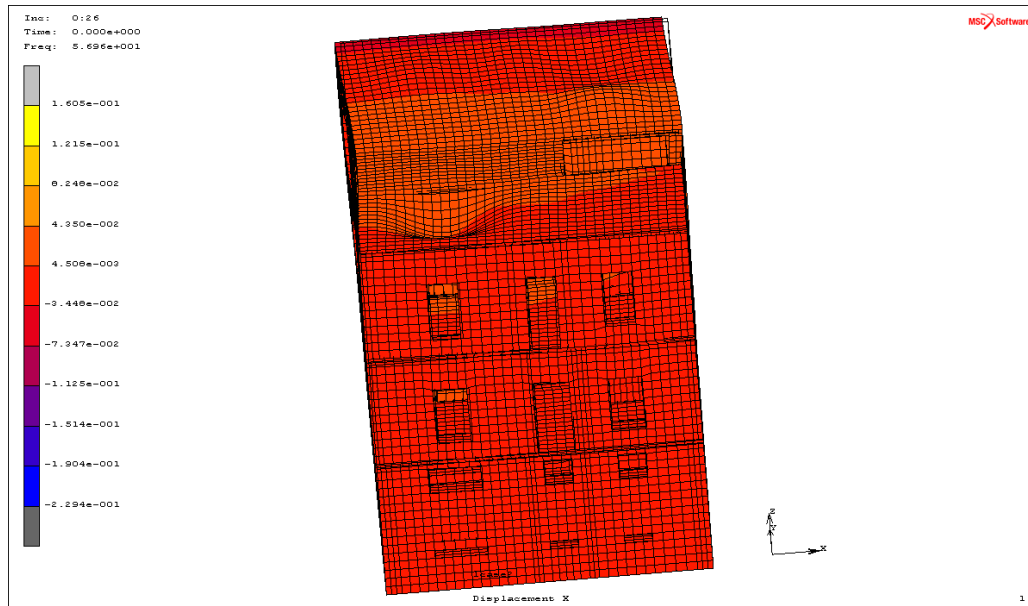




Σχήμα Π11. Ιδιομορφή 14, επίλυση M2, συχνότητα 44,47 HZ.



Σχήμα Π12. Ιδιομορφή 19, επίλυση M2, συχνότητα 50,48 HZ.



Σχήμα Π13. Ιδιομορφή 26, επίλυση M2, συχνότητα 56,96 HZ.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 12

### Βιβλιογραφία

---

1. A. Vafidis, M. Steiakakis, Z. Agioutantis, Geo-characterization of selected areas in Crete [Greece] towards realistic assessment of seismic design actions, *Geological Society of Greece : 13th International Congress*, September 5-8 2013 Chania, Crete, Greece.
2. B. P. Lefteris, M.E. Stayroylaki, A.C. Sapounaki, G.E. Stayroulakis: *Computational mechanics for heritage structures*, WIT Press 2006.
3. Christos A. Papaioannou OASP – ITSAK : *The Aigio (C. Greece ) m=5,0 Earthquake of November 7 2014*, Thessaloniki November 2014.
4. Gantenbein Winery : *Τοιχοποιίες* , Design team : Gramazio & Kohler in cooperation with Bearth & Deplazes Arch
5. LH λογισμική : *Fespa for windows* Επίσημο Εγχειρίδιο 1998.
6. Marc® 2010. Volume a: *Theory and user information*.
7. Maria Stavroulaki, Georgios Kastanis, Sofia Trachalaki, Costas Providakis : Dynamic measurements and finite element model identification ICCES'12: *International Conference on Computational & Experimental Engineering and Sciences*, Crete, Greece, April 30 – May 4, 2012.
8. RC solver : *Eurocode design software program* - Version 2012 (Εγχειρίδιο θεωρίας).
9. Stavrakakis E, Ignatakis C. and Penelis G. ; The compressive strength of masonry, a parametric study using a special finite element model, 2nd int. *Symp. on computer methods in structural masonry*, Swansea, U.K. 1993.
10. Vintzileou, E., Tassios, T.P., “Three-leaf stone masonry strengthened by injecting cement grout”, *Journal of Structures Engineering ASCE*, Vol. 121, No 5, pp. 848-856, 1995.

11. Α. Αλεξανδρή, Κ. Αβραμίδης, Ε. Πρωτόπαπα, Ι. Ψυχάρης : 16<sup>ο</sup> Συνέδριο σκυροδέματος ΤΕΕ-ΕΤΕΚ : Μηχανισμοί κατάρρευσης παραδοσιακών λιθόκτιστων κτηρίων – παραδείγματα από την Κύπρο, Πάφος, Κύπρος, Οκτώβριος 2009 .
12. Α.Π.Θ. : *Επισκευή ζημιών από σεισμό σε κτίρια*, έκδοση Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη 1978.
13. Ακης Τσελέντης : *Σύγχρονη σεισμολογία*, εκδόσεις Παπασωτηρίου 1998.
14. Αντώνιος Πομόνης, Ανδρέας Κάππος, Γεώργιος Παναγόπουλος, Φαίη Καραμπάμπα, 3<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο αντισεισμικής μηχανικής & τεχνικής σεισμολογίας: Σεισμική τρωτότητα και εκτιμήσεις πιθανότητας κατάρρευσης ελληνικών κτιρίων – συγκρίσεις με το διεθνή χώρο, 5–7 Νοεμβρίου 2008.
15. *Αποκατάσταση ρολογιού δημοτικού κήπου Χανίων - μελέτη εφαρμογής* : Ρέθυμνο Ιανουάριος 2013.
16. Βιντζηλαίου Ε. : *Σημειώσεις για το μάθημα προχωρημένη μηχανική της τοιχοποιίας (οπλισμένης και άοπλης)*, έκδοση Ε.Μ.Π., Αθήνα 1998.
17. Βλάσης Κουμούσης καθ. ΕΜΠ, *Ελληνική εταιρεία για την προστασία του περιβάλλοντος και της πολιτιστικής κληρονομιάς* : Βασικές ενισχύσεις κατασκευών από λιθοδομή Κέρκυρα 22-02-2008.
18. Γ. Ψυχάρης : *Σεισμική συμπεριφορά αρχαίων μνημείων και ιστορικών κατασκευών – μέθοδοι ανάλυσης*, 18 Μαΐου 2009.
19. Γιώργος Σ. Καστάνης μεταπτυχιακός φοιτητής Πολυτεχνείου Κρήτης - Τμήμα Ορυκτών Πόρων : *Σεισμικές διασκοπίσεις - διερεύνηση της δυνατότητας εφαρμογής των γεωφυσικών διασκοπίσεων στο σχεδιασμό θεμελίωσης συμβατικού κτηρίου σε προσχωσιγενείς σχηματισμούς Χανιά* Απρίλιος 2012.
20. Ε.Μ.Π. : *Συστάσεις για τις επισκευές κτιρίων βλαμμένων από σεισμό*, έκδοση Ε.Μ.Π., Αθήνα 1978.
21. ΕΑΚ – ΕΚΟΣ 2000 *Ελληνικοί Κανονισμοί* (ΟΑΣΠ – ΣΜΠΕ).
22. Σταματόπουλος Κ. διδάσκων, Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Ισαύρων 5, 11471, Αθήνα , Μυλωνάκης Γ. διδάσκων, Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Πανεπιστήμιο Πατρών : *Εκτίμηση της εδαφικής απόκρισης και των επιπτώσεων του σεισμού του Αγίου το 1995, στην περιοχή Βαλιμήτικα*, Κουντουζής Π. σπουδαστής, Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο.
23. Ευρωκώδικας 1 (εν 1991) : *Δράσεις σχεδιασμού*.
24. Ευρωκώδικας 6 (εν 1996) : *Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία*.
25. Ευρωκώδικας 7 (εν 1997) : *Γεωτεχνικός σχεδιασμός*.
26. Θωμάς Σαλονικιός, Χρήστος Καρακώστας, Βασίλειος Λεκίδης, Μίλτων Δημοσθένους, Τριαντάφυλλος Μακάριος, : *Αξιοποίηση έξι σεισμών στην Πελοπόννησο για την συσχέτιση φασματικών επιταχύνσεων με την απόκριση του δομημένου περιβάλλοντος*, Πάφος, Κύπρος, Οκτώβριος 2009 .
27. Ι. Κουτρομάνος – Κ. Σπυράκος : *Στοιχεία Τεχνικής Σεισμολογίας και Σεισμικής Μηχανικής*.
28. Κ. Πιτιλάκης, Κ. Μάκρα : Α.Π.Θ. Μεταπτυχιακό πρόγραμμα ειδίκευσης - *Αντισεισμικός σχεδιασμός τεχνικών έργων - μάθημα: ισχυρή εδαφική κίνηση* , Θεσσαλονίκη Οκτώβριος 2002.(Σημειώσεις μαθήματος).

29. Κ. Σπυράκος καθηγητής Ε.Μ.Π., Σχολή πολιτικών μηχανικών Εργαστήριο αντισεισμικής τεχνολογίας Ε.Μ.Π., Π. Τουλιάτος καθηγητής Ε.Μ.Π., Σχολή αρχιτεκτόνων μηχανικών Εργαστήριο οικοδομικής Ε.Μ.Π., Δ. Πατσιλίβας πολιτικός μηχανικός, Γ. Πελέκης πολιτικός μηχανικός, Α. Χάμπεσης πολιτικός μηχανικός, Χ. Α. Μανιατάκης πολιτικός μηχανικός, «Προσεισμικός έλεγχος κατασκευών, επισκευή - ενίσχυση σε σύγχρονα κτήρια και μνημεία», ΤΕΕ – τμήμα Β.Α. Αιγαίου, 30/5/2009 Μυτιλήνη : Ανάλυση κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία για σεισμό εγγύς - πεδίου και προτάσεις επεμβάσεων.
30. Κ.Ε.Κ. ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΚΡΗΤΗΣ σεμινάριο : Συντήρηση και αποκατάσταση μνημείων και παραδοσιακών κτηρίων, Σητεία Μάιος 1999.
31. Καλευράς Β. : Μηχανική των παραμορφωσίμων σωμάτων, Θεσσαλονίκη 1980.
32. ΚΑΝ ΕΠΕ Κανονισμός Επεμβάσεων (Φεκ 2187 β' 05-09-2013).
33. Καραντώνη – Μαραγκού Τ. : Σχεδιασμός και ανασχεδιασμός κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία, έκδοση Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 1997.
34. Καταγραφές δικτύου του ΙΤΣΑΚ : Σεισμός 8 Ιουνίου 2008 (μ 6,5) των νομών Αχαΐας – Ηλείας Ιούνιος 2008.
35. Κυριαζής Πιτιλακης : Γεωτεχνική σεισμική μηχανική, Εκδόσεις ΖΗΤΗ 2010.
36. Μ. Παπαδρακάκης : Ανάλυση φορέων με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων , εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα 2001.
37. Μ. Χρονόπουλος - Ν. Ζυγούρης : Προβλήματα αντισεισμικού σχεδιασμού διατηρητέων κτιρίων, παραδείγματα εφαρμογής επισκευών –ενισχύσεων, ΤΕΕ - ΔΑΝΣΜ/ΥΠΠΟ ημερίδα «Η αντισεισμικότητα των παραδοσιακών κατασκευών», Αθήνα Ζάππειο μέγαρο 08.12.2008.
38. Μαρία Ι. Λάγιου διπλωματική διατριβή μεταπτυχιακού διπλώματος ειδίκευσης : Ενίσχυση υποστυλωμάτων παλαιών κτιρίων με ινοπλισμένα πολυμερή – διερεύνηση της βελτίωσης της περίσφιγξης , Χανιά 2012.
39. Ν. Μαλάκατας, Κ. Τρέζος : Σημειώσεις για τη χρήση των ευρωκωδίκων : EN 1990 Βάσεις σχεδιασμού των φερουσών κατασκευών, EN 1991 Δράσεις επί των κατασκευών, Αθήνα Σεπτέμβριος 2011.
40. Π. Τουλιάτος, Ε. Βιντζηλαίου : Σεισμική συμπεριφορά του δομικού συστήματος στον ιστορικό οικισμό της πόλης της Λευκάδας.
41. Παπαηλία Αλεξάνδρα : 13<sup>ο</sup> φοιτητικό συνέδριο : Επισκευές κατασκευών - Επισκευή και ενίσχυση λιθόκτιστου κτιρίου, Πάτρα Φεβρουάριος 2007.
42. Περιφέρεια Κρήτης - Διεύ/νη περιφερειακού εργαστηρίου – τμήμα εδαφών : Εδαφοτεχνική έρευνα οικοπέδου πνευματικού κέντρου Χανίων Κρήτης, Ιούνιος 1988.
43. Πολυτεχνική σχολή Α.Π.Θ. : 30 χρόνια μετά το σεισμό της Θεσσαλονίκης μνήμες και προοπτική, Θεσσαλονίκη Μάιος 2008.
44. Πολυχρονίου Κ. Ειρήνη μεταπτυχιακή εργασία : Εκτίμηση σεισμικής τρωτότητας κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία και προτεινόμενες ενισχύσεις με ανάπτυξη της μεθοδολογίας των καμπυλών θραυστότητας , Αθήνα Ιούνιος 2011.

45. Σαμαρά Ξένια : *Διατηρητέο κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία - αποτίμηση φέρουσας ικανότητας – αξιολόγηση μεθόδων αντισεισμικής ενίσχυσης, μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία* Δεκέμβριος 2007.
46. Σοφία Τραχαλάκη : *Εκτίμηση δυναμικών χαρακτηριστικών κατασκευών με ενόργανη παρακολούθηση σε πραγματικό χρόνο, διπλωματική διατριβή μεταπτυχιακού διπλώματος ειδίκευσης, κατεύθυνση : «Μηχανική και τεχνολογία υλικών και κατασκευών», επιβλέπων καθηγητής Κωνσταντίνος Προβιδάκης, Χανιά 2012.*
47. Τάσιος, Θ. : *Η μηχανική της τοιχοποιίας, έκδοση Ε.Μ.Π. Αθήνα 1986.*
48. ΤΕΕ - ΔΑΝΣΜ/ΥΠΠΟ : *ημερίδα «Η αντισεισμικότητα των παραδοσιακών κατασκευών», Αθήνα, Ζάππειο μέγαρο 08.12.2008.*
49. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, τμήμα κεντρικής Μακεδονίας: *Σεμινάριο μικρής διάρκειας : Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία κανονισμός – βλάβες – αποκατάσταση : Χ. Ιγνατάκης 1<sup>η</sup> διάλεξη Μηχανική της τοιχοποιίας – σύνθεση φέροντος οργανισμού – απόκριση και τυπολογία βλαβών υπό κατακόρυφα και σεισμικά φορτία , Κ. Στυλιανίδης 2<sup>η</sup> διάλεξη Άοπλη τοιχοποιία – Ευρωκώδικας 6 και Εθνικό κείμενο εφαρμογής.*
50. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος : *Επισκευές – ενισχύσεις – παραδείγματα διαστασιολογήσεως, έκδοση Τ.Ε.Ε., Αθήνα, 1987.*
51. Τζιβιλέκα Ιφιγένεια , διπλωματική διατριβή μεταπτυχιακού διπλώματος ειδίκευσης : *Έλεγχος δομικής ακεραιότητας υφισταμένου κτιρίου από λιθοδομή και αξιολόγηση της πρότασης επανάχρησης, Χανιά Δεκέμβριος 2014.*
52. Τομέας γεωφυσικής Α.Π.Θ. : *Εισαγωγή στη σεισμολογία – μακροσεισμικά αποτελέσματα των σεισμών, Μάρτιος 2006.(Σημειώσεις μαθήματος).*
53. ΥΠΕΧΩΔΕ – ΟΑΣΠ : *Συστάσεις για προσεισμικές και μετασεισμικές επεμβάσεις σε κτήρια , Αθήνα Απρίλιος 2001.*
54. ΥΠΕΧΩΔΕ : *Προσωρινές εθνικές τεχνικές προδιαγραφές (ΠΕΤΕΠ 03-02-01) Έκδοση 01 Μάιος 2006.*
55. Υπουργείο Δημ. Έργων : *Επισκευές βλαβών σε κτίρια που έχουν πληγεί από τους σεισμούς, έκδοση Υ.Δ.Ε., Θεσσαλονίκη 1978.*
56. Υπουργείο Δημ. Έργων : *Κατευθυντήριες προδιαγραφές και οδηγίες για επισκευές κτιρίων με βλάβες από σεισμό, έκδοση Υ.Δ.Ε., Θεσσαλονίκη 1978.*
57. Χρήστος Ε. Βαχλιώτης, Νίκος Ι. Πετρομιχέλακης, Χρήστος Θ. Παπαδόπουλος, Μιρέλα Γ. Ζαΐμη, Έλλη Σκάρη ΔΟΜΟΣ σύμβουλοι μηχανικοί, *Ημερίδα ΤΕΕ: Μέθοδοι ανάλυσης για την επισκευή και ενίσχυση διατηρητέων νεωτέρων κτιρίων - εμπειρίες και ανοικτά θέματα, Κέρκυρα 2009.*

