

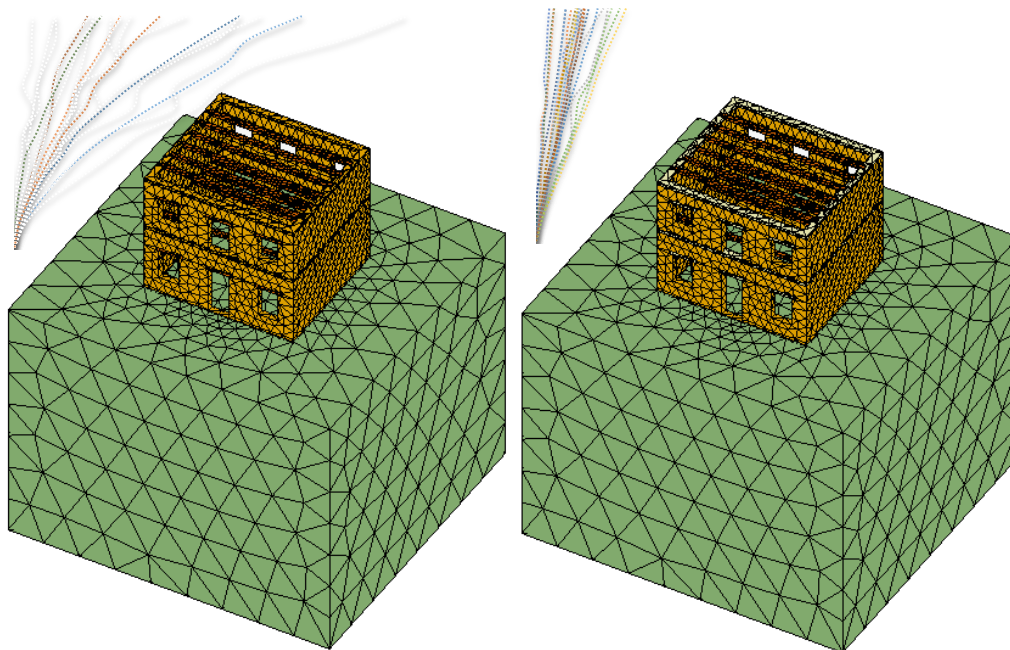


ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ  
ΣΧΟΛΗ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΠΟΥΔΩΝ  
ΧΩΡΟΣ, ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΔΟΜΗΜΕΝΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ  
ΟΛΟΚΛΗΡΩΜΕΝΗ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΔΟΜΗΜΕΝΟΥ  
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΜΕ ΠΡΟΗΓΜΕΝΕΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΕΣ & ΥΛΙΚΑ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΜΕ ΜΗ-  
ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΛΑΜΒΑΝΟΝΤΑΣ ΥΠΟΨΗ ΤΟΝ  
ΒΑΘΜΟ ΚΟΡΕΣΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ**

ΛΥΡΑΤΖΑΚΗΣ ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ



Επιβλέπων: Αναπληρωτής Καθηγητής ΙΩΑΝΝΗΣ ΤΣΟΜΠΙΑΝΑΚΗΣ

ΧΑΝΙΑ, ΙΟΥΝΙΟΣ 2016



## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

*“Καταρχάς, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν με οποιονδήποτε τρόπο στην επιτυχή εκπόνηση αυτής της διπλωματικής εργασίας. Θα πρέπει να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα Καθηγητή κ. Ιωάννη Τσομπανάκη για την επίβλεψη αυτής της μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας. Θα ήθελα, επίσης, να ευχαριστήσω για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διατριβής μου τον κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη και ιδιαίτερα την κα. Μαρία Σταυρουλάκη για τη συνεργασία μας στα δυο διαθεματικά εργαστήρια της σχολής. Στη συνέχεια, ευχαριστώ και το υπόλοιπο διδακτικό προσωπικό της Αρχιτεκτονικής Σχολής Πολυτεχνείου Κρήτης για τις γνώσεις που μου προσέφεραν. Τέλος, οφείλω να ευχαριστήσω όλο το οικογενειακό και φιλικό μου περιβάλλον που με στήριξε με κάθε τρόπο κατά τη διάρκεια των δύο ετών του Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών.”*



# ΠΕΡΙΛΗΨΗ

---

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στο πλαίσιο της κατεύθυνσης “Ολοκληρωμένη Προστασία Ιστορικού Δομημένου Περιβάλλοντος με Προηγμένες Τεχνολογίες & Υλικά” του μεταπτυχιακού προγράμματος σπουδών “Χώρος, Σχεδιασμός & Δομημένο Περιβάλλον” της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών του Πολυτεχνείου Κρήτης.

Επιχειρείται η ακριβής προσομοίωση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία. Εξετάζεται η επιρροή της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – θεμελίωσης – κατασκευής στην απόκριση παραδοσιακών λιθόδητων κατασκευών. Για τον προσδιορισμό της δυναμικής απόκρισης επιλέχθηκε η επαυξητική μη-γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, σύμφωνα με την οποία οι εξεταζόμενες λιθόδητες κατασκευές υποβλήθηκαν σε πολλαπλές σεισμικές διεγέρσεις με κλιμακούμενη ένταση. Τέλος, πραγματοποιείται μελέτη της επιτελεστικότητας της ενισχυμένης κατασκευής ακολουθώντας τη μεθοδολογία της “Συνολικής Βελτίωσης” (Σπυράκος, 2015).

Τα τελευταία χρόνια, το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – θεμελίωσης – κατασκευής λαμβάνεται υπόψιν όλο και περισσότερο στη μελέτη της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών. Διεθνείς κανονισμοί έχουν περιλάβει το φαινόμενο στη μελέτη της απόκρισης. Πρόκειται για ένα σημαντικό βήμα προς την ακριβέστερη αποτίμηση των κατασκευών, η οποία όμως χρήζει περαιτέρω βελτίωσης. Ως τώρα, στο σύνολο τους, οι υπάρχουσες μελέτες ερευνούν την αλληλεπίδραση του εδάφους θεωρώντας πλήρως κορεσμένο ή ξηρό υπέδαφος. Όμως στην πραγματικότητα, ο βαθμός κορεσμού του εδάφους μεταβάλλεται διαρκώς και είναι άμεσα εξαρτώμενος από εξωτερικούς παράγοντες. Το ερώτημα που επιχειρείται να απαντηθεί στην παρούσα διερεύνηση είναι κατά πόσο επηρεάζει την απόκριση της υπερκείμενης κατασκευής η μεταβολή του βαθμού κορεσμού του εδάφους.

Η έλλειψη σχετικών μελετών οφείλεται στη δυσκολία ακριβούς προσομοίωσης των μερικώς κορεσμένων εδαφών. Η μεταβολή των μηχανικών χαρακτηριστικών των εδαφών ανάλογα με τον βαθμό κορεσμού τους, έχει μελετηθεί ελάχιστα. Στην παρούσα μελέτη γίνεται μία προσπάθεια για την όσο το δυνατόν ακριβέστερη προσομοίωση του υπεδάφους. Πιο συγκεκριμένα, μελετάται η έδραση παραδοσιακής κατασκευής φέρουσας τοιχοποιίας σε

ιλυώδη άμμο, τα μηχανικά χαρακτηριστικά της οποίας σε συνάρτηση με τον βαθμό κορεσμού μελετήθηκαν και παρουσιάστηκαν σε σχετικό άρθρο (Byun et al., 2013).

Επιγραμματικά η παρούσα μελέτη στοχεύει:

- Στην ακριβή προσομοίωση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς τυπικών παραδοσιακών υφιστάμενων κατασκευών φέρουσας τοιχοποιίας.
- Στην ακριβέστερη δυνατή προσομοίωση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του μη κορεσμένου εδάφους.
- Στην εφαρμογή σύγχρονης τεχνογνωσίας και μεθόδων, οι οποίες χρησιμοποιούνται ως επί το πλείστον στο σχεδιασμό νέων κατασκευών (επαυξητική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, δυναμική αλληλεπίδρασης εδάφους θεμελίωσης κατασκευής), στη μελέτη κτισμάτων πολιτισμικής κληρονομιάς.
- Στον προσδιορισμό της μεταβολής της απόκρισης της ανωδομής ανάλογα με τη μεταβολή του βαθμού κορεσμού του υπεδάφους.
- Στον προσδιορισμό της Συμβατικής Διάρκειας Ζωής της ενισχυμένης κατασκευής και στην αξιολόγηση της αποτελεσματικότητας των επεμβάσεων.

Στο πρώτο κεφάλαιο παρατίθεται μια εκτενής περιγραφή των κατασκευών φέρουσας τοιχοποιίας. Γίνεται αναφορά στις μηχανικές και φυσικές ιδιότητες της φέρουσας τοιχοποιίας και παρουσιάζονται οι συνήθεις πρακτικές προσομοίωσης της μη- γραμμικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας. Στο δεύτερο κεφάλαιο, παρουσιάζονται οι πλέον διαδεδομένες και αποτελεσματικές μέθοδοι ενισχύσεων παραδοσιακών κατασκευών. Στο τρίτο κεφάλαιο της βιβλιογραφικής επισκόπησης γίνεται μνεία στο φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – θεμελίωσης – κατασκευής. Παρατίθενται οι μέθοδοι ανάλυσης και γίνεται εκτενή αναφορά στην κινηματική και αδρανειακή αλληλεπίδραση. Τέλος, παρουσιάζονται οι αναφορές των διεθνών κανονισμών στο φαινόμενο της αλληλεπίδρασης. Το τέταρτο κεφάλαιο αναφέρεται στις μεθόδους αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών. Γίνεται μια γενική περιγραφή στις εμπειρικές και στις πειραματικές μεθόδους αποτίμησης. Εκτενέστερη αναφορά γίνεται σε όλες τις αριθμητικές μεθόδους ανάλυσης (ελαστική στατική και δυναμική και ανελαστική στατική δυναμική) και ειδικότερα στην επαυξητική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Στο τελευταίο κεφάλαιο της βιβλιογραφικής επισκόπησης παρουσιάζεται η διαδικασία του ανασχεδιασμού με βάση την επιτελεσματικότητα στη μελέτη υφιστάμενων κατασκευών και γίνεται ιδιαίτερη μνεία στη μεθοδολογία της «Συνολικής Βελτίωσης».

Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα υπολογιστικά προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν. Περιγράφονται τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά και η προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς της ανωδομής και του υπεδάφους θεμελίωσης. Επιπροσθέτως, στο ίδιο κεφάλαιο πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής με στόχο τον προσδιορισμό της ιδιοσυχνότητας ταλάντωσης της ανωδομής του αρχικού και του ενισχυμένου κτιρίου.

Στη συνέχεια, στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων του αρχικού κτιρίου σε όλες τις καταστάσεις κορεσμού του υπεδάφους. Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στις δυναμικές καμπύλες αντίστασης για

κάθε εξεταζόμενη σεισμική διέγερση, από το σύνολο των οποίων προκύπτει και η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης. Στο όγδοο κεφάλαιο πραγματοποιείται η μελέτη επιτελεστικότητας σύμφωνα με την προαναφερθείσα μεθοδολογία της «Συνολικής Βελτίωσης» για το αρχικό προσομοίωμα και υπολογίζεται η συνολική διάρκεια ζωής της μη ενισχυμένης κατασκευής, στην περίπτωση έδρασης της κατασκευής σε έδαφος με σταθερό (κατά τη διάρκεια του έτους) βαθμό κορεσμού. Τέλος, στην τελευταία ενότητα του κεφαλαίου επιχειρείται να ληφθεί υπόψιν η μεταβολή του βαθμού κορεσμού του εδάφους στην διάρκεια ζωής της κατασκευής. Η ίδια διαδικασία ακολουθείται στα κεφάλαια εννέα και δέκα για το ενισχυμένο κτίριο.

Στο τελευταίο κεφάλαιο γίνεται σχολιασμός των αποτελεσμάτων, συνοψίζονται οι διαδικασίες που ακολουθήθηκαν, παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν και προτείνονται μελλοντικές προεκτάσεις της παρούσας διερεύνησης.





# ABSTRACT

---

This master thesis was completed within the module of "Integrated Protection of the History Built Environment with Advanced Technology & Materials" of the postgraduate program "Space, Design & Built Environment" of the School of Architecture of the Technical University of Crete. The main purpose of this study is the seismic assessment of traditional masonry building's behavior taking into consideration the dynamic soil - foundation - structure interaction. The most advanced method of dynamic analysis, incremental non-linear dynamic analysis, is used to investigate the dynamic response of the structure. Moreover, the structural response in specific performance levels is examined by applying the methodology of the "Global Improvement" (Spyrakos, 2015).

In recent years, the phenomenon of dynamic soil - foundation - structure interaction is taken into account more and more in the study of the seismic response of structures. Seismic norms worldwide have included some general guidelines. This is an important step towards a more accurate evaluation of dynamic structural response, which, however, needs further improvement. In related literature the existing studies investigate this interaction considering fully saturated or dry soil conditions. Nonetheless, in reality the soil saturation level is constantly changing and is directly dependent on external factors. For this reason, the current investigation aims to shed some light to the impact of the change in the bearing soil saturation degree on the response of the structure.

The lack of relevant studies is due to the difficulty related to the accurate simulation of partially saturated soils. The variation in mechanical properties of soils depending on their degree of saturation has not been studied in a detailed manner up to now. Hence, the present study attempts an accurate simulation of the foundation subsoil. The examined typical traditional masonry building is constructed on a silty sand layer and the mechanical characteristics, as a function of the degree of saturation level of the soil, are taken from relevant studies (Byun et al., 2013).

Epigrammatically, the present study aims to:

- The accurate simulation of non-linear behavior of typical traditional existing masonry buildings.
- The most accurate simulation of non-linear behavior of unsaturated soil.
- The implementation of state-of-the-art simulation and analysis methods used mostly in the design of new structures (incremental non-linear analysis, dynamic soil - foundation - structure interaction) in the study of cultural heritage buildings.

## Abstract

---

- The evaluation of the impact of the degree of saturation of the subsoil on the structural response.
- The determination of the so-called "Conventional Lifetime" of construction and the assessment of the effectiveness of potential retrofiting interventions.

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

---

<b>1. ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ.....</b>	<b>1</b>
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	1
1.2 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ.....	2
1.2.1 Μηχανικές αντοχές τοιχοποιίας.....	2
1.2.2 Θλιπτική αντοχή .....	2
1.2.3 Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας.....	5
1.2.4 Συμπεριφορά τοιχοποιίας σε εκτός επιπέδου καταπόνηση.....	7
1.2.5 Μηχανικές σταθερές τοιχοποιίας.....	8
1.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ.....	9
1.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ. .....	10
<b>2. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ.....</b>	<b>13</b>
2.1 ΣΚΟΠΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ.....	13
2.2 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	14
2.3 ΑΡΧΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	14
2.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ.....	15
2.4.1 Αβαθής υποθεμελίωση.....	15
2.4.2 Βαθιά υποθεμελίωση με μικροπασσάλους .....	16
2.4.3 Ενίσχυση εδάφους .....	17
2.5 ΔΙΑΖΩΜΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ .....	18
2.5.1 Ορισμός - Χρήση διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος .....	18

2.5.2	Στάδια εργασιών κατασκευής διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος.....	18
2.5.2.1.	Κατασκευή διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα στη στάθμη της στέγης ....	18
2.5.2.2.	Κατασκευή διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα σε ενδιάμεσες στάθμες ....	19
<b>2.6</b>	<b>ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ</b> .....	<b>20</b>
2.6.1	Ορισμός - Χρήση αρμολογήματος .....	20
2.6.2	Αποτελέσματα εφαρμογής αρμολογήματος .....	20
<b>2.7</b>	<b>ΕΝΕΜΑΤΑ</b> .....	<b>21</b>
2.7.1	Χρήση ενεμάτων.....	21
2.7.2	Αποτελέσματα εφαρμογής ενεμάτων.....	22
<b>2.8</b>	<b>ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ</b> .....	<b>23</b>
<b>2.9</b>	<b>ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ</b> .....	<b>23</b>
2.9.1	Χρήση προέντασης.....	23
2.9.2	Οριζόντια και κατακόρυφη προένταση .....	24
<b>2.10</b>	<b>ΡΙΖΟΟΠΛΙΣΜΟΙ</b> .....	<b>24</b>
<b>2.11</b>	<b>ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ</b> .....	<b>24</b>
2.11.1	Κατηγορίες ινοπλισμένων πολυμερών .....	25
<b>3.</b>	<b><u>ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ</u></b> .....	<b><u>27</u></b>
<b>3.1</b>	<b>ΟΡΙΣΜΟΣ</b> .....	<b>27</b>
<b>3.2</b>	<b>ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ</b> .....	<b>27</b>
3.2.1	Φυσική του φαινομένου.....	27
3.2.2	Αποτελέσματα φαινομένου.....	28
3.2.3	Παράγοντες επίδρασης του φαινομένου.....	28
<b>3.3</b>	<b>ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ</b> .....	<b>29</b>
3.3.1	Άμεση μέθοδος.....	29
3.3.2	Μέθοδος αποσυζευγμένων συστημάτων.....	30
<b>3.4</b>	<b>ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ</b> .....	<b>31</b>
3.4.1	Κινηματική αλληλεπίδραση.....	32

3.4.2	Αδρανειακή αλληλεπίδραση.....	33
3.4.3	Δυναμικοί δείκτες εμπέδησης.....	34
3.4.3.1.	Επιφανειακή θεμελίωση σε ομογενή ημιχώρο.....	36
3.4.3.2.	Πλήρως ή μερικώς εγκιβωτισμένη θεμελίωση σε ομογενή ημιχώρο.....	37
3.4.3.3.	Θεμελίωση σε εδαφικές στρώσεις, οι οποίες υπέρκεινται εδαφικού ημιχώρου.....	37
<b>3.5</b>	<b>ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ–ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.</b>	<b>37</b>
<b>3.6</b>	<b>ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΣΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .</b>	<b>38</b>
<b>3.7</b>	<b>ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ ΤΟΥ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟΥ ΣΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ.....</b>	<b>39</b>
3.7.1	Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. - 2000).....	39
3.7.2	Ευρωκώδικας 8 (EC8).....	39
3.7.3	NEHRP 2003 (FEMA 450).....	40
<b>4.</b>	<b>ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.....</b>	<b>41</b>
4.1	ΟΡΙΣΜΟΣ.....	41
4.2	ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ.....	41
4.2.1	Εμπειρικές μέθοδοι.....	41
4.2.1.1.	Μέθοδοι ταξινόμησης.....	42
4.2.1.2.	Μέθοδοι αξιολόγησης.....	42
4.2.2	Πειραματικές μέθοδοι.....	42
4.2.3	Αναλυτικές μέθοδοι.....	43
4.3	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΜΕ ΒΑΣΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ.....	43
4.3.1	Βασικές αρχές.....	43
4.3.2	Μέθοδοι ανάλυσης.....	44
4.3.2.1.	Ελαστική στατική και ελαστική δυναμική ανάλυση.....	44
4.3.2.2.	Στατική μη-γραμμική ανάλυση.....	45
4.3.2.3.	Δυναμική μη-γραμμική ανάλυση.....	45
4.4	ΕΠΑΥΞΗΤΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ.....	46
4.4.1	Εισαγωγικά στοιχεία.....	46
4.4.2	Εφαρμογή της μεθόδου.....	47

<b>5. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΒΑΣΕΙ ΕΠΙΠΕΔΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ.....</b>	<b>51</b>
5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	51
5.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΒΑΣΕΙ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΤΟΥΣ ΣΥΓΧΡΟΝΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ.....	52
5.2.1 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).....	52
5.2.2 Ευρωκώδικας EC8-3.....	53
5.2.3 Ιταλικός κανονισμός για μνημεία DR 226/02/2011.....	54
5.2.4 Κανονισμός FEMA 349 .....	54
5.3 ΣΥΓΧΡΟΝΕΣ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΝΗΜΕΙΑ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ.....	56
5.4 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ “ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ” .....	56
<b>6. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ .....</b>	<b>59</b>
6.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΝΩΔΟΜΗΣ.....	59
6.1.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά αρχικού και ενισχυμένου φορέα.....	59
6.1.2 Προσομοίωση φορέων .....	60
6.1.3 Φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά δομικών υλικών.....	62
6.1.3.1. Υπολογισμός θλιπτικής αντοχής φέρουσας τοιχοποιίας.....	62
6.1.3.2. Υπολογισμός εφελκυστικής αντοχής τοιχοποιίας.....	63
6.1.3.3. Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας, λόγου Poisson και ειδικού βάρους τοιχοποιίας .....	64
6.1.3.4. Κριτήριο διαρροής τοιχοποιίας.....	64
6.1.3.5. Φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά ξύλου και σπλισμένου σκυροδέματος....	65
6.1.4 Προσδιορισμός θεμελιώδους ιδιοπεριόδου κατασκευής.....	66
6.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ .....	69
6.2.1 Μηχανικές ιδιότητες υπεδάφους θεμελίωσης.....	69
6.2.2 Κριτήριο διαρροής εδάφους .....	70
6.2.3 Διαστάσεις εδαφικής στρώσης .....	71

<b>7. ΕΠΑΥΞΗΤΙΚΕΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΑΡΧΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....</b>	<b>73</b>
7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	73
7.2 ΕΠΙΛΟΓΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΩΝ.....	74
<b>7.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΑΥΞΗΤΙΚΩΝ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ .....</b>	<b>75</b>
7.3.1 Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=8\%$ (A-Sr8).....	75
7.3.2 Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=12\%$ (A-Sr12).....	78
7.3.3 Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=16\%$ (A-Sr16).....	80
7.3.4 Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=20\%$ (A-Sr20).....	82
7.3.5 Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=32\%$ (A-Sr32).....	84
7.3.6 Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=54\%$ (A-Sr54).....	86
7.3.7 Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=63\%$ (A-Sr63).....	88
7.3.8 Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=80\%$ (A-Sr80).....	90
<b>8. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ «ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ» ΣΤΟΝ ΑΡΧΙΚΟ ΦΟΡΕΑ.....</b>	<b>93</b>
8.1 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΟΡΙΑΚΩΝ ΤΙΜΩΝ ΓΙΑ ΚΑΘΕ ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	93
8.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ΖΩΗΣ.....	94
8.2.1 $T_{\Delta}$ για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=8\%$ .....	94
8.2.2 $T_{\Delta}$ για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=12\%$ .....	96
8.2.3 $T_{\Delta}$ για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=16\%$ .....	98
8.2.4 $T_{\Delta}$ για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=20\%$ .....	100
8.2.5 $T_{\Delta}$ για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=32\%$ .....	102
8.2.6 $T_{\Delta}$ για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=54\%$ .....	104
8.2.7 $T_{\Delta}$ για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=63\%$ .....	106
8.2.8 $T_{\Delta}$ για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=80\%$ .....	108

8.3 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ΖΩΗΣ ΓΙΑ ΜΕΤΑΒΑΛΛΟΜΕΝΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΟΡΕΣΜΟΥ .....	110
8.3.1 Προσδιορισμός Συνολικής $T_{\Delta}$ για επίπεδο σχεδιασμού A2.....	111
8.3.2 Προσδιορισμός Συνολικής $T_{\Delta}$ για επίπεδο σχεδιασμού B1.....	113
<b>9. <u>ΕΠΑΥΞΗΤΙΚΕΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....</u></b>	<b>113</b>
9.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	113
9.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΑΥΞΗΤΙΚΩΝ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	116
9.2.1 Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=8\%$ (A-Sr8).....	116
9.2.2 Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=12\%$ (A-Sr12).....	118
9.2.3 Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=16\%$ (A-Sr16).....	120
9.2.4 Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=20\%$ (A-Sr20).....	122
9.2.5 Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=32\%$ (A-Sr32).....	124
9.2.6 Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=54\%$ (A-Sr54).....	126
9.2.7 Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=63\%$ (A-Sr63).....	128
9.2.8 Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=80\%$ (A-Sr80).....	130
<b>10. <u>ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ «ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ» ΣΤΟΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΦΟΡΕΑ .....</u></b>	<b>133</b>
10.1 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΟΡΙΑΚΩΝ ΤΙΜΩΝ ΓΙΑ ΚΑΘΕ ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	133
10.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ΖΩΗΣ.....	134
10.2.1 $T_{\Delta}$ για το ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=8\%$ .....	134
10.2.2 $T_{\Delta}$ για το ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=12\%$ .....	136
10.2.3 $T_{\Delta}$ για το ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=16\%$ .....	138
10.2.4 $T_{\Delta}$ για το ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=20\%$ .....	140
10.2.5 $T_{\Delta}$ για το ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=32\%$ .....	142
10.2.6 $T_{\Delta}$ για το ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=54\%$ .....	144



10.2.7	T <sub>Δ</sub> για το ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με Sr=63%.....	146
10.2.8	T <sub>Δ</sub> για το ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με Sr=80%.....	148
10.3	<b>ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ΖΩΗΣ ΓΙΑ ΜΕΤΑΒΑΛΛΟΜΕΝΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΟΡΕΣΜΟΥ .....</b>	<b>150</b>
10.3.1	Προσδιορισμός Συνολικής T <sub>Δ</sub> για επίπεδο σχεδιασμού A2.....	151
10.3.2	Προσδιορισμός Συνολικής T <sub>Δ</sub> για επίπεδο σχεδιασμού B1.....	153
<b>11.</b>	<b><u>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....</u></b>	<b>155</b>
11.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	155
11.2	ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΝΑΛΟΓΑ ΜΕ ΤΟ ΒΑΘΜΟ ΚΟΡΕΣΜΟΥ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ.....	155
11.3	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	157
11.4	ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΔΙΑΡΚΕΙΑ ΖΩΗΣ.....	159
11.4.1	Σύνοψη και αξιολόγηση αποτελεσμάτων αρχικού φορέα.....	159
11.4.2	Σύνοψη και αξιολόγηση αποτελεσμάτων ενισχυμένου φορέα.....	160
11.5	ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΕΣ ΠΡΟΕΚΤΑΣΕΙΣ.....	160
11.5.1	Εισαγωγή .....	160
11.5.2	Προσομοίωση Τοιχοποιίας και Ακόρεστου Εδάφους.....	161
11.5.3	Προσαυξητικές ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας.....	161
11.5.4	Μεθοδολογία “Συνολικής Βελτίωσης” .....	161
11.5.5	Προσδιορισμός συνολικής διάρκειας ζωής για μεταβαλλόμενες συνθήκες κορεσμού.....	162
<b><u>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....</u></b>		<b>163</b>
A.1.	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=8%).....	163
A.2.	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=12%).....	166
A.3.	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=16%).....	168

A.4. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=20%).....	170
A.5. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=32%).....	172
A.6. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=54%).....	174
A.7. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=63%).....	176
A.8. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=80%).....	178
A.9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	180
<b><u>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΜΗ- ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....</u></b>	<b><u>183</u></b>
B.1. ΑΡΧΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ.....	183
B.2 ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΜΟΝΤΕΛΟ.....	213
<b><u>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</u></b>	<b><u>245</u></b>

# ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ

---

## Ε1. ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

### 1<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Σχήμα 1.1 Διανομή τάσεων σε τοιχοποιία υπό θλίψη (Στυλιανίδης, 2007).....	2
Σχήμα 1.2 Μορφές αστοχίας σε εφελκυσμό παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς σε ασθενείς και ισχυρούς πλίνθους (Ιγνατάκης, 1989).....	5
Σχήμα 1.3 Μηχανισμοί εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας (Ιγνατάκης, 1989).....	6
Σχήμα 1.4 Καμπύλες τάσης – διαμήκους παραμόρφωσης για διάφορες γωνίες της δράσης με τους οριζόντιους αρμούς.....	6
Σχήμα 1.5 Κάμψη πλινθοδομής.....	7
Σχήμα 1.6 Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων: (α) γενικό (β) για το σχεδιασμό κάμψεως και θλίψεως .....	8
Σχήμα 1.7 Διαφορετικά μοντέλα προσομοίωσης (Lagomarsino et al., 2014).....	9

### 2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Σχήμα 2.1 Σκαρίφημα αβαθούς υποθεμελίωσης.....	16
Σχήμα 2.2 Βαθιά υποθεμελίωση με μικροπασσάλους.....	17
Σχήμα 2.3 Διάζωμα Οπλισμένου Σκυροδέματος.....	18
Σχήμα 2.4 Τοποθέτηση διαζώματος στη στάθμη της στέγης.....	19
Σχήμα 2.5 Εργασίες αρμολογήματος σε λιθοδομή.....	21

Σχήμα 2.6 Εμποτισμός λιθοδομής.....	22
Σχήμα 2.7 Ενίσχυση θολωτής λιθόδομητης κατασκευής με τη χρήση FRPs.....	25

### 3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Σχήμα 3.1 Μεταβολή ιδιοπεριόδου και συντελεστή απόσβεσης ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή συναρτήσει της σχετικής δυσκαμψίας (Stewart et al., 2008).....	29
Σχήμα 3.2 Άμεση μέθοδος προσέγγισης του προβλήματος αλληλεπίδρασης εδάφους – θεμελίωσης – κατασκευής.....	30
Σχήμα 3.3 Σχηματική αναπαράσταση της μεθόδου αποσυζευγμένων συστημάτων (Bode et al., 2002).....	31
Σχήμα 3.4 Γεωμετρία προβλήματος αλληλεπίδρασης εδάφους θεμελίωσης κατασκευής (Kausel et al., 1976).....	32
Σχήμα 3.5 Προσδιορισμός της κίνησης εισαγωγής της θεμελίωσης.....	32
Σχήμα 3.6 Ορισμός των σημείων A και G μεταξύ των οποίων υπολογίζεται η συνάρτηση μεταφοράς (Mylonakis et al., 2006).....	33
Σχήμα 3.7 Φυσική ερμηνεία του δυναμικού ελατηρίου και του αποσβεστήρα για κατακόρυφη ταλάντωση (Mylonakis et al., 2006).....	34
Σχήμα 3.8 Μετακινήσεις και στροφές της θεμελίωσης εξαιτίας της σεισμικής διέγερσης (Mylonakis et al., 2006).....	35
Σχήμα 3.9 Μεταβολή των δεικτών δυναμικής δυσκαμψίας συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας (Mylonakis et al., 2006).....	36
Σχήμα 3.10 Ποσοστιαία μεταβολή της τέμνουσας βάσης μονώροφων πλαισίων διαφορετικών ιδιοπεριόδων, για σεισμική διέγερση συμβατή με το φάσμα του κανονισμού και για τη σεισμική διέγερση El Centro (Dutta et al., 2004).....	38

### 4<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Σχήμα 4.1 Δυναμικές καμπύλες αντίστασης (IDA curves).....	48
Σχήμα 4.2 16%, 50% & 84% καμπύλες IDA.....	49

## 5<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Σχήμα 5.1	Πιθανότητα εμφάνισης βλαβών ανά στάθμη επιτελεστικότητας (FEMA, 2003).....	55
Σχήμα 5.2	Διαγράμματα υπολογισμού συμβατικής διάρκειας ζωής, TΔ, για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 και για πιθανότητες υπέρβασης: αριστερά: $P_R=10\%$ , και δεξιά $P_R=50\%$ ...	57
Σχήμα 5.3	Διαγράμματα υπολογισμού συμβατικής διάρκειας ζωής, TΔ, για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 και για πιθανότητες υπέρβασης: αριστερά: $P_R=10\%$ , και δεξιά $P_R=50\%$ ...	57
Σχήμα 5.4	Διαγράμματα υπολογισμού συμβατικής διάρκειας ζωής, TΔ, για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z3 και για πιθανότητες υπέρβασης: αριστερά: $P_R=10\%$ , και δεξιά $P_R=50\%$ .....	58

## 6<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Σχήμα 6.1	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά αρχικού κτιρίου.....	59
Σχήμα 6.2	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένου κτιρίου.....	60
Σχήμα 6.3	Κύρια όψη κτιρίου (δεξιά: αρχικό, αριστερά: ενισχυμένο).....	61
Σχήμα 6.4	Πίσω όψη κτιρίου (δεξιά: αρχικό, αριστερά: ενισχυμένο).....	61
Σχήμα 6.5	Κάτοψη Κτιρίου (δεξιά: αρχικό, αριστερά: ενισχυμένο).....	61
Σχήμα 6.6	1 <sup>η</sup> Ιδιομορφή α) αρχικού κτιρίου β) ενισχυμένου κτιρίου.....	68
Σχήμα 6.7	2 <sup>η</sup> Ιδιομορφή α) αρχικού κτιρίου β) ενισχυμένου κτιρίου.....	68
Σχήμα 6.8	3 <sup>η</sup> Ιδιομορφή α) αρχικού κτιρίου β) ενισχυμένου κτιρίου.....	68
Σχήμα 6.9	α) Μεταβολή μέτρου ελαστικότητας, β) μεταβολή μέτρου διάτμησης λυώδους άμμου συναρτήσει του βαθμού κορεσμού. ....	69
Σχήμα 6.10	Αρχική εδαφική στρώση (50m x 50m x 15m).....	71
Σχήμα 6.11	Εδαφική στρώση πριν και μετά τη μείωση των διαστάσεων .....	72
Σχήμα 6.12	α) Αρχικό κτίριο πεπερασμένων στοιχείων β) Ενισχυμένο κτίριο πεπερασμένων στοιχείων.....	72

## 7<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Σχήμα 7.1	Φάσματα επιταχύνσεων των 20 διεγέρσεων και φάσμα σχεδιασμού EC8.....	75
Σχήμα 7.2	Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (Α-Sr8).....	76

Σχήμα 7.3 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ΄Υ (A-Sr8).....	76
Σχήμα 7.4 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr8).....	77
Σχήμα 7.5 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ΄Χ (A-Sr12).....	78
Σχήμα 7.6 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ΄Υ (A-Sr12).....	78
Σχήμα 7.7 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr12).....	79
Σχήμα 7.8 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ΄Χ (A-Sr16).....	80
Σχήμα 7.9 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ΄Υ (A-Sr16).....	80
Σχήμα 7.10 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr16).....	81
Σχήμα 7.11 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ΄Χ (A-Sr20).....	82
Σχήμα 7.12 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ΄Υ (A-Sr20).....	82
Σχήμα 7.13 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr20).....	83
Σχήμα 7.14 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ΄Χ (A-Sr32).....	84
Σχήμα 7.15 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ΄Υ (A-Sr32).....	84
Σχήμα 7.16 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr32).....	85
Σχήμα 7.17 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ΄Χ (A-Sr54).....	86
Σχήμα 7.18 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ΄Υ (A-Sr54).....	86
Σχήμα 7.19 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr54).....	87
Σχήμα 7.20 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ΄Χ (A-Sr63).....	88
Σχήμα 7.21 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ΄Υ (A-Sr63).....	88
Σχήμα 7.22 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr63).....	89
Σχήμα 7.23 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ΄Χ (A-Sr80).....	90
Σχήμα 7.24 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ΄Υ (A-Sr80).....	90
Σχήμα 7.25 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr80).....	91

## 8<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Σχήμα 8.1 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A-Sr8).....	94
Σχήμα 8.2 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A-Sr12).....	96
Σχήμα 8.3 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A-Sr16).....	98
Σχήμα 8.4 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A-Sr20).....	100

Σχήμα 8.5 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A-Sr32).....	102
Σχήμα 8.6 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A-Sr54).....	104
Σχήμα 8.7 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A-Sr63).....	106
Σχήμα 8.8 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A-Sr80).....	108
Σχήμα 8.9 Μεταβολή βαθμού κορεσμού εδάφους κατά τη διάρκεια ενός έτους.....	110
Σχήμα 8.10 Στάθμη επιτελεστικότητας A2: μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς συναρτήσει του βαθμού κορεσμού.....	111
Σχήμα 8.11 Στάθμη επιτελεστικότητας A2: μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς κατά τη διάρκεια ενός έτους.....	111
Σχήμα 8.12 Στάθμη επιτελεστικότητας B1: μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς συναρτήσει του βαθμού κορεσμού.....	112
Σχήμα 8.13 Στάθμη επιτελεστικότητας B1: μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς κατά τη διάρκεια ενός έτους.....	112

## 9<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Σχήμα 9.1 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (B-Sr8).....	116
Σχήμα 9.2 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (B-Sr8).....	116
Σχήμα 9.3 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr8).....	117
Σχήμα 9.4 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (B-Sr12).....	118
Σχήμα 9.5 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (B-Sr12).....	118
Σχήμα 9.6 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr12).....	119
Σχήμα 9.7 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (B-Sr16).....	120
Σχήμα 9.8 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (B-Sr16).....	120
Σχήμα 9.9 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr16).....	121
Σχήμα 9.10 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (B-Sr20).....	122
Σχήμα 9.11 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (B-Sr20).....	122
Σχήμα 9.12 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr20).....	123
Σχήμα 9.13 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (B-Sr32).....	124
Σχήμα 9.14 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (B-Sr32).....	124

Σχήμα 9.15 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr32).....	125
Σχήμα 9.16 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (B-Sr54).....	126
Σχήμα 9.17 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (B-Sr54).....	126
Σχήμα 9.18 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr54).....	127
Σχήμα 9.19 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (B-Sr63).....	128
Σχήμα 9.20 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (B-Sr63).....	128
Σχήμα 9.21 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr63).....	129
Σχήμα 9.22 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (B-Sr80).....	130
Σχήμα 9.23 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (B-Sr80).....	130
Σχήμα 9.24 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr80).....	131

## 10<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Σχήμα 10.1 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr8).....	134
Σχήμα 10.2 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr12).....	136
Σχήμα 10.3 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr16).....	138
Σχήμα 10.4 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr20).....	140
Σχήμα 10.5 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr32).....	142
Σχήμα 10.6 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr54).....	144
Σχήμα 10.7 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr63).....	146
Σχήμα 10.8 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr80).....	148
Σχήμα 10.9 Μεταβολή βαθμού κορεσμού εδάφους κατά τη διάρκεια ενός έτους.....	150
Σχήμα 10.10 Στάθμη επιτελεστικότητας A2: Μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς συναρτήσει του βαθμού κορεσμού.....	151
Σχήμα 10.11 Στάθμη επιτελεστικότητας A2: Μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς κατά τη διάρκεια ενός έτους.....	151
Σχήμα 10.12 Στάθμη επιτελεστικότητας B1: Μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς συναρτήσει του βαθμού κορεσμού.....	153
Σχήμα 10.13 Στάθμη επιτελεστικότητας B1: Μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς κατά τη διάρκεια ενός έτους.....	153



## 11<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Σχήμα 11.1 Αρχικό κτίριο: Μεταβολή σχετικών μετακινήσεων συναρτήσει του βαθμού κορεσμού σε κάθε βήμα κλιμάκωσης.....	156
Σχήμα 11.2 Ενισχυμένο κτίριο: Μεταβολή σχετικών μετακινήσεων συναρτήσει του βαθμού κορεσμού σε κάθε βήμα κλιμάκωσης.....	157
Σχήμα 11.3 Συγκριτικό διάγραμμα καμπυλών IDA αρχικού και ενισχυμένου κτιρίου.....	158

## Παράρτημα Α

Σχήμα Α.1 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr8).....	164
Σχήμα Α.2 Πάνω: τρίτη ιδιομορφή, κάτω: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr8).....	165
Σχήμα Α.3 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr12).....	167
Σχήμα Α.4 Αριστερά: τρίτη ιδιομορφή, δεξιά: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr12).....	167
Σχήμα Α.5 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr16).....	169
Σχήμα Α.6 Αριστερά: τρίτη ιδιομορφή, δεξιά: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr16).....	169
Σχήμα Α.7 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr20).....	171
Σχήμα Α.8 Αριστερά: τρίτη ιδιομορφή, δεξιά: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr20).....	171
Σχήμα Α.9 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr32).....	173
Σχήμα Α.10 Αριστερά: τρίτη ιδιομορφή, δεξιά: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr32).....	173
Σχήμα Α.11 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr54).....	175
Σχήμα Α.12 Αριστερά: τρίτη ιδιομορφή, δεξιά: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr54).....	175
Σχήμα Α.13 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr63).....	177
Σχήμα Α.14 Αριστερά: τρίτη ιδιομορφή, δεξιά: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr63).....	177
Σχήμα Α.15 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr80).....	179
Σχήμα Α.16 Αριστερά: τρίτη ιδιομορφή, δεξιά: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr80).....	179
Σχήμα Α.17 Τομή φασμάτων επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων με τις δεσπόζουσες ιδιοπεριόδους των μοντέλων.....	180

## Ε.2. ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ

### 1<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Πίνακας 1.1 Πίνακας υπολογισμού συντελεστή K (EC6).....	3
Πίνακας 1.2 Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τοιχοποιία.....	4
Πίνακας 1.3 Ενδεικτικές τιμές $f_{xk1}$ .....	7
Πίνακας 1.4 Ενδεικτικές τιμές $f_{xk2}$ .....	8

### 6<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Πίνακας 5.1 Μέγιστες στροφές ανά επίπεδο σχεδιασμού και στάθμη επιτελεστικότητας.....	55
---	----

### 6<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Πίνακας 6.1 Προσδιορισμός συντελεστή K (EC6).....	63
Πίνακας 6.2 Συγκεντρωτικά χαρακτηριστικά λιθοδομής.....	65
Πίνακας 6.3 Συγκεντρωτικά χαρακτηριστικά ξύλινων δοκών.....	66
Πίνακας 6.4 Αρχικό κτίριο: συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης .....	67
Πίνακας 6.5 Ενισχυμένο κτίριο: συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.....	67
Πίνακας 6.6 Μέτρο ελαστικότητας και διάτμησης για κάθε εξεταζόμενο βαθμό κορεσμού.....	69
Πίνακας 6.7 Συγκεντρωτικά μηχανικά χαρακτηριστικά εδάφους.....	70

### 7<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Πίνακας 7.1 Επεξήγηση ονομασίας προσομοιωμάτων.....	73
Πίνακας 7.2 Επιλεγμένες χρονοϊστορίες.....	74
Πίνακας 7.3 Μηχανικά χαρακτηριστικά εδάφους με Sr=8%.....	76
Πίνακας 7.4 A-Sr8: Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης.....	77
Πίνακας 7.5 Μηχανικά Χαρακτηριστικά εδάφους με Sr=12%.....	78
Πίνακας 7.6 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr12).....	79

Πίνακας 7.7 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr16).....	81
Πίνακας 7.8 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr20).....	83
Πίνακας 7.9 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr32).....	85
Πίνακας 7.10 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr54).....	87
Πίνακας 7.11 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr63).....	89
Πίνακας 7.12 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr80).....	91

## 8<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Πίνακας 8.1 Μέγιστες στροφές ανά επίπεδο σχεδιασμού και στάθμη επιτελεστικότητας .....	93
Πίνακας 8.2 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr8).....	94
Πίνακας 8.3 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr8).....	95
Πίνακας 8.4 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (A-Sr8).....	95
Πίνακας 8.5 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr12).....	96
Πίνακας 8.6 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr12)...	97
Πίνακας 8.7 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (A-Sr12).....	97
Πίνακας 8.8 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr16) .....	98
Πίνακας 8.9 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr16).....	99
Πίνακας 8.10 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (A-Sr16) .....	99
Πίνακας 8.11 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr20) .....	100
Πίνακας 8.12 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr20)..	101
Πίνακας 8.13 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (A-Sr20)....	101
Πίνακας 8.14 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr32).....	102
Πίνακας 8.15 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr32).....	103

Πίνακας 8.16 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (A-Sr32) .	103
Πίνακας 8.17 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr54).....	104
Πίνακας 8.18 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr54).....	105
Πίνακας 8.19 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (A-Sr54) .	105
Πίνακας 8.20 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr63).....	106
Πίνακας 8.21 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr63).....	107
Πίνακας 8.22 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (A-Sr63)...	107
Πίνακας 8.23 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr80) .....	108
Πίνακας 8.24 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr80)..	109
Πίνακας 8.25 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (A-Sr80)...	109
Πίνακας 8.26 Στάθμη επιτελεστικότητας A2: Συγκεντρωτικός πίνακας.....	112
Πίνακας 8.27 Στάθμη επιτελεστικότητας B1: Συγκεντρωτικός πίνακας.....	114

## 9<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Πίνακας 9.1 Επεξήγηση ονομασίας προσομοιωμάτων .....	115
Πίνακας 9.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά εδάφους με Sr=8%.....	116
Πίνακας 9.3 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr8).....	117
Πίνακας 9.4 Μηχανικά χαρακτηριστικά εδάφους με Sr=12%.....	118
Πίνακας 9.5 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr12).....	119
Πίνακας 9.6 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr16).....	121
Πίνακας 9.7 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr20).....	123
Πίνακας 9.8 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr32).....	125
Πίνακας 9.9 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr54).....	127
Πίνακας 9.10 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr63).....	129
Πίνακας 9.11 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr80).....	131

## 10<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Πίνακας 10.1 Μέγιστες στροφές ανά επίπεδο σχεδιασμού και στάθμη επιτελεστικότητας....	133
Πίνακας 10.2 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr8).....	134
Πίνακας 10.3 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr8)....	135
Πίνακας 10.4 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr8).....	135
Πίνακας 10.5 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr12).....	136
Πίνακας 10.6 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr12)..	137
Πίνακας 10.7 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr12)....	137
Πίνακας 10.8 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr16).....	138
Πίνακας 10.9 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr16).	139
Πίνακας 10.10 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr16)..	139
Πίνακας 10.11 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr20).....	140
Πίνακας 10.12 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr20).	141
Πίνακας 10.13 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr20)..	141
Πίνακας 10.14 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr32).....	142
Πίνακας 10.15 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr32).....	143
Πίνακας 10.16 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr32)..	143
Πίνακας 10.17 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr54).....	144
Πίνακας 10.18 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr54).....	145
Πίνακας 10.19 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr54)..	145
Πίνακας 10.20 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr63).....	146

Πίνακας 10.21 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr63).....	147
Πίνακας 10.22 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr63)..147	
Πίνακας 10.23 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr80).....	148
Πίνακας 10.24 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr80).....	149
Πίνακας 10.25 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr80).....	Σελίδα 149
Πίνακας 10.26 Στάθμη επιτελεστικότητας A2: Συγκεντρωτικός πίνακας.....	152
Πίνακας 10.27 Στάθμη επιτελεστικότητας B1: Συγκεντρωτικός πίνακας.....	154

## 11<sup>ο</sup> Κεφάλαιο

Πίνακας 11.1 Συμβατική διάρκεια ζωής κατασκευής ανά βαθμό κορεσμού υπεδάφους.....	159
Πίνακας 11.2 Συμβατική διάρκεια ζωής κατασκευής ανά βαθμό κορεσμού υπεδάφους.....	160

## Παράρτημα Α

Πίνακας Α.1 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr8).....	164
Πίνακας Α.2 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr12).....	166
Πίνακας Α.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr16).....	168
Πίνακας Α.4 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr20).....	170
Πίνακας Α.1 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr32).....	172
Πίνακας Α.2 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr54).....	174
Πίνακας Α.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr63).....	176
Πίνακας Α.4 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr80).....	178
Πίνακας Α.9 Συγκεντρωτικός πίνακας ιδιοπεριόδων μοντέλων.....	180
Πίνακας 10.27 Στάθμη επιτελεστικότητας B1: Συγκεντρωτικός πίνακας.....	148

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1<sup>ο</sup>

## ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

---

### 1.1. ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Στις μέρες μας, τη δεύτερη δεκαετία του 21<sup>ου</sup> αιώνα, τα κτίρια από σκυρόδεμα και χάλυβα έχουν κατακλύσει, συχνά με έναν αντιαισθητικό τρόπο, τα αστικά κέντρα. Όμως, τα απομεινάρια λιθόδητων κτιρίων, κατά τις τελευταίες δεκαετίες έχουν περάσει από την απαξίωση στην αναγνώριση, προσδίδοντας ένα νοσταλγικό χαρακτήρα σε αρκετές περιοχές των τσιμεντοπόλεων. Σε χώρες με παράδοση στη χρήση της φέρουσας τοιχοποιίας και χωρίς έντονη σεισμικότητα, όπως η Μ. Βρετανία και η Ολλανδία εξακολουθούν να κατασκευάζονται νέα κτίρια μέχρι και τεσσάρων ορόφων με τη χρήση φέρουσας τοιχοποιίας. Αντίθετα στην Ελλάδα τα νέα λιθόδητα κτίρια είναι ελάχιστα.

Τα τελευταία χρόνια παρατηρείται παγκοσμίως αυξημένο ενδιαφέρον για τη συντήρηση και ανάδειξη της οικιστικής πολιτιστικής κληρονομιάς. Με αυτό το πνεύμα δόθηκε έμφαση στην έρευνα της μηχανικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας, καθώς η συντριπτική πλειοψηφία των μνημειακών και ιστορικών κατασκευών είναι κατασκευασμένες από φέρουσα τοιχοποιία. Τα ξεχασμένα πλεονεκτήματα της τοιχοποιίας, όπως η θερμομόνωση και η πυρασφάλεια, αλλά και η αντοχή στο χρόνο σε συνδυασμό με το καλαίσθητο αποτέλεσμα, αναδείχθηκαν εξαιτίας αυτών των προσπαθειών.

Παρά ταύτα, η ανομοιογενής και ανισότροπη φύση της τοιχοποιίας δεν επέτρεψαν την προτυποποίηση υλικών και μεθόδων. Η τοιχοποιία έχει σχετικά χαμηλές αντοχές και εμφανίζει ψαθυρή συμπεριφορά, γεγονός που οδηγεί στην ανάγκη αύξησης των διατομών και του κόστους του φέροντα οργανισμού και περιορίζει τον αριθμό των ορόφων ιδιαίτερα σε περιοχές με υψηλή σεισμικότητα. Μόλις το 1989, πολλές ευρωπαϊκές χώρες μεταξύ των οποίων και η Ελλάδα, συνέταξαν κανονισμό για κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία, τον Ευρωκώδικα 6. Αξιοσημείωτο είναι ότι σε παγκόσμιο επίπεδο παρατηρείται ανομοιομορφία μεταξύ των διαφόρων μεθόδων, ποικιλία ορισμών και σημαντική διασπορά τιμών μεταξύ των διαφόρων κανονισμών. Τα κτίσματα από φέρουσα τοιχοποιία παρουσιάζουν υψηλή τρωτότητα ακόμα και σε μεσαίου μεγέθους σεισμούς, λόγω της ψαθυρότητας της τοιχοποιίας,

της ανεπαρκούς διαφραγματικής λειτουργίας των δαπέδων και της ανεπαρκούς σύνδεσης οριζόντιων και κατακόρυφων στοιχείων του φέροντα οργανισμού.

## 1.2. ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

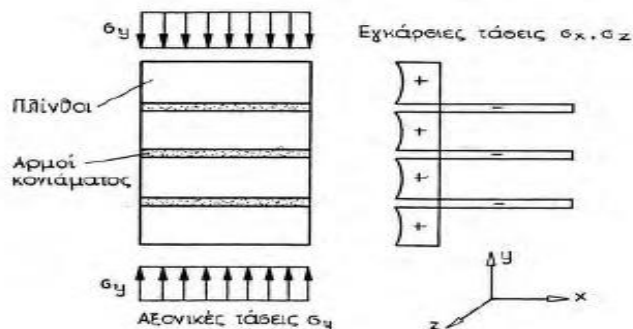
### 1.2.1. Μηχανικές αντοχές τοιχοποιίας

Η αντοχή της τοιχοποιίας είναι εξαιρετικά δύσκολο να προσδιοριστεί. Τα στοιχεία μιας πραγματικής τοιχοποιίας δεν μπορούν να αντιστοιχηθούν με εκείνα των εξεταζόμενων δοκιμών, εξαιτίας του γεγονότος ότι η αντοχή ενός τοίχου διαφέρει από εκείνη ενός δοκιμίου από τα ίδια υλικά. Η λυγνότητα, η ποιότητα κατασκευής και οι οριακές συνθήκες απέχουν για τις δύο περιπτώσεις, επηρεάζοντας σημαντικά την αντοχή. Για τον λόγο αυτό, πρέπει να εφαρμόζονται κατάλληλες σχέσεις για τον προσδιορισμό των αντοχών της τοιχοποιίας, οι οποίες στο μέτρο του δυνατού θα μπορούν να λάβουν υπόψιν την επιρροή των παραπάνω παραγόντων.

### 1.2.2. Θλιπτική αντοχή

Η χρήση της τοιχοποιίας κυρίως ως θλιβόμενο φέρον δομικό στοιχείο έγκειται στην υψηλή της θλιπτική αντοχή συγκριτικά με τα υπόλοιπα μηχανικά της χαρακτηριστικά. Η γωνία της θλιπτικής δύναμης ως προς τη διεύθυνση των οριζόντιων αρμών (ανισοτροπία) καθορίζουν την αντοχή και το είδος της αστοχίας της τοιχοποιίας. Για τον λόγο αυτό όταν χρησιμοποιείται ο όρος θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας αναφέρεται στη θλιπτική αντοχή κάθετα στους οριζόντιους αρμούς ( $f_{wc}$ ) (Στυλιανίδης, 2007).

Ο ακριβέστερος τρόπος προσδιορισμού της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας πραγματοποιείται μέσω εργαστηριακών δοκιμών, όμως στην περίπτωση υφιστάμενων κατασκευών αυτό είναι αδύνατο. Σε αυτήν την περίπτωση μπορούν να πραγματοποιηθούν επιτόπου δοκιμές, όπως η μέθοδος των επίπεδων γρύλων (flat jacks). Για την εφαρμογή της, απαιτείται ειδικός εξοπλισμός, ενώ είναι δύσκολη η βαθμονόμηση των αποτελεσμάτων. Σε κατασκευές δευτερεύουσας σημασίας όπου είναι αδύνατον να πραγματοποιηθούν εργαστηριακές και επιτόπου δοκιμές, η αντοχή της τοιχοποιίας προσδιορίζεται βάσει βιβλιογραφίας.



Σχήμα 1.1 Μεταβολή τάσεων σε τοιχοποιία υπό θλίψη (Στυλιανίδης, 2007).



Η τοιχοποιία, καταπονούμενη σε θλίψη κάθετα στους κύριους οριζόντιους αρμούς αστοχεί συνήθως από εγκάρσια ρηγματώση των πλίνθων, γεγονός που οφείλεται στην ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στους πλίνθους στις εγκάρσιες διευθύνσεις. Οι τάσεις αυτές προκαλούνται από τον συμβιβασμό των μεγάλων εγκάρσιων παραμορφώσεων του κονιάματος των αρμών με τις μικρότερες των πλίνθων που προκαλεί αντίστοιχα εγκάρσια περίσφιξη στο κονίαμα ( $E_m < E_b$ ,  $\nu_m > \nu_b$ ). Συνεπώς, υπό μονοαξονική θλιπτική φόρτιση της τοιχοποιίας αναπτύσσεται τριαξονική καταπόνηση στους πλίνθους και στο κονίαμα των αρμών (Στυλιανίδης, 2007).

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας για τους συνήθεις συνδυασμούς πλίνθων και κονιάματος είναι μικρότερη από τη θλιπτική αντοχή των πλίνθων αλλά υπερβαίνει την αντοχή του κονιάματος. Η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή  $f_{wk}$  της άοπλης τοιχοποιίας, με κονίαμα γενικής χρήσης με πληρωμένους τους κατακόρυφους αρμούς υπολογίζεται από την εξίσωση (EC6, EN1996-1-1:2001) :

$$f_{wk} = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} \quad [1.1]$$

Εάν χρησιμοποιείται κονίαμα λεπτής στρώσης, η θλιπτική αντοχή δίνεται από την εξίσωση:

$$f_{wk} = K f_b^{0.85} \quad [1.2]$$

όπου:

K: Ο συντελεστής εξαρτώμενος από τον τύπο των τοιχοσωμάτων και του κονιάματος. Οι τιμές του K δίνονται στον Πίνακα 1.1,

$f_b$ : η ανοιγμένη αντοχή των τοιχοσωμάτων,

$f_m$ : η μέση θλιπτική αντοχή του συνδετικού κονιάματος.

Πίνακας 1.1 Πίνακας υπολογισμού συντελεστή K (EC6).

Υλικό λιθοσωμάτων		Κονίαμα γενικής εφαρμογής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως (N/mm <sup>2</sup> )	Ελαφροκονίαμα 600<ρ<700kg/m <sup>3</sup>	Ελαφροκονίαμα 700<ρ<1500kg/m <sup>3</sup>
<b>Αργίλος</b>	Ομάδα 1	0.5	0.75	0.3	0.4
	Ομάδα 2	0.45	0.55	0.3	0.4
	Ομάδα 3	0.4	0.45	0.2	0.25
	Ομάδα 4	0.35	0.35	0.2	0.25
<b>Πυριτικό Ασβέστιο</b>	Ομάδα 1	0.5	0.8	-	-
	Ομάδα 2	0.45	0.55	-	-
<b>Σκυρόδεμα με αδρανή</b>	Ομάδα 1	0.55	0.8	0.45	0.45
	Ομάδα 2	0.45	0.8	0.45	0.45
	Ομάδα 3	0.4	0.6	-	-
	Ομάδα 4	0.35	-	-	-
<b>Αυτόκλειστο σκυρόδεμα</b>	Ομάδα 1	0.55	0.8	0.45	0.45
<b>Τεχνητοί λίθοι</b>	Ομάδα 1	0.45	0.75	-	-
<b>Λαξευτοί φυσικοί λίθοι</b>	Ομάδα 1	0.45	-	-	-

Για την εφαρμογή των παραπάνω εξισώσεων υπάρχουν ορισμένοι περιορισμοί:

- Η  $f_m$  δεν θα ληφθεί μεγαλύτερη από 20 MPa ούτε μεγαλύτερη από  $2f_b$  για κονίαμα γενικής χρήσης.
- Η  $f_m$  δεν θα ληφθεί μεγαλύτερη από 10 MPa για κονίαμα λεπτής στρώσης.
- Η  $f_m$  δεν θα ληφθεί μεγαλύτερη από 5 MPa για ελαφροβαρές κονίαμα.
- Η τοιχοποιία κατασκευάζεται σύμφωνα με τις προδιαγραφές του κανονισμού.
- Οι αρμοί ικανοποιούν τις απαιτήσεις για να είναι πληρωμένοι.
- Το πάχος της τοιχοποιίας σχηματίζεται έτσι ώστε να μην υπάρχει πουθενά κατακόρυφος αρμός.
- Η  $f_b$  δεν θα ληφθεί μεγαλύτερη από 75 MPa, όταν χρησιμοποιείται κονίαμα γενικής χρήσης.
- Η  $f_b$  δεν θα ληφθεί μεγαλύτερη από 50 MPa, όταν χρησιμοποιείται κονίαμα λεπτής στρώσης.

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται με τη χρήση μειωτικού συντελεστή:

$$f_{wd} = \frac{f_{wk}}{\gamma_m} \quad [1.3]$$

όπου:

$f_{wk}$ : η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή,

$\gamma_m$ : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία (Πίνακας 1.2).

Υπάρχουν πέντε επίπεδα ποιότητας της τοιχοποιίας και δύο κατηγορίες της παραγωγής των τοιχοσωμάτων. Ανάλογα με το συνδυασμό τους καθορίζεται ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_m$  για την τοιχοποιία όπως δίδεται στον Πίνακα 1.2 (EC6, EN1996-1-1:2001).

Πίνακας 1.2 Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τοιχοποιία.

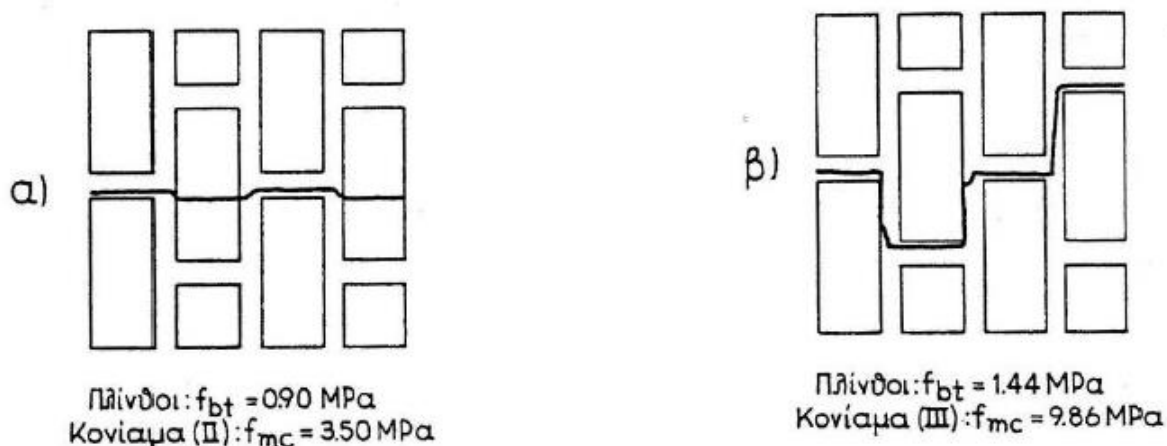
Υλικό	$\gamma_m$				
	Κατηγορία ελέγχου της δόμησης				
	1	2	3	4	5
<b>Τοιχοσώματα κατηγορίας I</b>	1.5	1.7	2	2.2	2.5
<b>Τοιχοσώματα κατηγορίας I και έτοιμο κονίαμα</b>	1.7	2	2.2	2.5	2.7
<b>Τοιχοσώματα κατηγορίας II</b>	2	2.2	2.5	2.7	2.7
<b>Αγκυρώσεις χάλυβα οπλισμού</b>	1.7	2	2.2	2.5	2.7
<b>Χάλυβας οπλισμού</b>	1.2				
<b>Δευτερεύοντα στοιχεία</b>	1.7	2	2.2	2.5	2.7
<b>Ανώφλια</b>	1.5				

### 1.2.3. Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας είναι σαφώς πολύ χαμηλότερη από τη θλιπτική και ποικίλει έντονα ανάλογα με τη γωνία της εφελκυστικής δύναμης ως προς τους οριζόντιους αρμούς (ανισοτροπία) και εξαρτάται από τις παρακάτω παραμέτρους (Βέρρας, 2004):

- Τη συνοχή κονιάματος και λιθοσώματος, δηλαδή την αντίσταση σε ολίσθηση μεταξύ του κονιάματος και του λιθοσώματος. Η συνεργασία κονιάματος και λιθοσώματος επηρεάζεται επιπρόσθετα από τη ροή του νερού, τη συστολή των υλικών, τον βαθμό και τη μεταβολή της ενυδάτωσης, την πυκνότητα των υλικών ενυδάτωσης, το πορώδες, τη χημική συνεργασία καθώς και την εργασιμότητα.
- Την αντοχή του αρμού σε αποκόλληση  $f_{jt}$ .
- Τον λόγο του Poisson του κονιάματος ( $\nu_m$ ) και του λιθοσώματος ( $\nu_b$ ).
- Το είδος του λιθοσώματος και ειδικότερα το πορώδες, την υγρασία, τη μορφή της διεπιφάνειας, τη μακροκατασκευή του (μορφή, ύπαρξη οπών).
- Τα υλικά του κονιάματος και ειδικότερα ο λόγος άμμος / τσιμέντο, ο λόγος τσιμέντο, ο λόγος τσιμέντο / νερό, η περιεκτικότητα σε νερό, τυχόν χημικά πρόσθετα.
- Εφελκυστική αντοχή κονιάματος ( $f_m$ ).

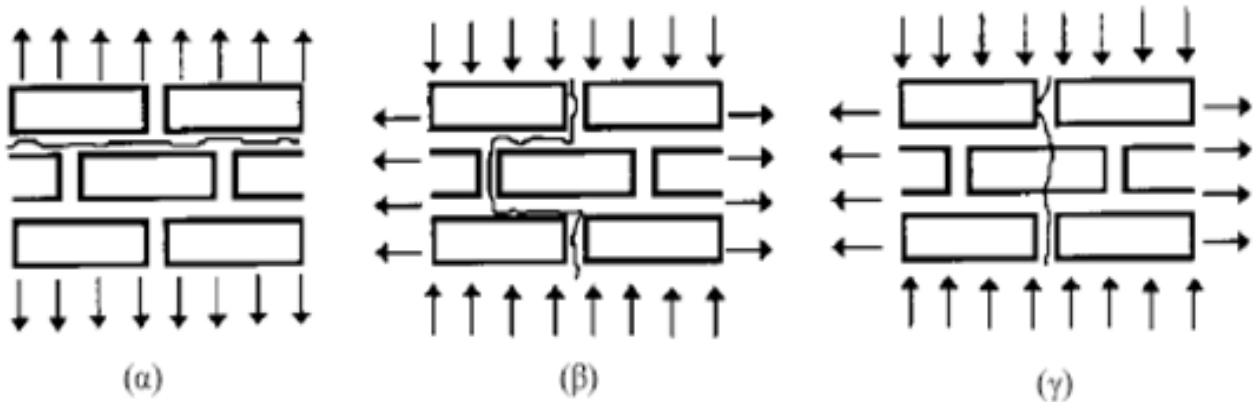
Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας διακρίνεται σε εφελκυστική αντοχή κάθετα ( $f_{wt}^n$ ) και οριζόντια ( $f_{wt}^p$ ) στους αρμούς. Η πρώτη σχετίζεται με την αποκόλληση των αρμών λόγω της υπέρβασης της μικρότερης εκ των δύο αντοχών, της  $f_{jt}$  και της  $f_{mt}$  ενώ η δεύτερη σχετίζεται με διάφορους τύπους αστοχιών. Συνήθως, η εφελκυστική αντοχή παράλληλα στους αρμούς είναι μεγαλύτερη από την εφελκυστική κάθετα σε αυτούς.



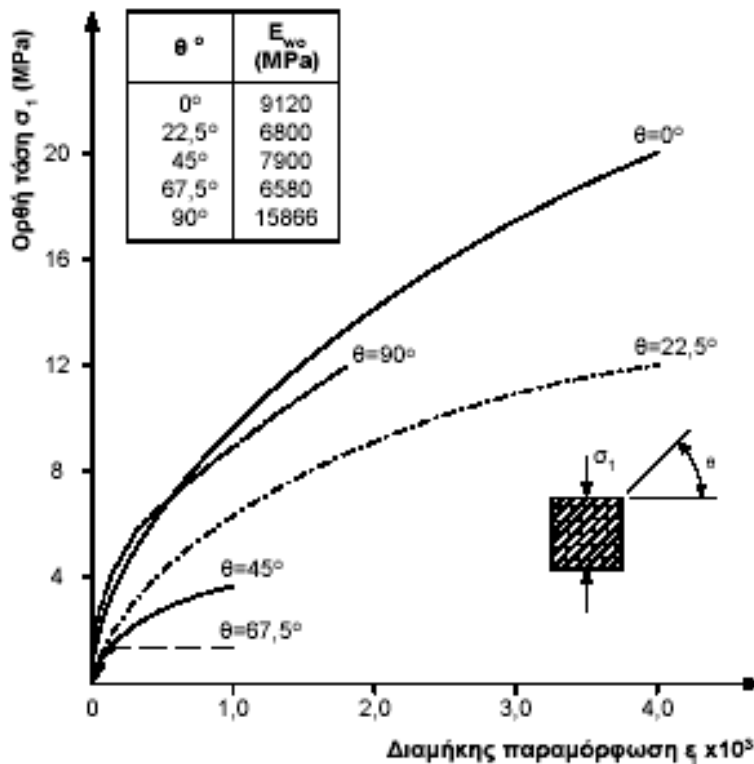
Σχήμα 1.2 Μορφές αστοχίας σε εφελκυσμό παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς σε ασθενείς και ισχυρούς πλίνθους (Ιγνατάκης, 1989).

Όταν υπάρχει εφελκυστική καταπόνηση κάθετα στους αρμούς παρατηρείται αποκόλληση του κονιάματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.3. Αντίθετα, όταν η εφελκυστική δύναμη είναι παράλληλη στους αρμούς η εφελκυστική αντοχή της είναι μεγαλύτερη λόγω της αντίστασης σε ολίσθηση κονιάματος και λιθοσώματος και λόγω της εφελκυστικής αντοχής του λιθοσώματος.

Οι κανονισμοί δεν χρησιμοποιούν την εφελκυστική αντοχή στον σχεδιασμό λόγω του μικρού της μεγέθους και της έντονης ανισοτροπίας (Σχήμα 1.4).



Σχήμα 1.3 Μηχανισμοί εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας (Ιγνατάκης, 1989).



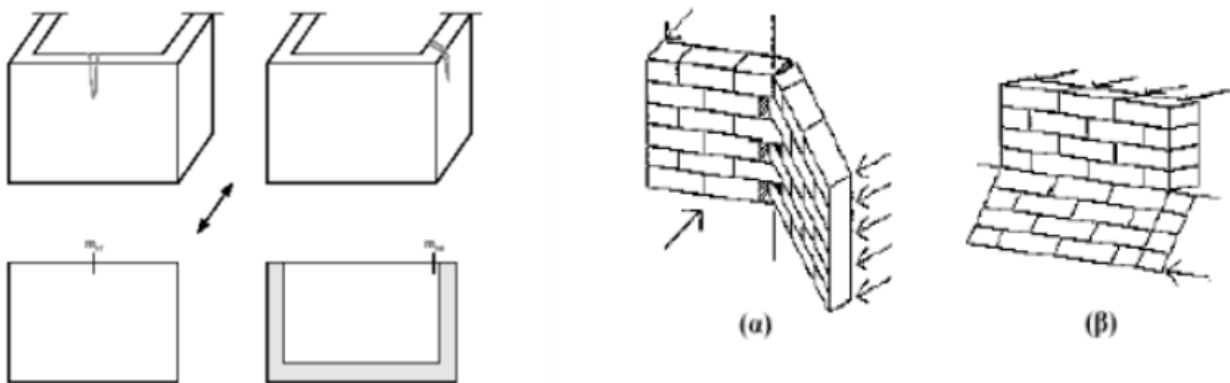
Σχήμα 1.4 Καμπύλες τάσης - διαμήκους παραμόρφωσης για διάφορες γωνίες της δράσης με τους οριζόντιους αρμούς.

Η κατακόρυφη εφελκυστική αντοχή (κάθετα στους οριζόντιους αρμούς) εξαρτάται κυρίως από την αντοχή του κονιάματος, επομένως θα μπορούσε να ισούται με ποσοστό της εφελκυστικής αντοχής του κονιάματος (Στυλιανίδης, 2007):

$$f_w = \zeta f_{mt} \quad [1.4]$$

### 1.2.4. Συμπεριφορά τοιχοποιίας σε εκτός επιπέδου καταπόνηση

Η εκτός επιπέδου κάμψη της τοιχοποιίας είναι μείζονος σημασίας για την ασφάλεια συνολικά της κατασκευής. Επιβάλλεται να εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία στις στάθμες των ορόφων και η επαρκής σύνδεση των οριζόντιων στοιχείων. Η καμπτική αντοχή της τοιχοποιίας σε εκτός επιπέδου κάμψη προσδιορίζεται είτε πειραματικά είτε χρησιμοποιώντας τις τιμές των παρακάτω πινάκων του Εθνικού Προσαρτήματος. Οι εν λόγω τιμές είναι ανάλογες με τη διεύθυνση της κάμψης, το υλικό των λιθοσωμάτων και το είδος και την αντοχή του κονιάματος. Διακρίνονται δύο περιπτώσεις: α) η αντοχή σε κάμψη κατά επίπεδο παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς  $f_{xk1}$  και β) η καμπτική αντοχή κατά επίπεδο αστοχίας κάθετο προς τους οριζόντιους αρμούς  $f_{xk2}$ .



Σχήμα 1.5 Κάμψη πλινθοδομής.

Πίνακας 1.3 Ενδεικτικές τιμές  $f_{xk1}$ .

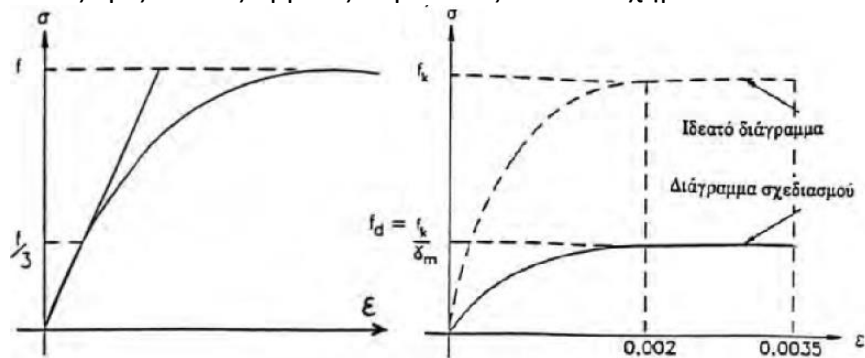
Υλικό λιθοσώματος	$f_{xk1}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
	κονίαμα γενικής εφαρμογής		Κονίαμα λεπτής στρώσης	Ελαφροκονίαμα
	$f_m < 5\text{N/mm}^3$	$f_m > 5\text{N/mm}^3$		
Άργιλος	0.1	0.1	0.15	0.1
Πυριτικό ασβέστιο	0.05	0.1	0.2	-
Σκυρόδεμα με αδρανή	0.05	0.1	0.2	-
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	0.05	0.1	0.15	0.1
Τεχνητοί λίθοι	0.05	0.1	-	-
Λαξευμένοι φυσικοί λίθοι	0.05	0.1	0.15	-

Πίνακας 1.4 Ενδεικτικές τιμές  $f_{xk2}$ .

Υλικό λιθοσώματος	$f_{xk2}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
	κονίαμα γενικής εφαρμογής		Κονίαμα λεπτής στρώσης	Ελαφροκονίαμα
	$f_m < 5\text{N/mm}^2$	$f_m > 5\text{N/mm}^3$		
Άργιλος	0.2	0.4	0.15	0.1
Πυριτικό ασβέστιο	0.2	0.4	0.3	-
Σκυρόδεμα με αδρανή	0.2	0.4	0.3	-
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα ( $\rho < 400\text{kg/m}^3$ )	0.2	0.2	0.2	0.15
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα ( $\rho > 400\text{kg/m}^3$ )	0.2	0.4	0.3	0.15
Τεχνητοί λίθοι	0.2	0.4	-	-
Λαξευμένοι φυσικοί λίθοι	0.2	0.4	0.15	-

### 1.2.5. Μηχανικές σταθερές τοιχοποιίας

Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας υπολογίζεται βάσει της θλιπτικής αντοχής σύμφωνα με την Εξίσωση (1.5) (EC6). Η τοιχοποιία, ως ψαθυρό υλικό δεν μπορεί να υποστεί μεγάλες παραμορφώσεις και έτσι το μέτρο ελαστικότητας της λαμβάνει χαμηλές τιμές (Τάσιος, 1992). Για το μέτρο διάτμησης  $G$  παρατηρείται στη βιβλιογραφία έντονη διασπορά και σχετικά χαμηλές τιμές της τάξεως του 0.1E έως 0.2E. Αυτό αποδίδεται στην επιρροή μικροολισθήσεων στους οριζόντιους αρμούς. Ο Ευρωκώδικας 6 ορίζει μέτρο διάτμησης της τοιχοποιίας ίσο με  $G=0.4E$ . Ο λόγος Poisson δίνεται από την Εξίσωση (1.6) (Tassios and Chronopoulos, 1986). Η γενική μορφή του διαγράμματος τάσεων - παραμορφώσεων της τοιχοποιίας υπό μονοαξονική θλίψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.6.



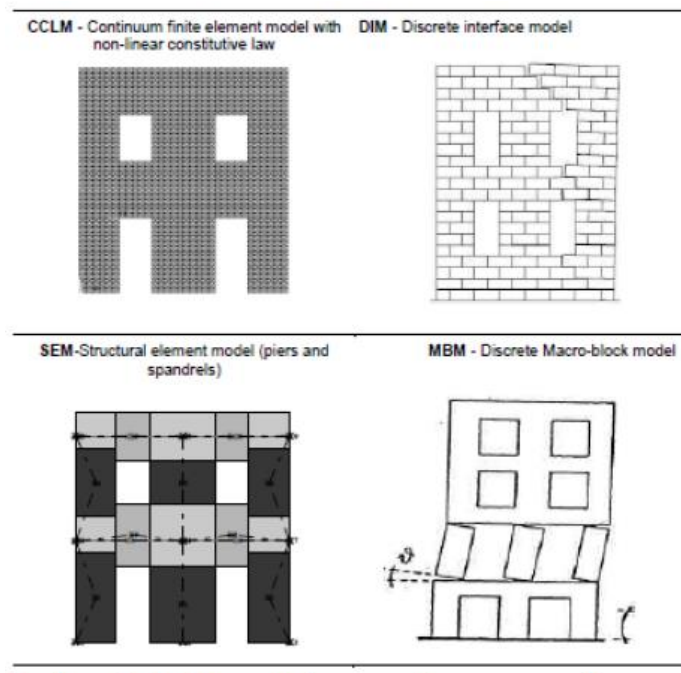
Σχήμα 1.6 Διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων (α) γενικό (β) για τον σχεδιασμό κάμψεως και θλίψεως.

$$E = 1000f_{wc} \quad [1.5]$$

$$\nu = 0.5 - 0.1f_{wc}^{1/6} \quad [1.6]$$

### 1.3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Στη διεθνή βιβλιογραφία προτείνονται διάφορες μεθοδολογίες προσομοίωσης υφιστάμενων λιθόδμητων κατασκευών. Αυτές κατηγοριοποιούνται βάσει είτε του επιπέδου ανάλυσης, είτε του τρόπου προσομοίωσης της συνέχειας της τοιχοποιίας. Για την ακριβή περιγραφή της σύνθετης συμπεριφοράς της τοιχοποιίας χρησιμοποιούνται μοντέλα σε επίπεδο υλικού. Σε αυτό το επίπεδο θεμελιώδη ρόλο έχει η φύση της σύνθεσης του υλικού, το οποίο μπορεί να θεωρηθεί ετερογενές. Αυτές οι πρακτικές προσομοίωσης είναι οι πλέον ακριβείς και συνήθως απαιτούν αυξημένο υπολογιστικό κόστος.



Σχήμα 1.7 Διαφορετικά μοντέλα προσομοίωσης τοιχοποιίας (Lagomarsino et al., 2014).

Η προσομοίωση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς και η εφαρμογή μη- γραμμικών αναλύσεων ολόκληρης της κατασκευής περιλαμβάνουν ένα επιπλέον επίπεδο πολυπλοκότητας λόγω του υψηλού υπολογιστικού κόστους των συνεχών μη-γραμμικών καταστατικών νόμων. Η κυρίαρχη ιδέα των μοντέλων που έχουν αναπτυχθεί σε επίπεδο δομικού στοιχείου είναι ο καθορισμός, εντός της συνέχειας της τοιχοποιίας, τμημάτων της κατασκευής που υπόκεινται σε επαναλαμβανόμενες μορφές αστοχίας. Επομένως, η κατασκευή αντιμετωπίζεται όχι ως συνεχής αλλά ως ένα σύνολο από τμήματα με κοινή μηχανική συμπεριφορά. Σε αυτό το επίπεδο ανάλυσης, δύο διαφορετικές πρακτικές συνήθως υιοθετούνται.

Η πρώτη είναι η διακριτή πρακτική, στην οποία λαμβάνεται η διακριτή συμπεριφορά ενός συνόλου τμημάτων από τοιχοποιία που συνδέονται με διεπιφάνειες. Το σχήμα κάθε τμήματος καθορίζεται από τον επαναλαμβανόμενο τύπο ρηγμάτωσης που παρατηρείται στις μετασεισμικές έρευνες. Κάθε τμήμα τοιχοποιίας θεωρείται ως άκαμπτο ή ελαστικό (σε

ορισμένες περιπτώσεις, η κυρίαρχη σύνθλιψη περιορίζεται από ελαστοπλαστικούς ή άκαμπτους - πλαστικούς νόμους). Η μη-γραμμική συμπεριφορά συγκεντρώνεται στις διεπιφάνειες, οι οποίες θεωρούνται ως αρμοί μηδενικής αντίστασης σε εφελκυσμό, που είναι ικανοί, σε ορισμένες περιπτώσεις, να μεταφέρουν δυνάμεις τριβής. Η δεύτερη πρακτική είναι η συνεχής, που απαιτεί τον καθορισμό των μακροσκοπικών δομικών στοιχείων. Τα στοιχεία αυτά ορίζονται από γεωμετρικά και κινηματικά κριτήρια συνήθως μέσω της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, όπως είναι τα επιφανειακά και τα γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία, και αντιστοιχούν σε τμήματα της κατασκευής, όπως είναι οι πεσσοί, οι διαδοκίδες, τα φαντώματα ή τα αρχιτεκτονικά στοιχεία με συγκεκριμένες συντομικές συνθήκες.

#### 1.4. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Για την ορθή περιγραφή της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς των υλικών απαιτείται ο προσδιορισμός τόσο των καταστατικών νόμων όταν το υλικό βρίσκεται στην ελαστική περιοχή όσο και του κριτηρίου διαρροής (Ιγνατάκης, 1989). Επίσης, πρέπει να προσδιοριστούν οι μικροαυξητικές σχέσεις τάσεων - παραμορφώσεων κατά τη διάρκεια της διαρροής, όταν δηλαδή η παραμόρφωση αποτελείται από αντιστρέψιμες και μη, συνιστώσες. Συγκεκριμένα, για την περίπτωση μιας ανομοιογενούς και ανισότροπης δομής όπως η τοιχοποιία, η επιλογή του κατάλληλου κριτηρίου αστοχίας είναι υψίστης σημασίας. Η ρηγμάτωση της τοιχοποιίας αποδίδεται στα εξής αίτια:

- Στην ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων λόγω της εγκάρσιας διόγκωσης του υλικού υπό μονοαξονική θλίψη.
- Στην ανάπτυξη διατμητικών τάσεων σε συνάρτηση πάντα με το επίπεδο των ορθών θλιπτικών τάσεων.

Η επιλογή του κατάλληλου κριτηρίου αστοχίας εξαρτάται από την φύση των υλικών. Για την τοιχοποιία και γενικότερα για όλα τα ψαθυρά υλικά, έχουν προταθεί αρκετά κριτήρια διαρροής όπως τα κριτήρια Yokel-Fattal και Drucker-Prager. Το κριτήριο των Drucker-Prager αποτελεί την πλέον χρηστική και διαδεδομένη επιλογή. Η επιφάνεια διαρροής κατά το κριτήριο Drucker-Prager προκύπτει από την εξίσωση:

$$f(\sigma) = F(\sigma) - \sigma_{\gamma}(\kappa) = \rho I_1 + \sqrt{J_2'} - \sigma_{\gamma}(\kappa) \quad [1.7]$$

όπου:

$\sigma_{\gamma}(\kappa)$ : η ισοδύναμη τάση διαρροής που μπορεί να εξαρτάται από την παράμετρο κράτυνσης,

$I_1$ : η πρώτη αναλλοίωτη του τανυστή τάσης που ισούται με το άθροισμα των τάσεων της κύριας διαγωνίου, δηλαδή:

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad [1.8.]$$

$J_2'$ : η δεύτερη αναλλοίωτη του αποκλίνοντα τανυστή τάσης.



Στη διεθνή βιβλιογραφία προτείνονται διάφοροι τρόποι προσομοίωσης της μη-γραμμικής συμπεριφοράς της φέρουσας λιθοδομής. Σύμφωνα με μια από τις επικρατέστερες μεθόδους ο φορέας προσομοιώνεται μέσω ενός ισοδύναμου πλαίσιακού φορέα. Προκειμένου να γίνει μια ικανοποιητική προσέγγιση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς της κατασκευής, χρησιμοποιούνται στοιχεία σημειακής πλαστικοποίησης στα μέλη του πλαισίου (*Chen et. al., 2007*). Ένας δεύτερος τρόπος προσομοίωση επιτυγχάνεται με το μοντέλο των μακροστοιχείων. Τα στοιχεία αυτά διαιρούνται σε τρεις υποπεριοχές. Οι δύο ακραίες περιοχές συμπεριφέρονται σύμφωνα με καμπτικούς - λικνιστικούς νόμους, ενώ η κεντρική περιοχή συμπεριφέρεται σύμφωνα με διατμητικούς νόμους (*Lagomarsino, 2006*).

Η προσομοίωση στην παρούσα εργασία γίνεται με χρήση της μεθόδου των επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων. Για την προσομοίωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε διακριτό είτε συνεχές μοντέλο. Στο διακριτό μοντέλο προσομοιώνονται χωριστά οι λίθοι και το κονίαμα, ενώ στο συνεχές η τοιχοποιία ως ένα ενιαίο σύνθετο υλικό. Στην περίπτωση του συνεχούς μοντέλου η μη-γραμμική συμπεριφορά λαμβάνεται με την εφαρμογή κατάλληλων καταστατικών νόμων και κριτηρίου διαρροής - αστοχίας για το σύνολο της τοιχοποιίας (*Karros, 2002*).



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2<sup>ο</sup>

## ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

---

### 2.1. ΣΚΟΠΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

Ως ενίσχυση ορίζεται η αύξηση της αντοχής μιας υφιστάμενης λιθόδομητης κατασκευής έναντι συγκεκριμένων συνδυασμών δράσεων. Οι κύριοι λόγοι εφαρμογής μέτρων ενίσχυσης σε υφιστάμενες κατασκευές είναι:

- Η απαίτηση ανταπόκρισης τους, στα σύγχρονα επίπεδα ασφαλείας.
- Η αλλαγή των φορτίων, που οφείλονται στην αλλαγή χρήσης του κτιρίου.

Οι βασικότεροι στόχοι των ενισχύσεων είναι οι ακόλουθοι:

- Η βελτίωση της ακεραιότητας του τοίχου (για την αποτροπή της αποκόλλησης των λίθων).
  - Η αποκατάσταση/ενίσχυση της συνέχειας σε συνδέσεις τοίχου με τοίχο (με επαρκή δύναμη για να αντισταθούν στις εφελκυστικές και διατμητικές δυνάμεις).
- Η αύξηση της εκτός επιπέδου καμπτικής αντοχής των τοίχων.
- Η σύνδεση των μελών των ορόφων με την κορυφή των τοίχων (για αποτροπή της σχετικής μετακίνησης).

Αρχικά πραγματοποιείται η αντιμετώπιση βλαβών και παθογενειών που υφίστανται στην τοιχοποιία, όπως επίσης και των αιτίων που τις προκάλεσαν. Στη συνέχεια, γίνεται η αποκατάσταση της κατασκευής, δηλαδή η επισκευή και η ενίσχυση, με στόχο την αύξηση της φέρουσας ικανότητάς της έναντι κατακόρυφων και σεισμικών φορτίων. Σημειώνεται ότι

ενίσχυση μπορεί να γίνει και σε μια κατασκευή που δεν έχει υποστεί βλάβες. Είναι απαραίτητο όμως να είναι γνωστά τα πιο τρωτά σημεία της και να προβλεφθεί η συμπεριφορά της για τις ασκούμενες δράσεις, ώστε να γίνει η επιλογή της πλέον ενδεδειγμένης επέμβασης.

## 2.2. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Οι παράγοντες που πρέπει να συνεκτιμηθούν για την επιλογή της τεχνικής επέμβασης - ενίσχυσης είναι οι παρακάτω (κριτήρια επεμβάσεων):

- η δομική συμπεριφορά της επέμβασης,
- η αντιστρεψιμότητα των μεθόδων,
- η δυνατότητα ή η απαίτηση να διατηρηθεί η μορφή της κατασκευής και μετά την επέμβαση (πολλές φορές ανάλογα και με την πολιτιστική, ιστορική αξία του δομήματος),
- η συμβατότητα με τα υλικά της κατασκευής,
- η διαχρονικότητα της επέμβασης,
- το οικονομικό κόστος της επέμβασης και της μελλοντικής συντήρησης, ως προς τη συνολική αξία του έργου,
- ο χρόνος εκτέλεσης των εργασιών,
- οι επιπτώσεις στους χρήστες του κτιρίου, ειδικά εάν αυτό τίθεται εκτός λειτουργίας για αρκετό διάστημα,
- η δυνατότητα επαρκούς και ευσταθούς υποστύλωσης κατά τη διάρκεια των εργασιών επισκευής ή ενίσχυσης.

## 2.3. ΑΡΧΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Οι αρχές με βάση τις οποίες γίνονται οι επεμβάσεις είναι οι ακόλουθες:

- Είναι επιθυμητή η μείωση του βάρους της κατασκευής με την αφαίρεση ή αντικατάσταση δομικών ή διακοσμητικών στοιχείων μεγάλου βάρους με ελαφρότερα.
- Κρίνεται σκόπιμη η αναδόμηση ανοιγμάτων που βρίσκονται κοντά στις γωνίες του κτιρίου και εξασθενούν τη σύνδεση των διασταυρούμενων τοίχων.
- Η προσθήκη νέων τοίχων σε κατάλληλες θέσεις με στόχο τη διόρθωση έντονης εκκεντρότητας μεταξύ κέντρου βάρους και κέντρου στροφής του κτίσματος (μη κανονική κάτοψη) είναι συχνά προτιμότερη από την υιοθέτηση ισχυρών και εκτεταμένων ενισχύσεων.
- Κριτήριο για την επιλογή των μεθόδων και τεχνικών επεμβάσεων πρέπει να αποτελεί (πέραν της οικονομίας) η τεχνική δυνατότητα ή σκοπιμότητα εφαρμογής τους στις

ιδιαίτερες τοπικές συνθήκες (επίπεδο εξοπλισμού, εμπειρίας συνεργείων και επίβλεψης, προσπελασιμότητα, δυνατότητα ελέγχου ποιότητας, σημασία και γενικότερη αξία κτίσματος).

- Σε περίπτωση αντίστοιχων βλαβών ή αμφιβολιών ως προς την επάρκειά τους, είναι σκόπιμη η βελτίωση των συνδέσεων μεταξύ φερόντων στοιχείων (σύνδεση διασταυρούμενων ή παράλληλων τοίχων, αγκύρωση διαφραγμάτων στα κατακόρυφα στοιχεία κ.λπ.).
- Είναι γενικά επιθυμητή η βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας με την αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής των πατωμάτων.
- Στην περίπτωση που κατά την κατασκευή δεν είχε προβλεφθεί διάφραγμα στο επίπεδο των πατωμάτων ή της στέγης, η προσθήκη νέου διαφράγματος τις περισσότερες φορές έχει ως συνέπεια τη δραστική μείωση της ανάγκης πρόσθετων τοπικών ενισχύσεων.

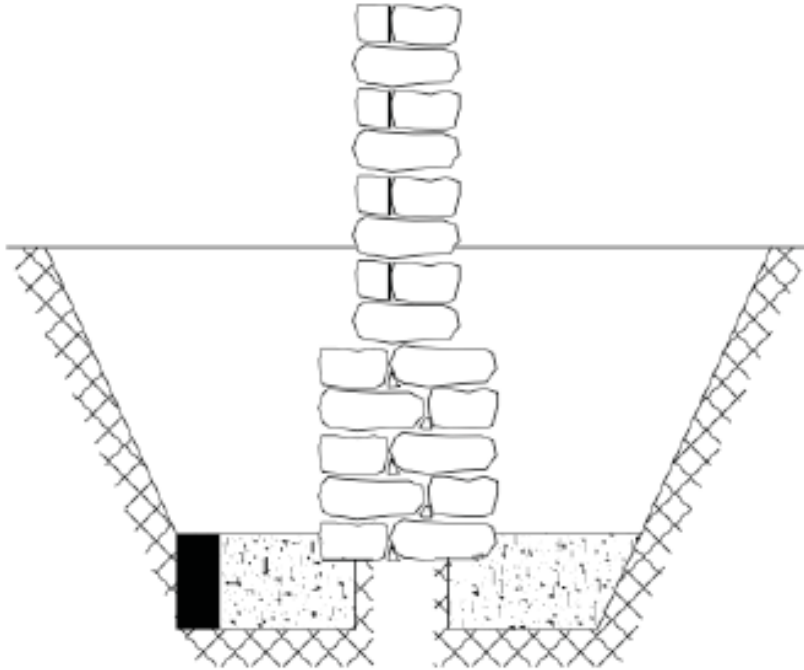
## 2.4. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ

Τα προβλήματα θεμελίωσης αποτελούν μια από τις κυριότερες αιτίες πρόκλησης βλαβών κτιρίων φέρουσας τοιχοποιίας. Κυριότερες αιτίες βλαβών είναι η έδραση σε διογκούμενα εδάφη, η συμπύκνωση χαλαρών επιχωματώσεων, η ύπαρξη υπόγειων ροών και η μεταβολή της στάθμης των υπόγειων υδάτων. Για τον προσδιορισμό πιθανών τέτοιων προβλημάτων απαιτείται γεωλογική μελέτη μέσω γεωτρήσεων στη θέση του έργου. Στην περίπτωση που διαπιστώνεται πιθανότητα μελλοντικών αστοχιών λόγω προβλημάτων θεμελίωσης, πραγματοποιείται ενίσχυση της θεμελίωσης.

### 2.4.1. Αβαθής υποθεμελίωση

Η αβαθής υποθεμελίωση αποτελεί την πλέον διαδεδομένη μέθοδο ενίσχυσης της θεμελίωσης. Εφαρμόζεται ως επί το πλείστον σε κατασκευές μικρής σπουδαιότητας, εξαιτίας του χαμηλού κόστους και της εύκολης εφαρμογής σε σχέση με τις υπόλοιπες μεθόδους. Εφαρμόζεται κυρίως σε κατασκευές δευτερεύουσας σημασίας και σε περιπτώσεις όπου τα προβλήματα του υπεδάφους είναι περιορισμένα. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου, πραγματοποιείται διαπλάτυνση του πέδιλου με αποτέλεσμα τη μείωση του μεγέθους των τάσεων στη διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου και τον περιορισμό των διαφορικών καθιζήσεων. Η βελτίωση της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης εξαρτάται από την ποιότητα σύνδεσης των νέων στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος με την υφιστάμενη θεμελίωση, η επίτευξη της οποίας απαιτεί σχολαστικές και εκτενείς εργασίες, κυρίως σε περίπτωση αμφίπλευρης ενίσχυσης. Πρέπει να σημειωθεί ότι αβαθής θεμελίωση δεν συνίσταται να εφαρμοστεί στην περίπτωση που ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται στο επίπεδο της θεμελίωσης. Αβαθής υποθεμελίωση μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε με μονόπλευρη ή αμφίπλευρη αύξηση της επιφάνειας του θεμελίου είτε με υψίκορμες πεδילוδοκούς. Η τοποθέτηση της αβαθούς υποθεμελίωσης

γίνεται τμηματικά, με την κατασκευή “ντουλαπιού” με σταδιακή υποσκαφή στο μισό πάχος των θεμελίων, σκυροδέτηση και επανάληψη των εργασιών στο άλλο μισό πάχος ή με κατασκευή περιμετρικής εξωτερικής ζώνης Ο/Σ με ελάχιστο οπλισμό 4Φ16.

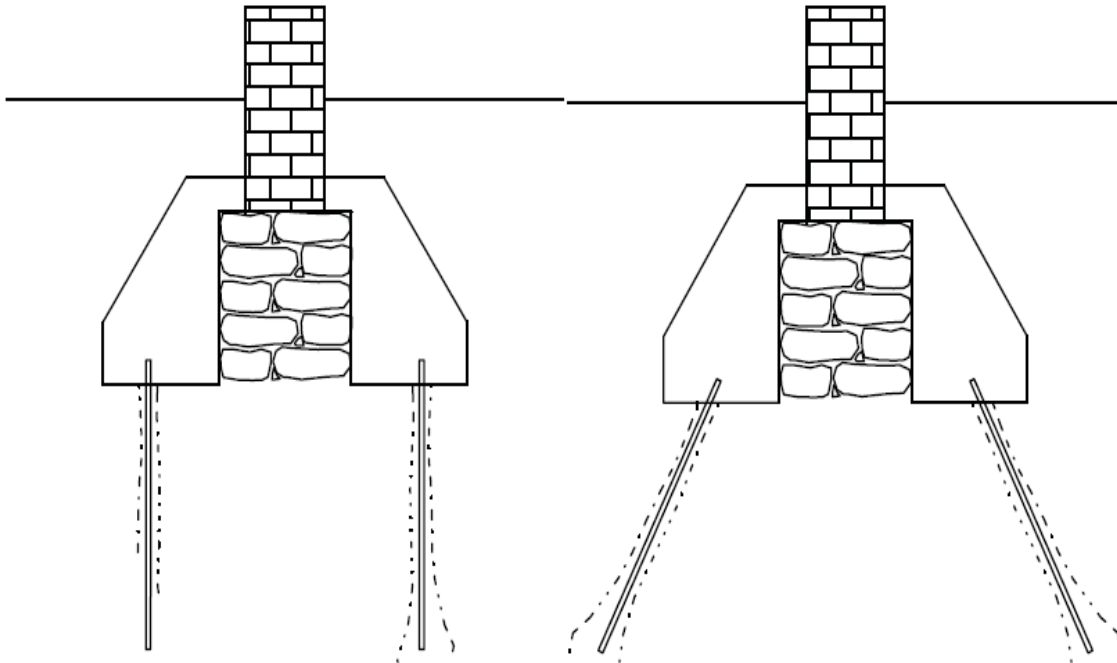


Σχήμα 2.1 Σκαρίφημα αβαθούς υποθεμελίωσης.

#### 2.4.2. Βαθιά υποθεμελίωση με μικροπασσάλους

Η βαθιά υποθεμελίωση με μικροπασσάλους χρησιμοποιείται για τη βελτίωση της φέρουσας ικανότητας τόσο του εδάφους όσο και της θεμελίωσης. Η τεχνική αυτή εφαρμόζεται στις περιπτώσεις που είναι αδύνατη η εφαρμογή των αβαθών υποθεμελιώσεων λόγω μη συνεκτικών εδαφών και της στάθμης του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα. Η ταχύτατη κατασκευή της υποθεμελίωσης, η αποφυγή εργασιών υποσκαφής, η μη διαταραχή του υπεδάφους έδρασης και η ικανότητα σταδιακής παραλαβής των φορτίων, αποτελούν τα κύρια πλεονεκτήματα της μεθόδου. Για την τοποθέτηση των μικροπασσάλων απαιτείται η χρήση ενός ευέλικτου και ισχυρού γεωτρύπανου, ικανού να διατρήσει κάθε είδος εδάφους και θεμελίωσης. Η συμμετρική και από τις δύο πλευρές του τοίχου διάταξη μικροπασσάλων, αποτελεί τη βέλτιστη επιλογή, ωστόσο, υπάρχει συνήθως δυσκολία κατά την τοποθέτησή τους στην εσωτερική πλευρά της θεμελίωσης και το κόστος εφαρμογής της τεχνικής είναι αρκετά υψηλό. Για τους λόγους αυτούς πριν την τοποθέτηση των μικροπασσάλων εξετάζονται οι εδαφικές συνθήκες και η δυνατότητα πρόσβασης του γεωτρύπανου στις δύο πλευρές του τοίχου.

Οι μικροπάσσαλοι κατηγοριοποιούνται σε δυο επιμέρους ομάδες, τους μικροπασσάλους με και χωρίς κεφαλόδεσμο. Οι μικροπάσσαλοι με κεφαλόδεσμο αυξάνουν τη μονολιθικότητα στη θεμελίωση, περιορίζοντας σημαντικά τις διαφορικές καθιζήσεις. Στην περίπτωση που δεν κατασκευάζεται κεφαλόδεσμος, δεν υπάρχει κίνδυνος πρόσθετων ρηγματώσεων στην τοιχοποιία, ενώ ταυτόχρονα γίνεται σταδιακή παραλαβή των φορτίων των τοίχων και μεταφορά τους σε μεγαλύτερο βάθος, με αποτέλεσμα το σημαντικό περιορισμό των τάσεων στο επίπεδο της θεμελίωσης και τη σταθεροποίηση των μετακινήσεων των θεμελίων.



Σχήμα 2.2 Βαθιά υποθεμελίωση με μικροπασσάλους.

### 2.4.3. Ενίσχυση εδάφους

Η ενίσχυση του εδάφους πραγματοποιείται με τον εμποτισμό του με ενέματα υψηλής αντοχής, όταν κρίνεται αναγκαία η βελτίωση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης. Η απόσταση των οπών εισαγωγής ενεμάτων δεν πρέπει να ξεπερνάει το ένα μέτρο και εξαρτάται από τις ιδιότητες της τοιχοποιίας και του εδάφους. Η τεχνική της ενίσχυσης εφαρμόζεται τόσο σε συνεκτικά, όσο και σε μη συνεκτικά εδάφη, καθώς και σε ρηγματωμένο βράχο με επικοινωνούσες ρωγμές. Η ύπαρξη ενεμάτων μικρού ιξώδους κάνει την τεχνική αυτή ολοένα και πιο ελκυστική. Με τη μέθοδο αυτή βελτιώνονται τα χαρακτηριστικά του εδάφους και όχι η μονολιθικότητα της θεμελίωσης. Η αποτελεσματικότητα της τεχνικής εξαρτάται από την ομοιομορφία της διασποράς του ενέματος κάτω από τη θεμελίωση. Σε περιπτώσεις ανομοιογένειας του εδάφους, η ομοιόμορφη διασπορά του ενέματος καθίσταται ιδιαίτερα δύσκολη, ενώ η διείδυση του ενέματος σε μεγάλη έκταση ενδέχεται να οδηγήσει σε σημαντική αύξηση του κόστους.

## 2.5. ΔΙΑΖΩΜΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

### 2.5.1 Ορισμός - Χρήση διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος

Η εφαρμογή διαζωμάτων Ο/Σ είναι μια αποτελεσματική και σχετικά οικονομική μέθοδος ενίσχυσης κατασκευών φέρουσας τοιχοποιίας, μέσω της οποίας αυξάνεται η εκτός επιπέδου αντοχή. Η τοποθέτηση διαζωμάτων συμβάλει επίσης στη βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας. Επιπλέον, επιτυγχάνεται ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων της στέγης με παράλληλη διόρθωση προβλημάτων στις περιοχές γωνιών και διασταυρώσεων τοίχων, έδρασης και αγκύρωσης δαπέδων και στεγών. Προτιμάται η κατασκευή διαζωμάτων περιορισμένου ύψους (μέχρι 25cm) με στόχο να μην επιβαρυνθεί με επιπλέον βάρος η κατασκευή με συνέπεια την αύξηση των αδρανειακών δυνάμεων λόγω σεισμού.

### 2.5.2 Στάδια εργασιών κατασκευής διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος

Η εφαρμογή διαζώματος σε υφιστάμενες κατασκευές απαιτεί την αφαίρεση ορισμένων λίθων της τοιχοποιίας. Για το λόγο αυτό απαιτείται κατάλληλη υποσύλωση της στέγης και των δαπέδων με στόχο την αποφυγή περαιτέρω βλαβών. Η κατασκευή διαζωμάτων Ο/Σ στο επίπεδο της στέγης είναι σχετικά απλή, αντίθετα η κατασκευή διαζωμάτων σε ενδιάμεσες στάθμες ορόφων παρουσιάζει ιδιαίτερες δυσκολίες. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι μέθοδοι κατασκευής ανάλογα με τη στάθμη εφαρμογής.



Σχήμα 2.3 Διάζωμα Οπλισμένου Σκυροδέματος.

#### 2.5.2.1. Κατασκευή διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα στη στάθμη της στέγης

Όταν υπάρχει αρκετό κενό μεταξύ αμείβοντα ζευκτών και τοίχου, αφαιρούνται μερικές σειρές κεραμιδιών για να διευκολύνεται η εργασία, τοποθετείται επί του τοίχου ο οπλισμός, καλουπώνονται τα πλαϊνά και εγχύεται το σκυρόδεμα. Με αυτόν τον τρόπο δημιουργείται το περιμετρικό διάζωμα. Πρέπει να ληφθεί ιδιαίτερη μέριμνα για την προστασία έναντι υγρασίας



των ελκυστήρων των ζευκτών που περικλείονται από σκυρόδεμα. Για ανεπίχριστη τοιχοποιία το διάζωμα μπορεί να μην εκτείνεται μέχρι την εξωτερική παρειά του τοίχου, αλλά να αφήνεται τμήμα της διατομής για να γίνει επένδυση με το υλικό του τοίχου. Εναλλακτικά, μπορεί να κατασκευαστεί σενάζ το οποίο περισφίγγει τη στέψη από πάνω και στο πλάι (εσωτερικά και εξωτερικά) και στο οποίο οι πλαϊνές στρώσεις συνδέονται με ράβδους  $\Phi 10$  σε διαμπερείς οπές που απέχουν περίπου 1m και οι οποίες πληρούνται με τσιμεντένεμα.

Όταν δεν υπάρχει αρκετός χώρος (λόγω μικρής κλίσης της στέγης), για να κατασκευαστεί το διάζωμα απαιτείται ανάσχυση ή υποσύλωση της στέγης. Σε αυτήν την περίπτωση πρέπει να λαμβάνεται μέριμνα ώστε η υποσύλωση να μη μεταφέρει τα φορτία στο δάπεδο του τελευταίου ορόφου, αλλά να υποστυλώνονται και τα υπόλοιπα δάπεδα μέχρι το έδαφος. Το διάζωμα πρέπει να έχει πάχος όσο το πάχος του τοίχου, ύψος 15-20cm, ελάχιστο διαμήκη οπλισμό 4 $\Phi 16$  και συνδετήρες  $\Phi 6/20$ . Σε περιπτώσεις που είναι επιτρεπτό, συνίσταται η κατασκευή γείσου ύψους 15-20cm που περιβάλλει την εξωτερική όψη του τοίχου.



Σχήμα 2.4 Τοποθέτηση διαζώματος στη στάθμη της στέγης.

#### 2.5.2.2. Κατασκευή διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα σε ενδιάμεσες στάθμες

Για αυτού του τύπου την επέμβαση απαιτείται καθαίρεση τμήματος του τοίχου και κατασκευή του διαζώματος σε δύο στάδια. Σε κάθε στάδιο κατασκευάζεται διάζωμα στο μισό πάχος του τοίχου, ο οποίος ανάλογα με τη σταθερότητα και συνοχή της τοιχοποιίας, ίσως να πρέπει να υποστυλωθεί στην περιοχή της τομής. Η υποσύλωση κρίνεται απαραίτητη, αν τα καθαιρούμενα τμήματα του τοίχου έχουν μεγάλο μήκος, ενώ μπορεί να αποφευχθεί, αν η κατασκευή των διαζωμάτων γίνει τμηματικά κατά μήκος ισχυρών καλοδομημένων τοίχων. Σε περίπτωση ολικής υποσύλωσης του τοίχου, οι σιδηροδοκοί διατομής «Τ» που χρησιμοποιούνται για την υποσύλωση, αποτελούν συγχρόνως και τον οπλισμό του

διαζώματος. Μετά την τοποθέτηση της σιδηροδοκού της μιας παρειάς, καθαιρείται το υπόλοιπο πάχος του τοίχου, αποκαθίστανται τα χαλαρά τμήματα με νέα λιθοσώματα, τοποθετείται η δεύτερη σιδηροδοκός και τελικά διαμορφώνεται το διάζωμα προς τις εξωτερικές παρειές. Οι σιδηροδοκοί των δύο παρειών συνίσταται να συνδέονται μεταξύ τους με κοχλίες σε τακτές αποστάσεις.

Στην περίπτωση που δεν γίνει υποσύλωση με σιδηροδοκούς, η κατασκευή των διαζωμάτων μπορεί να γίνει σε δύο φάσεις. Στην πρώτη φάση, καθαιρείται ο τοίχος κατά το μισό πάχος του και κατασκευάζεται το διάζωμα που οπλίζεται με διαμήκη οπλισμό και κλειστούς συνδετήρες με ισχυρές αναμονές. Στη δεύτερη φάση, καθαιρείται το υπόλοιπο πάχος του τοίχου, τοποθετούνται οι διαμήκεις οπλισμοί, αναδιπλώνονται οι αναμονές των συνδετήρων του προηγούμενου σταδίου και συγκολλούνται στους συνδετήρες σχήματος «U» του δεύτερου σταδίου, ενώ στο τέλος γίνεται η έγχυση του σκυροδέματος. Σε τοίχους μεγάλου πάχους ή σε εμφανείς τοιχοδομές, η κατασκευή διαζωμάτων δεν είναι απαραίτητο να γίνεται μέχρι την εξωτερική ορατή επιφάνεια, αλλά μπορεί να σταματήσει εσωτερικά αυτής.

## **2.6. ΑΡΜΟΛΟΓΗΜΑ**

### **2.6.1 Ορισμός - Χρήση αρμολογήματος**

Η αντικατάσταση του κονιάματος των αρμών, σε μικρό βάθος με άλλο ισχυρότερο κονίαμα ονομάζεται αρμολόγημα. Η εφαρμογή της μεθόδου αποσκοπεί στην αύξηση της αντοχής του τοίχου (κυρίως της διατμητικής) με αντικατάσταση του συνδετικού διαβρωμένου κονιάματος με ισχυρότερο κονίαμα. Βασικό κριτήριο κατά την επιλογή του κονιάματος είναι η συμβατότητα με τους λίθους από φυσική, μηχανική και χημική άποψη. Συνήθως, αρμολόγημα χρησιμοποιείται σε λιθοδομές μικρού πάχους ( $t < 300-400\text{mm}$ ) ή πλινθοδομές, που παρουσιάζουν ρωγμές πάχους μέχρι  $10\text{mm}$ . Το επιθυμητό βάθος αρμολογήματος προσδιορίζεται από την κατάσταση της τοιχοποιίας μετά από τοπικούς ελέγχους. Ένα πολύ βαθύ αρμολόγημα ενδέχεται να οδηγήσει σε χαλάρωση της συνοχής και απόσπαση των λιθοσωμάτων κατά τη διάρκεια των εργασιών. Σε λιθοδομές προτείνεται το αρμολόγημα να μην ξεπερνάει τα  $100\text{mm}$  και σε οπτοπλινθοδομές τα  $300\text{mm}$ . Πολλές φορές, για την επίτευξη κατακόρυφης ευστάθειας, πρέπει να πραγματοποιηθεί αρμολόγημα και από τις δύο πλευρές της τοιχοποιίας. Σε αυτήν την περίπτωση, η τοιχοποιία αρμολογείται πρώτα στη μία και μετά στην άλλη πλευρά. Σε περιπτώσεις όπου απαιτείται η βελτίωση της πλαστιμότητας της κατασκευής, τοποθετείται μεταλλικός οπλισμός στους αρμούς έδρασης.

### **2.6.2. Αποτελέσματα εφαρμογής αρμολογήματος**

Η αντικατάσταση του κονιάματος αποσκοπεί στη μείωση του συντελεστή συστολής και στην αύξηση της ανθεκτικότητας. Επίσης, η αντοχή του νέου κονιάματος πρέπει να μην υπερβαίνει την αντοχή των λιθοσωμάτων. Για τον λόγο αυτό, η περιεκτικότητα σε τσιμέντο δεν πρέπει να

υπερβαίνει το 20% του συνολικού όγκου άσβεστου/τσιμέντου. Τα νέα τσιμεντοκονιάματα συνήθως αποτελούνται από κανονικό τσιμέντο Portland και άμμο σε αναλογία 1,5:2 και αναδεύονται σε αναμικτήρες με κατάλληλη ποσότητα νερού. Η ακριβής σύνθεση του εκάστοτε κονιάματος επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψιν τις περιβαλλοντικές συνθήκες στις οποίες εκτίθεται.

Το μέγεθος της αντικατάστασης του υπάρχοντος κονιάματος με νέο κονίαμα υψηλής αντοχής καθορίζει την αποτελεσματικότητα της μεθόδου. Η βελτίωση της αντοχής της τοιχοποιίας έχει τοπικό χαρακτήρα, καθώς η αύξηση της αντοχής παρατηρείται στις περιοχές αντικατάστασης του κονιάματος. Το χαμηλό κόστος και η μη απαίτηση ειδικού εξοπλισμού, διέδωσαν τη χρήση της μεθόδου.



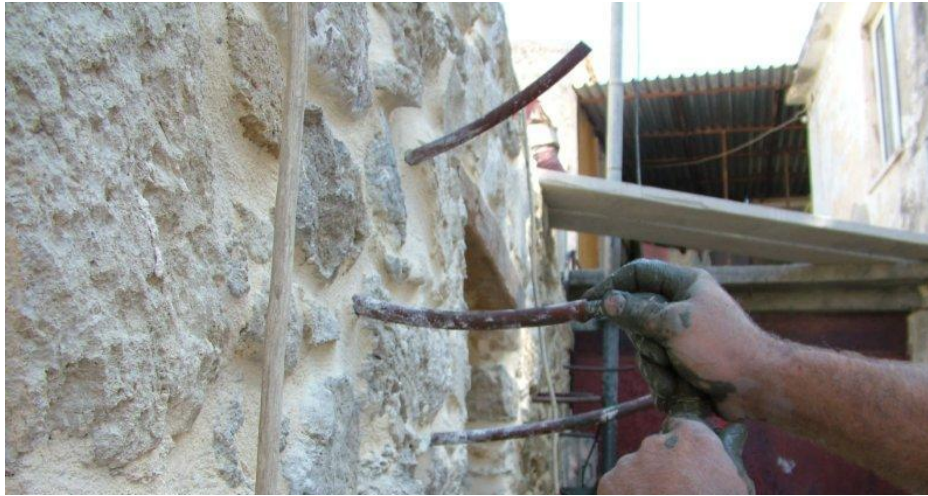
*Σχήμα 2.5 Εργασίες αρμολογήματος σε λιθοδομή.*

## **2.7. ΕΝΕΜΑΤΑ**

### **2.7.1 Χρήση ενεμάτων**

Ένεμα ή εμποτισμός ονομάζεται η διαδικασία εισαγωγής ενός υλικού υπό υγρή μορφή στην τοιχοποιία, το οποίο στη συνέχεια στερεοποιείται και της προσδίδει νέες μηχανικές ιδιότητες. Αρχικά ως υλικά εμποτισμού χρησιμοποιήθηκαν υδραυλική άσβεστος και ποζολάνες, ενώ πλέον προτιμώνται το τσιμέντο και οι ρητίνες. Η εφαρμογή ενεμάτων αποσκοπεί στην πλήρωση των κενών στο εσωτερικό της τοιχοδομής, με αποτέλεσμα να αυξηθεί η αντοχή της και να συγκολληθούν οι ρωγμές της τοιχοποιίας (μέχρι πλάτος 10mm). Σε αντίθεση με το βαθύ αρμολόγημα, που συνίσταται για τοιχοποιίες μικρού πάχους, η τεχνική αυτή εφαρμόζεται και σε τοιχοποιίες μεγαλύτερου πάχους. Η πιο συνηθισμένη μέθοδος εμποτισμού είναι η εισαγωγή του ενέματος υπό πίεση. Σύμφωνα με αυτήν τη μέθοδο, το ένεμα διέρχεται μέσω των κενών συμπιέζοντας και εξωθώντας τον αέρα. Η εφαρμογή μεγάλης πίεσης σε μικρές

ρωγμές μπορεί να δημιουργήσει προβλήματα στην κατασκευή καθώς δεν θα είναι δυνατή η πλήρωση των κενών.



Σχήμα 2.6 Εμποτισμός λιθοδομής.

### 2.7.2. Αποτελέσματα εφαρμογής ενεμάτων

Για τον προσδιορισμό της κατάλληλης τιμής του ιξώδους του εκάστοτε ενέματος, σημαντικό ρόλο έχει η εσωτερική δομή της τοιχοποιίας, το μέγεθος και το ποσοστό των κενών (τοιχοποιίες με μικρό ποσοστό κενών (<4%) είναι ακατάλληλες για εμποτισμό). Η επιλογή του κατάλληλου ενέματος πραγματοποιείται συναρτήσει του σκοπού της επέμβασης, του τύπου της τοιχοποιίας και του εύρους των ρωγμών. Στις λιθοδομές με πυρήνα, τα ενέματα πρέπει να σταθεροποιούν και να εξασφαλίζουν τη συνεργασία τους με τις εξωτερικές στρώσεις.

Η τεχνική αυτή οδηγεί σε αποκατάσταση της αρχικής αντοχής της τοιχοποιίας και όχι σε σημαντική αύξησή της, εκτός αν το ένεμα εισχωρήσει και πληρώσει τα κενά της τοιχοποιίας, οπότε λαμβάνει χώρα ομογενοποίηση μάζας. Για την επιτυχή εφαρμογή αυτής της τεχνικής θα πρέπει το ένεμα να είναι σταθερό καθ' όλη τη διάρκεια της διαδικασίας, να αποφεύγεται η απόμιξη, να έχει επαρκή εργεσιμότητα ώστε να εισχωρεί στις λεπτότερες ρωγμές (πρέπει να ελέγχεται πριν την ένεση το ελάχιστο πάχος κενών για υδραυλικά κονιάματα: 0,1-0,2mm), να μην παρουσιάζει σημαντική συστολή ξήρανσης (διότι ενδέχεται να ανοίξουν οι ρωγμές πριν από οποιαδήποτε επιβολή φορτίου) και να έχει επαρκή αντοχή.

Ο εμποτισμός βελτιώνει ομοιόμορφα τη φέρουσα ικανότητα της τοιχοποιίας χωρίς να αλλοιώνει αισθητικά την όψη της κατασκευής, καθώς οι οπές που δημιουργούνται σφραγίζονται με ειδικούς στόκους, επαναφέροντας οπτικά τις όψεις στην αρχική τους μορφή. Επιπλέον, τα ενέματα διασφαλίζουν την ακεραιότητα και τη μονολιθικότητα της κατασκευής. Παρά ταύτα, αποτελούν μια μη αναστρέψιμη μέθοδο με σχετικά υψηλό κόστος και δεν οδηγούν πάντα στα καλύτερα αποτελέσματα.



## 2.8. ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ

Τα διαφράγματα εξασφαλίζουν την κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων στην περιμετρική τοιχοποιία, αυξάνουν, λόγω του βάρους τους, τις κατακόρυφες θλιπτικές τάσεις, αυξάνοντας έτσι τη διατμητική αντοχή του τοίχου και μειώνοντας τον κίνδυνο κατάρρευσης από υπερβολική μετακίνηση του ορόφου. Τα διαφράγματα οπλισμένου σκυροδέματος εξασφαλίζουν την καλύτερη διαφραγματική λειτουργία του κτιρίου. Η κατασκευή διαφραγμάτων Ο/Σ προϋποθέτει την κατάλληλη διάταξη της εσωτερικής φέρουσας τοιχοποιίας. Η εφαρμογή πλακών σε ενδιάμεσες στάθμες δαπέδων παρουσιάζει αντίστοιχες δυσκολίες με την κατασκευή ενδιάμεσων διαζωμάτων. Τα διαφράγματα πρέπει να αγκυρώνονται επαρκώς στις περιμετρικές τοιχοποιίες και να εδράζονται σε ένα τουλάχιστον τμήμα της εξωτερικής στρώσης της λιθοδομής καθώς κατά τη σεισμική διέγερση, η εξωτερική στρώση είναι αυτή που φορτίζεται από την πλάκα, ένα φαινόμενο που μπορεί να οδηγήσει ακόμα και στην κατάρρευση του τοίχου. Έτσι, σε αρκετές περιπτώσεις σαν τρόπος ενίσχυσης για αύξηση της διαφραγματικής λειτουργίας επιλέγεται η αντικατάσταση του ξύλινου δαπέδου με πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα, παρ' όλο που προσθέτει σημαντικό βάρος στην κατασκευή. Η εφαρμογή διαφράγματος στην στέψη της κατασκευής αποφεύγεται συνήθως για αρχιτεκτονικούς λόγους. Πολλές φορές η ύπαρξη μανδύα εσωτερικά, διευκολύνει την εφαρμογή αυτής της μεθόδου, αφού η πλάκα μπορεί να εδραστεί στον εσωτερικό μανδύα και στο μικρό "χάντρωμα" που θα γίνει μέσα στην τοιχοποιία.

## 2.9. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ

### 2.9.1 Χρήση προέντασης

Η ενίσχυση κατασκευών μέσω προέντασης πραγματοποιείται με τη χρήση οριζόντιων ελκυστήρων και τενόντων. Η χρήση τέτοιων επεμβάσεων συνίσταται σε περίπτωση αποκόλλησης διασταυρούμενων τοίχων ή αποδιοργάνωσης γωνιών. Εφαρμόζεται επίσης, για τη βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής, συνδέοντας απέναντι τμήματά της με την εφαρμογή ευνοϊκής χαμηλής πρόθλιψης και για την ενίσχυση της θεμελίωσης. Η αβεβαιότητα στην αλληλεπίδραση των υλικών της προέντασης με την κατασκευή και η έλλειψη εμπειρίας στην εφαρμογή της προέντασης περιόρισαν τη χρήση της μεθόδου σε νέες κατασκευές. Αντίθετα, σε μνημειακές κατασκευές λόγω των περιορισμένων επιλογών και της ανάγκης αντιστρεψιμότητας των επεμβάσεων, η προένταση είναι μια συνήθης επιλογή. Επιπλέον, το μικρό κόστος τοποθέτησης και αγοράς τενόντων και ελκυστήρων κάνουν τη μέθοδο άκρως προσιτή. Η χρήση ελκυστήρων και τενόντων βοηθά στη μείωση των εφελκυστικών τάσεων και αυξάνει τη διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας, ενώ ταυτόχρονα αξιοποιεί σε μεγάλο βαθμό τη θλιπτική της αντοχή. Η εφαρμογή προέντασης συμβάλει επίσης στη μείωση της πιθανότητας εμφάνισης εφελκυστικών ρωγμών λόγω ατελειών κατά την κατασκευή της τοιχοποιίας. Πρέπει να σημειωθεί ότι επιβάλλεται τακτικός έλεγχος στους ελκυστήρες και τους τένοντες μετά την εφαρμογή τους, καθώς υπόκεινται σε σταδιακή χαλάρωση λόγω ερπυσμού. Παρά την

αλλοίωση των όψεων των μνημειακών κατασκευών, η εφαρμογή προέντασης αποτελεί μια ικανοποιητική, οικονομική και αντιστρέψιμη λύση.

### **2.9.2. Οριζόντια και κατακόρυφη προένταση**

Η εφαρμογή προέντασης στην τοιχοποιία μπορεί να πραγματοποιηθεί οριζόντια (κατά μήκος των ανωφλίων), κατακόρυφα (κατά μήκος των πεσσών) ή και στις δυο διευθύνσεις. Περισσότερο διαδεδομένη είναι η εφαρμογή της προέντασης στην οριζόντια διεύθυνση λόγω της ευκολίας τοποθέτησης (οι τένοντες μπορούν να αγκυρωθούν στις γωνίες των τοίχων). Τοποθετούνται συνήθως κάτω από τη στάθμη των δαπέδων ή την έδραση της στέγης. Η κατακόρυφη προένταση συμβάλει στη μεταφορά των δυνάμεων προέντασης από την κορυφή στα θεμέλια και έχει ελαφρώς καλύτερα αποτελέσματα από την οριζόντια. Παρά ταύτα, απαιτεί ενίσχυση του θεμελίου με περιμετρική ζώνη από οπλισμένο σκυρόδεμα, στην οποία αφήνονται οπές που καταλήγουν στην εξωτερική παρειά, ώστε να διέλθουν οι τένοντες και να αγκυρωθούν στο σκυρόδεμα. Για την περιμετρική περίσφιγξη κατασκευών φέρουσας τοιχοποιίας χρησιμοποιούνται ευθύγραμμοι τένοντες, ενώ δακτυλιοειδείς τένοντες χρησιμοποιούνται για την περίσφιγξη του τυμπάνου θολωτών κατασκευών.

## **2.10. ΡΙΖΟΟΠΛΙΣΜΟΙ**

Πρόκειται για μέθοδο τοπικής ενίσχυσης λιθόδμητων κατασκευών κατά την οποία εισάγονται στις κρίσιμες περιοχές ράβδοι οπλισμού (8-20mm). Για την τοποθέτηση των ριζοοπλισμών, απαιτείται η διάτρηση οπών (20-30mm), οι οποίες μετά την τοποθέτηση επικαλύπτονται με κονίαμα. Η τοποθέτηση ριζοοπλισμών επιφέρει σημαντική αύξηση της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας αλλά και μικρή αύξηση της θλιπτικής της αντοχής. Η μη αντιστρεψιμότητα της μεθόδου και η αλλοίωση της δομής της τοιχοποιίας περιορίζουν τη χρήση της σε κτίρια πολιτισμικής κληρονομιάς. Επίσης, η δύσκολη αντικατάσταση των ριζοοπλισμών σε περίπτωση διάβρωσής τους, απαιτεί διατρήσεις μεγάλης διαμέτρου με κίνδυνο να προκληθούν βλάβες στην τοιχοποιία, μια κατάσταση η οποία είναι απαγορευτική σε μνημειακές κατασκευές.

## **2.11. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ**

Τις τελευταίες δεκαετίες γίνονται απόπειρες για τη χρήση νέων μη συμβατικών υλικών για την ενίσχυση κτιρίων φέρουσας τοιχοποιίας. Τα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) είναι τα πλέον διαδεδομένα μεταξύ των συνθετικών υλικών που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση των κατασκευών. Τα FRP αποτελούνται από λωρίδες από ινώδη οπλισμένα πολυμερή, εμποτισμένα με ειδικές εποξικές ρητίνες και τοποθετούνται στις επιφάνειες της φέρουσας τοιχοποιίας, αποτελώντας εξωτερικό οπλισμό και μόνιμη ενίσχυσή τους. Τα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή αποτελούν μια αξιόπιστη εναλλακτική επιλογή για την επίλυση προβλημάτων που σχετίζονται με την επισκευή και ενίσχυση πέτρινων κατασκευών λόγω της

αύξησης της καμπτικής και διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας και του μικρού τους βάρους. Επιπλέον, η τοποθέτηση τους είναι απλή και δεν αλλοιώνουν σημαντικά την εμφάνιση αλλά και τις ιδιότητες της κατασκευής. Παρά ταύτα, παρουσιάζουν ορισμένα σημαντικά μειονεκτήματα όπως η χαμηλή αντίσταση σε υψηλές θερμοκρασίες και η ευαισθησία σε άλλες περιβαλλοντικές δράσεις. Επίσης, κατά την εφαρμογή των FRPs σε ιστορικές κατασκευές, πρέπει να ελεγχθεί η συμβατότητα τους με την επιφάνεια υποστρώματος.



Σχήμα 2.7 Ενίσχυση θολωτής λιθόδομητης κατασκευής με τη χρήση FRPs

### 2.11.1. Κατηγορίες ινοπλισμένων πολυμερών

Στα σύνθετα υλικά οπλισμένων πολυμερών χρησιμοποιούνται οι εξής τρεις διαφορετικοί τύποι ινών:

- Ίνες υάλου (υαλονήματα): Το κύριο χαρακτηριστικό του υάλου είναι ότι δεν παρουσιάζει ούτε πλήρως κρυσταλλική δομή, ούτε ιδιότητες ρευστού. Έχει εξαιρετική θερμική και ηλεκτρική μόνωση, δεν παρουσιάζει ερπυστικές παραμορφώσεις, αλλά είναι ευπαθής σε διάβρωση. Οι παραπάνω ιδιότητες επηρεάζονται σημαντικά από τις περιβαλλοντικές συνθήκες και τη μήτρα που επιλέγεται για την κατασκευή του σύνθετου υλικού. Τα φύλλα υάλου έχουν μικρότερη αντοχή σε κόπωση από τα φύλλα άνθρακα ή πολυαραμιδής, αλλά μεγαλύτερη από τα περισσότερα μέταλλα. Ως προς το κόστος, είναι πιο αποτελεσματικά από τους δύο άλλους τύπους ινών.
- Ίνες άνθρακα (ανθρακονήματα): Θεωρητικά μπορούν να αναπτύξουν πολύ μεγάλη εφελκυστική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας. Είναι χημικά αδρανείς στους περισσότερους διαλύτες, είτε αυτοί είναι όξινοι, είτε βασικοί, και έχουν μεγάλη αντοχή στις υψηλές θερμοκρασίες. Τα φύλλα από ανθρακονήματα και εποξική ρητίνη είναι ανθεκτικά σε κόπωση, ερπυσμό και διάβρωση. Ωστόσο, πρέπει να αποφεύγεται η απευθείας επαφή του χάλυβα ή του αλουμινίου με ίνες άνθρακα, λόγω της

διάβρωσης που μπορεί να προκληθεί σε αυτά. Το κόστος τους, παρ' όλο που παραμένει αρκετά υψηλό σε σχέση με τα υπόλοιπα είδη ινών, έχει μειωθεί σημαντικά τα τελευταία χρόνια.

- Ίνες πολυαραμιδίου: Η χρήση τους σε σύνθετα έργα είναι περιορισμένη σε σχέση με τις άλλες δύο κατηγορίες. Η κύρια εφαρμογή τους είναι η θωράκιση κατασκευών από κρουστικά φορτία. Έχουν μεγάλο μέτρο ελαστικότητας, υψηλή πυκνότητα και παρουσιάζουν μεγάλη αντοχή σε κόπωση και τριβή, ενώ είναι ανθεκτικές και στους διαλύτες (με εξαίρεση τα ισχυρά οξέα και τις βάσεις). Ωστόσο, η θλιπτική τους αντοχή είναι σημαντικά μικρότερη από την εφελκυστική, συχνά παρουσιάζουν ερπυστικές παραμορφώσεις και επειδή είναι υδρόφιλες παρουσιάζουν μερική απώλεια αντοχής σε θερμό περιβάλλον με υψηλό ποσοστό υγρασίας.



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3<sup>ο</sup>

## ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ - ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

---

### 3.1. ΟΡΙΣΜΟΣ

Κατά τη μελέτη της απόκρισης μιας κατασκευής, γίνεται η απλοποιημένη θεώρηση των συνθηκών στήριξής της ως πάκτωση. Η θεώρηση αυτή, είναι ρεαλιστική μόνο στην περίπτωση θεμελίωσης σε ομογενή βράχο. Στην πραγματικότητα, η ικανότητα του εδάφους να παραμορφώνεται, επιτρέπει μετακινήσεις στο επίπεδο έδρασης της κατασκευής. Η απόκριση της κατασκευής διαφοροποιείται σημαντικά βάσει της θεώρησης της ενδοσιμότητας του εδάφους σε σχέση με την απλοποιημένη θεώρησης της πλήρους πάκτωσης. Ουσιαστικά η μεμονωμένη μελέτη της απόκρισης της κατασκευής διευρύνεται στη μελέτη της απόκρισης του ενιαίου συστήματος εδάφους – θεμελίωσης – κατασκευής. Η απόκριση του συστήματος εξαρτάται τόσο από τα δυναμικά χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης όσο και από τα δυναμικά χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελίωσης.

### 3.2. ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ

#### 3.2.1. Φυσική του φαινομένου

Η παραμόρφωση του εδάφους κατά τη σεισμική διέγερση συμπαρασύρει τη θεμελίωση και την υποστηριζόμενη κατασκευή. Ως επακόλουθο αναπτύσσονται στην κατασκευή αδρανειακές δυνάμεις, οι οποίες οδηγούν σε δυναμικές φορτίσεις τη θεμελίωση και διαβιβάζονται στο έδαφος. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την παραμόρφωση του εδάφους εξαιτίας της κίνησης της ανωδομής, ενώ ταυτόχρονα ένα πρόσθετο κυματικό πεδίο εκπέμπεται από τη διεπιφάνεια του εδάφους θεμελίωσης. Το σύνθετο κυματικό πεδίο διεγείρει εκ νέου το σύστημα θεμελίωσης - κατασκευής, με αποτέλεσμα την ανάπτυξη νέων αδρανειακών δυνάμεων και νέου κυματικού πεδίου λόγω της ταλάντωσης του συστήματος (Mylonakis et al., 2006).

### 3.2.2. Αποτελέσματα φαινομένου

Όπως έχει αναφερθεί, η δυναμική απόκριση του φορέα διαφοροποιείται σημαντικά λαμβάνοντας υπόψιν το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης. Τα αποτελέσματα του φαινομένου στη δυναμική απόκριση της κατασκευής είναι τα ακόλουθα (Veletsos & Meek, 1974):

- Το σύστημα θεμελίωσης - κατασκευής γίνεται πιο εύκαμπτο σε σχέση με τον πλήρως πακτωμένο ισοδύναμο μονοβάθμιο ταλαντωτή, εξαιτίας της ενδοσιμότητας του συστήματος εδάφους - θεμελίωσης. Συνεπώς, παρατηρείται πάντα μια αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος.
- Ένα σημαντικό τμήμα της ενέργειας ταλάντωσης του συστήματος αποσβένεται λόγω γεωμετρικής απόσβεσης του εκπεμπόμενου, από την ταλαντούμενη θεμελίωση προς το έδαφος, κυματικού πεδίου καθώς και λόγω υστερητικής απόσβεσης του εδαφικού υλικού.

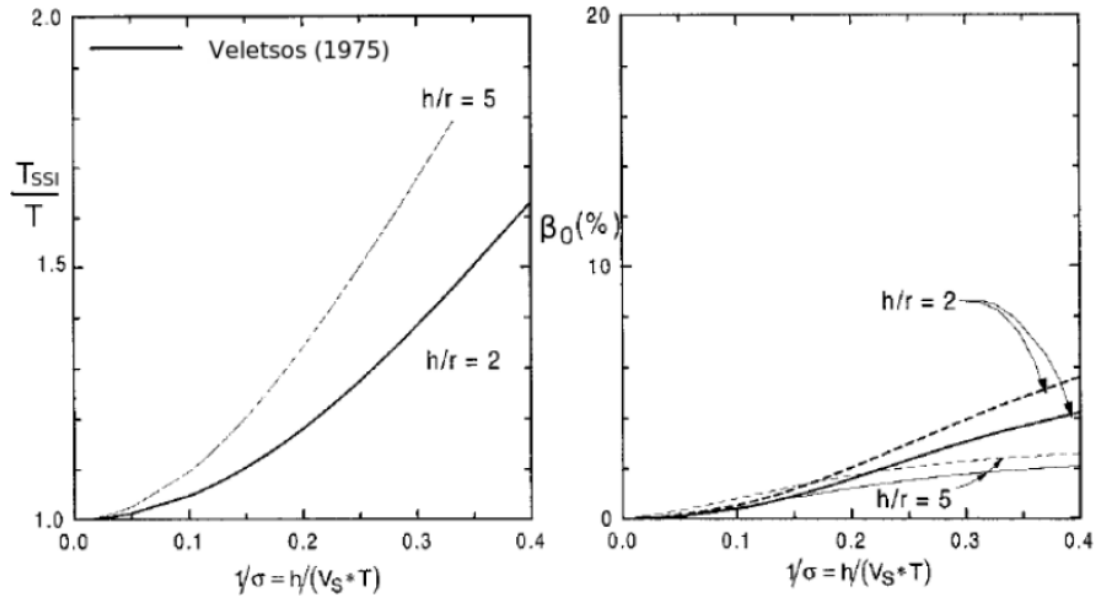
Το σύστημα εδάφους - θεμελίωσης - κατασκευής έχει περισσότερους βαθμούς ελευθερίας και συνεπώς διαφορετικό συχνοτικό περιεχόμενο δυναμικής απόκρισης από μονοβάθμιο ταλαντωτή που προσομοιώνει τη δυναμική απόκριση της ανωδομής. Επιπλέον, η γεωμετρική απόσβεση ενέργειας, που παρατηρείται μόνο κατά την ταλάντωση της θεμελίωσης της κατασκευής, οδηγεί σε μείωση του πλάτους της απόκρισης.

### 3.2.3. Παράγοντες επίδρασης του φαινομένου

Οι κυριότεροι παράγοντες που επηρεάζουν το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης συνοψίζονται στους εξής (Veletsos & Meek, 1974):

- Σχετική δυσκαμψία  $\sigma = V_s/f_0 h$  μεταξύ του εδάφους θεμελίωσης και της ανωδομής.
- Λόγος  $h/r$  του ύψους  $h$  της κατασκευής προς την χαρακτηριστική διάσταση  $r$  της θεμελίωσης (π.χ., ακτίνα κυκλικού θεμελίου).
- Σχέση  $f_p/f_0$  μεταξύ της ιδιοσυχνότητας της διέγερσης  $f_p$  και της θεμελιώδους συχνότητας του συστήματος θεμελίωσης-κατασκευής  $f_0$ .
- Λόγος  $\delta = m/r\rho\pi 2h$  της σχετικής μάζας της κατασκευής προς τη σχετική μάζα του εδάφους θεμελίωσης.
- Λόγος  $m_f/m$  της μάζας της θεμελίωσης  $m_f$  προς τη μάζα της κατασκευής  $m$ .
- Συντελεστής κρίσιμης απόσβεσης  $\beta$  της πλήρως πακτωμένης κατασκευής.
- Λόγος Poisson  $\nu$  του εδάφους.

Στην περίπτωση που το έδαφος θεωρηθεί γραμμικό ελαστικό, μόνο οι τρεις πρώτες παράμετροι επηρεάζουν σημαντικά το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης (Veletsos, 1977). Η επιρροή της σχετικής δυσκαμψίας εδάφους και ανωδομής στη μεταβολή της ιδιοπεριόδου και του συντελεστή απόσβεσης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή φαίνεται στο Σχήμα 3.1.



Σχήμα 3.1 Μεταβολή ιδιοπεριόδου και συντελεστή απόσβεσης ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή συναρτήσει της σχετικής δυσκαμψίας (Stewart et al., 2008).

Στα μαλακά εδάφη, κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης, όσο μειώνεται η δυσκαμψία τους, η ιδιοπερίοδος του συνολικού συστήματος αυξάνεται συγκριτικά με την περίπτωση της πλήρους πάκτωσης. Αντίστοιχα, η συνολική απόσβεση του συστήματος αυξάνεται με τη μείωση της δυσκαμψίας του εδάφους. Επίσης, παρατηρείται ότι η αύξηση της ιδιοπεριόδου είναι μεγαλύτερη για κατασκευές με μεγάλο λόγο ύψους προς πλάτος, ενώ είναι μικρότερη για κατασκευές σχετικά χαμηλές και πλατιές. Αντίθετα, η αύξηση της απόσβεσης εμφανίζεται μεγαλύτερη για τις χαμηλές και πλατιές κατασκευές.

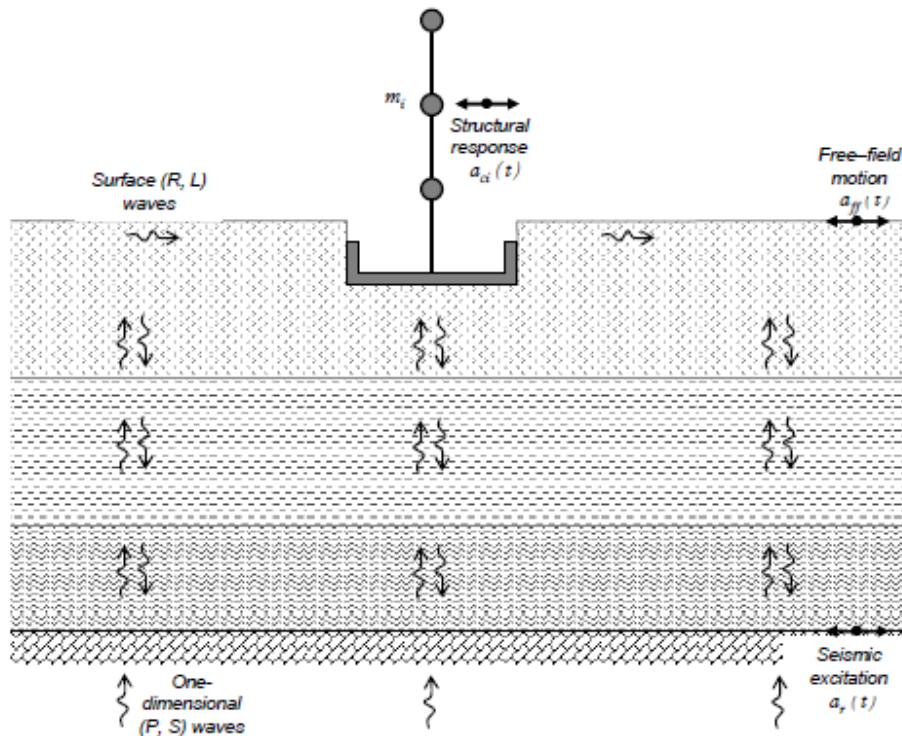
### 3.3. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Στη διεθνή βιβλιογραφία συνήθως εφαρμόζονται δύο μέθοδοι ανάλυσης του προβλήματος της αλληλεπίδρασης εδάφους - θεμελίωσης - κατασκευής, η άμεση μέθοδος και η μέθοδος των αποσυζευγμένων συστημάτων (Wolf, 1985). Κατά την άμεση μέθοδο, η ανάλυση του συστήματος γίνεται ενιαία προσομοιώνοντας της κατασκευής, τη θεμελίωση και ένα τμήμα του εδάφους με πεπερασμένα στοιχεία ή άλλη αριθμητική μεθοδολογία. Κατά τη μέθοδο των αποσυζευγμένων συστημάτων, το ημιάπειρο έδαφος και η πεπερασμένων διαστάσεων κατασκευή επιλύονται ως ξεχωριστά συστήματα και στη συνέχεια πραγματοποιείται η σύζευξη των δύο συστημάτων και υπολογίζεται η συνολική απόκριση του συστήματος.

#### 3.3.1. Άμεση μέθοδος

Κατά την άμεση μέθοδο επίλυσης με πεπερασμένα στοιχεία, η σεισμική διέγερση εισάγεται στους εξωτερικούς κόμβους του εδάφους θεμελίωσης. Συνήθως το κατώτατο όριο του προσομοιώματος ταυτίζεται με το βραχώδες υπόβαθρο. Το κυριότερο πλεονέκτημα της

άμεσης μεθόδου ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία είναι η ικανότητα να συμπεριλάβει στην ανάλυση σύνθετες γεωμετρίες τόσο στο εδαφικό υλικό όσο και στην κατασκευή. Επίσης, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων έχει τη δυνατότητα να αναλύει σχετικά εύκολα μη-γραμμικά υλικά και μη-γραμμικές γεωμετρίες στοιχείων. Το βασικότερο μειονέκτημα της μεθόδου συνίσταται στο αυξημένο υπολογιστικό κόστος σε σύγκριση με απλοποιητικές μεθόδους. Επίσης, θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στις συνοριακές συνθήκες των εξωτερικών κόμβων του προσομοιώματος των πεπερασμένων στοιχείων ώστε να αποτρέπονται ανακλάσεις των κυμάτων στα όρια, οι οποίες δεν υπάρχουν στο φυσικό πρόβλημα.



Σχήμα 3.2 Άμεση μέθοδος προσέγγισης του προβλήματος αλληλεπίδρασης εδάφους – θεμελίωσης - κατασκευής.

### 3.3.2. Μέθοδος αποσυζευγμένων συστημάτων

Σε αντίθεση με την προαναφερθείσα μέθοδο, στη μέθοδο των αποσυζευγμένων συστημάτων, το σύστημα διαχωρίζεται σε δύο επιμέρους υποσυστήματα, το έδαφος θεμελίωσης και το σύστημα θεμελίωσης - κατασκευής. Οι κινηματικές συνθήκες στο κοινό όριο των υποσυστημάτων πρέπει να επαληθεύονται. Η ανάλυση γίνεται θεωρώντας γραμμική συμπεριφορά ώστε να είναι δυνατή η εφαρμογή της αρχής της επαλληλίας, προκειμένου να υπολογιστεί η συνολική απόκριση του συστήματος. Συνεπώς, κατά αυτήν τη μέθοδο δεν υπάρχει η δυνατότητα διεξαγωγής πλήρους μη-γραμμικής ανάλυσης, γεγονός που αποτελεί μειονέκτημα της μεθόδου.

Η αναλυτική προσέγγιση της μεθόδου αποσυζευγμένων συστημάτων στην περίπτωση συμπαγών άκαμπτων θεμελιώσεων, μπορεί να συνοψιστεί στο παρακάτω σύστημα εξισώσεων με έξι αγνώστους:

$$[K_s] - \omega^2[M]\{q\} = \{F_s\} \quad [3.1.]$$

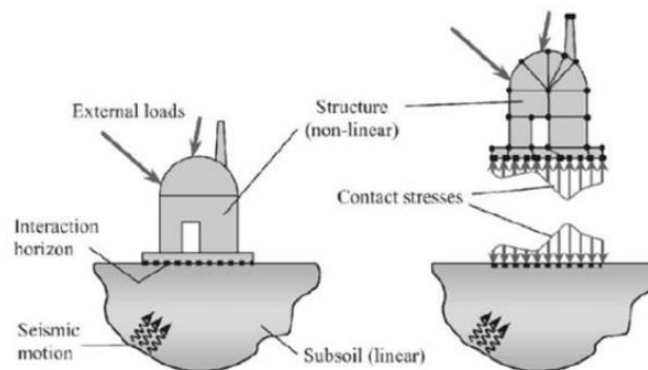
όπου:

$q$ : το διάνυσμα των άγνωστων μετακινήσεων για τους έξι βαθμούς ελευθερίας του στερεού σώματος της θεμελίωσης,

$K_s$ : ο γενικευμένος δυναμικός δείκτης εμπέδησης του εδάφους, υπολογισμένος στη διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίωσης,

$M$ : το ισοδύναμο μητρώο μάζας της κατασκευής που περιέχει τη μάζα της θεμελίωσης,

$F_s$ : το διάνυσμα των ισοδύναμων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο σύστημα θεμελίωσης– κατασκευής από τη σεισμική διέγερση του εδάφους.



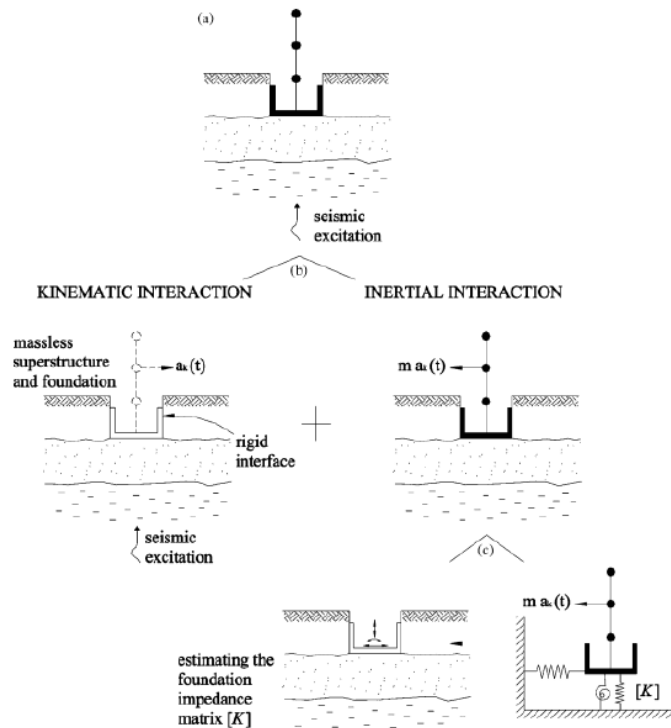
Σχήμα 3.3 Σχηματική αναπαράσταση της μεθόδου αποσυζευγμένων συστημάτων (Bode et al., 2002).

### 3.4. ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ

Κατά την περιγραφή της φυσικής του φαινομένου, η διάδοση των σεισμικών κυμάτων από το έδαφος στην κατασκευή, η ταλάντωση της κατασκευής και η δημιουργία κυματικού πεδίου λόγω της ταλάντωσης συμβαίνουν ταυτόχρονα. Κατά τη μέθοδο των αποσυζευγμένων συστημάτων το συνολικό φαινόμενο της αλληλεπίδρασης διαχωρίζεται σε δύο αλληλοεπιδρώντα φαινόμενα, αυτά της κινηματικής και της αδρανειακής αλληλεπίδρασης. Η συνολική απόκριση υπολογίζεται από την υπέρθεση των δύο φαινομένων (Gazetas, 1983). Η σύζευξη επιτυγχάνεται με τον υπολογισμό των δυναμικών δεικτών εμπέδησης της θεμελίωσης.

Η κινηματική αλληλεπίδραση αναφέρεται στη διαφοροποίηση της κίνησης εισαγωγής στη θεμελίωση σε σχέση με την κίνηση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους. Εκτός από τη διαφοροποίηση της μεταφορικής συνιστώσας της σεισμικής κίνησης, η κινηματική αλληλεπίδραση μπορεί να έχει ως αποτέλεσμα και μια πρόσθετη στροφική διέγερση της θεμελίωσης. Η αδρανειακή αλληλεπίδραση συνίσταται στον υπολογισμό της απόκρισης του

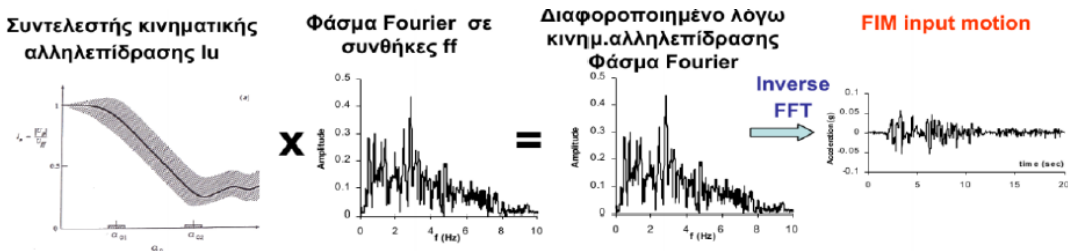
συστήματος στη διαφοροποιημένη κίνηση εισαγωγής, η οποία έχει προκύψει ως αποτέλεσμα της κινηματικής αλληλεπίδρασης.



Σχήμα 3.4 Γεωμετρία προβλήματος αλληλεπίδρασης εδάφους θεμελίωσης κατασκευής.

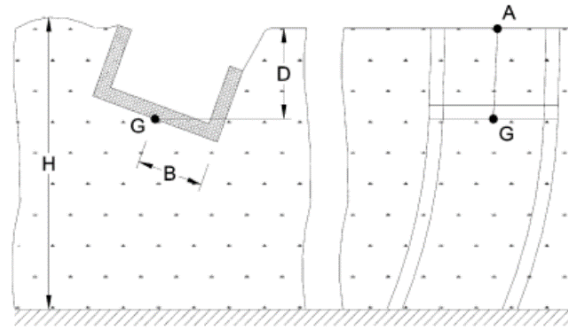
### 3.4.1. Κινηματική αλληλεπίδραση

Κατά τη μελέτη της κινηματικής αλληλεπίδρασης η θεμελίωση θεωρείται άκαμπτη και χωρίς μάζα. Η παρουσία μιας άκαμπτης θεμελίωσης χωρίς μάζα στο έδαφος προκαλεί διαφοροποίηση στην κίνηση εισαγωγής της θεμελίωσης (foundation input motion, FIM) από τις συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Η διαφοροποίηση αυτή μπορεί να οφείλεται σε διάφορα αίτια, όπως στην πρόσπτωση κεκλιμένου κυματικού πεδίου ή στον εγκιβωτισμό της θεμελίωσης (Stewart et al., 2008). Προκειμένου να υπολογιστεί η κίνηση εισαγωγής της θεμελίωσης, προσδιορίζεται αρχικά η κίνηση του ελεύθερου πεδίου. Στη συνέχεια υπολογίζεται το φάσμα Fourier της κίνησης του ελεύθερου πεδίου και πολλαπλασιάζεται με τους συντελεστές κινηματικής αλληλεπίδρασης.



Σχήμα 3.5 Προσδιορισμός της κίνησης εισαγωγής της θεμελίωσης.

Σημειώνεται ότι ανάλογα με το βαθμό εγκιβωτισμού μιας θεμελίωσης ή την ύπαρξη κεκλιμένου ή μη κυματικού πεδίου η διαφοροποιημένη κίνηση εισαγωγής μπορεί να συνοδεύεται και από μία στροφική συνιστώσα (Kim & Stewart, 2003). Έχει αποδειχθεί ότι η επίδραση της κινηματικής αλληλεπίδρασης είναι λιγότερο σημαντική συγκριτικά με την αδρανειακή αλληλεπίδραση για συνήθεις κατασκευές με απλές θεμελιώσεις (Aviles & Suarez, 2002). Έχουν προταθεί διάφορες σχέσεις για τον υπολογισμό των συντελεστών κινηματικής αλληλεπίδρασης, οι οποίοι αποτελούν ουσιαστικά συναρτήσεις μεταφοράς μεταξύ ενός σημείου της ελεύθερης επιφάνειας και ενός σημείου στη βάση της θεμελίωσης.



Σχήμα 3.6 Ορισμός των σημείων A και G μεταξύ των οποίων υπολογίζεται η συνάρτηση μεταφοράς (Mylonakis et al., 2006).

Η διαφοροποιημένη μετακίνηση  $U_{KI}$  και στροφή  $\phi_{KI}$  της θεμελίωσης λόγω κινηματικής αλληλεπίδρασης δίνονται από τις εξισώσεις:

$$U_{KI} = U_{FF} I_{\nu}(\omega) \quad [3.2]$$

$$\phi_{KI} = \frac{U_{FF} I_{\varphi}(\omega)}{r} \quad [3.3]$$

όπου:

$r$ : το μήκος της ισοδύναμης ακτίνας θεμελίωσης,

$U_{FF}$ : η μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου,

$I_{\nu}(\omega)$ : συνάρτηση μεταφοράς για τη μεταφορική συνιστώσα,

$I_{\varphi}(\omega)$ : συνάρτηση μεταφοράς για τη λικνιστική συνιστώσα.

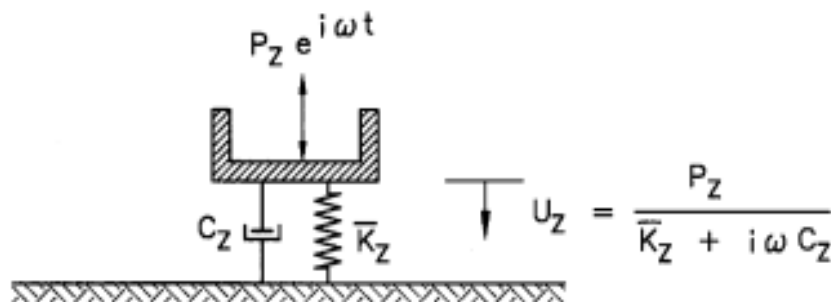
### 3.4.2. Αδρανειακή αλληλεπίδραση

Η αδρανειακή αλληλεπίδραση συνίσταται στην ανάπτυξη των αδρανειακών δυνάμεων στην κατασκευή και στο κυματικό πεδίο που μεταβιβάζεται από την κατασκευή πίσω στο έδαφος. Η ταλάντωση της θεμελίωσης προκαλεί αδρανειακές δυνάμεις οι οποίες αυξάνουν την ασκούμενη τέμνουσα βάση, τα κατακόρυφα φορτία και τις καμπτικές ροπές στη θεμελίωση και στο έδαφος. Ως συνέπεια του φαινομένου, ένα κυματικό πεδίο μεταβιβάζεται από την κατασκευή πίσω στο έδαφος.

Ο ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής αποτελεί μια απλοποιημένη προσομοίωση της κατασκευής που μπορεί να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα της αδρανειακής αλληλεπίδρασης. Το σύστημα συνιστά ένα ανάλογο μεταξύ του συνολικού συστήματος που υπόκειται στη κίνηση εισαγωγής της θεμελίωσης και σε έναν απλό ταλαντωτή που υπόκειται σε μια κίνηση ελεύθερου πεδίου (Veletsos & Meek, 1974). Ο υπολογισμός των δυναμικών δεικτών εμπέδησης είναι απαραίτητος για την εκτίμηση της επιρροής της αδρανειακής αλληλεπίδρασης.

### 3.4.3. Δυναμικοί δείκτες εμπέδησης

Η επιρροή της δυναμικής αλληλεπίδρασης εκτιμάται μέσα από τον υπολογισμό των δυναμικών δεικτών εμπέδησης, οι οποίοι αποτελούν τον συνδετικό κρίκο μεταξύ του εδάφους και του συστήματος θεμελίωσης – ανωδομής. Κατά τη δυναμική ανάλυση το έδαφος αντικαθίσταται από δυναμικά ελατήρια δυσκαμψίας  $K$  και αποσβεστήρες με συντελεστή απόσβεσης  $C$  (Veletsos & Wei, 1971). Οι δυναμικοί δείκτες εμπέδησης εξαρτώνται από παράγοντες που σχετίζονται τόσο με τη γεωμετρία όσο και με το υλικό. Οι σημαντικότεροι από αυτούς είναι το σχήμα της θεμελίωσης, το είδος του εδαφικού προφίλ (ελαστικός ημιχώρος, πολυστρωματικό έδαφος, επιφανειακή στρώση που υπέρκειται του βραχώδους υποβάθρου), το είδος της θεμελίωσης (επιφανειακή, εγκιβωτισμένη, πασσαλοθεμελίωση) (Mylonakis et al., 2006).



Σχήμα 3.7 Φυσική ερμηνεία του δυναμικού ελατηρίου και του αποσβεστήρα για κατακόρυφη ταλάντωση (Mylonakis et al.2006).

Έχουν προταθεί διαφορετικοί πίνακες υπολογισμού των δεικτών εμπέδησης, για κάθε έναν από τους προαναφερθέντες παράγοντες. Εφόσον η απόσβεση ενέργειας κατά τη δυναμική ανάλυση του συστήματος δεν είναι απόλυτα ξεκάθαρη, η απόσβεση του συστήματος εισάγεται στην ανάλυση σαν το μιγαδικό μέρος της δυσκαμψίας του συστήματος. Ο μιγαδικός δείκτης δυναμικής εμπέδησης  $S$  της θεμελίωσης είναι (Gazetas, 1991):

$$S = K + i\omega C \quad [3.4]$$

όπου:

- $K$ : η δυναμική δυσκαμψία,
- $\omega$ : η κυκλική συχνότητα,
- $C$ : συντελεστής απόσβεσης.

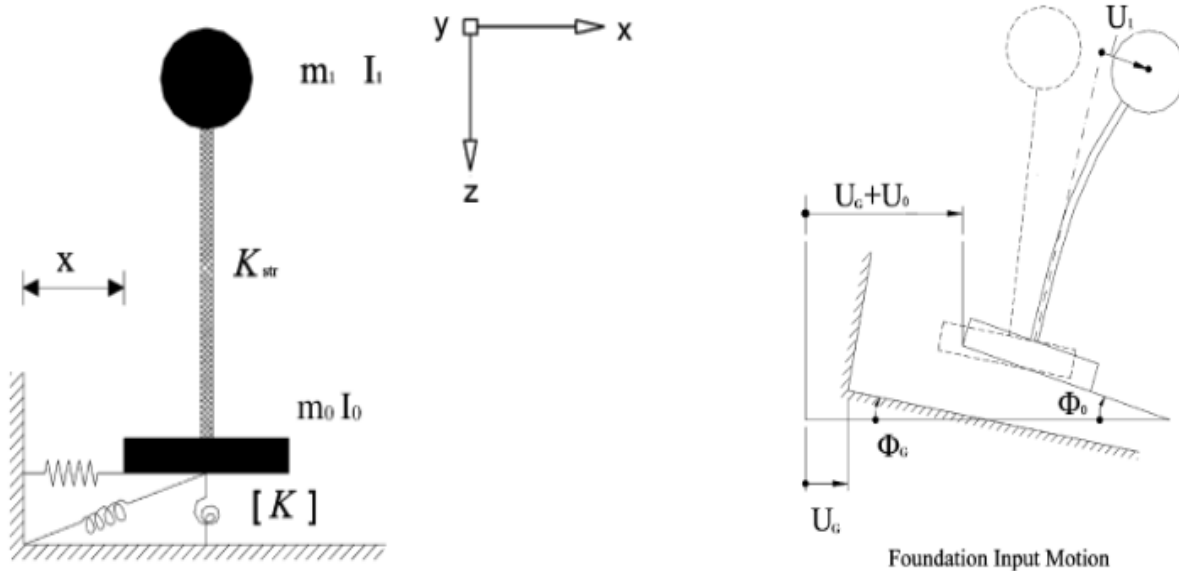


Δείκτες εμπέδησης ορίζονται και για όλες τις μορφές ταλάντωσης (λικνιστικές και στροφικές). Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί πίνακες υπολογισμού των δεικτών δυναμικής δυσκαμψίας  $\bar{K}$  και της γεωμετρικής απόσβεσης  $C(\omega)$  για κάθε βαθμό ελευθερίας. Σε αυτούς τους πίνακες η δυναμική δυσκαμψία ορίζεται χρησιμοποιώντας το ανάλογο του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή, με την προϋπόθεση της γραμμικής συμπεριφοράς του συνολικού συστήματος, τα  $K$  και  $C$  για κάθε βαθμό ελευθερίας ανάλογα με παράγοντες όπως η γεωμετρία της θεμελίωσης, ο βαθμό εγκιβωτισμού και τα χαρακτηριστικά του υπεδάφους έδρασης (Mylonakis et al., 2006). Η δυναμική δυσκαμψία ορίζεται ως εξής:

$$\bar{K} = \bar{K}(\omega) \quad [3.5]$$

όπου:

$\bar{K}$ : η στατική δυσκαμψία,  
 $\bar{K}(\omega)$ : ο συντελεστής δυναμικής δυσκαμψίας.



Σχήμα 3.8 Μετακινήσεις και στροφές της θεμελίωσης εξαιτίας της σεισμικής διέγερσης (Mylonakis et al., 2006).

Η συνολική απόσβεση του συστήματος δίνεται από την εξίσωση:

$$C_{συν} = C_{γεω}(\omega) + \frac{2\bar{K}\xi}{\omega} \quad [3.6]$$

όπου:

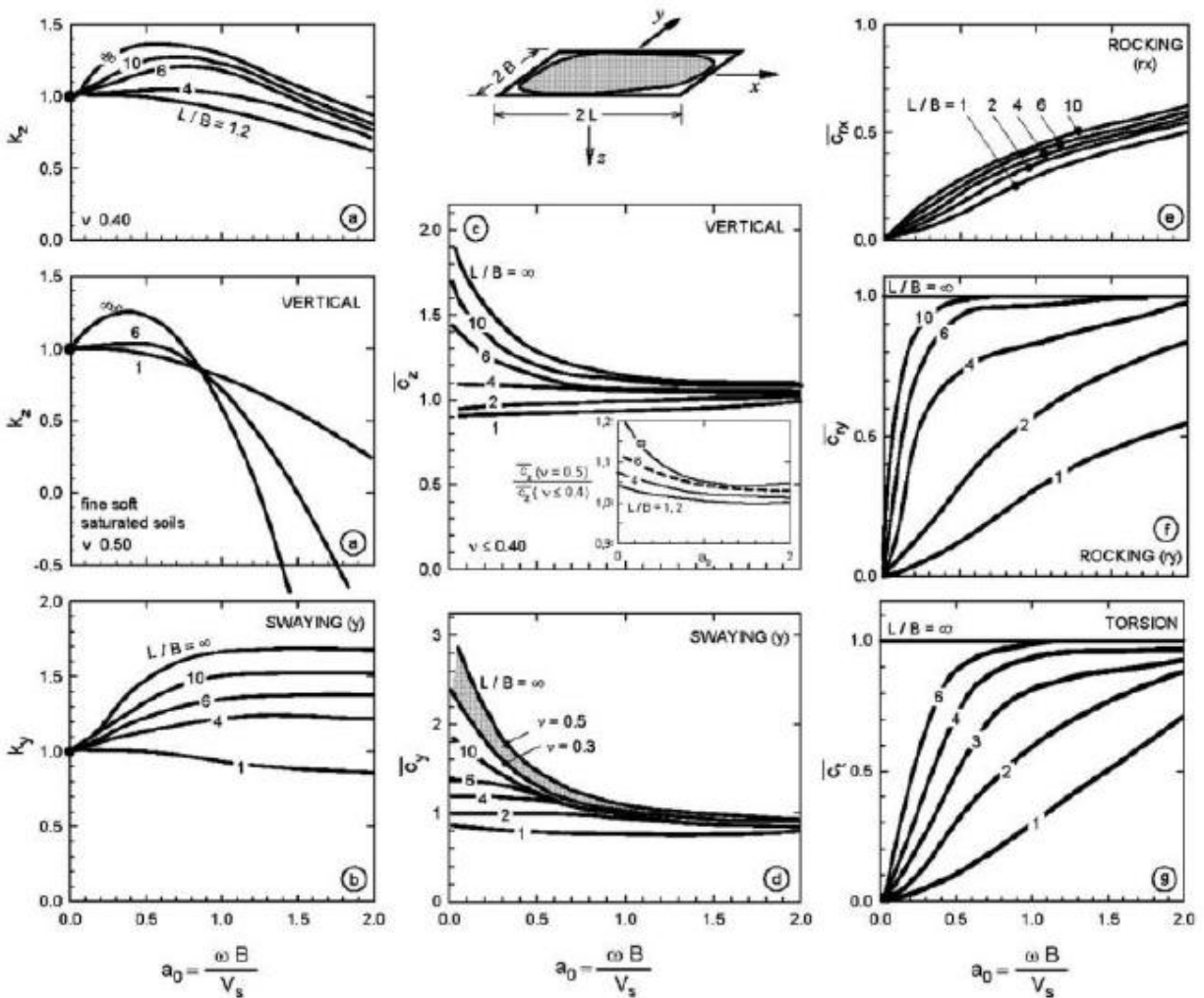
$\xi$ : ο λόγος υστερητικής απόσβεσης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Στην επόμενη ενότητα παρουσιάζονται οι βασικές περιπτώσεις συστημάτων εδάφους - θεμελίωσης, οι παράμετροι υπολογισμού των δεικτών εμπέδησης και ο τρόπος που αυτοί επηρεάζουν τη συμπεριφορά του συστήματος (Mylonakis et al., 2006).

3.4.3.1. Επιφανειακή θεμελίωση σε ομογενή ημιχώρο

Για τον υπολογισμό των δυναμικών δεικτών εμπέδησης πρέπει να προσδιοριστούν οι ακόλουθες παράμετροι:

- Η επιφάνεια ( $A_b$ ), οι ροπές αδράνειας γύρω από τους άξονες  $x$  και  $y$  και η πολική ροπή αδράνειας ( $I_{bx}$ ,  $I_{by}$ ,  $I_b$ ).
- Οι διαστάσεις της περιγεγραμμένης ορθογωνικής θεμελίωσης  $B$  και  $L$ .
- Το μέτρο διάτμησης  $G$  του εδάφους, ο λόγος Poisson  $\nu$ , η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων  $V_s$  και η ταχύτητα των διαμήκων κυμάτων  $V_{La}$  (Lysmer's Analog).
- Η κυκλική συχνότητα  $\omega$ .



Σχήμα 3.9 Μεταβολή των δεικτών δυναμικής δυσκαμψίας συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας (Mylonakis et al., 2006).

### 3.4.3.2. Πλήρως ή μερικώς εγκιβωτισμένη θεμελίωση σε ομογενή ημιχώρο

Οι παράμετροι που απαιτούνται για τον υπολογισμό των δεικτών εμπέδησης είναι οι ακόλουθοι:

- Το βάθος εγκιβωτισμού της θεμελίωσης,  $D$ .
- Το εμβαδόν της παράπλευρης επιφάνειας  $A_w$  ή το ύψος της θεμελίωσης  $d$ , το οποίο μπορεί να θεωρηθεί ότι βρίσκεται σε επαφή με το έδαφος. Το εμβαδόν αυτό ή το ύψος λαμβάνουν μικρότερες τιμές από τις ονομαστικές καθώς πρέπει να λαμβάνεται υπόψη πιθανή αποκόλληση των παράπλευρων επιφανειών κοντά στην επιφάνεια του εδάφους. Σημειώνεται ότι για κάθε μορφή ταλάντωσης λαμβάνονται υπόψη διαφορετικές τιμές της παράπλευρης επιφάνειας.
- Το συνολικό εμβαδόν  $A_{ws}$  και  $A_{wce}$ , το οποίο αναφέρεται στην οριζόντια ταλάντωση και αντιπροσωπεύει αντίστοιχα το άθροισμα των προβολών των παράπλευρων επιφανειών παράλληλα και κάθετα προς την κίνηση.

Σημειώνεται ότι η δυναμική δυσκαμψία και οι συντελεστές απόσβεσης γι' αυτήν την περίπτωση θεμελίωσης υπολογίζεται συναρτήσει των αντίστοιχων συντελεστών της επιφανειακής θεμελίωσης.

### 3.4.3.3. Θεμελίωση σε εδαφικές στρώσεις, οι οποίες υπέρκεινται εδαφικού ημιχώρου

Πρόκειται για μια ενδιάμεση κατάσταση μεταξύ των δύο προηγούμενων εξιδανικευμένων περιπτώσεων. Όσο αυξάνεται η ενδοσιμότητα του ημιχώρου η δυσκαμψία μειώνεται ενώ η απόσβεση αυξάνεται, καθώς το κυματικό πεδίο μπορεί να διαδίδεται μέσα στον ελαστικό ημιχώρο. Στο σημείο αυτό ας σημειωθεί ότι στην πραγματικότητα το έδαφος δεν είναι ομοιογενές και η συμπεριφορά στην περίπτωση σεισμικών δονήσεων είναι κατά κανόνα μη-γραμμική. Κατά τη μη-γραμμική συμπεριφορά του εδάφους, η σταδιακή μείωση της δυσστησίας εισάγει πρόσθετη απόσβεση στο σύστημα με αποτέλεσμα η απόκριση του να διαφοροποιείται. Συνεπώς, οι παράγοντες αυτοί θα πρέπει κατά το δυνατόν να λαμβάνονται υπόψη κατά τον υπολογισμό της δυναμικής δυσκαμψίας και των συντελεστών απόσβεσης του συστήματος.

## 3.5. ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

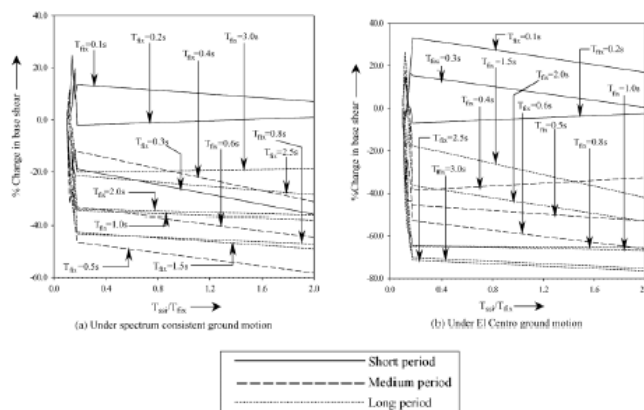
Η χρήση της μεθόδου των αποσυζευγμένων συστημάτων για την προσέγγιση του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής προϋποθέτει την ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής και του εδάφους, καθώς η επαλληλία δεν είναι δυνατή σε συνθήκες μη-γραμμικότητας. Αντίθετα με τη χρήση της άμεσης μεθόδου μπορεί να ληφθεί υπόψη η μη-γραμμικότητα του εδάφους και της κατασκευής. Δυστυχώς η σχετική βιβλιογραφία για την μη-γραμμική αλληλεπίδραση είναι περιορισμένη. Αρχικά η μη-γραμμικότητα του εδάφους προσεγγίστηκε μέσω της ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης, λαμβάνοντας υπόψη τη μη-γραμμικότητα που οφείλεται στη διάδοση των σεισμικών κυμάτων (Idriss & Seed, 1968). Όμως όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενη ενότητα, η ταλάντωση της κατασκευής προκαλεί επιπλέον μη-γραμμικές παραμορφώσεις, οι οποίες μπορεί να είναι σημαντικές για λιγυρές κατασκευές.

Πέραν της μη-γραμμικότητας των υλικών, υπάρχει και το θέμα της γεωμετρικής μη-γραμμικότητας, το οποίο περιλαμβάνει φαινόμενα δευτέρας τάξης, ολίσθηση και ανασήκωση της θεμελίωσης. Στην περίπτωση ισχυρών σεισμικών κινήσεων, η κατασκευή μπορεί να παρουσιάσει μεγάλες ολισθήσεις χωρίς να αστοχήσει, αν όμως υπάρχουν μεγάλες ανασηκώσεις εγκυμονεί κίνδυνος ανατροπής.

### 3.6. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΣΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Η επιρροή του φαινομένου της αλληλεπίδρασης στην απόκριση των κατασκευών οδηγεί άλλοτε σε ευμενή και άλλοτε σε δυσμενή αποτελέσματα. Αυτό συμβαίνει, καθώς η απόκριση του συστήματος εξαρτάται τόσο από τα δυναμικά χαρακτηριστικά του ίδιου όσο και από τα χαρακτηριστικά του εδάφους και το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης. Για παράδειγμα, η αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος εξαιτίας της αδρανειακής αλληλεπίδρασης σε τιμές κοντά στις δεσπόζουσες ιδιοπεριόδους της εδαφικής απόθεσης και της σεισμικής κίνησης οδηγεί σε φαινόμενα διπλού συντονισμού, με αποτέλεσμα τη σημαντική αύξηση της καταπόνησης του συστήματος. Άλλες φορές, όταν η ιδιοπερίοδος του συστήματος διαφοροποιείται σημαντικά σε σχέση με τη δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο της σεισμικής κίνησης, η καταπόνηση του συστήματος καταλήγει να είναι μικρότερη σε σχέση με την περίπτωση αγνόησης του φαινομένου της αλληλεπίδρασης. Βέβαια, στην πραγματικότητα το έδαφος και η κατασκευή συμπεριφέρονται μη-γραμμικά, γεγονός το οποίο επηρεάζει τη μεταξύ τους αλληλεπίδραση. Κατ' επέκταση, η επιρροή της αλληλεπίδρασης εξαρτάται και από το πλάτος της σεισμικής κίνησης το οποίο καθορίζει το βαθμό απομείωσης της δυστημσίας και της αύξησης της απόσβεσης του εδάφους.

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η ποσοστιαία μεταβολή της τέμνουσας βάσης του συστήματος για μια σειρά μονοβάθμιων ταλαντωτών διαφορετικών περιόδων για ποικίλες εδαφικές συνθήκες και σεισμικές διεγέρσεις διαφορετικού συχνοτικού περιεχομένου. Όταν λαμβάνεται υπόψη η δυναμική αλληλεπίδραση, η τέμνουσα βάσης των κατασκευών με μικρή ιδιοπερίοδο  $T_{fix}$  (έως 0.3 sec) αυξάνεται. Για μεσαίες και μεγάλες ιδιοπεριόδους  $T_{fix}$  η τέμνουσα βάση μειώνεται, εκτός από κάποιες περιπτώσεις ( $T_{fix}=0.4, 0.5$  και  $0.6$  sec) όπου αυξάνεται οριακά.



Σχήμα 3.10 Ποσοστιαία μεταβολή της τέμνουσας βάσης, για σεισμική διέγερση συμβατή με το φάσμα του κανονισμού και για τη σεισμική καταγραφή El Centro (Dutta et al., 2004).

### 3.7. ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ ΤΟΥ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟΥ ΣΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ

Σε επίπεδο κανονισμών, το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους - θεμελίωσης - κατασκευής αντιμετωπίζεται συνήθως προσεγγιστικά στις περιπτώσεις που δεν αγνοείται πλήρως. Η πολύπλοκη φύση του φαινομένου λόγω της εξάρτησης του από τις ειδικές συνθήκες κάθε τεχνικού έργου δικαιολογεί εν μέρει τη διατήρηση των κανονιστικών πλαισίων σε επίπεδο επισήμανσης περισσότερο, με έμφαση στις περιπτώσεις όπου η αλληλεπίδραση είναι ικανή να διαφοροποιήσει την σεισμική απόκριση του συστήματος (Ροβίθης, 2007). Παρά ταύτα αρκετοί σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί αναγνωρίζουν την επιρροή της αλληλεπίδρασης στην σεισμική απόκριση των κατασκευών. Πολλές φορές μάλιστα υπεισέρχονται και σε ειδικότερα θέματα, αντικατοπτρίζοντας τα βασικά συμπεράσματα τα οποία έχουν προκύψει από τη μελέτη του φαινομένου σε επίπεδο έρευνας αλλά και παρατήρησης από πραγματικές σεισμικές καταγραφές.

#### 3.7.1. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. - 2000)

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000, οι συνθήκες στήριξης στο έδαφος θεμελίωσης θεωρούνται γενικά ως πάκτωση. Μια έμμεση μόνο αναφορά σε θέματα αλληλεπίδρασης γίνεται σε επίπεδο προσομοίωσης όπου επιτρέπεται η θεώρηση πρόσθετων ελευθεριών κίνησης της βάσης μέσω της εισαγωγής ελαστικών στηρίξεων. Επίσης, κατά τον καθορισμό της σεισμικής δράσης σχεδιασμού λαμβάνεται υπόψη ο μειωτικός συντελεστής θεμελίωσης ( $\theta$ ) όταν η κατασκευή έχει δύσκαμπτη θεμελίωση ή διαθέτει τουλάχιστον ένα υπόγειο. Προβλέπεται επίσης ότι η πλευρική αντίσταση των επιφανειακών στρώσεων επιδεικτικών σε ρευστοποίηση ή απώλεια αντοχής θα μειώνεται μέχρι και θα μηδενίζεται, ενώ η διαμήκης και πλευρική δυσκαμψία των πασσάλων θα λαμβάνεται από την τέμνουσα δυσκαμψία στην ελαστική περιοχή λειτουργίας τους. Αναγνωρίζεται ακόμα ότι η καταπόνηση των πασσάλων σε περίπτωση σεισμού προέρχεται από τη μεταφορά των δράσεων της ανωδομής στο έδαφος και αντίστροφα την κινηματική καταπόνηση που οφείλεται στην παραμόρφωση που υφίσταται το περιβάλλον έδαφος κατά τη διέλευση των σεισμικών κυμάτων. Η κινηματική καταπόνησή τους αναφέρει ότι θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη για έδαφος κατηγορίας Γ ή έδαφος με έντονα διαφορετικές ιδιότητες μεταξύ των στρώσεων του, σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ή III και δομήματα σπουδαιότητας Σ3 ή Σ4 χωρίς ωστόσο να παρέχει σαφείς οδηγίες.

#### 3.7.2. Ευρωκώδικας 8 (EC8)

Σύμφωνα με τον EC8-Part 5 (CEN 2002), η αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν σε περιπτώσεις όπου τα φαινόμενα P-δ παίζουν σημαντικό ρόλο, σε κατασκευές με ογκώδη ή βαθιά εγκιβωτισμένη θεμελίωση, σε κατασκευές μεγάλου ύψους με σημαντικό λόγο ύψους/πλάτους καθώς και σε περιπτώσεις όπου το έδαφος θεμελίωσης αποτελείται από πολύ μαλακούς σχηματισμούς με μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων  $V_s < 100 \text{ m/s}$  (π.χ., εδάφη τύπου S1). Για αυτές τις περιπτώσεις επισημαίνεται μεταξύ άλλων ότι ο μηχανισμός απόσβεσης λόγω ακτινοβολίας των σεισμικών κυμάτων θα πρέπει να

λαμβάνεται υπόψη κατά τον καθορισμό των εδαφικών ιδιοτήτων, ξεχωριστά από την υστερητική απόσβεση λόγω μη-γραμμικής εδαφικής δράσης. Οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 που αφορούν τις γέφυρες (EN 1998-2) προτρέπουν το μελετητή να συνυπολογίσει το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης σε περίπτωση που η ανάλυση του συστήματος με την παραδοχή ενδόσιμης θεμελίωσης αυξάνει τις μετακινήσεις του καταστρώματος περισσότερο από 30% σε σχέση με αυτές του πακτωμένου στη βάση των βάθρων συστήματος. Όμως, δεν προσδιορίζει με ποιόν τρόπο είναι δυνατόν να εκτιμηθεί ο βαθμός στον οποίον οι εδαφικές μετακινήσεις αυξάνουν τις μετακινήσεις της κατασκευής, καθιστώντας έτσι το όριο του 30% μάλλον ασαφές και υποκείμενο στις παραδοχές ανάλυσης. Η επιρροή της δυναμικής αλληλεπίδρασης από την άλλη, περιγράφεται περισσότερο ποιοτικά, προτρέποντας το μελετητή να αποτιμήσει με κριτικό τρόπο τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τη συνήθη θεώρηση της αλληλεπίδρασης εδάφους - ανωδομής υπό στατική φόρτιση παρά παρέχοντας ουσιαστικά εργαλεία για τη συνεκτίμησή της κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό.

### **3.7.3. NEHRP 2003 (FEMA 450)**

Οι κανονιστικές διατάξεις της FEMA 450 (BSSC, 2003) για τον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών εμπεριέχουν σαφείς οδηγίες συνυπολογισμού της αλληλεπίδρασης στον καθορισμό των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού και των μετακινήσεων της κατασκευής στην περίπτωση όπου το προσομοίωμα ανάλυσης δεν συνεκτιμά άμεσα την ενδοσιμότητα της θεμελίωσης (συνθήκες πλήρους πάκτωσης της βάσης). Οι σχετικές οδηγίες αναφέρονται σε μείωση των δράσεων σχεδιασμού και κατά συνέπεια των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών, τονίζοντας όμως παράλληλα ότι η χρήση τους είναι δυνατόν να οδηγήσει σε αύξηση των μετακινήσεων και ενεργοποίηση φαινομένων P-δ. Για τον υπολογισμό των απαιτούμενων συντελεστών δυσκαμψίας της θεμελίωσης προσδιορίζονται από προτεινόμενες σχέσεις για επιφανειακή θεμελίωση (εγκιβωτισμένη ή μη) σε ημιχώρο αλλά και σε εδαφική στρώση υπερκείμενη βραχώδους υποβάθρου. Στις σχέσεις αυτές συνεκτιμάται έμμεσα η επιρροή της μη-γραμμικής εδαφικής απόκρισης μέσω της χρήσης μειωμένου μέτρου διάτμησης το οποίο θεωρείται συμβατό με το μέγεθος των αναμενόμενων διατμητικών παραμορφώσεων και το οποίο διαφοροποιείται ανάλογα με το επίπεδο της σεισμικής επιτάχυνσης σχεδιασμού (FEMA 450-Commentary).

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4<sup>ο</sup>

## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

---

### 4.1. ΟΡΙΣΜΟΣ

Η διαδικασία προσδιορισμού της συμπεριφοράς υφιστάμενων κατασκευών ονομάζεται αποτίμηση. Πρόκειται για μια διαδικασία που στοχεύει στον προσδιορισμό του πιθανού βαθμού βλάβης έπειτα από σεισμικές διεγέρσεις διαφορετικών εντάσεων. Σε αντίθεση με τον σχεδιασμό που εφαρμόζεται μόνο σε νέα έργα, η αποτίμηση αναφέρεται σε υπάρχουσες κατασκευές. Η αποτίμηση μπορεί να πραγματοποιηθεί προληπτικά για την προσεισμική ενίσχυση των κατασκευών. Η προσέγγιση αυτή σκοπεύει στη μείωση των βλαβών και στην αποφυγή κατάρρευσης έπειτα από ενδεχόμενο μελλοντικό σεισμό. Επιπλέον, αποτίμηση μπορεί να πραγματοποιηθεί με στόχο τη μετασεισμική ενίσχυση. Για την αποτίμηση των υφιστάμενων κατασκευών χρησιμοποιούνται εμπειρικές, πειραματικές και αναλυτικές μέθοδοι. Κατά την εφαρμογή της αποτίμησης είναι πιθανό να συνδυαστούν δύο ή παραπάνω από τις προαναφερθείσες μεθόδους. Είναι, επίσης, σημαντικό να επισημανθεί ότι η επιλογή της ορθότερης μεθόδου εξαρτάται από το αντικείμενο και το σκοπό της αποτίμησης.

### 4.2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

#### 4.2.1. Εμπειρικές μέθοδοι

Για την αποτίμηση μεγάλων συνόλων κτιρίων χρησιμοποιούνται οι αναλυτικές μέθοδοι λόγω της γρήγορης εφαρμογής τους, καθώς δεν απαιτούν αναλυτικούς υπολογισμούς και επιτόπου δοκιμές. Κριτήριο εφαρμογής των εμπειρικών μεθόδων είναι η ύπαρξη αξιόπιστων στατιστικών στοιχείων από βλάβες παρόμοιων κατασκευών, με βάση τα οποία μπορεί να εκτιμηθεί ο αναμενόμενος βαθμός βλάβης σε ένα σύνολο κατασκευών. Αρχικά, γίνεται η ταξινόμηση της κατασκευής σε μια κατηγορία και στη συνέχεια εκτιμάται η τρωτότητά της από ήδη υπάρχοντα στατιστικά στοιχεία τρωτότητας παρόμοιων κατασκευών. Οι μέθοδοι αυτές

περιλαμβάνουν, συνήθως, οπτικό έλεγχο των κατασκευών και μπορεί να είναι ταξινόμησης ή αξιολόγησης.

#### 4.2.1.1. Μέθοδοι Ταξινόμησης

Έπειτα από οπτικό έλεγχο ή κατόπιν μελέτης διατιθέμενων σχετικών αρχείων, η κατασκευή κατατάσσεται σε ορισμένες κατηγορίες. Η ταξινόμηση της κατασκευής γίνεται με βάση τα κρίσιμα χαρακτηριστικά της:

- το δομικό σύστημα παραλαβής οριζόντιων δυνάμεων,
- τα υλικά κατασκευής,
- την ηλικία,
- τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο.

Για κατασκευές της ίδιας κατηγορίας, γίνεται η παραδοχή ότι το μέγεθος των αναμενόμενων απωλειών είναι το ίδιο. Σύμφωνα με αυτό το σκεπτικό γίνεται εύκολος ο υπολογισμός των απωλειών καθώς το σύνολο των κτιρίων μιας περιοχής κατατάσσεται σε μικρό σχετικά αριθμό κατηγοριών. Παρ'όλα αυτά, προκύπτει το προφανές μειονέκτημα της θεώρησης ίδιας τρωτότητας σε κτίρια με σημαντικές διαφορές στα δυναμικά χαρακτηριστικά τους (ATC, 1985).

#### 4.2.1.2. Μέθοδοι Αξιολόγησης

Κατά την εφαρμογή της αξιολόγησης, έπειτα από οπτικό έλεγχο του κτιρίου, συμπληρώνεται ειδικό έντυπο ελέγχου. Σε όσα δομικά στοιχεία της κατασκευής θεωρηθεί κρίσιμη η σεισμική συμπεριφορά τους, πραγματοποιείται έλεγχος τρωτότητας. Κύριο χαρακτηριστικό της μεθόδου είναι ότι κάθε στοιχείο της κατασκευής αξιολογείται ξεχωριστά βάσει βαθμονόμησης που αντιπροσωπεύει την επάρκειά του σε σχέση με τις αντισεισμικές απαιτήσεις επιτελεσματικότητας. Στη συνέχεια αθροίζονται οι επιμέρους βαθμονομήσεις, με τη χρήση συντελεστών βαρύτητας, και προκύπτει η συνολική βαθμολογία για ολόκληρη την κατασκευή (ASCE, 2000)

### 4.2.2. Πειραματικές μέθοδοι

Οι πειραματικές μέθοδοι συνίστανται στην μέτρηση της αντοχής (και εμμέσως των ελαστικών σταθερών) των υλικών του φέροντος οργανισμού των κατασκευών, επιτόπου ή στο εργαστήριο. Η κατασκευή μοντέλων φυσικής κλίμακας στο εργαστήριο προσκρούει σε πολλές οικονομικές και κατασκευαστικές δυσκολίες και περιορισμούς, οπότε η εφαρμογή της γίνεται σε πολύ ειδικές περιπτώσεις. Τα κτίρια που μπορούν να δοκιμαστούν σε σεισμική τράπεζα (σε δυναμικές φορτίσεις) είναι συνήθως μέσου ύψους (κάτω από 10 ορόφους) και υπό κλίματα τουλάχιστον 1:10. Πληροφορίες σχετικά με τις δυναμικές δοκιμές μπορεί να βρεθούν σε τεχνικές εκθέσεις των επιτροπών ACI Committee 444(ACI,1982) και CEB Task Group III/6 (CEB, 1994).



Είναι επίσης δυνατό να κατασκευαστούν μοντέλα μεγαλύτερης κλίμακας και να ελεγχθούν μέσω στατικών δοκιμών. Η ψευδοδυναμική μέθοδος, στην οποία οι δυνάμεις αδράνειας προσομοιώνονται μέσω στατικά επιβαλλόμενων δράσεων (μετακινήσεων), είναι μια αναπτυσσόμενη στατική μέθοδος η οποία απαιτεί προσεκτική επιλογή του ιστορικού φόρτισης και προσεκτική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων, λόγω της αδυναμίας της να προσομοιώσει την επιρροή της ταχύτητας παραμόρφωσης στην αντοχή και την παραμορφωσιμότητα των υλικών (CEB, 1994).

Πέρα από τις δοκιμές ολόκληρων κατασκευών στο εργαστήριο, πειραματικές μέθοδοι εφαρμόζονται και σε μικρότερη κλίμακα με σκοπό την ενίσχυση συγκεκριμένου κτιρίου ή σαν συμπληρωματικές άλλων μεθόδων (π.χ., αναλυτικές). Εφαρμόζονται επιτόπου δοκιμές και εργαστηριακοί έλεγχοι για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων αντοχής των υλικών ή των δομικών στοιχείων, αλλά και για τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών των κατασκευών (ιδιοπερίοδοι, λόγοι απόσβεσης, αλληλεπίδραση εδάφους – ανωδομής). Οι επιτόπου δοκιμές μπορεί να είναι καταστροφικές / ημικαταστροφικές (πυρηνοληψία) ή μη καταστροφικές (κρουσιμέτρηση, υπέρηχοι, εξόλκευση ήλου, μαγνητικές μέθοδοι για την εκτίμηση της θέσης των οπλισμών).

#### 4.2.3. Αναλυτικές μέθοδοι

Σε περίπτωση που απαιτούνται αναλυτικές και λεπτομερείς πληροφορίες για τη συμπεριφορά κάποιας κατασκευής, χρησιμοποιούνται υπολογιστικές μέθοδοι. Όπως είναι αναμενόμενο η χρήση εξειδικευμένων μεθόδων αυξάνει το κόστος και τον χρόνο εφαρμογής, συγκριτικά με τις εμπειρικές μεθόδους. Ονομάζονται υπολογιστικές γιατί απαιτούν για την εφαρμογή τους κάποιο υπολογιστικό εργαλείο. Συνήθης είναι η εφαρμογή τους σε:

- κτίρια υψηλής σπουδαιότητας,
- πρωτότυπες ή πολύπλοκες κατασκευές για τις οποίες δεν διατίθενται εμπειρικά δεδομένα,
- υφιστάμενες κατασκευές για τις οποίες αντιμετωπίζεται το ενδεχόμενο ενίσχυσής τους.

### 4.3. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΜΕ ΒΑΣΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ

#### 4.3.1. Βασικές αρχές

Όπως έχει αναφερθεί στην προηγούμενη ενότητα, οι υπολογιστικές μέθοδοι εφαρμόζονται για την αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας μεμονωμένων κατασκευών με σκοπό τη λήψη λεπτομερών στοιχείων. Οι υπολογιστικές μέθοδοι αποτίμησης παρουσιάζουν σημαντική διασπορά του κόστους και του βαθμού πολυπλοκότητας με ανάλογη αξιοπιστία αποτελεσμάτων. Τα βασικά βήματα που ακολουθούνται κατά την εφαρμογή αριθμητικών μεθόδων είναι τα εξής:

- Καθορισμός των παραμέτρων της σεισμικής επικινδυνότητας από τις οποίες θα προκύψουν οι σεισμικές δράσεις.

- Επιλογή του καταλληλότερου υπολογιστικού προσομοιώματος της κατασκευής και των επιμέρους δομικών στοιχείων τα οποία συμμετέχουν στη διαμόρφωση της σεισμικής συμπεριφοράς.
- Ανάλυση του προσομοιώματος με το κατάλληλο λογισμικό.
- Υπολογισμός μεγεθών απόκρισης (εντάσεις, μετακινήσεις).
- Προσδιορισμός του επιμέρους βαθμού βλάβης του κάθε στοιχείου ή τμήματος της κατασκευής με βάση τις δομικές παραμέτρους που προκύπτουν από την ανάλυση.

Αν σκοπός της ανάλυσης είναι να ληφθεί απόφαση για την ενίσχυση της κατασκευής, μετά τον προσδιορισμό του βαθμού σεισμικής βλάβης των στοιχείων επιλέγεται η προσφορότερη μέθοδος ενίσχυσης. Σε περίπτωση που η εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης αποτελεί τον κύριο σκοπό της μελέτης, μετά τον προσδιορισμό των δεικτών βλάβης γίνεται ο συσχετισμός τους με τις απώλειες. Η διακινδύνευση δίνεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$R_i = HVL_i \quad [4.1]$$

όπου:

H: η σεισμική επικινδυνότητα,

V: η τρωτότητα,

L<sub>i</sub>: η διακινδυνευόμενη αξία σε οικονομικούς όρους του στοιχείου.

Το άθροισμα των στοιχείων που επηρεάζονται από τον σεισμικό κίνδυνο, όπως οι αστοχίες της κατασκευής, ο πληθυσμός ή οι επιπτώσεις στην οικονομική δραστηριότητα, αποτελούν την συνολική διακινδύνευση.

#### 4.3.2. Μέθοδοι ανάλυσης

Η επιλογή της μεθόδου ανάλυσης και του υπολογιστικού προσομοιώματος που πρέπει να δημιουργηθεί αποτελεί τον βασικό παράγοντα διαμόρφωσης του κόστους και της ακρίβειας σε μια αναλυτική αποτίμηση. Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου εξαρτάται από διάφορους παράγοντες και περιορισμούς. Συνήθως ακολουθείται η λογική των διαδοχικών σταδίων από την απλούστερη στη συνθετότερη. Οι διαθέσιμες μέθοδοι ανάλυσης είναι οι εξής:

- ελαστική στατική ανάλυση,
- ελαστική δυναμική ανάλυση,
- μη-γραμμική στατική ανάλυση,
- μη-γραμμική δυναμική ανάλυση.

##### 4.3.2.1. Ελαστική στατική και ελαστική δυναμική ανάλυση

Οι ελαστικές αναλύσεις είναι ικανές να φανερώσουν τα αδύνατα σημεία των κατασκευών. Χρησιμοποιούνται σε περιπτώσεις όπου αρκεί μια ποσοτική ένδειξη των περιοχών όπου αναμένεται να εμφανιστούν σεισμικές βλάβες. Αποτίμηση με χρήση ελαστικών αναλύσεων (ελαστική στατική ανάλυση, ιδιομορφική ανάλυση) χρησιμοποιήθηκε για παράδειγμα στις ΗΠΑ με σκοπό την εκτίμηση των στοιχείων που αστοχούν (Culver et al., 1975).

#### 4.3.2.2. Στατική μη-γραμμική ανάλυση

Η χρήση της μη-γραμμικής στατικής μεθόδου ανάλυσης, η οποία έχει προσφάτως εισαχθεί σε σύγχρονα κανονιστικά κείμενα (FEMA 1997, EC8) εμφανίζει σημαντικά πλεονεκτήματα στην εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των φορέων. Βασικό χαρακτηριστικό της μεθόδου είναι η χρήση μη-γραμμικών σχέσεων έντασης - παραμόρφωσης. Δεν λείπουν όμως και τα σημεία όπου η διαδικασία παρουσιάζει αδυναμίες και χρήζει βελτίωσης.

Η στατική μη-γραμμική ανάλυση πλεονεκτεί συγκριτικά με τις ελαστικές, καθώς περιγράφει καλύτερα τη συμπεριφορά του φορέα και συγκεκριμένα δίνει (Krawinkler & Seneviratna 1998):

- Το μέγεθος των πλαστικών παραμορφώσεων στα στοιχεία που διαρρέουν.
- Ρεαλιστική εκτίμηση των δυνάμεων σε σχετικώς ψαθυρά στοιχεία.
- Αναγνώριση των αδύνατων περιοχών καθ' ύψος ή σε κάτοψη (ασυνέχειες αντοχής).
- Δυνατότητα ελέγχου της πληρότητας και επάρκειας του τρόπου ροής των δυνάμεων στο φορέα.

Η επιλογή της κατάλληλης καθ' ύψος κατανομής των φορτίων αποτελεί ένα από τα κρίσιμα στοιχεία της μεθόδου. Η επιλογή τριγωνικής, ομοιόμορφης ή ιδιομορφικής κατανομής της φόρτισης και οι τροποποιήσεις κατά την πορεία της ανάλυσης εξαρτάται από την κανονικότητα του κτιρίου, συμπεριλαμβανομένων και των ασυνεχειών στην αντοχή. Επιπλέον, κρίσιμο στοιχείο αποτελεί η επιλογή της μετακίνησης σύμφωνα με την οποία θα γίνει η αποτίμηση και ο τρόπος με τον οποίο αυτή θα συσχετιστεί με την αντίστοιχη σεισμική δράση. Οι κυριότερες αδυναμίες της μεθόδου συνοψίζονται στις εξής (Krawinkler & Seneviratna 1998):

- Οι υπολογιζόμενες παραμορφώσεις μπορεί να είναι πολύ ανακριβείς όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική (υψηλά κτίρια ή προβληματικές μορφολογίες).
- Η χρήση πολλών κατανομών δυνάμεων περιορίζει αλλά δεν εξαλείφει τα πιθανά προβλήματα.
- Η αδυναμία αναγνώρισης των μηχανισμών αστοχίας που δημιουργούνται μετά την αρχική διαρροή.
- Η δυσχέρεια στην εφαρμογή σε χωρικούς φορείς με προβλήματα κανονικότητας.

#### 4.3.2.3. Δυναμική μη-γραμμική ανάλυση

Η δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας θεωρείται η καταλληλότερη μέθοδος για την προσομοίωση του δυναμικού χαρακτήρα της σεισμικής δράσης και της απόκρισης της κατασκευής. Επίσης, για υψηλά επίπεδα σεισμικής έντασης και σε κατασκευές μέσης και χαμηλής επιτελεστικότητας η ανάπτυξη βλαβών, δηλαδή η είσοδος στη μη-γραμμική περιοχή, είναι σχεδόν βέβαιη, άρα για την ρεαλιστικότερη προσομοίωσή τους η μη-γραμμική μέθοδος κρίνεται καταλληλότερη από τις ελαστικές.

Τόσο τα απαιτούμενα όσο και τα διαθέσιμα μεγέθη (δυνάμεις, παραμορφώσεις) εμπεριέχουν σημαντικές αβεβαιότητες οι οποίες πρέπει να συμπεριληφθούν στην αποτίμηση.

Στα απαιτούμενα μεγέθη μπορούν να συμπεριληφθούν μετά από σειρά σχετικών μελετών (Shome et al. 1998):

- Η αβεβαιότητα της σεισμικής δράσης, δηλαδή των επιταχυνσιογραφημάτων που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν, η οποία χαρακτηρίζεται από υψηλούς συντελεστές μεταβλητότητας.
- Η αβεβαιότητα που εισάγει η παραδοχή για τη δυσκαμψία του ελαστικού τμήματος των δομικών στοιχείων, στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται προσομοιώματα σημειακής πλαστιμότητας για τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος.
- Η αβεβαιότητα των παραμέτρων της ανάλυσης που αναφέρονται στις αντοχές των υλικών ( $f_c$ ,  $f_y$ ) και των στιβαροτήτων των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ( $EI_{eff}$ ,  $GA_{eff}$ ,  $EA_{eff}$ ).

Στα διαθέσιμα μεγέθη απόκρισης, τα οποία συνήθως συνίστανται στη διαθέσιμη πλαστιμότητα των δομικών στοιχείων (ικανότητα παραμόρφωσης), οι αβεβαιότητες είναι μεγάλες και δεν επιλύονται ούτε με την περίπτωση της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης (ανάλυση Pushover). Σύμφωνα με την τεχνική έκθεση της μελέτης που συντάχθηκε από την επιτροπή 442 των αμερικάνικων οργανισμών ACI και ASCE και που αναφέρεται σε δοκούς, σε υποστυλώματα και σε τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος επισημάνθηκαν τα εξής συμπεράσματα (πραγματοποιήθηκε μεγάλος αριθμός πειραμάτων υπό τυπικές μορφές ανακυκλιζόμενης έντασης με σκοπό την εκτίμηση της διαθέσιμης ικανότητας πλαστικής στροφής):

- Διαπιστώθηκε μεγάλη διασπορά στις πειραματικά εκτιμώμενες ικανότητες παραμόρφωσης, είτε αυτές εκφράζονται ως δείκτες πλαστιμότητας είτε ως σχετικά βέλη ορόφων, οι οποίες οφείλονται στους μηχανισμούς μεταφοράς δύναμης στα στοιχεία υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, αλλά και σε διαφορές στις χρησιμοποιούμενες πειραματικές διατάξεις.
- Ως σημαντικότερη παράμετρος επιρροής της διαθέσιμης ικανότητας πλαστικής στροφής, αναδείχθηκε το επίπεδο της τέμνουσας (ειδικότερα η διατμητική τάση  $\tau = V/(b \cdot d)$ ). Συγκεκριμένα, όσο αυξάνεται η τιμή της τάσης τόσο μειώνεται η διαθέσιμη πλαστική στροφή και ο αντίστοιχος δείκτης πλαστιμότητας.

## 4.4. ΕΠΑΥΞΗΤΙΚΗ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

### 4.4.1. Εισαγωγικά στοιχεία

Η επαυξητική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας θεωρείται η εξέλιξη της μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης και αποτελεί τη νεότερη και ακριβέστερη από τις προαναφερθείσες μεθόδους. Η φιλοσοφία της μεθόδου έγκειται στην λογική της Pushover ανάλυσης. Συγκεκριμένα, η κατασκευή υποβάλλεται σε παράλληλες αναλύσεις της ίδιας χρονοϊστορίας με αυξομείωση της μέγιστης επιτάχυνσης. Τη μέθοδο εφάρμοσε πρώτη φορά ο Bertero το 1977 και κατά τις τελευταίες δεκαετίες απариθμεί πληθώρα εφαρμογών. Η εφαρμογή πληθώρας χρονοϊστοριών οδηγεί σε ασφαλέστερα συμπεράσματα για τη συμπεριφορά της κατασκευής.

Παρά το πλήθος των εφαρμογών της μεθόδου, η τυποποίηση της από τους διεθνείς κανονισμούς έχει ξεκινήσει μόλις τα τελευταία χρόνια. Συγκεκριμένα, στις σχετικές οδηγίες της FEMA προτείνεται εφαρμογή της επαυξητικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Η μέθοδος στον κανονισμό των ΗΠΑ αναφέρεται ως Incremental Dynamic Analysis (IDA) και προτείνεται για ένα ευρύ πεδίο εφαρμογών. Η εφαρμογή της μεθόδου πρωτίστως σκοπεύει στην απεικόνιση της μεταβολής της απόκρισης συναρτήσει της μεταβολής των πιθανών επιπέδων των διαφόρων σεισμικών διεγέρσεων.

#### 4.4.2. Εφαρμογή της μεθόδου

Κατά την εφαρμογή της IDA, επιλέγεται το επιβαλλόμενο επιταχυνσιογράφημα (καταγραφή αναφοράς,  $\alpha_1$ ) και στη συνέχεια επιλύεται το μοντέλο για την καταγραφή αυτή με μη-γραμμικές μεθόδους απευθείας ολοκλήρωσης στον χρόνο των διαφορικών εξισώσεων δυναμικής ισορροπίας. Η επίλυση πραγματοποιείται για το ίδιο επιταχυνσιογράφημα σε διαφορετικές εντάσεις. Για την αυξομείωση της εδαφικής κίνησης χρησιμοποιείται ενιαίος πολλαπλασιαστικός συντελεστής (Scale Factor). Ως πολλαπλασιαστικός συντελεστής ενός κλιμακούμενου επιταχυνσιογραφήματος ορίζεται ο μη-μηδενικός συντελεστής  $\lambda \in [0, +\infty)$ , ο οποίος παράγει το επιταχυνσιογράφημα  $\alpha_\lambda$  όταν εφαρμοστεί πολλαπλασιαστικά στην αρχική, μη-κλιμακούμενη χρονοϊστορία  $\alpha_1$ . Ακολουθώντας αυτή τη διαδικασία προκύπτουν νέα επιταχυνσιογραφήματα με αυξημένη ή μειωμένη μέγιστη επιτάχυνση. Ο συντελεστής  $\lambda=1$  δηλώνει το αρχικό επιταχυνσιογράφημα. Όταν  $\lambda < 1$  προκύπτουν τα υποεπιταχυνσιογραφήματα, ενώ όταν  $\lambda > 1$  προκύπτουν τα υπερεπιταχυνσιογραφήματα. Είναι δυνατόν η αυξομείωση αυτή να γίνει και στο πεδίο των συχνοτήτων, όπου με τον ενιαίο συντελεστή  $\lambda$  πολλαπλασιάζονται τα πλάτη της επιτάχυνσης στο φάσμα Fourier της καταγραφής σε όλες τις συχνότητες με ταυτόχρονη διατήρηση του συχνοτικού της περιεχομένου.

Παρόλο που ο συντελεστής  $\lambda$  αποτελεί τον απλούστερο τρόπο περιγραφής των κλιμακούμενων μορφών ενός επιταχυνσιογραφήματος, εντούτοις δεν προσφέρεται σε καμία περίπτωση για τους σκοπούς του μηχανικού, καθώς δεν παρέχει κάποια συγκεκριμένη πληροφορία για την κλιμακούμενη καταγραφή, καθώς και τις επιπτώσεις της στην κατασκευή. Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιούνται άλλα μεγέθη μέτρησης της έντασης των υπέρ/υποεπιταχυνσιογραφημάτων, όπως η μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους (PGA), η μέγιστη ταχύτητα του εδάφους (PVG), η μέγιστη φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής ( $T_1$ ). Τα μεγέθη αυτά ονομάζονται παράμετροι σεισμικής έντασης (intensity measure, IM) και δίνουν πληροφορίες για κάθε επιταχυνσιογράφημα. Το μέτρο βλάβης προσδιορίζεται από την ακόλουθη εξίσωση, η οποία εξαρτάται από το μη-κλιμακούμενο επιταχυνσιογράφημα  $\alpha_1$ , και αυξάνεται μονοτονικά με τον συντελεστή  $\lambda$ .

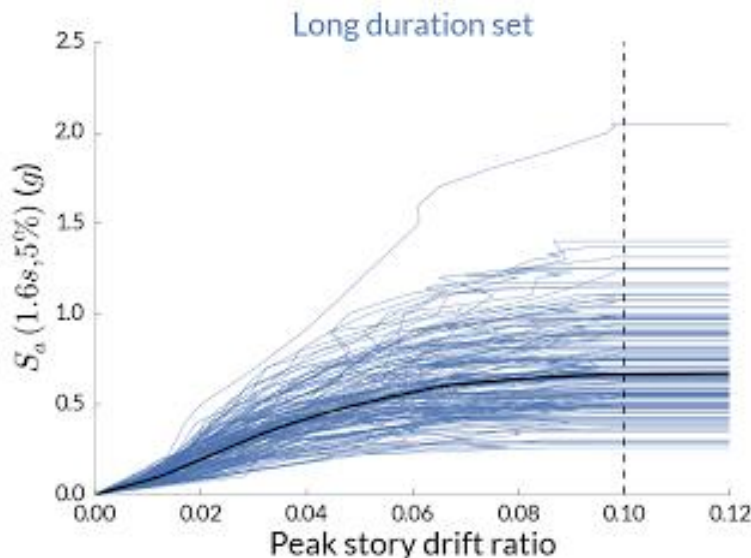
$$IM = \lambda f_{\alpha_1} \quad [4.2]$$

Εκτός από το μέγεθος μέτρησης της έντασης της σεισμικής διέγερσης, ορίζεται και ένα μέγεθος μέτρησης της απόκρισης της κατασκευής γνωστό ως δείκτης βλάβης (damage measure, DM). Ως δείκτης βλάβης ορίζεται ο μη-αρνητικός συντελεστής  $DM \in [0, +\infty)$ , ο οποίος χαρακτηρίζει την επιπρόσθετη απόκριση του μοντέλου στο προδιαγεγραμμένο

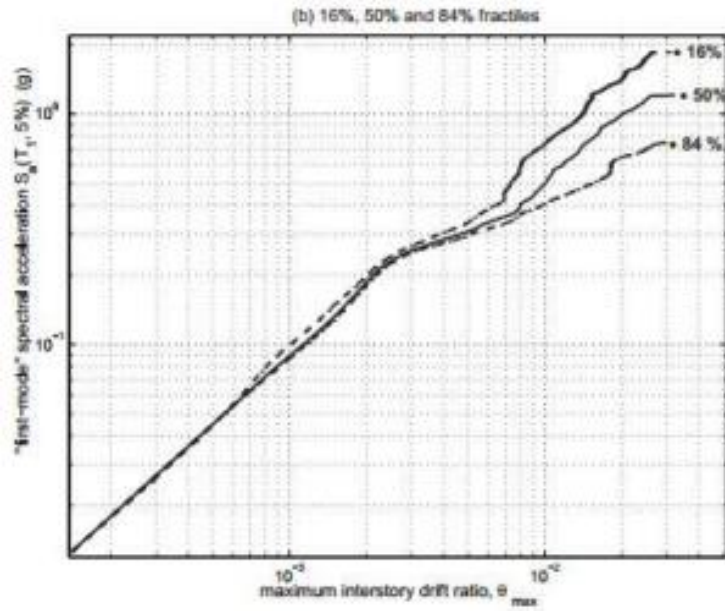
σεισμικό φορτίο. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης, οι στροφές των κόμβων, η μέγιστη πλαστιμότητα των ορόφων, η μέγιστη μετατόπιση κορυφής και η μέγιστη στροφή ορόφου αποτελούν τους κυριότερους δείκτες βλάβης. Η επιλογή του κατάλληλου συντελεστή εξαρτάται από τη φύση της μελετηθείσας κατασκευής, μπορεί να είναι σκόπιμη η χρήση δύο ή και περισσότερων DM προκειμένου να αποτιμήσουμε διαφορετικά χαρακτηριστικά της απόκρισης της κατασκευής, οριακές καταστάσεις ή τύπους αστοχίας.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αποτυπώνονται συγκεντρωτικά σε ένα διάγραμμα της παραμέτρου βλάβης της κατασκευής και της έντασης της σεισμικής διέγερσης κάθε επιταχυνσιογραφήματος. Κάθε σημείο στο διάγραμμα αντιστοιχεί σε μια ανάλυση χρονοϊστορίας. Ως δυναμική καμπύλη αντίστασης ορίζεται η ένωση όλων των σημείων των αναλύσεων. Επομένως, όπως είναι αναμενόμενο, όσο περισσότερες αναλύσεις πραγματοποιούνται, τόσο αυξάνεται η ακρίβεια της μεθόδου, όμως παράλληλα αυξάνεται και το υπολογιστικό κόστος. Για τον λόγο αυτό, πρέπει να βρεθεί μία χρυσή τομή μεταξύ ακρίβειας και χρόνου ανάλυσης. Συνήθως η εφαρμογή τουλάχιστον δέκα κλιμακώσεων στο ίδιο επιταχυνσιογράφημα αποτελεί μια καλή επιλογή.

Η πραγματική απόκριση μιας κατασκευής σε ένα μελλοντικό σεισμό, είναι αδύνατο να περιγράψει με την εφαρμογή ενός μεμονωμένου επιταχυνσιογραφήματος. Για την ορθότερη περιγραφή της απόκρισης της κατασκευής επιβάλλεται ο φορέας σε περισσότερα επιταχυνσιογραφήματα από τα οποία προκύπτει η «μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης». Όπως, για παράδειγμα η έντονη γραμμή στο Σχήμα 4.1, η οποία αντιστοιχεί στη δειγματική διάμεση (Median -50%) των τιμών και εφεξής θα ονομάζεται για συντομία "μέση" καμπύλη IDA. Συνοψίζοντας τις καταγραφές σε φάσματα απόκρισης μπορούν να καθοριστούν και μέσες καμπύλες IDA, αλλά και για εκατοστιαίες (percentiles) καμπύλες IDA 16%, 84%, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.2.



Σχήμα 4.1 Δυναμικές καμπύλες αντίστασης (IDA curves).



Σχήμα 4.2: 16%, 50% & 84% καμπύλες IDA.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5<sup>ο</sup>

## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΒΑΣΕΙ ΕΠΙΠΕΔΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

---

### 5.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σύμφωνα με την κοινή πρακτική, ο μελετητής μηχανικός καλείται να εξασφαλίσει την επάρκεια των κατασκευών, ικανοποιώντας πλήθος ελέγχων που επιβάλλουν οι σύγχρονοι κανονισμοί. Βάσει της λογικής των περισσότερων κανονισμών, ελέγχεται η παραμόρφωση της κατασκευής μέχρι τη διαρροή, παραβλέποντας το μέγεθος των αστοχιών κατά τη διάρκεια των σεισμών. Σε σημαντικές κατασκευές όπως οι μνημειακές, γίνεται σαφές ότι θα πρέπει να προβλεφθεί το πιθανό μέγεθος των αστοχιών λόγω σεισμικής διέγερσης και να αξιολογηθεί η ανάγκη εφαρμογής μέτρων ενίσχυσης. Θεωρείται πλέον επιτακτική η ανάγκη ανάπτυξης μιας νέας μεθοδολογίας αξιολόγησης σημαντικών υφιστάμενων κατασκευών βάσει πολλαπλών επιπέδων απόδοσης και σεισμικής διακινδύνευσης.

Τα τελευταία χρόνια ο σχεδιασμός νέων κατασκευών πραγματοποιείται βάσει της αξιολόγησης της συμπεριφοράς τους (performance-based design). Σύμφωνα με τη λογική της αξιολόγησης, ελέγχονται οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ή στροφές ορόφων κατά τη σεισμική διέγερση. Η μεθοδολογία βασίζεται στη φιλοσοφία, ότι το κτίριο πρέπει να είναι σε θέση να μην υποστεί βλάβες στους συχνούς μικρούς σεισμούς, να συνεχίσει να λειτουργεί με επισκευάσιμη βλάβη όταν υπόκειται σε μέτριας έντασης σεισμούς και να μην καταρρεύσει όταν υπόκειται σε σπάνιους αλλά ισχυρούς σεισμούς. Πλέον οι σύγχρονες κατασκευές σχεδιάζονται βάσει ενός προκαθορισμένου επιπέδου βλάβης για κάθε επίπεδο σεισμικής διέγερσης.

Αντίθετα με τον σχεδιασμό νέων κατασκευών υπάρχει έλλειψη μιας κοινής προσέγγισης για την εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης μνημειακών και ιστορικών κατασκευών. Η αντισεισμική προστασία των κτισμάτων πολιτιστικής αξίας αφορά όχι μόνο στην ασφάλεια του



κοινού και στις οικονομικές επιπτώσεις που προκύπτουν από τη βλάβη του, αλλά και ιδιαίτερα στη διατήρηση αυτής καθαυτής της πολιτιστικής κληρονομιάς. Η εξασφάλιση της ακεραιότητας των μνημειακών κτισμάτων σε βάθος χρόνου αποτελεί ένα ζήτημα το οποίο χρήζει άμεσης αντιμετώπισης. Σημαντικότερη δυσκολία στη δημιουργία μιας ενιαίας μεθοδολογίας για την εκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας των κατασκευών πολιτισμικής κληρονομιάς αποτελούν οι περιορισμοί στις εφαρμοζόμενες επεμβάσεις. Οι περιορισμοί στην υλοποίηση επεμβάσεων σε κτίρια πολιτισμικής κληρονομιάς προκύπτουν από τις διεθνώς αποδεκτές οδηγίες (Perpetuate, 2010), οι οποίες περιορίζουν το επίπεδο ασφάλειας σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κατασκευών. Η ορθότερη πρακτική σε μνημειακές κατασκευές είναι η εφαρμογή αντιστρέψιμων επεμβάσεων πάντα με στόχο τον περιορισμό την τρωτότητας τους.

Η «Συνολική Βελτίωση» αποτελεί μια νέα μεθοδολογία που αποσκοπεί στην εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης μνημειακών κατασκευών (Σπυράκος 2015). Η μεθοδολογία επιχειρεί να βρει τη χρυσή τομή στην επιλογή εφαρμόσιμων επεμβάσεων μεταξύ της εξασφάλισης της ασφάλειας και του σεβασμού στη μνημειακή αξία της κατασκευής.

## **5.2. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΒΑΣΕΙ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΤΟΥΣ ΣΥΓΧΡΟΝΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ**

Όπως έχει αναφερθεί, οι σύγχρονοι κανονισμοί αντισεισμικού σχεδιασμού νέων κατασκευών, καθώς και οι κανονισμοί για την αξιολόγηση επεμβάσεων σε υφιστάμενες, έχουν συμπεριλάβει τα τελευταία χρόνια μεθοδολογίες εκτίμησης της απόκρισης της κατασκευής βάσει της επιτελεστικότητας (performance-based assessment), και έχουν ορίσει οριακές καταστάσεις (επίπεδα σχεδιασμού).

### **5.2.1. Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)**

Ο ελληνικός κανονισμός επεμβάσεων έχει υιοθετήσει δύο επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας:

- Τη συχνή σεισμική διέγερση με πιθανότητα εμφάνισης 50% στα 50 χρόνια.
- Τη σπάνια σεισμική διέγερση με πιθανότητα εμφάνισης 10% στα 50 χρόνια.

Επίσης σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζονται οι ακόλουθες τρεις στάθμες επιτελεστικότητας για κατασκευές με διάρκεια ζωής 50 έτη:

- περιορισμένες βλάβες,
- σημαντικές βλάβες,
- οιονεί κατάρρευση.

Θεωρώντας τα μνημεία ως κατασκευές υψηλής σπουδαιότητας III (κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης) ή IV

(Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών), ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει τους στόχους αποτίμησης και ανασχεδιασμού:

- A1: Περιορισμένες βλάβες, πιθανότητα εμφάνισης 10% στα 50 έτη.
- A2: Περιορισμένες βλάβες, πιθανότητα εμφάνισης 50% στα 50 έτη.
- B1: Σημαντικές βλάβες, πιθανότητα εμφάνισης 10% στα 50 έτη.

Αξίζει να σημειωθεί ότι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. δεν θεωρεί αποδεκτή τη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί κατάρρευση» για της μνημειακές κατασκευές.

### 5.2.2. Ευρωκώδικας EC8-3

Ο Ευρωκώδικας 8 ορίζει τα ίδια επίπεδα επιτελεστικότητας με τον Κανονισμό Επεμβάσεων με τη διαφορά ότι υιοθετεί τους πρόσθετους στόχους ελέγχου:

- Περιορισμένες βλάβες για σεισμική διέγερση με πιθανότητα εμφάνισης 20% στα 50 έτη.
- Στάθμη επιτελεστικότητας: Σεισμική διέγερση με πιθανότητα εμφάνισης 2% στα 50 χρόνια.

Στην περίπτωση μνημειακών κατασκευών υψηλής ιστορικής ή καλλιτεχνικής αξίας μπορεί να ελεγχθούν και οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού:

- A3: Περιορισμένες βλάβες, Πιθανότητα εμφάνισης 2% στα 50 χρόνια.
- B3: Σημαντικές βλάβες, Πιθανότητα εμφάνισης 2% στα 50 χρόνια.

Στο Παράρτημα C του τρίτου μέρους του Ευρωκώδικα 8 παρουσιάζεται η διαδικασία υπολογισμού των οριακών μετακινήσεων για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας για κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας. Αρχικά, γίνεται ο διαχωρισμός των τμημάτων της τοιχοποιίας σε στοιχεία υπό θλίψη και υπό διάτμηση, βάσει της σχέσης:

$$V_f = \frac{DN}{2H_0} (1 - 1.15v_d) \leq V_f = f_{vd}Dt$$

[5.1]

όπου:

D: το μήκος της τοιχοποιίας,

H<sub>0</sub>: απόσταση μεταξύ της διατομής επίτευξης της καμπτικής ικανότητας και του σημείου μηδενισμού των ροπών,

$$v_d = \frac{N}{Dt f_d}$$

$$f_d = \frac{f_m}{CF_m}$$

f<sub>m</sub>: μέση θλιπτική αντοχή,

CF<sub>m</sub> : συντελεστής εμπιστοσύνης για την τοιχοποιία (εξαρτάται από το επίπεδο γνώσης),

t :το πάχος της τοιχοποιίας,

D': θλιβόμενο μήκος της τοιχοποιίας.

Αν η σχέση (5.1) επαληθευτεί τότε η συμπεριφορά της τοιχοποιίας επηρεάζεται κυρίως από την κάμψη. Σε αυτήν την περίπτωση η οριακή στροφή για τη στάθμη επιτελεστικότητας "Σημαντικών Βλαβών" (SD) λαμβάνεται ίση με:

- $0.008 \frac{H_0}{D}$  για πρωτεύοντες τοίχους,
- $0.012 \frac{H_0}{D}$  για τους δευτερεύοντες τοίχους.

Η οριακή στροφή για τη στάθμη επιτελεστικότητας "Οιονεί Κατάρρευσης" (NC) ισούται με τα 4/3 της αντίστοιχης τιμής της στάθμης "Σημαντικών Βλαβών" (SD).

Στην περίπτωση που η σχέση (5.1) δεν επαληθεύεται, η συμπεριφορά της τοιχοποιίας επηρεάζεται από τη διάτμηση. Η οριακή ικανότητα με όρους διαφορικής στροφής είναι 0.004 για πρωτεύοντες τοίχους και 0.006 για δευτερεύοντες για την οριακή κατάσταση "Σημαντικών Βλαβών" (SD) και τα 4/3 αυτής για τη στάθμη "Οιονεί Κατάρρευσης" (NC).

### 5.2.3. Ιταλικός Κανονισμός για Μνημεία DR 226/02/2011

Παρόμοια λογική υιοθετεί ο ιταλικός κανονισμός για τα Μνημεία, ο οποίος ορίζει τις ακόλουθες στάθμες επιτελεστικότητας:

- SLC: Αντιστοιχεί στη στάθμη «Περιορισμένες βλάβες» του EC8 με πιθανότητα υπέρβασης 5%.
- SLV: Αντιστοιχεί στη στάθμη «Σημαντικές βλάβες» του EC8 με πιθανότητα υπέρβασης 10%.
- SLD: Αντιστοιχεί στη στάθμη «Οιονεί κατάρρευση» του EC8 με πιθανότητα υπέρβασης 63%.
- SLO: «Οιονεί ελαστική συμπεριφορά» με πιθανότητα υπέρβασης 81%.
- SLA: Συναρτάται με τη λειτουργικότητα, καλλιτεχνική και την πολιτιστική αξία του εκάστοτε κτίσματος πολιτισμικής κληρονομιάς.

Ο κανονισμός καθορίζει διαφορετικούς συντελεστές σπουδαιότητας (CU), (0.7, 1.0, 1.5, 2.0) για κάθε κατηγορία σπουδαιότητας.

### 5.2.4. Κανονισμός FEMA 349

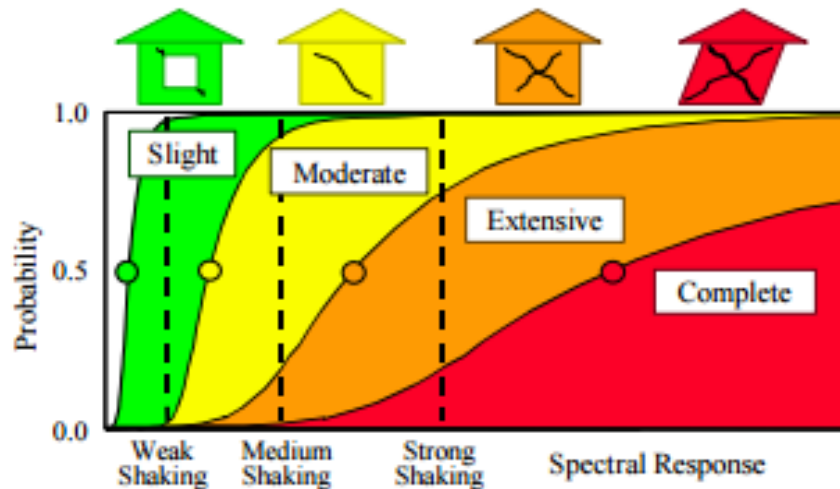
Σύμφωνα με τις σχετικές κανονιστικές οδηγίες στις ΗΠΑ, FEMA 349 ορίζονται οι ακόλουθες τέσσερις στάθμες επιτελεστικότητας για κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας:

- Slight Damage State,
- Moderate Damage State,
- Extensive Damage State,

➤ Complete.

Επίσης, ο FEMA 349 υιοθετεί τρία επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας:

- Σεισμική διέγερση με πιθανότητα εμφάνισης 50% στα 50 χρόνια.
- Σεισμική διέγερση με πιθανότητα εμφάνισης 10% στα 50 χρόνια.
- Σεισμική διέγερση με πιθανότητα εμφάνισης 2% στα 50 χρόνια.



Σχήμα 5.1 Πιθανότητα εμφάνισης βλαβών ανά στάθμη επιτελεστικότητας (FEMA, 2003)

Αξίζει να σημειωθεί ότι ο FEMA 349 προτείνει οριακές τιμές στροφών για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Οι προτεινόμενες τιμές αλλάζουν ανάλογα με τα δομικά υλικά και τον κανονισμό βάσει του οποίου έχει σχεδιαστεί η κατασκευή. Για μνημειακές κατασκευές προτείνεται η χρήση των οριακών τιμών από τον πίνακα κτιρίων άοπλης φέρουσας τοιχοποιίας για επίπεδο σχεδιασμού “Pre-Code”, το οποίο αναφέρεται σε παραδοσιακά κτίρια, η κατασκευή των οποίων δεν υπόκειται στις αρχές κάποιου κανονισμού.

Πίνακας 5.1 Μέγιστες στροφές ανά επίπεδο σχεδιασμού και στάθμη επιτελεστικότητας.

Επίπεδο σχεδιασμού	Average Inter-Story Drift Ratio					
	Capacity Curve Control Points		Structural Damage State Thresholds (Fragility Medians)			
	Yield	Plastic	Slight	Moderate	Extensive	Complete
<b>Special High-Code</b>	0.0057	0.1371	0.005	0.015	0.05	0.125
<b>High-Code</b>	0.0038	0.0913	0.004	0.012	0.04	0.1
<b>Moderate-Code</b>	0.0029	0.0514	0.004	0.0099	0.0306	0.75
<b>Low-Code</b>	0.0019	0.0343	0.004	0.0099	0.0306	0.75

Pre-Code	0.0019	0.0343	0.0032	0.0079	0.0245	0.06
----------	--------	--------	--------	--------	--------	------

### 5.3. ΣΥΓΧΡΟΝΕΣ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΝΗΜΕΙΑ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

Δυστυχώς, σε αντίθεση με την Ιταλία, στην Ελλάδα δεν έχει οριστεί ακόμα κανονισμός αντισεισμικής προστασίας των κτισμάτων πολιτισμικής κληρονομιάς. Παρόλα αυτά τα τελευταία χρόνια έχουν γίνει ορισμένες αξιολογικές προτάσεις για την προστασία των μνημείων (EPPO, 2011). Ο ΟΑΣΠ ορίζει τρία επίπεδα σπουδαιότητας των μνημείων (I1: Παγκόσμιου ενδιαφέροντος, I2: Εθνικού ενδιαφέροντος, I3: Τοπικού ενδιαφέροντος) και προτείνει αντίστοιχα επίπεδα βλάβης. Ανάλογα με την επισκεψιμότητα τους τα μνημεία χωρίζονται στις εξής κατηγορίες (ΟΑΣΠ, 2010):

- C1: Σχεδόν συνεχής παρουσία κοινού (κατοικημένα κτίρια στο ιστορικό κέντρο των πόλεων, μουσεία, χώροι λατρείας).
- C2: Περιστασιακή χρήση.
- C3: Μνημεία στα οποία η είσοδος επιτρέπεται μόνο σε προσωπικό υπηρεσίας.

### 5.4. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ “ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ”

Όπως έχει προαναφερθεί, μία αξιοσημείωτη προσπάθεια προς αυτή την κατεύθυνση έχει γίνει από την ΕΤΕΠΑΜ με την παρουσίαση της μεθοδολογίας της “Συνολικής Βελτίωσης” (Σπυράκος, 2015). Η μεθοδολογία της Συνολικής Βελτίωσης στοχεύει στην εφαρμογή επεμβάσεων για συγκεκριμένο χρονικό διάστημα και για προκαθορισμένη οριακή κατάσταση, μετά το πέρας του οποίου επιβάλλεται να πραγματοποιηθεί εκ νέου αποτίμηση του κτίσματος και ανάλογα με τα αποτελέσματα να επανεξεταστεί η λήψη κατάλληλων μέτρων. Σύμφωνα με τη μεθοδολογία ορίζεται ως *Συμβατική Διάρκεια Επέμβασης* ( $T_{\Delta}$ ), ο χρόνος για τον οποίο η επέμβαση εξασφαλίζει μια προκαθορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας της Ελλάδας.

Για τον υπολογισμό της περιόδου επαναφοράς ( $T_{RL}$ ) συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς ( $a_{gR}$ ), η μεθοδολογία της Συνολικής Βελτίωσης χρησιμοποιεί τις ακόλουθες εξισώσεις επαναφοράς για κάθε μία εκ των τριών ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας:

$$\log a_{gR} \approx 0.277 \log T_{RL} + 1.579 \quad [5.2]$$

$$\log a_{gR} \approx 0.264 \log T_{RL} + 1.739 \quad [5.3]$$

$$\log a_{gR} \approx 0.240 \log T_{RL} + 2.015 \quad [5.4]$$

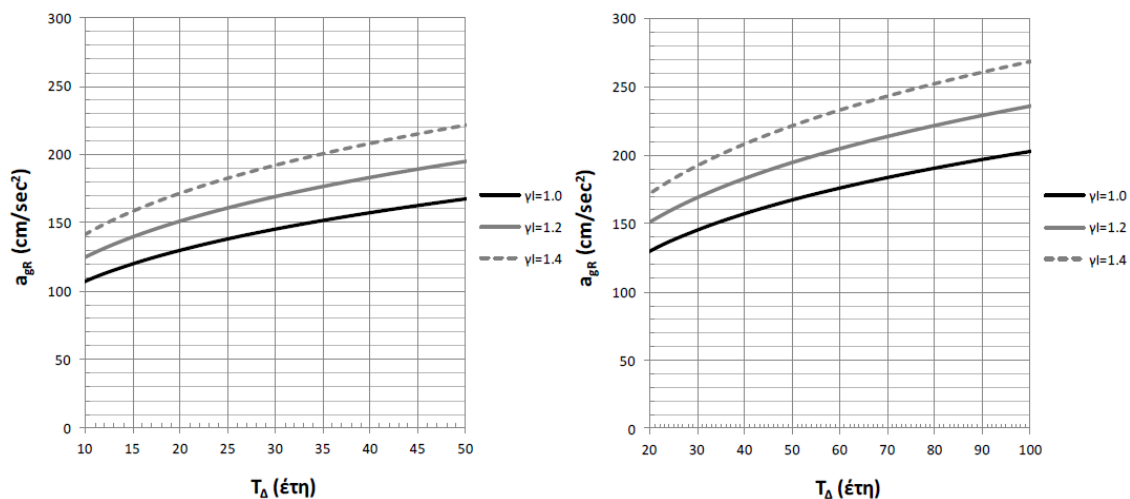
Υιοθετώντας κατανομή Poisson για τους σεισμούς, δηλαδή την υπόθεση ότι τα σεισμικά γεγονότα είναι στατιστικά ανεξάρτητα, η  $T_{\Delta}$  συνδέεται με την περίοδο επαναφοράς  $T_{RL}$  και την πιθανότητα υπέρβασης  $P_R$ , μέσω της εξίσωσης:

$$T_{RL} = -\frac{T_{\Delta}}{\ln(1 - P_R)} \quad [5.5]$$

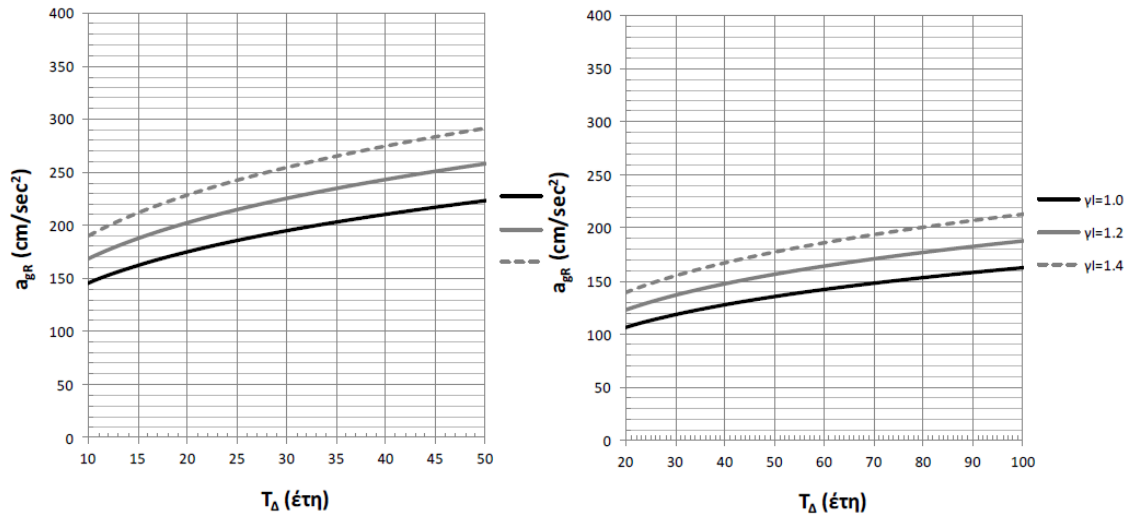
Προτείνεται (Σπυράκος, 2015):

- Η  $T_{\Delta}$  να υπερβαίνει τα 50 έτη για στόχο A2.
- Η  $T_{\Delta}$  να προσεγγίζει τα 50 έτη ή τουλάχιστον να μην υπολείπεται των 20 ετών για στόχο B1.
- Μετά το πέρας της χρονικής διάρκειας που ορίζει το  $T_{\Delta}$  για στάθμη B1 να αποτιμάται εκ νέου η σεισμική επικινδυνότητα του κτίσματος.

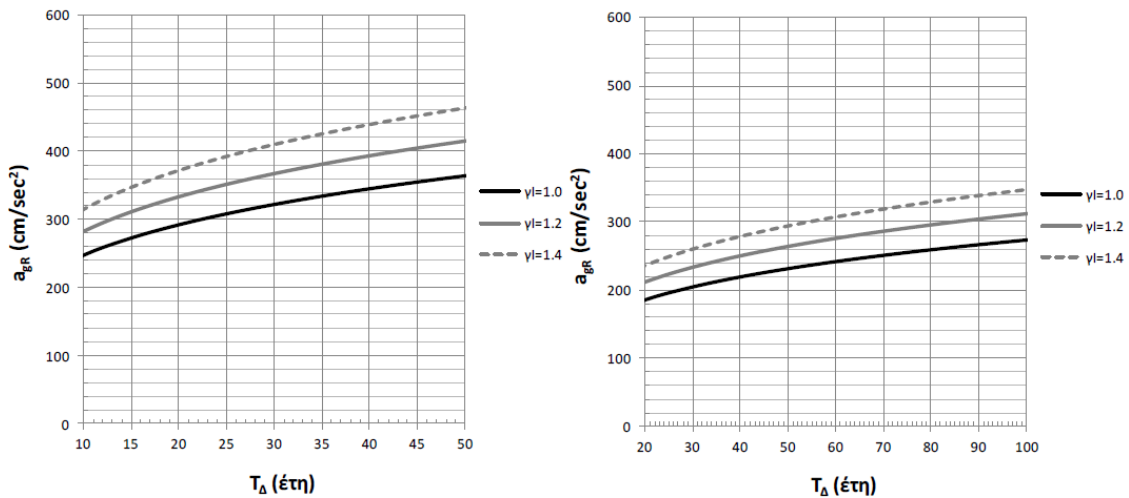
Εάν και με τις προτεινόμενες επεμβάσεις προκύψει ότι δεν ικανοποιούνται αυτά τα ελάχιστα όρια για το  $T_{\Delta}$ , το κτίσμα θα πρέπει να θεωρείται ότι ανήκει στην κατηγορία C3. Ο υπολογισμός της  $T_{\Delta}$  μπορεί να πραγματοποιηθεί απευθείας από τα ακόλουθα διαγράμματα.



Σχήμα 5.2 Διαγράμματα υπολογισμού συμβατικής διάρκειας ζωής,  $T_{\Delta}$ , για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 και για πιθανότητες υπέρβασης: αριστερά:  $P_R=10\%$ , και δεξιά  $P_R=50\%$ .



Σχήμα 5.3 Διαγράμματα υπολογισμού συμβατικής διάρκειας ζωής,  $T_D$ , για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 και για πιθανότητες υπέρβασης: αριστερά:  $P_R=10\%$ , και δεξιά  $P_R=50\%$ .



Σχήμα 5.4 Διαγράμματα υπολογισμού συμβατικής διάρκειας ζωής,  $T_D$ , για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z3 και για πιθανότητες υπέρβασης: αριστερά:  $P_R=10\%$ , και δεξιά  $P_R=50\%$ .





# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6<sup>ο</sup>

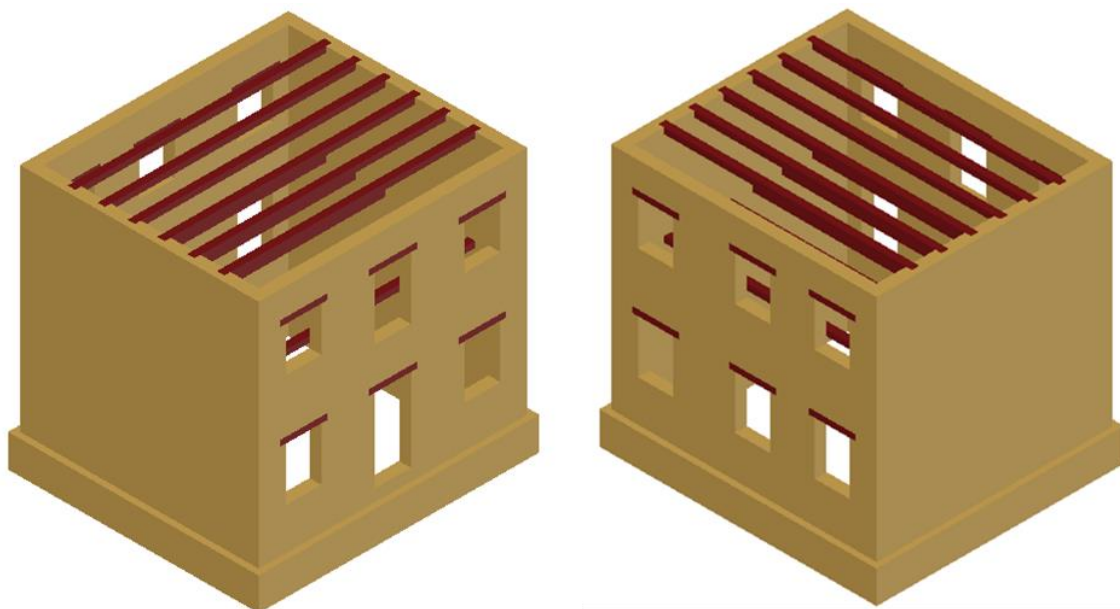
## ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

---

### 6.1. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΝΩΔΟΜΗΣ

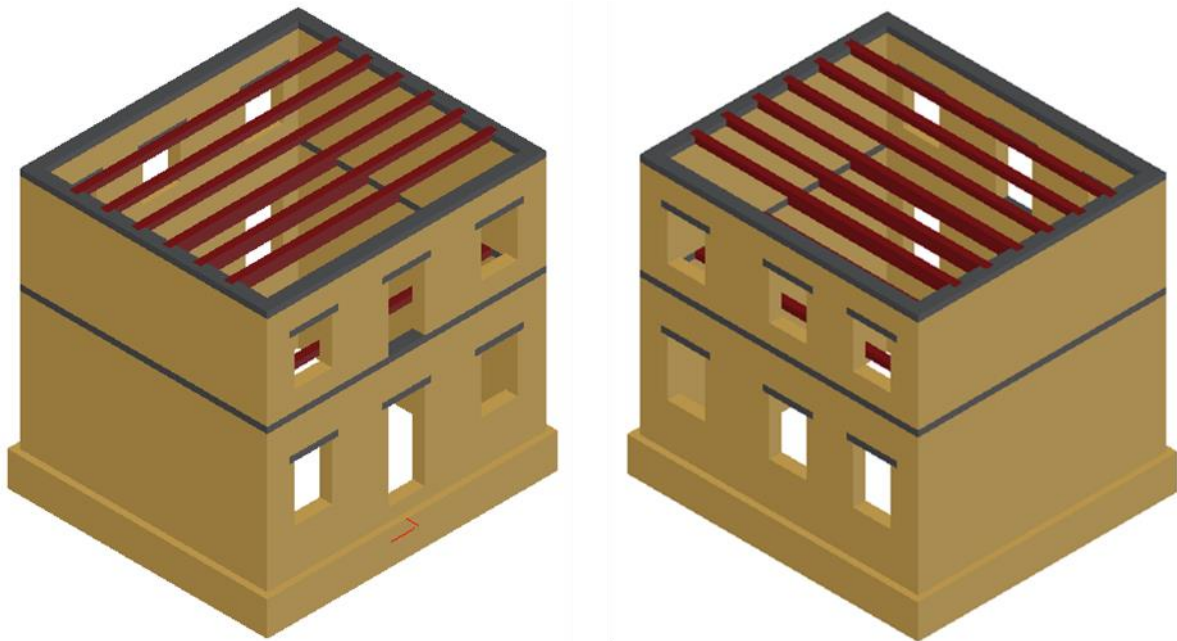
#### 6.1.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά αρχικού και ενισχυμένου φορέα

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας μελετήθηκε η απόκριση μίας τυπικής κατασκευής άοπλης φέρουσας τοιχοποιίας. Συγκεκριμένα, πρόκειται για ένα διόροφο κτίριο ελληνικού τύπου κατασκευασμένο από λαξευμένα λιθосώματα και κονίαμα γενικής χρήσης. Το δάπεδο στο δώμα και στο πάτωμα του ορόφου αποτελείται από ξύλινα δοκάρια και πάνω από όλα τα ανοίγματα έχουν τοποθετηθεί ξύλινα υπέρθυρα. Η θεμελίωση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με την προέκταση και διαπλάτυνση της τοιχοποιίας.



Σχήμα 6.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά αρχικού κτιρίου.

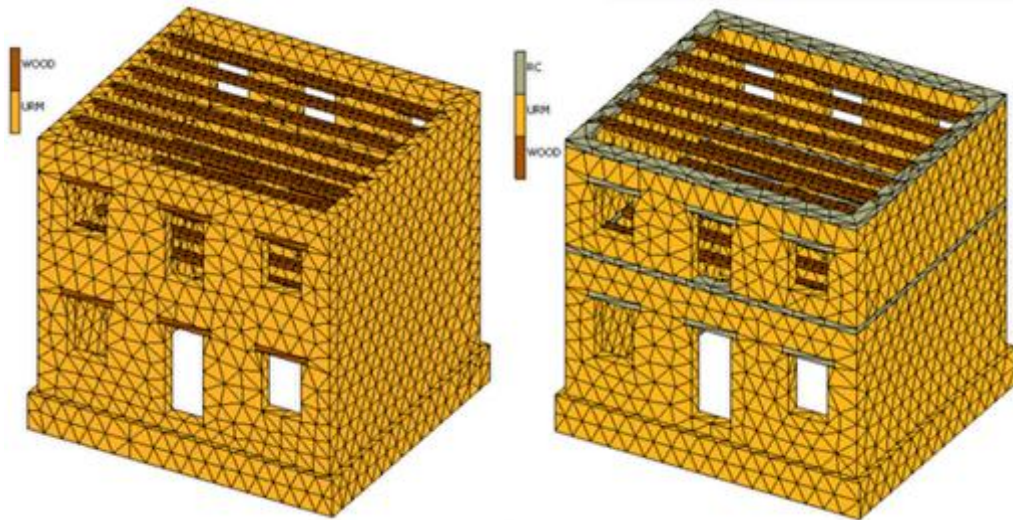
Οι διαστάσεις του κτιρίου είναι 10mX8m και το πάχος των τοίχων 40cm. Στην επιφάνεια των δύο εκατέρωθεν τοίχων (μήκους 10m) υπάρχουν 3 ανοίγματα πλάτους 1.2m σε κάθε όροφο. Στην κύρια όψη υπάρχει μία κεντρική είσοδος ύψους 2.8m και δύο παράθυρα ύψους 1.8m στο ισόγειο. Στον όροφο αντίστοιχα υπάρχουν δύο ανοίγματα ύψους 1.5m και μια πόρτα ύψους 2.2m. Η πίσω όψη του κτιρίου περιλαμβάνει 3 παράθυρα σε κάθε όροφο. Οι διαστάσεις των παραθύρων του ισόγειου και του ορόφου είναι 1.2mX1.8m και 1.2mX1.5m, αντίστοιχα. Στους άλλους δυο τοίχους δεν υπάρχουν καθόλου ανοίγματα. Στη συνέχεια, μελετήθηκε η ενίσχυση του κτιρίου με τον εγκιβωτισμό των ξύλινων δοκών σε διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος (ύψους 20cm) και την αντικατάσταση των ξύλινων σενάζ με υπέρθυρα οπλισμένου σκυροδέματος.



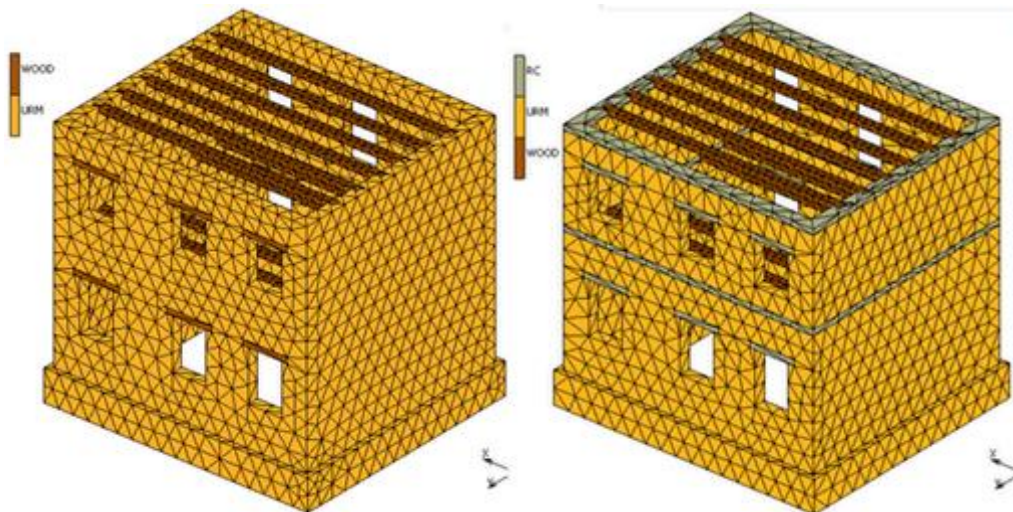
Σχήμα 6.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένου κτιρίου.

### 6.1.2. Προσομοίωση φορέων

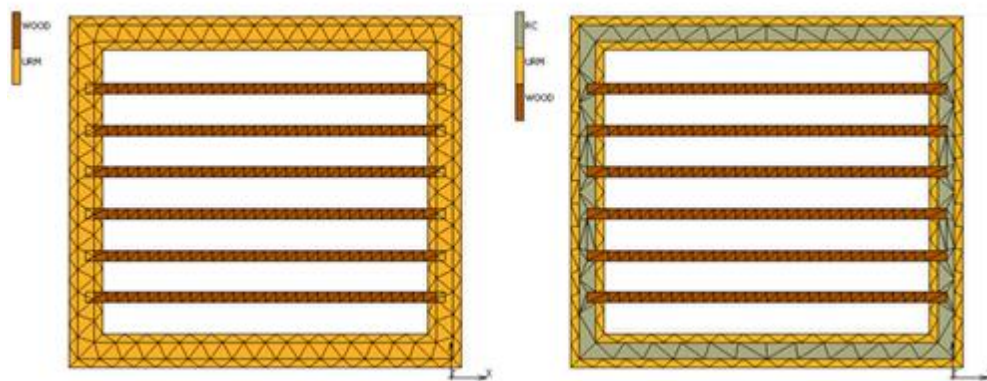
Για τη μοντελοποίηση και την ανάλυση επιλέχθηκε η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων. Ο φορέας σχεδιάστηκε στο Autocad 3D 2015 από solid επιφάνειες και στη συνέχεια εξήχθη σε μορφή Acis (.sat) για να μπορεί να αναγνωριστεί από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων MSC Marc 2014. Κατά τη διακριτοποίηση χρησιμοποιήθηκαν 3D solid τετράεδρα στοιχεία. Αναλυτικότερα, για το απλό κτίριο (Σχήματα 6.3-6.5) χρησιμοποιήθηκαν 16401 στοιχεία και 4982 κόμβοι. Για την προσομοίωση των ξύλινων δοκών και υπέρθυρων, χρησιμοποιήθηκαν 3972 στοιχεία. Το ενισχυμένο κτίριο αντίστοιχα προσομοιώθηκε με τη χρήση 17302 στοιχείων και 5012 κόμβων, 3106 εκ των οποίων χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των διαζωμάτων και σενάζ Ο.Σ. Οι ξύλινες δοκοί προσομοιώθηκαν με 2984 στοιχεία.



Σχήμα 6.3 Κύρια όψη κτιρίου (δεξιά: αρχικό, αριστερά: ενισχυμένο)



Σχήμα 6.4 Πίσω όψη κτιρίου (δεξιά: αρχικό, αριστερά: ενισχυμένο)



Σχήμα 6.5 Κάτοψη κτιρίου (δεξιά: αρχικό, αριστερά: ενισχυμένο)

### 6.1.3. Φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά δομικών υλικών

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η επιλογή και ο υπολογισμός των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των δομικών υλικών που χρησιμοποιήθηκαν στην προσομοίωση των μοντέλων. Για την προσομοίωση των αντοχών της φέρουσας τοιχοποιίας, του ξύλου και του οπλισμένου σκυροδέματος ακολουθήθηκαν οι οδηγίες των Ευρωκωδίκων 5, 6 και 8. Επιπλέον, για την προσομοίωση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας χρησιμοποιήθηκε το παραβολικό κριτήριο αστοχίας Drucker-Prager.

#### 6.1.3.1. Υπολογισμός θλιπτικής αντοχής φέρουσας τοιχοποιίας

Ο υπολογισμός της θλιπτικής αντοχής της λιθοδομής έγινε για κονίαμα γενικής χρήσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6 βάσει της ακόλουθης εξίσωσης:

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} \quad [6.1]$$

όπου:

K: συντελεστής εξαρτώμενος από τον τύπο του κονιάματος και των τοιχοσωμάτων,  
 $f_b$ : η ανοιγμένη αντοχή των λιθοσωμάτων,  
 $f_m$ : η μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος.

Από πίνακα του EC6 (Πίνακας 6.1) για λαξευμένους φυσικούς λίθους και κονίαμα γενικής χρήσης ελήφθη  $K=0.45$ . Για τα  $f_b$  και  $f_m$  χρησιμοποιήθηκαν οι συντηρητικές τιμές που προτείνονται από σχετική ημερίδα του ΤΕΕ για Άοπλες Τοιχοποιίες Ελληνικού Τύπου (ΤΕΕ, 2008). Συγκεκριμένα οι τιμές των  $f_b$  και  $f_m$  που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα μελέτη είναι 0.5MPa και 35MPa αντίστοιχα.

Βάσει των τιμών αυτών η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας υπολογίστηκε από την Εξίσωση (6.1):

$$f_{kc}=0.45*0.5^{0.7}*35^{0.3}=4.403\text{MPa}$$

Στην ίδια ημερίδα προτείνεται συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_m=2$  για ελληνικές παραδοσιακές κατασκευές, επομένως η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού υποδιπλασιάστηκε:

$$f_k = \frac{f_{kc}}{\gamma_m} \quad [6.2]$$

$$\Rightarrow f_k = \frac{4.403}{2}$$

$$\Rightarrow f_k=2.2015\text{MPa}$$

Πίνακας 6.1 Προσδιορισμός συντελεστή K (EC6).

Υλικό λιθοσωμάτων		Κονίαμα γενικής εφαρμογής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως (N/mm <sup>2</sup> )	Ελαφροκονίαμα 600<ρ<700kg/m <sup>3</sup>	Ελαφροκονίαμα 700<ρ<1500kg/m <sup>3</sup>
Άργιλος	Ομάδα 1	0.5	0.75	0.3	0.4
	Ομάδα 2	0.45	0.55	0.3	0.4
	Ομάδα 3	0.4	0.45	0.2	0.25
	Ομάδα 4	0.35	0.35	0.2	0.25
Πυριτικό Ασβέστιο	Ομάδα 1	0.5	0.8	-	-
	Ομάδα 2	0.45	0.55	-	-
Σκυρόδεμα με αδρανή	Ομάδα 1	0.55	0.8	0.45	0.45
	Ομάδα 2	0.45	0.8	0.45	0.45
	Ομάδα 3	0.4	0.6	-	-
	Ομάδα 4	0.35	-	-	-
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0.55	0.8	0.45	0.45
Τεχνητοί λίθοι	Ομάδα 1	0.45	0.75	-	-
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	Ομάδα 1	0.45	-	-	-

### 6.1.3.2. Υπολογισμός εφελκυστικής αντοχής τοιχοποιίας

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6, η εφελκυστική αντοχή της φέρουσας λιθοδομής υπολογίζεται βάσει της θλιπτικής αντοχής του κονιάματος. Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας παράλληλα στους αρμούς ισούται με το 1/4 της  $f_m$ , ενώ κάθετα στους αρμούς ισούται με το 1/2 της  $f_m$ .

$$f_{t//} = 0.5/4 \rightarrow f_{t//} = \mathbf{0.125MPa}$$

$$f_{t\perp} = 2 \cdot 0.125/2 \rightarrow f_{t\perp} = \mathbf{0.25MPa}$$



## 6.1.3.3. Υπολογισμός μέτρου ελαστικότητας, λόγου Poisson και πυκνότητας τοιχοποιίας

Το μέτρο ελαστικότητας της φέρουσας λιθοδομής υπολογίζεται βάσει του Ευρωκώδικα 6 (3.7.2.) συναρτήσει της θλιπτικής αντοχής σύμφωνα με την ακόλουθη εξίσωση:

$$E=1000f_{kc} \quad [6.3]$$

Σύμφωνα με την τιμή της θλιπτικής αντοχής που υπολογίστηκε σε προηγούμενη ενότητα, προκύπτει:

$$E=2.2\text{GPa}$$

Ο EC6 δεν προτείνει κάποια εξίσωση για τον υπολογισμό του λόγου Poisson, για τον λόγο αυτό χρησιμοποιήθηκε η προτεινόμενη τιμή  $\nu=0.3$  (ΤΕΕ, 2008). Η πυκνότητα της τοιχοποιίας θεωρήθηκε ίση με το ειδικό βάρος των ασβεστολιθικών λιθοσωμάτων καθώς ο όγκος του κονιάματος είναι αμελητέος. Επομένως από τη βιβλιογραφία:

$$\rho=2300\text{kg/m}^3$$

## 6.1.3.4. Κριτήριο διαρροής τοιχοποιίας

Για την περιγραφή της μη-γραμμικής συμπεριφοράς της λιθοδομής χρησιμοποιήθηκε το παραβολικό κριτήριο αστοχίας Drucker-Prager, το οποίο εκφράζεται από την εξίσωση:

$$f = \sqrt{3J_2 + \sqrt{3}\beta\sigma J_1} - \sigma = 0 \quad [6.4]$$

όπου:

$\sigma, \beta$ : σταθερές του υλικού,

$J_1$ : το πρώτο αναλλοίωτο μέγεθος του τανυστή τάσεων το οποίο δίνεται από την εξίσωση:

$$J_1 = \sum \sigma_{ii} \quad [6.5]$$

$J_2$ : το δεύτερο αναλλοίωτο μέγεθος του τανυστή των εκτροπικών τάσεων δίνεται από την εξίσωση:

$$J_2 = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{6} \quad [6.6]$$

Οι παράμετροι  $\sigma$  και  $\beta$  του κριτηρίου διαρροής προσδιορίζονται από τη μονοαξονική εφελκυστική και θλιπτική αντοχή του υλικού.

Τη στιγμή που η λιθοδομή διαρρέει από μονοαξονικό εφελκυσμό ( $\sigma_1 = \sigma_t, \sigma_2 = \sigma_3 = 0$ ), από τις Εξισώσεις (6.5) και (6.6) προκύπτει ότι:

$$J_1 = \sigma_t \quad [6.7]$$

$$J_2 = \frac{\sigma_t^2}{3} \quad [6.8]$$

Όταν το υλικό διαρρέει ( $\sigma_1 = \sigma_t$ ) ισχύει ότι  $f_t = 0$  επομένως από την Εξίσωση (6.4) προκύπτει:

$$\sqrt{\sigma_t^2 + \sqrt{3}\beta\sigma\sigma_t} - \sigma = 0 \quad [6.9]$$

Ομοίως εάν  $\sigma_c (< 0)$  είναι η αντοχή του υλικού σε μονοαξονική θλίψη προκύπτει:

$$\sqrt{\sigma_c^2 + \sqrt{3}\beta\sigma\sigma_c} - \sigma = 0 \quad [6.10]$$

Από τις Εξισώσεις (6.9) και (6.10) προκύπτει:

$$\sigma = \sqrt{1.5 \frac{(\sigma_t + \sigma_c)\sigma_t\sigma_c}{\sigma_t - \sigma_c}} \quad [6.11]$$

Επιλύοντας την Εξίσωση (6.11) και στη συνέχεια την Εξίσωση (6.10) προκύπτουν οι ακόλουθες τιμές:

$$\begin{aligned} \sigma &= 680058 \text{ Pa} \\ \beta &= 2.9818 \end{aligned}$$

Πίνακας 6.2 Συγκεντρωτικά χαρακτηριστικά λιθοδομής.

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ	
$f_k$ (MPa)	2.2015
$f_{t//}$ (MPa)	0.125
$f_{t\perp}$ (MPa)	0.25
$E$ (GPa)	4.4
$N$	0.3
$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	2300
$\sigma$ (Pa)	680058
$B$	2.9818

#### 6.1.3.5. Φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά ξύλου και οπλισμένου σκυροδέματος

Επιλέχθηκε η χρήση ξυλείας κατηγορίας C (EC5), μέσης αντοχής, για την προσομοίωση των ξύλινων δοκών και υπέρθυρων. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκε ξυλεία κατηγορίας C24, τα μηχανικά χαρακτηριστικά της οποίας παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.3.

Πίνακας 6.3 Συγκεντρωτικά χαρακτηριστικά ξύλινων δοκών.

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΞΥΛΙΝΩΝ ΔΟΚΩΝ		
Εφελκυστική αντοχή παράλληλα στις ίνες	$f_{t//}$ (MPa)	14
Εφελκυστική αντοχή κάθετα στις ίνες	$f_{t\perp}$ (MPa)	0.5
Θλιπτική αντοχή παράλληλα στις ίνες	$f_{t//}$ (MPa)	21
Θλιπτική αντοχή κάθετα στις ίνες	$f_{t\perp}$ (MPa)	2.5
Λόγος Poisson	$\nu$	0.4
Μέτρο ελαστικότητας	$E$ (GPa)	11
Πυκνότητα	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	350

#### 6.1.4. Προσδιορισμός θεμελιώδους ιδιοπεριόδου κατασκευής

Η ιδιομορφική ανάλυση είναι απαραίτητη για την επίλυση προβλημάτων δυναμικής. Στα δυναμικά φαινόμενα, όπως ο σεισμός, τα δεδομένα μεταβάλλονται συναρτήσει του χρόνου, επομένως μόνο η προσέγγιση του προβλήματος είναι δυνατή, καθώς μοναδική και ακριβής λύση δεν υπάρχει. Με την ιδιομορφική ανάλυση μετατρέπεται η απόκριση ενός πολυβάθμιου συστήματος σε άθροισμα αποκρίσεων μονοβάθμιων ταλαντωτών, που σε συνδυασμό με τα φάσματα σχεδιασμού, είναι εφικτό να υπολογισθούν, με ικανοποιητική προσέγγιση, μετακινήσεις/παραμορφώσεις και κατ' επέκταση οι τάσεις που προκύπτουν από δυναμικά φαινόμενα, όπως ο σεισμός. Μέσω της σύγκρισης των αρχικών ιδιοπεριόδων μπορεί να γίνει ένας προσεγγιστικός έλεγχος της απόκρισης της κατασκευής.

Στην παρούσα εργασία, η ιδιομορφική ανάλυση πραγματοποιείται για τον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής. Ο προσδιορισμός της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου είναι απαραίτητος για τη μετέπειτα πραγματοποίηση των μη-γραμμικών επαυξητικών δυναμικών αναλύσεων, καθώς η επιλογή και η κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων γίνεται βάσει της φασματικής επιτάχυνσης στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο. Οι ιδιομορφικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν στο MSC Marc, για την αρχική και την ενισχυμένη ανωδομή. Επιλέχθηκε η μελέτη να γίνει βάσει της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου μεμονωμένα της ανωδομής και όχι του συνολικού μοντέλου εδάφους - κατασκευής. Η επιλογή αυτή έγινε για να εξετασθεί η επίδραση της δυσμενέστερης διέγερσης της ανωδομής και όχι του συστήματος.

Στους Πίνακες 6.4 και 6.5 παρουσιάζονται οι ιδοσυχνότητες και οι ιδιοπερίοδοι των δέκα πρώτων ιδιομορφών του αρχικού και του ενισχυμένου κτιρίου, αντίστοιχα. Στους ίδιους πίνακες φαίνονται και τα ποσοστά της ενεργοποιημένης μάζας στις διευθύνσεις Χ'Χ, Υ'Υ και Ζ'Ζ. Στο αρχικό κτίριο το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας ενεργοποιείται στην πρώτη ιδιομορφή στην διεύθυνση Χ'Χ ( $M_{x1}=44.64\%$ ), επομένως η ιδιοπερίοδος της πρώτης ιδιομορφής ( $T_1=0.526s$ ) είναι η θεμελιώδης. Το ίδιο συμβαίνει στο ενισχυμένο κτίριο ( $M_{x1}=46.63\%$ ), κατά συνέπεια θεμελιώδης ιδιοπερίοδος και σε αυτήν την περίπτωση είναι η πρώτη ( $T_1=0.525s$ ). Στη συνέχεια παρουσιάζεται η μορφή των δύο μοντέλων και η κατανομή της ενεργοποιημένης μάζας στις τρεις πρώτες ιδιομορφές.

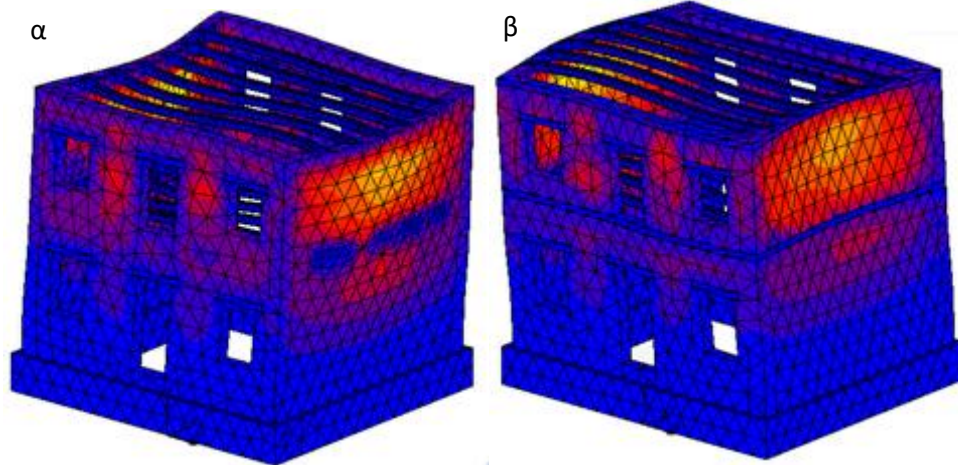


Πίνακας 6.4 Αρχικό κτίριο: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.

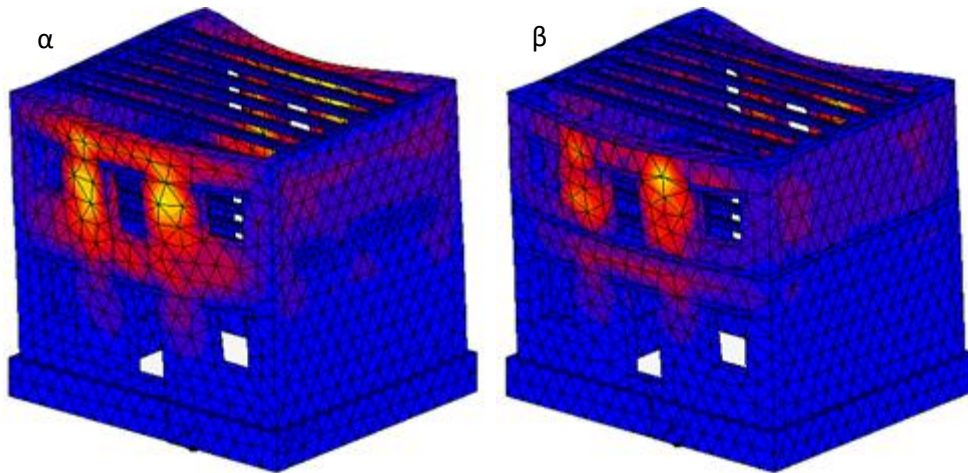
Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)	Ιδιοπερίοδος (s)	M <sub>x</sub> (%)	M <sub>y</sub> (%)	M <sub>z</sub> (%)
1 <sup>η</sup>	11.94	0.525963149	44.6378	0.00137	0.0001
2 <sup>η</sup>	12.87	0.487956488	0.00594	36.46846	0.0002
3 <sup>η</sup>	14.84	0.423180593	0.04421	0.19985	0.0027
4 <sup>η</sup>	16.09	0.390304537	0.02834	0.00856	0.0002
5 <sup>η</sup>	21.31	0.294697325	0.03297	0.03384	0.0002
6 <sup>η</sup>	23.37	0.268720582	8.81666	0.21406	0.0001
7 <sup>η</sup>	24.17	0.259826231	0.12758	12.89276	0.0002
8 <sup>η</sup>	27.43	0.228946409	4.14585	0.00460	0.0001
9 <sup>η</sup>	28.87	0.217526844	0.00044	2.67894	0.0001
10 <sup>η</sup>	29.55	0.212521151	0.00476	2.58998	0.0104

Πίνακας 6.5 Ενισχυμένο κτίριο: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.

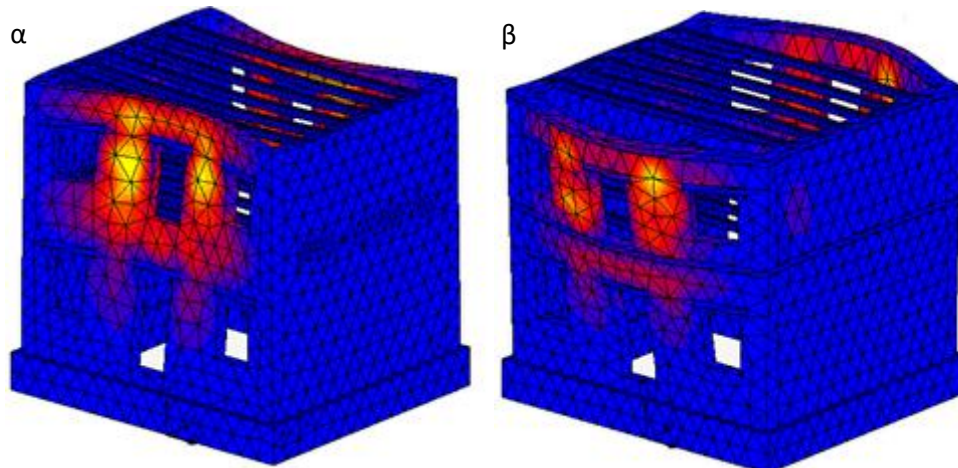
Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα(Hz)	Ιδιοπερίοδος(s)	M <sub>x</sub> (%)	M <sub>y</sub> (%)	M <sub>z</sub> (%)
1 <sup>η</sup>	11.96	0.525083612	46.6334	0.01248	0.00001
2 <sup>η</sup>	13	0.483076923	0.01180	36.13632	0.00003
3 <sup>η</sup>	15.03	0.417831005	0.01055	0.01369	0.00268
4 <sup>η</sup>	15.52	0.404639175	0.06474	0.01145	0.00006
5 <sup>η</sup>	19.18	0.3274244	0.00005	0.10360	0.00026
6 <sup>η</sup>	19.39	0.323878288	0.00001	0.00989	0.00008
7 <sup>η</sup>	20.71	0.303235152	0.02252	0.02831	0.00003
8 <sup>η</sup>	21.03	0.298621018	0.00256	0.00224	0.00076
9 <sup>η</sup>	22.49	0.279235216	5.39788	0.00971	0.00013
10 <sup>η</sup>	24.32	0.258223684	0.00226	10.70443	0.00033



Σχήμα 6.6 1<sup>η</sup> Ιδιομορφή α) αρχικού κτιρίου β) ενισχυμένου κτιρίου.



Σχήμα 6.7 2<sup>η</sup> Ιδιομορφή α) αρχικού κτιρίου β) ενισχυμένου κτιρίου.



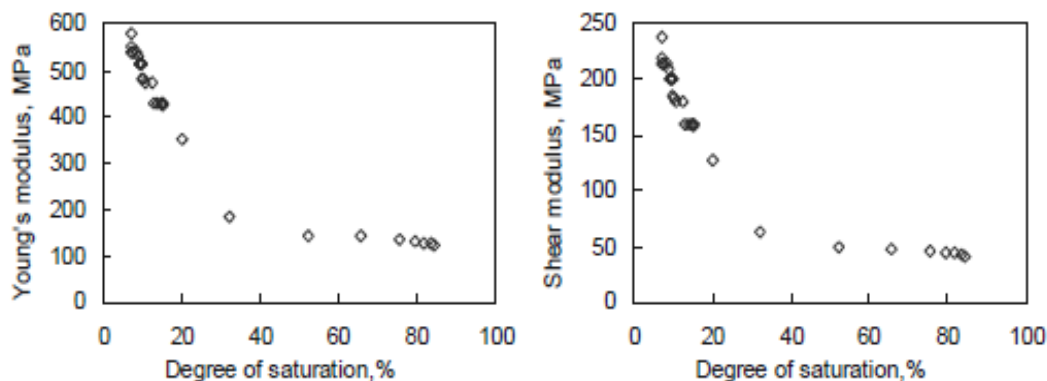
Σχήμα 6.8 3<sup>η</sup> Ιδιομορφή α) αρχικού κτιρίου β) ενισχυμένου κτιρίου.

## 6.2. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ

### 6.2.1. Μηχανικές ιδιότητες υπεδάφους θεμελίωσης

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας εξετάστηκε η αλληλεπίδραση της κατασκευής με λεπτόκοκκο χαλαρό έδαφος σε διάφορες καταστάσεις κορεσμού. Για την περιγραφή του εδάφους σε διάφορα στάδια κορεσμού, χρειάστηκαν στοιχεία για τη μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας, του λόγου Poisson και της πυκνότητας. Τα στοιχεία στη διεθνή βιβλιογραφία για τη μεταβολή αυτών των μεγεθών είναι πολύ περιορισμένα, καθώς η περιγραφή των ακόρεστων εδαφών γίνεται με τον υπολογισμό της μύζησης του στερεού σκελετού του εδαφικού υλικού.

Τα τελευταία χρόνια έχει προταθεί σε σχετικές δημοσιεύσεις, ο υπολογισμός του μέτρου ελαστικότητας και του λόγου Poisson των ακόρεστων εδαφών με την εφαρμογή της μεθόδου των ελαστικών κυμάτων. Τα στοιχεία μιας σχετικής έρευνας του Πανεπιστημίου της Κορέας (Byun et al., 2013), χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση του υπεδάφους έδρασης των προσομοιωμάτων στην παρούσα διερεύνηση. Στην εν λόγω μελέτη εξετάζεται, με την εφαρμογή της μεθόδου των ελαστικών κυμάτων, η μεταβολή των μέτρων ελαστικότητας και διάτμησης ιλυώδους άμμου συναρτήσει του βαθμού κορεσμού. Τα αποτελέσματα της μελέτης συνοψίζονται στο Σχήμα 6.9.



Σχήμα 6.9 α) Μεταβολή μέτρου ελαστικότητας, β) μεταβολή μέτρου διάτμησης ιλυώδους άμμου συναρτήσει του βαθμού κορεσμού.

Βάσει των διαγραμμάτων, για την προσομοίωση επιλέχθηκαν 8 ζεύγη τιμών E-Sr. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι τιμές που χρησιμοποιήθηκαν είναι στρογγυλοποιημένες στη μονάδα, καθώς τα στοιχεία για τα μεγέθη αυτά περιορίζονται στα διαγράμματα.

Πίνακας 6.6 Μέτρο ελαστικότητας και διάτμησης για κάθε εξεταζόμενο βαθμό κορεσμού.

Sr (%)	E(MPa)	G(MPa)	Sr (%)	E(MPa)	G(MPa)
8	540	200	32	180	65
12	470	175	54	116	52
16	410	155	63	120	50
20	340	130	80	110	48

Έχοντας τις τιμές των μέτρων ελαστικότητας και διάτμησης για κάθε βαθμό κορεσμού, ο λόγος Poisson μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη απλή σχέση της μηχανικής:

$$\nu = \frac{E-2G}{2G} \quad [6.12]$$

Από την ίδια μελέτη (Byun et al., 2013) λαμβάνεται η πυκνότητα του ξηρού αμμοιλυώδους εδάφους (με  $\rho=1500\text{kg/m}^3$ ) και ο δείκτης πόρων ( $e_{\min}=0.42$ ). Το ειδικό βάρος στις διάφορες καταστάσεις κορεσμένου δίνεται από την εξίσωση:

$$\rho = \rho_d + eS_r\rho_w \quad [6.13]$$

όπου:  $\rho_w=1000\text{kg/m}^3$ : πυκνότητα νερού. Στον Πίνακα 6.7 παρουσιάζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά του αμμοιλυώδους εδάφους.

**Πίνακας 6.7 Συγκεντρωτικά μηχανικά χαρακτηριστικά εδάφους**

Sr(%)	E(MPa)	N	$\rho(\text{kg/m}^3)$
8	540	0.35	1533.6
12	470	0.342857	1550.4
16	410	0.322581	1567.2
20	340	0.307692	1584
32	180	0.384615	1634.4
54	116	0.115385	1726.8
63	120	0.2	1764.6
80	110	0.145833	1836

### 6.2.2. Κριτήριο διαρροής εδάφους

Στη διεθνή βιβλιογραφία προτείνεται η χρήση του κριτηρίου αστοχίας Cam Clay για την ορθότερη περιγραφή της μη-γραμμικής συμπεριφοράς αργιλικών εδαφών. Το κριτήριο έχει προταθεί σε διάφορες μελέτες και για τη χρήση σε χονδρόκοκκα εδάφη είτε ως έχει, (Arvelo, 2005) (Fall et al., 2011) είτε με κάποια τροποποίηση (McDowell, 2004). Δυστυχώς η εφαρμογή του λογισμικού MSC Marc δεν επιτρέπει τη χρήση της δεύτερης περίπτωσης, για το λόγο αυτό χρησιμοποιείται το κλασσικό Cam-Clay.

Η εξίσωση του κριτηρίου διαρροής Cam Clay κατά τη θεωρία της “Κρίσιμης Κατάστασης” (Roscoe) είναι:

$$f = q^2 - M^2 p' (p'_m - p') \quad [6.14]$$

όπου:

$$\rho'_m = e^{(N-\kappa \ln p') / (\lambda - \kappa)},$$

$\kappa, \lambda$ : παράμετροι της καμπύλης συμπίεσης και αποφόρτισης,

$N$ : παράμετρος της γραμμής ισότροπης συμπίεσης,

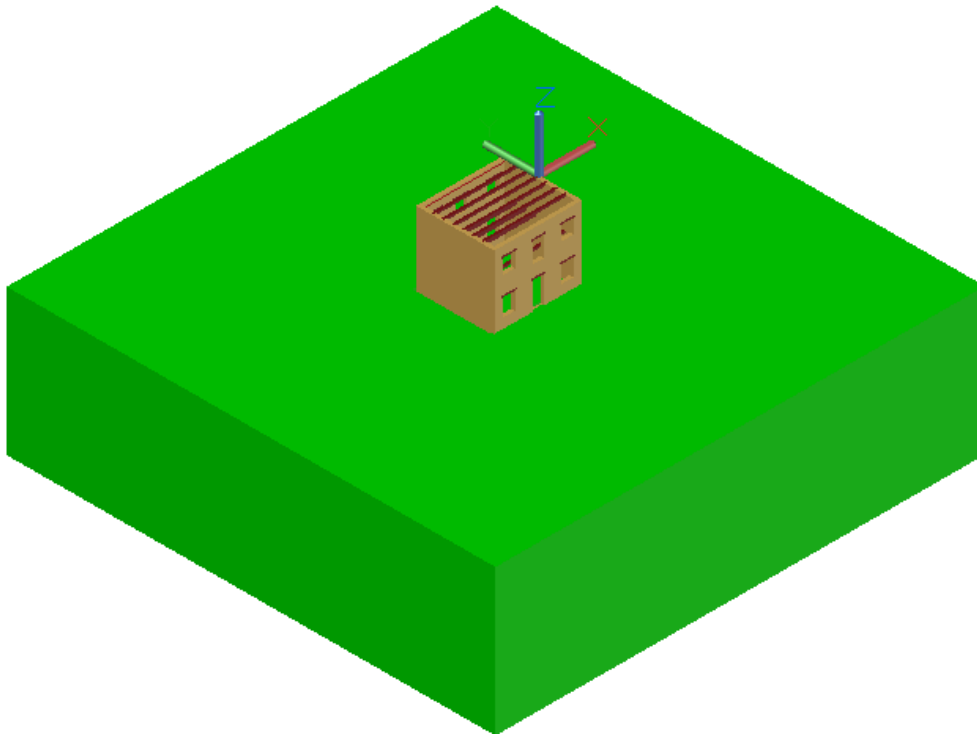
$M$ :  $q/p'$  στην κρίσιμη κατάσταση.

Εκτός από τη ρεαλιστικότερη δυνατή προσομοίωση του εδάφους, το κριτήριο διαρροής Cam-Clay έχει το συγκριτικό πλεονέκτημα της εφαρμογής και σε ακόρεστα εδάφη (Casini et al., 2008). Για την προέκταση του κριτηρίου σε ακόρεστα εδάφη, προτείνεται η μεταβολή του δείκτη προστερεοποίησης συναρτήσει του βαθμού κορεσμού σύμφωνα με την ακόλουθη εξίσωση:

$$p_c = p_{csat} e^{7(1 - Sr)} \quad [6.15]$$

### 6.2.3. Διαστάσεις εδαφικής στρώσης

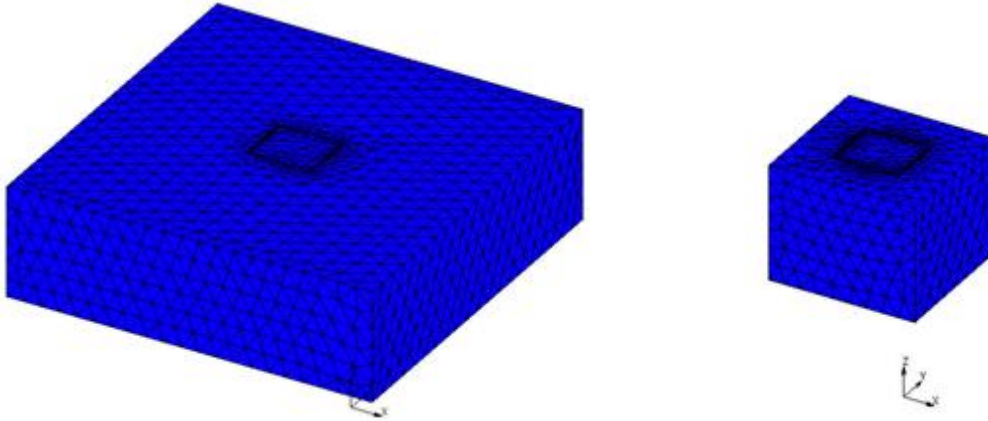
Η προσομοίωση μεγάλης εδαφικής στρώσης απαιτείται για την ορθότερη περιγραφή του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – θεμελίωσης – κατασκευής. Αντίθετα, η εφαρμογή υπερβολικά μεγάλης εδαφικής στρώσης έχει ως αποτέλεσμα την μεγάλη αύξηση του υπολογιστικού κόστους. Η αύξηση αυτή θεωρείται απαγορευτική, καθώς η μέθοδος της επαυξητικής μη-γραμμικής ανάλυσης που χρησιμοποιείται για την περιγραφή της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του συστήματος, αποτελεί μια κατεξοχήν απαιτητική σε χρόνο και σε αποθηκευτικό χώρο μεθοδολογία. Απαιτείται λοιπόν η εύρεση της χρυσής τομής μεταξύ ακρίβειας αποτελεσμάτων και υπολογιστικού κόστους. Αρχικά επιλέχθηκε εδαφική στρώση διαστάσεων 50m×50m×15m και στη συνέχεια έγινε απόπειρα μείωσης του πλάτους της με στόχο τη διατήρηση των δυναμικών της χαρακτηριστικών, στα σημεία επαφής της με την θεμελίωση. Για την εξασφάλιση της συνέχειας του εδάφους χρησιμοποιήθηκαν ελατήρια.



Σχήμα 6.10 Αρχική εδαφική στρώση (50m×50m×15m).

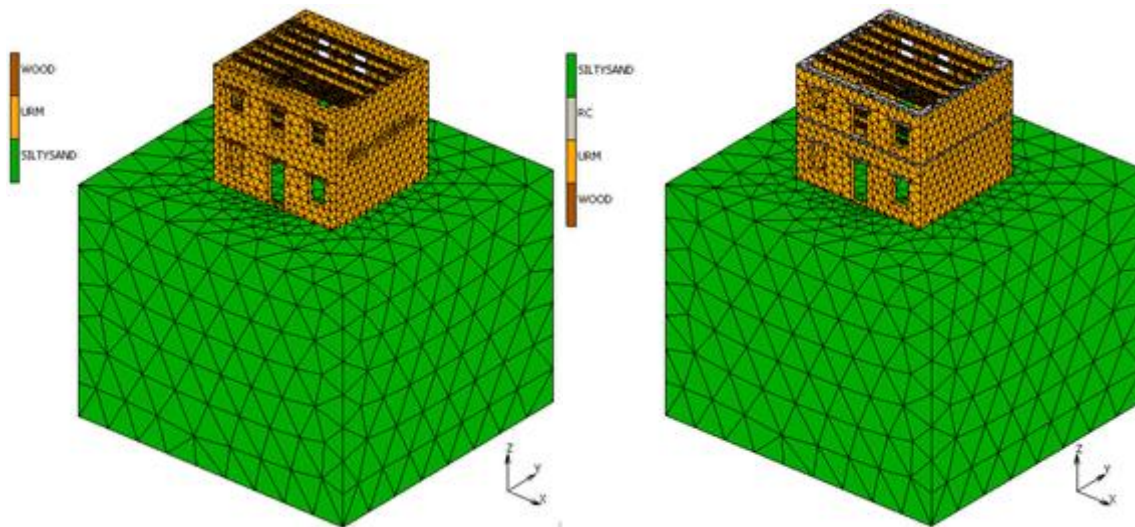


Η αρχική εδαφική στρώση προσομοιώθηκε στο MSC Marc & Mentat με τη χρήση 3D solid τετράεδρων στοιχείων. Στην περιοχή κοντά στη θεμελίωση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε σταδιακή πύκνωση των στοιχείων. Το μοντέλο υποβλήθηκε σε δοκιμαστική ανάλυση χρονοϊστορίας και μετρήθηκαν οι μετακινήσεις στην επιφάνεια επαφής με τη θεμελίωση. Στη συνέχεια μειώθηκαν σταδιακά οι διαστάσεις του και αυξήθηκε η δυσκαμψία των ελατηρίων με στόχο τη διατήρηση των αρχικών μετακινήσεων κατά την ανάλυση χρονοϊστορίας. Ακολουθώντας την προαναφερθείσα διαδικασία, οι διαστάσεις που χρησιμοποιήθηκαν τελικά, ήταν μόλις τα 20m x 20m x 15m.



Σχήμα 6.11 Εδαφική στρώση πριν και μετά τη μείωση των διαστάσεων.

Η τελική εδαφική στρώση αποτελείται από 10085 3D solid τετράεδρα πεπερασμένα στοιχεία και είναι σε επαφή με τη θεμελίωση και την ανωδομή. Για την εξασφάλιση της συνέχειας του εδάφους, τοποθετήθηκαν ελατήρια δυσκαμψίας  $k=12000\text{KN/m}$ , περιμετρικά της στρώσης.



Σχήμα 6.12 α) Αρχικό μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων, β) Ενισχυμένο μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7<sup>ο</sup>

## ΕΠΑΥΞΗΤΙΚΕΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΑΡΧΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

### 7.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στην πρώτη φάση της παρούσας αριθμητικής διερεύνησης πραγματοποιήθηκε δυναμική μη-γραμμική ανάλυση του αρχικού κτιρίου με την εφαρμογή είκοσι σεισμικών καταγραφών με σταδιακή κλιμάκωση της έντασής τους σε 10 βήματα (0,1-0,2-0,3-0,4-0,5-0,6-0,7-0,8-0,9-1,0) για κάθε εξεταζόμενο βαθμό κορεσμού. Ως δείκτης βλάβης ορίστηκε η μέγιστη σχετική μετακίνηση κορυφής. Όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, η μέγιστη φασματική επιτάχυνση  $S_a$  της πρώτης ιδιοπεριόδου χρησιμοποιήθηκε ως μέτρο κλιμάκωσης των επιταχυνσιογραφημάτων. Η διαδικασία της IDA επαναλήφθηκε για 8 διαφορετικές συνθήκες κορεσμού του εδάφους έδρασης. Για συντομία εφεξής θα χρησιμοποιηθεί η ονοματολογία των προσομοιωμάτων που παρουσιάζεται με τον Πίνακα 7.1.

Πίνακας 7.1 Επεξήγηση ονομασίας προσομοιωμάτων.

Μοντέλο	Βαθμός Κορεσμού $S_r$ (%)	Όνομα μοντέλου
Αρχικό	8	A-SR8
	12	A-SR12
	16	A-SR16
	20	A-SR20
	32	A-SR32
	54	A-SR54
	63	A-SR63
	80	A-SR80

## 7.2. ΕΠΙΛΟΓΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΩΝ

Η επιλογή των εγγράφων σεισμού, που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα μελέτη, έγινε από τη βάση δεδομένων του πανεπιστημίου του Berkeley, βάσει των εξής κριτηρίων:

- Συμβατότητα με το φάσμα σχεδιασμού τύπου 1 του EC8, το οποίο χρησιμοποιείται στην Ελλάδα.
- Σεισμοί κοντινού και μέσου πεδίου (επικεντρική απόσταση κάτω από 30km).
- Σεισμοί με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση από 0.4g μέχρι 0.7g.
- Σεισμοί μεγέθους από 6R μέχρι 7.5R.
- Τοπικές εδαφικές στρωματογραφικές συνθήκες: Site Class D.

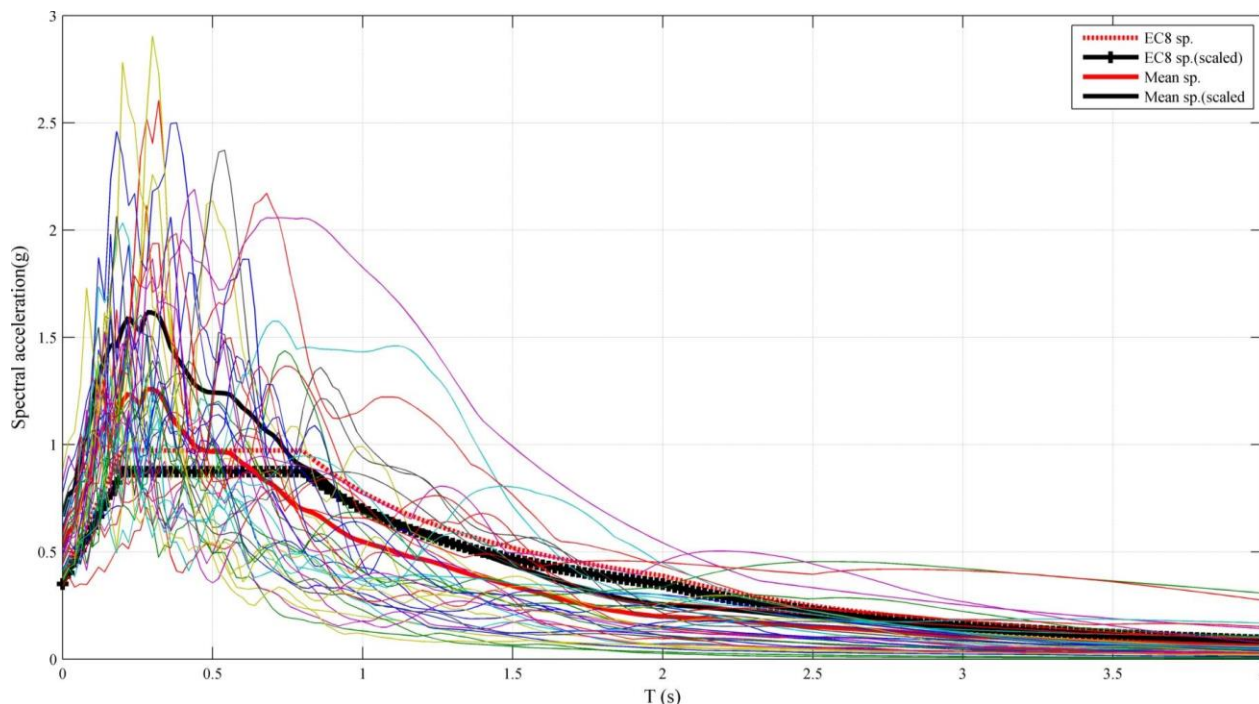
Λόγω έλλειψης καταγραφών ανάλογων σεισμικών διεγέρσεων στον ελλαδικό χώρο, επιλέχθηκαν είκοσι πραγματικές καταγραφές από την περιοχή της Καλιφόρνιας που φαίνονται στον Πίνακα 7.2.

**Πίνακας 7.2 Επιλεγμένες Χρονοϊστορίες**

Region	Station name	Eq. magnitude	Ep. distance (km)	PGA (g)
Imperial Valley-06	Bonds Corner	6.53	6.2	0.686
	El Centro Array #5		27.8	0.448
	El Centro Array #7		27.64	0.42
	El Centro Array #8		28.09	0.538
Mammoth Lakes	Convict Creek	6.06	1.43	0.419
Coalinga-01	Pleasant Valley P.P.	6.36	9.98	0.571
N. Palm Springs	North Palm Springs	6.06	10.57	0.59
	Whitewater Trout Farm		4.24	0.602
Chalfant Valley	Zack Brothers Ranch	6.19	14.33	0.425
Loma Prieta	Capitola	6.93	9.78	0.48
	Gilroy Array #3		31.4	0.462
Cape Mendocino	Rio Dell Overpass - FF	7.01	22.64	0.424
Big Bear-01	Big Bear Lake - Civic Cr	6.46	10.15	0.503
Northridge-01	Beverly Hills - 14145	6.69	13.39	0.459
	Canyon Country - W Lost		26.49	0.436
	LA - Obregon Park		39.39	0.467
	Newhall - Fire Sta		20.27	0.698
	Pardee – SCE		25.65	0.505
	Rinaldi Receiving Sta		10.91	0.634
	Santa Monica City Hall		22.45	0.591



Το φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής μαζί με τα φάσματα των είκοσι σεισμικών καταγραφών παρουσιάζονται στο Σχήμα 8.1. Το φάσμα σχεδιασμού κατασκευάστηκε στο λογισμικό ISSARS για απόσβεση 5% και PGA 0.24g. Το αμμοίλυδες υπέδαφος θεμελίωσης κατετάγη στην κατηγορία D του Ευρωκώδικα 8'Όπως προαναφέρθηκε, η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος των δύο των κτιρίων (αρχικό και ενισχυμένο) είναι περίπου ίση με  $T=0.525s$ .



**Σχήμα 7.1** Φάσματα επιταχύνσεων των 20 διεγέρσεων και φάσμα σχεδιασμού EC8

Πραγματοποιήθηκε κατάλληλη κλιμάκωση στο μέσο φάσμα των σεισμικών διεγέρσεων έτσι ώστε να ταυτιστεί με το φάσμα σχεδιασμού για τη δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Για να προσαρμοστούν οι χρονοϊστορίες στο φάσμα σχεδιασμού πολλαπλασιάστηκαν με συντελεστή κλιμάκωσης 0.7825. Η μέγιστη φασματική επιτάχυνση ( $S_a$ ) προσδιορίστηκε βάσει του φάσματος ίση με 0.976g.

### **7.3. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΑΥΞΗΤΙΚΩΝ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ**

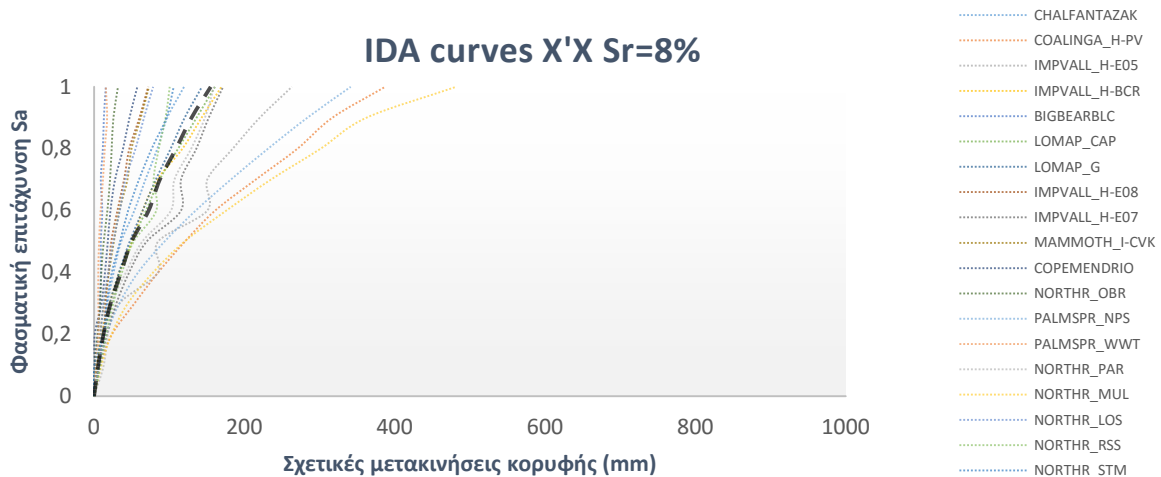
#### **7.3.1. Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=8\%$ (A-Sr8)**

Ο πρώτος βαθμός κορεσμού υπεδάφους που εξετάστηκε στην παρούσα μελέτη είναι ο  $S_r=8\%$ . Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013) στον Πίνακα 7.3. Στη συνέχεια, παρατίθενται τα αποτελέσματα των δυναμικών καμπυλών για τα 20 επιταχυνσιογράφηματα με 10 βήματα κλιμάκωσης στα Διαγράμματα 7.2 και 7.3 για τις μετακινήσεις κατά τις διευθύνσεις X και Y. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες

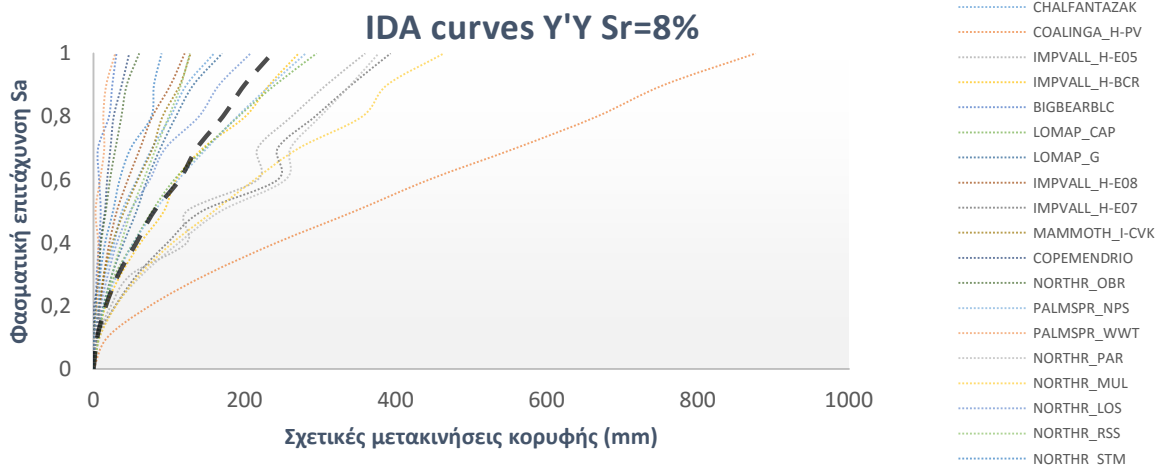
(Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.

**Πίνακας 7.3 Μηχανικά χαρακτηριστικά εδάφους με Sr=8%**

Sr(%)	E(MPa)	$\nu$	$\rho(\text{kg/m}^3)$
8	540	0.35	1533.6



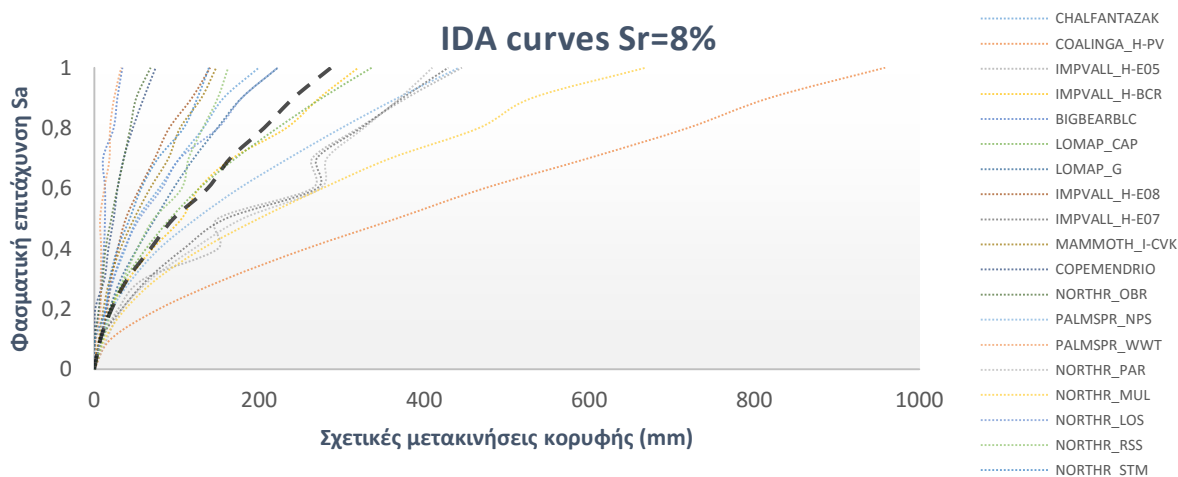
**Σχήμα 7.2 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση X'X (A-Sr8).**



**Σχήμα 7.3 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Y'Y (A-Sr8).**

Όπως αναμενόταν, παρατηρήθηκε μεγάλη διασπορά στο μέγεθος των μετακινήσεων και στις δύο διευθύνσεις. Στη διεύθυνση Y'Y παρατηρήθηκαν οι μέγιστες μετακινήσεις, φτάνοντας μέχρι και τα 879mm κατά την επιβολή της καταγραφής Coalinga-01. Οι υψηλότερες μετακινήσεις στη διεύθυνση Y'Y σε σχέση με τη X'X οφείλεται στην ύπαρξη ανοιγμάτων σε αυτή τη διεύθυνση. Εκτός της καταγραφής Coalinga-01, μεγάλες μετακινήσεις παρουσιάστηκαν και κατά την εφαρμογή των καταγραφών από το σεισμό του Northridge-01. Αντίθετα για τις καταγραφές Big Bear-01 και N. Palm Springs, οι μετακινήσεις ήταν αρκετά μικρότερες. Στη

συνέχεια, βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 7.4).



**Σχήμα 7.4 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr8).**

Οι συνολικές μετακινήσεις όπως ήταν αναμενόμενο παρουσιάζουν την ίδια εικόνα με τις μετακινήσεις στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ. Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις φτάνουν τα 958mm για τη διέγερση Coalinga-01. Η εν λόγω απόκριση αποτελεί μία ακραία κατάσταση, καθώς σε όλες τις υπόλοιπες διεγέρσεις, οι μετακινήσεις δεν ξεπερνάν σε καμία περίπτωση τα 700mm. Επίσης, η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης είναι ίση με 287mm. Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.4.

**Πίνακας 7.4 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr8).**

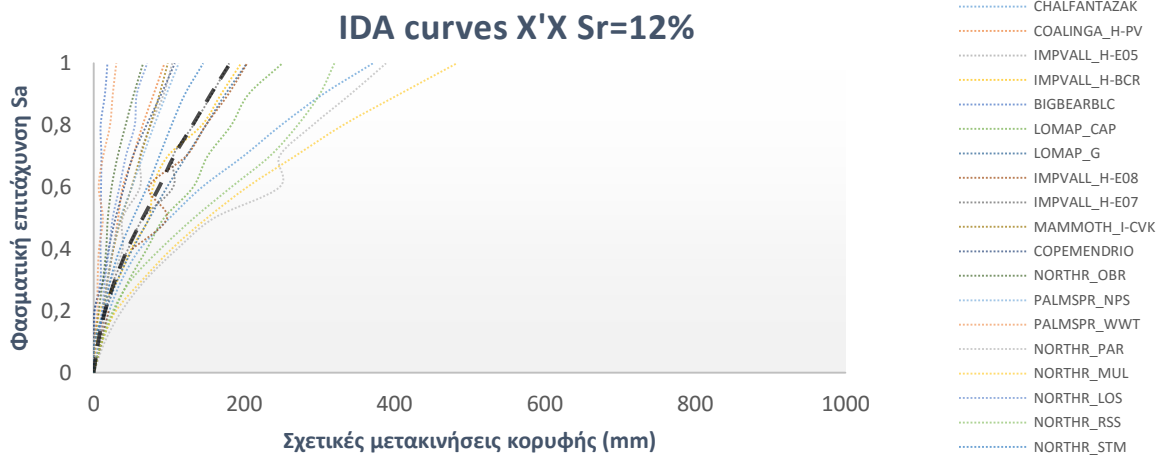
Βήμα Κλιμάκωσης	Sa (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1 <sup>ο</sup>	0.098	5.51	4.89	7.54
2 <sup>ο</sup>	0.195	12.48	16.31	21.05
3 <sup>ο</sup>	0.292	21.9	32.92	40.4
4 <sup>ο</sup>	0.39	35.79	56.75	68.24
5 <sup>ο</sup>	0.488	49.85	80.3	96.11
6 <sup>ο</sup>	0.586	72.53	113.99	137.45
7 <sup>ο</sup>	0.683	87.4	136.95	164.98
8 <sup>ο</sup>	0.781	108.97	171.25	205.8
9 <sup>ο</sup>	0.878	129.63	199.87	241.7
10 <sup>ο</sup>	0.976	155.18	236.34	287.05

### 7.3.2. Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=12\%$ (A-Sr12)

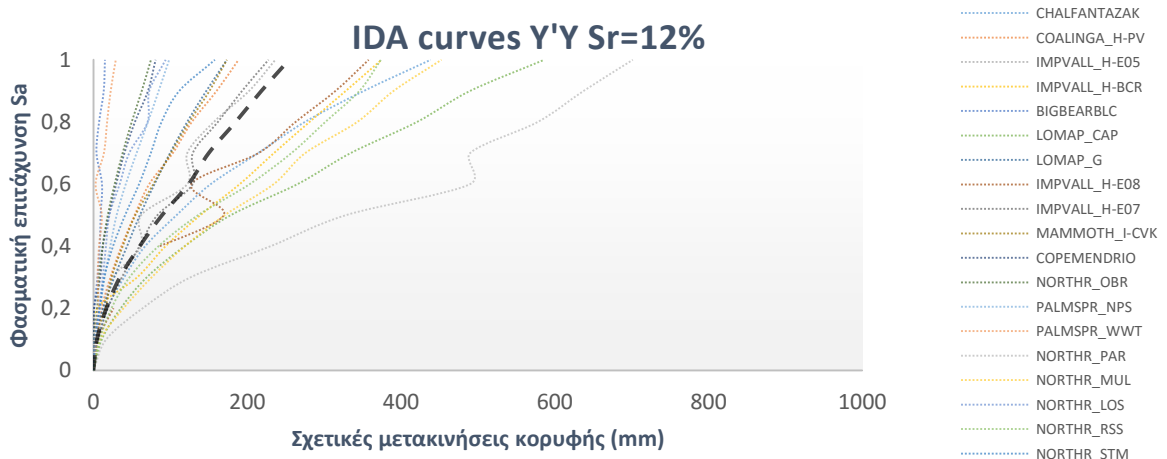
Στη συνέχεια, εξετάστηκε η έδραση του κτιρίου σε ιλυώδη άμμο με βαθμό κορεσμού 12%. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013) στον Πίνακα 7.5. Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογράφηματα με 10 βήματα κλιμάκωσης παρατίθενται στα Διαγράμματα 7.5 και 7.6 για τις διευθύνσεις X και Y. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.

Πίνακας 7.5 Μηχανικά χαρακτηριστικά εδάφους με  $S_r=12\%$ .

$S_r(\%)$	$E(\text{MPa})$	$N$	$\rho(\text{kg/m}^3)$
12	470	0.342857	1550.4



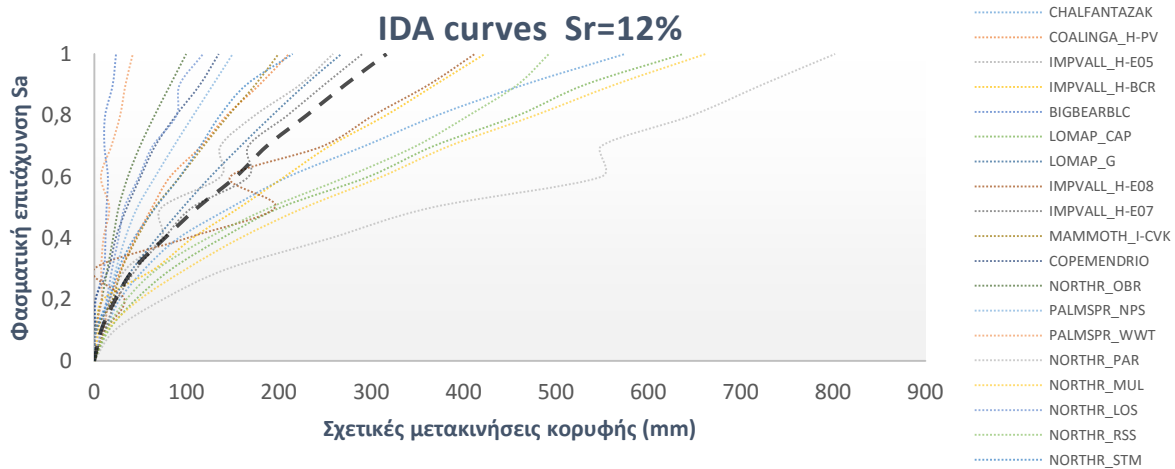
Σχήμα 7.5 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση X'X (A-Sr12).



Σχήμα 7.6 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Y'Y (A-Sr12).

Η απόκριση της κατασκευής δεν διαφοροποιείται ιδιαίτερα στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 12% σε σχέση με την έδραση σε έδαφος με  $S_r=8\%$ . Όπως αναμενόταν, παρατηρήθηκε μεγάλη διασπορά στο μέγεθος των μετακινήσεων και στις δύο

διευθύνσεις. Και σε αυτήν την περίπτωση, οι μέγιστες μετακινήσεις παρατηρήθηκαν στη διεύθυνση Υ΄Υ. Μεγάλες μετακινήσεις παρουσιάστηκαν κατά την εφαρμογή των καταγραφών από το σεισμό του Northridge-01 και της Loma Pierta. Και σε αυτήν την περίπτωση, οι ελάχιστες μετακινήσεις παρατηρήθηκαν για τις καταγραφές Big Bear-01 και N. Palm Springs. Βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ΄Χ και Υ΄Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 7.7).



**Σχήμα 7.7 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr12).**

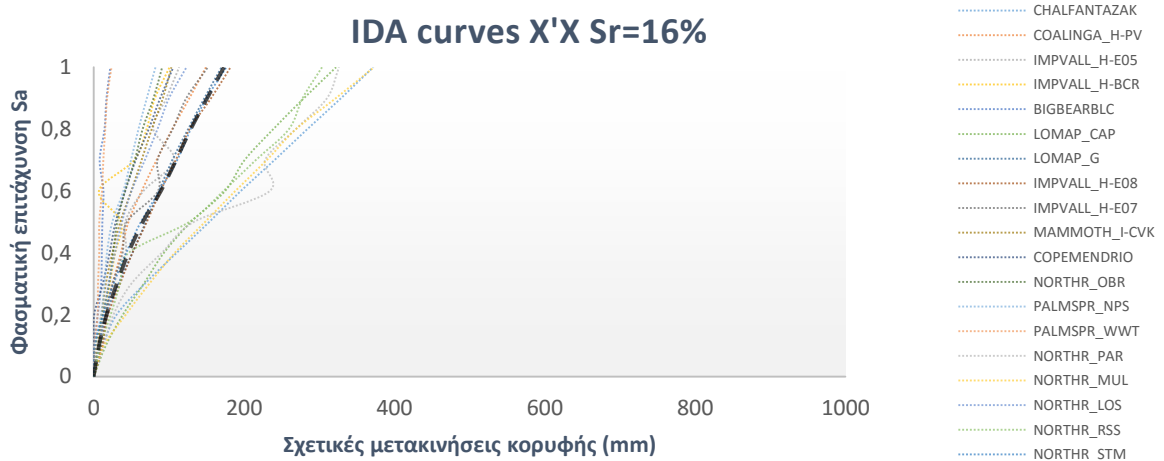
Οι συνολικές μετακινήσεις και σε αυτό το μοντέλο, παρουσιάζουν την ίδια εικόνα με τις μετακινήσεις στις διευθύνσεις Χ΄Χ και Υ΄Υ. Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις φτάνουν τα 958mm για τη διέγερση Northridge-01, φτάνοντας μέχρι και τα 800mm. Μεγάλες είναι οι μετακινήσεις και για τη διέγερση της Loma Pierta φτάνοντας τα 637mm. Αντίθετα στην διέγερση του Big Bear οι μετακινήσεις δεν υπερβαίνουν τα 24mm. Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης είναι ίση με 314mm. Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.6.

**Πίνακας 7.6 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr12).**

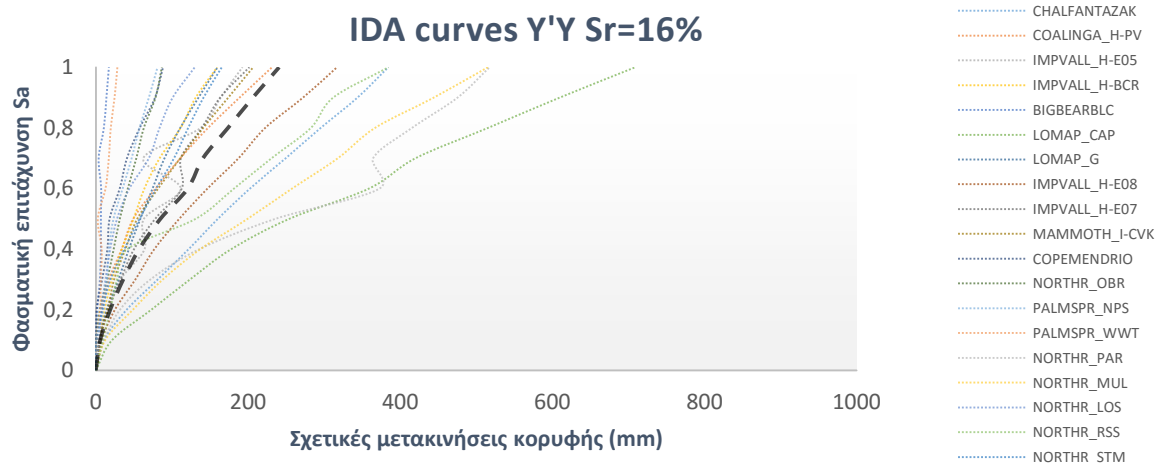
Βήμα Κλιμάκωσης	Sa (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1 <sup>ο</sup>	0.098	5.97	4.53	7.56
2 <sup>ο</sup>	0.195	15.18	16.68	22.83
3 <sup>ο</sup>	0.292	28.57	34.36	42.85
4 <sup>ο</sup>	0.39	45.21	60.16	76.23
5 <sup>ο</sup>	0.488	65.32	89.25	111.97
6 <sup>ο</sup>	0.586	87.08	123.77	153.34
7 <sup>ο</sup>	0.683	106.82	150	186.82
8 <sup>ο</sup>	0.781	131.57	184.95	229.98
9 <sup>ο</sup>	0.878	155.79	218.5	271.85
10 <sup>ο</sup>	0.976	181.47	254.51	316.51

### 7.3.3. Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=16\%$ (A-Sr16)

Στην παρούσα ενότητα μελετήθηκε η έδραση του κτιρίου σε ιλυώδη άμμο με βαθμό κορεσμού 16%. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013). Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογραφήματα με 10 βήματα κλιμάκωσης παρατίθενται στα Διαγράμματα 7.8 και 7.9 για τις διευθύνσεις Χ και Υ. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.



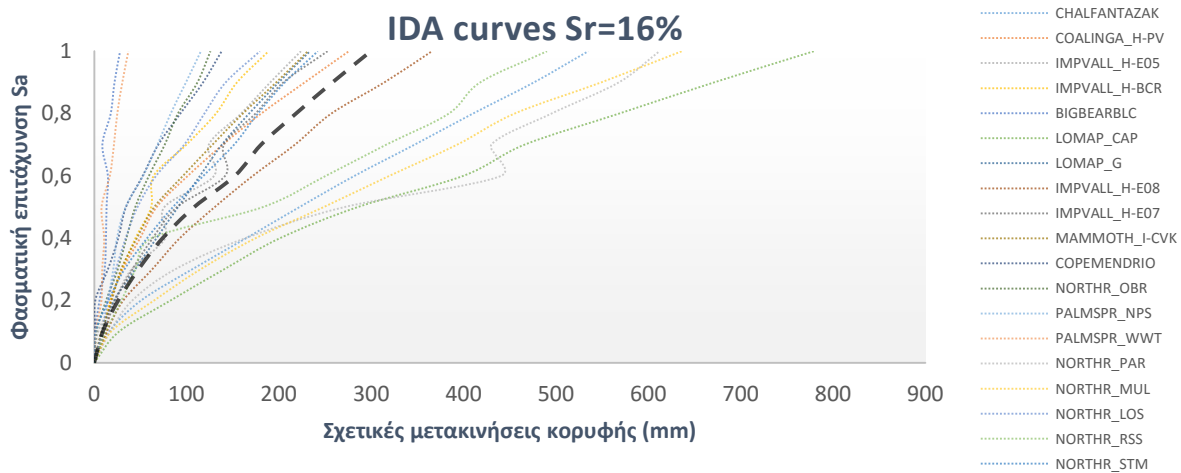
Σχήμα 7.8 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (A-Sr16).



Σχήμα 7.9 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Y'Y (A-Sr16).

Η απόκριση της κατασκευής είναι παρόμοια με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 8% και 12%. Όπως και στα προηγούμενα μοντέλα, έτσι και εδώ, οι μέγιστες μετακινήσεις παρατηρήθηκαν στη διεύθυνση Y'Y. Μεγάλες μετακινήσεις παρουσιάστηκαν κατά την εφαρμογή των καταγραφών από την καταγραφή του Northridge-01 και της Loma Pierta. Αντίθετα κατά την επιβολή της καταγραφής Big Bear-01 και N. Palm Springs, οι μετακινήσεις περιορίστηκαν κάτω από τα 30mm. Βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής

στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 7.10).



**Σχήμα 7.10 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr16).**

Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις φτάνουν τα 780mm κατά το σεισμό Loma Prieta, φτάνοντας μέχρι και τα 800mm. Μεγάλες είναι οι μετακινήσεις στην επιβολή της καταγραφής του Northridge-01. Αντίθετα κατά την επιβολή της καταγραφής του Big Bear οι μετακινήσεις δεν υπερβαίνουν τα 40mm. Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης είναι ελαφρώς μικρότερη από την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 12% (299mm). Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.7.

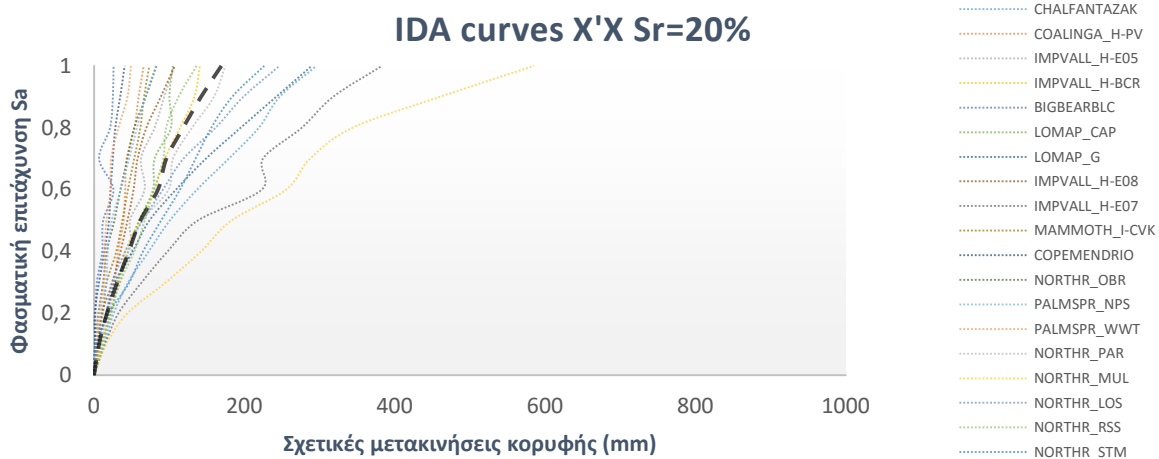
**Πίνακας 7.7 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr16).**

Βήμα Κλιμάκωσης	Sa (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1 <sup>ο</sup>	0.098	7.03	5.77	9.2
2 <sup>ο</sup>	0.195	17.12	18.88	25.9
3 <sup>ο</sup>	0.292	30.65	36.05	47.88
4 <sup>ο</sup>	0.39	46.09	57.06	74.04
5 <sup>ο</sup>	0.488	65.27	84.89	108.28
6 <sup>ο</sup>	0.586	89.37	120.95	152.23
7 <sup>ο</sup>	0.683	109.6	140.91	180.59
8 <sup>ο</sup>	0.781	129.04	173.8	218.42
9 <sup>ο</sup>	0.878	150.88	206.5	257.91
10 <sup>ο</sup>	0.976	173.33	240.99	299.41

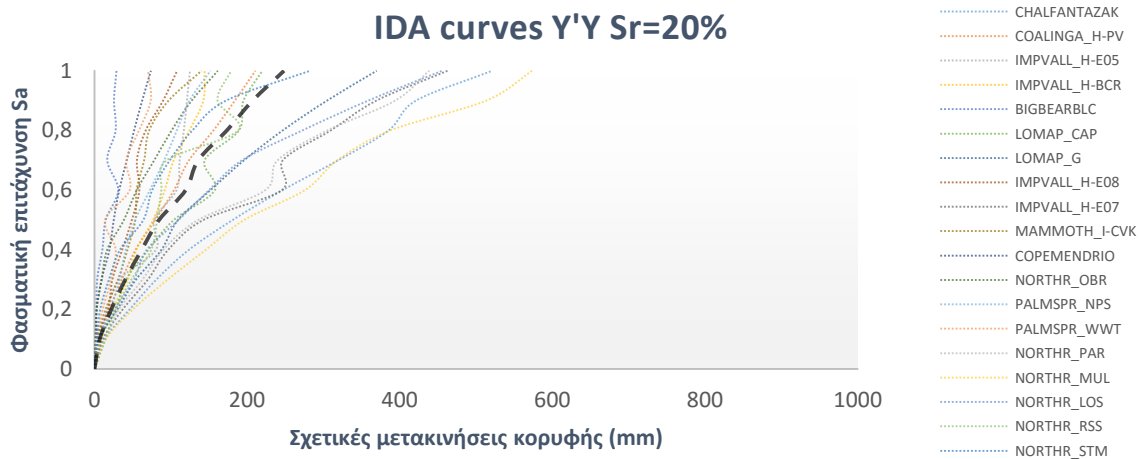


### 7.3.4. Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=20\%$ (A-Sr20)

Στο τέταρτο μοντέλο, εξετάστηκε η έδραση του κτιρίου σε ιλύδη άμμο με βαθμό κορεσμού 20%. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013). Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογραφήματα με 10 βήματα κλιμάκωσης παρατίθενται στα Διαγράμματα 7.11 και 7.12 για τις διευθύνσεις X και Y. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.



Σχήμα 7.11 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση X'X (A-Sr20).

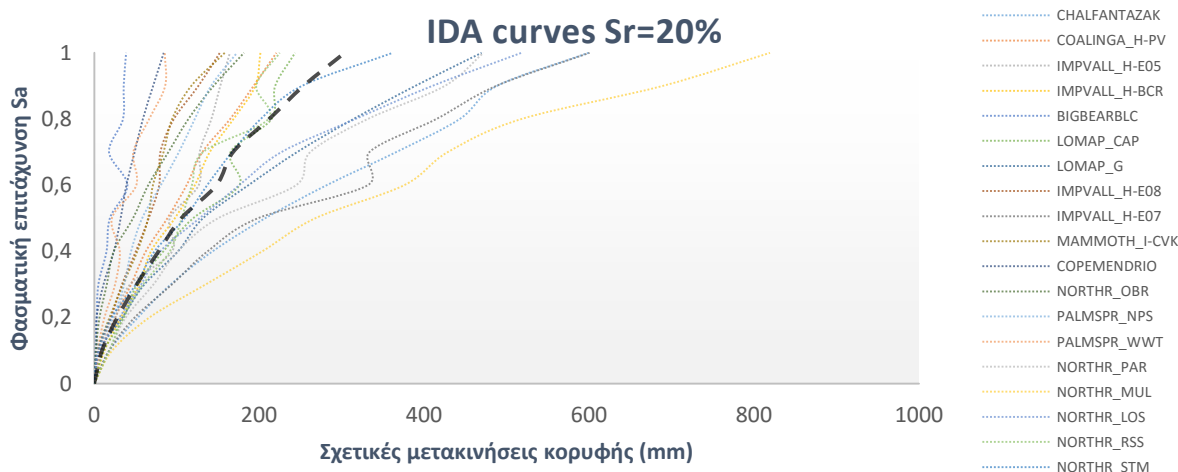


Σχήμα 7.12 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Y'Y (A-Sr20).

Η απόκριση της κατασκευής είναι παρόμοια σε σχέση με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 8%, 12% και 16%. Όπως και στα προηγούμενα μοντέλα, έτσι και εδώ, οι μέγιστες μετακινήσεις παρατηρήθηκαν στη διεύθυνση Y'Y. Οι μέγιστες μετακινήσεις παρατηρούνται κατά την εφαρμογή των καταγραφών από την καταγραφή του Northridge-01 και της Loma Pierta. Κατά την επιβολή της καταγραφής Big Bear-01, οι μετακινήσεις



περιορίστηκαν κάτω από τα 30mm. Βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 7.13).



Σχήμα 7.13 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr20).

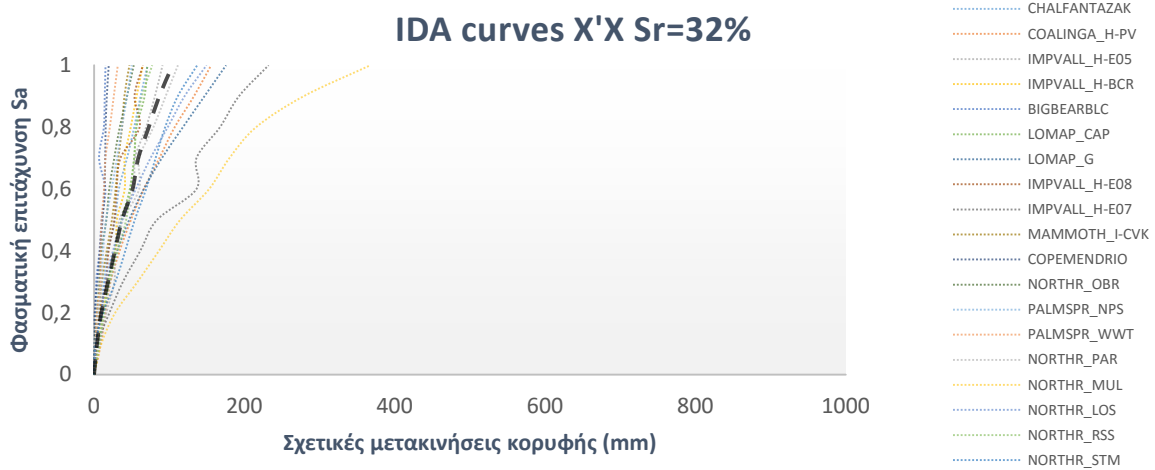
Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις φτάνουν τα 820mm για τη διέγερση Northridge-01. Σε όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις οι μετακινήσεις είναι αισθητά μικρότερες. Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης είναι κοντινή με την μετακίνηση στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_r=16\%$ , φτάνοντας τα 303mm. Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.8.

Πίνακας 7.8 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr20).

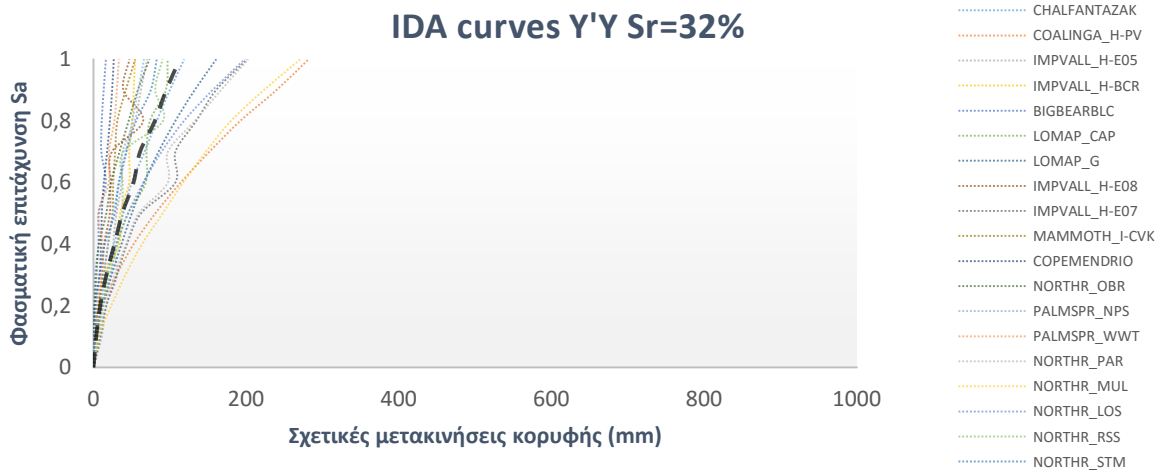
Βήμα Κλιμάκωσης	Sa (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1°	0.098	6.57	6.78	9.51
2°	0.195	17.04	21.94	28.15
3°	0.292	30.76	40.35	51.53
4°	0.39	46.14	61.86	78.1
5°	0.488	61.45	84.67	105.64
6°	0.586	84.94	119.44	148.23
7°	0.683	96.2	135.85	168.35
8°	0.781	118.54	173.4	212.16
9°	0.878	142.31	207.22	253.77
10°	0.976	169.37	248.22	303.66

### 7.3.5. Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=32\%$ (A-Sr32)

Στη συνέχεια μελετήθηκε η έδραση του κτιρίου σε ιλυώδη άμμο με βαθμό κορεσμού 32%. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013). Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογράφηματα με 10 βήματα κλιμάκωσης παρατίθενται στα Διαγράμματα 7.14 και 7.15 για τις διευθύνσεις Χ και Υ. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.

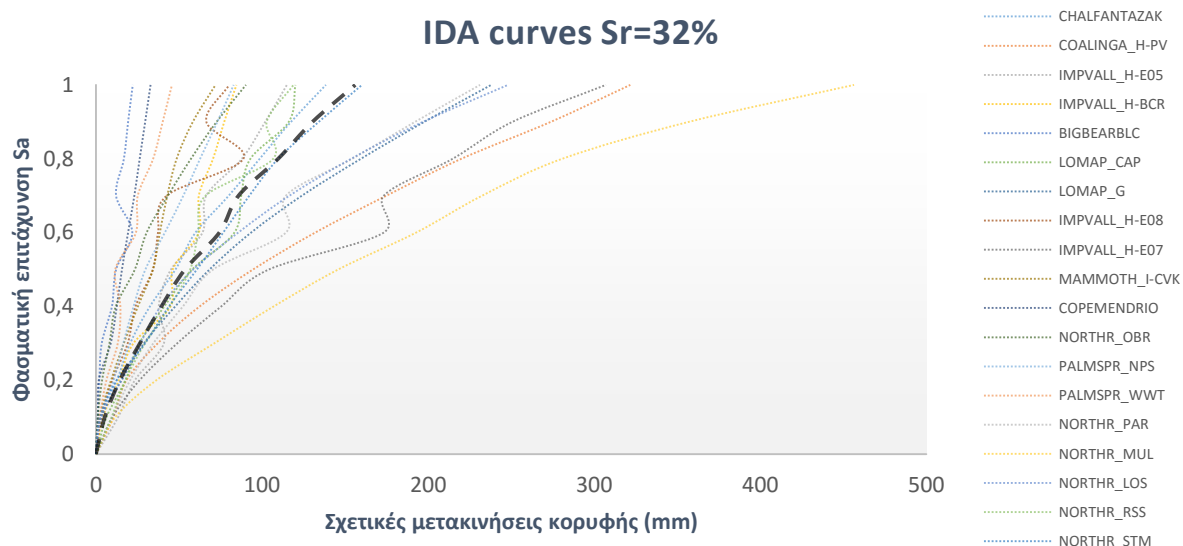


Σχήμα 7.14 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (A-Sr32).



Σχήμα 7.15 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Y'Y (A-Sr32).

Η απόκριση της κατασκευής διαφέρει σημαντικά σε σχέση με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 8%, 12%, 16% και 20%. Οι μέγιστες μετακινήσεις παρατηρούνται κατά την εφαρμογή των καταγραφών των Northridge-01 και Coalinga-01. Σε αντίθεση με τα προηγούμενα μοντέλα οι μετακινήσεις παραμένουν σε όλες τις περιπτώσεις κάτω από τα 370mm. Βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ'Χ και Y'Y, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 7.16).



**Σχήμα 7.16** Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων(A-Sr32).

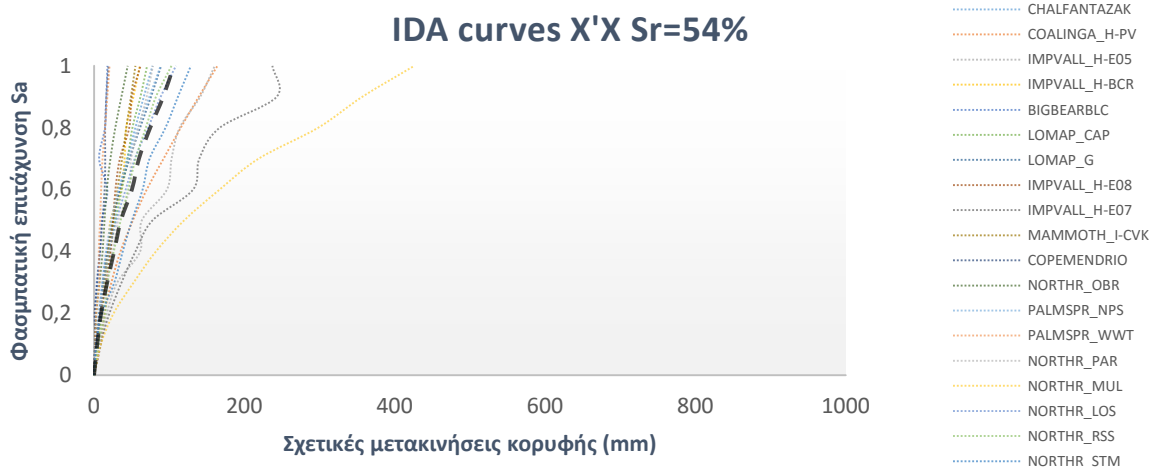
Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις φτάνουν τα 456mm κατά το σεισμό Northridge-01. Επίσης οι μετακινήσεις για τις διεγέρσεις Coalinga-01 και Imperial Valley είναι σχετικά υψηλές. Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης υποδιπλασιάζεται σε σχέση με τη μετακίνηση στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 8%, 12%, 16% και 20%, φτάνοντας μόλις τα 156mm. Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.9.

**Πίνακας 7.9** Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr32).

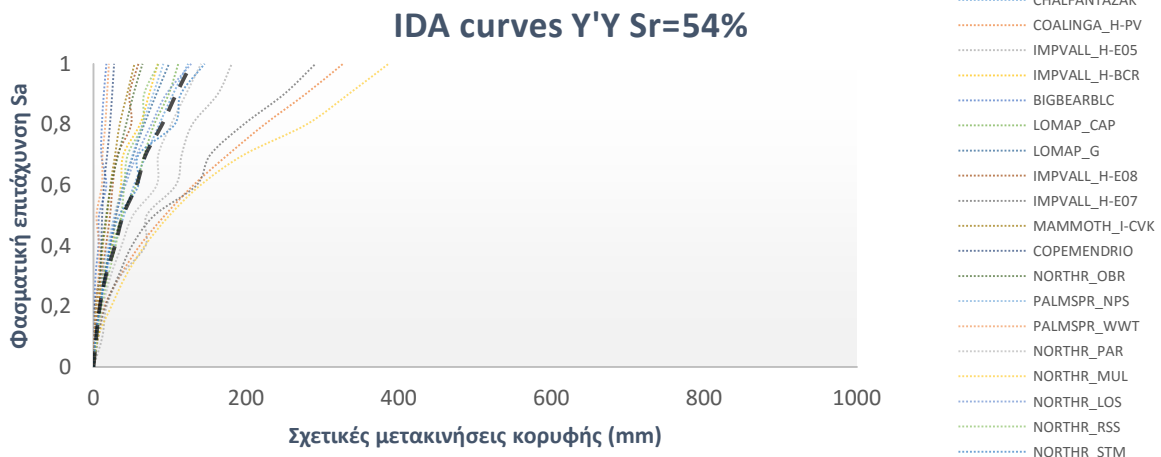
Βήμα Κλιμάκωσης	$S_a$ (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1 <sup>ο</sup>	0.098	3.89	3.48	5.3
2 <sup>ο</sup>	0.195	9.65	8.69	14.39
3 <sup>ο</sup>	0.292	18.63	16.88	26.48
4 <sup>ο</sup>	0.39	27.61	27.35	39.45
5 <sup>ο</sup>	0.488	37.26	37.61	53.6
6 <sup>ο</sup>	0.586	51.19	52.39	74.34
7 <sup>ο</sup>	0.683	58.79	60.98	85.9
8 <sup>ο</sup>	0.781	72.74	80.3	109.73
9 <sup>ο</sup>	0.878	86.71	95.23	130.45
10 <sup>ο</sup>	0.976	104.5	112.91	156.13

**7.3.6. Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με  $S_r=54\%$  (A-Sr54)**

Εξετάστηκε η έδραση του κτιρίου σε ιλυώδη άμμο με βαθμό κορεσμού 54%. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013). Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογράφηματα με 10 βήματα κλιμάκωσης παρατίθενται στα Διαγράμματα 7.17 και 7.18 για τις διευθύνσεις X και Y. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.



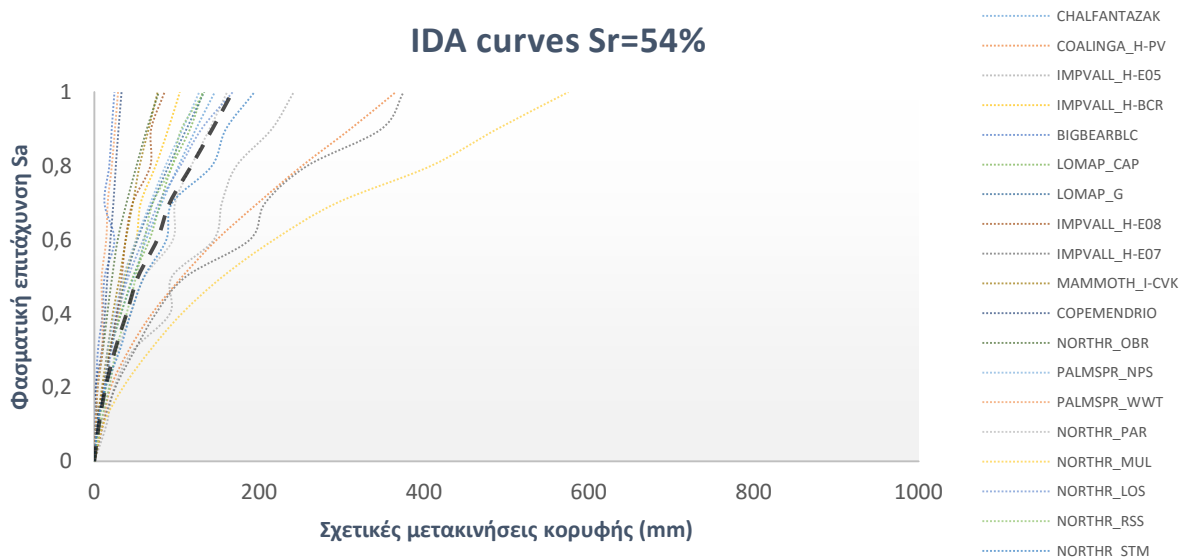
Σχήμα 7.17 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση X'X (A-Sr54).



Σχήμα 7.18 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Y'Y (A-Sr54).

Η απόκριση της κατασκευής παραμένει σε κοντινά επίπεδα με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_r=32\%$ , σε αντίθεση με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 8%, 12%, 16% και 20%. Μεγάλες μετακινήσεις παρουσιάστηκαν κατά την εφαρμογή των καταγραφών του Northridge-01. Οι μετακινήσεις και σε αυτή την περίπτωση, παραμένουν σε

όλες τις περιπτώσεις κάτω από τα 390mm. Βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 7.19).



**Σχήμα 7.19 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr54).**

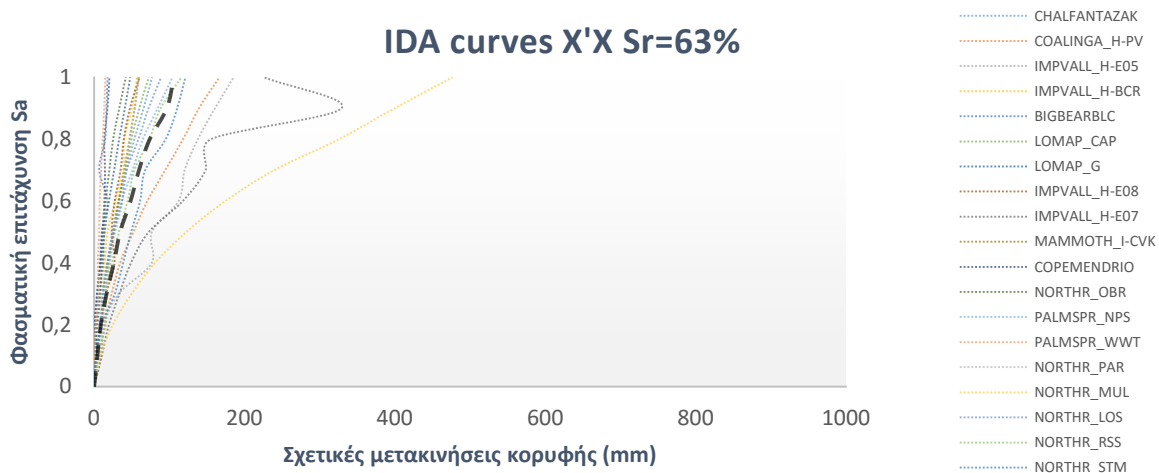
Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις φτάνουν τα 575mm κατά το σεισμό Northridge-01. Επίσης οι μετακινήσεις για τις διεγέρσεις Coalinga-01 και Imperial Valley είναι σχετικά υψηλές. Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης παραμένει σε χαμηλότερα επίπεδα σε σύγκριση με την έδραση σε εδάφη με μικρότερο βαθμό κορεσμού, φτάνοντας μόλις τα 167mm. Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.10.

**Πίνακας 7.10 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr54).**

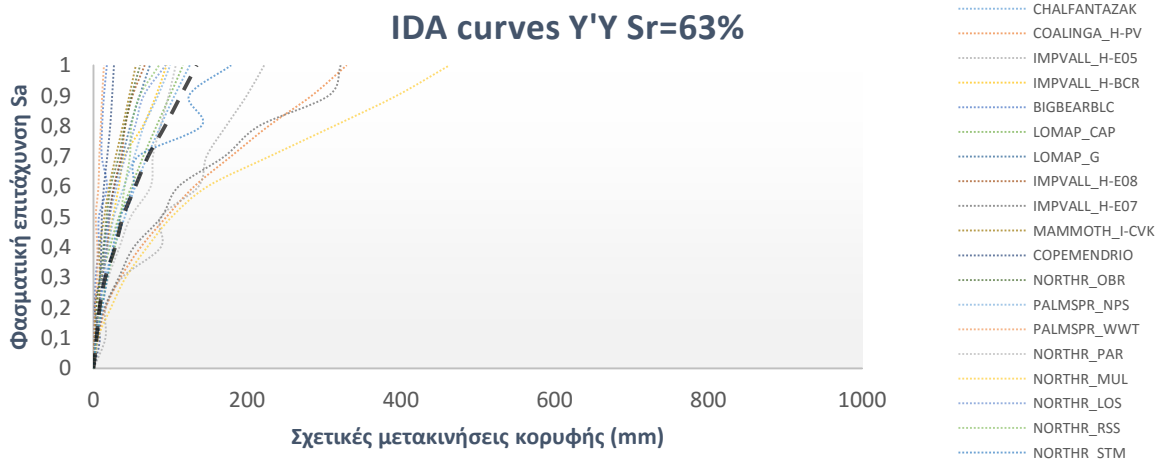
Βήμα Κλιμάκωσης	$S_a$ (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1 <sup>ο</sup>	0.098	4.17	3.58	5.56
2 <sup>ο</sup>	0.195	9.3	8.24	13.68
3 <sup>ο</sup>	0.292	17.43	16	24.84
4 <sup>ο</sup>	0.39	26.68	28.11	39.14
5 <sup>ο</sup>	0.488	35.64	38.66	53.12
6 <sup>ο</sup>	0.586	50.3	56.42	76.26
7 <sup>ο</sup>	0.683	59.71	68.24	91.49
8 <sup>ο</sup>	0.781	74.67	89.87	117.69
9 <sup>ο</sup>	0.878	91.99	108.19	143.19
10 <sup>ο</sup>	0.976	105.89	128.12	167.55

### 7.3.7. Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=63\%$ (A-Sr63)

Στη συνέχεια μελετήθηκε η έδραση του κτιρίου σε ιλυώδη άμμο με βαθμό κορεσμού 63%. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013). Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογράφηματα με 10 βήματα κλιμάκωσης παρατίθενται στα Διαγράμματα 7.20 και 7.21 για τις διευθύνσεις Χ και Υ. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.



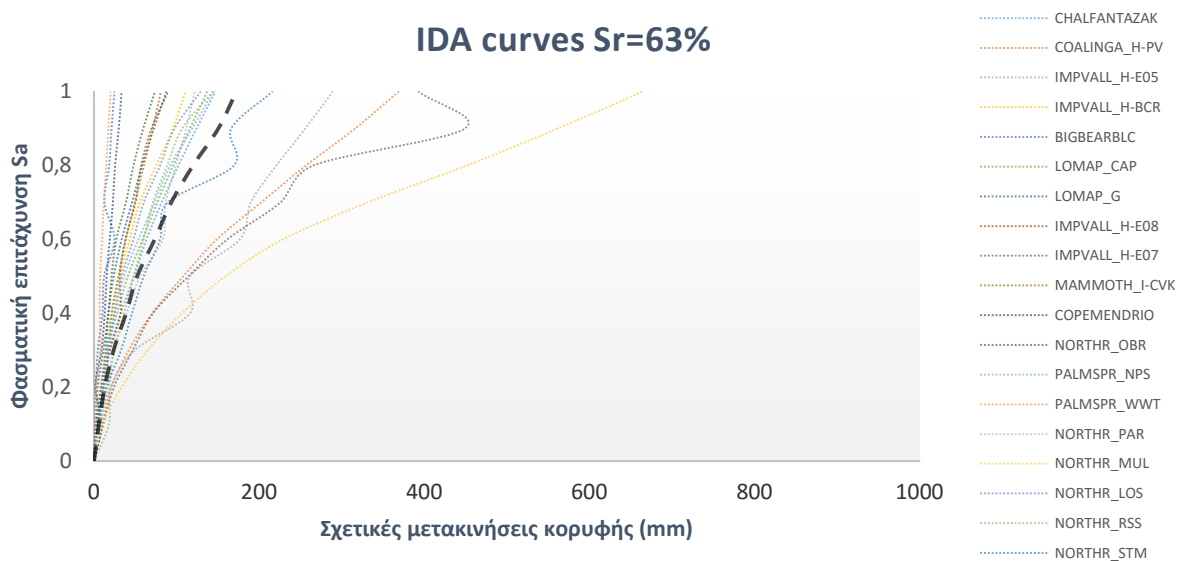
Σχήμα 7.20 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (A-Sr63).



Σχήμα 7.21 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (A-Sr63).

Η απόκριση της κατασκευής παραμένει σε κοντινά επίπεδα με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 32% και 54%. Μεγάλες μετακινήσεις παρουσιάστηκαν κατά την εφαρμογή των καταγραφών του Northridge-01, φτάνοντας μέχρι και τα 463mm στη διεύθυνση Υ'Υ. Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις, οι μετακινήσεις παραμένουν σε χαμηλά επίπεδα. Βάσει των

σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 7.22).



**Σχήμα 7.22 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr63).**

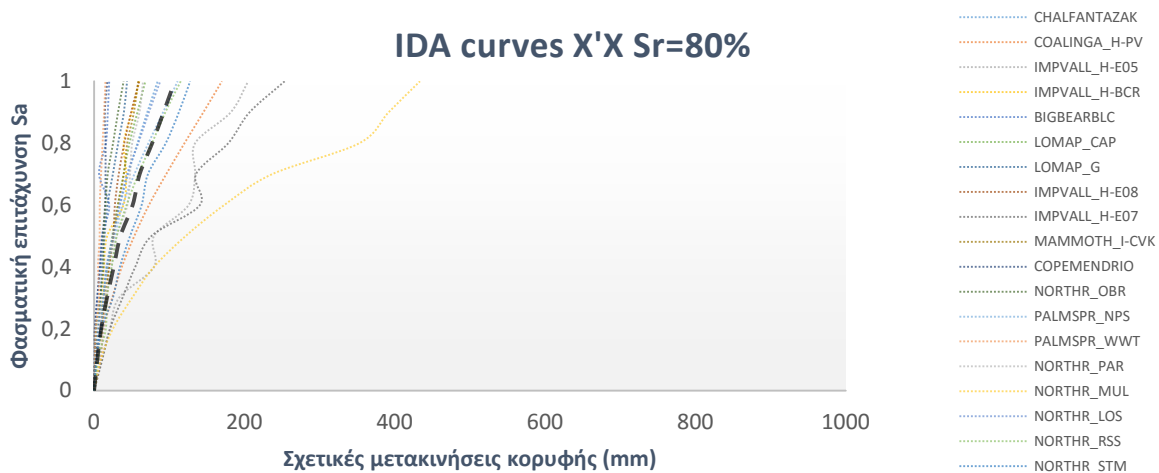
Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις φτάνουν τα 664mm κατά το σεισμό Northridge-01. Επίσης οι μετακινήσεις για τις διεγέρσεις Coalinga-01 και Imperial Valley είναι σχετικά υψηλές. Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης παραμένει σε χαμηλότερα επίπεδα σε σύγκριση με την έδραση σε εδάφη με μικρότερο βαθμό κορεσμού, φτάνοντας μόλις τα 172mm. Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.11.

**Πίνακας 7.11 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr63).**

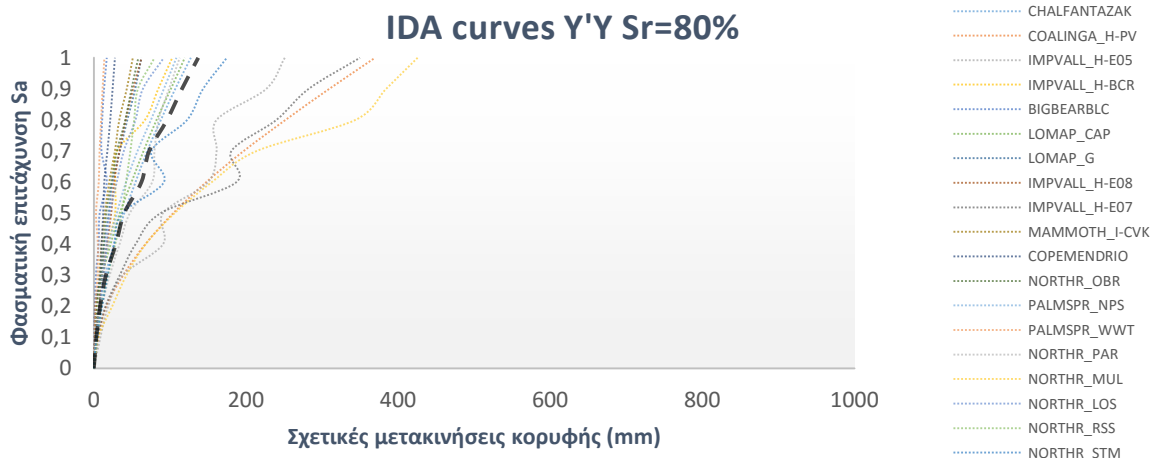
Βήμα Κλιμάκωσης	Sa (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1°	0.098	4.34	3.98	6.04
2°	0.195	8.81	7.83	13.07
3°	0.292	16.56	15.29	23.74
4°	0.39	26.24	28.09	38.9
5°	0.488	34.61	38.36	52.3
6°	0.586	48.41	54.35	73.59
7°	0.683	59.67	71.08	93.62
8°	0.781	73.96	93.13	120.08
9°	0.878	96.77	113.53	150.68
10°	0.976	105.99	134.25	172.53

### 7.3.8. Αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=80\%$ (A-Sr80)

Τέλος, εξετάστηκε η έδραση του κτιρίου σε ιλυώδη άμμο με βαθμό κορεσμού 80%. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013). Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογράφηματα με 10 βήματα κλιμάκωσης παρατίθενται στα Διαγράμματα 7.23 και 7.24 για τις διευθύνσεις Χ και Υ. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.



Σχήμα 7.23 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (A-Sr80).

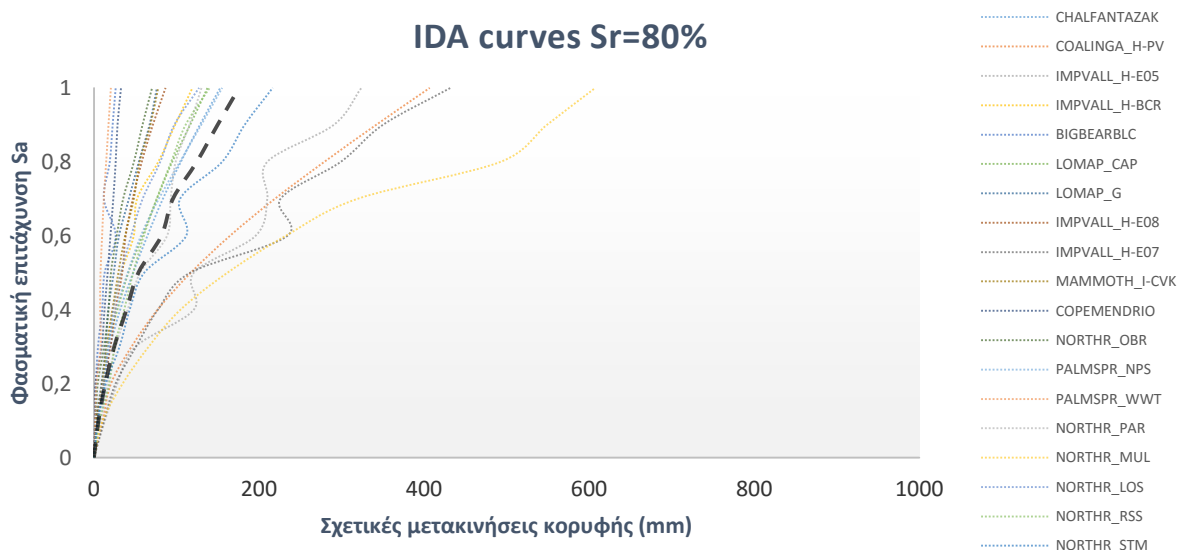


Σχήμα 7.24 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (A-Sr80).

Κατά την έδραση σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 80%, η απόκριση της κατασκευής είναι παρόμοια με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 32%, 54% και 63%. Μεγάλες μετακινήσεις παρουσιάστηκαν κατά την εφαρμογή των καταγραφών Northridge-01 και Coalinga-01. Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις, οι μετακινήσεις παραμένουν σε χαμηλά



επίπεδα. Βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 7.25).



**Σχήμα 7.25 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr80).**

Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις φτάνουν τα 607mm για τη διέγερση Northridge-01. Επίσης οι μετακινήσεις κατά την επιβολή των καταγραφών Coalinga-01 και Imperial Valley είναι σχετικά υψηλές. Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης παραμένει σε χαμηλότερα επίπεδα σε σύγκριση με την έδραση σε εδάφη με μικρότερο βαθμό κορεσμού, φτάνοντας μόλις τα 175mm. Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.12.

**Πίνακας 7.12 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (A-Sr80).**

Βήμα Κλιμάκωσης	$S_a$ (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1 <sup>ο</sup>	0.098	4.28	3.28	5.46
2 <sup>ο</sup>	0.195	9.45	8.19	13.8
3 <sup>ο</sup>	0.292	17.11	15.82	24.52
4 <sup>ο</sup>	0.39	26.18	28.88	39.35
5 <sup>ο</sup>	0.488	35.06	40.01	53.81
6 <sup>ο</sup>	0.586	51.31	62.52	81.69
7 <sup>ο</sup>	0.683	60.67	72.65	95.67
8 <sup>ο</sup>	0.781	77.29	96.18	124.62
9 <sup>ο</sup>	0.878	92.49	115.81	149.79
10 <sup>ο</sup>	0.976	107.2	137.22	175.83



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8<sup>ο</sup>

## ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ “ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ” ΣΤΟΝ ΑΡΧΙΚΟ ΦΟΡΕΑ

### 8.1. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΟΡΙΑΚΩΝ ΤΙΜΩΝ ΓΙΑ ΚΑΘΕ ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Για τους σκοπούς της εργασίας μελετήθηκαν οι στάθμες επιτελεστικότητας Slight, Moderate, Extensive του κανονισμού των ΗΠΑ (FEMA, 2003). Χρησιμοποιήθηκαν οι οριακές τιμές για κτίριο από άοπλη τοιχοποιία, μέσου ύψους και για επίπεδο σχεδιασμού “Pre-Code” (αναφέρεται σε παραδοσιακά κτίρια, η κατασκευή των οποίων δεν υπόκειται στις αρχές κάποιου κανονισμού).

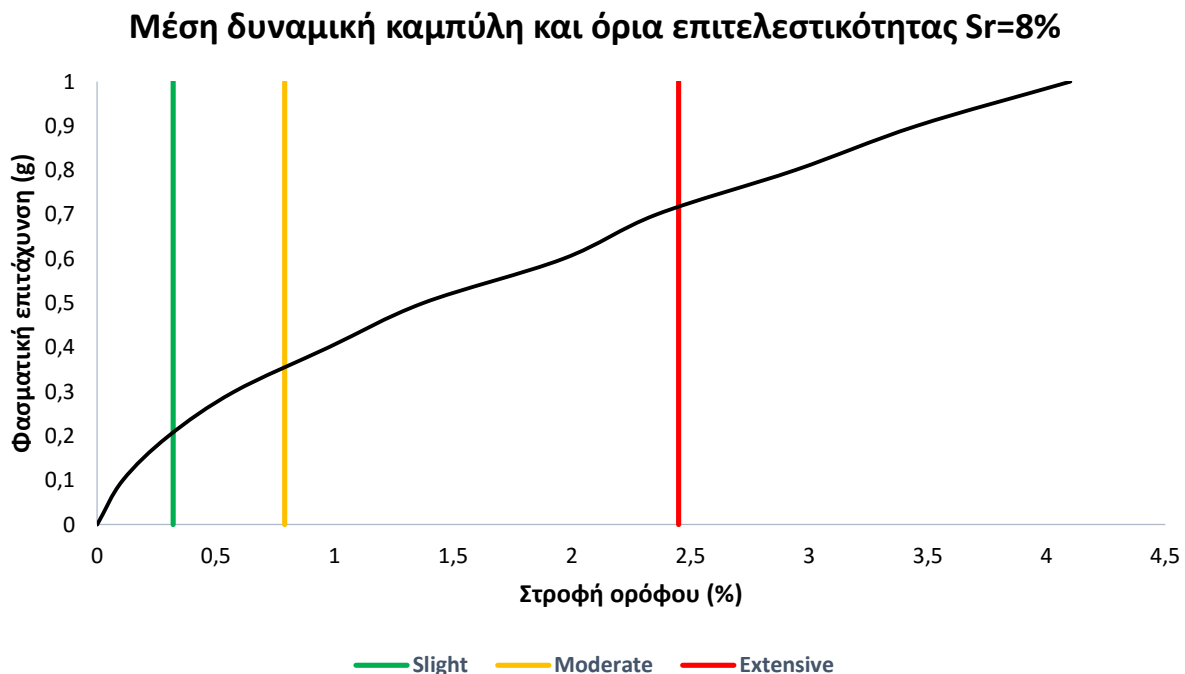
*Πίνακας 8.1 Μέγιστες στροφές ανά επίπεδο σχεδιασμού και στάθμη επιτελεστικότητας.*

Performance Level	Average Inter-Story Drift Ratio					
	Capacity Curve Control Points		Structural Damage State Thresholds (Fragility Medians)			
	Yield	Plastic	Slight	Moderate	Extensive	Complete
Special High-Code	0.0057	0.1371	0.005	0.015	0.05	0.125
High-Code	0.0038	0.0913	0.004	0.012	0.04	0.1
Moderate-Code	0.0029	0.0514	0.004	0.0099	0.0306	0.75
Low-Code	0.0019	0.0343	0.004	0.0099	0.0306	0.75
Pre-Code	0.0019	0.0343	0.0032	0.0079	0.0245	0.06

## 8.2. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ΖΩΗΣ

### 8.2.1. $T_{\Delta}$ για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $Sr=8\%$

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου, πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 8%. Για τη μελέτη επιτελεσματικότητας χρησιμοποιήθηκε η διάμεση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 7.3.1. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεσματικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 8.1 παρουσιάζονται η μέση καμπύλη IDA και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεσματικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $Sr=8\%$ . Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεσματικότητας (Πίνακας 8.2).



Σχήμα 8.1 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεσματικότητας (A-Sr8).

Πίνακας 8.2 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεσματικότητας (A-Sr8).

Στάθμη επιτελεσματικότητας	Στροφή (%)	Φασματική επιτάχυνση $S_a$ (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)
Slight	0.32	0.21	0.087
Moderate	0.79	0.34	0.141
Extensive	2.45	0.71	0.295

Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2, η μέγιστη φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 8.3, παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 8.3, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 8.4).

**Πίνακας 8.3 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr8).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	Περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.08738	0.10922	13
<b>Moderate (B)</b>	0.14147	0.17683	78
<b>Extensive (Γ)</b>	0.29541	0.36927	1276

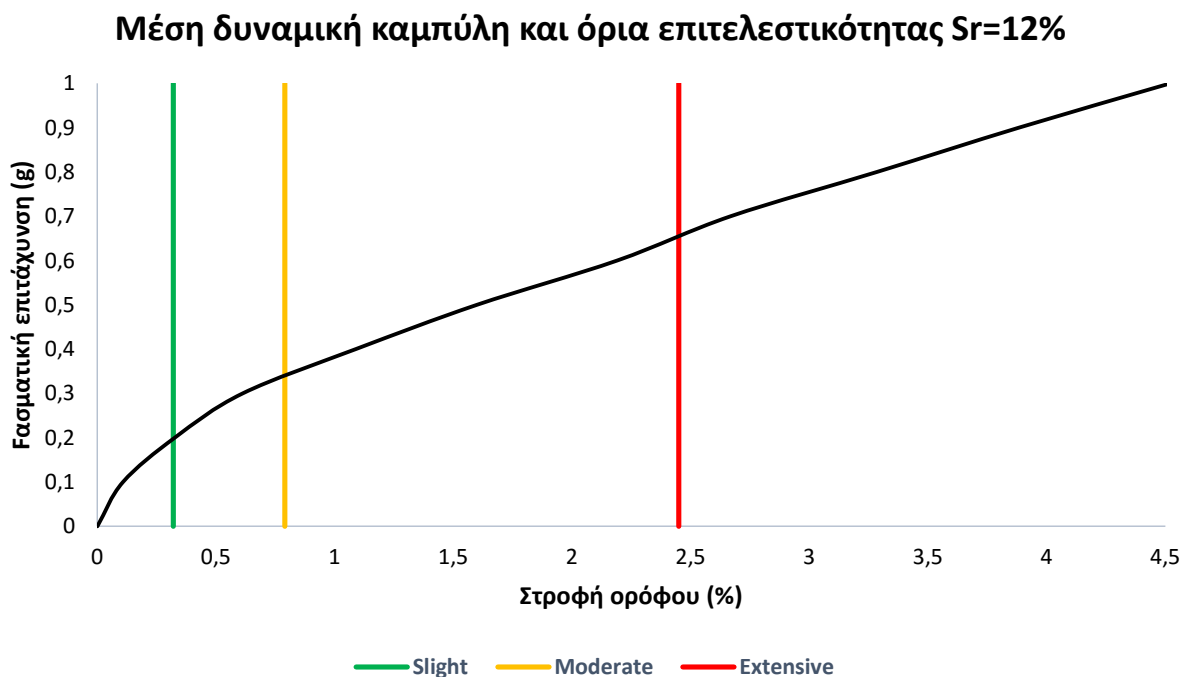
**Πίνακας 8.4 A-Sr8: Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού.**

Στάθμη Επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο Σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.11347	A1	10	13	1
		A2	50		9<50
<b>Moderate (B)</b>	0.17831	B1	10	78	8<20 (<<50)
		B2	50		54
<b>Extensive (Γ)</b>	0.36878	Γ1	10	1276	134
		Γ2	50		884

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως φαίνεται στον Πίνακα 8.4 είναι μικρή, ειδικά στα επίπεδα σχεδιασμού. Συγκεκριμένα στο επίπεδο σχεδιασμού A2, η διάρκεια ζωής δεν υπερβαίνει το κατώτατο προτεινόμενο όριο των 50 ετών καθώς φτάνει μόλις τα 9 έτη (Σπυράκος, 2015). Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη, ενώ στην παρούσα μελέτη είναι μόνο 8 έτη. Συνεπώς, η περίοδος των 8 και 9 ετών για την πραγματοποίηση επανελέγχου είναι αρκετά σύντομη, επομένως θεωρείται σκόπιμη η άμεση ενίσχυση της κατασκευής. Οι μικρές τιμές της συμβατικής διάρκειας ζωής σε όλα τα επίπεδα σχεδιασμού ήταν αναμενόμενες λόγω των υψηλών τιμών των μετακινήσεων που παρατηρήθηκαν κατά την πραγματοποίηση των επαυξητικών αναλύσεων χρονοϊστορίας.

### 8.2.2. $T_{\Delta}$ για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=12\%$

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 12%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 7.3.2. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 8.2 παρουσιάζονται η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_r=12\%$ . Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 8.5).



Σχήμα 8.2 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A-Sr12).

Πίνακας 8.5 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη. Επιτελεστικότητας (A-Sr12).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή	Φασματική επιτάχυνση $S_a$ (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)
<b>Slight</b>	0.32	0.195	0.081
<b>Moderate</b>	0.79	0.335	0.139
<b>Extensive</b>	2.45	0.68	0.282

Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 8.6 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 8.6, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 8.7).

**Πίνακας 8.6 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανα στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr12).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	Περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.08113	0.10142	10
<b>Moderate (B)</b>	0.13939	0.17423	74
<b>Extensive (Γ)</b>	0.28293	0.35366	1084

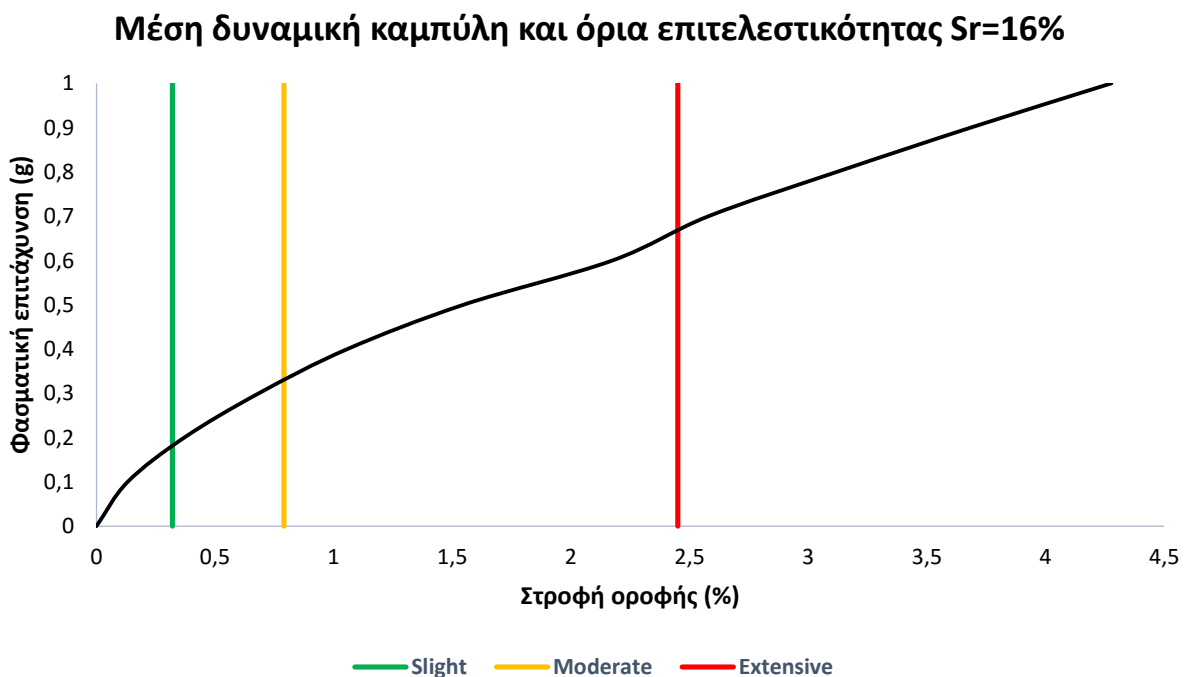
**Πίνακας 8.7 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (A-Sr12).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.11347	A1	10	10	1
		A2	50		<b>7&lt;50</b>
<b>Moderate (B)</b>	0.17831	B1	10	74	<b>8&lt;20 (&lt;&lt;50)</b>
		B2	50		51
<b>Extensive (Γ)</b>	0.36878	Γ1	10	1084	114
		Γ2	50		751

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής είναι σε παρόμοια επίπεδα με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_r=*$ %. Συγκεκριμένα στο επίπεδο σχεδιασμού A2, η διάρκεια ζωής δεν υπερβαίνει το κατώτατο προτεινόμενο όριο των 50 ετών καθώς φτάνει μόλις τα 7 έτη (Σπυράκος, 2015). Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη, ενώ στην παρούσα μελέτη είναι μόνο 8 έτη. Συνεπώς, η περίοδος των 7 και 8 ετών για την πραγματοποίηση επανελέγχου είναι αρκετά σύντομη, επομένως θεωρείται σκόπιμη η άμεση ενίσχυση της κατασκευής. Οι μικρές τιμές της συμβατικής διάρκειας ζωής σε όλα τα επίπεδα σχεδιασμού ήταν αναμενόμενες λόγω των υψηλών τιμών των μετακινήσεων που παρατηρήθηκαν κατά την πραγματοποίηση των επαυξητικών αναλύσεων ιστορίας.

### 8.2.3. $T_{\Delta}$ για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=16\%$

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου, στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 16%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 7.3.3. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 8.3 παρουσιάζονται η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_r=16\%$ . Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος, υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 8.8).



Σχήμα 8.3 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A-Sr16).

Πίνακας 8.8 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr16).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή	Φασματική επιτάχυνση $S_a$ (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)
<b>Slight</b>	0.32	0.18	0.074
<b>Moderate</b>	0.79	0.32	0.133
<b>Extensive</b>	2.45	0.68	0.282



Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 8.9 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 8.9, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 8.10).

Πίνακας 8.9 A-Sr16: Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας.

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	Περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.07489	0.09362	7
<b>Moderate (B)</b>	0.13314	0.16643	62
<b>Extensive (Γ)</b>	0.28293	0.35366	1084

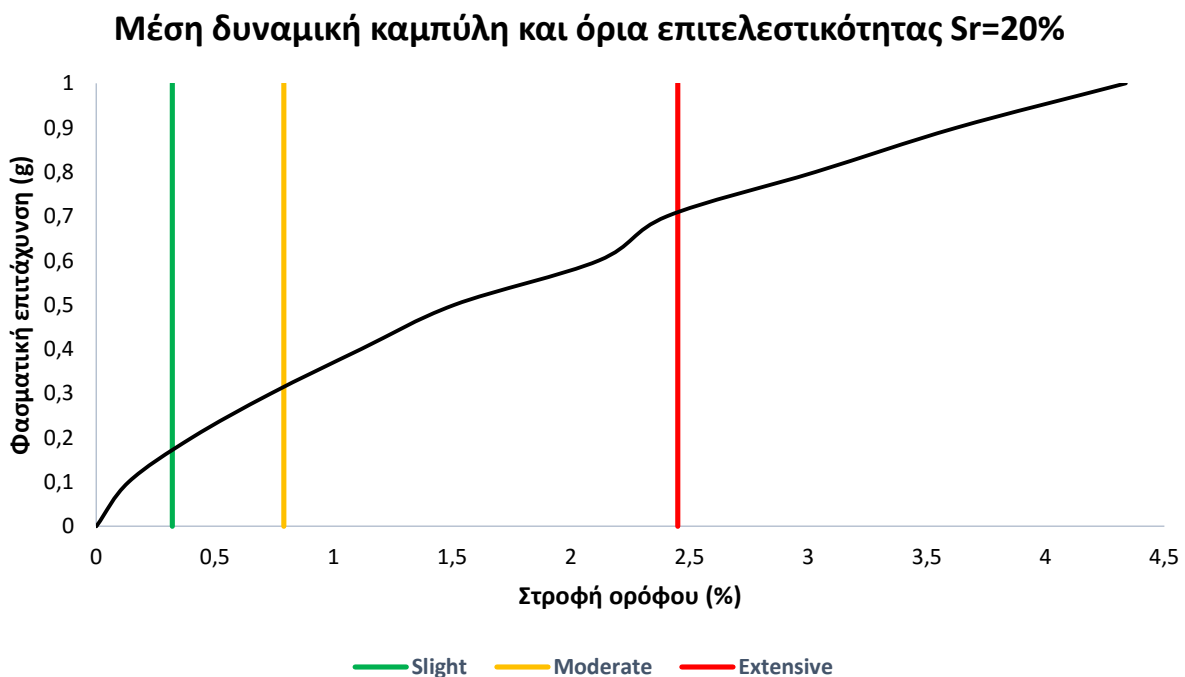
Πίνακας 8.10 A-Sr16: Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού.

Στάθμη επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.09362	A1	10	7	1
		A2	50		<b>5&lt;50</b>
<b>Moderate (B)</b>	0.16643	B1	10	62	<b>7&lt;20 (&lt;&lt;50)</b>
		B2	50		43
<b>Extensive (Γ)</b>	0.35366	Γ1	10	1084	114
		Γ2	50		751

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής είναι σε παρόμοια επίπεδα με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_f=8\%$  και  $12\%$ . Συγκεκριμένα στο επίπεδο σχεδιασμού A2, η διάρκεια ζωής δεν υπερβαίνει το κατώτατο προτεινόμενο όριο των 50 ετών καθώς φτάνει μόλις τα 5 έτη (Σπυράκος, 2015). Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη, ενώ στην παρούσα μελέτη είναι μόνο 7 έτη. Συνεπώς, η περίοδος των 5 και 7 ετών για την πραγματοποίηση επανελέγχου είναι αρκετά σύντομη, επομένως θεωρείται σκόπιμη η άμεση ενίσχυση της κατασκευής. Οι μικρές τιμές της συμβατικής διάρκειας ζωής σε όλα τα επίπεδα σχεδιασμού ήταν αναμενόμενες λόγω των υψηλών τιμών των μετακινήσεων που παρατηρήθηκαν κατά την πραγματοποίηση των επαυξητικών αναλύσεων χρονοϊστορίας.

**8.2.4.  $T_{\Delta}$  για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με  $S_r=20\%$** 

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου, στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 20%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 7.3.4. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 8.4 παρουσιάζονται η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_r=20\%$ . Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 8.11).



Σχήμα 8.4 μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A- $S_r20$ ).

Πίνακας 8.11 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A- $S_r20$ ).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή	Φασματική επιτάχυνση $S_a$ (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)
<b>Slight</b>	0.32	0.175	0.072
<b>Moderate</b>	0.79	0.31	0.128
<b>Extensive</b>	2.45	0.71	0.295

Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 8.12 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 8.12, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 8.13).

**Πίνακας 8.12 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr20).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.07281	0.09102	6
<b>Moderate (B)</b>	0.12898	0.16123	55
<b>Extensive (Γ)</b>	0.29541	0.36927	1276

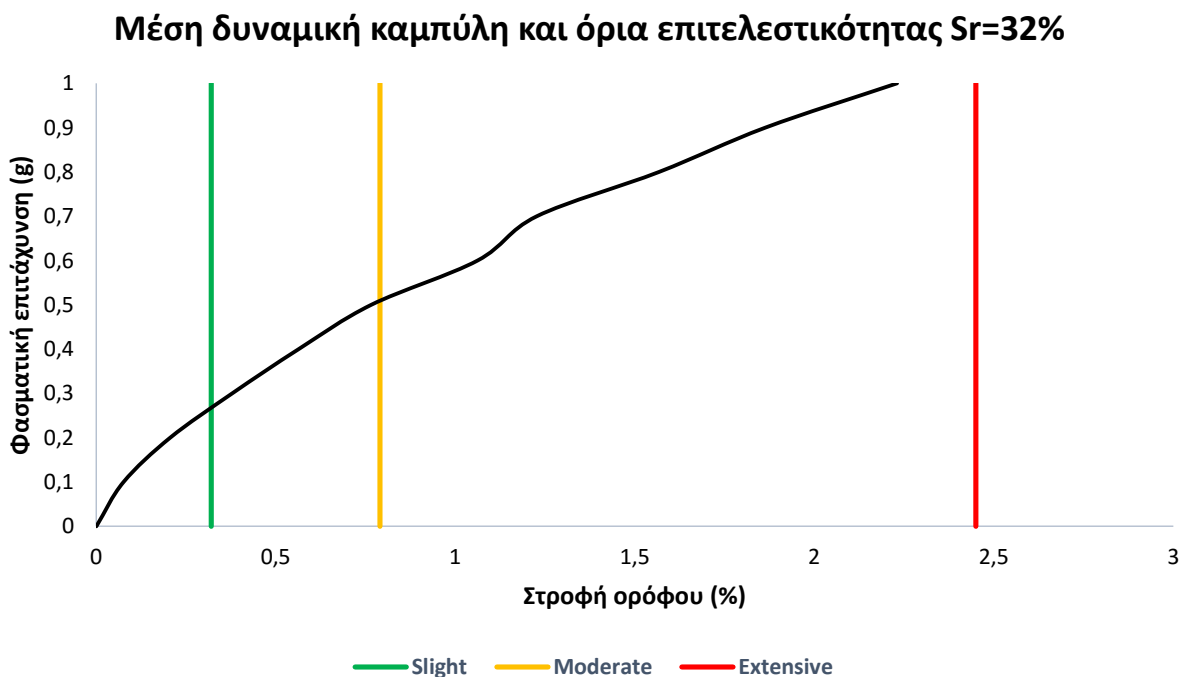
**Πίνακας 8.13 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (A-Sr20).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.09102	A1	10	7	1
		A2	50		<b>4&lt;50</b>
<b>Moderate (B)</b>	0.16123	B1	10	62	<b>7&lt;20 (&lt;&lt;50)</b>
		B2	50		43
<b>Extensive (Γ)</b>	0.36927	Γ1	10	1084	121
		Γ2	50		784

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής παραμένει σε παρόμοια επίπεδα με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με μικρότερο βαθμό κορεσμού. Συγκεκριμένα στο επίπεδο σχεδιασμού A2, η διάρκεια ζωής δεν υπερβαίνει το κατώτατο προτεινόμενο όριο των 50 ετών καθώς φτάνει μόλις τα 4 έτη (Σπυράκος, 2015). Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη, ενώ στην παρούσα μελέτη είναι μόνο 7 έτη. Συνεπώς, η περίοδος των 4 και 7 ετών για την πραγματοποίηση επανελέγχου είναι αρκετά σύντομη επομένως θεωρείται σκόπιμη η άμεση ενίσχυση της κατασκευής. Οι μικρές τιμές της συμβατικής διάρκειας ζωής σε όλα τα επίπεδα σχεδιασμού ήταν αναμενόμενες λόγω των υψηλών τιμών των μετακινήσεων που παρατηρήθηκαν κατά την πραγματοποίηση των επαυξητικών αναλύσεων χρονοϊστορίας.

### 8.2.5. $T_{\Delta}$ για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=32\%$

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου, στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 32%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 7.3.5. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 8.5 παρουσιάζονται η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_r=32\%$ . Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 8.14).



Σχήμα 8.5 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A-Sr32).

Πίνακας 8.14 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr32).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή	Φασματική επιτάχυνση $S_a$ (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)
<b>Slight</b>	0.32	0.28	0.112
<b>Moderate</b>	0.79	0.51	0.212
<b>Extensive</b>	2.45	-	-

Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 8.16 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 8.16, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 8.16).

**Πίνακας 8.15 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr32).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	Περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.1165	0.14563	38
<b>Moderate (B)</b>	0.2122	0.26525	364
<b>Extensive (Γ)</b>	-	-	-

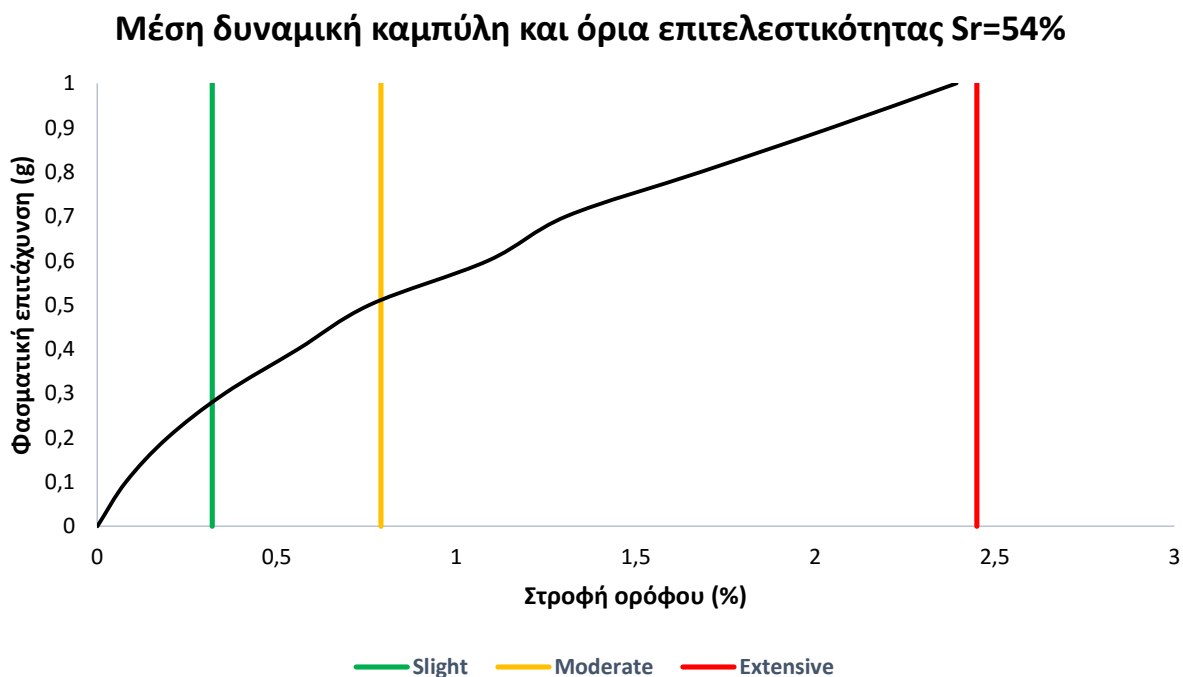
**Πίνακας 8.16 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (A-Sr32).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.14563	A1	10	38	4
		A2	50		26<50
<b>Moderate (B)</b>	0.26525	B1	10	364	38<50
		B2	50		252
<b>Extensive (Γ)</b>	-	Γ1	10	-	-
		Γ2	50		-

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής είναι σημαντικά υψηλότερη συγκριτικά με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με μικρότερο βαθμό κορεσμού. Παρά ταύτα στο επίπεδο σχεδιασμού A2, η διάρκεια ζωής παραμένει κάτω από τα 50 έτη, καθώς φτάνει τα 26 έτη (Σπυράκος, 2015). Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη. Σε αντίθεση με τους μικρότερους βαθμούς κορεσμού, η συμβατική διάρκεια ζωής υπερβαίνει τα 20 έτη, καθώς φτάνει τα 38 έτη. Συνεπώς, αν η κατασκευή εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της σε έδαφος με σταθερό βαθμό κορεσμού 32%, θα χρειαστεί επανέλεγχο μετά από 26 χρόνια. Παρά ταύτα ίσως η άμεση ενίσχυση της κατασκευής να αποτελεί την βέλτιστη επιλογή για την αύξηση της συμβατικής διάρκειας ζωής.

### 8.2.6. $T_{\Delta}$ για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=54\%$

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 54%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 7.3.6. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 8.6 παρουσιάζονται η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_r=54\%$ . Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 8.17).



Σχήμα 8.6 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A-Sr54).

Πίνακας 8.17 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr54).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή	Φασματική επιτάχυνση $S_a$ (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)
<b>Slight</b>	0.32	0.27	0.112
<b>Moderate</b>	0.79	0.51	0.212
<b>Extensive</b>	2.45	-	-

Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 8.18 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 8.18, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 8.19).

**Πίνακας 8.18 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr54).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.11234	0.14043	33
<b>Moderate (B)</b>	0.2122	0.26525	364
<b>Extensive (Γ)</b>	-	-	-

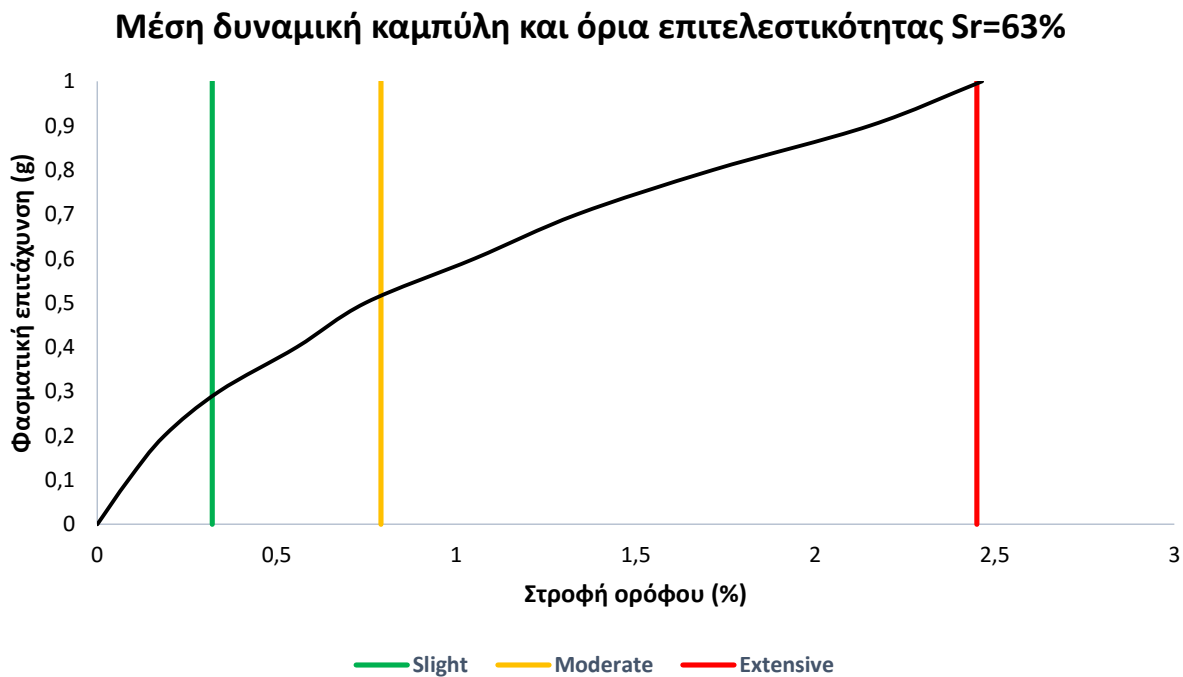
**Πίνακας 8.19 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (A-Sr54).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.14043	A1	10	33	5
		A2	50		23<50
<b>Moderate (B)</b>	0.26525	B1	10	364	38<50
		B2	50		252
<b>Extensive (Γ)</b>	-	Γ1	10	-	-
		Γ2	50		-

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής είναι σημαντικά υψηλότερη συγκριτικά με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού κάτω από 20%, ενώ παραμένει σε κοντινά επίπεδα με το προηγούμενο μοντέλο (Sr=32%). Στο επίπεδο σχεδιασμού A2, η διάρκεια ζωής παραμένει κάτω από τα 50 έτη, καθώς φτάνει τα 23 έτη (Σπυράκος, 2015). Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη. Σε αντίθεση με τους μικρότερους βαθμούς κορεσμού, η συμβατική διάρκεια ζωής υπερβαίνει τα 20 έτη, καθώς φτάνει τα 38 έτη. Αν η κατασκευή εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της σε έδαφος με σταθερό βαθμό κορεσμού 54%, θα χρειαστεί επανέλεγχο μετά από 26 χρόνια. Ίσως η άμεση ενίσχυση της κατασκευής να αποτελεί την βέλτιστη επιλογή για την αύξηση της συμβατικής διάρκειας ζωής.

**8.2.7.  $T_{\Delta}$  για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με  $S_r=63\%$** 

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου, στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 63%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 7.3.7. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 8.7 παρουσιάζονται η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_r=63\%$ . Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 8.20).



Σχήμα 8.7 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A-Sr63).

Πίνακας 8.20 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr63).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή	Φασματική επιτάχυνση $S_a$ (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)
<b>Slight</b>	0.32	0.29	0.120
<b>Moderate</b>	0.79	0.515	0.214
<b>Extensive</b>	2.45	0.995	0.415



Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 8.21 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 8.21, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 8.22).

**Πίνακας 8.21 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr63).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	Περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.12066	0.15083	43
<b>Moderate (B)</b>	0.21428	0.26785	378
<b>Extensive (Γ)</b>	0.41399	0.51749	4584

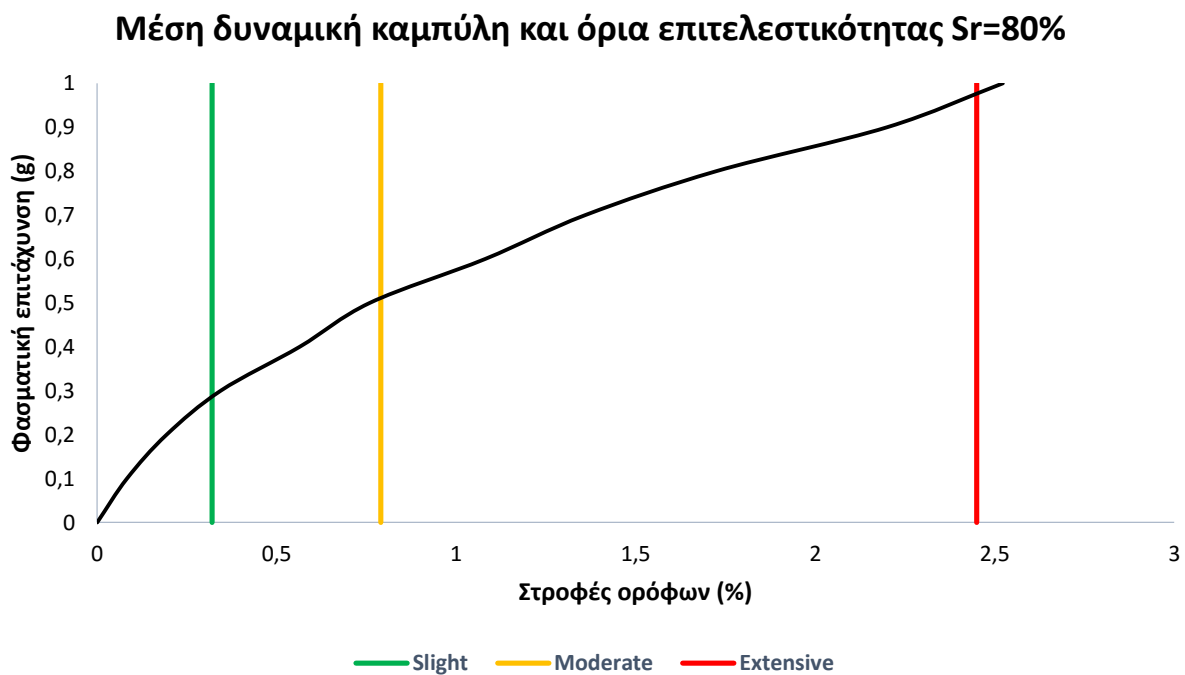
**Πίνακας 8.22 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (A-Sr63).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.11347	A1	10	43	5
		A2	50		30<50
<b>Moderate (B)</b>	0.17831	B1	10	378	40<50
		B2	50		262
<b>Extensive (Γ)</b>	0.36878	Γ1	10	4584	483
		Γ2	50		3177

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής είναι σημαντικά υψηλότερη συγκριτικά με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού κάτω από 20%, ενώ παραμένει σε κοντινά επίπεδα με τα δύο προηγούμενα μοντέλα ( $S_r=32\%$ ,  $54\%$ ). Στο επίπεδο σχεδιασμού A2, η διάρκεια ζωής φτάνει τα 30 έτη (Σπυράκος, 2015). Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη. Σε αντίθεση με τους μικρότερους βαθμούς κορεσμού, η συμβατική διάρκεια ζωής υπερβαίνει τα 20 έτη, καθώς φτάνει τα 40 έτη. Αν η κατασκευή εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της σε έδαφος με σταθερό βαθμό κορεσμού 32%, θα χρειαστεί επανέλεγχο μετά από 30 χρόνια. Η άμεση ενίσχυση της κατασκευής να αποτελεί την βέλτιστη επιλογή για την αύξηση της συμβατικής διάρκειας ζωής.

**8.2.8.  $T_{\Delta}$  για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με  $S_r=80\%$** 

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής της κατασκευής, στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 80%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 7.3.8. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 8.8 παρουσιάζονται η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_r=80\%$ . Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 8.23).



Σχήμα 8.8 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (A-Sr80).

Πίνακας 8.23 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr80).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή	Φασματική επιτάχυνση $S_a$ (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)
<b>Slight</b>	0.32	0.29	0.120
<b>Moderate</b>	0.79	0.51	0.212
<b>Extensive</b>	2.45	0.98	0.407

Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη

φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 8.24 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 8.24, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 8.25).

**Πίνακας 8.24 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (A-Sr80).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	Περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.12066	0.15083	43
<b>Moderate (B)</b>	0.2122	0.26525	364
<b>Extensive (Γ)</b>	0.40775	0.50969	4327

**Πίνακας 8.25 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (A-Sr80).**

Στάθμη	$a_{Gr}$ (g)	Ε.Σ.	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
Slight (A)	0.15083	A1	10	43	5
		A2	50		30<50
Moderate (B)	0.26525	B1	10	364	38<50
		B2	50		252
Extensive (Γ)	0.50969	Γ1	10	4327	455
		Γ2	50		2999

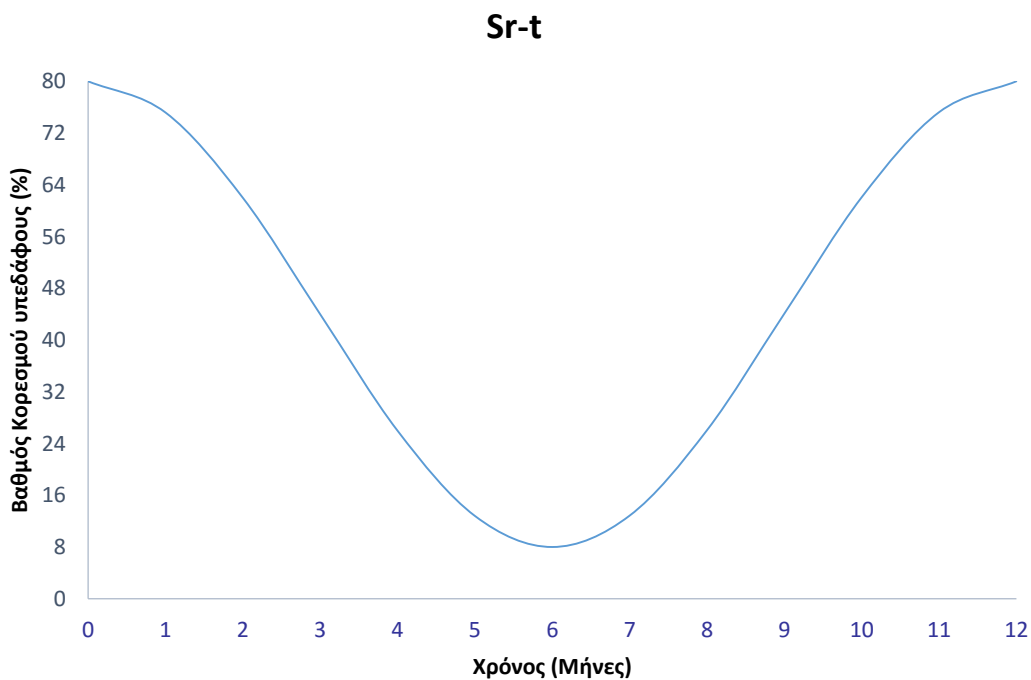
Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής είναι σημαντικά υψηλότερη συγκριτικά με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού κάτω από 20%, ενώ παραμένει σε κοντινά επίπεδα με τα δύο προηγούμενα μοντέλα (Sr=32%, 54%, 63%). Στο επίπεδο σχεδιασμού A2, η διάρκεια ζωής φτάνει τα 30 έτη (Σπυράκος, 2015). Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη. Σε αντίθεση με τους μικρότερους βαθμούς κορεσμού, η συμβατική διάρκεια ζωής υπερβαίνει τα 20 έτη, καθώς φτάνει τα 38 έτη. Αν η κατασκευή εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της σε έδαφος με σταθερό βαθμό κορεσμού 80%, θα χρειαστεί επανέλεγχο μετά από 30 χρόνια. Η άμεση ενίσχυση της κατασκευής φαίνεται να αποτελεί την βέλτιστη επιλογή για την αύξηση της συμβατικής διάρκειας ζωής.

### 8.3. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ΓΙΑ ΜΕΤΑΒΑΛΛΟΜΕΝΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΟΡΕΣΜΟΥ

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής πραγματοποιήθηκε ξεχωριστά για κάθε εξεταζόμενο βαθμό κορεσμού υπεδάφους. Έγινε δηλαδή η θεώρηση ότι ο βαθμός κορεσμού του υπεδάφους παραμένει σταθερός με την πάροδο του χρόνου. Στην πραγματικότητα όμως ο βαθμός κορεσμού μεταβάλλεται σε σχέση με το χρόνο, με αποτέλεσμα η απόκριση του κτιρίου να διαφέρει από χρονική περίοδο σε χρονική περίοδο, γεγονός το οποίο πρέπει να ληφθεί υπόψιν κατά τον υπολογισμό της συμβατικής διάρκειας ζωής της κατασκευής.

Για τον ακριβή υπολογισμό της συμβατικής διάρκειας ζωής, συναρτήσε της μεταβολής του βαθμού κορεσμού του υπεδάφους, απαιτούνται στοιχεία για την μεταβολή του  $S_r$  κατά την διάρκεια του έτους. Δυστυχώς, δεν υπάρχουν διαθέσιμες ακριβείς σχετικές μετρήσεις, οπότε γίνεται η θεώρηση ότι η μεταβολή του  $S_r$  με το χρόνο ακολουθεί ημιτονοειδή καμπύλη και ο βαθμός κορεσμού λαμβάνει τιμές μεταξύ 8 και 80%. Οι ελάχιστες και οι μέγιστες τιμές αντιστοιχούν στους καλοκαιρινούς και χειμερινούς μήνες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.9. Βάσει αυτών των απλοποιητικών παραδοχών θεωρείται ότι κατά τη διάρκεια ενός έτους η μεταβολή του βαθμού κορεσμού περιγράφεται από την ακόλουθη εξίσωση:

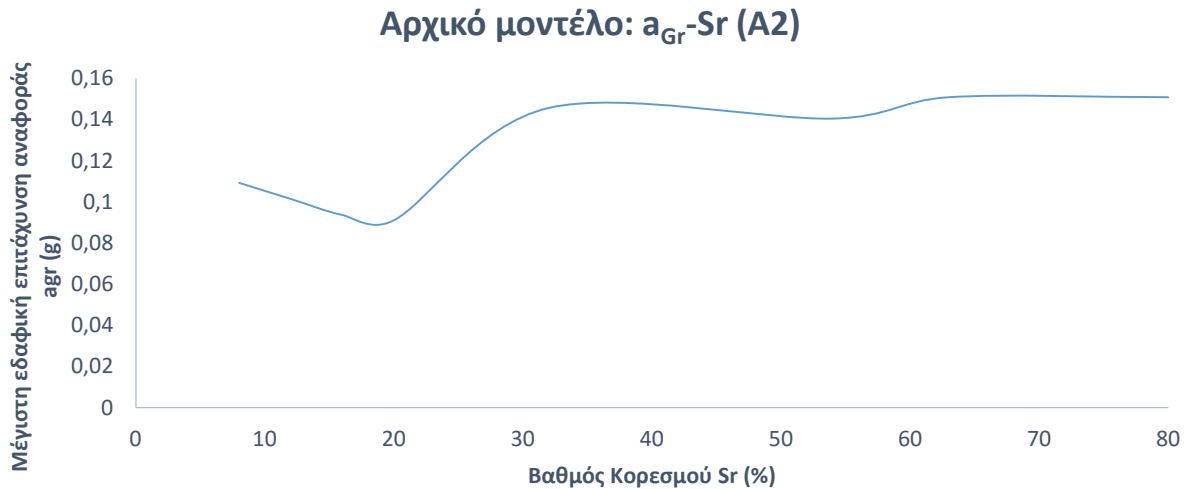
$$S_r = 44 + 36\cos\left(\frac{\pi T}{6}\right) \quad [8.1]$$



Σχήμα 8.9 Μεταβολή βαθμού κορεσμού εδάφους κατά τη διάρκεια ενός έτους.

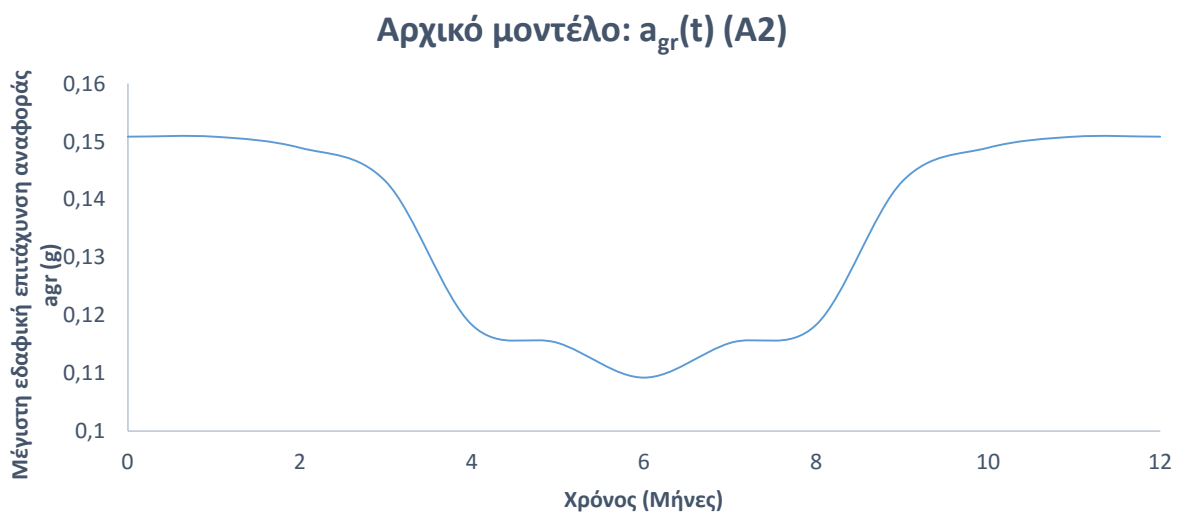
### 8.3.1. Προσδιορισμός Συνολικής $T_{\Delta}$ για επίπεδο σχεδιασμού A2

Η μεταβολή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{Gr}$  για την επίτευξη του επιπέδου σχεδιασμού A2 συναρτήσει του Sr, φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα για το αρχικό κτίριο. Το διάγραμμα σχεδιάστηκε βάσει των τιμών της  $a_{Gr}$  των μοντέλων A-Sr8, A-Sr12, A-Sr16, A-Sr20, A-Sr32, A-Sr54, A-Sr63 και A-Sr80.



Σχήμα 8.10 Στάθμη επιτελεστικότητας A2: Μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς συναρτήσει του βαθμού κορεσμού.

Συνδυάζοντας τα δεδομένα των Διαγραμμάτων 8.9 και 8.10 προκύπτει το διάγραμμα της μεταβολής της μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς, συναρτήσει του χρόνου (Σχήμα 8.11). Από το Σχήμα 10.4 προσδιορίζεται η μέση  $a_{gr}$  για κάθε μήνα.



Σχήμα 8.11 Στάθμη επιτελεστικότητας A2: Μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς κατά τη διάρκεια ενός έτους.

Στον Πίνακα 8.26 παρουσιάζονται οι τιμές του μηνιαίου μέσου βαθμού κορεσμού και της μηνιαίας μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς. Θεωρώντας ότι η κάθε μηνιαία  $a_{gr}$  μένει σταθερή καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, προσδιορίζονται οι αντίστοιχες συμβατικές διάρκειες ζωής ( $T_{\Delta}$ ). Βάσει αυτής της διαδικασίας προκύπτουν 12 διαφορετικές συμβατικές διάρκειες ζωής, μία για κάθε μήνα και προσδιορίζεται η δυσμενέστερη ισοδύναμη συμβατική διάρκεια ζωής  $T_{\Delta cr}$ . Στη συνέχεια, προσδιορίζεται η πιθανότητα υπέρβασης του εξεταζόμενου επιπέδου σχεδιασμού A2 κατά τη διάρκεια της  $T_{\Delta cr}$  για κάθε μήνα.

Πίνακας 8.26 Στάθμη επιτελεστικότητας A2: Συγκεντρωτικός πίνακας.

Μήνας	$S_r$ (%)	$a_{gr}$ (g)	$T_{\Delta}$ (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης για 9 έτη
1	75.173	0.15083	30	15.00
2	61.987	0.14892	28	16.07
3	43.978	0.14306	24	18.75
4	25.975	0.118325	12	37.50
5	12.805	0.1152	10	45.00
6	8	0.10922	9	50.00
7	12.848	0.1152	10	45.00
8	26.05	0.118325	12	37.50
9	44.065	0.14306	24	18.75
10	62.063	0.14892	28	16.07
11	75.217	0.15083	30	15.00
12	80	0.15083	30	15.00

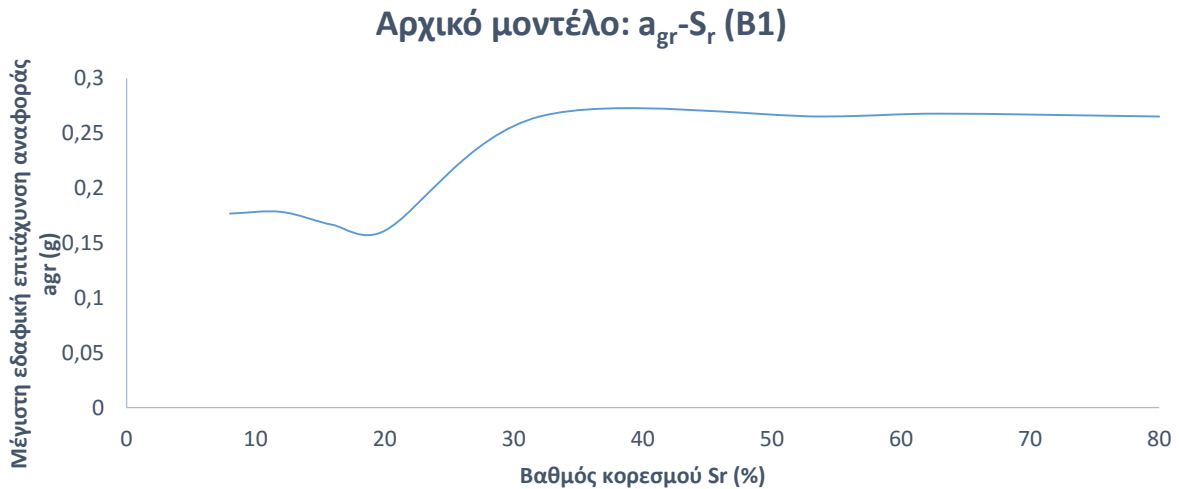
Θεωρώντας ότι η πιθανότητα εμφάνισης σεισμού κατά τη διάρκεια του έτους είναι η ίδια και για τους 12 μήνες, υπολογίζεται η μέση πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια της  $T_{\Delta cr}=9$  έτη και η τελική συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής για πιθανότητα υπέρβασης 50%:

$$T_{\delta}=50T_{\Delta cr}/(\Sigma P_{4i}/12)=50T_{\Delta cr}/P_{4tot}$$

$$T_{\delta}=16 \text{ έτη}$$

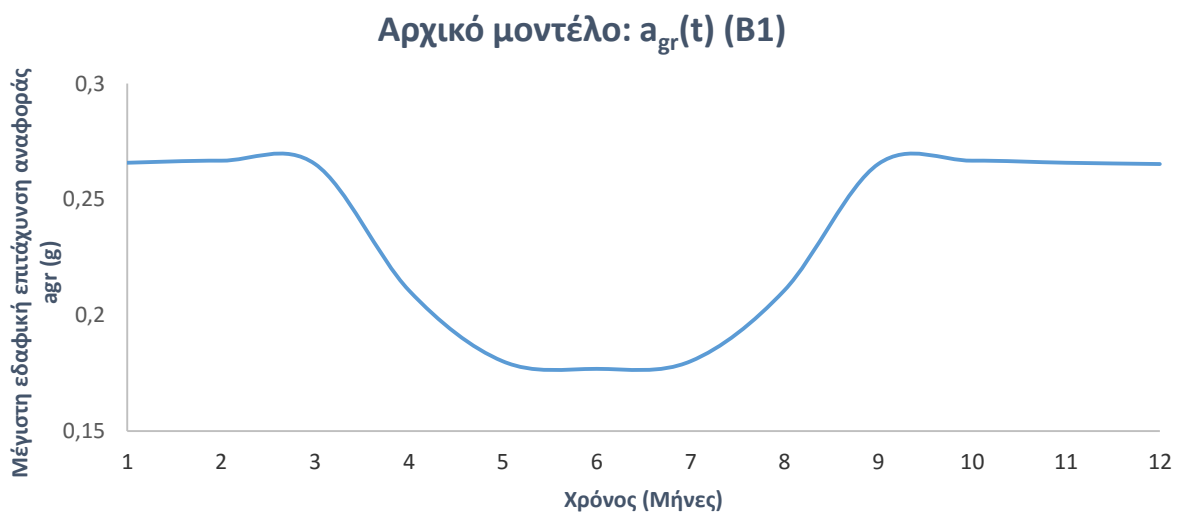
### 8.3.2. Προσδιορισμός Συνολικής $T_{\Delta}$ για επίπεδο σχεδιασμού B1

Η μεταβολή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{gr}$  για την επίτευξη του επιπέδου σχεδιασμού B1 συναρτήσει του  $S_r$ , φαίνεται στον Πίνακα 8.39 για το αρχικό κτίριο. Το Διάγραμμα 8.12 σχεδιάστηκε βάσει των τιμών της  $a_{gr}$  των μοντέλων A-Sr8, A-Sr12, A-Sr16, A-Sr20, A-Sr32, A-Sr54, A-Sr63 και A-Sr80.



Σχήμα 8.12 Στάθμη επιτελεστικότητας B1: μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς συναρτήσει του βαθμού κορεσμού

Συνδυάζοντας τα δεδομένα των Διαγραμμάτων 8.11 και 8.12, προκύπτει το διάγραμμα της μεταβολής της μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς, συναρτήσει του χρόνου (8.13). Από το Σχήμα 8.13 προσδιορίζεται η μέση  $a_{gr}$  για κάθε μήνα.



Σχήμα 8.13 Στάθμη επιτελεστικότητας B1: μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς κατά τη διάρκεια ενός έτους

Στον Πίνακα 8.27 παρουσιάζονται οι τιμές του μηνιαίου μέσου βαθμού κορεσμού και της μηνιαίας μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς. Θεωρώντας ότι η κάθε μηνιαία  $a_{gr}$  μένει σταθερή καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, προσδιορίζονται οι αντίστοιχες συμβατικές διάρκειες ζωής ( $T_{\Delta}$ ). Βάσει αυτής της διαδικασίας προκύπτουν 12 διαφορετικές συμβατικές διάρκειες ζωής, μία για κάθε μήνα και προσδιορίζεται η δυσμενέστερη ισοδύναμη συμβατική διάρκεια ζωής  $T_{\Delta cr}$ . Στη συνέχεια, προσδιορίζεται η πιθανότητα υπέρβασης του εξεταζόμενου επιπέδου σχεδιασμού B1 κατά τη διάρκεια της  $T_{\Delta cr}$  για κάθε μήνα.

Πίνακας 8.27 Στάθμη επιτελεστικότητας B1: Συγκεντρωτικός πίνακας

Μήνας	$S_r$ (%)	$a_{gr}$ (g)	$T_{\delta}$ (χρόνια)	Πιθανότητα υπέρβασης για 8 χρόνια
1	75.173	0.2658	39	2.05
2	61.987	0.2667	39	2.05
3	43.978	0.2653	38	2.11
4	25.975	0.2107	16	5
5	12.805	0.1801	9	8.89
6	8	0.1768	8	10
7	12.848	0.1801	9	8.89
8	26.05	0.2107	16	5
9	44.065	0.2653	38	2.11
10	62.063	0.2667	39	2.05
11	75.217	0.2658	39	2.05
12	80	0.2653	38	2.11

Θεωρώντας ότι η πιθανότητα εμφάνισης σεισμού κατά τη διάρκεια του έτους είναι η ίδια και για τους 12 μήνες, υπολογίζεται η μέση πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια της  $T_{\delta cr}=8$  έτη και η τελική συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής για πιθανότητα υπέρβασης 10%:

$$T_{\Delta}=10T_{\Delta cr}/(\Sigma P_{4i}/12)=10T_{\Delta cr}/P_{8tot}$$

$$T_{\Delta}=19 \text{ έτη}$$



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9<sup>ο</sup>

## ΕΠΑΥΞΗΤΙΚΕΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

### 9.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σύμφωνα με την ιδιομορφική ανάλυση, η θεμελιώδης περίοδος της πρώτης ιδιομορφής δεν μεταβάλλεται με την τοποθέτηση διαζωμάτων και υπέρθυρων Ο/Σ (βλ. Κεφάλαιο 7). Για το λόγο αυτό είναι δυνατή η εφαρμογή των ίδιων χρονοϊστοριών με τον ίδιο συντελεστή κλιμάκωσης. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε είναι κοινή με το αρχικό κτίριο καθώς πραγματοποιήθηκε δυναμική μη-γραμμική ανάλυση του ενισχυμένου κτιρίου με την εφαρμογή των είκοσι σεισμικών καταγραφών με σταδιακή κλιμάκωση της έντασής τους σε 10 βήματα (0,1-0,2-0,3-0,4-0,5-0,6-0,7-0,8-0,9-1,0) για κάθε εξεταζόμενο βαθμό κορεσμού. Ως δείκτης βλάβης ορίστηκε η μέγιστη σχετική μετακίνηση κορυφής. Η μέγιστη φασματική επιτάχυνση  $S_a$  της πρώτης ιδιοπεριόδου χρησιμοποιήθηκε ως μέτρο κλιμάκωσης των επιταχυνσιογραφημάτων. Η διαδικασία της IDA, και σε αυτήν την περίπτωση, επαναλήφθηκε για 8 διαφορετικές συνθήκες κορεσμού του εδάφους έδρασης. Για συντομία εφεξής θα χρησιμοποιηθεί η ονοματολογία των προσομοιωμάτων που παρουσιάζεται τον Πίνακα 9.1.

Πίνακας 9.1 Επεξήγηση ονομασίας προσομοιωμάτων.

Μοντέλο	Βαθμός Κορεσμού $S_r$ (%)	Όνομα μοντέλου
Ενισχυμένο	8	B-SR8
	12	B-SR12
	16	B-SR16
	20	B-SR20
	32	B-SR32
	54	B-SR54
	63	B-SR63
	80	B-SR80

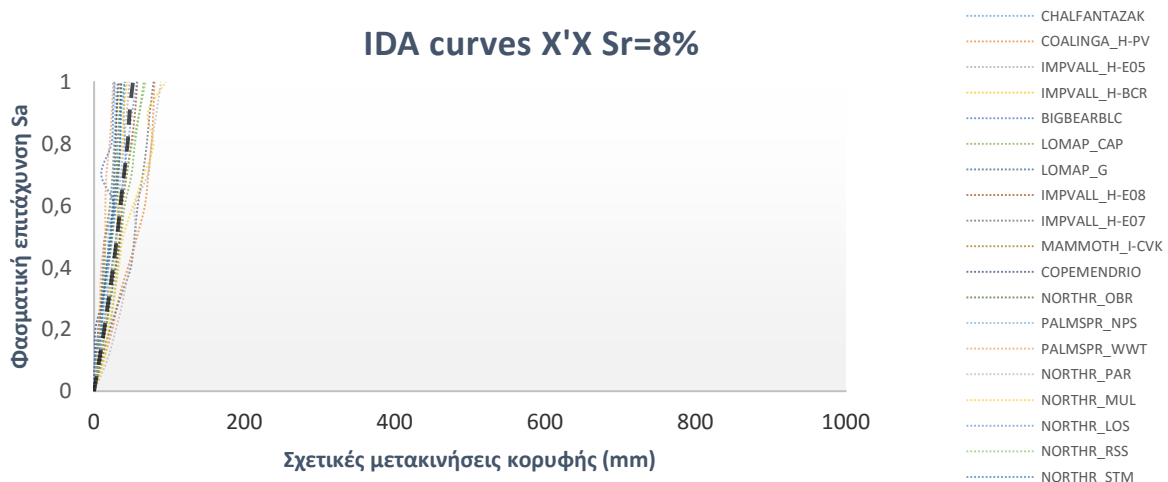
## 9.2. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΑΓΓΕΛΤΙΚΩΝ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

### 9.2.1. Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=8\%$ (B-Sr8)

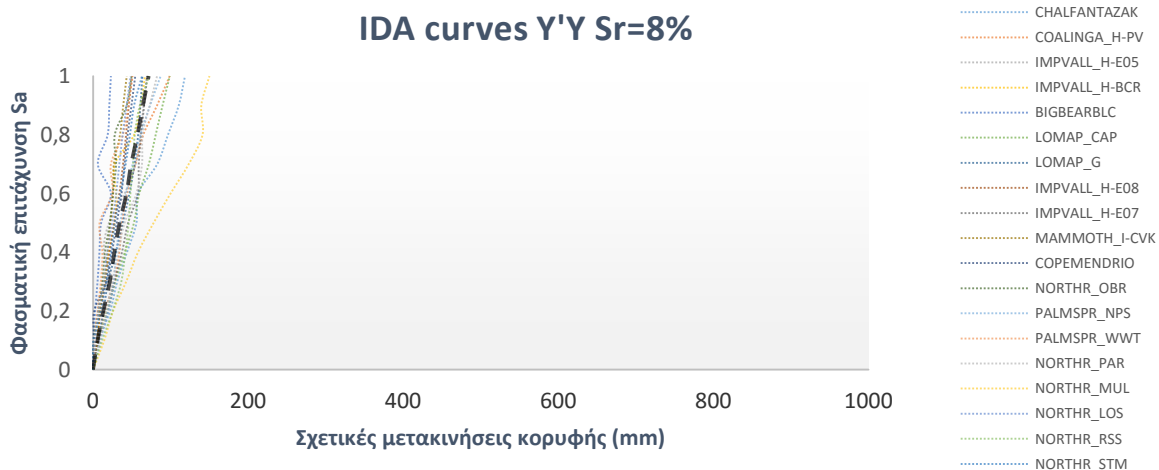
Ο πρώτος βαθμός κορεσμού του υπεδάφους που εξετάστηκε στην παρούσα μελέτη είναι ο  $S_r=8\%$ . Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013) στον Πίνακα 9.2. Στη συνέχεια, παρατίθενται τα αποτελέσματα των δυναμικών καμπυλών για τα 20 επιταχυνσιογραφήματα με 10 βήματα κλιμάκωσης στα Διαγράμματα 9.1 και 9.2 για τις μετακινήσεις κατά τις διευθύνσεις Χ και Υ. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.

Πίνακας 9.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά εδάφους με  $S_r=8\%$ .

$S_r(\%)$	$E(\text{MPa})$	$\nu$	$\rho(\text{kg/m}^3)$
8	540	0.35	1533.6

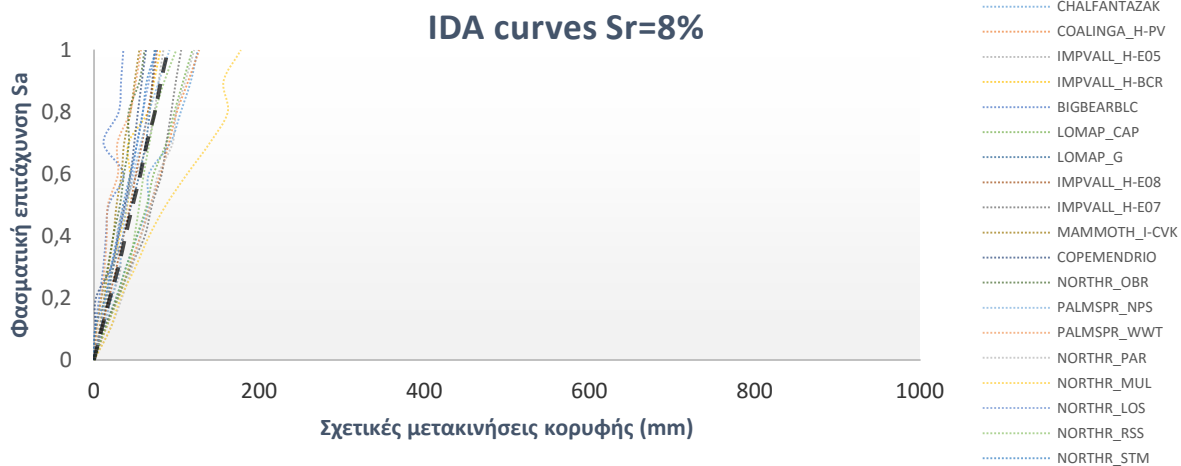


Σχήμα 9.1 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (B-Sr8).



Σχήμα 9.2 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (B-Sr8).

Όπως αναμενόταν, παρατηρήθηκε σημαντική μείωση των μετακινήσεων με την εφαρμογή του διαζώματος Ο/Σ. Οι μέγιστες μετακινήσεις παρατηρήθηκαν κατά την επιβολή της καταγραφής Coalinga-01, όμως με την εφαρμογή του διαζώματος μειώθηκαν από τα 879mm στα 150mm. Εκτός της καταγραφής Coalinga-01, σημαντική μείωση παρατηρήθηκε στις μετακινήσεις όλων των εξεταζόμενων σεισμικών διεγέρσεων. Στη συνέχεια, βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 9.3).



**Σχήμα 9.3 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (A-Sr8).**

Οι συνολικές μετακινήσεις όπως ήταν αναμενόμενο παρουσιάζουν την ίδια εικόνα με τις μετακινήσεις στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ. Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις φτάνουν τα 177mm για τη διέγερση Coalinga-01. Η εν λόγω απόκριση αποτελεί μία ακραία κατάσταση, καθώς σε όλες τις υπόλοιπες διεγέρσεις οι μετακινήσεις δεν ξεπερνάνε σε καμία περίπτωση τα 120mm. Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης είναι αρκετά μειωμένη σε σύγκριση με το αρχικό κτίριο, περιορίζονται από τα 287mm στα 73mm.

**Πίνακας 9.3 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr8).**

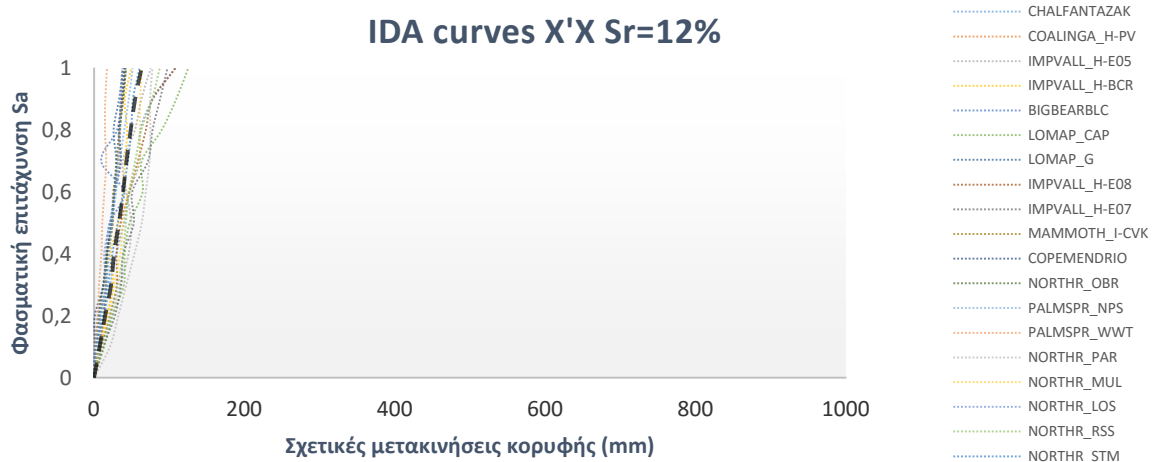
Βήμα Κλιμάκωσης	Sa (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1 <sup>ο</sup>	0.098	6.82	5.9	9.24
2 <sup>ο</sup>	0.195	13.42	13.29	19.27
3 <sup>ο</sup>	0.292	19.53	21.65	29.57
4 <sup>ο</sup>	0.39	25.35	27.6	38.08
5 <sup>ο</sup>	0.488	30.6	34.33	46.83
6 <sup>ο</sup>	0.586	35.06	43.15	56.27
7 <sup>ο</sup>	0.683	39.65	49.26	64.06
8 <sup>ο</sup>	0.781	44.57	57.42	73.73
9 <sup>ο</sup>	0.878	47.18	64.41	81.04
10 <sup>ο</sup>	0.976	51.71	71.78	89.69

### 9.2.2. Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=12\%$ (B-Sr12)

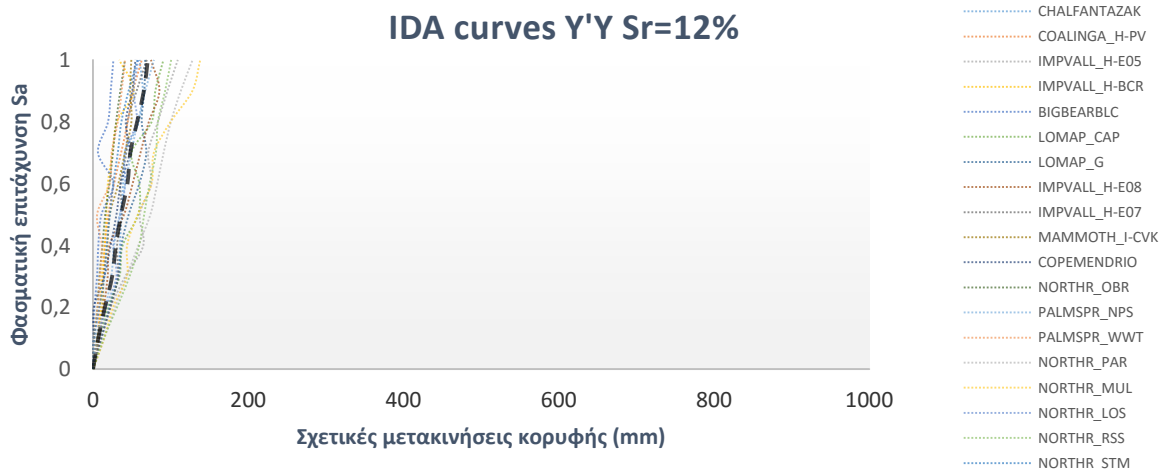
Στη συνέχεια, εξετάστηκε η έδραση του κτιρίου σε ιλυώδη άμμο με βαθμό κορεσμού 12%. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013) στον Πίνακα 9.4. Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογράφηματα με 10 βήματα κλιμάκωσης παρατίθενται στα Διαγράμματα 9.4 και 9.5 για τις διευθύνσεις Χ και Υ. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.

Πίνακας 9.4 Μηχανικά Χαρακτηριστικά εδάφους με  $S_r=12\%$ .

$S_r(\%)$	$E(\text{MPa})$	$\nu$	$\rho(\text{kg/m}^3)$
12	470	0.343	1550.4



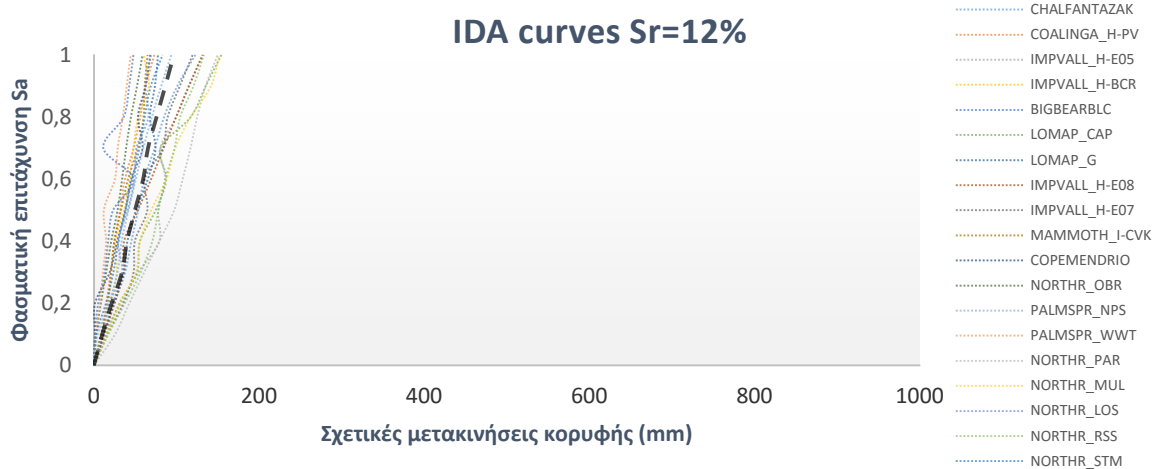
Σχήμα 9.4 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (B-Sr12).



Σχήμα 9.5 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (B-Sr12).

Η απόκριση της κατασκευής δεν διαφοροποιείται ιδιαίτερα στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 12% σε σχέση με την έδραση σε έδαφος με  $S_r=8\%$ . Παρατηρήθηκε, και σε αυτήν την περίπτωση, σημαντική μείωση των μετακινήσεων κατά την

εφαρμογή του διαζώματος. Μεγάλες μετακινήσεις παρουσιάστηκαν κατά την εφαρμογή των καταγραφών του Northridge-01. Οι ελάχιστες μετακινήσεις παρατηρήθηκαν για τις καταγραφές Big Bear-01 και N. Palm Springs. Βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 9.6).



**Σχήμα 9.6 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr12).**

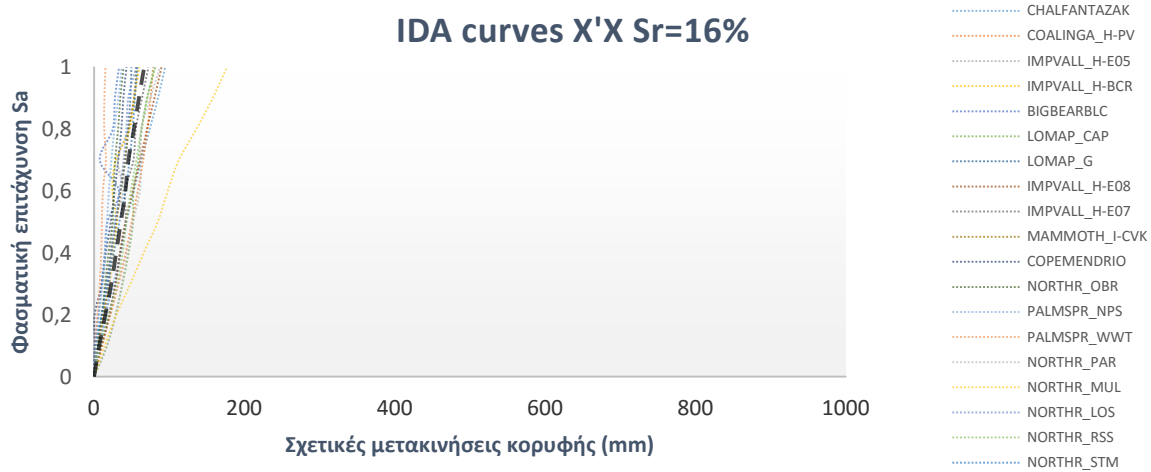
Οι συνολικές μετακινήσεις και σε αυτό το μοντέλο, παρουσιάζουν την ίδια εικόνα στις μετακινήσεις στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ. Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις παραμένουν σε χαμηλά επίπεδα φτάνοντας μόλις τα 151mm για τη διέγερση Northridge-01. Αντίθετα, κατά τη διέγερση του Big Bear, οι μετακινήσεις αυξήθηκαν σε σχέση με το αρχικό κτίριο κοντά στα 45mm. Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης είναι ίση με 96mm. Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.5.

**Πίνακας 9.5 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr12).**

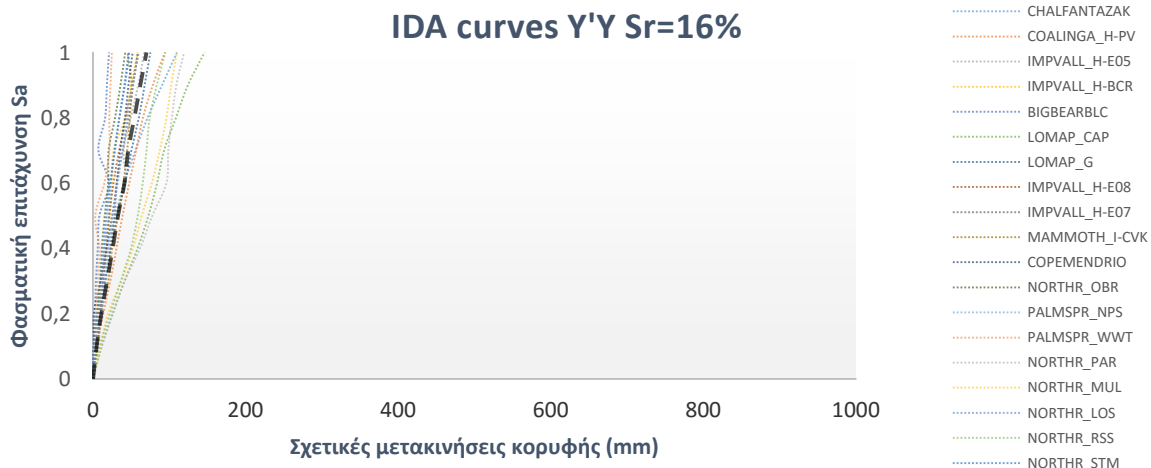
Βήμα Κλιμάκωσης	Sa (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1 <sup>ο</sup>	0.098	7.34	6.71	10.13
2 <sup>ο</sup>	0.195	14.73	15.24	21.61
3 <sup>ο</sup>	0.292	22.6	24.55	33.99
4 <sup>ο</sup>	0.39	26.58	29.4	40.16
5 <sup>ο</sup>	0.488	33.13	36.08	49.73
6 <sup>ο</sup>	0.586	38.56	44.26	59.68
7 <sup>ο</sup>	0.683	43.11	47.95	65.52
8 <sup>ο</sup>	0.781	48.67	56.73	75.9
9 <sup>ο</sup>	0.878	54.54	65.41	86.49
10 <sup>ο</sup>	0.976	63.21	70.49	96.72

### 9.2.3. Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=16\%$ (B-Sr16)

Στην παρούσα ενότητα μελετήθηκε η έδραση του κτιρίου σε ιλυώδη άμμο με βαθμό κορεσμού 16%. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013). Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογραφήματα με 10 βήματα κλιμάκωσης παρατίθενται στα Διαγράμματα 9.7 και 9.8 για τις διευθύνσεις Χ και Υ. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.



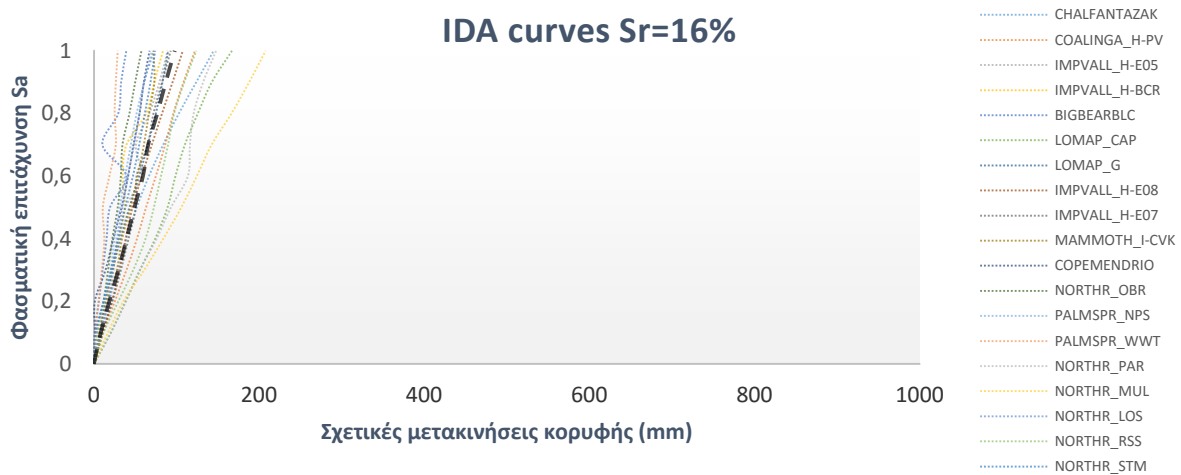
Σχήμα 9.7 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ(B-Sr16).



Σχήμα 9.8 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (B-Sr16).

Η απόκριση της κατασκευής είναι παρόμοια με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 8% και 12%. Όπως και στα προηγούμενα μοντέλα, έτσι και εδώ, η απόκριση της κατασκευής βελτιώθηκε μετά την εφαρμογή του διαζώματος. Μεγάλες μετακινήσεις παρουσιάστηκαν κατά την εφαρμογή των καταγραφών του Northridge-01 και της Loma Pieta.

Βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 9.9)



**Σχήμα 9.9 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr16).**

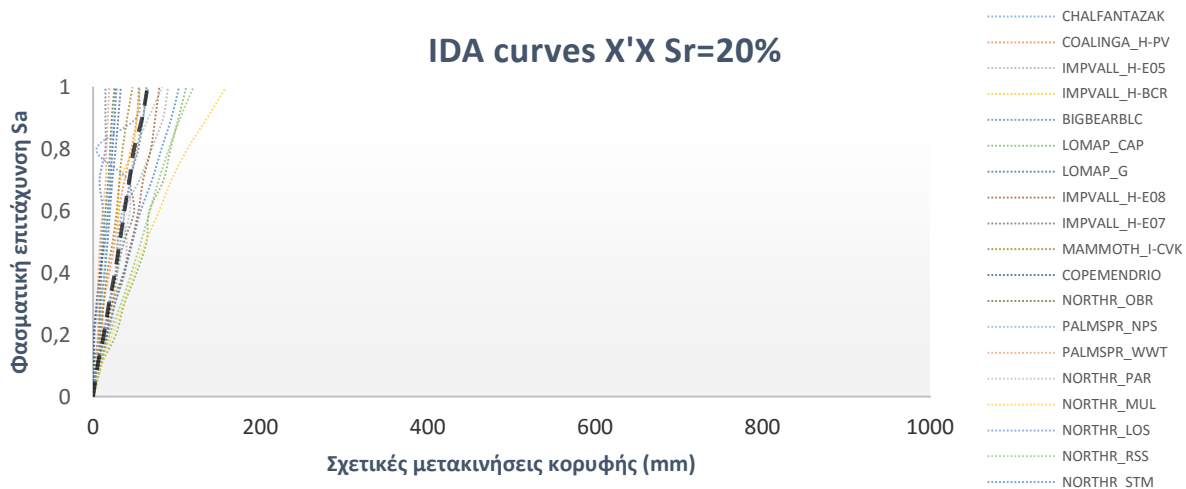
Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις μειώνονται από τα 780mm στα 207mm για τη διέγερση της Loma Prieta. Μεγάλες είναι οι μετακινήσεις και για τη διέγερση του Northridge-01. Αντίθετα, για τη διέγερση του Big Bear οι μετακινήσεις παραμένουν σε παρόμοια επίπεδα με το αρχικό κτίριο (40mm). Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης είναι ελαφρώς μικρότερη από την περίπτωση έδρασης σε έδαφος βαθμό κορεσμού 12% (97mm). Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.6.

**Πίνακας 9.6 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr16).**

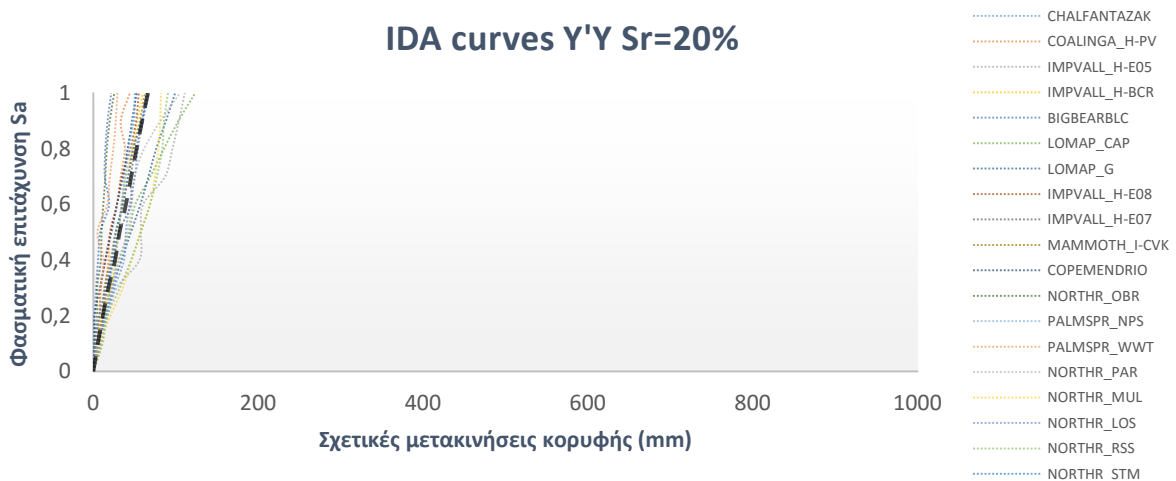
Βήμα Κλιμάκωσης	Sa (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1 <sup>ο</sup>	0.098	6.83	4.62	8.33
2 <sup>ο</sup>	0.195	14.98	10.87	18.74
3 <sup>ο</sup>	0.292	22.87	18.29	29.66
4 <sup>ο</sup>	0.39	29.29	25.76	39.59
5 <sup>ο</sup>	0.488	35.6	32.68	49.14
6 <sup>ο</sup>	0.586	41.63	41.14	59.41
7 <sup>ο</sup>	0.683	45.66	46.07	65.71
8 <sup>ο</sup>	0.781	53.05	54.13	76.76
9 <sup>ο</sup>	0.878	59.61	61.94	86.99
10 <sup>ο</sup>	0.976	66.62	70.04	97.93

#### 9.2.4. Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=20\%$ (B-Sr20)

Εξετάστηκε η έδραση του κτιρίου σε ιλυώδη άμμο με βαθμό κορεσμού 20%. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013). Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογραφήματα με 10 βήματα κλιμάκωσης παρατίθενται στα Διαγράμματα 9.10 και 9.11 για τις διευθύνσεις X και Y. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.



Σχήμα 9.10 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση X'X (B-Sr20).

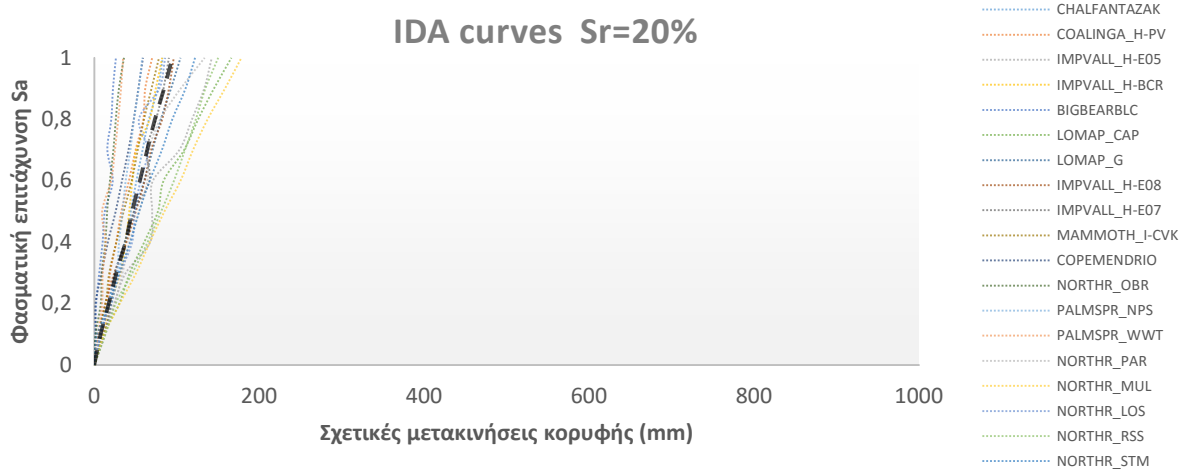


Σχήμα 9.11 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Y'Y (B-Sr20).

Η απόκριση της κατασκευής είναι παρόμοια σε σχέση με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 8%, 12% και 16%. Όπως και στα προηγούμενα μοντέλα, έτσι και εδώ, οι μέγιστες μετακινήσεις παρατηρήθηκαν στη διεύθυνση Y'Y. Οι μέγιστες μετακινήσεις



παρατηρούνται κατά την εφαρμογή των καταγραφών από τη διέγερση του Northridge-01 και της Loma Pierta. Κατά τη διέγερση του Big Bear-01, οι μετακινήσεις περιορίστηκαν κάτω από τα 30mm. Βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 9.12).



**Σχήμα 9.12 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr20).**

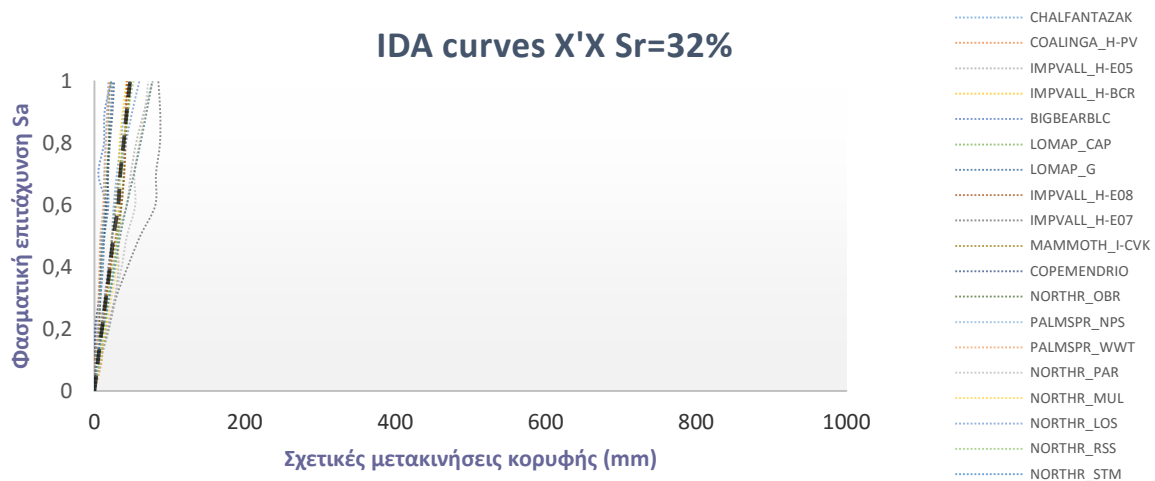
Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις φτάνουν τα 820mm για τη διέγερση Northridge-01. Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης είναι κοντινή με την μετακίνηση στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_r=16\%$ , φτάνοντας τα 94mm. Αισθητή είναι η μείωση της μέγιστης μέσης μετακίνησης (υποτριπλασιάστηκε) μετά την τοποθέτηση του διαζώματος Ο/Σ. Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.7.

**Πίνακας 9.7 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr20).**

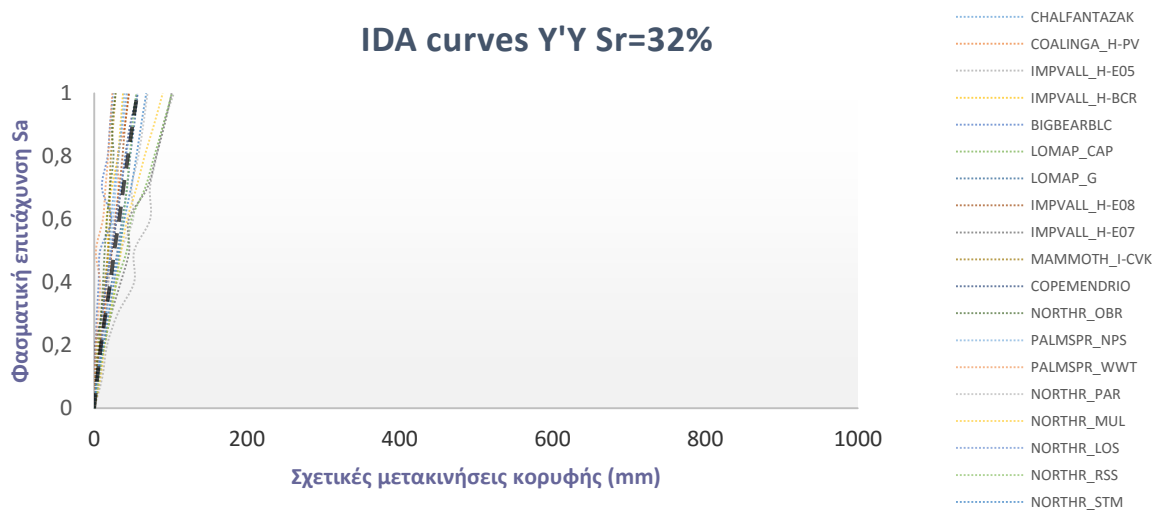
Βήμα Κλιμάκωσης	Sa (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1°	0.098	5.33	5.42	7.69
2°	0.195	12.78	11.53	17.54
3°	0.292	18.82	18.26	26.8
4°	0.39	25.97	26.45	37.82
5°	0.488	31.85	31.83	45.88
6°	0.586	37.34	39.55	55.32
7°	0.683	43.23	45.95	64.22
8°	0.781	48.81	52.49	73.54
9°	0.878	58.42	59.19	84.69
10°	0.976	64.96	66.37	94.71

### 9.2.5. Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=32\%$

Στη συνέχεια, μελετήθηκε η έδραση του κτιρίου σε ιλυώδη άμμο με βαθμό κορεσμού 32%. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013). Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογραφήματα με 10 βήματα κλιμάκωσης παρατίθενται στα Διαγράμματα 9.13 και 9.14 για τις διευθύνσεις Χ και Υ. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.



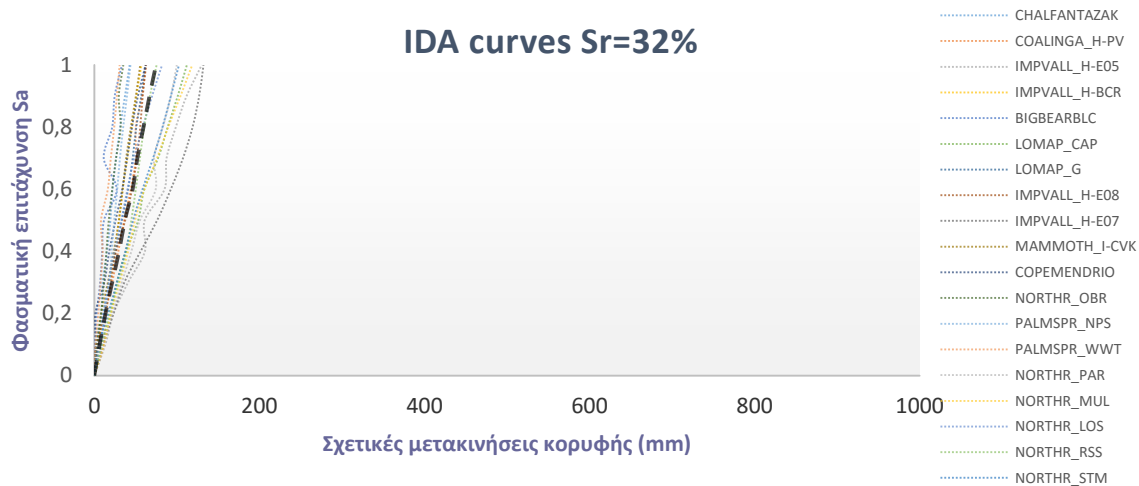
Σχήμα 9.13 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (B-Sr32).



Σχήμα 9.14 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Y'Y (B-Sr32).

Η απόκριση της κατασκευής διαφέρει σημαντικά σε σχέση με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 8%, 12%, 16% και 20%. Οι μέγιστες μετακινήσεις παρατηρούνται κατά την εφαρμογή των καταγραφών από τις καταγραφές Northridge-01 και του Imperial

Valley-01. Η απόκριση της κατασκευής είναι ακόμα ευνοϊκότερη από τα προηγούμενα μοντέλα, καθώς οι μετακινήσεις παραμένουν σε όλες τις περιπτώσεις κάτω από τα 102mm. Βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 9.15).



**Σχήμα 9.15 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr32).**

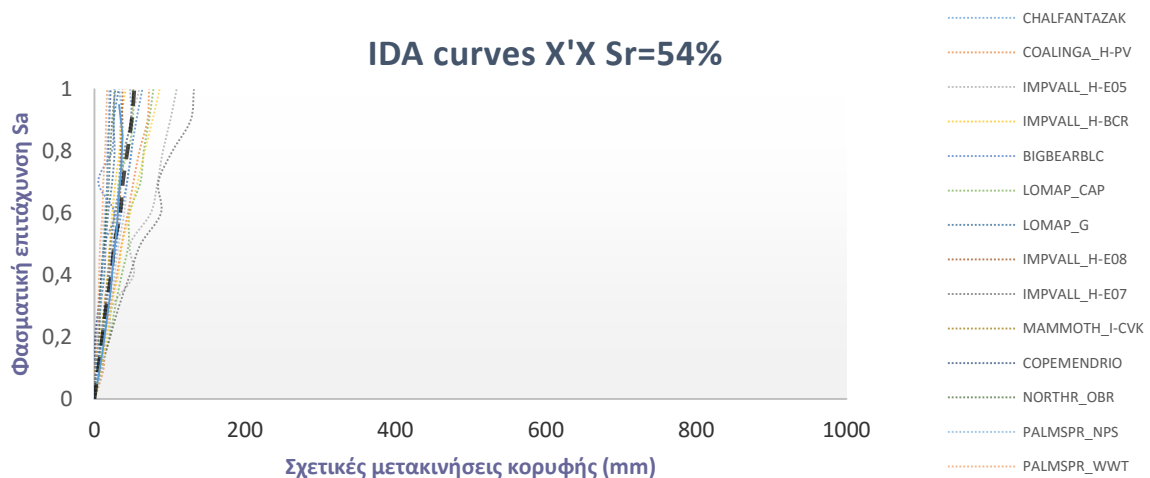
Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις φτάνουν τα 132mm κατά το σεισμό Northridge-01. Επίσης οι μετακινήσεις για τη διέγερση Imperial Valley είναι σχετικά υψηλές. Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης υποδιπλασιάζεται σε σχέση με την μετακίνηση στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 8%, 12%, 16% και 20% και υποτριπλασιάζεται σε σχέση με το μη-ενισχυμένο κτίριο, φτάνοντας μόλις τα 46mm. Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.8.

**Πίνακας 9.8 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr32).**

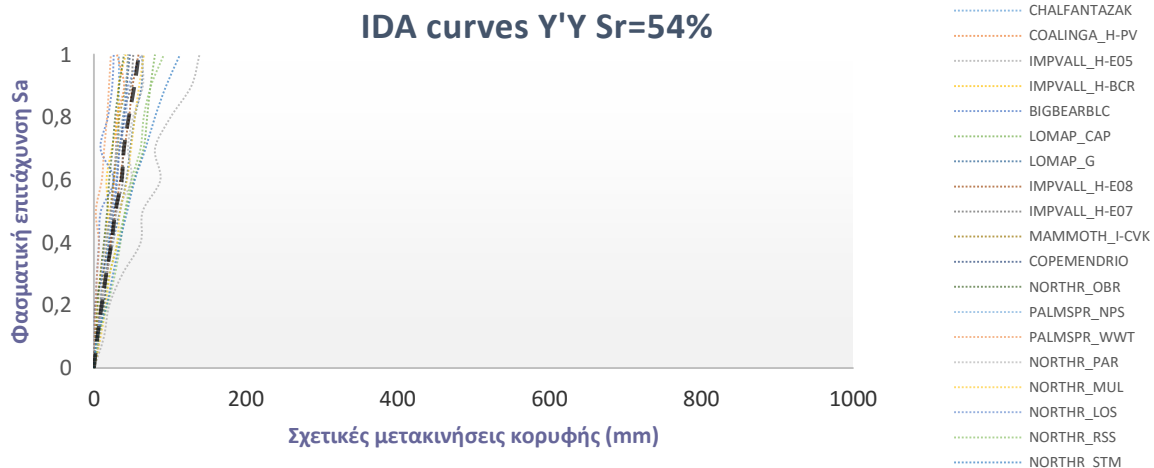
Βήμα Κλιμάκωσης	Sa (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1 <sup>ο</sup>	0.098	4.72	4.18	6.41
2 <sup>ο</sup>	0.195	9.95	8.9	13.57
3 <sup>ο</sup>	0.292	15.34	14.89	21.63
4 <sup>ο</sup>	0.39	20.66	21.22	30
5 <sup>ο</sup>	0.488	25.29	26.32	37.03
6 <sup>ο</sup>	0.586	31.69	32.83	46.42
7 <sup>ο</sup>	0.683	34.37	38.19	52.13
8 <sup>ο</sup>	0.781	38.7	44.29	59.61
9 <sup>ο</sup>	0.878	42.9	50.21	66.85
10 <sup>ο</sup>	0.976	47.42	56.6	74.76

### 9.2.6. Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=54\%$

Εξετάστηκε η έδραση του κτιρίου σε ιλυώδη άμμο με βαθμό κορεσμού 54%. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης παρουσιάζονται όπως προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013). Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογράφηματα με 10 βήματα κλιμάκωσης παρατίθενται στα Διαγράμματα 9.16 και 9.17 για τις διευθύνσεις Χ και Υ. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.



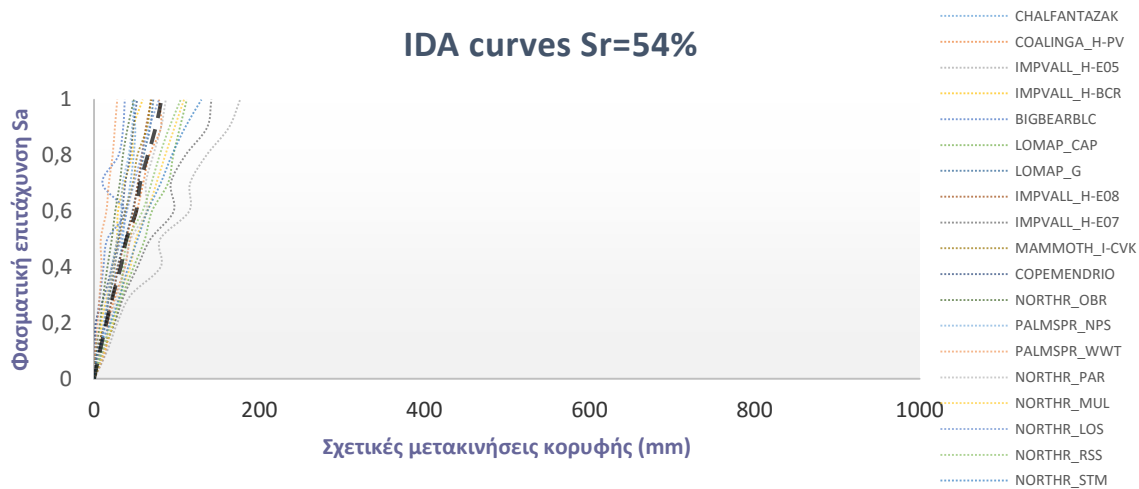
Σχήμα 9.16 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (B-Sr54).



Σχήμα 9.17 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (B-Sr54).

Η απόκριση της κατασκευής παραμένει σε κοντινά επίπεδα με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_r=32\%$ , σε αντίθεση με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 8%, 12%, 16% και 20%. Σχετικά μεγάλες μετακινήσεις παρουσιάστηκαν κατά την εφαρμογή των καταγραφών του Imperial Valley-01. Οι μετακινήσεις και σε αυτή την περίπτωση,

παραμένουν σε όλες τις περιπτώσεις κάτω από τα 140mm. Βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 9.18).



**Σχήμα 9.18 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr54).**

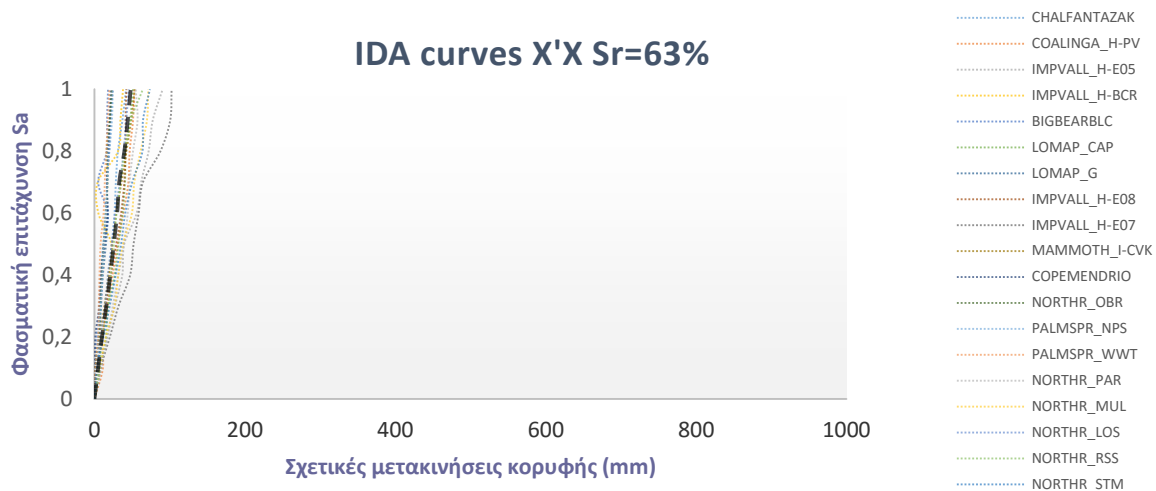
Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις φτάνουν τα 176mm για τη διέγερση Imperial Valley-01. Επίσης οι μετακινήσεις κατά τη διέγερση Coalinga-01 και Imperial Valley είναι σχετικά υψηλές. Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης παραμένει σε χαμηλότερα επίπεδα σε σύγκριση με την έδραση σε εδάφη με μικρότερο βαθμό κορεσμού, φτάνοντας μόλις τα 167mm. Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.9.

**Πίνακας 9.9 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr54).**

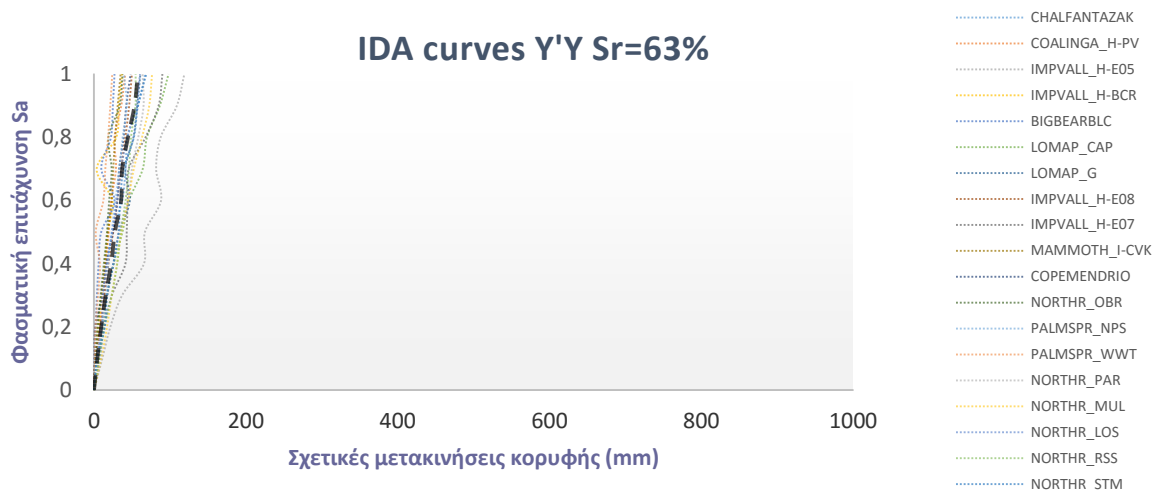
Βήμα Κλιμάκωσης	Sa (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1°	0.098	5.23	4.51	7.09
2°	0.195	10.46	10.08	14.79
3°	0.292	15.67	16.05	22.89
4°	0.39	22.22	23.07	32.16
5°	0.488	26.5	28.28	39.12
6°	0.586	34.14	36.36	50.9
7°	0.683	37.77	39.47	55.7
8°	0.781	43.85	45.81	64.91
9°	0.878	49.49	53.3	74.57
10°	0.976	53.06	59.01	81.52

### 9.2.7. Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=63\%$ (B-Sr63)

Στη συνέχεια, διερευνήθηκε η έδραση του κτιρίου σε ιλυώδη άμμο με βαθμό κορεσμού 63%. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης παρουσιάζονται όπως προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013). Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογραφήματα με 10 βήματα κλιμάκωσης παρατίθενται στα Διαγράμματα 9.19 και 9.20 για τις διευθύνσεις Χ και Υ. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.



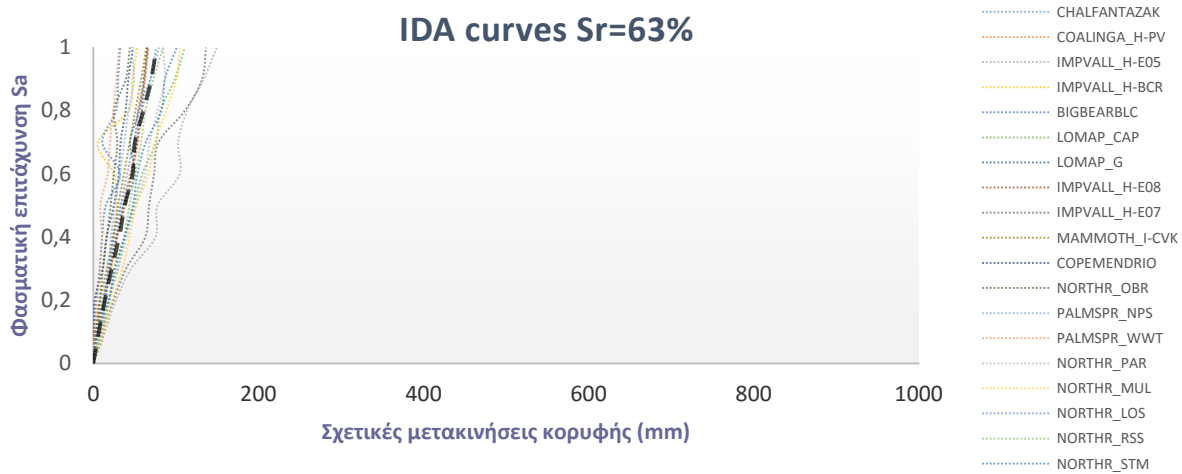
Σχήμα 9.19 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (B-Sr63).



Σχήμα 9.20 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (B-Sr63).

Η απόκριση της κατασκευής παραμένει σε κοντινά επίπεδα με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 32% και 54%. Μεγάλες μετακινήσεις παρουσιάστηκαν κατά την εφαρμογή των καταγραφών του Imperial Valley-01, φτάνοντας μέχρι και τα 119mm στη

διεύθυνση ΥΨ. Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις, οι μετακινήσεις παραμένουν σε χαμηλά επίπεδα. Βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 9.21)



Σχήμα 9.21 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr63).

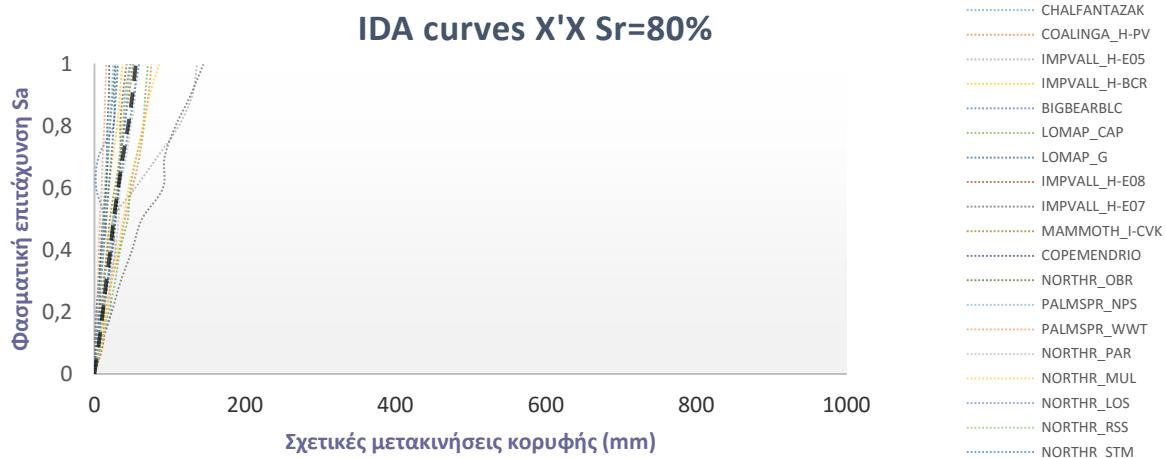
Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις φτάνουν τα 150mm κατά το σεισμό Imperial Valley. Επίσης οι μετακινήσεις για τις διεγέρσεις Coalinga-01 και Northridge-01 είναι σχετικά υψηλές. Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης παραμένει σε χαμηλότερα επίπεδα σε σύγκριση με την έδραση σε εδάφη με μικρότερο βαθμό κορεσμού, φτάνοντας μόλις τα 76mm. Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.10.

Πίνακας 9.10 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr63).

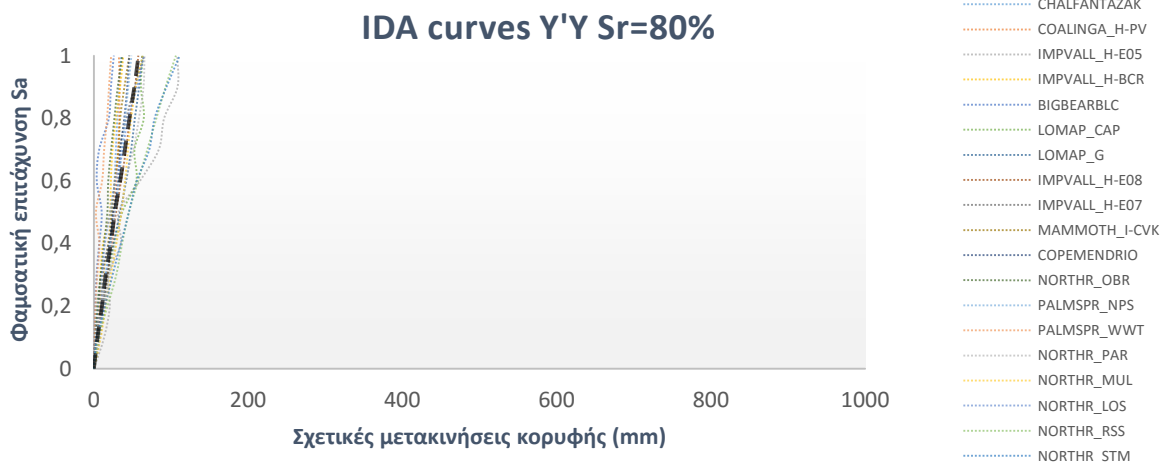
Βήμα Κλιμάκωσης	Sa (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1 <sup>ο</sup>	0.098	4.94	4.4	6.74
2 <sup>ο</sup>	0.195	9.98	9.5	14.03
3 <sup>ο</sup>	0.292	15.82	15.4	22.36
4 <sup>ο</sup>	0.39	21.05	22.64	31.35
5 <sup>ο</sup>	0.488	25.63	27.56	38.2
6 <sup>ο</sup>	0.586	30.2	35.74	47.64
7 <sup>ο</sup>	0.683	32.94	37.14	50.4
8 <sup>ο</sup>	0.781	39.82	44.79	60.8
9 <sup>ο</sup>	0.878	44.26	53.38	70.28
10 <sup>ο</sup>	0.976	48.15	57.9	76.27

### 9.2.8. Ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=80\%$ (B-Sr80)

Τέλος, εξετάστηκε η έδραση του κτιρίου σε ιλυώδη άμμο με βαθμό κορεσμού 80%. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης παρουσιάζονται όπως προέκυψαν από τη μελέτη του Byun et al. (2013). Τα αποτελέσματα των καμπυλών IDA για τα 20 επιταχυνσιογραφήματα με 10 βήματα κλιμάκωσης παρατίθενται στα Διαγράμματα 9.22 και 9.23 για τις διευθύνσεις Χ και Υ. Επίσης, όπως και σε όλα τα παρεμφερή διαγράμματα που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια, απεικονίζονται και οι μέσες (Median - 50%) καμπύλες IDA που προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων.



Σχήμα 9.22 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Χ'Χ (B-Sr80).

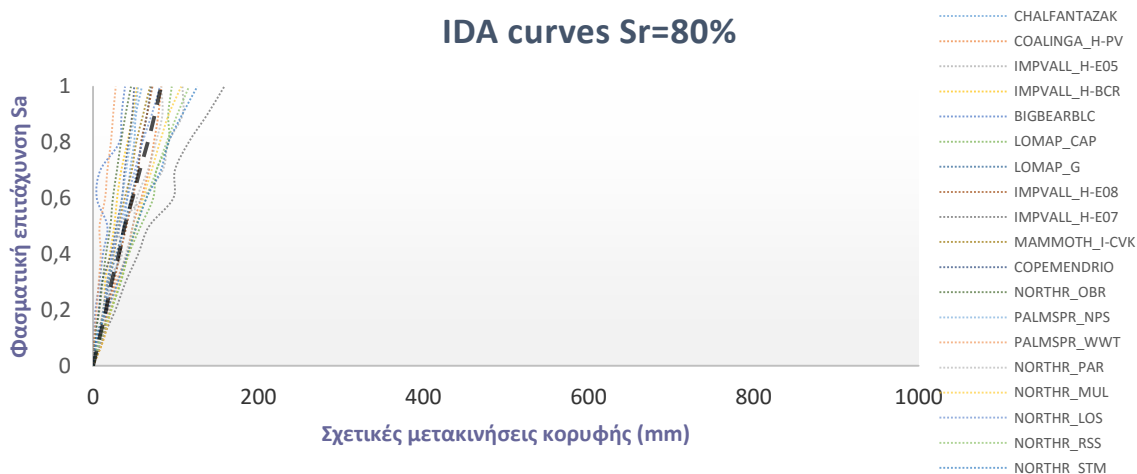


Σχήμα 9.23 Καμπύλες IDA μετακινήσεων στη διεύθυνση Υ'Υ (B-Sr80).

Κατά την έδραση σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 80%, η απόκριση της κατασκευής είναι παρόμοια με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 32%, 54% και 63%. Μεγάλες μετακινήσεις παρουσιάστηκαν κατά την εφαρμογή των καταγραφών Northridge-01



και Coalinga-01. Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις, οι μετακινήσεις παραμένουν σε χαμηλά επίπεδα. Βάσει των σχετικών μετακινήσεων κορυφής στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ, προκύπτουν οι συνολικές μετακινήσεις της κατασκευής (Σχήμα 9.24).



**Σχήμα 9.24 Καμπύλες IDA συνολικών μετακινήσεων (B-Sr80).**

Οι μέγιστες συνολικές μετακινήσεις φτάνουν τα 158mm για τη διέγερση Northridge-01. Επίσης, οι μετακινήσεις για τις διεγέρσεις Coalinga-01 και Imperial Valley είναι σχετικά υψηλές. Η μέση μετακίνηση κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης παραμένει σε χαμηλότερα επίπεδα σε σύγκριση με την έδραση σε εδάφη με μικρότερο βαθμό κορεσμού, φτάνοντας μόλις τα 66mm. Οι μέσες σχετικές μετακινήσεις για κάθε ένα από τα δέκα βήματα κλιμάκωσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.11.

**Πίνακας 9.11 Μετακινήσεις ανά βήμα κλιμάκωσης (B-Sr80).**

Βήμα Κλιμάκωσης	Sa (g)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (mm)	Μέσες σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (mm)	Μέσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (mm)
1 <sup>ο</sup>	0.098	5.89	4.67	7.73
2 <sup>ο</sup>	0.195	11.15	10.54	15.63
3 <sup>ο</sup>	0.292	15.78	15.24	22.32
4 <sup>ο</sup>	0.39	21.16	22.02	31.21
5 <sup>ο</sup>	0.488	25.44	27.13	38.17
6 <sup>ο</sup>	0.586	31.55	34.13	47.74
7 <sup>ο</sup>	0.683	37.52	40.21	56.54
8 <sup>ο</sup>	0.781	44.75	46.14	66.12
9 <sup>ο</sup>	0.878	50.28	52.44	74.74
10 <sup>ο</sup>	0.976	55	57.84	82.22



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10<sup>ο</sup>

## ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ «ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ» ΣΤΟΝ ΑΡΧΙΚΟ ΦΟΡΕΑ

### 10.1. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΟΡΙΑΚΩΝ ΤΙΜΩΝ ΓΙΑ ΚΑΘΕ ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Για τους σκοπούς της εργασίας μελετήθηκαν οι στάθμες επιτελεστικότητας Slight, Moderate, Extensive του κανονισμού των ΗΠΑ (FEMA, 2003). Χρησιμοποιήθηκαν οι οριακές τιμές για κτίριο μέσου ύψους από άοπλη τοιχοποιία και για επίπεδο σχεδιασμού “Pre-Code” (αναφέρεται σε παραδοσιακά κτίρια, η κατασκευή των οποίων δεν υπόκειται στις αρχές κάποιου κανονισμού).

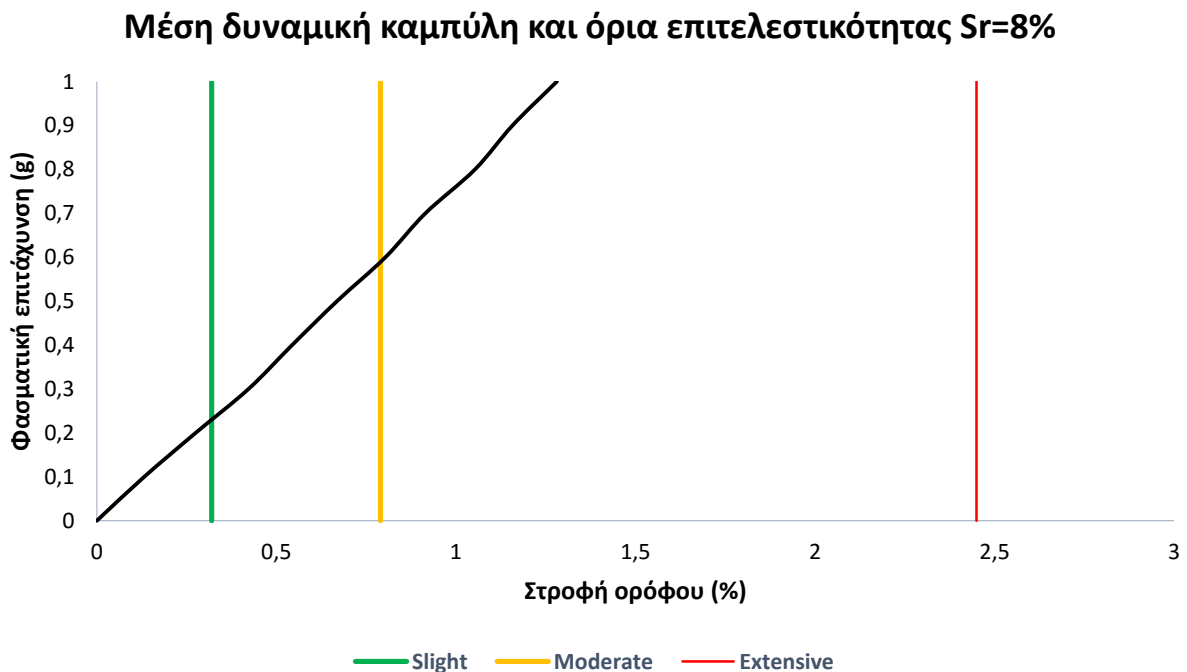
*Πίνακας 10.1 Μέγιστες στροφές ανά επίπεδο σχεδιασμού και στάθμη επιτελεστικότητας.*

Performance Level	Average Inter-Story Drift Ratio					
	Capacity Curve Control Points		Structural Damage State Thresholds (Fragility Medians)			
	Yield	Plastic	Slight	Moderate	Extensive	Complete
Special High-Code	0.0057	0.1371	0.005	0.015	0.05	0.125
High-Code	0.0038	0.0913	0.004	0.012	0.04	0.1
Moderate-Code	0.0029	0.0514	0.004	0.0099	0.0306	0.75
Low-Code	0.0019	0.0343	0.004	0.0099	0.0306	0.75
Pre-Code	0.0019	0.0343	0.0032	0.0079	0.0245	0.06

## 10.2. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΜΒΑΤΙΚΗΣ ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ΖΩΗΣ

### 10.2.1. $T_d$ για το ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με $S_r=8\%$

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου, στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 8%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 9.2.1. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 10.1 παρουσιάζονται η μέση καμπύλη IDA και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_r=8\%$ . Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 10.2).



Σχήμα 10.1 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr8).

Πίνακας 10.2 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr8).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή (%)	Φασματική επιτάχυνση $S_a$ (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_G$ (g)
Slight	0.32	0.23	0.095
Moderate	0.79	0.59	0.245
Extensive	2.45	-	-

Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 10.3 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 10.3, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 10.4).

Πίνακας 10.3 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr8).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	Περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.0957	0.11962	18
<b>Moderate (B)</b>	0.245484	0.30686	633
<b>Extensive (Γ)</b>	-	-	-

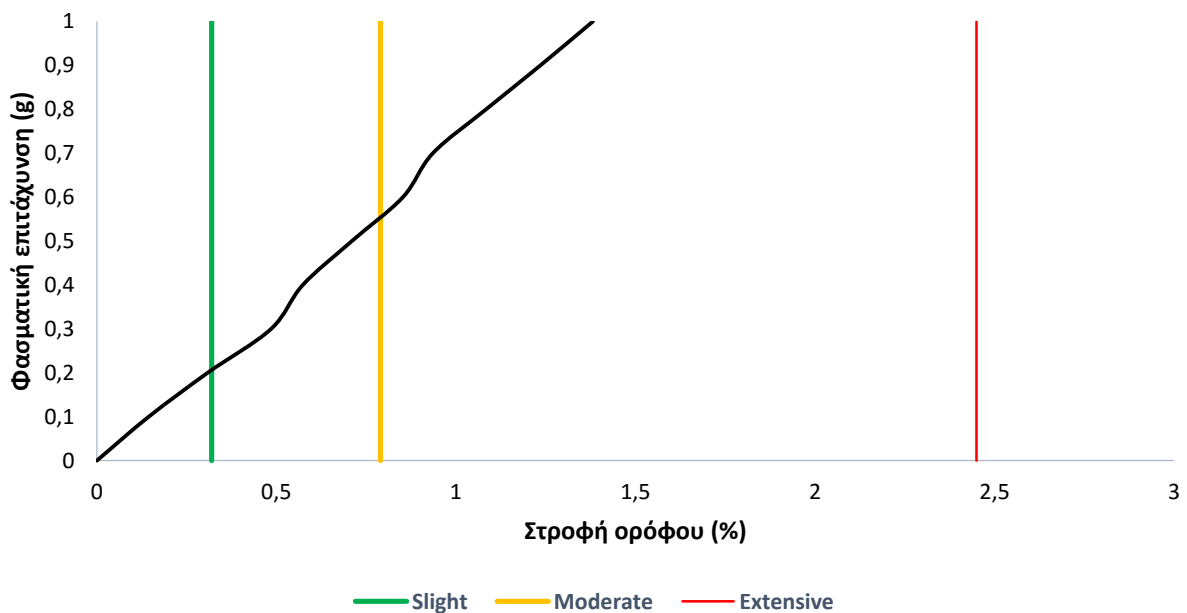
Πίνακας 10.4 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής σε κάθε επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr8).

Στάθμη επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.11962	A1	10	18	2
		A2	50		<b>13&lt;50</b>
<b>Moderate (B)</b>	0.30686	B1	10	633	<b>67</b>
		B2	50		438
<b>Extensive (Γ)</b>	-	Γ1	10	-	-
		Γ2	50		-

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως φαίνεται στον Πίνακα 10.4 είναι μικρή στο επίπεδο σχεδιασμού A2, καθώς φτάνει μόλις τα 13 έτη (Σπυράκος, 2015). Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη. Το επίπεδο σχεδιασμού B1 δεν είχε επιτευχθεί πριν την ενίσχυση της κατασκευής. Μετά την ενίσχυση της κατασκευής η συμβατική διάρκεια ζωής αυξήθηκε κατακόρυφα από τα 9 στα 67 έτη. Η μεταβολή αυτή οφείλεται στη βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής στα μεγάλα βήματα κλιμάκωσης. Η επίτευξη επιπέδου σχεδιασμού B1 κρίνεται ικανοποιητική, παρά ταύτα η εφαρμογή επιπρόσθετων μέτρων ενίσχυσης θα διασφάλιζε και την επίτευξη του επιπέδου A1.

**10.2.2. T<sub>Δ</sub> για το ενισχυμένο κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με Sr=12%**

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 12%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 9.2.2. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 10.2 παρουσιάζονται η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με Sr=12%. Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 10.5).

**Μέση δυναμική καμπύλη και όρια επιτελεστικότητας Sr=12%**

Σχήμα 10.2 μέση καμπύλη IDA &amp; ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr12).

Πίνακας 10.5 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr12).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή	Φασματική επιτάχυνση S <sub>a</sub> (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a <sub>Gr</sub> (g)
<b>Slight</b>	0.32	0.21	0.087
<b>Moderate</b>	0.79	0.56	0.233
<b>Extensive</b>	2.45	-	-

Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 10.6 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 10.6, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 10.7).

**Πίνακας 10.6 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr12).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.08738	0.10922	13
<b>Moderate (B)</b>	0.233	0.29125	520
<b>Extensive (Γ)</b>	-	-	-

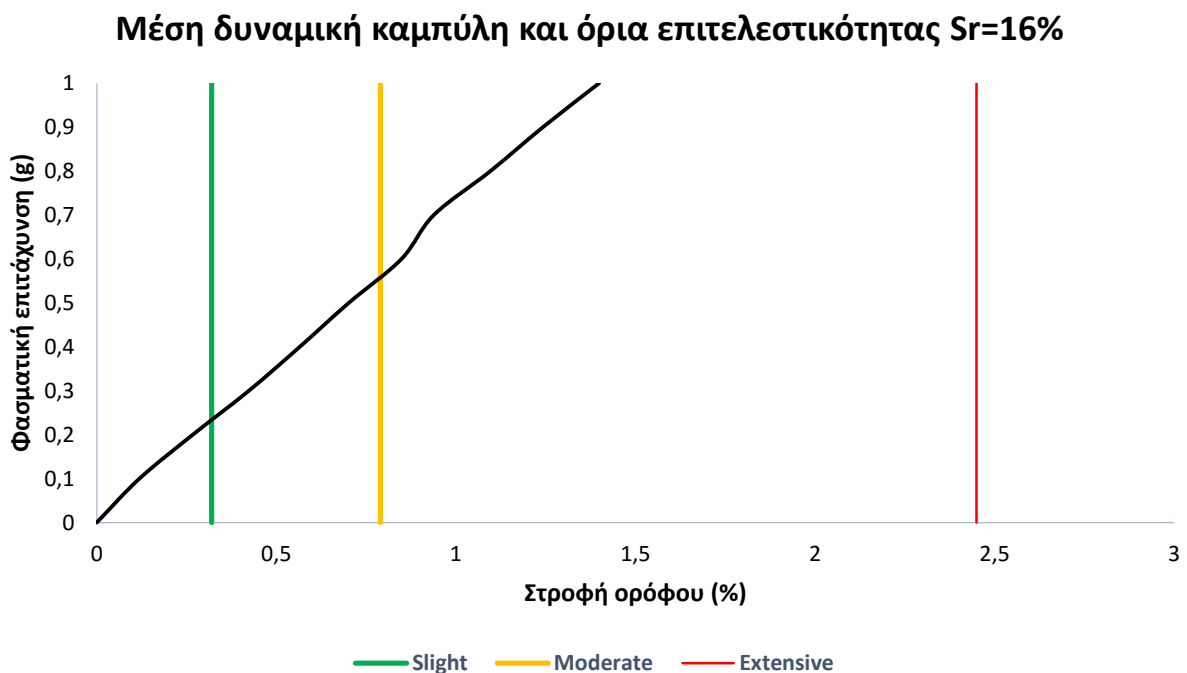
**Πίνακας 10.7 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr12).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.10922	A1	10	13	1
		A2	50		9<50
<b>Moderate (B)</b>	0.29125	B1	10	520	55
		B2	50		360
<b>Extensive (Γ)</b>	-	Γ1	10	-	-
		Γ2	50		-

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής είναι σε παρόμοια επίπεδα με την περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $Sr=8\%$ . Η  $T_{\Delta}$  της κατασκευής, όπως φαίνεται στον Πίνακα 10.4 είναι μικρή στο επίπεδο σχεδιασμού A2, καθώς φτάνει μόλις τα 9 έτη (Σπυράκος, 2015). Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη. Το επίπεδο σχεδιασμού B1 δεν είχε επιτευχθεί πριν την ενίσχυση της κατασκευής. Μετά την ενίσχυση, η συμβατική διάρκεια ζωής αυξήθηκε κατακόρυφα από τα 9 στα 55 έτη. Η μεταβολή αυτή οφείλεται στη βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής στα μεγάλα βήματα κλιμάκωσης. Η επίτευξη επιπέδου σχεδιασμού B1 κρίνεται ικανοποιητική, παρά ταύτα η εφαρμογή επιπρόσθετων μέτρων ενίσχυσης θα διασφάλιζε και την επίτευξη του επιπέδου A1.

**10.2.3.  $T_{\Delta}$  για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με  $S_r=16\%$** 

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου, στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 16%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 10.2.3. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 10.3 παρουσιάζονται η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $S_r=16\%$ . Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος, υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 10.8).



Σχήμα 10.3 μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr16).

Πίνακας 10.8 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr16).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή	Φασματική επιτάχυνση $S_a$ (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)
<b>Slight</b>	0.32	0.22	0.091
<b>Moderate</b>	0.79	0.57	0.237
<b>Extensive</b>	2.45	-	-



Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 10.9 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 10.9, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 8.10).

**Πίνακας 10.9 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr16).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	Περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.09154	0.11442	15
<b>Moderate (B)</b>	0.23716	0.29645	556
<b>Extensive (Γ)</b>	-	-	-

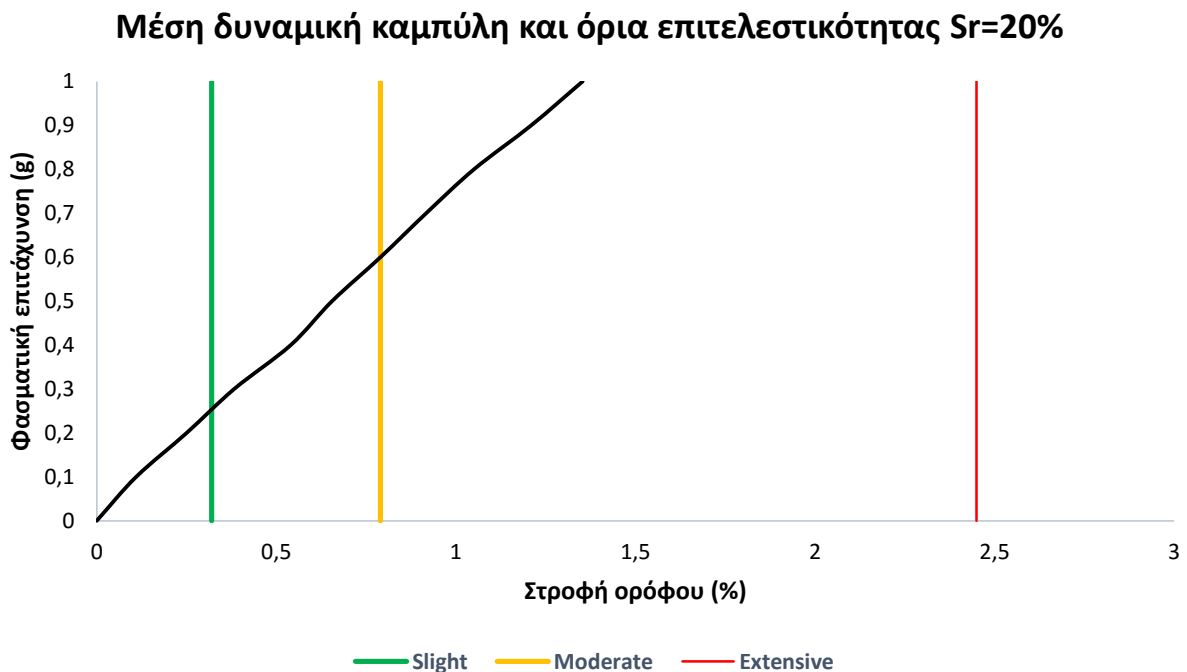
**Πίνακας 10.10 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr16).**

Στάθμη επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.11442	A1	10	15	2
		A2	50		10<50
<b>Moderate (B)</b>	0.29645	B1	10	556	58
		B2	50		385
<b>Extensive (Γ)</b>	-	Γ1	10	-	-
		Γ2	50		-

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως φαίνεται στον Πίνακα 10.10 είναι μικρή στο επίπεδο σχεδιασμού A2, καθώς φτάνει μόλις τα 10 έτη (Σπυράκος, 2015). Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη. Το επίπεδο σχεδιασμού B1 δεν είχε επιτευχθεί πριν την ενίσχυση της κατασκευής. Μετά την ενίσχυση της κατασκευής η συμβατική διάρκεια ζωής αυξήθηκε κατακόρυφα από τα 7 στα 58 έτη. Η μεταβολή αυτή οφείλεται στη βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής στα μεγάλα βήματα κλιμάκωσης. Η επίτευξη επιπέδου σχεδιασμού B1 κρίνεται ικανοποιητική, παρά ταύτα η εφαρμογή επιπρόσθετων μέτρων ενίσχυσης θα διασφάλιζε και την επίτευξη του επιπέδου A1.

**10.2.4.  $T_{\Delta}$  για το αρχικό μοντέλο εδραζόμενο σε έδαφος με  $Sr=20\%$** 

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου, στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 20%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 8.2.4. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 10.4 παρουσιάζονται η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $Sr=20\%$ . Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 10.11).



Σχήμα 10.4 μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr20).

Πίνακας 10.11 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr20).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή	Φασματική επιτάχυνση $S_a$ (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)
<b>Slight</b>	0.32	0.25	0.104
<b>Moderate</b>	0.79	0.59	0.245
<b>Extensive</b>	2.45	-	-

Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 10.12 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 10.12, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 10.13).

Πίνακας 10.12 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr20).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	Περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.10402	0.13002	24
<b>Moderate (B)</b>	0.24548	0.30686	633
<b>Extensive (Γ)</b>	-	-	-

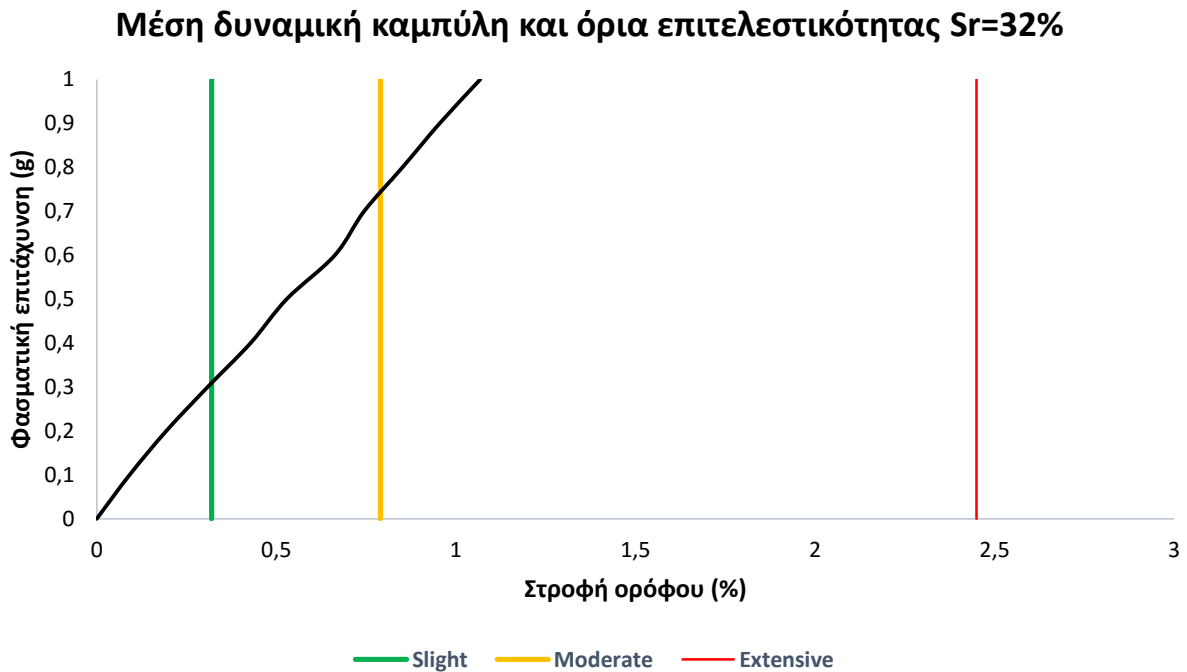
Πίνακας 10.13 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr20).

Στάθμη επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
Slight (A)	0.13002	A1	10	24	3
		A2	50		<b>17&lt;50</b>
Moderate (B)	0.30686	B1	10	633	<b>67</b>
		B2	50		438
Extensive (Γ)	-	Γ1	10	-	-
		Γ2	50		-

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως φαίνεται στον Πίνακα 10.13 είναι μικρή στο επίπεδο σχεδιασμού A2, καθώς φτάνει μόλις τα 17 έτη (Σπυράκος, 2015). Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη. Το επίπεδο σχεδιασμού B1 δεν είχε επιτευχθεί πριν την ενίσχυση της κατασκευής. Μετά την ενίσχυση της κατασκευής η συμβατική διάρκεια ζωής αυξήθηκε κατακόρυφα από τα 4 στα 67 έτη. Η μεταβολή αυτή οφείλεται στη βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής στα μεγάλα βήματα κλιμάκωσης. Η επίτευξη επιπέδου σχεδιασμού B1 κρίνεται ικανοποιητική, παρά ταύτα η εφαρμογή επιπρόσθετων μέτρων ενίσχυσης θα διασφάλιζε και την επίτευξη του επιπέδου A1.

**10.2.5. T<sub>Δ</sub> για το αρχικό μοντέλο εδραζόμενο σε έδαφος με Sr=32%**

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 32%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 9.2.5. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού του ΗΠΑ. Στο Σχήμα 10.5 παρουσιάζονται η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με Sr=32%. Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 10.14).



Σχήμα 10.5 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr32).

Πίνακας 10.14 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr32).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή	Φασματική επιτάχυνση Sa (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a <sub>Gr</sub> (g)
<b>Slight</b>	0.32	0.31	0.129
<b>Moderate</b>	0.79	0.74	0.308
<b>Extensive</b>	2.45	-	-

Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 10.15 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 10.16, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 10.16).

Πίνακας 10.15 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr32).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	Περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.12898	0.16123	55
<b>Moderate (B)</b>	0.3079	0.38487	1493
<b>Extensive (Γ)</b>	-	-	-

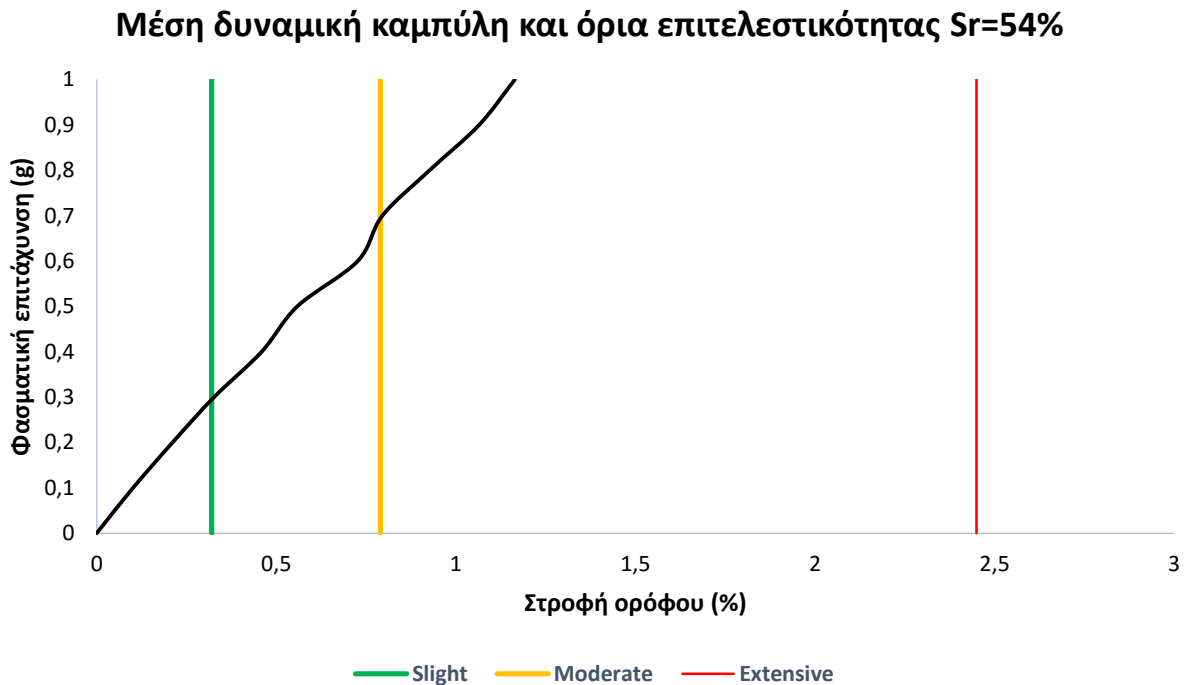
Πίνακας 10.16 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr32).

Στάθμη επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.16123	A1	10	55	6
		A2	50		<b>38&lt;50</b>
<b>Moderate (B)</b>	0.38487	B1	10	1493	<b>157</b>
		B2	50		1035
<b>Extensive (Γ)</b>	-	Γ1	10	-	-
		Γ2	50		-

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως φαίνεται στον Πίνακα 10.4 αυξάνεται σημαντικά, σε σχέση με τους μικρότερους βαθμούς κορεσμού, στο επίπεδο σχεδιασμού A2, φτάνοντας τα 38 έτη (Σπυράκος, 2015). Παρά ταύτα δεν ξεπερνάει ούτε σε αυτήν την περίπτωση τα 50 έτη. Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη. Το επίπεδο σχεδιασμού B1 δεν είχε επιτευχθεί πριν την ενίσχυση της κατασκευής. Μετά την ενίσχυση της κατασκευής η συμβατική διάρκεια ζωής αυξήθηκε κατακόρυφα από τα 38 στα 157 έτη. Η μεταβολή αυτή οφείλεται στη βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής στα μεγάλα βήματα κλιμάκωσης. Η επίτευξη επιπέδου σχεδιασμού B1 κρίνεται ικανοποιητική, παρά ταύτα η εφαρμογή επιπρόσθετων μέτρων ενίσχυσης θα διασφάλιζε και την επίτευξη του επιπέδου A1.

**10.2.6. T<sub>Δ</sub> για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με Sr=54%**

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου, στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 54%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 9.2.6. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 10.6 παρουσιάζονται η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με Sr=54%. Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 10.17).



Σχήμα 10.6 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr54).

Πίνακας 10.17 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr54).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή	Φασματική επιτάχυνση $S_a$ (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)
<b>Slight</b>	0.32	0.29	0.121
<b>Moderate</b>	0.79	0.69	0.287
<b>Extensive</b>	2.45	-	-

Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 10.18 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 10.18, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 10.19).

Πίνακας 10.18 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr54).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.12066	0.15083	43
<b>Moderate (B)</b>	0.28709	0.35886	1146
<b>Extensive (Γ)</b>	-	-	-

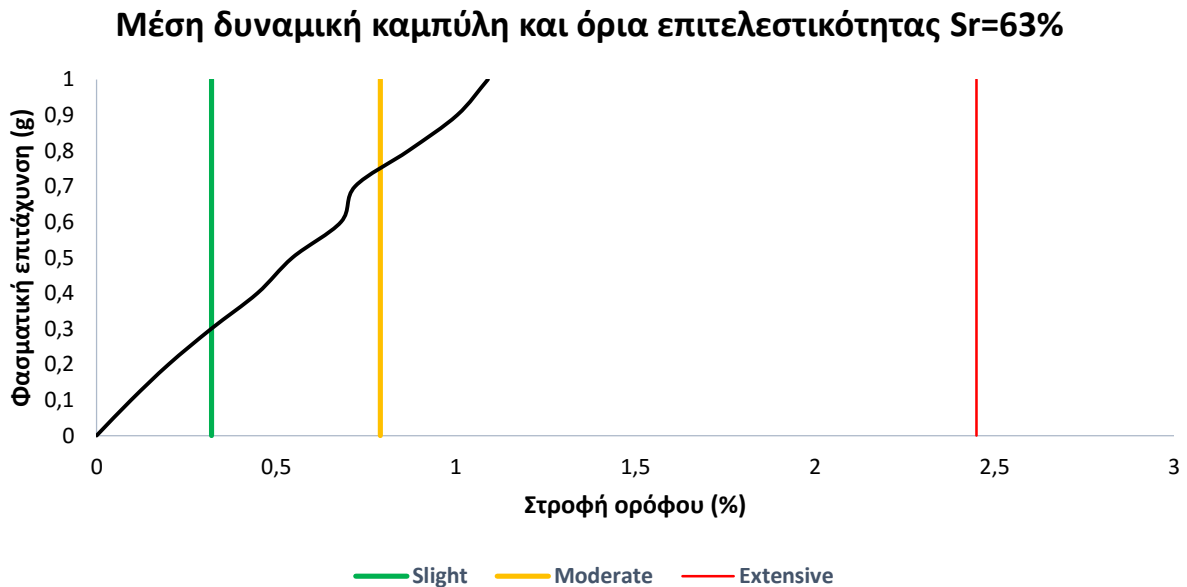
Πίνακας 10.19 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr54).

Στάθμη επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.15083	A1	10	43	5
		A2	50		<b>30&lt;50</b>
<b>Moderate (B)</b>	0.35886	B1	10	1146	<b>120</b>
		B2	50		794
<b>Extensive (Γ)</b>	-	Γ1	10	-	-
		Γ2	50		-

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως φαίνεται στον Πίνακα 10.19 αυξάνεται σημαντικά, σε σχέση με τα εργαζόμενα μοντέλα σε έδαφος με βαθμό κορεσμού κάτω από 20%, στο επίπεδο σχεδιασμού A2, φτάνοντας τα 30 έτη (Σπυράκος, 2015). Παρά ταύτα δεν ξεπερνάει ούτε σε αυτήν την περίπτωση τα 50 έτη. Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη. Το επίπεδο σχεδιασμού B1 δεν είχε επιτευχθεί πριν την ενίσχυση της κατασκευής. Μετά την ενίσχυση της κατασκευής η συμβατική διάρκεια ζωής αυξήθηκε κατακόρυφα από τα 38 στα 120 έτη. Η μεταβολή αυτή οφείλεται στη βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής στα μεγάλα βήματα κλιμάκωσης. Η επίτευξη επιπέδου σχεδιασμού B1 κρίνεται ικανοποιητική, παρά ταύτα η εφαρμογή επιπρόσθετων μέτρων ενίσχυσης θα διασφάλιζε και την επίτευξη του επιπέδου A1.

**10.2.7. T<sub>Δ</sub> για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με Sr=63%**

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 63%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 9.2.7. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 10.7 παρουσιάζονται η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με Sr=63%. Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 10.20).



Σχήμα 10.7 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr63).

Πίνακας 10.20 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr63).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή	Φασματική επιτάχυνση $S_a$ (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)
<b>Slight</b>	0.32	0.3	0.125
<b>Moderate</b>	0.79	0.75	0.312
<b>Extensive</b>	2.45	-	-

Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη



φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 10.21 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 10.21, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 10.22).

Πίνακας 10.21 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr63).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.12482	0.15603	49
<b>Moderate (B)</b>	0.31206	0.39007	1571
<b>Extensive (Γ)</b>	-	-	-

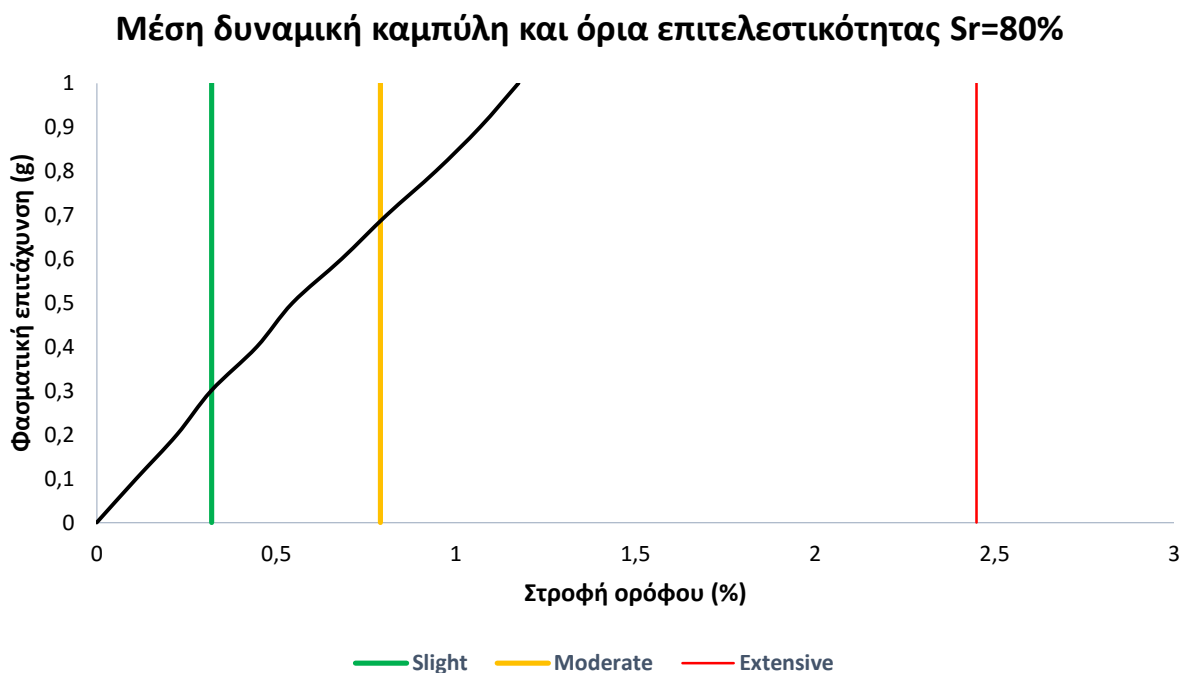
Πίνακας 10.22 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr63).

Στάθμη επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.11347	A1	10	49	5
		A2	50		<b>34&lt;50</b>
<b>Moderate (B)</b>	0.17831	B1	10	1571	<b>166</b>
		B2	50		1089
<b>Extensive (Γ)</b>	0.36878	Γ1	10	-	-
		Γ2	50		-

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως φαίνεται στον Πίνακα 10.22 αυξάνεται σημαντικά, σε σχέση με τα εδραζόμενα μοντέλα σε έδαφος με βαθμό κορεσμού κάτω από 20%, στο επίπεδο σχεδιασμού A2, φτάνοντας τα 34 έτη (Σπυράκος, 2015). Παρά ταύτα δεν ξεπερνάει ούτε σε αυτήν την περίπτωση τα 50 έτη. Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη. Το επίπεδο σχεδιασμού B1 δεν είχε επιτευχθεί πριν την ενίσχυση της κατασκευής. Μετά την ενίσχυση της κατασκευής η συμβατική διάρκεια ζωής αυξήθηκε κατακόρυφα από τα 40 στα 166 έτη. Η μεταβολή αυτή οφείλεται στη βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής στα μεγάλα βήματα κλιμάκωσης. Η επίτευξη επιπέδου σχεδιασμού B1 κρίνεται ικανοποιητική, παρά ταύτα η εφαρμογή επιπρόσθετων μέτρων ενίσχυσης θα διασφάλιζε και την επίτευξη του επιπέδου A1.

**10.2.8. T<sub>Δ</sub> για το αρχικό κτίριο εδραζόμενο σε έδαφος με Sr=80%**

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του έργου στην ενότητα αυτή πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ότι το κτίριο εδράζεται καθ' όλη τη διάρκεια σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 80%. Για τη μελέτη επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης από την Ενότητα 9.2.8. (μετατρέποντας τις σχετικές μετακινήσεις κορυφής σε στροφές) και οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού των ΗΠΑ. Στο Σχήμα 10.8 παρουσιάζονται η μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης και τα ανώτατα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας για το εξεταζόμενο κτίριο στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με Sr=80%. Στη συνέχεια, βάσει του διαγράμματος υπολογίζεται η μέση φασματική επιτάχυνση και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (Πίνακας 10.23).



Σχήμα 10.8 Μέση καμπύλη IDA & ανώτατα όρια σταθμών επιτελεστικότητας (B-Sr80).

Πίνακας 10.23 Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr80).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στροφή	Φασματική επιτάχυνση Sa (g)	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a <sub>G</sub> (g)
<b>Slight</b>	0.32	0.3	0.125
<b>Moderate</b>	0.79	0.68	0.283
<b>Extensive</b>	2.45	-	-

Το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, επομένως η περίοδος επαναφοράς  $T_{RL}$  υπολογίζεται από τη Σχέση 5.2. Πριν τη χρήση της Σχέσης 5.2 η μέγιστη φασματική επιτάχυνση διαιρείται με συντελεστή ίσο με 0.8. Στον Πίνακα 10.24 παρουσιάζονται οι περίοδοι επαναφοράς για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επιλύοντας τη Σχέση 5.4, βάσει των τιμών της περιόδου επαναφοράς που προκύπτουν από τον Πίνακα 10.24, υπολογίζεται η συμβατική διάρκεια ζωής για όλους τους πιθανούς στόχους σχεδιασμού (Πίνακας 10.25).

Πίνακας 10.24 Υπολογισμός περιόδου επαναφοράς ανά στάθμη επιτελεστικότητας (B-Sr80).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}$ (g)	Διορθωμένη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{Gr}/0.8$ (g)	Περίοδος επαναφοράς $T_{RL}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.12482	0.15603	49
<b>Moderate (B)</b>	0.28293	0.35366	1084
<b>Extensive (Γ)</b>	-	-	-

Πίνακας 10.25 Υπολογισμός συμβατικής διάρκειας ζωής ανά επίπεδο σχεδιασμού (B-Sr80).

Στάθμη επιτελεστικότητας	$a_{Gr}$ (g)	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	$T_{RL}$ (έτη)	$T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	0.15603	A1	10	49	5
		A2	50		<b>34&lt;50</b>
<b>Moderate (B)</b>	0.35366	B1	10	1084	<b>114</b>
		B2	50		751
<b>Extensive (Γ)</b>	-	Γ1	10	-	-
		Γ2	50		-

Η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως φαίνεται στον Πίνακα 10.25 αυξάνεται σημαντικά, σε σχέση με τα εδραζόμενα μοντέλα σε έδαφος με βαθμό κορεσμού κάτω από 20%, στο επίπεδο σχεδιασμού A2, φτάνοντας τα 34 έτη (Σπυράκος, 2015). Παρά ταύτα δεν ξεπερνάει ούτε σε αυτήν την περίπτωση τα 50 έτη. Στο επίπεδο B1, η συμβατική διάρκεια ζωής προτείνεται να ξεπερνάει τα 50 έτη και σε καμία περίπτωση να μην πέφτει κάτω από τα 20 έτη. Το επίπεδο σχεδιασμού B1 δεν είχε επιτευχθεί πριν την ενίσχυση της κατασκευής. Μετά την ενίσχυση της κατασκευής η συμβατική διάρκεια ζωής αυξήθηκε κατακόρυφα από τα 38 στα 114 έτη. Η μεταβολή αυτή οφείλεται στη βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής στα μεγάλα βήματα κλιμάκωσης. Η επίτευξη επιπέδου σχεδιασμού B1 κρίνεται ικανοποιητική, παρά ταύτα η εφαρμογή επιπρόσθετων μέτρων ενίσχυσης θα διασφάλιζε και την επίτευξη του επιπέδου A1.

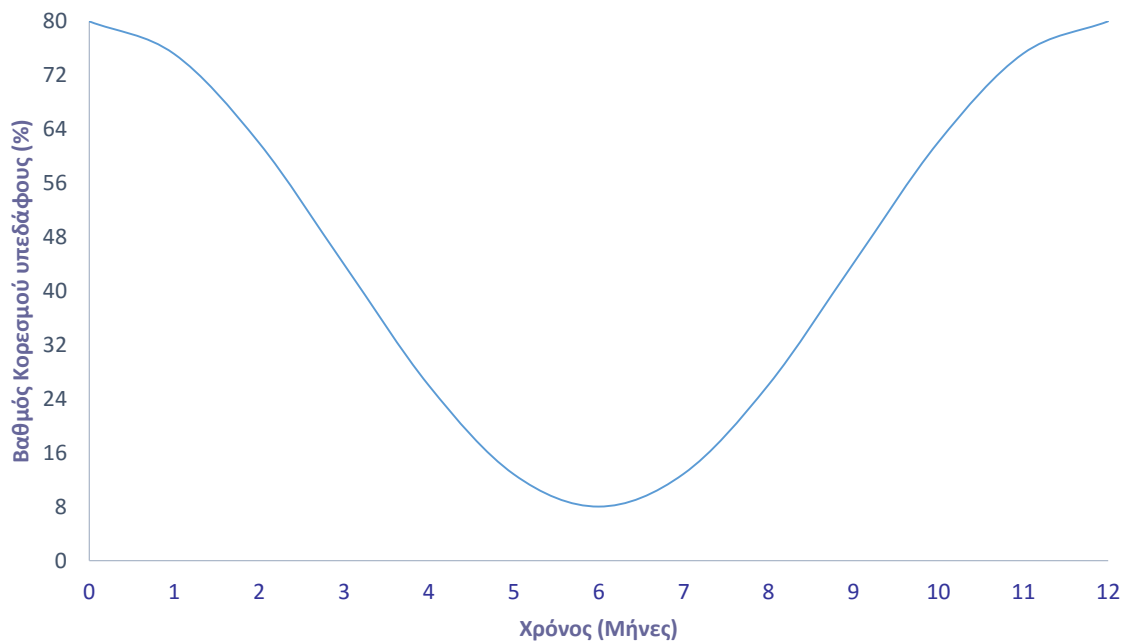
### 10.3. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ΖΩΗΣ ΓΙΑ ΜΕΤΑΒΑΛΛΟΜΕΝΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΚΟΡΕΣΜΟΥ

Ο υπολογισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής πραγματοποιήθηκε ξεχωριστά για κάθε εξεταζόμενο βαθμό κορεσμού υπεδάφους. Έγινε δηλαδή η θεώρηση ότι ο βαθμός κορεσμού του υπεδάφους παραμένει σταθερός με την πάροδο του χρόνου. Στην πραγματικότητα όμως ο βαθμός κορεσμού μεταβάλλεται σε σχέση με το χρόνο, με αποτέλεσμα η απόκριση του κτιρίου να διαφέρει από χρονική περίοδο σε χρονική περίοδο, γεγονός το οποίο πρέπει να ληφθεί υπόψιν κατά τον υπολογισμό της συμβατικής διάρκειας ζωής της κατασκευής.

Για τον ακριβή υπολογισμό της συμβατικής διάρκειας ζωής συναρτήσε της μεταβολής του βαθμού κορεσμού του υπεδάφους, απαιτούνται δεδομένα για την μεταβολή του Sr κατά την διάρκεια του έτους. Δυστυχώς, δεν υπάρχουν διαθέσιμες ακριβείς σχετικές μετρήσεις, οπότε γίνεται η θεώρηση ότι η μεταβολή του Sr με το χρόνο ακολουθεί ημιτονοειδή καμπύλη και ο βαθμός κορεσμού λαμβάνει τιμές μεταξύ 8 και 80%. . Οι ελάχιστες και οι μέγιστες τιμές αντιστοιχούν στους καλοκαιρινούς και χειμερινούς μήνες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 10.9. Βάσει αυτών των απλοποιητικών παραδοχών θεωρείται ότι κατά τη διάρκεια ενός έτους η μεταβολή του βαθμού κορεσμού περιγράφεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$Sr=44+36\cos(\pi T/6)$$

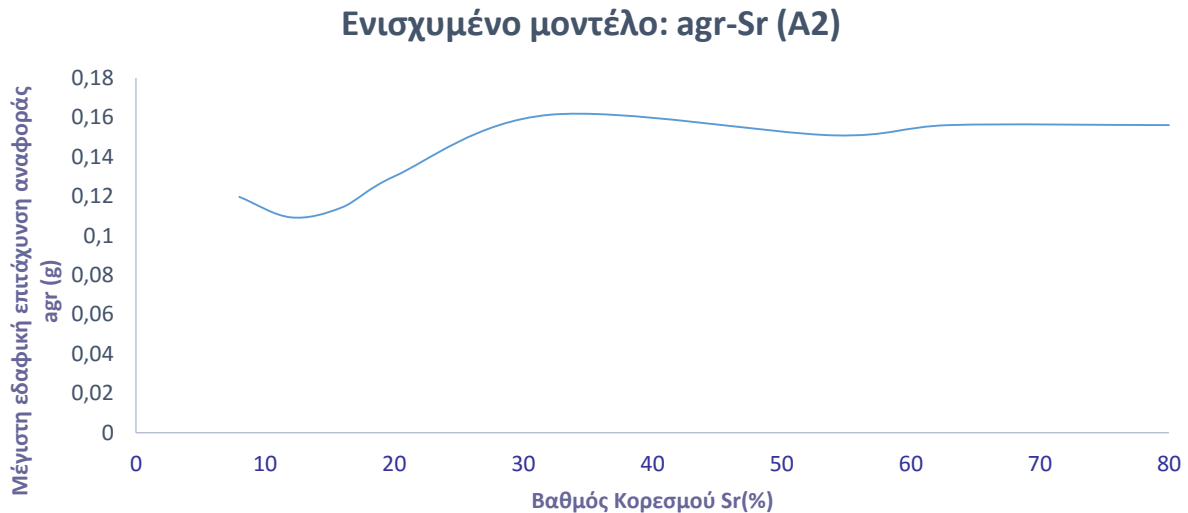
#### Μεταβολή Βαθμού κορεσμού κατά τη διάρκεια ενός έτους



Σχήμα 10.9 Μεταβολή βαθμού κορεσμού εδάφους κατά τη διάρκεια ενός έτους.

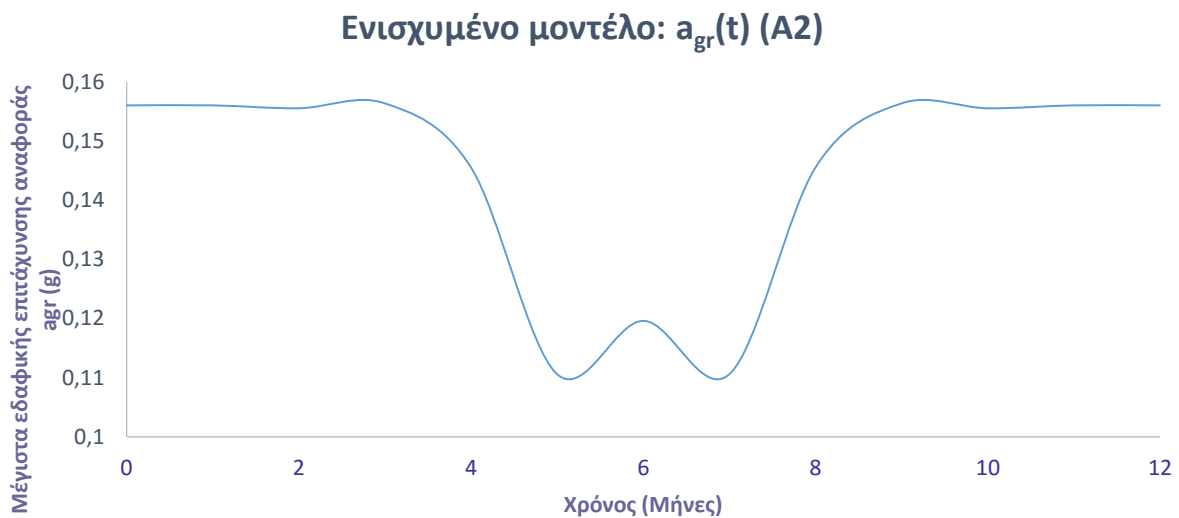
### 10.3.1. Προσδιορισμός Συνολικής $T_{\Delta}$ για επίπεδο σχεδιασμού A2

Η μεταβολή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{Gr}$  για την επίτευξη του επιπέδου σχεδιασμού A2 συναρτήσει του Sr, φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα για το ενισχυμένο κτίριο. Το διάγραμμα σχεδιάστηκε βάσει των τιμών της  $a_{Gr}$  των μοντέλων B-Sr8, B-Sr12, B-Sr16, B-Sr20, B-Sr32, B-Sr54, B-Sr63 και B-Sr80.



Σχήμα 10.10 Στάθμη επιτελεστικότητας A2: Μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς συναρτήσει του βαθμού κορεσμού.

Συνδυάζοντας τα δεδομένα των Διαγραμμάτων 10.9 και 10.10 προκύπτει το διάγραμμα της μεταβολής της μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς, συναρτήσει του χρόνου (Σχήμα 10.4). Από το Σχήμα 10.4 προσδιορίζεται η μέση  $a_{Gr}$  για κάθε μήνα.



Σχήμα 10.11 Στάθμη επιτελεστικότητας A2: Μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς κατά τη διάρκεια ενός έτους.

Στον Πίνακα 10.26 παρουσιάζονται οι τιμές του μηνιαίου μέσου βαθμού κορεσμού και της μηνιαίας μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς. Θεωρώντας ότι η κάθε μηνιαία  $a_{Gr}$  μένει σταθερή καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, προσδιορίζονται οι αντίστοιχες συμβατικές διάρκειες ζωής ( $T_{\Delta}$ ). Βάσει αυτής της διαδικασίας προκύπτουν 12 διαφορετικές συμβατικές διάρκειες ζωής, μία για κάθε μήνα και προσδιορίζεται η δυσμενέστερη ισοδύναμη συμβατική διάρκεια ζωής  $T_{\Delta cr}$ . Στη συνέχεια προσδιορίζεται η πιθανότητα υπέρβασης του εξεταζόμενου επιπέδου σχεδιασμού A2 κατά τη διάρκεια της  $T_{\Delta cr}$  για κάθε μήνα.

Πίνακας 10.26 Συγκεντρωτικός πίνακας.

Μήνας	$S_r$ (%)	$a_{Gr}$ (g)	$T_{\Delta}$ (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης για 9 έτη
1	75.173	0.15603	34	13.24
2	61.987	0.15554	33	13.64
3	43.978	0.15637	34	13.24
4	25.975	0.14553	26	17.31
5	12.805	0.1106	9	50.00
6	8	0.11962	12	37.50
7	12.848	0.1106	9	50.00
8	26.05	0.14553	26	17.31
9	44.065	0.15637	34	13.24
10	62.063	0.15554	33	13.64
11	75.217	0.15603	34	13.24
12	80	0.15603	34	13.24

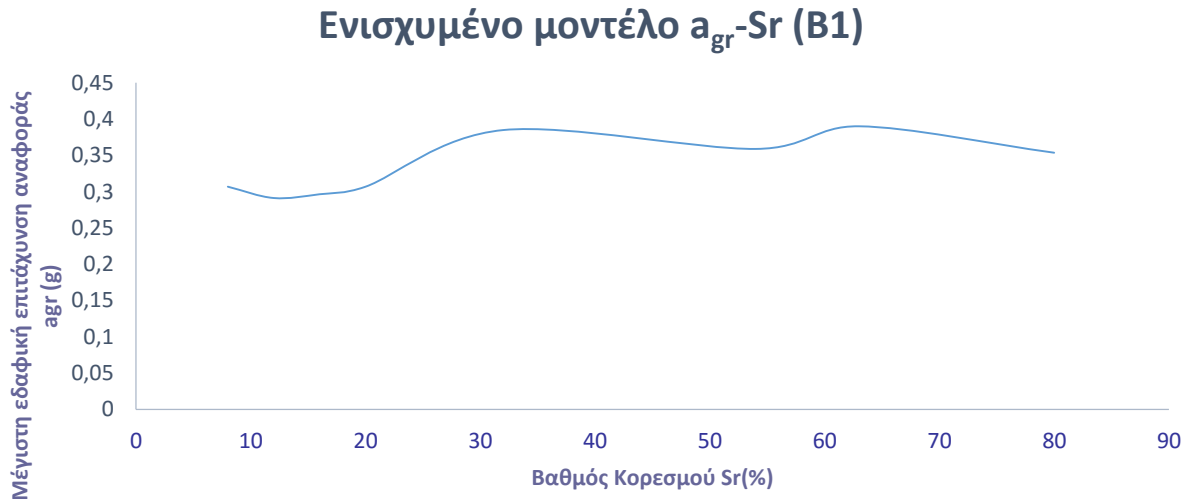
Θεωρώντας ότι η πιθανότητα εμφάνισης σεισμού κατά τη διάρκεια του έτους είναι η ίδια και για τους 12 μήνες, υπολογίζεται η μέση πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια της  $T_{\Delta cr}=9$  έτη και η τελική συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής για πιθανότητα υπέρβασης 50%:

$$T_{\Delta}=50T_{\Delta cr}/(\Sigma P_{9i}/12)=50T_{\Delta cr}/P_{9tot}$$

$$T_{\Delta}=21 \text{ έτη}$$

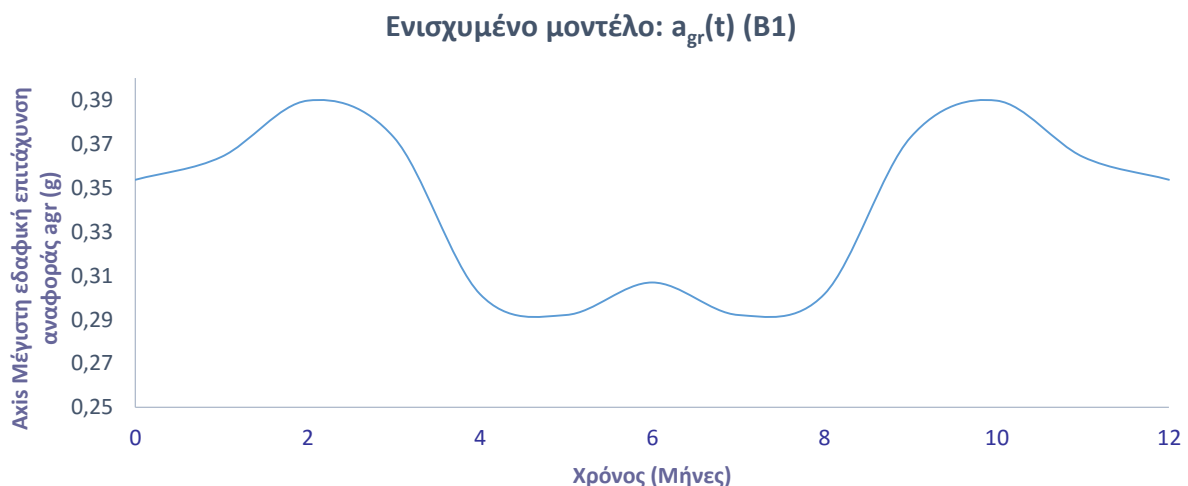
### 10.3.2. Προσδιορισμός Συνολικής $T_{\Delta}$ για επίπεδο σχεδιασμού B1

Η μεταβολή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{Gr}$  για την επίτευξη του επιπέδου σχεδιασμού B1 συναρτήσει του Sr, φαίνεται στον Πίνακα 8.27 για το ενισχυμένο κτίριο. Το Σχήμα 10.12 σχεδιάστηκε βάσει των τιμών της  $a_{gr}$  των μοντέλων B-Sr8, B-Sr12, B-Sr16, B-Sr20, B-Sr32, B-Sr54, B-Sr63 και B-Sr80.



Σχήμα 10.12 Στάθμη επιτελεστικότητας B1: Μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς συναρτήσει του βαθμού κορεσμού.

Συνδυάζοντας τα δεδομένα των Διαγραμμάτων 10.11 και 10.12 προκύπτει το διάγραμμα της μεταβολής της μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς, συναρτήσει του χρόνου (10.13). Από το Σχήμα 10.4 προσδιορίζεται η μέση  $a_{gr}$  για κάθε μήνα.



Σχήμα 10.12 Στάθμη επιτελεστικότητας B1: Μεταβολή μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους αναφοράς κατά τη διάρκεια ενός έτους

Στον Πίνακα 10.27 παρουσιάζονται οι τιμές του μηνιαίου μέσου βαθμού κορεσμού και της μηνιαίας μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς. Θεωρώντας ότι η κάθε μηνιαία  $a_{Gr}$  μένει σταθερή καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, προσδιορίζονται οι αντίστοιχες συμβατικές διάρκειες ζωής ( $T_{\Delta}$ ). Βάσει αυτής της διαδικασίας προκύπτουν 12 διαφορετικές συμβατικές διάρκειες ζωής, μία για κάθε μήνα και προσδιορίζεται η δυσμενέστερη ισοδύναμη συμβατική διάρκεια ζωής  $T_{\Delta cr}$ . Στη συνέχεια, προσδιορίζεται η πιθανότητα υπέρβασης του εξεταζόμενου επιπέδου σχεδιασμού B1 κατά τη διάρκεια της  $T_{\Delta cr}$  για κάθε μήνα.

Πίνακας 10.27 Συγκεντρωτικός πίνακας

Μήνας	$S_r$ (%)	$a_{Gr}$ (g)	$T_{\Delta}$ (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης για 8 έτη
1	75.173	0.3641	127	4.33
2	61.987	0.3897	164	3.35
3	43.978	0.37301	140	3.93
4	25.975	0.3016	62	8.87
5	12.805	0.29205	55	10.00
6	8	0.30686	67	8.21
7	12.848	0.29205	55	10.00
8	26.05	0.3016	62	8.87
9	44.065	0.37301	140	3.93
10	62.063	0.3897	164	3.35
11	75.217	0.3641	127	4.33
12	80	0.35366	114	4.82

Θεωρώντας ότι η πιθανότητα εμφάνισης σεισμού κατά τη διάρκεια του έτους είναι η ίδια και για τους 12 μήνες, υπολογίζεται η μέση πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια της  $T_{\Delta cr}=8$  έτη και η τελική συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής για πιθανότητα υπέρβασης 10%:

$$T_{\Delta}=10T_{\Delta cr}/(\Sigma P_{8i}/12)=10T_{\Delta cr}/P_{8tot}$$

$$T_{\Delta}=89 \text{ έτη}$$



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11<sup>ο</sup>

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

---

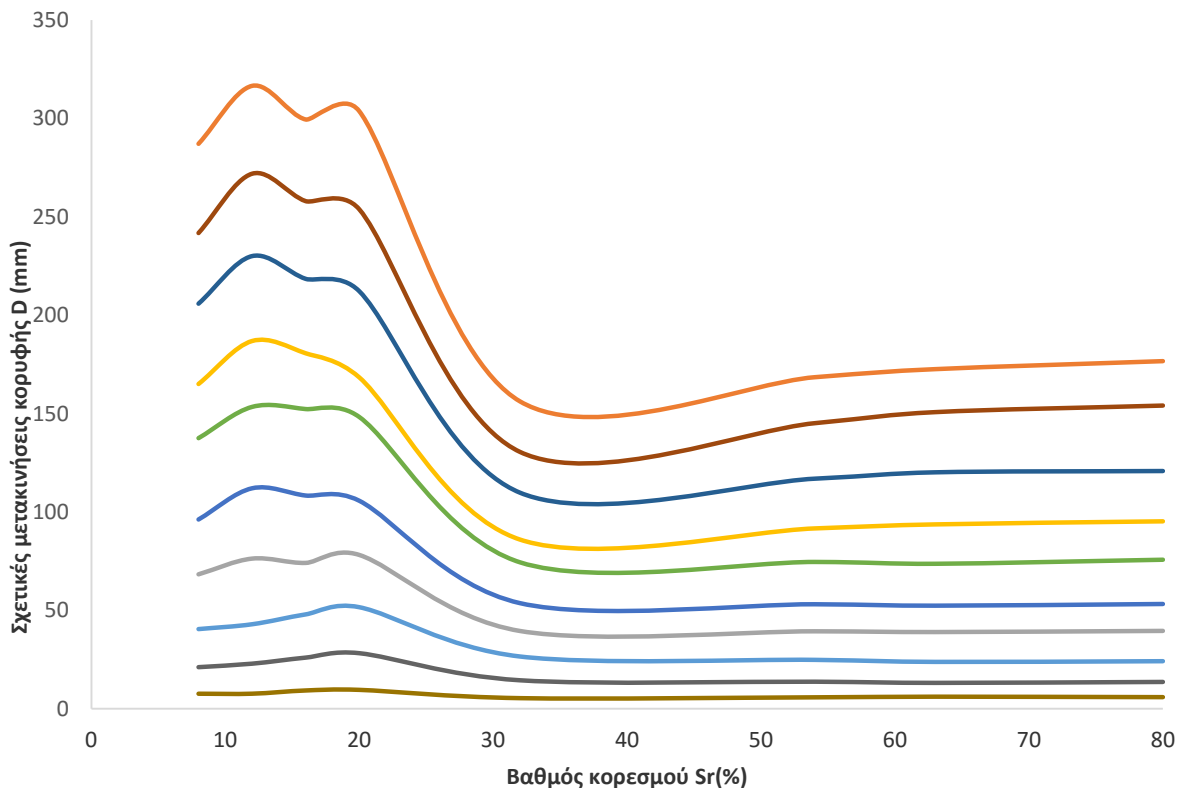
### 11.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία πραγματοποιήθηκε σεισμική αποτίμηση κτιρίου φέρουσας τοιχοποιίας με εφαρμογή της δυναμικής επαυξητικής μεθόδου. Επιπλέον, εξετάστηκε η αλληλεπίδραση του κτιρίου με το αμμοϊλυδες υπέδαφος σε διάφορες καταστάσεις κορεσμού. Τέλος, προτάθηκε η ενίσχυση του κτιρίου με διαζώματα Ο/Σ και εξετάστηκε η αποτελεσματικότητά της εφαρμογής τους. Σε πρώτη φάση, η παρούσα διερεύνηση επιβεβαίωσε ότι, πάρα το μεγάλο υπολογιστικό κόστος και την πολυπλοκότητα εφαρμογής της, η μέθοδος της επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης, αποτελεί μια αξιόπιστη μέθοδο ανάλυσης για τον αντισεισμικό σχεδιασμό και τη σεισμική αποτίμηση διαφόρων κατασκευών. Η εφαρμογή της μεθόδου σε ιστορικές κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας μπορεί να αποδώσει μια πλήρη εικόνα μέσα από ένα μεγάλο φάσμα επιλύσεων, που βοηθά στην ορθή εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της εξεταζόμενης κατασκευής σε μια πληθώρα διαφορετικών δυναμικών διεγέρσεων.

### 11.2. ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΝΑΛΟΓΑ ΜΕ ΤΟΝ ΒΑΘΜΟ ΚΟΡΕΣΜΟΥ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ

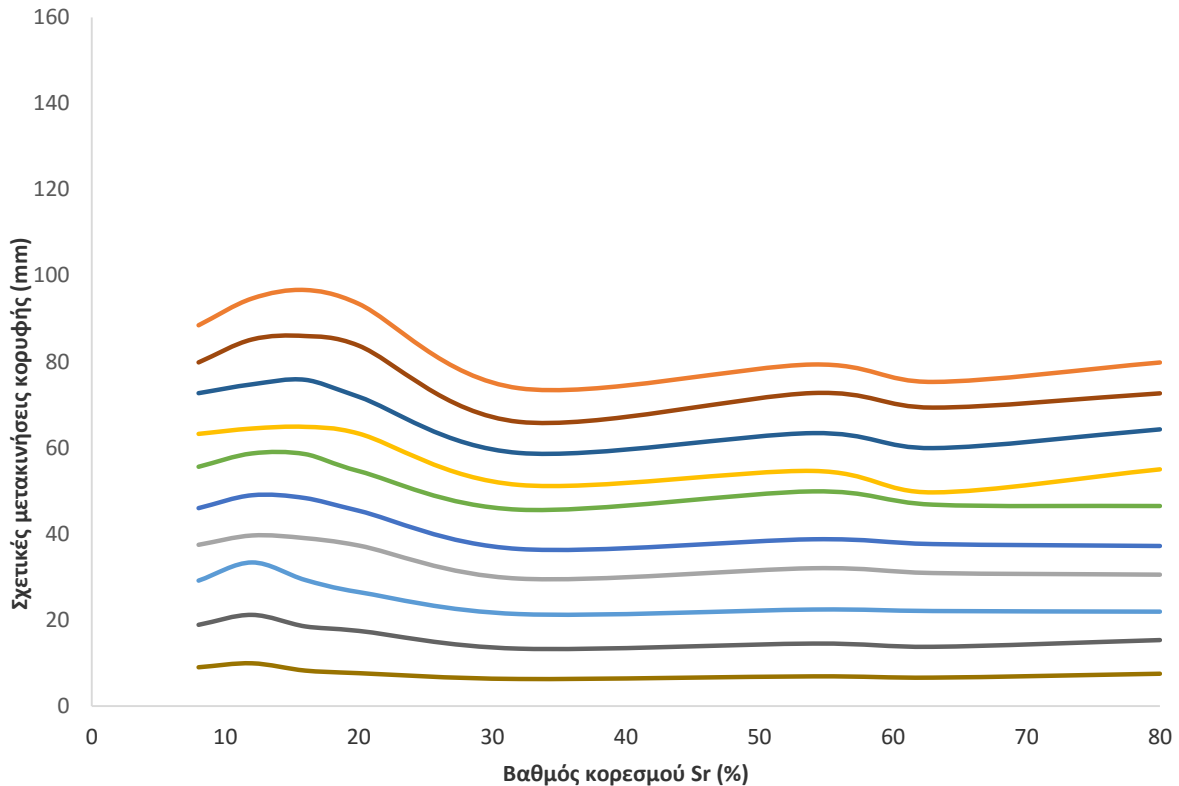
Η αρχική υπόθεση της μεταβολής της απόκρισης της κατασκευής ανάλογα με τον βαθμό κορεσμού επιβεβαιώνεται από τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια. Τόσο στο αρχικό όσο και στο ενισχυμένο κτίριο, παρουσιάζονται μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις στην κορυφή του κτιρίου όταν η κατασκευή εδράζεται σε σχετικά ξηρό έδαφος. Το γεγονός αυτό αποδίδεται στην αύξηση της ελαστικότητας του εδάφους στους υψηλούς βαθμούς κορεσμού, καθώς το ελαστικό υγρό έδαφος συμβάλει στην απόσβεση της σεισμικής διεγερσης.

Αναλυτικά, η μεταβολή των μέγιστων σχετικών μετακινήσεων κορυφής του αρχικού κτιρίου συναρτήσει του βαθμού κορεσμού του υπεδάφους, για κάθε βήμα κλιμάκωσης, παρουσιάζεται στο Σχήμα 11.1. Η απόκριση των μοντέλων A-Sr8, A-Sr12, A-Sr16 και A-Sr20 είναι εμφανώς δυσμενέστερη από αυτήν των μοντέλων A-Sr32, A-Sr53, A-Sr64 και A-Sr80.



**Σχήμα 11.1 Αρχικό κτίριο: Μεταβολή σχετικών μετακινήσεων συναρτήσει του βαθμού κορεσμού σε κάθε βήμα κλιμάκωσης.**

Ακόμα και μετά την ενίσχυση του κτιρίου, η απόκριση της κατασκευής μεταβάλλεται ανάλογα με τον βαθμό κορεσμού του εδάφους. Η μεταβολή παρουσιάζει παρεμφερή εικόνα με το αρχικό κτίριο, καθώς η απόκριση του κτιρίου είναι δυσμενέστερη όταν εδράζεται σε έδαφος με  $Sr < 20\%$ . Όπως φαίνεται στο Σχήμα 11.2, η απόκριση της κατασκευής είναι ευνοϊκότερη στα μοντέλα που εδράζονται σε έδαφος με μεγάλο βαθμό κορεσμού (B-Sr32, B-Sr54, B-Sr63, B-Sr80). Παρά ταύτα, η μείωση των σχετικών μετακινήσεων της κορυφής με την αύξηση του βαθμού κορεσμού είναι ηπιότερη σε σχέση με το αρχικό κτίριο. Συγκεκριμένα, οι μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις κορυφής στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης (96,66mm) εμφανίζονται στο μοντέλο B-Sr16 και οι μικρότερες (73,84mm) στο B-Sr32. Η διαφορά των μέγιστων σχετικών μετακινήσεων της ευμενέστερης και της δυσμενέστερης κατάστασης δεν ξεπερνά σε κανένα βήμα κλιμάκωσης τα 13mm.



**Σχήμα 11.2** Ενισχυμένο κτίριο: Μεταβολή σχετικών μετακινήσεων συναρτήσει του βαθμού κορεσμού σε κάθε βήμα κλιμάκωσης.

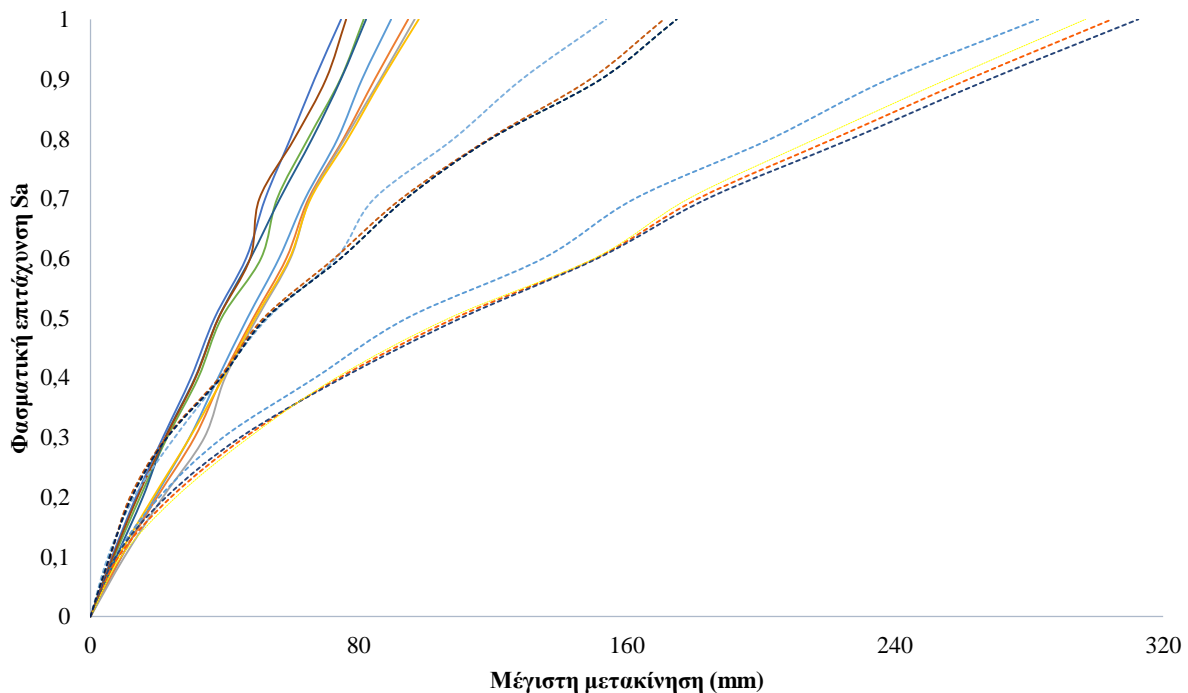
### 11.3. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Αξίζει να σημειωθεί ότι η βελτίωση της απόκρισης του κτιρίου που επιφέρει η ενίσχυση με υπέρθυρα και διαζώματα Ο/Σ. Η ενίσχυση περιορίζει σημαντικά τις μέγιστες σχετικές μετακινήσεις της κορυφής του κτιρίου. Στο συγκριτικό Σχήμα 11.3, παρουσιάζεται η βελτίωση της απόκρισης με την ενίσχυση της κατασκευής στα μεγάλα βήματα κλιμάκωσης. Αντίθετα, οι καμπύλες IDA του αρχικού και του ενισχυμένου κτιρίου σχεδόν ταυτίζονται στα πρώτα βήματα κλιμάκωσης, όμως διαφοροποιούνται έντονα στα μέσα και υψηλότερα επίπεδα της σεισμικής έντασης.

Ανακεφαλαιώνοντας, παρατηρήθηκε ότι η απόκριση του αρχικού κτιρίου εξαρτάται άμεσα από τον βαθμό κορεσμού του υπεδάφους. Διαπιστώθηκε ότι η αύξηση της υγρασίας του εδάφους συμβάλει στη μείωση των μέγιστων μετακινήσεων της κορυφής του κτιρίου. Συγκεκριμένα, όταν το κτίριο εδράζεται σε σχετικά ξηρό έδαφος ( $Sr > 20\%$ ), οι μέγιστες μετακινήσεις κορυφής είναι υποδιπλάσιες σε σχέση με τις περιπτώσεις έδρασης σε πιο υγρό έδαφος. Οι μεγαλύτερες μετακινήσεις παρατηρούνται στο μοντέλο A-Sr8, στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης, όπου φτάνουν τα 316,51mm. Παρόμοια είναι η απόκριση των μοντέλων A-Sr8, A-Sr16 και A-Sr20, οι μετακινήσεις κορυφής των οποίων ξεπερνούν τα 287mm στο τελευταίο

βήμα κλιμάκωσης. Αντιθέτως, οι μέγιστες μετακινήσεις κορυφής του μοντέλου A-Sr32 κατά το τελευταίο βήμα κλιμάκωσης φτάνουν μόλις τα 156,13mm. Παρομοίως, οι μετακινήσεις των μοντέλων A-Sr54, A-Sr63 και A-Sr80 δεν ξεπερνούν τα 180mm.

Η εφαρμογή του διαζώματος βελτίωσε σημαντικά τη σεισμική απόκριση του κτιρίου, μειώνοντας τις μέγιστες σχετικές μετακινήσεις κορυφής κάτω από τα 100mm. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 11.3, στην περίπτωση έδρασης σε έδαφος με  $Sr=8\%$ , οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις φτάνουν μόλις τα 87mm. Αντίστοιχες μετακινήσεις παρουσιάζονται και στα μοντέλα B-Sr12, B-Sr16 και B-Sr20 ενώ στα μοντέλα B-Sr32, B-Sr54, B-Sr63 και B-Sr80 οι μετακινήσεις είναι ελαφρώς μικρότερες.



Σχήμα 11.3 Συγκριτικό διάγραμμα καμπυλών IDA αρχικού και ενισχυμένου κτιρίου.

Πιο συγκεκριμένα, στους μεγάλους βαθμούς κορεσμού ( $Sr>32\%$ ), η απόκριση της κατασκευής δεν διαφοροποιείται ιδιαίτερα στα πρώτα 4 βήματα κλιμάκωσης (0.1-0.4Sa). Στα μεγαλύτερα βήματα κλιμάκωσης η εφαρμογή των ενισχύσεων, βελτιώνει σταδιακά την απόκριση της κατασκευής. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις κορυφής, για διέγερση με φασματική επιτάχυνση ίση με την επιτάχυνση σχεδιασμού σύμφωνα με τον EC8, υποδιπλασιάζονται μετά την εφαρμογή διαζωμάτων στο κτίριο.

Για μικρούς βαθμούς κορεσμού, η βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής είναι ακόμα πιο εμφανής. Οι μετακινήσεις της κορυφής του αρχικού κτιρίου είναι αισθητά υψηλότερες από του ενισχυμένου. Συγκεκριμένα, στο τελευταίο βήμα κλιμάκωσης, η απόκριση της κατασκευής βελτιώνεται εντυπωσιακά, καθώς οι μέγιστες μετακινήσεις κορυφής υποτετραπλασιάζονται.

Πρέπει, επίσης, να τονισθεί ότι με τη συγκεκριμένη -σχετικά περιορισμένη- ενίσχυση δεν είναι πλέον τόσο έντονη, όσο στο αρχικό κτίριο, η επίδραση των συνθηκών κορεσμού, οι οποίες είναι δύσκολο να προσδιορισθούν και μεταβάλλονται συνεχώς. Συνεπώς, αυτό αυξάνει τον βαθμό αξιοπιστίας των υπολογισμών που σχετίζονται με την αντισεισμική επάρκεια του εξεταζόμενου κτιρίου.

#### 11.4. ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΔΙΑΡΚΕΙΑ ΖΩΗΣ

Πραγματοποιήθηκε προσδιορισμός της συμβατικής διάρκειας ζωής του αρχικού και του ενισχυμένου κτιρίου για όλους τους εξεταζόμενους βαθμούς κορεσμού σύμφωνα με την μεθοδολογία από αναπτύχθηκε σε πρόσφατη εργασία (Σπυράκος, 2015). Κατά τον έλεγχο της αρχικής κατασκευής, η συμβατική διάρκεια ζωής των επιπέδων σχεδιασμού A2 και B1, ήταν αρκετά μικρή με αποτέλεσμα την πρόταση άμεσης ενίσχυσης. Η τοποθέτηση διαφραγμάτων και υπέρθυρων Ο/Σ στο κτίριο, είχε ως αποτέλεσμα την σημαντική αύξηση της συμβατικής διάρκειας ζωής για επίπεδο σχεδιασμού B1. Μια μικρή αύξηση της  $T_{\Delta}$  παρουσιάστηκε επίσης στο επίπεδο σχεδιασμού A2.

##### 11.4.1. Σύνοψη και αξιολόγηση αποτελεσμάτων αρχικού φορέα

Ως επακόλουθο της μεταβολής της απόκρισης της κατασκευής ανάλογα με τον βαθμό κορεσμού, η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής μεταβάλλεται ανάλογα με την υγρασία του υπεδάφους. Σε όλα τα αρχικά μοντέλα που εδράζονται σε έδαφος με μικρό βαθμό κορεσμού (A-Sr8, A-Sr12, A-Sr16, A-Sr20), η συμβατική διάρκεια ζωής δεν ξεπερνάει τις προτεινόμενες τιμές των αντίστοιχων επιπέδων σχεδιασμού. Συγκεκριμένα, η  $T_{\Delta}$  δεν υπερβαίνει σε καμία περίπτωση τα 10 έτη για τα επίπεδα σχεδιασμού A2 και B1.

Πίνακας 11.1 Συμβατική διάρκεια ζωής κατασκευής ανά βαθμό κορεσμού υπεδάφους

Στάθμη	Επίπεδο Σχεδιασμού	$P_R$	A-Sr8 $T_{\Delta}$ (έτη)	A-Sr12 $T_{\Delta}$ (έτη)	A-Sr16 $T_{\Delta}$ (έτη)	A-Sr20 $T_{\Delta}$ (έτη)	A-Sr32 $T_{\Delta}$ (έτη)	A-Sr54 $T_{\Delta}$ (έτη)	A-Sr63 $T_{\Delta}$ (έτη)	A-Sr80 $T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	A1	10	1	1	1	1	4	5	5	5
	A2	50	9<50	7<50	5<50	4<50	26<50	23<50	30<50	30<50
<b>Moderate (B)</b>	B1	10	8<20	8<20	7<20	6<20	38<50	38<50	40<50	38<50
	B2	50	54	51	43	38	252	252	262	252
<b>Extensive (Γ)</b>	Γ1	10	134	114	114	134	-	-	483	455
	Γ2	50	884	751	751	884	-	-	3177	2999

Όπως έχει αναφερθεί προηγουμένως, τα μοντέλα που εδράζονται σε έδαφος με μέσο ή μεγάλο βαθμό κορεσμού (A-Sr32, A-Sr54, A-Sr63, A-Sr80) παρουσιάζουν καλύτερη απόκριση, με αποτέλεσμα να αυξάνεται και η συμβατική διάρκεια ζωής της κατασκευής. Στο μοντέλο A-Sr63 παρατηρείται η μεγαλύτερη  $T_{\Delta}$ , η οποία φτάνει τα 30 και 40 έτη αντίστοιχα στα επίπεδα σχεδιασμού A2 και B1. Ενώ η συμβατική διάρκεια ζωής των μοντέλων A-Sr32, A-Sr54, A-Sr80 παραμένει μεγαλύτερη των 23 ετών στο επίπεδο A2 και των 38 ετών στο B1.

Συνοψίζοντας η τυπική διάρκεια ζωής στο επίπεδο σχεδιασμού A1 δεν υπερβαίνει σε καμία περίπτωση τα 50 έτη στα επίπεδα σχεδιασμού A1 και B2. Επίσης στα μοντέλα που εδράζονται σε έδαφος με  $Sr < 20\%$ , η τυπική διάρκεια ζωής για το επίπεδο B2 δεν ξεπερνάει την κατώτατη προτεινόμενη τιμή των 20 ετών. Βάσει των αποτελεσμάτων προκύπτει η επιτακτική ανάγκη άμεσης ενίσχυσης της κατασκευής.

#### 11.4.2. Σύνοψη και αξιολόγηση αποτελεσμάτων ενισχυμένου φορέα

Τα ευνοϊκά αποτελέσματα της ενίσχυσης με την εφαρμογή διαζωμάτων O/Σ και την αντικατάσταση των ξύλινων υπέρθυρων με σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος, επιβεβαιώνονται με την αύξηση της  $T_{\Delta}$  στα επίπεδα σχεδιασμού A2 και B1 σε όλα τα εξεταζόμενα μοντέλα. Στο επίπεδο σχεδιασμού A2 η αύξηση της συμβατικής διάρκειας ζωής είναι αμελητέα και αρκετά μικρότερη της κατώτατης προτεινόμενης τιμής (50 έτη). Αντίθετα, στο επίπεδο σχεδιασμού B1 η συμβατική διάρκεια ζωής είναι αισθητά μεγαλύτερη των 50 ετών, σε όλα τα εξεταζόμενα μοντέλα.

Πίνακας 11.2 Συμβατική διάρκεια ζωής κατασκευής ανά βαθμό κορεσμού υπεδάφους

Στάθμη	Επίπεδο σχεδιασμού	$P_R$	B-Sr8 $T_{\Delta}$ (έτη)	B-Sr12 $T_{\Delta}$ (έτη)	B-Sr16 $T_{\Delta}$ (έτη)	B-Sr20 $T_{\Delta}$ (έτη)	B-Sr32 $T_{\Delta}$ (έτη)	B-Sr54 $T_{\Delta}$ (έτη)	B-Sr63 $T_{\Delta}$ (έτη)	B-Sr80 $T_{\Delta}$ (έτη)
<b>Slight (A)</b>	A1	10	2	1	2	3	6	5	5	5
	A2	50	13<50	9<50	10<50	17<50	38<50	30<50	34<50	34<50
<b>Moderate (B)</b>	B1	10	67	55	58	67	157	120	166	114
	B2	50	438	360	385	438	1035	794	1089	751
<b>Extensive (Γ)</b>	Γ1	10	-	-	-	-	-	-	-	-
	Γ2	50	-	-	-	-	-	-	-	-

## 11.5. ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΕΣ ΠΡΟΕΚΤΑΣΕΙΣ

### 11.5.1. Εισαγωγή

Στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας επιχειρήθηκε η χρήση σύγχρονων μεθοδολογιών στην αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, όπως η προσαυξητικές μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, η δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους – θεμελίωσης – κατασκευής και η μελέτη επιτελεστικότητας. Από την εφαρμογή των οποίων σε πρώτο στάδιο, προέκυψαν χρήσιμα συμπεράσματα καθώς και προτάσεις μελλοντικών προεκτάσεων και βελτιώσεων της μελέτης.

### 11.5.2. Προσομοίωση Τοιχοποιίας και Ακόρεστου Εδάφους

Για την προσομοίωση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας, προσδιορίστηκαν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της βάσει προτεινόμενων τιμών και σχέσεων του EC6. Η παλαιότητα των υλικών συνυπολογίστηκε με τη χρήση κατάλληλων μειωτικών συντελεστών. Βέβαια, για τον ακριβέστερο προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών, στο πλαίσιο μελλοντικών μελετών, προτείνεται η χρήση δεδομένων από επί τόπου δοκιμές σε ιστορικά κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας.

Για την προσομοίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του ακόρεστου αμμοιλυώδους υπεδάφους χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία από σχετική δημοσίευση, στην οποία προσδιορίζονται τα μέτρα ελαστικότητας και διάτμησης μέσω δοκιμών ελαστικών κυμάτων. Προτείνεται η εφαρμογή αντίστοιχων δοκιμών σε ακόρεστα αργιλικά εδάφη, ώστε να χρησιμοποιηθούν στην εφαρμογή αντίστοιχης μελέτης σε κτίρια που εδράζονται σε τέτοιες στρώσεις.

### 11.5.3. Προσαυξητικές ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας

Η προσαυξητική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστοριών αποτελεί την πιο σύγχρονη και ακριβέστερη μέθοδο ανάλυσης. Παρά ταύτα, στην εφαρμογή της παρουσιάστηκαν αρκετά προβλήματα που σχετίζονταν με το μεγάλο υπολογιστικό κόστος και τη μη-αυτοματοποίηση των διαδικασιών της ανάλυσης από το λογισμικό MSC Marc. Είναι χαρακτηριστικό ότι για την πραγματοποίηση των 3.200 αναλύσεων στο πλαίσιο της παρούσας μελέτης, χρειάστηκαν σχεδόν τρεις μήνες συνεχόμενων αναλύσεων και πάνω από 2,5Tb αποθηκευτικού χώρου. Για την αντιμετώπιση αυτού του προβλήματος προτείνεται η δημιουργία αλγόριθμου στο Open GL, ο οποίος θα τρέχει αυτόματα και παράλληλα τις αναλύσεις, θα εξάγει τα αποτελέσματα μόνο σε μορφή .txt με στόχο την μείωση του υπολογιστικού κόστους και θα δημιουργεί αυτόματα τις καμπύλες IDA.

Προτείνεται επίσης, η επιβολή επιπρόσθετων διεγέρσεων στα μοντέλα για την επιβεβαίωση των αποτελεσμάτων. Η εύρεση και η χρήση κατάλληλων διεγέρσεων ελληνικούς σεισμούς θα είχε ενδιαφέρον. Επίσης θα μπορούσαν να επιβληθούν στα μοντέλα σεισμικές διεγέρσεις με διαφορετικά χαρακτηριστικά όπως μεγαλύτερη επικεντρική απόσταση ή μικρότερη ένταση.

#### **11.5.4. Μεθοδολογία “Συνολικής Βελτίωσης”**

Η "συνολική βελτίωση" αποτελεί μια νέα χρήσιμη μεθοδολογία για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών μέσω επιπέδων επιτελεσματικότητας. Για την εφαρμογή της χρησιμοποιήθηκαν οι προτεινόμενες οριακές τιμές στροφών για κάθε στάθμη επιτελεσματικότητας του FEMA, εξαιτίας της έλλειψης αντίστοιχων τιμών από τους ευρωπαϊκούς κανονισμούς. Επομένως για να διευκολυνθεί η εφαρμογή της μεθοδολογίας, απαιτείται ο ορισμός αντίστοιχων τιμών για την Ευρώπη.

#### **11.5.5. Προσδιορισμός συνολικής διάρκειας ζωής για μεταβαλλόμενες συνθήκες κορεσμού**

Επιχειρήθηκε ο προσδιορισμός της διάρκειας ζωής του έργου λαμβάνοντας υπόψιν την ετήσια μεταβολή του κορεσμού του υπεδάφους. Λόγω έλλειψης στοιχείων θεωρήθηκε απλοποιητικά ότι η υγρασία του εδάφους μεταβάλλεται σύμφωνα με μια ημιτονοειδή καμπύλη με οριακές τιμές του βαθμού κορεσμού το 8% και το 80%. Η παραγωγή ακριβέστερων διαγραμμάτων μεταβολής του βαθμού κορεσμού του υπεδάφους θα αποτελούσε μια σημαντική βελτίωση της διαδικασίας και θα οδηγούσε σε αξιόπιστα αποτελέσματα.

Τέλος, σύμφωνα με τη διαδικασία που ακολουθήθηκε, θεωρήθηκε σταθερός μηνιαίος βαθμός κορεσμού. Αντί αυτού, θα είχε ενδιαφέρον η εφαρμογή μίας μηχανής τυχαίων αριθμών, η οποία θα υπολόγιζε τη συμβατική διάρκεια ζωής λαμβάνοντας τυχαία ζεύγη τιμών του  $S_r$  και της  $a_{Gr}$  από το αντίστοιχο διάγραμμα και στη συνέχεια θα εβρίσκε τη μέση  $T_d$ .



# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

## ΕΠΙΡΡΟΗ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΗΣ ΑΝΩΔΟΜΗΣ

---

Η επιλογή των χρονοϊστοριών που χρησιμοποιήθηκαν στις προσαυξητικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, έγινε βάσει της ιδιοπεριόδου μεμονωμένα της ανωδομής. Εκτός της ιδιοπεριόδου της ανωδομής, την απόκριση της κατασκευής επηρεάζει και η ιδιοπερίοδος συνολικά του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης – κατασκευής. Η μεταβολή των μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους έχει ως αποτέλεσμα τη μεταβολή της ιδιοπεριόδου του συστήματος ανάλογα με το βαθμό κορεσμού. Στο Παράρτημα Α διερευνάται η επιρροή της ιδιοπεριόδου του συστήματος ανωδομής υπεδάφους στην ένταση των επιταχυνσιογραφημάτων, δηλαδή στην επιβαλλόμενη αδρανειακή καταπόνηση στην κατασκευή.

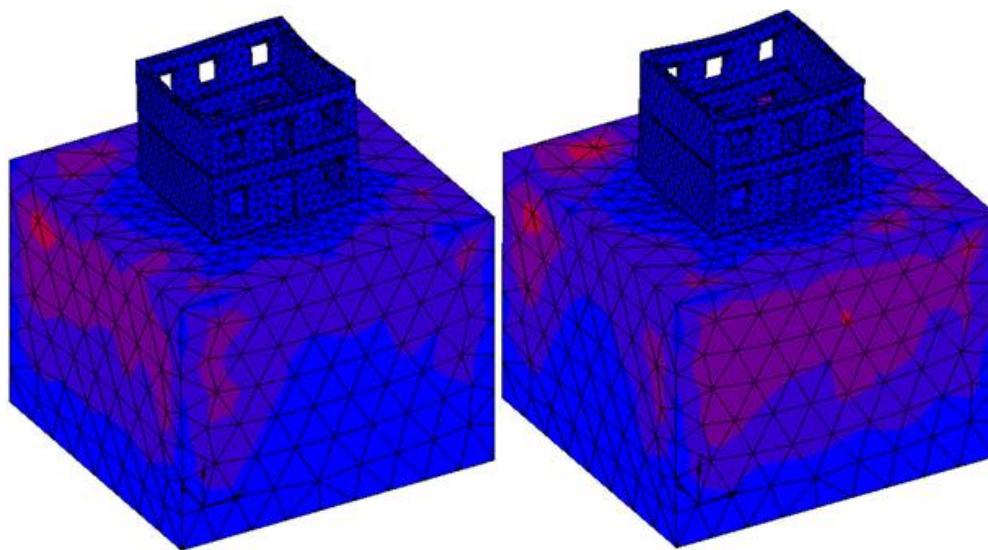
### **A.1. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=8%)**

Στην παρούσα ενότητα, πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του συστήματος εδάφους με Sr=8% - κατασκευής. Η εν λόγω ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό MSC Marc. Στον Πίνακα A.1. παρουσιάζονται οι ιδοσυχρότητες και οι ιδιοπερίοδοι των δέκα πρώτων ιδιομορφών του συστήματος εδάφους με Sr=8% - κατασκευής. Στον ίδιο πίνακα φαίνονται και τα ποσοστά της ενεργοποιημένης μάζας στις διευθύνσεις X'X, Y'Y και Z'Z. Στο αρχικό μοντέλο το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας ενεργοποιείται στην όγδοη ιδιομορφή στην διεύθυνση Y'Y ( $M_{x8}=48.64\%$ ), επομένως η ιδιοπερίοδος της όγδοης ιδιομορφής ( $T_8=0.514s$ ) είναι η θεμελιώδης. Υψηλά ποσοστά μάζας ενεργοποιούνται επίσης κατά την τρίτη ιδιομορφή στη διεύθυνση Z'Z ( $M_{x3}=36.93\%$ ) και κατά

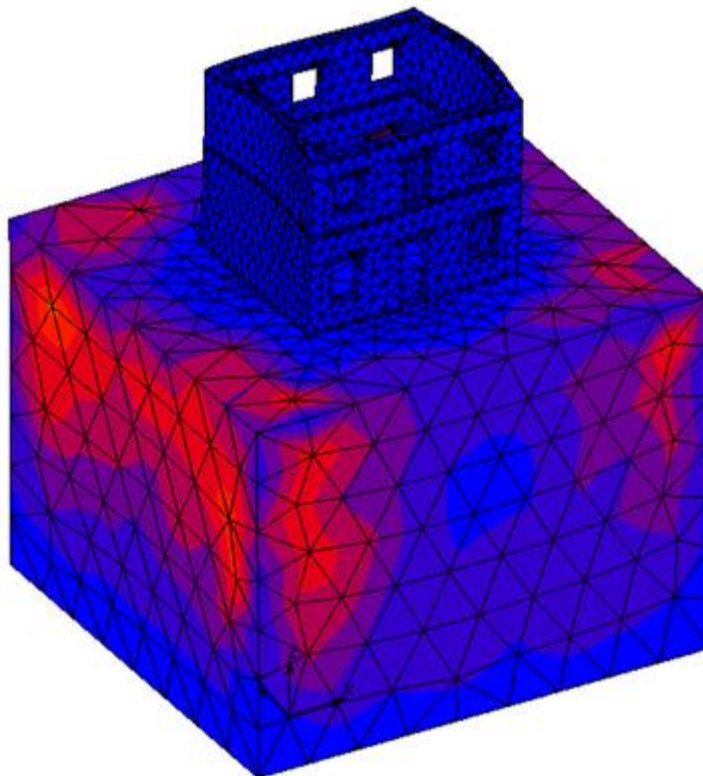
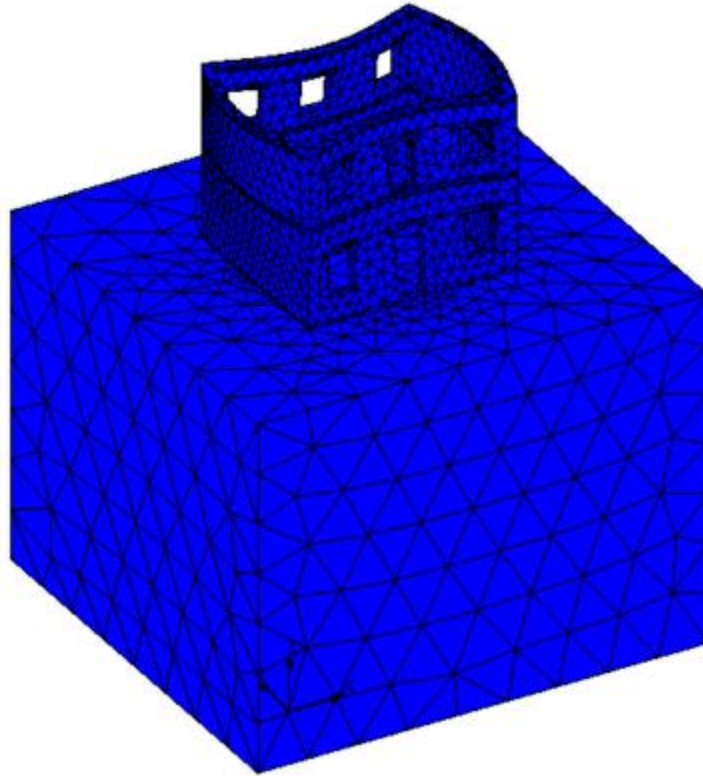
την έβδομη στον άξονα Χ'Χ ( $M_{x7}=48.23\%$ ). Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η μορφή του μοντέλου και η κατανομή της ενεργοποιημένης μάζας στις πρώτες τρεις ιδιομορφές.

**Πίνακας Α.1 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr8).**

Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)	Ιδιοπερίοδος (s)	$M_x$ (%)	$M_y$ (%)	$M_z$ (%)
1 <sup>η</sup>	8.95	0.70168	10.029413621	0.016213205	0.000000530
2 <sup>η</sup>	9.31	0.67454	0.016044395	9.695767891	0.000016110
3 <sup>η</sup>	10.1	0.62178	0.006469222	0.030040388	0.000191506
4 <sup>η</sup>	10.82	0.58041	0.000234883	0.000073985	36.932022000
5 <sup>η</sup>	10.96	0.57299	0.023095101	0.000011095	0.002628279
6 <sup>η</sup>	11.44	0.54895	0.046249620	0.006948236	0.003053552
7 <sup>η</sup>	11.77	0.53356	48.228892096	0.011159871	0.000321855
8 <sup>η</sup>	12.21	0.51433	0.012335092	48.641027124	0.000063867
9 <sup>η</sup>	12.69	0.49488	0.137476344	0.005893063	0.000062073
10 <sup>η</sup>	12.97	0.48419	0.000409123	0.243341543	0.000000285



Σχήμα Α.1 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr8).



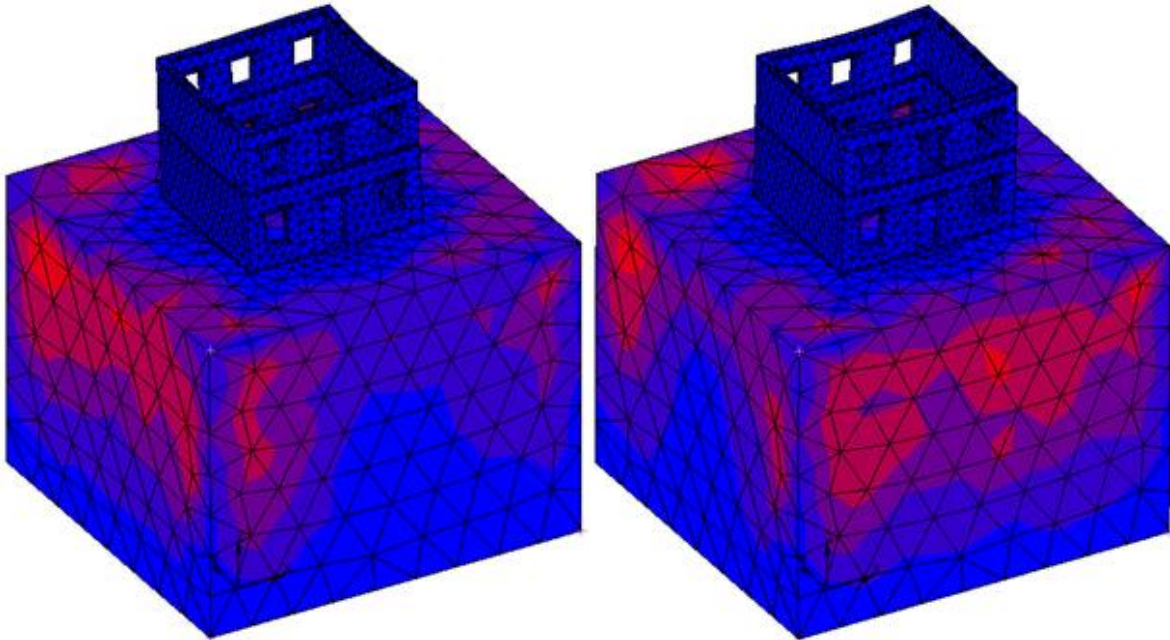
Σχήμα Α.2 Πάνω: τρίτη ιδιομορφή, κάτω: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr8).

## A.2. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=12%)

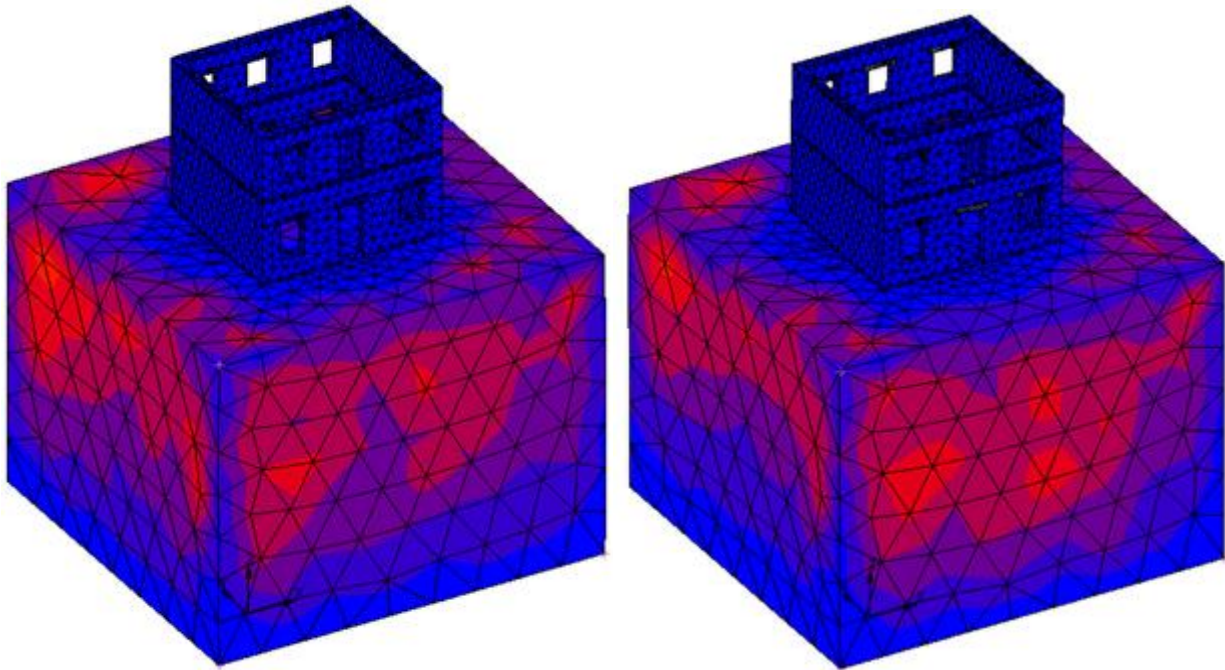
Στην παρούσα ενότητα, πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του συστήματος εδάφους με Sr=80% - κατασκευής. Η εν λόγω ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό MSC Marc. Στον Πίνακα A.2. παρουσιάζονται οι ιδιοσυχνότητες και οι ιδιοπερίοδοι των δέκα πρώτων ιδιομορφών του συστήματος εδάφους με Sr=12% - κατασκευής. Στον ίδιο πίνακα φαίνονται και τα ποσοστά της ενεργοποιημένης μάζας στις διευθύνσεις X'X, Y'Y και Z'Z. Στο αρχικό μοντέλο το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας ενεργοποιείται στην όγδοη ιδιομορφή στην διεύθυνση Y'Y ( $M_{x8}=49.11\%$ ), επομένως η ιδιοπερίοδος της όγδοης ιδιομορφής ( $T_8=0.568s$ ) είναι η θεμελιώδης. Υψηλά ποσοστά μάζας ενεργοποιούνται επίσης κατά την τρίτη ιδιομορφή στη διεύθυνση Z'Z ( $M_{x3}=46.89\%$ ) και κατά την έβδομη στον άξονα X'X ( $M_{x7}=47.81\%$ ). Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η μορφή του μοντέλου και η κατανομή της ενεργοποιημένης μάζας στις πρώτες τρεις ιδιομορφές.

Πίνακας A.2 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr12).

Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)	Ιδιοπερίοδος (s)	$M_x$ (%)	$M_y$ (%)	$M_z$ (%)
1 <sup>η</sup>	8.29	0.75754	8.188981812	0.001426229	0.000000004
2 <sup>η</sup>	8.54	0.73536	0.015810216	0.631000953	0.000032110
3 <sup>η</sup>	9.28	0.67672	0.000069089	0.000003494	46.891135019
4 <sup>η</sup>	10.05	0.62488	0.002428441	0.000265512	0.000117494
5 <sup>η</sup>	10.08	0.62302	0.034755745	0.000003383	0.000046397
6 <sup>η</sup>	10.58	0.59357	0.073039818	0.000120884	0.000533066
7 <sup>η</sup>	10.74	0.58473	47.817288638	0.000249838	0.000088880
8 <sup>η</sup>	11.05	0.56833	0.003490940	49.113963131	0.000029792
9 <sup>η</sup>	11.86	0.52951	1.452782283	0.000095239	0.000006357
10 <sup>η</sup>	12.25	0.51265	0.003787874	0.079096310	0.000005222



Σχήμα Α.3 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr12).



Σχήμα Α.4 Αριστερά: τρίτη ιδιομορφή, δεξιά: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr12).

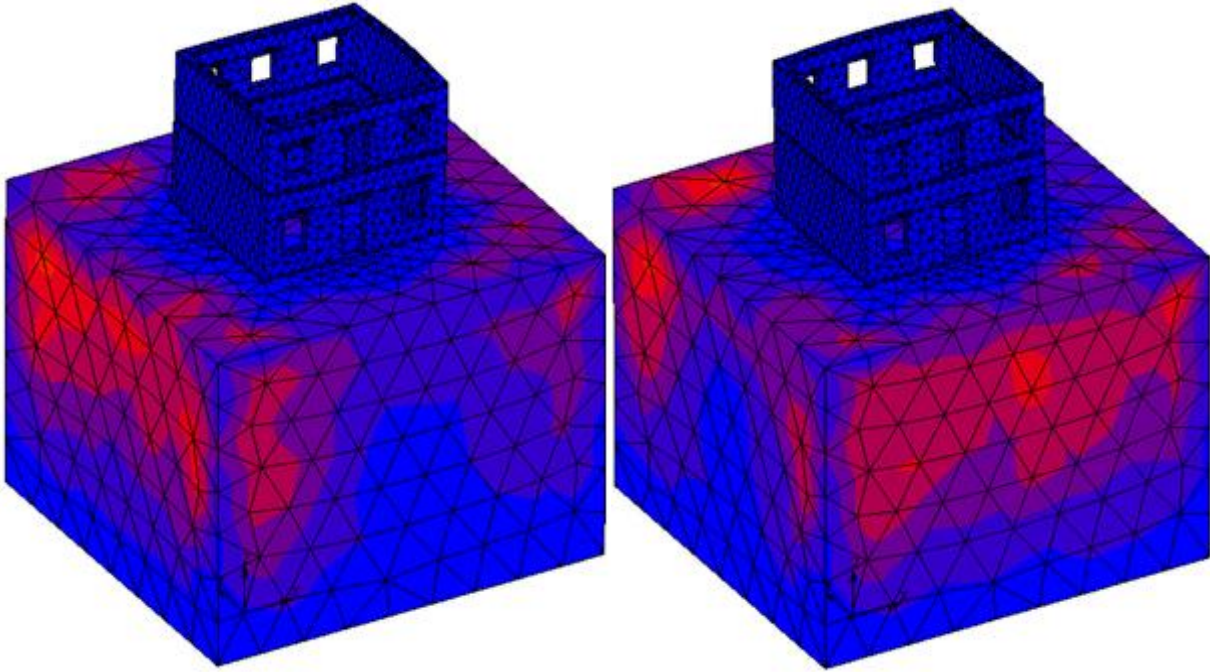


### A.3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=16%)

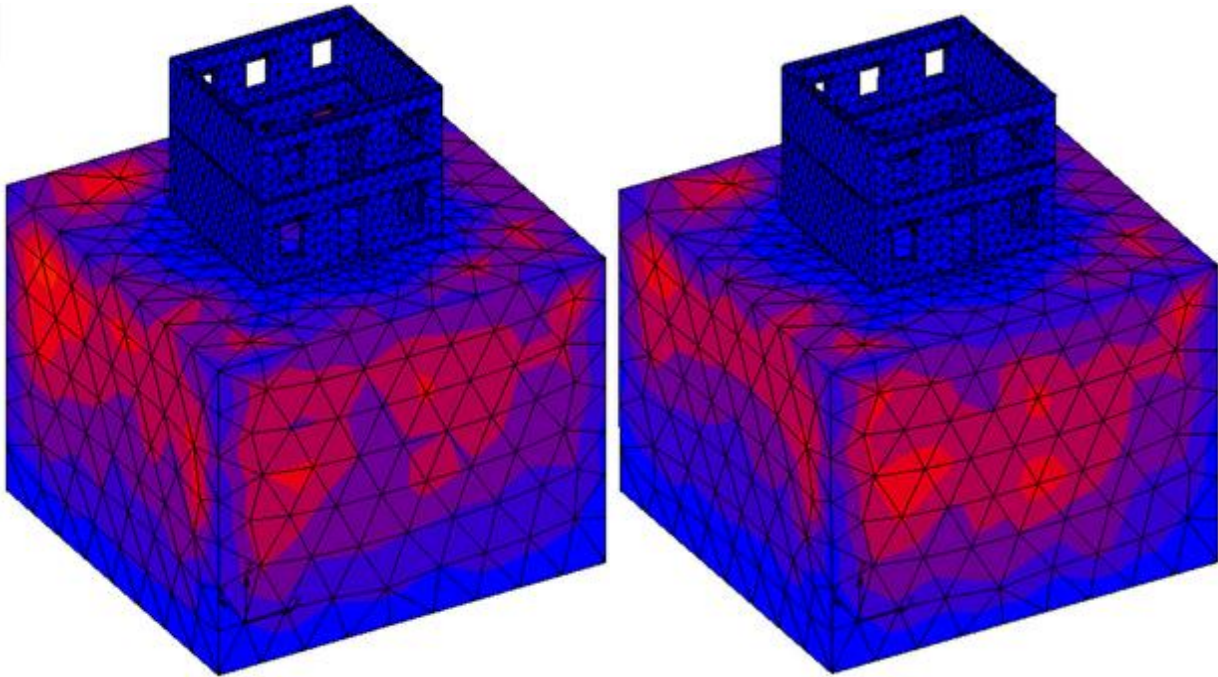
Στην παρούσα ενότητα, πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του συστήματος εδάφους με Sr=16% - κατασκευής. Η εν λόγω ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό MSC Marc. Στον Πίνακα A.3 παρουσιάζονται οι ιδοσυχνότητες και οι ιδιοπεριόδοι των δέκα πρώτων ιδιομορφών του συστήματος εδάφους με Sr=16% - κατασκευής. Στον ίδιο πίνακα φαίνονται και τα ποσοστά της ενεργοποιημένης μάζας στις διευθύνσεις X'X, Y'Y και Z'Z. Στο αρχικό μοντέλο το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας ενεργοποιείται στην όγδοη ιδιομορφή στην διεύθυνση Y'Y ( $M_{x8}=49.12\%$ ), επομένως η ιδιοπερίοδος της όγδοης ιδιομορφής ( $T_8=0.607s$ ) είναι η θεμελιώδης. Υψηλά ποσοστά μάζας ενεργοποιούνται επίσης κατά την τρίτη ιδιομορφή στη διεύθυνση Z'Z ( $M_{x3}=38.82\%$ ) και κατά την έβδομη στον άξονα X'X ( $M_{x7}=47.68\%$ ). Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η μορφή του μοντέλου και η κατανομή της ενεργοποιημένης μάζας στις πρώτες τρεις ιδιομορφές.

**Πίνακας A.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr16).**

Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)	Ιδιοπερίοδος (s)	$M_x$ (%)	$M_y$ (%)	$M_z$ (%)
1 <sup>n</sup>	7.78	0.8072	6.449933677	0.001263222	0.000000000
2 <sup>n</sup>	7.98	0.78697	0.013133817	0.630420830	0.000031774
3 <sup>n</sup>	8.36	0.7512	0.000036571	0.000003840	38.818124176
4 <sup>n</sup>	9.47	0.66315	0.050060056	0.000008536	0.000019144
5 <sup>n</sup>	9.93	0.63243	0.518276446	0.000004244	0.000225960
6 <sup>n</sup>	10.02	0.62675	0.012340096	0.000618557	0.000071219
7 <sup>n</sup>	10.03	0.62612	47.677166188	0.000292928	0.000041606
8 <sup>n</sup>	10.34	0.60735	0.004352185	49,11503211	0.000018137
9 <sup>n</sup>	11.4	0.55088	2.159374256	0.000253589	0.000008405
10 <sup>n</sup>	11.83	0.53085	0.003960840	0.119116074	0.000005730



Σχήμα Α.5 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr16).



Σχήμα Α.6 Αριστερά: τρίτη ιδιομορφή, δεξιά: δεσπόμενη ιδιομορφή (A-Sr16).

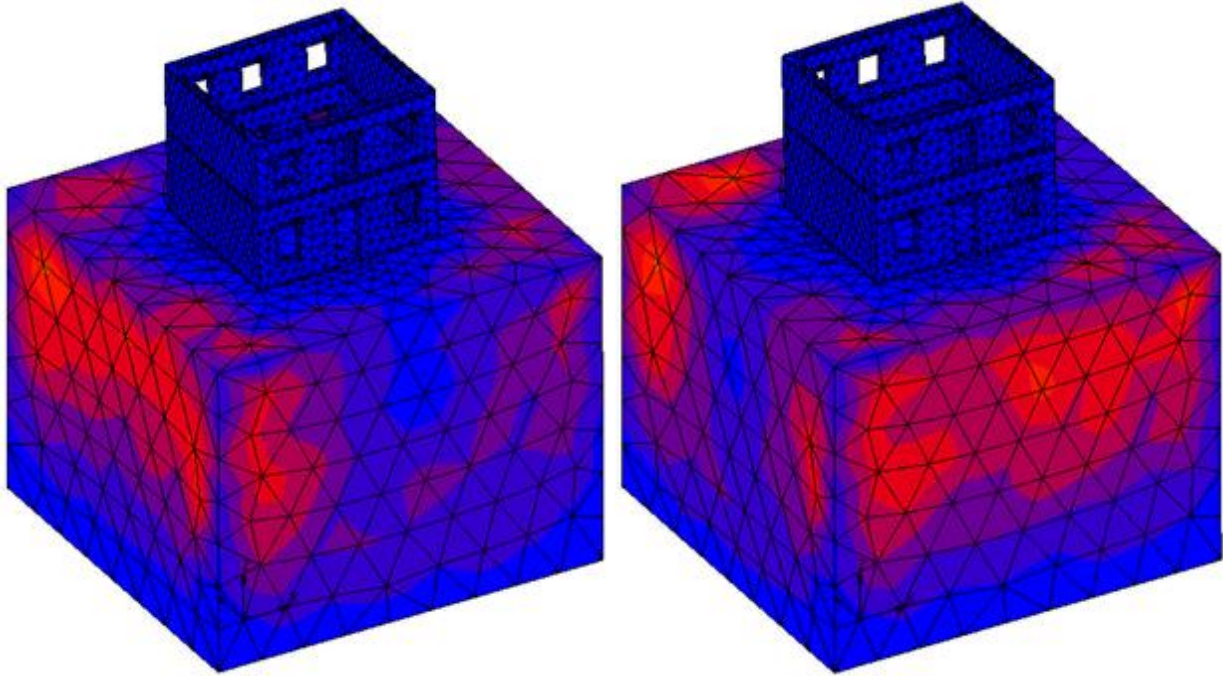
#### A.4. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=20%)

Στην παρούσα ενότητα, πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του συστήματος εδάφους με Sr=20% - κατασκευής. Η εν λόγω ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό MSC Marc. Στον Πίνακα A.4. παρουσιάζονται οι ιδοσυχνότητες και οι ιδιοπερίοδοι των δέκα πρώτων ιδιομορφών του συστήματος εδάφους με Sr=20% - κατασκευής. Στον ίδιο πίνακα φαίνονται και τα ποσοστά της ενεργοποιημένης μάζας στις διευθύνσεις X'X, Y'Y και Z'Z. Στο αρχικό μοντέλο το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας ενεργοποιείται στην όγδοη ιδιομορφή στην διεύθυνση Y'Y ( $M_{x7}=49.73\%$ ), επομένως η ιδιοπερίοδος της έβδομης ιδιομορφής ( $T_7=0.757s$ ) είναι η θεμελιώδης. Υψηλά ποσοστά μάζας ενεργοποιούνται επίσης κατά την τρίτη ιδιομορφή στη διεύθυνση Z'Z ( $M_{x3}=47.81\%$ ) και κατά την έκτη στον άξονα X'X ( $M_{x6}=49.40\%$ ). Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η μορφή του μοντέλου και η κατανομή της ενεργοποιημένης μάζας στις πρώτες τρεις ιδιομορφές.

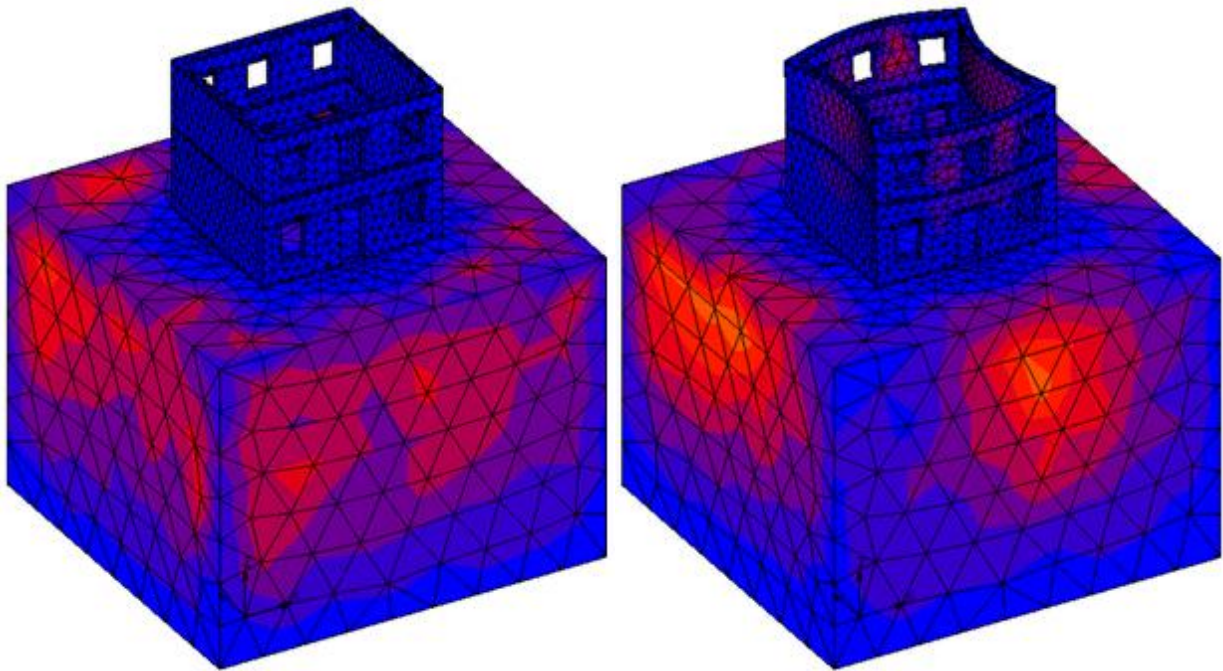
**Πίνακας A.4 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr20).**

Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)	Ιδιοπερίοδος (s)	$M_x$ (%)	$M_y$ (%)	$M_z$ (%)
1 <sup>n</sup>	6.3	0.99683	0.024985489	0.000001218	0.000068294
2 <sup>n</sup>	6.38	0.98433	0.001150132	0.034465298	0.000000096
3 <sup>n</sup>	6.87	0.91412	0.000046743	0.000083189	47.805914230
4 <sup>n</sup>	7.35	0.85442	0.030190350	0.000686932	0.000008688
5 <sup>n</sup>	7.79	0.80616	0.034257671	0.000128761	0.000485004
6 <sup>n</sup>	7.97	0.78795	49.402935086	0.019945822	0.000078208
7 <sup>n</sup>	8.3	0.75663	0.021226741	49.726565357	0.000077812
8 <sup>n</sup>	9.82	0.63951	0.019383768	0.020496413	0.001457551
9 <sup>n</sup>	10.06	0.62425	1.712682534	0.008915360	0.000074666
10 <sup>n</sup>	10.33	0.60794	0.007260790	1.260532634	0.000261656





Σχήμα Α.7 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr20).



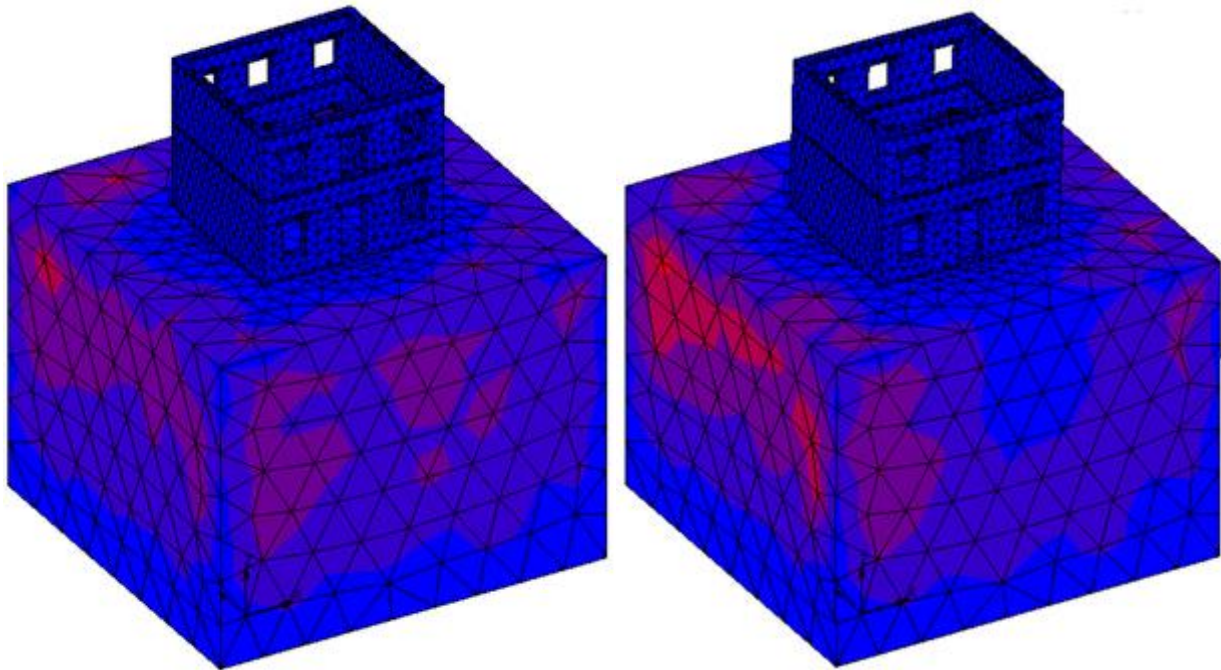
Σχήμα Α.8 Αριστερά: τρίτη ιδιομορφή, δεξιά: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr20).

### A.5. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (SR=32%)

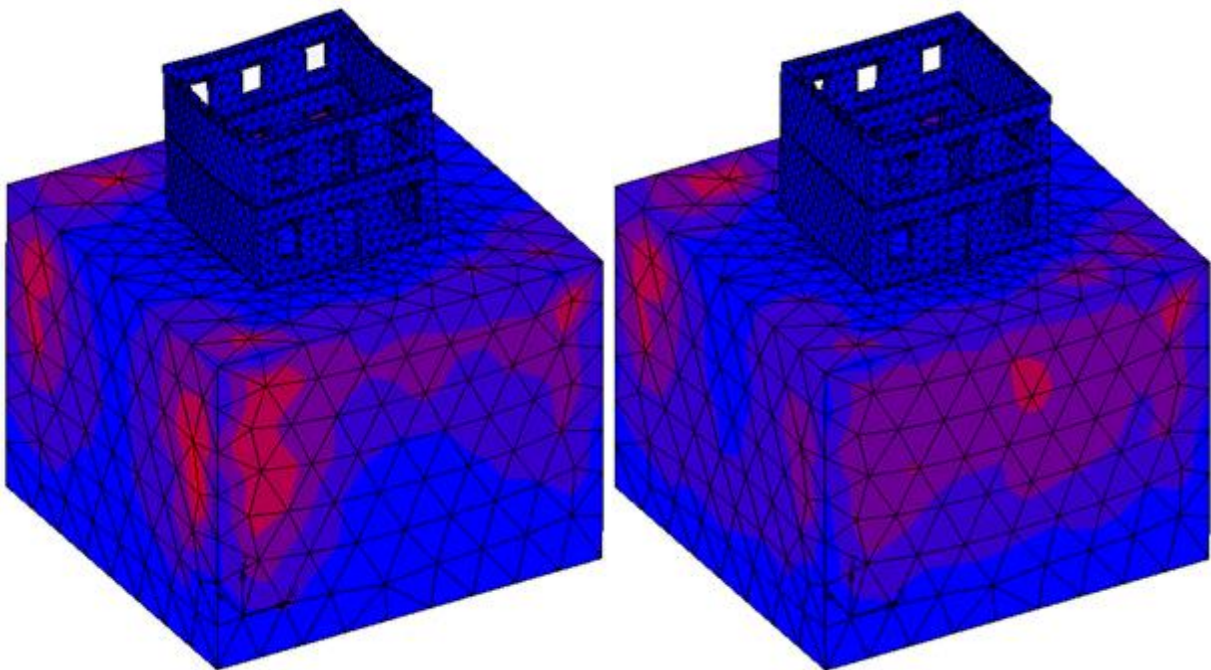
Στην παρούσα ενότητα, πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του συστήματος εδάφους με  $Sr=32\%$  - κατασκευής. Η εν λόγω ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό MSC Marc. Στον Πίνακα A.5. παρουσιάζονται οι ιδοσυχνότητες και οι ιδιοπερίοδοι των δέκα πρώτων ιδιομορφών του συστήματος εδάφους με  $Sr=32\%$  - κατασκευής. Στον ίδιο πίνακα φαίνονται και τα ποσοστά της ενεργοποιημένης μάζας στις διευθύνσεις X'X, Y'Y και Z'Z. Στο αρχικό μοντέλο το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας ενεργοποιείται στην έβδομη ιδιομορφή στην διεύθυνση Y'Y ( $M_{x7}=49.90\%$ ), επομένως η ιδιοπερίοδος της έβδομης ιδιομορφής ( $T_8=0.768s$ ) είναι η θεμελιώδης. Υψηλά ποσοστά μάζας ενεργοποιούνται επίσης κατά την τρίτη ιδιομορφή στη διεύθυνση Z'Z ( $M_{x3}=38.08\%$ ) και κατά την έκτη στον άξονα X'X ( $M_{x7}=49.62\%$ ). Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η μορφή του μοντέλου και η κατανομή της ενεργοποιημένης μάζας στις πρώτες τρεις ιδιομορφές.

**Πίνακας A.5 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr32).**

Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)	Ιδιοπερίοδος (s)	$M_x$ (%)	$M_y$ (%)	$M_z$ (%)
1 <sup>n</sup>	6.23	1.00803	0.055662125	0.000010759	0.000073755
2 <sup>n</sup>	6.31	0.99525	0.001522443	0.064044699	0.000000238
3 <sup>n</sup>	6.77	0.92762	0.000043634	0.000084129	38.082274981
4 <sup>n</sup>	7.24	0.8674	0.029667665	0.000711502	0.000011560
5 <sup>n</sup>	7.7	0.81558	0.036136638	0.000085679	0.000445986
6 <sup>n</sup>	7.86	0.79898	49.624029581	0.020530453	0.000075070
7 <sup>n</sup>	8.18	0.76773	0.021680539	49.904809476	0.000079243
8 <sup>n</sup>	9.8	0.64082	0.028338026	0.019124314	0.002883022
9 <sup>n</sup>	9.98	0.62926	1.459424858	0.008887630	0.000045808
10 <sup>n</sup>	10.25	0.61268	0.006866031	1.063545120	0.000765551



ΕΣΧΗΜΑ Α.9 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr32).



Σχήμα Α.10 Αριστερά: τρίτη ιδιομορφή, δεξιά: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr32).

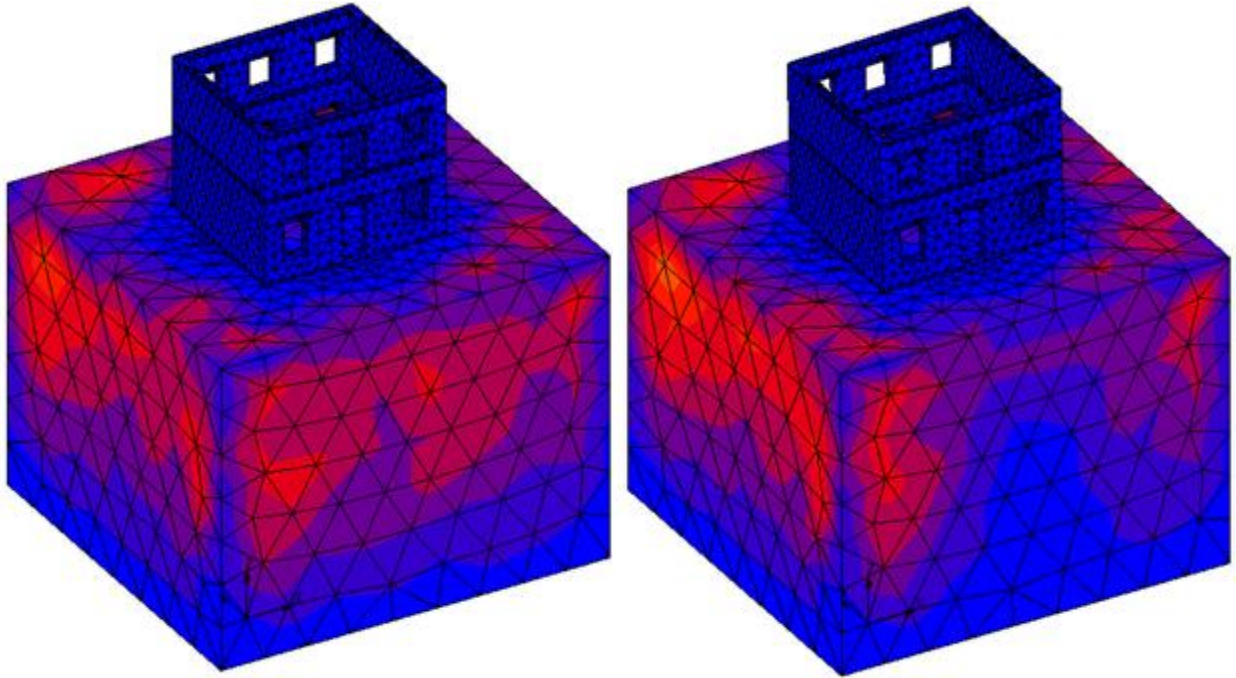
## A.6. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=54%)

Στην παρούσα ενότητα, πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του συστήματος εδάφους με Sr=54% - κατασκευής. Η εν λόγω ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό MSC Marc. Στον Πίνακα A.6. παρουσιάζονται οι ιδοσυχνότητες και οι ιδιοπερίοδοι των δέκα πρώτων ιδιομορφών του συστήματος εδάφους με Sr=54% - κατασκευής. Στον ίδιο πίνακα φαίνονται και τα ποσοστά της ενεργοποιημένης μάζας στις διευθύνσεις X'X, Y'Y και Z'Z. Στο αρχικό μοντέλο το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας ενεργοποιείται στην έβδομη ιδιομορφή στην διεύθυνση Y'Y ( $M_{x7}=47.24\%$ ), επομένως η ιδιοπερίοδος της όγδοης ιδιομορφής ( $T_7=0.888s$ ) είναι η θεμελιώδης. Υψηλά ποσοστά μάζας ενεργοποιούνται επίσης κατά την πρώτη ιδιομορφή στη διεύθυνση Z'Z ( $M_{x1}=37.13\%$ ) και κατά την έκτη στον άξονα X'X ( $M_{x7}=46.41\%$ ). Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η μορφή του μοντέλου και η κατανομή της ενεργοποιημένης μάζας στις πρώτες τρεις ιδιομορφές.

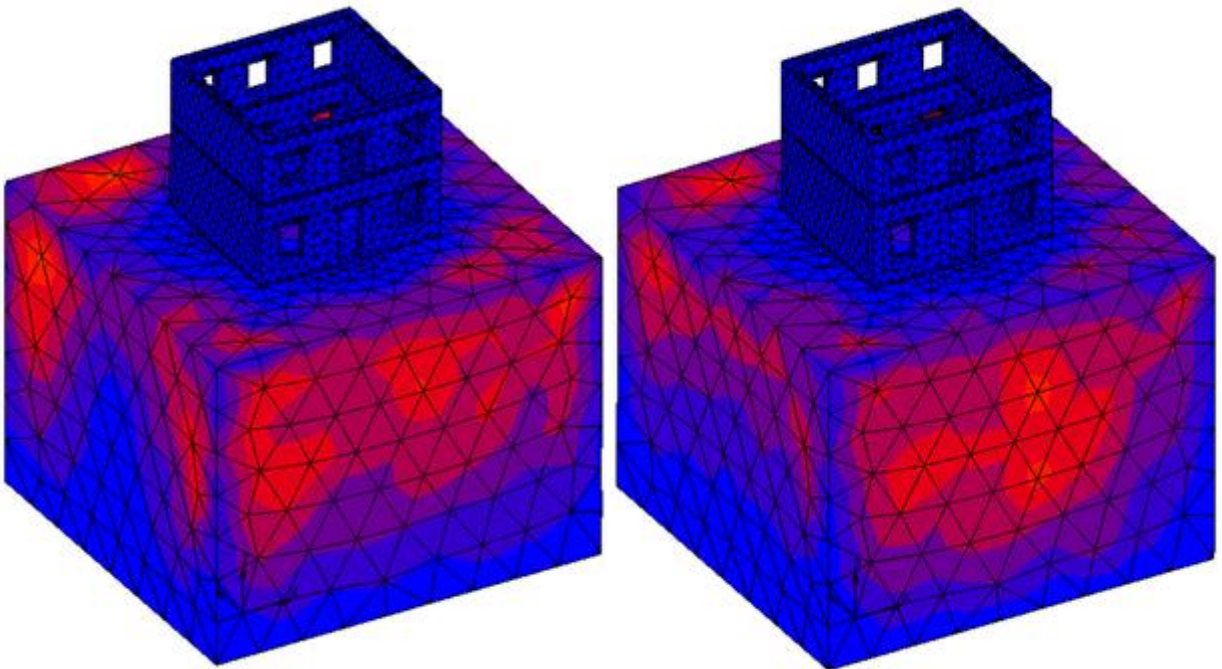
**Πίνακας A.6 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr54).**

Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)	Ιδιοπερίοδος (s)	$M_x$ (%)	$M_y$ (%)	$M_z$ (%)
1 <sup>n</sup>	4.43	1.41761	0.000000006	0.000004935	37.133735800
2 <sup>n</sup>	4.77	1.31656	4.503183624	0.002528845	0.000008530
3 <sup>n</sup>	4.86	1.29218	0.002418045	3.984485853	0.000132888
4 <sup>n</sup>	6.48	0.96914	0.000481447	0.000000003	0.000008256
5 <sup>n</sup>	6.65	0.94436	0.149240117	0.000217306	0.000000200
6 <sup>n</sup>	6.82	0.92082	46.406878751	0.000413952	0.000000580
7 <sup>n</sup>	7.07	0.88826	0.000603799	47.236606467	0.000000379
8 <sup>n</sup>	8.73	0.71936	0.386604206	0.004143984	0.000079937
9 <sup>n</sup>	8.9	0.70562	0.004074598	0.304930440	0.000027458
10 <sup>n</sup>	9.04	0.69469	0.001250937	0.000386240	0.076714822





Σχήμα Α.11 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr54).



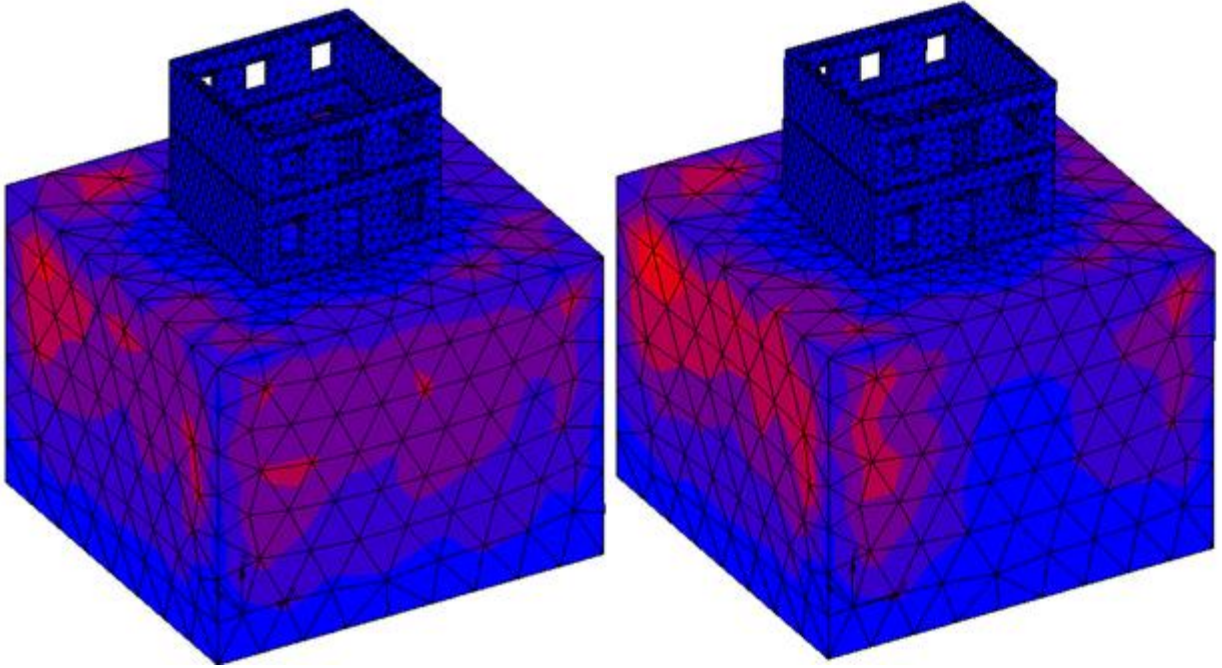
Σχήμα Α.12 Αριστερά: τρίτη ιδιομορφή, δεξιά: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr54).

### A.7. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=63%)

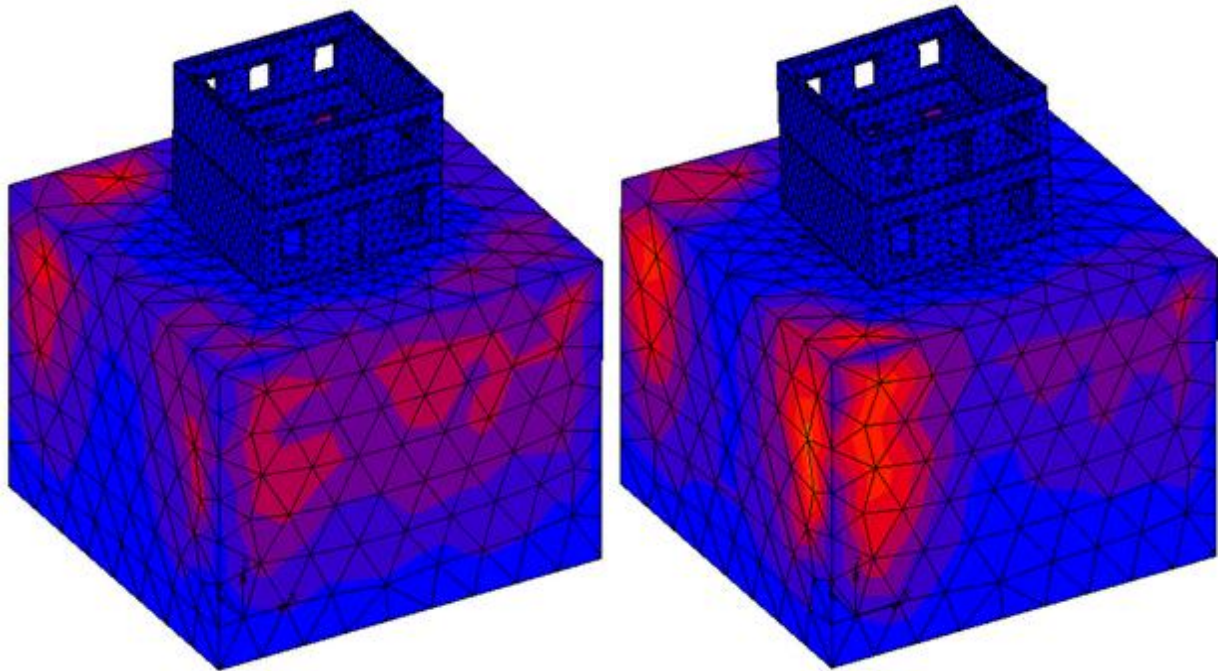
Στην παρούσα ενότητα, πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του συστήματος εδάφους με Sr=63% - κατασκευής. Η εν λόγω ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό MSC Marc. Στον Πίνακα A.7. παρουσιάζονται οι ιδοσυχνότητες και οι ιδιοπερίοδοι των δέκα πρώτων ιδιομορφών του συστήματος εδάφους με Sr=63% - κατασκευής. Στον ίδιο πίνακα φαίνονται και τα ποσοστά της ενεργοποιημένης μάζας στις διευθύνσεις X'X, Y'Y και Z'Z. Στο αρχικό μοντέλο το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας ενεργοποιείται στην έβδομη ιδιομορφή στην διεύθυνση Y'Y ( $M_{x7}=51.29\%$ ), επομένως η ιδιοπερίοδος της όγδοης ιδιομορφής ( $T_7=0.929s$ ) είναι η θεμελιώδης. Υψηλά ποσοστά μάζας ενεργοποιούνται επίσης κατά την πρώτη ιδιομορφή στη διεύθυνση Z'Z ( $M_{x1}=40.16\%$ ) και κατά την έκτη στον άξονα X'X ( $M_{x7}=50.79\%$ ). Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η μορφή του μοντέλου και η κατανομή της ενεργοποιημένης μάζας στις πρώτες τρεις ιδιομορφές.

**Πίνακας A.7 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr63).**

Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)	Ιδιοπερίοδος (s)	$M_x$ (%)	$M_y$ (%)	$M_z$ (%)
1 <sup>η</sup>	4.44	1.41441	0.000000555	0.000000435	40.166510323
2 <sup>η</sup>	4.75	1.32211	2.289657445	0.002185867	0.000003837
3 <sup>η</sup>	4.83	1.30021	0.001605748	1.952033110	0.000097446
4 <sup>η</sup>	6.23	1.00803	0.030265324	0.000135091	0.000003397
5 <sup>η</sup>	6.3	0.99683	0.053554675	0.000252537	0.000009416
6 <sup>η</sup>	6.51	0.96467	50.792230853	0.001687945	0.000002052
7 <sup>η</sup>	6.76	0.92899	0.002149476	51.290938086	0.000000584
8 <sup>η</sup>	8.55	0.7345	0.294286538	0.004953476	0.003134119
9 <sup>η</sup>	8.61	0.72938	0.014691770	0.000017978	0.091274664
10 <sup>η</sup>	8.67	0.72434	0.004574111	0.246355830	0.000268828



Σχήμα Α.13 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr63).



Σχήμα Α.14 Αριστερά: τρίτη ιδιομορφή, δεξιά: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr63).

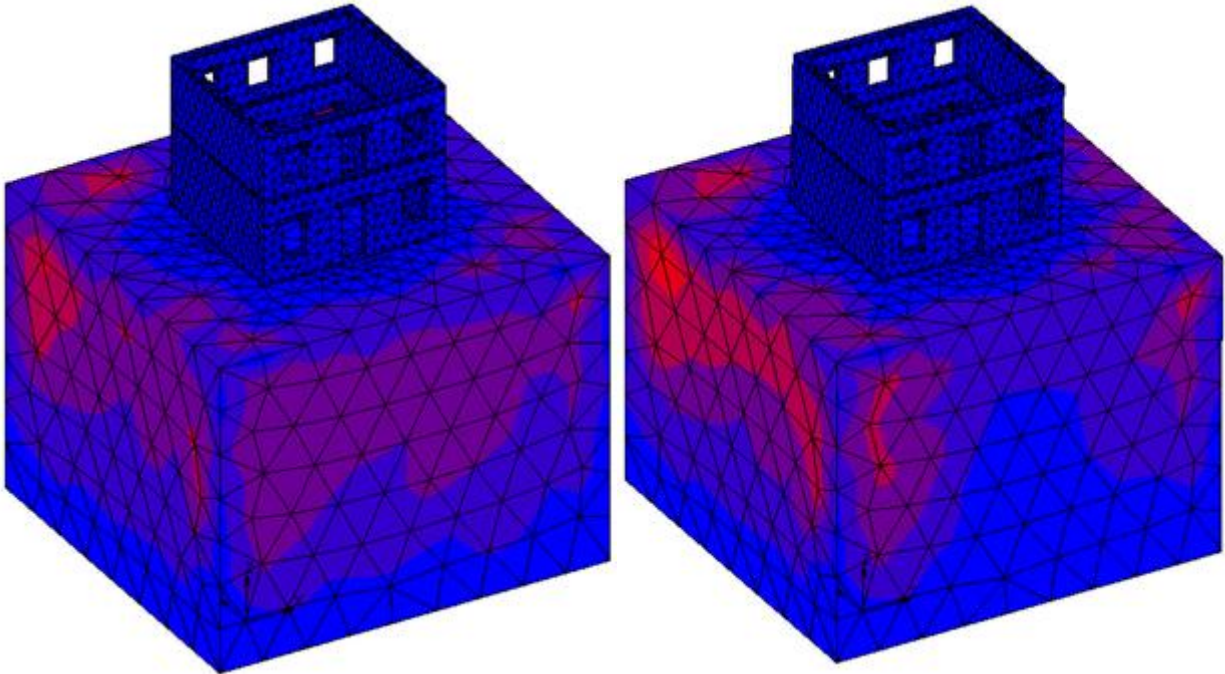
### A.8. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΑΝΩΔΟΜΗΣ (Sr=80%)

Στην παρούσα ενότητα, πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του συστήματος εδάφους με Sr=80% - κατασκευής. Η εν λόγω ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό MSC Marc. Στον Πίνακα A.8. παρουσιάζονται οι ιδοσυχνότητες και οι ιδιοπερίοδοι των δέκα πρώτων ιδιομορφών του συστήματος εδάφους με Sr=80% - κατασκευής. Στον ίδιο πίνακα φαίνονται και τα ποσοστά της ενεργοποιημένης μάζας στις διευθύνσεις X'X, Y'Y και Z'Z. Στο αρχικό μοντέλο το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας ενεργοποιείται στην έβδομη ιδιομορφή στην διεύθυνση Y'Y ( $M_{x7}=48.66\%$ ), επομένως η ιδιοπερίοδος της όγδοης ιδιομορφής ( $T_7=0.935s$ ) είναι η θεμελιώδης. Υψηλά ποσοστά μάζας ενεργοποιούνται επίσης κατά την πρώτη ιδιομορφή στη διεύθυνση Z'Z ( $M_{x1}=37.95\%$ ) και κατά την έκτη στον άξονα X'X ( $M_{x6}=47.98\%$ ). Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η μορφή του μοντέλου και η κατανομή της ενεργοποιημένης μάζας στις πρώτες τρεις ιδιομορφές.

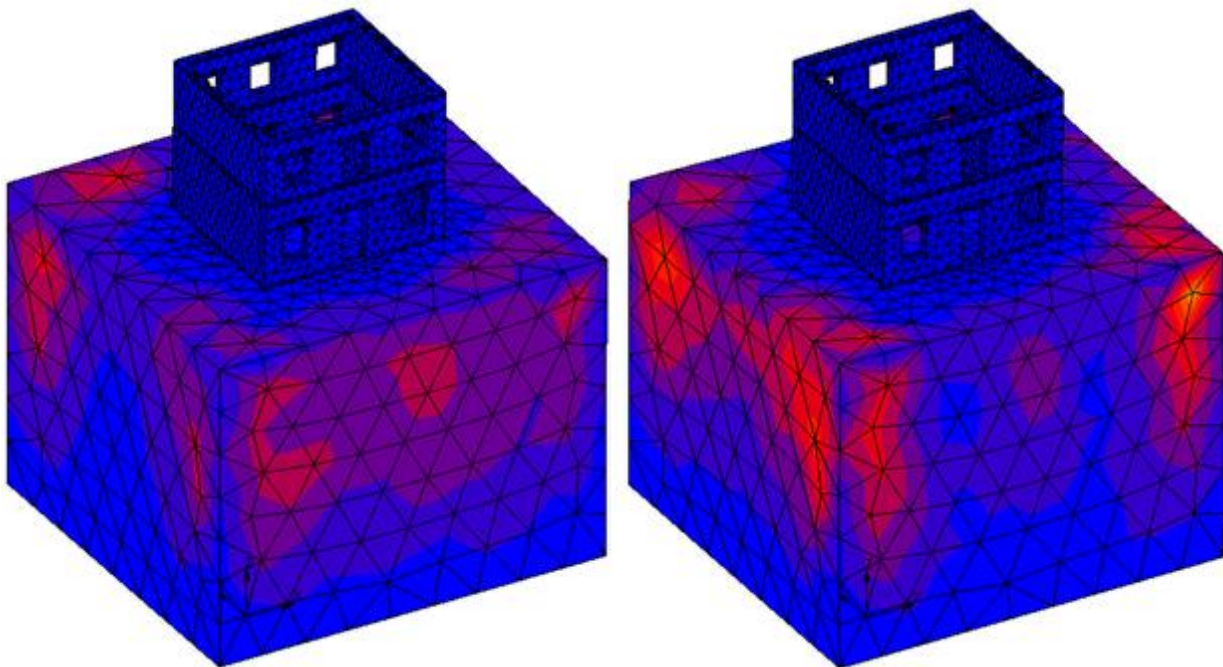
**Πίνακας A.8 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης (A-Sr80).**

Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα (Hz)	Ιδιοπερίοδος (s)	$M_x$ (%)	$M_y$ (%)	$M_z$ (%)
1 <sup>η</sup>	4.27	1.47073	0.000000085	0.000001943	37.947231363
2 <sup>η</sup>	4.62	1.35931	3.525716907	0.002120817	0.000004498
3 <sup>η</sup>	4.71	1.33333	0.001851623	3.072825044	0.000093110
4 <sup>η</sup>	6.2	1.0129	0.003269942	0.000002519	0.000006863
5 <sup>η</sup>	6.3	0.99683	0.121284111	0.000280525	0.000001123
6 <sup>η</sup>	6.48	0.96914	47.969199473	0.000681399	0.000000869
7 <sup>η</sup>	6.72	0.93452	0.000930429	48.661826252	0.000000292
8 <sup>η</sup>	8.49	0.73969	0.271001243	0.004615976	0.000991279
9 <sup>η</sup>	8.69	0.72267	0.007301692	0.001639984	0.071572866
10 <sup>η</sup>	8.62	0.72854	0.003739274	0.215711809	0.001094473





Σχήμα Α.15 Αριστερά: πρώτη ιδιομορφή, δεξιά: δεύτερη ιδιομορφή (A-Sr80).



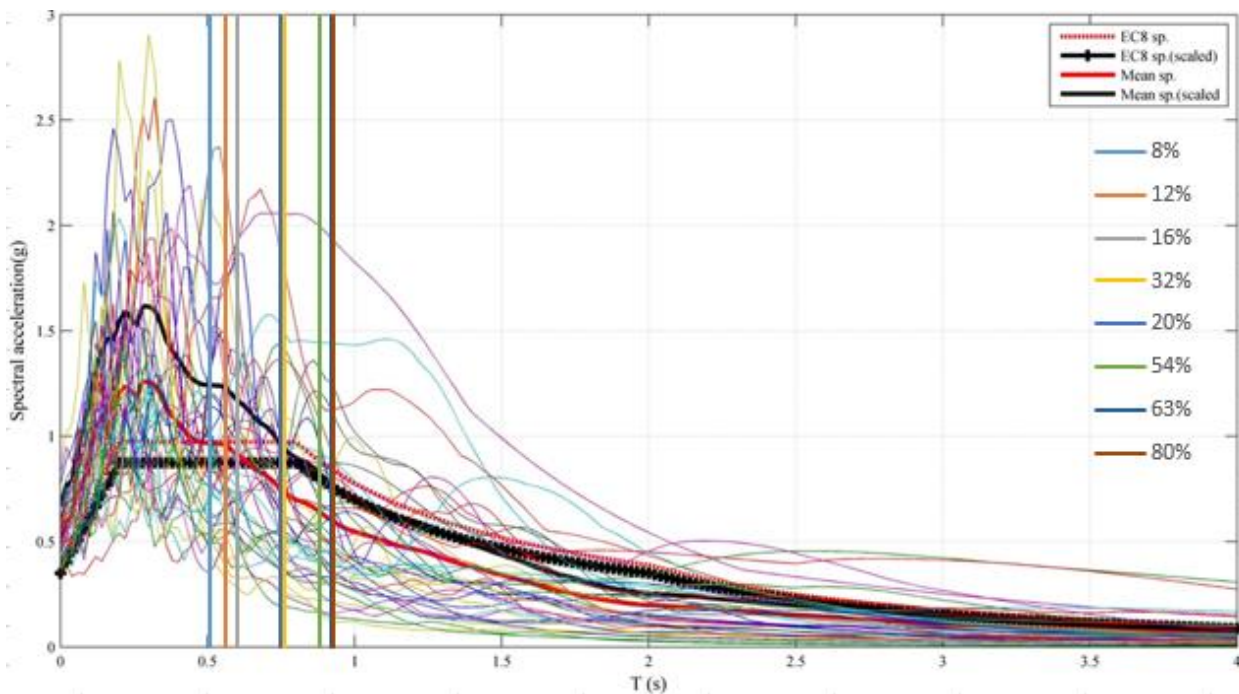
Σχήμα Α.16 Αριστερά: τρίτη ιδιομορφή, δεξιά: δεσπόζουσα ιδιομορφή (A-Sr80).

## A.9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Παρατηρήθηκαν μεγάλες διαφορές στο μέγεθος της δεσπόζουσας ιδιοπεριόδου στα εξεταζόμενα μοντέλα. Η ιδιοπερίοδος των μοντέλων στα οποία η κατασκευή εδράζεται σε σχετικά ξηρό έδαφος (A-Sr8, A-Sr12, A-Sr16) κυμαίνεται σε κοντινά επίπεδα με την ιδιοπερίοδο της ανωδομής (0.526s). Αντίθετα στα υπόλοιπα μοντέλα, η ιδιοπερίοδος αυξάνεται με την αύξηση του βαθμού κορεσμού (Πίνακας A.9). Το γεγονός αυτό μπορεί να δικαιολογήσει εν μέρει την μεταβολή της απόκρισης της κατασκευής ανάλογα με τον βαθμό κορεσμού κατά τις προσαυξητικές δυναμικές αναλύσεις καθώς η επιλογή των χρονοϊστοριών έγινε βάσει της ιδιοπεριόδου μεμονωμένα της ανωδομής.

Πίνακας A.9 Συγκεντρωτικός πίνακας ιδιοπεριόδων μοντέλων

Βαθμός κορεσμού Sr (%)	Δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος (s)
<b>8</b>	0.514
<b>12</b>	0.568
<b>16</b>	0.607
<b>20</b>	0.757
<b>32</b>	0.768
<b>54</b>	0.888
<b>63</b>	0.929
<b>80</b>	0.935



Σχήμα A.17 Τομή φασμάτων επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων με τις δεσπόζουσες ιδιοπεριόδους των μοντέλων

Όπως φαίνεται από το φάσμα σχεδιασμού, όσο αυξάνεται πάνω από τα 0,526sec η ιδιοπερίοδος του συστήματος, τόσο μειώνεται η “καταστρεπτικότητα” των επιλεγμένων επιταχυνσιογραφημάτων λόγω της απότομης μείωσης της φασματικής επιτάχυνσης, η οποία, από τα 0.97g όταν η κατασκευή εδράζεται σε έδαφος με βαθμό κορεσμού 8%, μειώνεται περίπου στα 0.6g για βαθμό κορεσμού 80%. Για να εξεταστεί περαιτέρω η επιρροή της ιδιοπεριόδου του συστήματος στην απόκριση της συνολικής κατασκευής προτείνεται η πραγματοποίηση νέων προσαυξητικών αναλύσεων κατά τις οποίες η κλιμάκωση των χρονοϊστοριών θα γίνεται βάσει της ιδιοπεριόδου του συστήματος εδάφους – κατασκευής και όχι μόνο της ανωδομής.



# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Στο παρόν παράρτημα παρουσιάζονται σε πίνακες οι σχετικές μετακινήσεις της κατασκευής σε κάθε βήμα κλιμάκωσης. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται οι μετακινήσεις σε όλα τα βήματα κλιμάκωσης και τους βαθμούς κορεσμού στις διευθύνσεις Χ'Χ και Υ'Υ για κάθε εξεταζόμενη σεισμική διέγερση ξεχωριστά.

### Β.1 ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ

Πίνακας Β.1 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (CHALFANTAZAK)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ CHALFANTAZAK Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	6.330	10.308	12.002	12.994	2.272	2.103	2.215	1.823
0.2	11.297	20.802	30.394	26.013	9.026	8.985	8.785	9.144
0.3	17.855	37.331	67.796	45.332	12.942	12.273	11.596	12.276
0.4	25.975	61.531	110.287	72.625	18.571	17.721	17.66	16.927
0.5	36.029	100.948	153.758	100.721	27.848	26.592	26.386	25.543
0.6	53.614	144.235	195.572	136.878	32.967	33.640	33.426	34.529
0.7	68.247	199.219	240.562	179.229	43.800	43.904	42.550	45.362
0.8	84.190	249.272	284.136	219.153	53.460	54.893	53.492	57.726
0.9	97.328	304.990	329.014	246.906	61.867	66.137	65.726	70.817
1	119.67	371.486	371.719	295.942	71.267	77.667	77.1377	84.595

Πίνακας Β.2 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (CHALFANTAZAK)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ CHALFANTAZAK Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	4.588	6.511	10.767	13.070	2.222	2.223	2.200	2.248
0.2	7.926	18.066	40.515	46.207	8.833	8.548	8.277	8.534
0.3	15.325	39.946	81.425	81.079	16.053	15.363	14.870	15.164
0.4	27.337	67.222	122.123	123.881	26.685	26.888	27.129	26.851
0.5	37.744	108.132	160.551	181.223	38.976	39.887	40.672	40.012
0.6	57.508	152.626	202.809	246.554	50.058	53.033	54.256	54.786
0.7	77.583	214.375	249.730	319.349	66.936	69.078	70.159	70.139
0.8	101.937	275.010	295.707	385.263	82.871	86.056	87.243	88.054
0.9	122.988	351.913	344.074	421.219	99.881	104.088	105.373	107.011
1.0	159.700	438.625	384.560	521.054	118.739	123.826	125.275	127.465

Πίνακας Β.3 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (CHALFANTAZAK)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ CHALFANTAZAK								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	1	0	0	0	0	0	0	0
0.1	7.818	12.193	16.124	18.430	3.178	3.060	3.122	2.894
0.2	13.80	27.552	50.648	53.026	12.629	12.401	12.070	12.507
0.3	23.530	54.674	105.954	92.891	20.622	19.663	18.858	19.511
0.4	37.709	91.131	164.552	143.599	32.511	32.202	32.372	31.741
0.5	52.180	147.929	222.302	207.331	47.902	47.938	48.481	47.470
0.6	78.623	209.996	281.744	282.000	59.938	62.803	63.725	64.759
0.7	103.328	292.651	346.749	366.206	79.993	81.849	82.053	83.530
0.8	132.208	371.169	410.092	443.233	98.618	102.07	102.336	105.289
0.9	156.840	465.684	476.064	488.250	117.489	123.322	124.190	128.321
1	199.564	574.799	534.847	599.232	138.484	146.168	147.118	152.983

Πίνακας Β.4 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (COALINGA\_H-PV)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ COALINGA_H-PV Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	7.933	8.639	11.836	5.894	9.053	8.661	8.261	8.668
0.2	23.776	12.746	15.937	16.635	14.926	13.714	13.625	12.590
0.3	53.693	18.810	25.338	26.961	21.842	23.041	23.215	24.065
0.4	85.185	25.998	36.133	31.904	33.991	35.150	34.570	36.887
0.5	120.856	32.567	46.230	39.268	48.972	51.522	52.073	53.522
0.6	160.978	38.628	63.788	41.309	66.214	69.980	70.763	72.963
0.7	214.924	52.553	83.653	43.268	86.868	92.464	94.523	96.000
0.8	270.528	65.037	104.428	53.735	107.220	115.272	118.312	120.285
0.9	316.870	79.780	127.290	59.266	132.867	139.245	139.441	145.426
1	387.251	94.158	149.309	65.935	155.683	164.098	166.573	170.039

Πίνακας Β.5 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (COALINGA\_H-PV)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ COALINGA_H-PV Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	18.350	4.809	5.587	6.133	5.301	5.680	5.832	5.906
0.2	74.715	10.682	8.004	19.319	10.759	14.310	15.844	16.326
0.3	150.603	22.095	17.407	35.719	30.140	34.671	35.222	38.650
0.4	242.365	36.453	33.992	53.868	52.437	60.534	61.433	67.732
0.5	345.989	53.544	49.232	79.580	80.949	93.421	94.883	104.431
0.6	444.494	72.557	78.676	104.142	114.263	131.025	130.946	147.867
0.7	559.436	103.304	111.168	123.791	151.872	176.004	179.105	197.034
0.8	666.517	127.916	147.554	155.832	192.197	224.037	227.986	251.928
0.9	755.229	160.220	189.040	183.878	239.640	277.715	284.028	309.477
1.0	876.909	188.662	231.708	210.793	281.641	326.908	329.425	369.659



Πίνακας Β.6 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (COALINGA\_H-PV)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ COALINGA_H-PV								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	19.991	9.888	13.088	8.506	10.490	10.357	10.112	10.489
0.2	78.407	16.630	17.834	25.494	18.399	19.820	20.896	20.617
0.3	159.888	29.017	30.741	44.752	37.222	41.628	42.184	45.530
0.4	256.899	44.774	49.609	62.607	62.490	69.999	70.492	77.125
0.5	366.490	62.670	67.535	88.741	94.610	106.686	108.233	117.347
0.6	472.746	82.199	101.286	112.035	132.062	148.542	148.843	164.889
0.7	599.300	115.903	139.126	131.134	174.961	198.814	202.517	219.177
0.8	719.326	143.500	180.769	164.836	220.081	251.953	256.857	279.171
0.9	819.010	178.984	227.901	193.193	274.009	310.668	316.411	341.943
1	958.610	210.853	275.648	220.864	321.806	365.783	369.144	406.892

Πίνακας Β.7 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (IMPVALL\_H-E05)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E05 Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	8.205	8.006	3.950	6.841	7.981	9.208	9.499	10.145
0.2	17.773	11.994	15.349	19.374	16.349	17.023	13.625	21.094
0.3	33.544	23.038	24.292	29.115	26.987	30.876	32.463	33.177
0.4	85.154	38.462	42.443	49.904	27.293	61.243	76.636	79.800
0.5	85.154	38.462	42.008	47.794	33.719	63.385	76.636	79.800
0.6	150.494	61.597	66.106	67.158	52.452	96.847	112.362	125.726
0.7	150.494	61.597	107.177	62.378	54.428	103.075	120.420	134.378
0.8	184.473	75.722	79.309	80.560	69.289	113.897	138.022	134.378
0.9	220.261	93.199	96.700	93.337	80.925	141.191	160.763	181.886
1	263.104	104.464	113.667	106.926	91.071	160.510	185.480	204.978



Πίνακας Β.8 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (IMPVALL\_H-E05)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E05 Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	5.528	3.884	1.570	6.647	10.711	11.551	15.413	8.530
<b>0.2</b>	22.987	12.529	15.747	16.927	16.786	17.130	15.844	18.760
<b>0.3</b>	50.049	25.692	32.390	32.362	30.738	35.286	37.307	37.813
<b>0.4</b>	123.448	62.019	64.084	80.370	26.180	68.225	87.598	90.898
<b>0.5</b>	123.448	62.019	63.255	78.254	30.092	69.529	87.598	90.898
<b>0.6</b>	217.303	121.998	111.592	107.468	36.914	107.894	136.545	150.223
<b>0.7</b>	217.303	121.998	62.460	111.576	38.076	115.496	147.055	161.356
<b>0.8</b>	262.215	156.582	137.838	117.032	54.049	129.344	172.627	161.356
<b>0.9</b>	308.216	202.501	164.206	121.032	61.984	162.658	199.336	226.655
<b>1.0</b>	359.679	236.578	192.772	125.014	70.188	181.071	222.042	250.983

Πίνακας Β.9 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (IMPVALL\_H-E05)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E05								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	9.894	8.898	4.251	9.538	13.357	14.773	18.105	13.254
<b>0.2</b>	29.056	17.345	21.990	25.727	23.433	24.150	20.896	28.229
<b>0.3</b>	60.250	34.508	40.487	43.531	40.904	46.887	49.454	50.304
<b>0.4</b>	149.969	72.977	76.864	94.603	37.819	91.681	116.389	120.956
<b>0.5</b>	149.969	72.977	75.933	91.695	45.194	94.085	116.389	120.956
<b>0.6</b>	264.327	136.666	129.703	126.726	64.139	144.984	176.832	195.893
<b>0.7</b>	264.327	136.666	124.049	127.829	66.424	154.802	190.069	209.984
<b>0.8</b>	320.603	173.930	159.026	142.079	87.876	172.343	221.021	209.984
<b>0.9</b>	378.830	222.918	190.564	152.841	101.935	215.390	256.085	290.612
<b>1</b>	445.637	258.615	223.788	164.504	114.979	241.971	289.319	324.050

Πίνακας Β.10 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (IMPVALL\_H-BCR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-BCR Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	6.662	3.508	6.996	8.981	3.159	3.743	3.807	4.263
<b>0.2</b>	9.995	8.256	13.133	22.094	11.742	9.583	8.359	8.649
<b>0.3</b>	20.758	32.041	21.221	33.136	17.645	13.197	11.083	10.861
<b>0.4</b>	33.489	50.168	28.503	41.420	29.260	18.795	14.011	13.113
<b>0.5</b>	50.759	73.553	36.571	60.386	30.245	21.757	17.601	17.426
<b>0.6</b>	64.584	78.912	6.952	80.245	40.702	35.906	27.913	39.103
<b>0.7</b>	83.913	98.559	53.872	94.171	40.702	40.619	38.525	42.631
<b>0.8</b>	117.513	143.924	70.357	114.327	48.824	42.754	39.964	39.474
<b>0.9</b>	142.964	169.373	81.482	133.526	56.568	52.344	50.280	50.184
<b>1</b>	169.427	196.090	100.906	140.734	64.803	60.699	57.134	60.158

Πίνακας Β.11 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (IMPVALL\_H-BCR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-BCR Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	5.366	3.049	4.992	8.757	2.769	3.205	3.830	3.017
<b>0.2</b>	16.335	4.654	11.434	23.673	7.360	7.318	6.796	7.800
<b>0.3</b>	36.282	56.953	21.289	43.559	14.070	12.332	10.627	12.299
<b>0.4</b>	62.228	93.750	34.290	54.867	34.060	23.441	17.369	18.894
<b>0.5</b>	93.170	139.154	49.638	76.897	34.944	29.316	25.081	27.923
<b>0.6</b>	109.330	190.361	63.924	91.948	46.725	35.977	33.036	28.171
<b>0.7</b>	145.018	234.923	83.913	103.710	46.725	38.971	40.020	30.168
<b>0.8</b>	200.912	281.016	111.420	124.313	50.884	60.748	64.143	67.216
<b>0.9</b>	232.660	328.268	131.324	142.563	52.623	72.851	81.303	84.626
<b>1</b>	271.589	374.701	159.466	144.189	54.354	84.098	94.879	103.060

Πίνακας Β.12 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (IMPVALL\_H-BCR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-BCR								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	8.554	4.648	8.595	12.544	4.201	4.928	5.401	5.223
<b>0.2</b>	19.150	9.478	17.413	32.381	13.858	12.058	10.773	11.647
<b>0.3</b>	41.800	65.347	30.060	54.731	22.569	18.062	15.355	16.408
<b>0.4</b>	70.667	106.330	44.589	68.746	44.902	30.045	22.315	22.998
<b>0.5</b>	106.100	157.397	61.656	97.773	46.215	36.508	30.641	32.914
<b>0.6</b>	126.981	206.069	64.301	122.040	61.967	50.829	43.249	48.194
<b>0.7</b>	167.546	254.760	99.717	140.086	61.967	56.291	55.550	52.225
<b>0.8</b>	232.755	315.728	131.775	168.891	70.519	74.284	75.574	77.950
<b>0.9</b>	273.074	369.387	154.548	195.329	77.260	89.705	95.594	98.387
<b>1</b>	320.103	422.909	188.710	201.486	84.580	103.715	110.753	119.333

Πίνακας Β.13 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (BIGBEARBLC)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ BIGBEARBLC Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	0.752	0.680	0.773	0.907	0.781	0.813	0.816	0.843
<b>0.2</b>	5.216	1.559	5.380	1.843	1.597	1.677	1.692	1.743
<b>0.3</b>	7.497	9.069	9.934	3.686	2.732	3.514	3.722	4.087
<b>0.4</b>	9.111	9.022	10.786	10.857	7.196	7.622	7.912	7.759
<b>0.5</b>	8.935	9.633	11.522	11.991	9.984	10.198	10.200	10.410
<b>0.6</b>	10.853	9.749	12.960	25.687	15.032	17.644	17.799	20.101
<b>0.7</b>	8.918	10.323	7.944	6.609	6.642	6.683	6.777	6.630
<b>0.8</b>	11.646	9.255	14.394	21.311	12.975	14.463	14.673	15.740
<b>0.9</b>	13.022	14.995	16.937	25.001	14.137	16.251	16.415	18.200
<b>1</b>	15.566	18.225	22.099	25.845	15.201	17.700	17.799	20.101

Πίνακας Β.14 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (BIGBEARBLC)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ BIGBEARBLC Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0.367	0.292	0.413	1.151	0.616	0.664	0.677	0.699
0.2	2.962	0.814	1.821	2.361	1.238	1.334	1.358	1.406
0.3	4.065	5.245	5.384	3.447	2.129	2.506	2.734	2.655
0.4	7.331	8.174	6.661	10.282	6.403	6.417	6.647	6.202
0.5	9.404	9.247	6.642	14.711	6.906	7.185	7.010	7.640
0.6	7.329	11.068	7.016	30.993	15.920	16.721	17.308	16.935
0.7	5.994	3.891	3.754	16.663	10.152	10.236	10.615	9.941
0.8	20.438	7.320	10.573	27.612	10.716	10.927	11.158	10.908
0.9	24.823	13.304	13.920	25.530	13.250	13.395	13.535	13.401
1	30.371	14.919	17.157	28.768	16.124	16.789	17.308	16.935

Πίνακας Β.15 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (BIGBEARBLC)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ BIGBEARBLC								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0.837	0.741	0.876	1.465	0.995	1.050	1.060	1.095
0.2	5.998	1.759	5.680	2.995	2.021	2.143	2.170	2.239
0.3	8.528	10.476	11.299	5.047	3.463	4.316	4.618	4.873
0.4	11.694	12.174	12.677	14.954	9.632	9.964	10.333	9.933
0.5	12.972	13.353	13.300	18.979	12.140	12.475	12.377	12.913
0.6	13.096	14.750	14.737	40.254	21.896	24.308	24.827	26.284
0.7	10.745	11.032	8.786	17.926	12.132	12.224	12.594	11.949
0.8	23.523	11.800	17.860	34.880	16.827	18.127	18.434	19.151
0.9	28.031	20.046	21.923	35.733	19.376	21.060	21.276	22.601
1	34.128	23.553	27.977	38.673	22.160	24.396	24.827	26.284

Πίνακας Β.16 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (LOMAP\_CAP)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ LOMAP_CAP Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	3.041	11.349	16.034	9.212	5.5832	4.083	3.512	3.153
<b>0.2</b>	11.880	27.466	38.732	22.991	13.425	11.501	10.521	10.55803
<b>0.3</b>	23.852	47.112	66.494	31.491	19.086	14.188	11.584	11.8953
<b>0.4</b>	34.028	70.828	93.317	45.224	27.409	21.140	18.017	17.9951
<b>0.5</b>	50.287	93.619	129.3	59.840	36.267	28.219	24.316	24.0743
<b>0.6</b>	69.112	132.355	174.778	78.434	47.536	37.010	32.003	31.4932
<b>0.7</b>	87.070	151.472	200.740	80.501	53.306	44.671	41.485	39.2217
<b>0.8</b>	111.750	183.010	238.920	102.315	56.542	51.018	49.580	46.9319
<b>0.9</b>	136.271	205.947	279.690	100.215	67.182	61.674	60.133	57.7085
<b>1</b>	160.838	251.082	322.465	104.717	70.765	70.499	72.584	68.1488

Πίνακας Β.17 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (LOMAP\_CAP)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ LOMAP_CAP Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	5.977	10.847	21.471	7.113	3.092	2.642	1.770	3.065
<b>0.2</b>	14.243	35.480	72.966	27.662	11.646	8.137	6.398	6.367
<b>0.3</b>	28.785	69.422	123.880	41.225	17.924	13.268	10.829	11.050
<b>0.4</b>	52.775	118.695	178.176	70.655	30.719	24.660	21.268	21.993
<b>0.5</b>	77.419	178.712	254.486	104.035	45.233	37.421	33.063	33.968
<b>0.6</b>	106.936	265.623	359.302	157.559	68.504	55.797	49.350	49.537
<b>0.7</b>	147.629	334.747	420.398	144.302	69.373	66.485	64.753	65.329
<b>0.8</b>	191.771	420.904	515.738	189.197	73.852	79.410	82.022	82.356
<b>0.9</b>	240.353	490.038	610.056	195.164	94.737	98.453	99.374	101.247
<b>1</b>	295.413	586.413	709.238	219.885	97.055	110.992	116.442	119.479

Πίνακας Β.18 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (LOMAP\_CAP)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ LOMAP_CAP								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	6.707	15.700	26.797	11.639	6.382	4.864	3.933	4.398
<b>0.2</b>	18.547	44.869	82.609	35.970	17.772	14.089	12.314	12.329
<b>0.3</b>	37.383	83.899	140.598	51.876	26.182	19.425	15.858	16.236
<b>0.4</b>	62.795	138.221	201.134	83.889	41.170	32.481	27.874	28.416
<b>0.5</b>	92.318	201.749	285.450	120.017	57.976	46.868	41.042	41.634
<b>0.6</b>	127.325	296.772	399.557	176.003	83.382	66.956	58.819	58.700
<b>0.7</b>	171.393	367.422	465.866	165.237	87.489	80.099	76.902	76.198
<b>0.8</b>	221.955	458.969	568.391	215.090	93.012	94.386	95.843	94.790
<b>0.9</b>	276.296	531.556	671.115	219.390	116.140	116.175	116.152	116.538
<b>1</b>	336.360	637.905	779.103	243.547	120.114	131.489	137.212	137.548

Πίνακας Β.19 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις X'X (LOMAP\_G)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ LOMAP_G X'X								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	6.54073	1.7854	6.8392	3.387566	2.0531	1.69042	1.57655	1.44165
<b>0.2</b>	13.6818	16.1144	16.0275	16.60527	9.6992	6.56523	4.507	5.4895
<b>0.3</b>	20.8729	31.6193	32.847	27.39611	16.604	11.2374	8.2789	8.8296
<b>0.4</b>	33.1358	51.7856	51.5015	51.3216	30.572	16.9112	9.9673	10.1944
<b>0.5</b>	47.3736	74.4202	69.3032	73.55387	46.565	24.8702	14.0556	13.9897
<b>0.6</b>	64.6385	97.4815	86.8141	108.9772	66.047	34.501	19.6862	17.7701
<b>0.7</b>	82.059	123.33	104.516	148.7789	90.169	47.274	26.634	25.0191
<b>0.8</b>	101.876	149.341	125.633	195.0482	118.21	61.177	33.302	32.018
<b>0.9</b>	120.445	175.136	147.213	242.3091	146.85	75.7787	40.839	39.643
<b>1</b>	143.486	203.772	170.036	289.6625	175.55	89.1343	48.01	43.84

Πίνακας Β.20 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (LOMAP\_G)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ LOMAP_G Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	4.778	1.176	5.223	5.533	2.406	2.374	2.338	2.380
<b>0.2</b>	12.743	12.451	14.149	29.936	12.101	8.771	7.065	7.147
<b>0.3</b>	24.613	27.042	29.768	54.433	23.667	15.363	11.399	11.023
<b>0.4</b>	40.005	43.713	43.480	87.782	36.667	21.575	14.250	13.807
<b>0.5</b>	56.911	60.369	58.563	109.457	50.123	29.650	19.296	19.532
<b>0.6</b>	70.985	79.435	74.634	152.037	66.103	39.270	27.195	24.513
<b>0.7</b>	88.652	99.581	90.313	195.939	85.191	52.334	37.669	34.143
<b>0.8</b>	109.086	121.868	111.039	246.606	107.220	66.308	47.770	43.934
<b>0.9</b>	132.134	146.813	135.026	304.596	132.433	82.268	59.982	54.390
<b>1</b>	170.299	173.481	160.052	369.723	160.749	98.830	73.367	62.375

Πίνακας Β.21 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (LOMAP\_G)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ LOMAP_G								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	8.100	2.138	8.606	6.488	3.163	2.915	2.820	2.782
<b>0.2</b>	18.697	20.364	21.379	34.233	15.508	10.956	8.380	9.012
<b>0.3</b>	32.272	41.606	44.329	60.939	28.910	19.034	14.088	14.123
<b>0.4</b>	51.946	67.769	67.401	101.684	47.740	27.413	17.390	17.163
<b>0.5</b>	74.048	95.827	90.733	131.875	68.415	38.700	23.872	24.025
<b>0.6</b>	96.005	125.748	114.485	187.059	93.444	52.273	33.573	30.276
<b>0.7</b>	120.801	158.514	138.130	246.023	124.048	70.525	46.134	42.328
<b>0.8</b>	149.260	192.755	167.670	314.417	159.593	90.218	58.232	54.363
<b>0.9</b>	178.791	228.532	199.759	389.220	197.749	111.850	72.565	67.304
<b>1</b>	222.688	267.617	233.514	469.680	238.032	133.088	87.679	76.240

Πίνακας Β.22 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (IMPVALL\_H-E08)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E08 Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	6.292	10.326	11.282	4.853	2.941	2.473	2.319	2.160
0.2	12.934	19.795	18.880	10.046	7.747	8.624	8.756	9.369
0.3	15.315	19.795	35.025	24.325	15.586	16.108	15.930	16.809
0.4	19.223	51.017	51.461	35.105	19.303	21.971	26.972	19.637
0.5	22.911	97.638	70.663	44.379	26.897	25.269	23.353	25.559
0.6	31.031	73.563	88.775	52.512	30.027	28.369	27.442	27.638
0.7	39.886	122.906	109.331	57.863	35.069	34.305	35.073	32.774
0.8	46.905	149.176	127.600	69.564	60.567	46.748	39.491	40.185
0.9	60.314	179.068	156.114	88.767	53.799	50.211	47.589	49.246
1	71.895	204.130	182.029	107.21	64.977	61.758	60.431	59.866

Πίνακας Β.23 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (IMPVALL\_H-E08)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E08 Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	3.902	5.654	7.768	2.879	1.252	1.672	1.831	1.933
0.2	8.919	26.068	25.071	17.820	6.089	6.655	6.944	6.933
0.3	13.847	0.000	52.070	23.347	11.078	10.943	10.803	10.949
0.4	21.043	86.339	76.999	36.272	14.024	16.256	17.658	17.086
0.5	30.771	169.610	109.739	48.932	21.275	21.630	20.816	22.800
0.6	45.419	127.543	146.945	58.747	22.244	25.099	26.383	26.671
0.7	61.765	214.863	187.718	55.576	24.163	31.310	36.104	33.662
0.8	77.904	262.895	222.737	67.064	64.929	49.304	41.263	41.720
0.9	101.970	314.918	272.520	89.854	39.067	47.145	50.751	51.616
1	120.685	358.005	317.080	108.128	47.012	58.775	66.558	62.754



Πίνακας Β.24 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (IMPVALL\_H-E08)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E08								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	7.404	11.773	13.698	5.643	3.197	2.986	2.955	2.900
<b>0.2</b>	15.712	32.732	31.385	20.457	9.854	10.894	11.176	11.655
<b>0.3</b>	20.647	0.000	62.754	33.717	19.122	19.474	19.248	20.061
<b>0.4</b>	28.501	100.286	92.612	50.478	23.859	27.331	32.239	26.030
<b>0.5</b>	38.364	195.706	130.521	66.060	34.293	33.263	31.284	34.251
<b>0.6</b>	55.007	147.237	171.680	78.796	37.369	37.878	38.067	38.408
<b>0.7</b>	73.525	247.532	217.236	80.230	42.588	46.446	50.336	46.982
<b>0.8</b>	90.935	302.271	256.698	96.627	88.793	67.943	57.116	57.926
<b>0.9</b>	118.472	362.269	314.068	126.307	66.487	68.875	69.573	71.340
<b>1</b>	140.477	412.113	365.615	152.269	80.200	85.256	89.900	86.730

Πίνακας Β.25 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (IMPVALL\_H-E07)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E07 Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	5.9188	9.3287	9.56386	14.40442	4.7531	8.58823	10.1536	10.858
<b>0.2</b>	16.806	16.1011	16.0708	32.29458	20.413	20.3966	19.6077	21.1689
<b>0.3</b>	29.621	26.9445	25.3197	63.26605	38.343	36.5672	33.5729	37.7857
<b>0.4</b>	46.6471	45.8653	38.3807	97.75112	61.428	55.0466	48.9727	54.7393
<b>0.5</b>	69.9419	65.9211	43.9973	137.8791	83.563	77.5437	72.683	76.3851
<b>0.6</b>	115.61	105.6083	85.5229	223.0797	136.17	131.638	117.914	140.825
<b>0.7</b>	115.61	105.6083	84.8469	224.6868	136.17	140.023	148.259	135.637
<b>0.8</b>	135.994	132.596	105.0323	276.3771	167.5	167.201	155.528	178.575
<b>0.9</b>	152.468	157.174	123.1645	317.9936	192.72	242.885	329.022	206.91
<b>1</b>	171.675	180.203	151.8779	383.0249	232.14	237.193	225.862	253.581

Πίνακας Β.26 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (IMPVALL\_H-E07)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E07 Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	4.847	5.787	5.644	10.932	8.730	6.376	5.087	5.312
0.2	28.737	18.663	16.417	37.018	16.553	15.368	14.203	15.348
0.3	58.176	36.988	32.670	70.039	30.452	32.502	32.934	34.120
0.4	97.934	59.849	50.315	96.663	43.823	50.349	52.384	54.840
0.5	143.663	83.227	78.072	142.948	62.152	79.575	88.571	88.004
0.6	243.963	129.246	112.978	245.540	107.261	135.132	110.600	187.537
0.7	243.963	129.246	111.867	246.700	107.261	152.930	170.675	180.856
0.8	293.271	161.873	139.478	309.500	134.565	196.685	215.527	239.964
0.9	341.298	193.304	163.492	369.305	160.567	249.672	306.020	282.428
1	393.301	227.718	201.839	462.527	201.099	290.839	321.595	349.824

Πίνακας Β.27 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (IMPVALL\_H-E07)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E07								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	7.650	10.978	11.105	18.083	9.940	10.696	11.356	12.088
0.2	33.291	24.649	22.974	49.125	26.281	25.538	24.211	26.147
0.3	65.283	45.761	41.333	94.383	48.964	48.924	47.030	50.911
0.4	108.476	75.402	63.283	137.474	75.457	74.600	71.711	77.485
0.5	159.784	106.171	89.616	198.607	104.142	111.109	114.576	116.530
0.6	269.970	166.906	141.698	331.745	173.344	188.651	161.666	234.525
0.7	269.970	166.906	140.404	333.684	173.344	207.350	226.077	226.067
0.8	323.268	209.248	174.602	414.939	214.859	258.150	265.783	299.118
0.9	373.806	249.139	204.693	487.346	250.847	348.323	449.337	350.110
1	429.136	290.394	252.598	600.533	307.129	375.297	392.984	432.065

Πίνακας Β.28 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (ΜΑΜΜΟΤΗ\_Ι-CVK)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΑΜΜΟΤΗ_Ι-CVK Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	4.447	2.184	5.937	2.711	1.605	2.753	3.562	3.093
<b>0.2</b>	7.912	12.177	10.685	11.600	6.647	8.311	8.942	9.345
<b>0.3</b>	13.147	18.244	16.134	16.799	10.182	12.882	15.018	13.447
<b>0.4</b>	19.667	26.171	24.914	29.555	16.763	18.850	19.783	20.005
<b>0.5</b>	26.337	36.687	35.373	37.562	23.725	25.189	26.048	25.794
<b>0.6</b>	33.596	50.519	49.918	45.070	28.615	31.068	32.752	31.837
<b>0.7</b>	44.326	62.162	63.695	53.364	32.342	37.348	40.107	39.595
<b>0.8</b>	49.777	75.198	77.186	61.536	37.295	42.816	47.053	44.101
<b>0.9</b>	62.083	87.521	92.069	66.527	40.319	49.034	53.79	52.993
<b>1</b>	73.018	98.565	103.329	73.478	46.987	54.985	59.401	58.569

Πίνακας Β.29 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (ΜΑΜΜΟΤΗ\_Ι-CVK)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΑΜΜΟΤΗ_Ι-CVK Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	3.369	1.781	4.871	3.076	1.307	1.382	1.397	1.442
<b>0.2</b>	7.840	15.457	15.566	14.586	6.236	4.143	2.941	3.254
<b>0.3</b>	13.654	23.626	24.108	30.740	13.365	9.473	7.854	7.200
<b>0.4</b>	24.912	38.069	38.917	43.145	18.925	12.214	7.854	9.862
<b>0.5</b>	40.613	54.503	54.495	53.476	24.817	17.775	14.043	14.465
<b>0.6</b>	58.787	77.957	82.032	55.117	25.734	22.089	20.331	20.203
<b>0.7</b>	78.324	100.679	111.018	64.993	28.258	28.306	28.977	27.684
<b>0.8</b>	91.340	124.504	141.194	71.683	31.167	34.203	38.033	33.410
<b>0.9</b>	114.231	150.926	174.184	97.042	42.192	43.975	46.503	43.229
<b>1</b>	128.457	173.492	206.876	140.186	54.572	53.593	55.036	51.172

Πίνακας Β.30 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (MAMMOTH\_I-CVK)

ΚΤΙΡΙΟ ΜΟΝΤΕΛΟ MAMMOTH_I-CVK								
$\lambda$	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	5.580	2.819	7.680	4.101	2.070	3.081	3.827	3.413
<b>0.2</b>	11.139	19.678	18.880	18.637	9.114	9.287	9.413	9.896
<b>0.3</b>	18.955	29.851	29.009	35.031	16.802	15.991	16.948	15.253
<b>0.4</b>	31.740	46.197	46.208	52.298	25.281	22.461	21.286	22.304
<b>0.5</b>	48.406	65.701	64.969	65.349	34.333	30.829	29.592	29.574
<b>0.6</b>	67.710	92.895	96.027	71.198	38.484	38.120	38.550	37.706
<b>0.7</b>	89.997	118.323	127.993	84.094	42.948	46.863	49.481	48.314
<b>0.8</b>	104.023	145.451	160.914	94.474	48.603	54.801	60.502	55.328
<b>0.9</b>	130.012	174.467	197.020	117.656	58.360	65.864	71.105	68.388
<b>1</b>	147.760	199.536	231.245	158.276	72.013	76.783	80.978	77.774

Πίνακας Β.31 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (COPEMENDRIO)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ COPEMENDRIO Χ'Χ								
$\lambda$	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	0.685	0.671	0.559	1.051	0.7124	1.84635	4.1057	0.720924
<b>0.2</b>	0.899	0.812	0.652	1.022	0.7717	0.78892	0.78891	0.80617
<b>0.3</b>	9.801	12.719	12.199	6.571	4.4227	4.29277	4.1057	4.34988
<b>0.4</b>	14.495	19.839	21.136	13.803	7.8282	7.89379	8.15931	7.69386
<b>0.5</b>	18.221	29.048	29.210	19.813	11.318	11.1274	10.9199	11.14405
<b>0.6</b>	21.776	40.455	41.936	21.875	13.894	14.0267	13.6072	14.57947
<b>0.7</b>	27.887	52.134	55.916	24.922	14.781	14.7821	14.3662	15.19941
<b>0.8</b>	38.480	70.284	73.176	28.189	15.354	14.6853	13.5042	15.1977
<b>0.9</b>	47.069	89.869	88.442	34.724	16.932	16.35	17.7436	14.37472
<b>1</b>	57.548	107.891	105.945	40.658	19.475	19.1367	20.3768	17.55782

Πίνακας Β.32 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (COPEMENDRIO)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ COPEMENDRIO Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	0.754	0.893	0.752	2.830	1.018	3.420	8.145	1.099
<b>0.2</b>	0.849	0.826	0.933	2.759	1.509	1.522	1.519	1.538
<b>0.3</b>	7.621	8.832	8.320	9.240	7.725	8.082	8.145	8.376
<b>0.4</b>	9.043	12.186	15.205	19.550	9.799	10.022	10.102	10.164
<b>0.5</b>	15.027	20.126	18.087	25.212	10.830	11.282	10.762	12.255
<b>0.6</b>	18.006	29.521	31.456	32.327	13.462	13.508	13.465	13.596
<b>0.7</b>	22.404	40.279	40.995	42.259	17.789	17.801	17.841	17.773
<b>0.8</b>	26.688	53.889	57.745	51.832	21.401	21.511	21.658	21.474
<b>0.9</b>	37.305	70.944	77.883	62.436	24.330	24.380	24.211	24.599
<b>1</b>	47.245	80.792	88.327	73.826	26.483	26.896	26.549	27.655

Πίνακας Β.33 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (COPEMENDRIO)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ COPEMENDRIO								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	1.019	1.118	0.938	3.019	1.242	3.887	9.121	1.314
<b>0.2</b>	1.237	1.159	1.138	2.942	1.695	1.714	1.712	1.736
<b>0.3</b>	12.416	15.485	14.767	11.339	8.901	9.151	9.121	9.438
<b>0.4</b>	17.085	23.283	26.037	23.932	12.542	12.757	12.985	12.748
<b>0.5</b>	23.618	35.339	34.357	32.066	15.665	15.846	15.332	16.564
<b>0.6</b>	28.256	50.081	52.423	39.033	19.346	19.473	19.143	19.935
<b>0.7</b>	35.772	65.882	69.335	49.060	23.128	23.138	22.906	23.386
<b>0.8</b>	46.830	88.566	93.217	59.002	26.339	26.046	25.523	26.308
<b>0.9</b>	60.060	114.497	117.847	71.442	29.642	29.355	30.017	28.491
<b>1</b>	74.457	134.789	137.935	84.282	32.873	33.009	33.467	32.758

Πίνακας Β.34 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (NORTHR\_OBR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_OBR Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	0.905	0.786	2.288	1.443	0.897	1.108	1.169	1.256
<b>0.2</b>	4.401	6.529	11.792	5.753	3.487	2.942	2.631	2.707
<b>0.3</b>	7.952	12.404	20.479	12.110	7.137	7.255	6.829	7.800
<b>0.4</b>	9.557	16.597	25.717	16.795	9.717	11.331	11.927	12.348
<b>0.5</b>	12.831	18.822	31.342	26.996	16.361	13.851	12.673	12.520
<b>0.6</b>	17.672	23.818	41.635	35.053	20.129	16.869	15.257	15.222
<b>0.7</b>	21.157	31.933	54.645	44.321	26.861	21.739	20.260	18.096
<b>0.8</b>	23.397	42.417	65.043	53.400	34.118	28.209	25.252	25.258
<b>0.9</b>	25.724	53.354	79.600	68.855	43.824	36.366	33.407	31.867
<b>1</b>	31.767	65.727	91.056	82.944	52.742	44.693	42.069	39.269

Πίνακας Β.35 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (NORTHR\_OBR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_OBR Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	0.464	0.566	0.721	1.316	0.588	1.328	1.680	1.715
<b>0.2</b>	3.548	4.761	5.178	2.833	1.232	2.820	3.578	3.649
<b>0.3</b>	6.441	7.146	15.121	9.345	3.917	7.442	8.986	9.423
<b>0.4</b>	9.879	11.857	23.487	16.654	6.965	10.854	12.909	12.687
<b>0.5</b>	16.283	18.587	31.542	38.557	16.764	16.699	17.037	16.297
<b>0.6</b>	21.719	27.522	42.054	55.338	22.962	22.761	22.329	22.993
<b>0.7</b>	29.135	37.948	53.252	78.276	34.033	32.444	32.929	30.371
<b>0.8</b>	36.890	49.755	63.127	101.000	45.962	42.659	40.694	41.321
<b>0.9</b>	43.974	62.801	78.417	127.298	57.950	52.272	49.447	49.419
<b>1</b>	60.468	74.749	86.834	161.534	73.329	64.161	60.719	58.435

Πίνακας Β.36 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (NORTHR\_OBR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_OBR								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	1.017	0.969	2.399	1.953	1.073	1.729	2.047	2.126
<b>0.2</b>	5.653	8.080	12.878	6.413	3.698	4.075	4.441	4.544
<b>0.3</b>	10.233	14.315	25.456	15.296	8.141	10.393	11.286	12.232
<b>0.4</b>	13.745	20.397	34.828	23.653	11.955	15.690	17.575	17.704
<b>0.5</b>	20.731	26.453	44.466	47.069	23.425	21.696	21.233	20.551
<b>0.6</b>	28.000	36.397	59.178	65.506	30.536	28.331	27.043	27.575
<b>0.7</b>	36.006	49.596	76.301	89.953	43.356	39.054	38.662	35.354
<b>0.8</b>	43.684	65.382	90.640	114.248	57.241	51.142	47.892	48.429
<b>0.9</b>	50.945	82.405	111.738	144.726	72.655	63.678	59.675	58.803
<b>1</b>	68.305	99.536	125.823	181.584	90.326	78.193	73.869	70.404

Πίνακας Β.37 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (PALMSPR\_NPS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ PALMSPR_NPS Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	6.169	1.889	1.531	2.570	1.592	3.050	3.878	3.681
<b>0.2</b>	16.119	11.594	9.727	8.635	5.233	7.544	8.497	8.903
<b>0.3</b>	33.694	18.743	14.484	15.948	9.411	10.975	11.127	12.387
<b>0.4</b>	58.481	25.377	17.632	18.177	12.066	15.767	17.028	18.209
<b>0.5</b>	93.731	35.625	24.778	23.521	15.778	22.773	24.985	27.555
<b>0.6</b>	135.152	50.791	39.444	35.482	23.371	32.649	36.531	38.045
<b>0.7</b>	181.810	65.428	49.676	46.756	30.418	45.013	51.003	53.619
<b>0.8</b>	231.396	80.498	59.564	57.040	37.01	58.077	64.914	72.309
<b>0.9</b>	283.624	96.743	70.654	67.901	43.921	73.415	84.529	91.797
<b>1</b>	341.416	113.069	82.241	82.628	50.078	88.504	104.27	111.164

Πίνακας Β.38 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (PALMSPR\_NPS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ PALMSPR_NPS Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	6.301	1.414	1.209	4.769	2.102	3.727	4.915	4.166
0.2	14.288	8.313	9.945	21.332	9.275	9.727	9.908	9.999
0.3	31.526	14.496	14.653	32.727	13.516	11.520	10.175	10.870
0.4	52.842	21.834	17.200	40.873	19.180	19.142	18.925	19.320
0.5	80.914	30.113	23.249	53.212	25.253	27.283	26.384	30.212
0.6	112.195	41.999	35.293	72.562	34.298	38.714	39.579	42.267
0.7	150.327	56.104	47.110	91.445	42.936	51.157	53.135	57.400
0.8	190.274	70.878	57.442	107.777	50.620	63.729	65.557	75.011
0.9	234.467	84.787	69.779	124.372	58.467	78.139	83.934	92.016
1	280.952	98.415	81.046	152.034	66.102	91.461	99.778	108.504

Πίνακας Β.39 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (PALMSPR\_NPS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ PALMSPR_NPS								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	8.818	2.360	1.951	5.418	2.637	4.817	6.260	5.560
0.2	21.540	14.266	13.911	23.013	10.649	12.310	13.053	13.389
0.3	46.143	23.695	20.604	36.406	16.470	15.912	15.078	16.480
0.4	78.818	33.478	24.633	44.733	22.660	24.800	25.458	26.549
0.5	123.825	46.647	33.977	58.178	29.777	35.538	36.337	40.891
0.6	175.653	65.907	52.928	80.773	41.503	50.644	53.861	56.868
0.7	235.909	86.189	68.463	102.705	52.619	68.142	73.652	78.549
0.8	299.581	107.255	82.749	121.940	62.706	86.223	92.258	104.189
0.9	367.991	128.639	99.303	141.700	73.126	107.217	119.122	129.976
1	442.153	149.901	115.465	173.037	82.929	127.272	144.319	155.341



Πίνακας Β.40 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (PALMSPR\_ WWT)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ PALMSPR_ WWT Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	1.991	1.136	0.895	3.080	1.924	1.297	0.911	1.056
<b>0.2</b>	5.704	4.732	5.208	6.287	4.001	2.713	2.035	2.102
<b>0.3</b>	5.622	5.236	5.741	13.441	8.588	7.031	5.944	6.562
<b>0.4</b>	5.611	7.042	7.421	13.893	8.420	6.231	4.953	5.321
<b>0.5</b>	6.611	12.193	7.475	16.451	9.970	8.045	6.751	7.414
<b>0.6</b>	8.708	6.670	11.100	21.948	13.302	9.396	7.382	7.506
<b>0.7</b>	11.825	12.656	12.792	22.661	15.125	11.244	9.338	9.268
<b>0.8</b>	14.185	21.715	15.400	32.349	20.975	14.541	11.339	11.310
<b>0.9</b>	17.296	25.386	17.767	44.437	26.197	17.665	13.417	13.381
<b>1</b>	15.607	30.072	23.702	49.088	31.541	20.531	14.898	15.154

Πίνακας Β.41 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (PALMSPR\_ WWT)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ PALMSPR_ WWT Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	1.136	1.107	0.978	3.013	1.332	1.056	0.911	0.924
<b>0.2</b>	5.056	6.396	5.783	10.734	4.870	2.838	1.807	1.836
<b>0.3</b>	5.420	5.394	6.488	21.417	9.945	6.441	4.617	4.761
<b>0.4</b>	6.184	7.156	7.725	27.681	12.035	7.398	4.942	5.217
<b>0.5</b>	2.625	10.769	2.594	13.726	5.968	3.899	2.922	2.806
<b>0.6</b>	8.669	2.759	12.746	46.111	20.048	10.938	6.361	6.404
<b>0.7</b>	14.190	13.549	17.071	41.693	20.157	11.702	7.481	7.467
<b>0.8</b>	12.927	17.733	19.614	58.300	27.324	15.440	9.451	9.544
<b>0.9</b>	16.844	22.362	24.651	73.602	30.497	17.688	11.153	11.415
<b>1</b>	28.732	28.980	28.306	70.098	33.158	20.153	13.507	13.793

Πίνακας Β.42 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (PALMSPR\_WWT)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ PALMSPR_WWT								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	2.293	1.587	1.326	4.309	2.341	1.672	1.288	1.403
0.2	7.623	7.956	7.783	12.440	6.303	3.926	2.722	2.791
0.3	7.810	7.518	8.664	25.285	13.141	9.536	7.527	8.107
0.4	8.350	10.041	10.712	30.972	14.688	9.673	6.997	7.452
0.5	7.113	16.268	7.913	21.425	11.620	8.940	7.356	7.928
0.6	12.288	7.219	16.902	51.069	24.060	14.420	9.745	9.867
0.7	18.472	18.541	21.332	47.453	25.201	16.228	11.966	11.902
0.8	19.192	28.036	24.937	66.673	34.446	21.209	14.761	14.800
0.9	24.143	33.831	30.387	85.977	40.204	24.999	17.447	17.589
1	32.698	41.764	36.919	85.577	45.763	28.769	20.110	20.492

Πίνακας Β.43 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (NORTHR\_PAR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_PAR Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	12.812	14.798	13.102	11.309	7.162	7.337	7.277	7.5734
0.2	18.078	37.315	26.248	21.1262	13.864	12.883	11.903	12.881
0.3	23.243	68.949	49.958	34.769	21.072	17.204	14.599	15.941
0.4	42.374	111.1096	90.501	45.925	30.483	24.791	20.841	23.049
0.5	64.188	160.208	133.163	63.631	38.564	32.211	28.004	30.065
0.6	102.167	247.270	234.127	99.087	60.053	47.354	37.748	44.262
0.7	106.883	247.270	228.028	104.996	60.053	49.235	39.832	47.821
0.8	129.150	291.287	268.790	130.271	78.952	58.991	47.353	50.669
0.9	147.423	341.514	310.383	159.494	95.19	69.992	54.384	60.404
1	159.596	388.893	326.312	174.483	111.52	78.246	58.145	65.070

Πίνακας Β.44 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (NORTHR\_PAR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΠΙΟ NORTHR_PAR Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	8.028	16.593	11.162	14.720	6.632	4.708	3.671	3.820
<b>0.2</b>	28.612	63.934	31.710	31.934	15.274	12.025	10.193	10.608
<b>0.3</b>	65.052	126.548	71.922	62.952	27.370	22.475	19.284	20.770
<b>0.4</b>	113.109	230.523	136.232	90.236	42.597	36.707	33.737	33.785
<b>0.5</b>	168.362	328.699	236.267	136.056	59.155	51.605	48.370	47.289
<b>0.6</b>	254.359	490.092	373.111	223.911	97.353	82.784	74.331	76.667
<b>0.7</b>	260.885	490.092	364.574	239.967	97.353	84.754	77.246	79.662
<b>0.8</b>	300.200	578.063	415.768	305.079	132.643	101.599	87.154	85.001
<b>0.9</b>	340.203	637.713	475.666	393.952	166.952	121.104	97.651	98.708
<b>1</b>	377.430	701.673	517.670	438.463	202.658	140.834	106.988	112.855

Πίνακας Β.45 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (NORTHR\_PAR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΠΙΟ NORTHR_PAR								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	15.119	22.234	17.213	18.563	9.761	8.718	8.151	8.482
<b>0.2</b>	33.845	74.027	41.164	38.290	20.628	17.623	15.671	16.687
<b>0.3</b>	69.080	144.112	87.571	71.915	34.542	28.304	24.187	26.183
<b>0.4</b>	120.786	255.902	163.553	101.251	52.381	44.294	39.656	40.899
<b>0.5</b>	180.183	365.663	271.209	150.200	70.615	60.833	55.892	56.038
<b>0.6</b>	274.110	548.938	440.485	244.857	114.385	95.371	83.367	88.526
<b>0.7</b>	281.931	548.938	430.013	261.932	114.385	98.017	86.911	92.913
<b>0.8</b>	326.803	647.306	495.087	331.728	154.362	117.484	99.187	98.957
<b>0.9</b>	370.772	723.402	567.975	425.014	192.182	139.875	111.774	115.724
<b>1</b>	409.786	802.236	611.933	471.905	231.318	161.111	121.767	130.271

Πίνακας Β.46 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (NORTHR\_STM)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΠΙΟ NORTHR_STM Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	0.674	1.087	1.077	3.117	1.933	2.522	2.863	2.771
<b>0.2</b>	12.443	13.934	12.809	19.581	11.971	10.503	10.060	9.478
<b>0.3</b>	16.714	22.231	26.507	46.901	28.425	26.961	27.452	25.004
<b>0.4</b>	23.596	34.856	43.217	65.083	41.455	38.128	38.601	34.328
<b>0.5</b>	34.530	52.276	62.734	89.192	54.056	50.350	49.120	47.874
<b>0.6</b>	45.251	71.063	87.473	114.244	69.239	64.534	61.120	63.244
<b>0.7</b>	59.710	87.372	111.110	135.000	81.818	73.811	67.922	71.692
<b>0.8</b>	76.621	103.515	129.065	155.959	94.521	95.015	95.151	95.373
<b>0.9</b>	96.184	121.323	150.084	183.711	109.091	111.547	110.519	112.781
<b>1</b>	105.889	145.666	176.473	226.347	124.071	128.785	121.359	127.817

Πίνακας Β.47 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (NORTHR\_STM)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΠΙΟ NORTHR_STM Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	0.838	1.009	0.745	3.161	1.409	2.896	3.591	3.688
<b>0.2</b>	6.646	8.094	8.573	7.402	3.248	8.542	11.547	10.832
<b>0.3</b>	8.881	14.038	19.204	18.869	8.204	14.796	17.953	18.232
<b>0.4</b>	15.389	25.413	37.515	33.456	14.567	22.088	25.266	26.432
<b>0.5</b>	25.759	41.152	57.627	63.966	27.811	33.466	34.913	37.675
<b>0.6</b>	34.607	59.323	79.380	75.547	32.846	58.885	51.686	92.122
<b>0.7</b>	49.355	74.627	102.817	98.698	42.912	58.976	58.168	75.848
<b>0.8</b>	76.538	88.575	121.435	128.223	55.749	106.262	140.429	122.609
<b>0.9</b>	79.973	111.608	141.609	172.321	74.922	114.254	124.290	143.549
<b>1</b>	90.050	157.954	165.625	282.393	82.780	145.549	179.069	174.798

Πίνακας Β.48 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (NORTHR\_STM)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_STM								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	1.075	1.484	1.309	4.439	2.392	3.841	4.593	4.613
0.2	14.107	16.114	15.413	20.933	12.403	13.538	15.315	14.393
0.3	18.927	26.292	32.732	50.555	29.585	30.754	32.801	30.946
0.4	28.171	43.136	57.228	73.178	43.940	44.064	46.135	43.324
0.5	43.080	66.530	85.185	109.758	60.791	60.458	60.263	60.921
0.6	56.967	92.570	118.122	136.964	76.635	87.362	80.044	111.742
0.7	77.467	114.904	151.383	167.231	92.389	94.479	89.426	104.368
0.8	108.300	136.238	177.212	201.902	109.737	142.547	169.629	155.335
0.9	125.088	164.850	206.345	251.881	134.201	159.676	166.320	182.554
1	139.002	214.868	242.021	361.910	160.221	194.345	216.319	216.545

Πίνακας Β.49 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (NORTHR\_RSS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_RSS Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	8.446	10.014	8.673	11.942	7.237	5.866	5.071	5.291
0.2	16.097	25.576	22.599	21.458	13.005	14.683	15.474	15.572
0.3	25.550	49.862	35.000	34.184	20.718	17.901	16.017	16.968
0.4	37.061	88.788	46.330	53.667	31.52	26.248	23.753	23.473
0.5	52.655	133.323	127.047	67.333	42.582	35.269	33.104	30.123
0.6	82.667	183.063	172.579	79.753	48.335	45.321	44.434	43.194
0.7	79.202	234.341	215.6	92.137	53.299	55.272	53.669	58.848
0.8	86.08	271.251	259.71	95.695	55.688	68.830	73.68	77.123
0.9	95.101	300.681	277.859	112.356	63.644	82.273	88.381	94.795
1	100.568	320.227	303.721	136.316	77.381	102.958	116.235	115.259

Πίνακας Β.50 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (NORTHR\_ RSS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΠΙΟ NORTHR_ RSS Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	6.946	8.218	8.936	13.909	6.047	4.795	4.061	4.277
0.2	14.097	23.405	19.015	27.767	12.073	10.676	9.898	10.056
0.3	24.584	47.000	27.814	48.355	21.024	19.115	18.014	18.308
0.4	36.729	84.662	41.398	74.403	31.216	28.990	27.632	28.121
0.5	49.617	136.199	131.385	81.878	37.486	36.337	34.825	36.701
0.6	66.357	203.331	181.795	87.546	38.064	40.276	40.471	42.292
0.7	82.748	257.639	231.144	94.560	38.983	44.767	47.316	48.004
0.8	99.599	301.640	282.787	188.217	91.063	64.459	49.329	52.985
0.9	115.776	346.036	312.179	161.181	80.793	66.236	60.095	57.820
1	127.383	373.934	384.800	178.860	90.370	85.155	85.297	79.798

Πίνακας Β.51 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (NORTHR\_ RSS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΠΙΟ NORTHR_ RSS								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	10.935	12.954	12.454	18.332	9.432	7.577	6.497	6.804
0.2	21.398	34.669	29.535	35.093	17.745	18.155	18.369	18.537
0.3	35.457	68.523	44.707	59.218	29.517	26.189	24.105	24.963
0.4	52.178	122.682	62.132	91.739	44.362	39.107	36.438	36.629
0.5	72.350	190.592	182.764	106.008	56.731	50.639	48.048	47.480
0.6	106.005	273.597	250.665	118.427	61.523	60.631	60.103	60.451
0.7	114.544	348.272	316.087	132.026	66.034	71.128	71.548	75.944
0.8	131.642	405.664	383.951	211.147	106.741	94.301	88.669	93.570
0.9	149.828	458.421	417.925	196.477	102.850	105.622	106.876	111.037
1	162.297	492.313	490.222	224.885	118.973	133.611	144.174	140.187

Πίνακας Β.52 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (NORTHR\_ LOS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_ LOS Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	7.154	6.270	7.007	4.121	2.497	3.007	3.027	3.498
<b>0.2</b>	8.907	11.236	12.977	16.144	9.784	9.007	8.761	8.477
<b>0.3</b>	12.455	15.006	19.798	23.756	14.398	13.008	12.273	12.352
<b>0.4</b>	18.754	20.686	28.319	41.511	25.158	19.855	18.032	16.375
<b>0.5</b>	25.523	25.278	37.632	64.563	37.112	29.434	26.155	25.035
<b>0.6</b>	34.340	34.346	50.317	91.576	55.500	42.074	37.091	33.631
<b>0.7</b>	41.610	42.810	68.023	118.892	75.064	54.166	43.532	43.901
<b>0.8</b>	55.115	54.631	84.858	161.756	98.034	71.939	58.979	58.804
<b>0.9</b>	66.362	57.323	100.178	198.557	120.338	88.574	72.419	72.966
<b>1</b>	78.549	71.173	123.423	246.763	149.554	108.892	89.103	88.019

Πίνακας Β.53 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (NORTHR\_ LOS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_ LOS Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	3.482	3.832	4.355	4.861	2.113	2.426	2.582	2.583
<b>0.2</b>	9.531	7.263	7.174	26.094	11.345	8.420	6.841	7.074
<b>0.3</b>	19.155	12.148	12.746	51.734	22.493	16.375	13.528	13.103
<b>0.4</b>	30.977	16.182	18.822	68.610	29.831	21.123	16.764	16.774
<b>0.5</b>	48.597	20.710	27.940	110.289	45.308	29.019	20.854	20.894
<b>0.6</b>	74.551	34.110	44.117	150.145	65.280	41.793	30.069	30.030
<b>0.7</b>	95.290	46.519	69.733	193.400	89.160	56.723	41.659	39.351
<b>0.8</b>	139.512	70.402	83.815	272.358	118.416	75.763	54.187	54.684
<b>0.9</b>	166.278	72.564	101.060	358.656	155.938	95.238	65.337	64.439
<b>1</b>	207.874	93.916	130.114	455.382	197.992	127.902	93.742	91.973

Πίνακας Β.54 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (NORTHR\_LOS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_LOS								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	7.956	7.348	8.250	6.372	3.272	3.864	3.979	4.348
0.2	13.045	13.380	14.828	30.684	14.981	12.330	11.115	11.041
0.3	22.848	19.307	23.546	56.927	26.706	20.912	18.266	18.007
0.4	36.211	26.263	34.004	80.190	39.023	28.990	24.621	23.442
0.5	54.892	32.679	46.870	127.797	58.567	41.333	33.451	32.608
0.6	82.080	48.406	66.918	175.868	85.684	59.303	47.748	45.087
0.7	103.978	63.220	97.416	227.022	116.551	78.431	60.254	58.956
0.8	150.004	89.113	119.273	316.771	153.731	104.476	80.092	80.301
0.9	179.032	92.474	142.298	409.950	196.971	130.060	97.537	97.347
1	222.219	117.838	179.340	517.943	248.127	167.978	129.333	127.305

Πίνακας Β.55 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (NORTHR\_MUL)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_MUL Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	9.777	10.725	13.226	15.971	9.679	9.030	8.467	8.945
0.2	23.208	29.617	42.615	44.199	28.036	25.956	24.829	25.004
0.3	44.852	64.842	73.861	95.317	57.768	52.694	49.751	50.562
0.4	78.522	103.764	107.750	142.210	86.188	82.210	80.804	79.640
0.5	120.272	150.818	148.095	182.673	114.439	119.628	122.527	121.916
0.6	175.859	204.307	188.296	255.473	153.049	166.929	174.561	173.177
0.7	235.103	267.835	230.265	287.318	180.067	218.898	239.523	237.103
0.8	301.351	331.632	269.062	343.721	215.561	298.113	325.731	353.047
0.9	362.149	406.591	322.077	460.088	278.841	356.854	399.810	391.911
1	481.562	483.113	372.870	585.301	367.552	425.987	476.883	433.526



Πίνακας Β.56 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (NORTHR\_MUL)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_MUL Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	7.899	8.614	12.379	14.917	6.486	5.921	5.670	5.608
<b>0.2</b>	29.806	39.032	48.721	50.408	23.178	23.304	22.631	24.101
<b>0.3</b>	61.489	75.830	88.204	96.025	41.750	42.171	41.876	42.886
<b>0.4</b>	104.712	118.968	137.584	146.054	63.502	67.177	69.882	68.146
<b>0.5</b>	159.334	170.812	199.612	196.372	90.519	99.529	101.763	106.306
<b>0.6</b>	213.231	234.554	258.150	275.830	117.343	140.268	148.325	155.135
<b>0.7</b>	272.078	275.664	318.309	318.227	147.251	197.002	229.573	214.182
<b>0.8</b>	355.727	343.190	367.171	387.688	180.054	279.054	313.213	343.894
<b>0.9</b>	388.718	390.481	444.449	513.264	223.158	334.049	394.725	384.264
<b>1</b>	463.886	452.769	515.394	573.321	270.795	386.532	463.185	425.616

Πίνακας Β.57 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (NORTHR\_MUL)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_MUL								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	12.569	13.756	18.116	21.854	11.651	10.798	10.189	10.557
<b>0.2</b>	37.776	48.997	64.729	67.041	36.376	34.882	33.595	34.728
<b>0.3</b>	76.109	99.774	115.045	135.300	71.275	67.491	65.029	66.300
<b>0.4</b>	130.883	157.861	174.755	203.851	107.055	106.166	106.830	104.816
<b>0.5</b>	199.631	227.866	248.550	268.200	145.911	155.618	159.275	161.755
<b>0.6</b>	276.394	311.058	319.525	375.964	192.856	218.037	229.067	232.502
<b>0.7</b>	359.583	384.352	392.865	428.742	232.609	294.493	331.775	319.518
<b>0.8</b>	466.212	477.241	455.202	518.118	280.867	408.341	451.888	492.854
<b>0.9</b>	531.275	563.730	548.879	689.290	357.144	488.808	561.833	548.865
<b>1</b>	668.650	662.116	636.132	819.313	456.535	575.215	664.799	607.531

Πίνακας Β.58 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (NORTHR\_MUL)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_MUL Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	9.777	10.725	13.226	15.971	9.679	9.030	8.467	8.945
<b>0.2</b>	23.208	29.617	42.615	44.199	28.036	25.956	24.829	25.004
<b>0.3</b>	44.852	64.842	73.861	95.317	57.768	52.694	49.751	50.562
<b>0.4</b>	78.522	103.764	107.750	142.210	86.188	82.210	80.804	79.640
<b>0.5</b>	120.272	150.818	148.095	182.673	114.439	119.628	122.527	121.916
<b>0.6</b>	175.859	204.307	188.296	255.473	153.049	166.929	174.561	173.177
<b>0.7</b>	235.103	267.835	230.265	287.318	180.067	218.898	239.523	237.103
<b>0.8</b>	301.351	331.632	269.062	343.721	215.561	298.113	325.731	353.047
<b>0.9</b>	362.149	406.591	322.077	460.088	278.841	356.854	399.810	391.911
<b>1</b>	481.562	483.113	372.870	585.301	367.552	425.987	476.883	433.526

Πίνακας Β.59 Αρχικό κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (NORTHR\_MUL)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_MUL Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	7.899	8.614	12.379	14.917	6.486	5.921	5.670	5.608
<b>0.2</b>	29.806	39.032	48.721	50.408	23.178	23.304	22.631	24.101
<b>0.3</b>	61.489	75.830	88.204	96.025	41.750	42.171	41.876	42.886
<b>0.4</b>	104.712	118.968	137.584	146.054	63.502	67.177	69.882	68.146
<b>0.5</b>	159.334	170.812	199.612	196.372	90.519	99.529	101.763	106.306
<b>0.6</b>	213.231	234.554	258.150	275.830	117.343	140.268	148.325	155.135
<b>0.7</b>	272.078	275.664	318.309	318.227	147.251	197.002	229.573	214.182
<b>0.8</b>	355.727	343.190	367.171	387.688	180.054	279.054	313.213	343.894
<b>0.9</b>	388.718	390.481	444.449	513.264	223.158	334.049	394.725	384.264
<b>1</b>	463.886	452.769	515.394	573.321	270.795	386.532	463.185	425.616

Πίνακας Β.60 Αρχικό κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (NORTHR\_MUL)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_MUL								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	12.569	13.756	18.116	21.854	11.651	10.798	10.189	10.557
0.2	37.776	48.997	64.729	67.041	36.376	34.882	33.595	34.728
0.3	76.109	99.774	115.045	135.300	71.275	67.491	65.029	66.300
0.4	130.883	157.861	174.755	203.851	107.055	106.166	106.830	104.816
0.5	199.631	227.866	248.550	268.200	145.911	155.618	159.275	161.755
0.6	276.394	311.058	319.525	375.964	192.856	218.037	229.067	232.502
0.7	359.583	384.352	392.865	428.742	232.609	294.493	331.775	319.518
0.8	466.212	477.241	455.202	518.118	280.867	408.341	451.888	492.854
0.9	531.275	563.730	548.879	689.290	357.144	488.808	561.833	548.865
1	668.650	662.116	636.132	819.313	456.535	575.215	664.799	607.531

## B.2 ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΚΤΙΡΙΟ

Πίνακας Β.61 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (CHALFANTAZAK)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ CHALFANTAZAK Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	8.265	8.930	7.043	4.407	3.770	3.642	3.711	3.987
0.2	15.014	13.570	15.065	14.453	9.350	10.755	10.126	11.537
0.3	22.746	21.199	25.760	22.220	14.621	15.936	15.017	17.738
0.4	28.656	29.399	34.819	28.791	20.171	21.839	18.701	24.143
0.5	33.933	39.721	42.809	32.573	23.118	25.192	23.162	27.870
0.6	32.300	46.902	52.858	37.695	25.576	29.714	26.759	31.615
0.7	40.801	60.796	62.955	44.837	29.840	32.335	28.401	34.502
0.8	41.036	61.340	74.075	51.796	34.779	35.574	31.220	39.350
0.9	39.185	78.260	84.881	59.711	39.919	37.455	37.205	40.132
1	41.035	107.365	94.529	65.363	45.833	32.800	42.060	47.552

Πίνακας Β.62 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (CHALFANTAZAK)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ CHALFANTAZAK Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	7.590	9.256	6.390	4.983	2.992	2.261	3.154	2.302
0.2	22.108	20.766	10.424	15.041	8.862	10.736	10.343	9.377
0.3	31.236	31.345	13.584	18.329	10.069	15.779	13.013	15.198
0.4	43.835	34.601	18.813	24.749	15.444	20.170	17.040	20.958
0.5	56.070	36.250	29.366	30.015	19.491	23.347	24.414	23.519
0.6	58.033	38.640	40.701	34.470	22.009	25.080	37.205	26.773
0.7	82.826	41.727	55.470	37.698	26.355	29.598	41.611	28.469
0.8	96.696	58.844	71.465	41.224	31.225	32.021	44.335	30.386
0.9	110.581	63.883	90.441	49.144	37.138	32.800	58.149	32.865
1	118.633	59.865	109.954	51.114	42.730	32.800	67.339	35.089

Πίνακας Β.63 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (CHALFANTAZAK)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ CHALFANTAZAK								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	11.222	12.862	9.510	6.652	4.813	4.286	4.870	4.604
0.2	26.724	24.807	18.319	20.860	12.883	15.196	14.475	14.868
0.3	38.640	37.840	29.122	28.805	17.753	22.426	19.871	23.358
0.4	52.371	45.404	39.577	37.966	25.404	29.728	25.300	31.971
0.5	65.538	53.776	51.913	44.293	30.238	34.347	33.653	36.467
0.6	66.416	60.769	66.712	51.079	33.742	38.883	45.828	41.429
0.7	92.330	73.738	83.906	58.579	39.812	43.836	50.379	44.731
0.8	105.04	85.002	102.92	66.199	46.740	47.863	54.224	49.716
0.9	117.31	101.023	124.03	77.334	54.523	49.787	69.033	51.872
1	125.53	122.928	145.00	82.976	62.662	46.387	79.395	59.097

Πίνακας Β.64 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (COALINGA\_H-PV)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ COALINGA_H-PV Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	12.444	7.265	10.123	7.527	9.718	12.199	11.205	11.228
<b>0.2</b>	24.334	12.750	21.629	10.723	10.196	13.481	10.411	15.135
<b>0.3</b>	32.676	15.452	32.350	12.520	16.623	20.911	17.410	22.823
<b>0.4</b>	44.978	19.445	42.231	19.231	22.534	29.880	24.009	32.932
<b>0.5</b>	57.165	24.796	50.037	25.895	28.181	36.138	30.875	40.244
<b>0.6</b>	67.566	26.098	58.153	30.637	34.534	44.443	38.330	50.454
<b>0.7</b>	72.258	31.855	65.330	37.499	39.067	51.852	45.173	59.766
<b>0.8</b>	76.475	33.960	70.730	45.654	39.625	59.775	46.859	65.813
<b>0.9</b>	78.722	35.938	75.131	52.077	41.605	70.527	51.305	71.723
<b>1</b>	80.338	37.544	78.365	54.463	42.488	72.532	53.016	75.866

Πίνακας Β.65 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (COALINGA\_H-PV)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ COALINGA_H-PV Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	7.007	5.711	4.783	5.777	5.850	7.124	6.745	6.132
<b>0.2</b>	15.285	8.032	13.247	12.182	9.290	10.156	7.220	10.652
<b>0.3</b>	27.251	13.089	22.546	14.646	13.944	15.717	11.997	16.300
<b>0.4</b>	33.960	15.052	30.676	18.315	18.435	22.480	15.686	24.612
<b>0.5</b>	37.121	19.778	38.618	20.209	22.607	23.971	19.397	25.987
<b>0.6</b>	43.916	26.996	47.449	28.840	27.332	26.639	22.435	28.944
<b>0.7</b>	54.807	36.084	56.483	33.270	31.739	28.967	28.925	31.321
<b>0.8</b>	64.859	44.670	65.301	38.236	30.957	29.750	27.044	32.813
<b>0.9</b>	82.643	51.322	78.318	33.259	40.181	39.659	35.978	33.328
<b>1.0</b>	98.883	62.716	94.008	44.357	45.561	30.288	41.070	32.381

Πίνακας Β.66 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (COALINGA\_H-PV)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ COALINGA_H-PV								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	14.282	9.241	11.197	9.488	11.343	14.127	13.079	12.793
0.2	28.737	15.069	25.363	16.229	13.794	16.878	12.669	18.507
0.3	42.548	20.250	39.431	19.268	21.697	26.159	21.143	28.046
0.4	56.358	24.590	52.196	26.557	29.114	37.392	28.679	41.113
0.5	68.160	31.718	63.206	32.848	36.128	43.366	36.462	47.906
0.6	80.584	37.549	75.054	42.076	44.041	51.815	44.413	58.167
0.7	90.692	48.133	86.362	50.131	50.335	59.394	53.640	67.476
0.8	100.275	56.113	96.265	59.551	50.284	66.769	54.103	73.540
0.9	114.136	62.653	108.528	61.791	57.840	80.913	62.663	79.088
1	127.405	73.095	122.387	70.241	62.298	78.602	67.063	82.488

Πίνακας Β.67 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (IMPVALL\_H-E05)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E05 Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	7.970	9.070	3.797	7.438	7.981	8.834	8.853	10.532
0.2	14.406	24.187	12.961	16.074	16.349	19.629	16.915	21.792
0.3	20.538	34.465	17.627	25.756	26.987	23.757	27.160	20.184
0.4	23.957	45.904	21.947	38.127	31.937	52.026	36.984	28.080
0.5	30.387	49.565	25.752	39.915	31.155	47.610	39.585	24.777
0.6	31.688	42.955	38.873	37.465	43.088	74.841	56.170	54.056
0.7	35.609	38.236	31.465	55.340	48.247	83.914	62.130	83.384
0.8	39.778	54.231	45.483	69.668	55.361	91.013	72.019	111.916
0.9	43.547	62.810	52.995	83.613	65.617	100.815	77.531	130.121
1	47.090	75.419	58.918	89.547	77.791	109.302	90.665	136.652

Πίνακας Β.68 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ΄Υ (IMPVALL\_H-E05)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E05 Υ΄Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	6.871	7.794	3.435	8.132	10.711	13.142	10.967	13.262
<b>0.2</b>	16.182	22.313	9.005	17.722	16.786	20.020	21.572	20.662
<b>0.3</b>	24.922	41.500	12.258	28.262	30.738	37.478	37.059	19.149
<b>0.4</b>	13.949	64.670	20.791	55.992	52.291	61.371	65.780	34.841
<b>0.5</b>	20.634	60.047	28.595	57.705	52.416	64.106	67.072	32.022
<b>0.6</b>	40.912	74.814	42.524	60.446	73.283	87.400	88.361	59.762
<b>0.7</b>	54.830	70.992	40.013	87.059	73.010	80.339	81.868	84.150
<b>0.8</b>	61.491	83.618	49.408	95.892	81.805	100.889	87.881	91.057
<b>0.9</b>	65.105	95.792	59.167	103.869	90.456	128.384	109.180	108.437
<b>1.0</b>	69.608	109.140	67.092	110.871	104.307	139.042	119.045	108.202

Πίνακας Β.69 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (IMPVALL\_H-E05)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E05								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	10.523	11.959	5.120	11.021	13.357	15.835	14.094	16.936
<b>0.2</b>	21.665	32.907	15.782	23.926	23.433	28.037	27.413	30.030
<b>0.3</b>	32.294	53.945	21.470	38.238	40.904	44.374	45.946	27.823
<b>0.4</b>	27.722	79.305	30.232	67.741	61.272	80.456	75.464	44.748
<b>0.5</b>	36.730	77.862	38.482	70.165	60.976	79.851	77.883	40.488
<b>0.6</b>	51.748	86.268	57.614	71.115	85.012	115.065	104.703	80.582
<b>0.7</b>	65.378	80.634	50.902	103.159	87.511	116.172	102.774	118.465
<b>0.8</b>	73.236	99.664	67.155	118.528	98.777	135.875	113.621	144.280
<b>0.9</b>	78.326	114.548	79.430	133.341	111.749	163.237	133.908	169.382
<b>1</b>	84.040	132.663	89.290	142.517	130.121	176.860	149.639	174.302

Πίνακας Β.70 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (IMPVALL\_H-BCR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-BCR Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	8.868	8.632	4.207	6.386	3.159	6.475	4.205	7.489
0.2	13.172	16.914	11.727	16.800	11.674	8.059	10.569	11.209
0.3	18.497	25.389	20.455	23.582	15.058	13.370	14.405	11.861
0.4	23.613	21.729	25.241	26.746	19.735	17.332	18.616	16.379
0.5	29.353	32.405	30.315	29.421	23.167	20.170	22.447	15.042
0.6	31.471	38.923	24.350	30.383	30.147	23.760	5.176	18.913
0.7	30.928	41.005	28.882	32.337	32.901	27.960	4.330	24.056
0.8	37.800	43.997	47.433	47.429	33.514	33.118	31.415	30.194
0.9	39.400	40.818	53.523	52.347	37.622	34.789	34.462	33.738
1	44.083	49.715	60.011	56.411	42.798	41.434	38.029	37.074

Πίνακας Β.71 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (IMPVALL\_H-BCR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-BCR Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	4.636	6.116	3.707	9.647	2.769	2.414	3.409	3.436
0.2	7.599	9.882	6.125	9.473	6.400	3.760	6.274	7.340
0.3	13.576	11.131	10.834	21.529	10.993	8.520	10.636	8.278
0.4	20.220	15.019	16.579	26.637	15.059	13.798	14.327	11.895
0.5	27.782	17.083	22.150	30.575	18.589	18.659	17.827	20.716
0.6	29.953	19.008	24.730	34.693	16.210	16.475	24.184	22.016
0.7	28.045	24.914	26.900	39.269	23.007	23.391	3.527	24.083
0.8	53.086	30.690	42.087	47.579	30.969	31.725	29.364	28.537
0.9	61.198	52.436	49.883	53.173	34.498	32.206	32.707	34.020
1	67.210	33.722	58.384	59.994	37.771	41.735	37.013	38.091



Πίνακας Β.72 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (IMPVALL\_H-BCR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-BCR								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	10.007	10.579	5.607	11.569	4.201	6.910	5.413	8.240
0.2	15.207	19.589	13.230	19.286	13.313	8.893	12.291	13.398
0.3	22.944	27.722	23.147	31.931	18.644	15.854	17.906	14.464
0.4	31.087	26.415	30.199	37.747	24.824	22.154	23.491	20.243
0.5	40.416	36.632	37.545	42.431	29.703	27.477	28.665	25.602
0.6	43.447	43.317	34.706	46.116	34.229	28.913	24.732	29.024
0.7	41.750	47.981	39.469	50.870	40.147	36.454	5.584	34.039
0.8	65.169	53.643	63.413	67.181	45.632	45.862	43.002	41.545
0.9	72.784	66.450	73.165	74.616	51.044	47.407	47.512	47.913
1	80.377	60.073	83.726	82.349	57.082	58.810	53.068	53.154

Πίνακας Β.73 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (IMPVALL\_H-BCR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-BCR Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	8.868	8.632	4.207	6.386	3.159	6.475	4.205	7.489
0.2	13.172	16.914	11.727	16.800	11.674	8.059	10.569	11.209
0.3	18.497	25.389	20.455	23.582	15.058	13.370	14.405	11.861
0.4	23.613	21.729	25.241	26.746	19.735	17.332	18.616	16.379
0.5	29.353	32.405	30.315	29.421	23.167	20.170	22.447	15.042
0.6	31.471	38.923	24.350	30.383	30.147	23.760	5.176	18.913
0.7	30.928	41.005	28.882	32.337	32.901	27.960	4.330	24.056
0.8	37.800	43.997	47.433	47.429	33.514	33.118	31.415	30.194
0.9	39.400	40.818	53.523	52.347	37.622	34.789	34.462	33.738
1	44.083	49.715	60.011	56.411	42.798	41.434	38.029	37.074

Πίνακας Β.74 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (IMPVALL\_H-BCR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-BCR Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	4.636	6.116	3.707	9.647	2.769	2.414	3.409	3.436
<b>0.2</b>	7.599	9.882	6.125	9.473	6.400	3.760	6.274	7.340
<b>0.3</b>	13.576	11.131	10.834	21.529	10.993	8.520	10.636	8.278
<b>0.4</b>	20.220	15.019	16.579	26.637	15.059	13.798	14.327	11.895
<b>0.5</b>	27.782	17.083	22.150	30.575	18.589	18.659	17.827	20.716
<b>0.6</b>	29.953	19.008	24.730	34.693	16.210	16.475	24.184	22.016
<b>0.7</b>	28.045	24.914	26.900	39.269	23.007	23.391	3.527	24.083
<b>0.8</b>	53.086	30.690	42.087	47.579	30.969	31.725	29.364	28.537
<b>0.9</b>	61.198	52.436	49.883	53.173	34.498	32.206	32.707	34.020
<b>1</b>	67.210	33.722	58.384	59.994	37.771	41.735	37.013	38.091

Πίνακας Β.75 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (IMPVALL\_H-BCR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-BCR								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	10.007	10.579	5.607	11.569	4.201	6.910	5.413	8.240
<b>0.2</b>	15.207	19.589	13.230	19.286	13.313	8.893	12.291	13.398
<b>0.3</b>	22.944	27.722	23.147	31.931	18.644	15.854	17.906	14.464
<b>0.4</b>	31.087	26.415	30.199	37.747	24.824	22.154	23.491	20.243
<b>0.5</b>	40.416	36.632	37.545	42.431	29.703	27.477	28.665	25.602
<b>0.6</b>	43.447	43.317	34.706	46.116	34.229	28.913	24.732	29.024
<b>0.7</b>	41.750	47.981	39.469	50.870	40.147	36.454	5.584	34.039
<b>0.8</b>	65.169	53.643	63.413	67.181	45.632	45.862	43.002	41.545
<b>0.9</b>	72.784	66.450	73.165	74.616	51.044	47.407	47.512	47.913
<b>1</b>	80.377	60.073	83.726	82.349	57.082	58.810	53.068	53.154

Πίνακας Β.76 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (BIGBEARBLC)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ BIGBEARBLC Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	1.091	0.879	0.844	0.694	0.795	0.914	0.844	0.894
<b>0.2</b>	5.719	4.895	5.562	1.709	2.411	2.435	2.937	2.256
<b>0.3</b>	9.647	11.942	9.958	5.071	6.136	6.133	6.586	6.911
<b>0.4</b>	11.831	15.920	14.163	8.349	7.520	9.165	8.806	9.572
<b>0.5</b>	14.332	20.652	17.700	9.701	8.841	13.128	11.762	13.865
<b>0.6</b>	27.024	40.099	33.235	11.702	15.237	26.500	18.057	2.377
<b>0.7</b>	9.619	9.550	7.636	7.669	5.263	5.065	4.954	5.241
<b>0.8</b>	23.144	30.493	24.935	14.639	12.607	23.095	16.440	24.913
<b>0.9</b>	25.127	36.204	27.616	14.736	13.422	25.651	16.703	26.346
<b>1</b>	27.024	40.099	33.235	14.734	22.370	26.500	18.057	28.617

Πίνακας Β.77 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (BIGBEARBLC)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ BIGBEARBLC Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	0.498	0.293	0.398	0.764	0.618	0.757	0.706	0.828
<b>0.2</b>	2.744	1.749	2.225	1.587	1.667	1.643	1.955	1.702
<b>0.3</b>	5.861	5.135	3.738	3.342	3.529	3.944	3.882	3.363
<b>0.4</b>	8.312	6.748	6.086	5.753	5.946	6.532	6.111	6.972
<b>0.5</b>	10.555	10.744	8.261	8.288	7.721	8.990	9.475	10.124
<b>0.6</b>	23.087	26.151	20.924	19.085	22.446	25.975	27.028	3.727
<b>0.7</b>	6.297	6.188	6.979	13.873	10.100	8.655	9.600	6.857
<b>0.8</b>	18.922	19.261	15.800	14.583	17.622	18.327	22.324	19.420
<b>0.9</b>	21.030	22.722	18.076	17.229	20.703	24.051	24.884	22.054
<b>1</b>	23.087	26.151	20.924	21.750	24.863	25.975	27.028	25.895

Πίνακας Β.78 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (BIGBEARBLC)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ BIGBEARBLC								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	1.200	0.926	0.933	1.032	1.007	1.187	1.101	1.219
0.2	6.343	5.198	5.990	2.333	2.931	2.938	3.528	2.826
0.3	11.288	12.999	10.637	6.073	7.078	7.292	7.645	7.686
0.4	14.459	17.291	15.415	10.140	9.587	11.255	10.719	11.842
0.5	17.799	23.280	19.533	12.760	11.738	15.911	15.104	17.168
0.6	35.543	47.873	39.273	22.387	27.129	37.107	32.505	4.420
0.7	11.497	11.380	10.345	15.852	11.389	10.028	10.803	8.630
0.8	29.894	36.067	29.519	20.664	21.667	29.483	27.724	31.588
0.9	32.766	42.743	33.006	22.671	24.673	35.163	29.970	34.358
1	35.543	47.873	39.273	26.271	33.445	37.107	32.505	38.594

Πίνακας Β.79 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (LOMAP\_CAP)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ LOMAP_CAP Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	10.762	13.424	17.198	9.055	7.293	8.623	8.206	8.831
0.2	20.174	24.388	28.575	27.206	14.832	20.286	15.292	18.914
0.3	26.432	39.627	37.821	37.263	18.231	27.716	18.361	27.652
0.4	31.349	40.676	45.979	51.929	24.756	36.191	26.983	34.042
0.5	36.152	47.166	51.901	63.939	31.724	45.402	31.923	44.324
0.6	40.719	64.524	52.218	66.950	36.104	46.411	37.387	47.633
0.7	49.760	63.348	58.955	84.215	38.728	61.129	40.691	55.721
0.8	54.223	89.788	63.615	92.293	41.404	65.443	41.429	64.648
0.9	60.155	109.184	70.333	102.040	44.818	72.532	47.489	67.484
1	66.209	125.165	81.333	111.141	47.385	78.388	51.236	71.141

Πίνακας Β.80 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (LOMAP\_CAP)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ LOMAP_CAP Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	6.843	7.489	11.255	6.442	4.740	5.913	5.111	6.470
0.2	17.940	19.073	25.525	13.270	13.611	13.638	12.198	11.609
0.3	28.687	34.000	41.169	21.626	20.441	20.433	17.284	18.430
0.4	41.078	38.075	58.324	31.267	29.340	31.407	26.029	26.594
0.5	52.828	58.075	72.537	43.243	42.656	41.387	37.469	36.728
0.6	59.681	59.432	83.877	50.884	48.731	52.431	46.171	54.980
0.7	72.026	49.610	93.038	69.172	66.763	65.363	64.226	52.648
0.8	80.856	75.446	108.641	85.743	78.610	70.006	69.815	64.687
0.9	89.718	80.167	124.312	103.200	90.583	74.408	86.765	60.966
1	99.097	90.574	146.111	123.736	101.614	80.353	98.187	63.309

Πίνακας Β.81 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (LOMAP\_CAP)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ LOMAP_CAP								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	12.754	15.372	20.554	11.113	8.698	10.456	9.667	10.947
0.2	26.997	30.960	38.315	30.269	20.131	24.444	19.561	22.193
0.3	39.008	52.214	55.904	43.083	27.390	34.434	25.217	33.231
0.4	51.674	55.715	74.268	60.616	38.389	47.919	37.492	43.198
0.5	64.014	74.815	89.193	77.189	53.160	61.435	49.224	57.563
0.6	72.248	87.724	98.803	84.092	60.648	70.021	59.410	72.744
0.7	87.543	80.462	110.144	108.981	77.183	89.493	76.031	76.660
0.8	97.354	117.277	125.895	125.976	88.847	95.831	81.181	91.454
0.9	108.019	135.454	142.829	145.129	101.064	103.911	98.911	90.945
1	119.180	154.499	167.223	166.322	112.120	112.255	110.751	95.231

Πίνακας Β.82 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (LOMAP\_G)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ LOMAP_G Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	5.221	4.776	5.118	4.327	1.387	1.116	1.252	1.181
0.2	9.888	7.939	9.934	7.709	5.706	6.005	6.278	6.313
0.3	13.125	15.633	16.319	9.272	8.035	8.158	8.728	8.643
0.4	19.111	17.824	22.477	13.784	11.270	13.083	11.147	12.247
0.5	24.181	22.275	28.752	17.233	13.332	15.026	15.327	15.859
0.6	28.883	26.913	35.361	20.097	18.456	18.191	17.841	18.819
0.7	32.529	29.648	41.811	23.009	17.448	23.552	16.372	22.509
0.8	34.344	25.938	45.120	26.870	18.987	26.748	19.616	25.435
0.9	35.403	33.241	48.291	29.964	21.849	25.778	21.394	28.521
1	36.372	39.025	49.540	33.144	23.681	32.174	24.201	31.207

Πίνακας Β.83 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (LOMAP\_G)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ LOMAP_G Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	6.192	11.073	4.797	6.777	2.409	2.920	2.502	3.134
0.2	13.530	21.460	9.662	15.418	9.405	11.896	9.901	12.878
0.3	19.405	32.795	15.646	23.185	15.235	16.879	17.196	16.447
0.4	29.592	36.464	23.081	34.342	23.042	24.661	25.529	25.269
0.5	38.342	45.881	31.912	45.557	30.566	34.194	33.153	34.009
0.6	46.987	59.568	42.019	57.154	36.604	42.703	47.276	41.860
0.7	53.552	68.481	50.192	66.866	43.122	47.787	41.325	48.350
0.8	58.207	62.638	60.030	76.165	47.157	53.729	51.997	53.093
0.9	61.124	66.069	67.564	88.127	52.483	62.682	56.963	58.641
1	63.749	67.088	75.096	99.152	56.882	64.052	61.116	62.614

Πίνακας Β.84 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (LOMAP\_G)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ LOMAP_G								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	8.099	12.059	7.014	8.040	2.779	3.126	2.798	3.349
0.2	16.758	22.881	13.858	17.238	11.001	13.326	11.723	14.342
0.3	23.427	36.331	22.607	24.970	17.224	18.747	19.284	18.580
0.4	35.227	40.587	32.218	37.005	25.651	27.916	27.856	28.081
0.5	45.330	51.003	42.954	48.708	33.348	37.350	36.524	37.525
0.6	55.155	65.365	54.918	60.584	40.994	46.416	50.530	45.896
0.7	62.658	74.623	65.326	70.714	46.518	53.276	44.450	53.333
0.8	67.584	67.796	75.096	80.766	50.836	60.019	55.574	58.871
0.9	70.636	73.960	83.047	93.081	56.849	67.775	60.848	65.209
1	73.396	77.613	89.965	104.545	61.615	71.679	65.733	69.960

Πίνακας Β.85 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (IMPVALL\_H-E08)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E08 Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	7.200	9.344	10.088	4.110	2.732	2.921	2.713	11.593
0.2	15.530	20.929	20.585	11.121	10.651	9.661	11.195	12.346
0.3	21.707	30.210	28.400	22.663	15.415	15.057	15.593	18.033
0.4	28.510	29.907	34.325	36.216	21.000	19.377	21.649	23.734
0.5	34.518	35.395	41.608	45.906	29.194	25.887	28.976	28.370
0.6	37.589	46.986	51.456	54.111	35.948	32.715	35.488	32.281
0.7	43.426	58.273	61.257	59.731	39.785	34.666	39.673	35.199
0.8	49.385	68.835	70.443	69.001	41.428	34.811	41.552	34.346
0.9	54.411	77.496	80.209	74.234	42.437	36.653	41.425	37.560
1	57.409	108.374	89.675	79.067	43.464	37.341	42.542	42.846

Πίνακας Β.86 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (IMPVALL\_H-E08)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E08 Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	5.731	7.769	3.587	3.138	2.089	2.745	2.135	3.924
0.2	9.412	13.709	7.568	7.168	7.680	10.077	8.105	10.448
0.3	16.546	18.820	12.730	8.869	12.696	17.363	13.998	17.785
0.4	21.406	21.017	17.286	14.619	15.899	21.482	19.015	22.094
0.5	27.242	39.880	21.137	20.591	23.422	28.455	25.339	28.774
0.6	34.008	50.945	26.723	28.583	28.082	34.239	30.496	35.209
0.7	38.750	61.105	34.245	34.425	32.851	40.001	35.732	41.720
0.8	42.623	71.857	43.027	45.051	37.124	46.213	41.335	46.643
0.9	46.206	85.415	51.473	51.871	40.483	50.718	46.332	53.397
1	50.393	74.512	59.588	55.080	45.309	58.687	49.871	57.587

Πίνακας Β.87 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (IMPVALL\_H-E08)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E08								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	9.202	12.152	10.707	5.171	3.439	4.008	3.452	12.239
0.2	18.160	25.019	21.932	13.231	13.131	13.960	13.821	16.173
0.3	27.295	35.592	31.122	24.336	19.970	22.982	20.954	25.327
0.4	35.652	36.553	38.432	39.055	26.340	28.931	28.814	32.426
0.5	43.973	53.322	46.669	50.313	37.428	38.468	38.492	40.408
0.6	50.690	69.304	57.981	61.196	45.617	47.356	46.791	47.767
0.7	58.202	84.436	70.179	68.941	51.594	52.932	53.392	54.585
0.8	65.235	99.507	82.544	82.406	55.627	57.857	58.610	57.924
0.9	71.383	115.331	95.305	90.561	58.650	62.576	62.150	65.284
1	76.388	131.518	107.668	96.361	62.785	69.560	65.551	71.778



Πίνακας Β.88 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (IMPVALL\_H-E07)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E07 Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	9.108	12.120	8.937	9.478	7.708	9.333	8.149	9.031
<b>0.2</b>	21.240	27.697	19.766	16.647	18.887	20.902	20.456	22.936
<b>0.3</b>	34.516	35.984	28.422	19.946	28.642	32.739	32.036	34.940
<b>0.4</b>	48.889	38.791	35.225	28.184	43.981	47.046	47.446	50.083
<b>0.5</b>	53.712	52.819	42.144	36.787	60.763	61.476	51.972	63.074
<b>0.6</b>	57.982	50.641	41.471	48.968	80.927	88.390	58.813	91.028
<b>0.7</b>	64.730	71.710	52.349	44.438	81.830	85.002	64.521	93.191
<b>0.8</b>	70.142	77.696	55.494	54.052	87.095	103.601	87.734	107.752
<b>0.9</b>	74.039	87.703	63.702	59.757	87.440	127.939	100.753	127.803
<b>1</b>	79.117	97.556	72.316	63.664	84.913	132.295	102.548	144.846

Πίνακας Β.89 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (IMPVALL\_H-E07)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E07 Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	7.946	10.468	4.442	8.242	7.390	7.094	7.082	7.682
<b>0.2</b>	19.486	22.506	10.511	11.904	13.200	13.310	13.607	14.306
<b>0.3</b>	27.853	31.822	16.210	16.622	22.435	16.153	23.555	18.172
<b>0.4</b>	37.398	30.909	22.824	23.853	34.740	23.019	41.393	21.553
<b>0.5</b>	45.328	37.418	28.158	30.795	45.889	29.266	43.076	24.772
<b>0.6</b>	57.982	35.082	30.860	45.723	45.204	38.268	44.394	33.646
<b>0.7</b>	59.002	42.860	38.838	45.140	69.611	37.287	45.671	33.437
<b>0.8</b>	61.917	44.129	46.126	51.908	81.169	38.214	67.916	41.900
<b>0.9</b>	66.025	56.075	52.584	59.011	92.181	48.454	85.117	52.828
<b>1</b>	69.962	69.162	58.498	64.300	101.425	51.769	90.128	65.148

Πίνακας Β.90 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (IMPVALL\_H-E07)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ IMPVALL_H-E07								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	12.087	16.014	9.980	12.560	10.678	11.723	10.796	11.856
0.2	28.824	35.688	22.387	20.465	23.043	24.780	24.568	27.032
0.3	44.353	48.036	32.720	25.964	36.383	36.507	39.764	39.383
0.4	61.553	49.600	41.973	36.922	56.046	52.376	62.964	54.524
0.5	70.282	64.730	50.685	47.976	76.144	68.086	67.503	67.764
0.6	81.999	61.606	51.693	66.996	92.697	96.318	73.687	97.048
0.7	87.585	83.542	65.182	63.343	107.432	92.820	79.049	99.008
0.8	93.560	89.353	72.161	74.941	119.054	110.424	110.950	115.612
0.9	99.202	104.097	82.601	83.983	127.055	136.807	131.894	138.291
1	105.613	119.585	93.014	90.485	132.277	142.063	136.525	158.823

Πίνακας Β.91 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (ΜΑΜΜΟΤΗ\_I-CVK)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΑΜΜΟΤΗ_I-CVK Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	4.279	6.866	6.590	3.985	4.709	4.819	4.985	5.268
0.2	8.234	11.850	12.521	8.627	7.575	9.220	7.355	8.912
0.3	9.104	16.066	19.320	12.387	13.614	13.078	13.269	12.193
0.4	13.781	16.886	23.200	16.729	18.933	18.026	18.862	17.020
0.5	15.453	24.924	29.772	23.239	23.912	21.247	23.744	20.516
0.6	20.925	25.323	35.094	28.182	27.682	27.622	28.984	27.022
0.7	24.777	34.383	40.905	31.332	32.686	35.058	36.039	34.245
0.8	27.263	34.308	46.145	35.207	38.437	40.313	42.454	39.485
0.9	30.157	38.614	53.049	40.618	43.716	48.260	49.041	45.920
1	33.444	42.492	56.200	47.144	47.972	51.756	53.571	51.215

Πίνακας Β.92 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (ΜΑΜΜΟΤΗ\_Ι-CVK)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΑΜΜΟΤΗ_Ι-CVK Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	4.938	4.647	5.386	2.557	1.513	2.830	1.568	3.248
<b>0.2</b>	9.096	12.121	10.332	10.834	3.615	7.794	4.075	8.270
<b>0.3</b>	15.051	13.511	19.891	13.259	9.269	12.739	9.461	12.027
<b>0.4</b>	18.913	18.356	24.941	20.978	13.952	17.031	14.668	18.517
<b>0.5</b>	22.513	21.419	32.952	26.985	17.992	21.541	18.516	22.888
<b>0.6</b>	26.012	32.581	39.770	35.668	20.528	25.792	23.419	27.074
<b>0.7</b>	26.870	40.846	44.697	42.388	20.422	31.276	25.321	32.007
<b>0.8</b>	34.838	49.360	48.119	49.023	21.875	33.440	27.998	34.091
<b>0.9</b>	38.990	47.765	50.459	56.261	24.867	42.093	31.203	39.568
<b>1</b>	43.529	49.236	45.119	62.780	28.043	44.945	35.031	45.986

Πίνακας Β.93 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (ΜΑΜΜΟΤΗ\_Ι-CVK)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΑΜΜΟΤΗ_Ι-CVK								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	6.534	8.291	8.511	4.734	4.946	5.588	5.226	6.189
<b>0.2</b>	12.269	16.951	16.234	13.849	8.393	12.073	8.408	12.158
<b>0.3</b>	17.590	20.992	27.729	18.145	16.470	18.257	16.297	17.127
<b>0.4</b>	23.401	24.941	34.063	26.831	23.518	24.799	23.894	25.151
<b>0.5</b>	27.306	32.863	44.410	35.612	29.924	30.257	30.110	30.737
<b>0.6</b>	33.383	41.265	53.040	45.458	34.462	37.791	37.263	38.252
<b>0.7</b>	36.550	53.391	60.589	52.711	38.542	46.982	44.044	46.874
<b>0.8</b>	44.238	60.112	66.670	60.355	44.226	52.377	50.855	52.166
<b>0.9</b>	49.292	61.421	73.214	69.391	50.294	64.038	58.126	60.616
<b>1</b>	54.893	65.036	72.071	78.510	55.567	68.548	64.007	68.831

Πίνακας Β.94 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (COPEMENDRIO)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ COPEMENDRIO Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	1.299	0.749	0.737	0.835	0.717	0.725	0.767	0.810
<b>0.2</b>	1.690	0.969	0.701	0.731	0.755	0.844	1.061	3.365
<b>0.3</b>	11.471	12.538	10.337	4.053	6.033	5.465	6.378	5.342
<b>0.4</b>	16.533	16.925	15.548	8.005	8.768	9.315	8.402	9.392
<b>0.5</b>	21.267	23.542	22.130	13.811	12.389	13.002	13.527	12.491
<b>0.6</b>	24.586	27.886	27.283	17.698	16.280	15.197	16.996	15.719
<b>0.7</b>	27.043	35.560	32.101	20.659	18.175	16.913	16.659	16.545
<b>0.8</b>	28.775	32.776	36.300	23.109	20.576	18.016	18.704	17.080
<b>0.9</b>	29.951	37.203	38.896	25.865	23.996	19.775	19.871	19.231
<b>1</b>	31.487	41.012	43.097	27.125	26.160	21.530	21.650	19.533

Πίνακας Β.95 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (COPEMENDRIO)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ COPEMENDRIO Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	1.106	1.020	0.986	1.845	1.501	1.194	0.716	1.507
<b>0.2</b>	1.608	0.962	0.943	1.318	1.046	1.576	1.504	5.937
<b>0.3</b>	17.320	14.458	9.624	7.982	10.499	11.325	11.182	9.337
<b>0.4</b>	24.466	22.576	17.605	14.408	15.894	19.310	16.066	19.611
<b>0.5</b>	30.652	30.088	25.110	21.991	22.626	25.991	24.914	25.220
<b>0.6</b>	36.798	35.593	31.234	28.560	29.661	30.423	30.892	31.177
<b>0.7</b>	40.631	46.876	35.510	35.976	35.367	33.622	33.054	34.382
<b>0.8</b>	44.685	42.110	41.850	41.980	40.699	39.690	39.103	39.353
<b>0.9</b>	49.637	50.430	46.341	46.796	47.024	43.071	42.457	43.258
<b>1</b>	54.468	54.499	51.839	52.534	56.494	47.331	48.212	45.717

Πίνακας Β.96 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (COPEMENDRIO)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ COPEMENDRIO								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	1.706	1.265	1.231	2.025	1.663	1.396	1.049	1.711
0.2	2.332	1.365	1.175	1.507	1.290	1.788	1.841	6.824
0.3	20.774	19.137	14.124	8.952	12.109	12.575	12.873	10.758
0.4	29.528	28.215	23.488	16.483	18.152	21.439	18.130	21.743
0.5	37.307	38.203	33.470	25.969	25.796	29.062	28.350	28.143
0.6	44.256	45.216	41.472	33.599	33.835	34.007	35.259	34.916
0.7	48.808	58.838	47.869	41.486	39.763	37.636	37.015	38.156
0.8	53.148	53.362	55.400	47.920	45.604	43.587	43.346	42.900
0.9	57.973	62.668	60.501	53.468	52.793	47.394	46.877	47.340
1	62.914	68.206	67.414	59.123	62.257	51.997	52.850	49.715

Πίνακας Β.97 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (NORTHR\_OBR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_OBR Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	2.730	2.540	3.158	1.251	1.199	1.216	1.256	1.229
0.2	5.786	6.288	10.631	6.516	5.304	5.436	5.373	6.490
0.3	11.708	12.524	14.603	7.916	7.562	7.023	7.825	6.927
0.4	17.465	17.174	19.243	9.935	8.876	9.470	9.946	8.326
0.5	22.731	24.020	24.491	12.033	10.807	12.553	12.106	11.386
0.6	25.955	26.885	26.052	14.638	13.760	15.866	14.751	14.976
0.7	29.891	29.501	28.002	18.079	16.102	19.229	17.507	18.205
0.8	31.196	33.732	32.012	20.346	19.517	21.014	16.283	20.650
0.9	33.932	38.766	34.830	22.272	18.549	23.517	20.321	24.246
1	35.583	42.234	39.316	25.594	21.220	27.772	23.126	27.315

Πίνακας Β.98 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (NORTHR\_OBR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΠΙΟ NORTHR_OBR Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	1.006	1.030	0.984	0.958	1.734	1.648	1.700	1.666
<b>0.2</b>	6.595	5.676	4.585	4.439	5.981	4.792	5.367	4.060
<b>0.3</b>	11.854	8.033	9.080	4.521	8.899	8.647	8.781	8.922
<b>0.4</b>	15.444	12.050	11.395	9.159	11.710	13.000	12.972	13.132
<b>0.5</b>	21.758	15.653	15.301	9.927	13.709	17.297	17.146	17.503
<b>0.6</b>	25.523	21.061	19.746	12.108	16.728	20.023	19.965	18.609
<b>0.7</b>	29.772	25.577	20.328	14.556	20.814	24.405	23.248	22.349
<b>0.8</b>	28.112	29.630	28.782	16.422	25.283	27.801	18.958	26.577
<b>0.9</b>	43.513	35.062	35.912	19.935	23.178	33.147	33.678	30.900
<b>1</b>	49.828	41.010	42.079	25.383	28.045	39.420	37.795	36.820

Πίνακας Β.99 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (NORTHR\_OBR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΠΙΟ NORTHR_OBR								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	2.909	2.741	3.308	1.576	2.108	2.048	2.114	2.070
<b>0.2</b>	8.773	8.471	11.578	7.884	7.994	7.247	7.594	7.656
<b>0.3</b>	16.661	14.879	17.196	9.116	11.678	11.140	11.762	11.295
<b>0.4</b>	23.314	20.980	22.363	13.512	14.694	16.083	16.346	15.549
<b>0.5</b>	31.466	28.670	28.878	15.599	17.457	21.372	20.989	20.881
<b>0.6</b>	36.402	34.152	32.690	18.997	21.660	25.547	24.823	23.886
<b>0.7</b>	42.188	39.044	34.603	23.211	26.315	31.070	29.103	28.825
<b>0.8</b>	41.994	44.897	43.048	26.147	31.940	34.850	24.991	33.656
<b>0.9</b>	55.179	52.270	50.028	29.891	29.686	40.642	39.334	39.277
<b>1</b>	61.229	58.869	57.588	36.047	35.168	48.221	44.309	45.846

Πίνακας Β.100 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (PALMSPR\_NPS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ PALMSPR_NPS Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	2.923	3.383	2.699	3.321	5.225	4.253	5.612	3.814
<b>0.2</b>	8.531	9.869	6.495	7.696	3.504	4.167	3.803	4.110
<b>0.3</b>	15.741	16.196	11.464	9.777	7.106	7.326	8.260	8.151
<b>0.4</b>	18.286	20.016	14.696	13.115	9.948	10.655	10.494	10.041
<b>0.5</b>	18.653	24.328	17.278	14.958	11.161	11.493	12.251	11.834
<b>0.6</b>	21.660	29.257	19.662	17.264	12.253	13.523	14.961	13.542
<b>0.7</b>	24.526	34.097	23.001	19.711	12.906	17.932	17.111	16.173
<b>0.8</b>	26.365	40.163	27.041	21.755	14.46	16.804	19.844	19.487
<b>0.9</b>	27.992	46.070	32.271	24.234	16.494	18.929	23.300	22.755
<b>1</b>	27.441	51.318	36.746	28.960	18.304	19.608	24.264	24.832

Πίνακας Β.101 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (PALMSPR\_NPS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ PALMSPR_NPS Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	9.849	3.116	2.605	5.057	7.402	7.764	8.491	7.601
<b>0.2</b>	19.445	15.666	10.589	14.951	10.679	10.882	10.948	11.420
<b>0.3</b>	26.767	23.549	16.903	25.446	16.740	14.962	16.085	15.348
<b>0.4</b>	29.904	26.961	20.040	27.027	18.475	18.261	18.677	21.650
<b>0.5</b>	35.020	34.196	26.166	30.814	21.409	25.267	23.242	27.132
<b>0.6</b>	42.641	41.557	32.319	33.903	24.952	29.811	28.331	32.254
<b>0.7</b>	51.105	49.162	38.490	39.188	28.184	29.430	33.491	36.632
<b>0.8</b>	61.177	57.577	44.049	42.953	31.843	38.287	37.692	40.547
<b>0.9</b>	73.579	67.248	51.815	48.185	35.934	41.794	43.246	44.631
<b>1</b>	87.260	78.411	59.725	50.356	39.743	45.428	39.345	48.631

Πίνακας Β.102 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (PALMSPR\_NPS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ PALMSPR_NPS								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	10.273	4.600	3.752	6.050	9.060	8.853	10.179	8.504
<b>0.2</b>	21.234	18.515	12.423	16.816	11.239	11.653	11.590	12.137
<b>0.3</b>	31.053	28.581	20.424	27.260	18.186	16.659	18.082	17.379
<b>0.4</b>	35.052	33.579	24.851	30.041	20.984	21.142	21.423	23.865
<b>0.5</b>	39.678	41.967	31.356	34.253	24.144	27.758	26.273	29.600
<b>0.6</b>	47.827	50.823	37.830	38.045	27.798	32.735	32.039	34.981
<b>0.7</b>	56.685	59.829	44.839	43.867	30.999	34.463	37.609	40.043
<b>0.8</b>	66.616	70.201	51.688	48.148	34.972	41.813	42.596	44.987
<b>0.9</b>	78.723	81.516	61.043	53.936	39.539	45.881	49.124	50.097
<b>1</b>	91.473	93.712	70.124	58.090	43.756	49.479	46.225	54.604

Πίνακας Β.103 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (PALMSPR\_WWT)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ PALMSPR_WWT Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	2.581	1.349	1.382	3.571	1.061	0.949	1.103	0.963
<b>0.2</b>	6.400	4.762	4.202	5.709	4.602	3.874	4.777	3.696
<b>0.3</b>	7.890	6.538	7.452	5.418	5.393	5.239	5.752	5.135
<b>0.4</b>	9.551	9.771	9.474	6.429	6.552	6.139	6.757	5.761
<b>0.5</b>	14.512	10.880	10.423	8.061	7.778	7.667	8.148	7.320
<b>0.6</b>	14.998	13.656	11.664	11.431	11.697	10.675	12.183	9.761
<b>0.7</b>	16.394	16.107	15.665	15.149	13.481	11.717	13.721	10.910
<b>0.8</b>	20.620	14.498	13.520	15.842	15.737	14.328	15.633	13.075
<b>0.9</b>	23.466	14.911	13.710	17.600	17.559	15.462	17.803	14.224
<b>1</b>	25.219	17.183	15.154	19.168	19.539	16.972	19.727	15.813



Πίνακας Β.104 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (PALMSPR\_ WWT)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ PALMSPR_ WWT Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	2.078	1.272	1.155	2.710	0.877	0.922	0.885	0.918
<b>0.2</b>	5.868	5.662	3.927	7.598	1.817	1.889	1.758	1.793
<b>0.3</b>	10.160	8.701	6.113	8.790	5.460	4.016	5.407	4.389
<b>0.4</b>	12.151	11.074	8.335	12.189	7.676	6.454	7.833	7.132
<b>0.5</b>	8.537	5.160	2.872	5.014	2.351	2.418	2.309	2.614
<b>0.6</b>	24.856	21.355	14.766	16.957	11.449	10.273	12.356	10.679
<b>0.7</b>	23.080	23.890	21.418	19.995	14.728	13.426	14.879	13.298
<b>0.8</b>	38.606	31.848	21.155	24.319	18.301	17.193	18.572	17.095
<b>0.9</b>	45.102	36.843	22.763	27.190	20.914	19.781	21.478	19.593
<b>1</b>	51.180	41.090	24.589	29.188	23.670	22.242	24.039	22.313

Πίνακας Β.105 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (PALMSPR\_ WWT)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ PALMSPR_ WWT								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	3.313	1.854	1.801	4.483	1.376	1.323	1.414	1.331
<b>0.2</b>	8.683	7.399	5.752	9.504	4.948	4.310	5.090	4.108
<b>0.3</b>	12.863	10.884	9.639	10.325	7.674	6.601	7.894	6.755
<b>0.4</b>	15.456	14.768	12.618	13.781	10.092	8.908	10.344	9.169
<b>0.5</b>	16.837	12.042	10.812	9.494	8.126	8.039	8.469	7.773
<b>0.6</b>	29.030	25.348	18.818	20.450	16.368	14.816	17.352	14.467
<b>0.7</b>	28.310	28.812	26.536	25.086	19.967	17.820	20.240	17.200
<b>0.8</b>	43.768	34.993	25.107	29.024	24.137	22.380	24.276	21.521
<b>0.9</b>	50.841	39.746	26.573	32.390	27.308	25.107	27.897	24.212
<b>1</b>	57.056	44.538	28.884	34.919	30.693	27.978	31.097	27.348

Πίνακας Β.106 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (NORTHR\_PAR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΠΙΟ NORTHR_PAR Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	17.373	21.050	17.293	8.850	8.724	10.763	8.797	10.461
<b>0.2</b>	29.039	32.212	29.077	19.667	19.508	15.217	16.875	16.877
<b>0.3</b>	38.999	42.867	36.946	25.778	27.431	22.693	24.421	22.209
<b>0.4</b>	46.637	53.632	44.434	29.210	36.166	26.688	31.758	27.576
<b>0.5</b>	55.978	63.420	51.859	35.465	43.216	32.120	39.146	32.057
<b>0.6</b>	54.169	68.679	60.959	43.992	54.201	39.658	44.239	33.924
<b>0.7</b>	71.273	73.765	61.754	43.992	53.089	43.590	46.707	41.843
<b>0.8</b>	76.266	74.855	62.609	51.083	59.617	49.654	51.273	48.435
<b>0.9</b>	83.037	74.488	74.844	65.967	66.898	49.178	57.294	53.827
<b>1</b>	89.021	77.607	87.593	82.803	71.463	59.823	54.820	50.287

Πίνακας Β.107 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (NORTHR\_PAR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΠΙΟ NORTHR_PAR Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	9.006	14.606	11.277	9.876	4.190	4.250	4.046	5.422
<b>0.2</b>	17.210	28.244	26.102	15.423	10.161	10.764	9.687	13.018
<b>0.3</b>	24.848	43.314	41.404	22.566	19.001	16.801	17.665	20.306
<b>0.4</b>	32.728	58.354	61.641	30.889	26.587	25.464	25.337	28.343
<b>0.5</b>	40.685	73.809	77.629	41.373	34.544	30.577	32.907	35.921
<b>0.6</b>	55.863	82.653	96.147	46.851	50.993	49.232	45.236	40.742
<b>0.7</b>	63.160	90.834	98.548	49.851	48.984	44.754	49.938	51.279
<b>0.8</b>	63.961	100.232	103.365	61.637	57.757	51.417	58.325	58.459
<b>0.9</b>	73.093	113.031	109.163	81.388	64.297	64.426	65.277	64.344
<b>1</b>	82.619	128.182	119.290	105.221	69.855	62.904	63.973	65.617

Πίνακας Β.108 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (NORTHR\_PAR)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_PAR								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	19.569	25.621	20.645	13.261	9.678	11.572	9.683	11.783
<b>0.2</b>	33.756	42.840	39.074	24.994	21.996	18.639	19.458	21.315
<b>0.3</b>	46.242	60.940	55.491	34.259	33.369	28.236	30.140	30.093
<b>0.4</b>	56.975	79.257	75.987	42.513	44.888	36.888	40.627	39.544
<b>0.5</b>	69.201	97.313	93.358	54.493	55.325	44.347	51.140	48.145
<b>0.6</b>	77.814	107.464	113.843	64.268	74.417	63.218	63.272	53.017
<b>0.7</b>	95.231	117.013	116.298	66.486	72.235	62.474	68.376	66.184
<b>0.8</b>	99.537	125.099	120.848	80.053	83.006	71.479	77.658	75.917
<b>0.9</b>	110.624	135.368	132.356	104.765	92.787	81.050	86.855	83.889
<b>1</b>	121.452	149.845	147.995	133.895	99.933	86.808	84.248	82.670

Πίνακας Β.109 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (NORTHR\_STM)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_STM Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	0.938	2.158	1.641	3.160	3.302	2.485	3.159	2.298
<b>0.2</b>	9.149	12.163	10.291	16.450	11.380	10.513	11.833	9.222
<b>0.3</b>	11.722	18.575	18.061	26.128	19.705	18.878	20.296	17.665
<b>0.4</b>	16.376	24.292	26.208	37.376	27.159	23.536	28.197	22.160
<b>0.5</b>	21.333	31.410	33.522	47.062	34.084	29.317	35.480	26.767
<b>0.6</b>	26.172	38.443	41.715	56.781	42.924	35.583	40.974	32.647
<b>0.7</b>	31.281	45.015	47.134	70.416	52.410	43.262	50.260	39.427
<b>0.8</b>	34.962	49.477	51.315	81.543	61.330	49.066	63.827	45.833
<b>0.9</b>	35.754	51.632	54.335	93.492	69.377	55.695	64.532	52.628
<b>1</b>	40.622	60.477	57.124	102.516	76.600	63.638	73.830	59.374

Πίνακας Β.110 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (NORTHR\_STM)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΠΙΟ NORTHR_STM Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	1.035	1.408	0.746	2.123	3.926	3.859	3.995	3.947
0.2	9.948	8.143	5.396	7.266	12.247	16.501	14.236	14.630
0.3	16.834	14.637	9.822	14.775	18.676	25.140	17.332	24.222
0.4	23.041	17.418	13.846	22.584	25.794	33.843	25.499	35.038
0.5	28.014	21.734	17.481	27.319	32.477	43.779	32.342	45.393
0.6	35.297	25.892	22.418	36.014	39.631	53.808	34.444	55.572
0.7	42.113	31.899	28.157	42.026	48.203	67.865	39.038	71.851
0.8	47.671	36.443	34.258	48.079	55.279	80.287	52.568	78.783
0.9	52.987	45.719	41.859	59.192	61.518	95.025	58.001	94.117
1	63.194	57.152	47.362	66.533	68.160	113.409	68.932	111.298

Πίνακας Β.111 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (NORTHR\_STM)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΠΙΟ NORTHR_STM								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	1.397	2.577	1.802	3.807	5.130	4.589	5.093	4.568
0.2	13.516	14.637	11.620	17.983	16.718	19.565	18.512	17.294
0.3	20.513	23.649	20.559	30.016	27.149	31.438	26.690	29.979
0.4	28.268	29.891	29.641	43.669	37.456	41.222	38.016	41.457
0.5	35.212	38.197	37.806	54.417	47.079	52.689	48.008	52.697
0.6	43.942	46.349	47.357	67.239	58.421	64.509	53.528	64.452
0.7	52.459	55.171	54.904	82.003	71.207	80.481	63.640	81.958
0.8	59.117	61.450	61.700	94.662	82.566	94.093	82.687	91.145
0.9	63.922	68.964	68.589	110.655	92.724	110.144	86.767	107.832
1	75.124	83.209	74.204	122.213	102.534	130.044	101.007	126.145

Πίνακας Β.112 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (NORTHR\_ RSS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_ RSS Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	7.378	10.941	7.830	7.474	6.512	6.390	6.247	6.633
<b>0.2</b>	15.296	21.397	19.435	19.467	12.507	11.743	10.791	11.927
<b>0.3</b>	21.221	31.717	30.857	33.322	19.127	17.497	18.278	17.262
<b>0.4</b>	25.839	38.433	38.049	45.668	25.524	22.791	21.861	20.855
<b>0.5</b>	29.860	42.258	43.081	57.152	29.467	25.971	25.843	24.425
<b>0.6</b>	35.990	46.550	48.712	67.904	32.432	31.739	29.352	29.251
<b>0.7</b>	42.848	54.735	56.3116	78.298	35.021	32.447	34.866	32.894
<b>0.8</b>	50.918	62.819	62.632	90.441	38.562	44.614	40.072	36.708
<b>0.9</b>	60.223	77.175	70.853	103.957	44.694	51.538	48.366	41.937
<b>1</b>	68.506	87.316	80.083	119.880	51.743	50.167	64.348	46.740

Πίνακας Β.113 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (NORTHR\_ RSS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_ RSS Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	11.725	13.703	8.637	11.334	6.242	6.012	6.625	5.501
<b>0.2</b>	25.359	30.844	22.277	17.124	13.078	17.612	13.932	17.678
<b>0.3</b>	36.538	46.995	36.358	32.085	22.043	27.676	23.288	29.071
<b>0.4</b>	41.654	59.444	49.659	45.806	28.928	34.913	30.653	36.637
<b>0.5</b>	46.121	65.785	58.526	57.467	33.783	40.837	35.243	45.426
<b>0.6</b>	48.260	72.819	65.062	68.842	38.394	49.242	41.616	57.373
<b>0.7</b>	51.690	80.937	69.994	77.196	42.783	61.317	46.039	69.260
<b>0.8</b>	53.780	83.485	74.262	83.651	46.344	65.517	48.756	81.061
<b>0.9</b>	60.329	92.788	83.528	85.702	50.305	75.037	54.653	92.860
<b>1</b>	72.294	100.574	94.819	90.607	54.934	92.164	54.859	106.329

Πίνακας Β.114 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (NORTHR\_ RSS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_ RSS								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	13.853	17.535	11.658	13.577	9.020	8.774	9.106	8.617
0.2	29.615	37.540	29.564	25.927	18.096	21.169	17.622	21.326
0.3	42.253	56.697	47.687	46.259	29.184	32.743	29.605	33.810
0.4	49.018	70.787	62.560	64.682	38.578	34.913	37.651	42.157
0.5	54.944	78.188	72.673	81.049	44.828	40.837	43.703	51.576
0.6	60.203	86.427	81.277	96.697	50.259	58.585	50.926	64.399
0.7	67.140	97.708	89.834	109.954	55.289	69.373	57.752	76.674
0.8	74.061	104.480	97.147	123.195	60.289	79.265	63.110	88.986
0.9	85.243	120.689	109.531	134.729	67.292	91.032	72.981	101.891
1	99.597	133.189	124.113	150.270	75.465	104.933	84.559	116.149

Πίνακας Β.115 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (NORTHR\_ LOS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_ LOS Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	6.201	8.317	6.972	5.400	5.644	5.013	5.634	5.809
0.2	12.477	8.443	15.637	12.759	9.077	9.508	8.461	9.464
0.3	17.057	16.038	20.046	18.468	13.356	14.192	14.215	13.079
0.4	23.317	13.438	23.406	26.824	18.319	18.665	17.688	18.821
0.5	29.166	21.154	28.184	29.293	23.943	22.544	22.946	24.562
0.6	34.656	26.618	33.939	34.619	28.440	26.403	27.470	30.351
0.7	39.363	31.477	39.256	41.136	34.016	34.728	33.833	33.855
0.8	45.080	34.903	42.972	4.044	41.746	39.232	38.870	40.534
0.9	50.493	34.572	45.316	51.333	50.028	48.631	42.246	43.655
1	57.193	37.520	55.898	54.896	59.684	47.413	45.622	48.169

Πίνακας Β.116 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (NORTHR\_LOS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_LOS Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	3.625	6.489	3.700	5.478	4.051	4.019	4.305	2.837
0.2	7.120	16.946	8.384	15.342	9.854	8.797	10.674	8.988
0.3	13.782	30.072	12.502	25.411	11.329	10.452	11.431	10.729
0.4	18.292	25.934	15.286	37.275	15.513	14.729	17.280	14.249
0.5	24.868	34.963	20.311	39.483	22.311	22.885	23.762	21.090
0.6	29.924	41.356	23.226	44.054	28.286	29.548	30.374	27.738
0.7	33.926	40.796	28.712	50.441	34.278	33.526	35.702	37.615
0.8	38.270	56.059	34.469	53.987	41.467	41.929	43.667	43.852
0.9	43.293	52.107	40.805	59.936	48.904	45.404	55.421	55.999
1	48.562	58.193	46.506	66.164	56.329	62.691	60.629	64.889

Πίνακας Β.117 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (NORTHR\_LOS)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_LOS								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	7.183	10.548	7.893	7.692	6.947	6.425	7.091	6.465
0.2	14.366	18.933	17.743	19.954	13.397	12.953	13.621	13.052
0.3	21.929	34.081	23.625	31.413	17.514	17.625	18.241	16.917
0.4	29.636	29.208	27.955	45.923	24.005	23.777	24.727	23.606
0.5	38.328	40.865	34.740	49.163	32.727	32.124	33.032	32.374
0.6	45.788	49.182	41.126	56.029	40.112	39.626	40.953	41.117
0.7	51.965	51.527	48.635	65.088	48.291	48.271	49.187	50.607
0.8	59.134	66.037	55.088	54.138	58.840	57.422	58.461	59.716
0.9	66.512	62.533	60.980	78.914	69.960	66.532	69.686	71.005
1	75.029	69.240	72.715	85.972	82.068	78.601	75.877	80.814

Πίνακας Β.118 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Χ'Χ (NORTHR\_MUL)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΠΙΟ NORTHR_MUL Χ'Χ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	13.024	7.654	14.091	10.063	8.051	8.744	7.149	9.904
0.2	18.850	18.622	29.765	22.813	14.686	17.054	15.083	15.403
0.3	26.181	26.533	48.387	36.108	22.351	22.567	26.682	23.141
0.4	32.887	34.892	65.910	48.728	29.443	31.566	31.602	30.861
0.5	38.691	38.702	84.552	62.792	34.301	36.957	37.827	38.558
0.6	51.845	45.288	97.960	78.930	42.490	47.473	49.814	45.118
0.7	66.300	59.973	112.698	93.595	52.101	57.364	52.987	55.300
0.8	79.144	60.910	136.099	112.573	60.488	67.016	61.367	64.649
0.9	71.410	61.233	157.773	136.149	68.985	77.115	69.809	73.539
1	95.286	63.478	176.638	158.550	77.492	86.656	71.611	85.952

Πίνακας Β.119 Ενισχυμένο κτίριο: Σχετικές μετακινήσεις Υ'Υ (NORTHR\_MUL)

ΑΡΧΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ NORTHR_MUL Υ'Υ								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	14.471	14.269	9.550	7.048	8.385	8.911	9.459	8.968
0.2	25.973	25.780	19.657	20.916	13.700	15.660	17.189	15.413
0.3	42.859	43.522	37.086	35.725	20.967	21.004	23.420	22.154
0.4	58.077	43.796	52.239	46.686	28.413	30.344	30.303	29.256
0.5	78.193	57.634	63.758	57.345	35.449	34.366	36.032	35.622
0.6	100.050	75.357	77.121	68.614	43.207	43.522	44.960	40.324
0.7	123.420	78.313	87.370	74.727	55.305	48.897	52.447	44.236
0.8	141.251	99.917	96.228	78.876	65.939	53.934	63.329	48.345
0.9	139.692	127.977	102.420	81.177	78.329	59.474	72.800	54.535
1	150.204	138.008	109.768	81.883	89.756	65.943	76.487	63.132



Πίνακας Β.120 Ενισχυμένο κτίριο: Συνολικές σχετικές μετακινήσεις (NORTHR\_MUL)

ΑΡΧΙΚΟ ΚΤΙΡΙΟ NORTHR_MUL								
λ	Sr=8%	Sr=12%	Sr=16%	Sr=20%	Sr=32%	Sr=54%	Sr=63%	Sr=80%
<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>0.1</b>	19.468	16.192	17.023	12.286	11.624	12.484	11.856	13.361
<b>0.2</b>	32.092	31.802	35.670	30.950	20.083	23.153	22.868	21.790
<b>0.3</b>	50.223	50.972	60.965	50.795	30.646	30.829	35.503	32.036
<b>0.4</b>	66.742	55.996	84.101	67.483	40.917	43.785	43.783	42.524
<b>0.5</b>	87.242	69.423	105.897	85.037	49.327	50.466	52.241	52.494
<b>0.6</b>	112.685	87.919	124.675	104.584	60.599	64.404	67.103	60.511
<b>0.7</b>	140.101	98.639	142.599	119.767	75.981	75.376	74.555	70.816
<b>0.8</b>	161.913	117.019	166.681	137.456	89.480	86.024	88.184	80.726
<b>0.9</b>	156.886	141.871	188.102	158.513	104.376	97.385	100.862	91.553
<b>1</b>	177.878	151.907	207.967	178.446	118.580	108.893	104.778	106.646



# ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

---

## Διεθνής βιβλιογραφία

- ❖ Anastasopoulos I., Loli M., Georgarakos T., Drosos V. (2013) Shaking table testing of rocking-isolated bridge. Journal of earthquake engineering, 17,1:1-32, DOI:10.1080/13632469.2012.705225.
- ❖ Arvelo J.A.G. (2005), Adapting the modified cam clay constitutive model to the computational analysis of dense granular soils, master thesis, Department Of Civil And Environmental Engineering, University Of Central Florida, Orlando, Florida, U.S.A.
- ❖ ASCE [American Society Of Civil Engineers] (2000) “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, (FEMA 356), FEMA, Washington DC.
- ❖ Bazzurro P. & Cornell C.A. (1994), Seismic hazard analysis of nonlinear structures, Journal of Structural Engineering, 120,11:3345-3365.
- ❖ Byun Y.H., Lee S.J., Cho S.H., Yoon H.K. (2013), Evaluation of void ratio and elastic modulus of unsaturated soil using elastic waves, Proceedings of the 18th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Paris.
- ❖ Casini F., Vassallo R., Mancuso C., Desideri A. (2008) Application to a compacted soil of a cam clay model extended to unsaturated conditions, Proceedings of the 1st European Conference, E-Unsat 2008, Durham, United Kingdom, 609–615, DOI: 10.1201/9780203884430.CH82.
- ❖ Chen W.F., Han D.J., Han D. (2007), Plasticity for structural engineers, J. RossPublishing Classics.
- ❖ Chopra A.K. (2001) Dynamics of structures, Prentice Hall.
- ❖ Cordova P.P., Deierlein G.G., Mehanny S., Cornell C.A. (2000) Development of a two-parameter seismic intensity measure and probabilistic assessment procedure, The second

- US-JAPAN workshop on performance-based earthquake engineering methodology for reinforced concrete building structures, 187-206.
- ❖ Douglas J., Seyedi D.M., Ulrich T., Modaressi H., Foerster E., Pitilakis K., Pitilakis D., Karatzetzou A., Gazetas G., Garini E., Loli M. (2014) Evaluation of the seismic hazard for the assessment of historical elements at risk: description of input and selection of intensity measures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13,1:49-65 Doi:10.1007/S10518-014-9606-0.
  - ❖ EC5 (2004) Eurocode 5: Design of timber structures - part 1-1: General - common rules and rules for buildings, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.
  - ❖ EC6 (2005) Eurocode 6: Design of masonry structures-part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.
  - ❖ EC8 (2004) Eurocode 8: Design provisions of structures for earthquake resistance, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.
  - ❖ Fall M., Samb S.S., Ndiaye M., Sall O.A., Samb F. (2011) Cam-Clay models using castem 2000 and plaxis for the study of the slope stability of the “Corniche Ouest” of the Dakar Peninsula, *Geomaterials*, 51-58,DOI:10.4236/GM.2011.12009.
  - ❖ FEMA (1997A) NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA-273), Washington DC.
  - ❖ FEMA (1997B) nehrp commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA-274), Washington DC.
  - ❖ FEMA (2000) Prestandard and commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, Washington DC.
  - ❖ FEMA (2005) Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, FEMA 440, Prepared by the applied technology council for federal emergency management agency, Washington, DC.
  - ❖ Gazetas G. (1983) Analysis of machine foundation vibrations: state of art, *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2,1:2-42, doi:10.1016/0261-7277(83)90025-6.
  - ❖ Gazetas G. (1991), Foundation vibrations. *Foundation engineering handbook*, 1: 553-593.
  - ❖ Gazetas G. (1991), Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations, *Journal of geotechnical engineering*, 9: 1363-1381, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:9(1363).
  - ❖ //www.perpetuate.eu/, Performance-based approach to earthquake protection of cultural heritage in european and mediterranean countries, 2011-2012.

- 
- ❖ Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2009) REXEL: Computer aided record selection for codebased seismic structural analysis 8:339–362. DOI:10.1007/S10518-009-9146-1.
  - ❖ JRA (1996), Specifications for highway bridges- part 5: seismic design, Japanese Road Association.
  - ❖ Kappos A.J., Penelis G.G., Drakopoulos C.G. (2002), Evaluation of simplified models for lateral load analysis of unreinforced masonry buildings, *Journal Of Structural Engineering*, 128,7: 890-897, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002).
  - ❖ Karatzetzou A., Ptilakis D. (2012) Performance-based concepts of compliant soil foundation-structure systems, 2<sup>nd</sup> International conference on performance-based design in earthquake geotechnical engineering, Taormina, Italy, 1:1407-1415.
  - ❖ Karatzetzou A., Ptilakis D., Kržan M., Bosiljkov V. (2015) Soil–foundation–structure interaction and vulnerability assessment of the neoclassical school in Rhodes, Greece, *Bulletin of Earthquake Engineering* 13:411–428 DOI:10.1007/S10518-014-9637-6.
  - ❖ Katsanos E.I., Sextos A.G. (2013) ISSARS: An integrated software environment for structure-specific earthquake ground motion selection. *Advances in engineering software*, on-line, <http://dx.doi.org/10.1016/j.advengsoft.2013.01.003>.
  - ❖ Krawinkler H., Seneviratna G.D.P.K. (1998) Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, *Engineering Structures*, 20:452–464, DOI:10.1016/S0141-0296(97)00092-8.
  - ❖ Lagomarsino S. (2006) On the vulnerability assessment of monumental buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4:445-463, DOI:10.1007/s10518-006-9025-y.
  - ❖ Lagomarsino S. (2015) Seismic Assessment Of Rocking Masonry Structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13:97–128 DOI:10.1007/S10518-014-9609-X.
  - ❖ Lagomarsino S., Giovinazzi S. (2006) Macroseismic And Mechanical Models For The Vulnerability And Damage Assessment Of Current Buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4:415-443, DOI: 10.1007/s10518-006-9024-z.
  - ❖ Lagomarsino S., Cattari S. (2015) Perpetuate guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13:13–47, DOI:10.1007/S10518-014-9674-1.
  - ❖ McDowell G.R. (2004) A generalized modified cam clay model for clay and sand incorporating kinematic hardening and bounding surface plasticity, *Granular Matter* 6, 11–16, DOI:10.1007/S10035-003-0152-8.
  - ❖ Mylonakis G., Nikolaou S., Gazetas G. (2006) Footings under seismic loading: analysis and design issues with emphasis on bridge foundations, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26, 9:824–853, DOI:10.1016/j.soildyn.2005.12.005.

- ❖ Pecker A., Paolucci R., Chatzigogos C., Correia A.A., Figini R. (2014) The role of non-linear dynamic soil-foundation interaction on the seismic response of structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*. 12:1157–1176 DOI 10.1007/S10518-013-9457-0.
- ❖ Pitilakis D., Karatzetzou A. (2015) Dynamic stiffness of monumental flexible masonry foundations, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13:67–82 DOI 10.1007/S10518-014-9611-3.
- ❖ Rayhani M.H.T., El Naggar M.H. (2007) Centrifuge modeling of seismic response of layered soft clay, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5:571–589 DOI 10.1007/S10518-007-9047-0.
- ❖ Idriss I.M., Seed H.B., Kiefer L.W. (1968) Characteristics of rock motions during earthquakes, EERC 68–5, University of California, Berkeley , CA, USA.
- ❖ Shome N. (1998), Earthquakes, records, and nonlinear responses, *Earthquake Spectra*, 14,3:469-500, DOI:http://dx.doi.org/10.1193/1.1586011.
- ❖ Stewart E. (2008) Benchmarking of nonlinear geotechnical ground response analysis procedures, *Pacific Earthquake Engineering*, University of California, Berkeley, CA, USA.
- ❖ Tassios T.P., Chronopoulos M.P. (1986) A seismic dimensioning of interventions (repairs/strengthening) on low-strength masonry buildings, Ankara, Turkey.
- ❖ Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002a) Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, 491-514.
- ❖ Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002b) The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering, *Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering* , London, UK.
- ❖ Veletsos A.S., Meek J.W. (1974) Dynamic behavior of building-foundation systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3, 2, 121-138, DOI:10.1002/eqe.4290030203.
- ❖ Veletsos A.S. (1977) Dynamics of structure-foundation systems, Prentice Hall,INC., Englewood Cliffs.
- ❖ Veletsos A.S., Wei Y.T. (1971) Lateral And Rocking Vibration Of Footing. *Journal Of Soils Mechanics and Foundation Division - ASCE*, 97(SM9):1127–1248.
- ❖ Wolf J. (1985) Dynamic soil-structure interaction, *Internation series in civil engineering and engineering mechanics*, Prentice-Hall.
- ❖ Yun S.Y., Hamburger R.O., Cornell C.A., Foutch D.A. (2002), Seismic performance evaluation for steel moment frames, *Journal of Structural Engineering*, 128, 4, 534-545, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002).

**Ελληνική βιβλιογραφία**

- ❖ Βέρρας Δ., Βιντζηλαίου Ε., Τριανταφύλλου Α. (2004), Αποτίμηση σεισμικών βλαβών, επισκευές και ενισχύσεις παραδοσιακών και μνημειακών κτηρίων, Εκδόσεις Ανοικτού Πανεπιστημίου, Τόμος Β.
- ❖ Γκόκτση Κ. (2012) Αποτίμηση μνημειακών κατασκευών λαμβάνοντας υπόψιν την αλληλεπίδραση εδάφους - θεμελίωσης - ανωδομής, τη μη-γραμμική συμπεριφορά εδάφους και ανωδομής και το μοντέλο προσομοίωσης. Εφαρμογή στην οπλοθήκη de millly της μεσαιωνικής πόλης της ρόδου, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία ΑΣΤΕ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη.
- ❖ ΕΑΚ2000 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΕΑΚ2000, Υπουργείο Δημόσιων Έργων.
- ❖ Ιγνατακης Χ. (1989) Αναλυτική έρευνα της απόκρισης τοιχοποιίας υπό μονότονη επίπεδη καταπόνηση μέχρι αστοχίας, Διδακτορική διατριβή, Θεσσαλονίκη.
- ❖ ΟΑΣΠ (2001) «Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος κτιρίων δημόσιας και κοινωφελούς χρήσης», Αθήνα.
- ❖ Παπαευαγγελίου Π.Ν., Αναλυτική διερεύνηση της συμμετοχής λίθων – κονιάματος στη συνολική συμπεριφορά λιθοδομών : Η περίπτωση της Μονής Καισαριανής.
- ❖ Ροβίθης Ε. (2007) Δυναμική ανάλυση συζευγμένων συστημάτων εδάφους – πασσαλοθεμελίωσης – ανωδομής, Διδακτορική διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη.
- ❖ Σαμαρά Ξ. (2007), Διατηρητέο κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία , αποτίμηση φέρουσας ικανότητας & αξιολόγηση μεθόδων αντισεισμικής ενίσχυσης, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη.
- ❖ Σκουλίδου Δ. (2012), Συγκριτική αποτίμηση της επιρροής της κατηγορίας πλαστιμότητας κατά Ευρωκώδικα 8 στην επιτελεστικότητα κτιριακών έργων Ο/Σ, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη.
- ❖ Σπανός Χ.Ρ., Σπιθάκης Μ., Τρέζος Κ. (2001), Μέθοδοι για την επιτόπου αποτίμηση των χαρακτηριστικών των υλικών, Αθήνα: Τ.Ε.Ε.
- ❖ Σπυράκος Κ.Χ. (2015), Σύγχρονες προσεγγίσεις για την αντισεισμική προστασία κτισμάτων πολιτιστικής κληρονομιάς-ανασκόπηση-πρόταση, ΕΤΕΠΑΜ, 4ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αναστηλώσεων, Θεσσαλονίκη.
- ❖ Στυλιανίδης Κ., Ιγνατάκης Χ. (2007), Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία, φοιτητικές σημειώσεις, Θεσσαλονίκη.
- ❖ Τάσσιος Θ. (1992), Η μηχανική της τοιχοποιίας, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα.
- ❖ ΤΕΕ - ΔΑΝΣΜ/ΥΠΠΟ (2008), ημερίδα «Η αντισεισμικότητα των παραδοσιακών κατασκευών», Ζάππειο Μέγαρο, Αθήνα.

- ❖ Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος-Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας, Σεμινάριο μικρής διάρκειας: Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία κανονισμός-βλάβες –αποκατάσταση-εισηγητής κ. Στυλιανίδης.



