

## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. - ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΓΙΑ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

**ΠΑΥΛΙΔΟΥ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΑ**  
**ΑΛΑΜΙΔΗΣ ΑΔΑΜΟΣ**

### **Περίληψη**

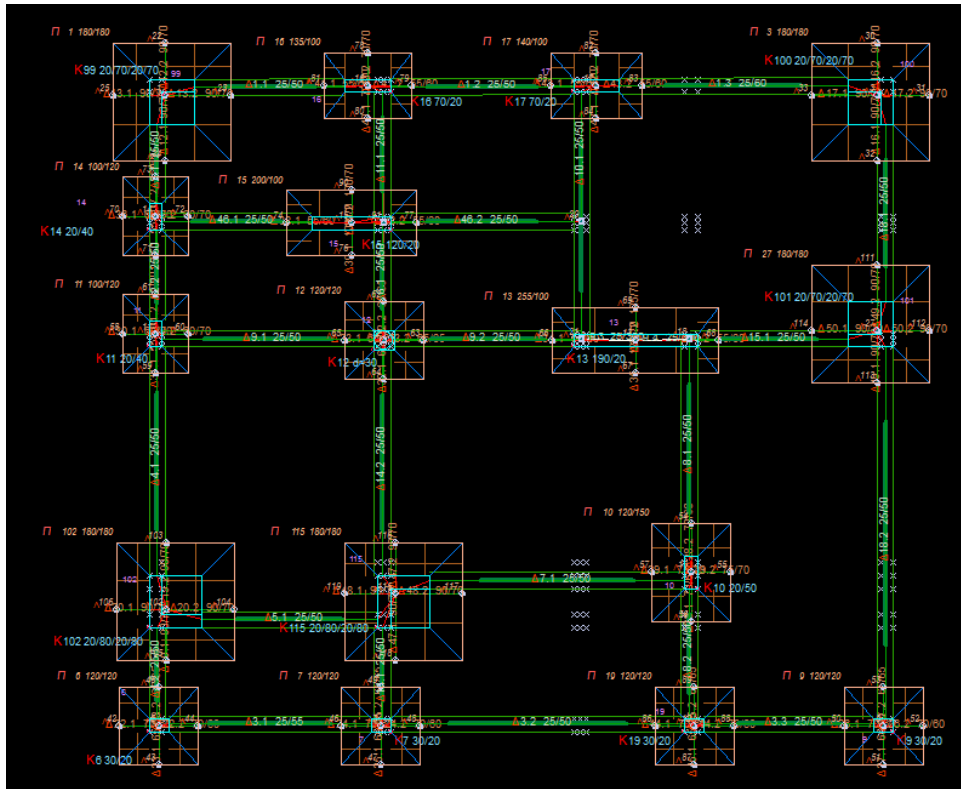
*Στην παρούσα εργασία γίνεται αποτίμηση με ανελαστική γραμμική ανάλυση διώροφης κατοικίας με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κτίριο έχει κατασκευαστεί στην Κύπρο την δεκαετία του '90 με τους ισχύοντες τότε κανονισμούς. Σκοπός της εργασίας είναι να εξαχθούν γενικά συμπεράσματα για το πώς κτίρια της τότε εποχής, με παρόμοια χαρακτηριστικά, ανταποκρίνονται σε διαφορετικές σεισμικές φορτίσεις σύμφωνα πάντα με τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων - ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στη συνέχεια γίνεται προσθήκη ορόφου σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες και έλεγχος της συμπεριφοράς του κτιρίου σε διαφορετικές σεισμικές φορτίσεις. Ο έλεγχος γίνεται με εφαρμογή της ανελαστικής γραμμικής ανάλυσης με χρήση του προγράμματος Fespa, ακολουθώντας τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ακολούθως εξαγωγή ανάλογων συμπερασμάτων.*

### **1. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

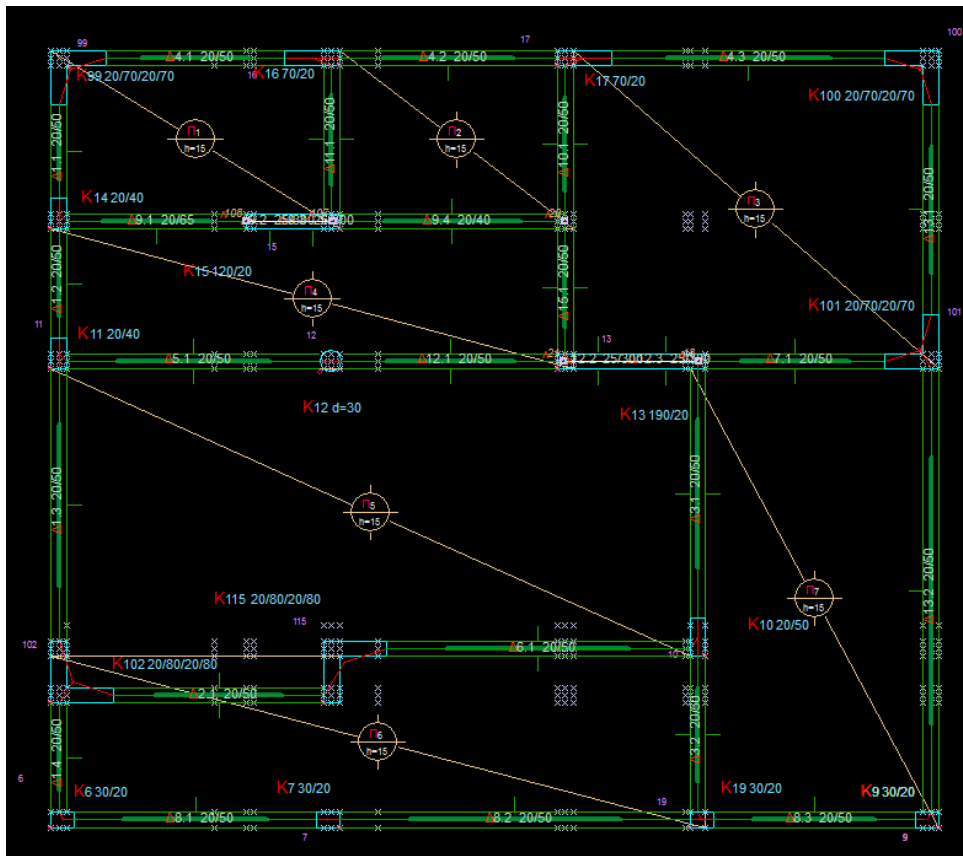
Στην εργασία παρουσιάζεται η διαδικασία αποτίμησης μίας υφιστάμενης διώροφης κατοικίας που κατασκευάστηκε με βάση τον κανονισμό CP110. Ο κανονισμός αυτός εφαρμόζόταν στην Κύπρο μέχρι και τη δεκαετία του '90, και είναι σύμφωνος με τους κανονισμούς αγγλικών προτύπων. Η αποτίμηση του κτιρίου έγινε με χρήση του λογισμικού Master της εταιρίας LHlogismiki.

Αρχικά έγινε η εισαγωγή του φορέα στο υπολογιστικό πρόγραμμα. Τα σεισμολογικά στοιχεία που απαιτήθηκαν είναι ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας 2 με συντελεστή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους 0,24g και σπουδαιότητα του κτιρίου κατηγορίας II. Ο συντελεστής εδάφους είναι B και ο συντελεστής θεμελίωσης  $\theta$  είναι 1,0. Η ποιότητα σκυροδέματος της κατασκευής είναι C16/20 και ο οπλισμός S500.

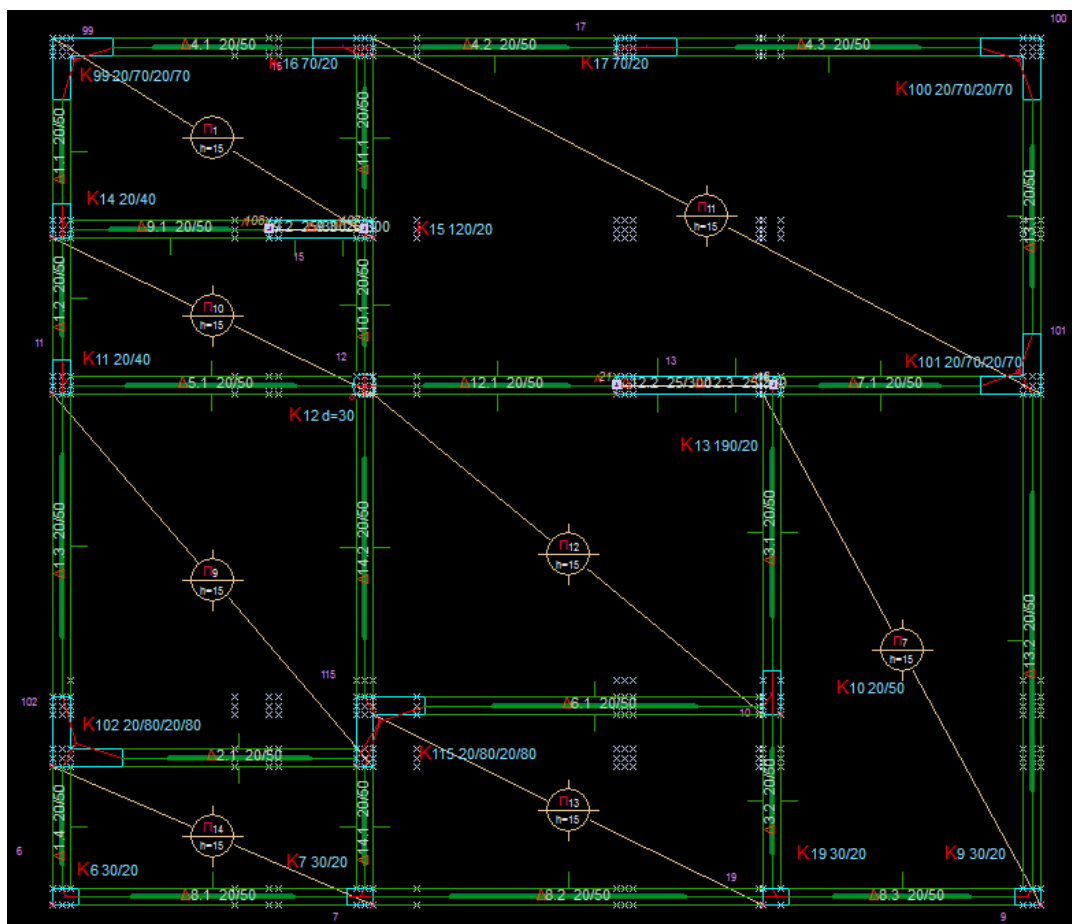
Κατά την εισαγωγή του φορέα τοποθετήθηκε και λήφθηκε υπόψη στους υπολογισμούς η υφιστάμενη θεμελίωση με πέδιλα, η οποία έχει βάθος 1,30m, ενώ αντίθετα δεν λήφθηκαν υπόψη οι τοιχοποιίες πλήρωσης του φορέα. Οι πλάκες έχουν πάχος  $t = 0,15m$  με κινητό φορτίο  $2 kN/m^2$  και το κλιμακοστάσιο έχει προσομοιωθεί με πλάκα πάχους  $t = 0,15m$  κινητού φορτίου  $3,5 kN/m^2$ . Το ύψος των ορόφων του κτιρίου είναι  $h = 3,20m$ .



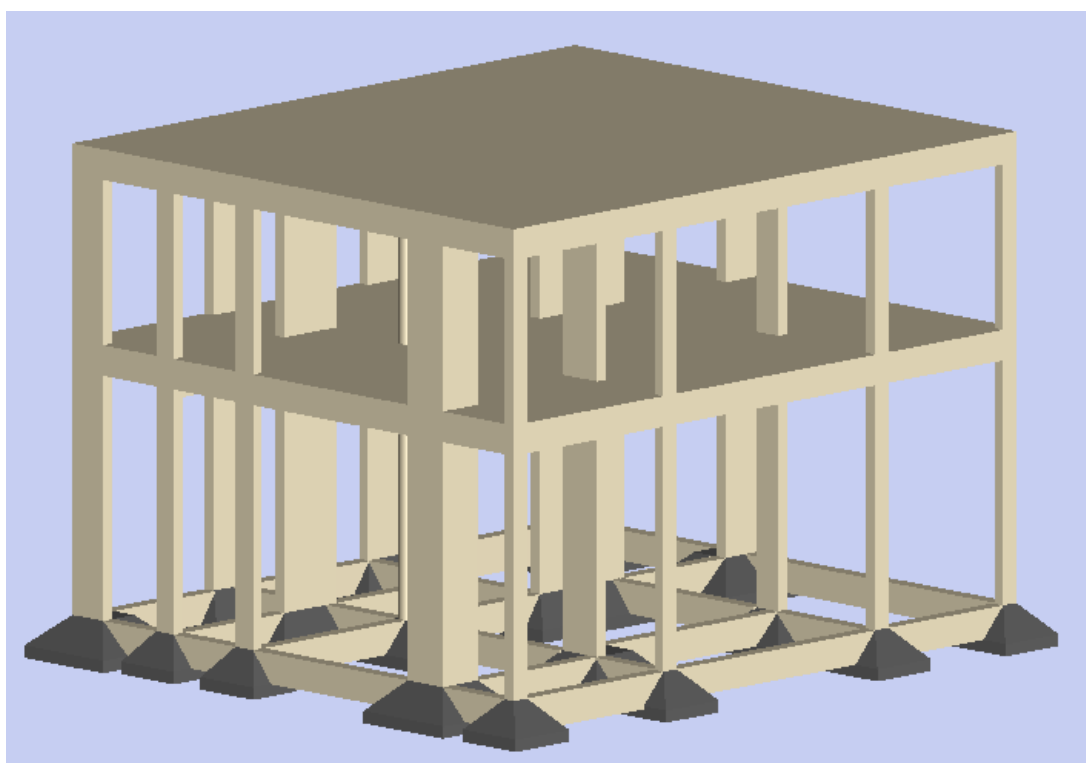
Σχίμα 1: Κάτοψη Θεμελίωσης κτιρίου



Σχίμα 2: Κάτοψη ισογείου



Σχήμα 3: Κάτοψη πρώτου ορόφου



Σχήμα 4: Τρισδιάστατη Απεικόνιση Κτιρίου

### 1.1. ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Εν συνεχεία έγινε εισαγωγή των υφιστάμενων οπλισμών στο μοντέλο που προέκυψαν με τον ισχύοντα κανονισμό κατά τον χρόνο κατασκευής και σημειώθηκαν στους διαθέσιμους ξυλότυπους της μελέτης.

Στα υποστυλώματα και στα ανοίγματα των δοκών του κτιρίου τοποθετήθηκε ο υφιστάμενος διαμήκης οπλισμός σύμφωνα με τον CP110 [2]. Ο οπλισμός συνδετήρων των υποστυλωμάτων και των δοκών καθώς και ο οπλισμός άκρων δοκών τοποθετήθηκε από το πρόγραμμα. Η όπλιση των πλακών όπως και της θεμελίωσης έγινε μέσω του προγράμματος.

	Υποστυλώματα		Πέδιλα
	Διαστάσεις	Οπλισμός	Διαστάσεις
K1	70×70×20	12Φ16	180×180×50
K2	70×20	6Φ18	135×100×50
K3	70×20	6Φ18	140×100×50
K4	70×70×20	12Φ16	180×180×50
K5	20×40	4Φ18	100×120×50
K6	120×20	8Φ20+Φ12/15	200×100×50
K7	20×40	4Φ18	100×130×50
K8	d=30	8Φ16	120×120×50
K9	190×20	8Φ20+Φ12/15	255×100×50
K10	70×70×20	12Φ16	180×180×50
K11	80×80×20	12Φ16	180×180×50
K12	80×80×20	12Φ16	200×150×50
K13	20×50	6Φ16	120×150×50
K14	30×20	4Φ18	120×120×50
K15	30×20	4Φ18	120×120×50
K16	30×20	4Φ18	120×120×50
K17	30×20	4Φ18	120×120×50

Πίνακας 1: Διατομές και Οπλισμός Υποστυλωμάτων και Διατομές Θεμελίωσης

Δοκοί Ισόγειου			
	Διαστάσεις	Οπλισμός	
		κάτω	άνω
Δ1	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ2	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ3	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ4	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ5	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ6	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ7	20×50	3Φ18	2Φ12
Δ8	20×50	4Φ20	2Φ12
Δ9	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ10	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ11	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ12	20×50	3Φ14	2Φ18
Δ13	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ14	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ15	20×50	4Φ14	2Φ12
Δ16	20×50	4Φ16	2Φ12
Δ17	20×50	4Φ18	3Φ14
Δ18	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ19	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ20	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ21	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ22	20×65	4Φ14	2Φ12
Δ23	20×40	3Φ14	2Φ12

Πίνακας 2: Διαστάσεις και Οπλισμός Δοκών Ισογείου

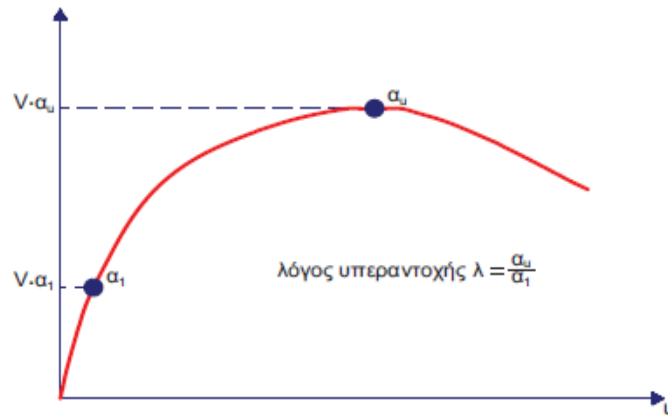
Δοκοί Πρώτου Ορόφου			
	Διαστάσεις	Οπλισμός	
		κάτω	άνω
Δ1	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ2	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ3	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ4	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ5	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ6	20×50	4Φ18	2Φ12
Δ7	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ8	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ9	20×50	4Φ18	2Φ12
Δ10	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ11	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ12	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ13	20×50	3Φ14	2Φ18
Δ14	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ15	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ16	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ17	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ18	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ19	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ20	20×50	3Φ14	2Φ12
Δ21	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ22	20×50	3Φ16	2Φ12
Δ23	20×50	4Φ18	2Φ12
Δ24	20×50	3Φ14	2Φ12

Πίνακας 3: Διαστάσεις και Οπλισμός Δοκών Ορόφου

## 2. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Η χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών επιτρέπει καλύτερη εποπτεία και κατανόηση συμπεριφοράς μιας κατασκευής όταν υποβληθεί σε ισχυρούς σεισμούς για τους οποίους είναι δεδομένο ότι θα συμπεριφερθεί ανελαστικά.

Στόχος της ανάλυσης Pushover σε παλαιές κατασκευές που αποτιμώνται ή ανασχεδιάζονται είναι η χάραξη της καμπύλης αντίστασης και βάσει αυτής, ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεσματικότητας για δεδομένη σεισμική διέγερση. Κατά την εφαρμογή της Pushover ανάλυσης η κατασκευή ωθείται σταδιακά με σταθερά αυξανόμενη πλευρική φόρτιση μέχρι να φτάσει στην αστοχία. Παράλληλα σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε στοιχεία-μέλη (δοκούς, υποστυλώματα) καθώς απομειώνεται σταδιακά η αντοχή των κόμβων κατά μήκος των στοιχείων-μελών. Τελικά θα δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης, των οποίων οι πλαστικές παραμορφώσεις θα είναι τέτοιες, που τα στοιχεία δεν θα μπορούν να παραλάβουν περαιτέρω ένταση και η κατασκευή θα αστοχήσει.



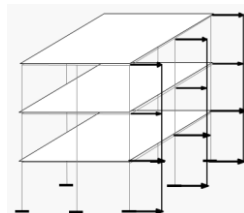
Σχήμα 5: Καμπύλη αντίστασης κατασκευής

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η μικρή επιρροή ανώτερων ιδιομορφών, καθώς η καμπύλη ικανότητας κατασκευάζεται με βάση την παραδοχή, ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή της ταλάντωσης είναι δεσπόζουσα όσον αφορά στη σεισμική απόκριση της κατασκευής.

Η σεισμική ένταση εκφράζεται με οριζόντια φόρτιση κατανομής σύμφωνης με την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων, η οποία αυξάνεται σταδιακά μέχρι το επίπεδο της κρίσιμης μετακίνησης του δομήματος, το οποίο ταυτίζεται με την οροφή του κτιρίου. Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης (§5.7.32) θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου.

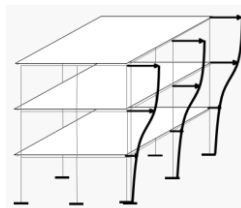
Η Pushover ανάλυση πραγματοποιείται με δυο κατανομές:

- i. Ομοιόμορφη Κατανομή: Οριζόντιες δυνάμεις, οι οποίες είναι ανάλογες με τη μάζα, ανεξάρτητα από τη στάθμη.



Σχήμα 6: Ομοιόμορφη Κατανομή[4]

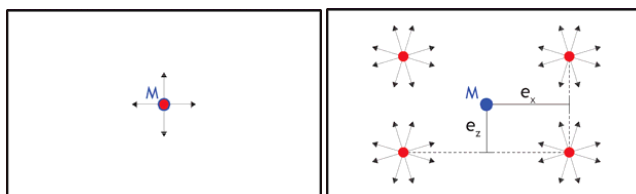
- ii. Ιδιομορφική Κατανομή: Οριζόντια φορτία που βασίζονται στο σχήμα της ιδιομορφής της κατασκευής που αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας όπως προέκυψε από ελαστική ιδιομορφική ανάλυση.



Σχήμα 7: Ιδιομορφική Κατανομή[4]

Επίσης, στην παρούσα ανελαστική στατική ανάλυση συνεκτιμώνται και οι στατικές επιρροές 2ης τάξεως για αποφυγή υπερεκτίμησης της αντοχής του κτιρίου.

Για μείωση του υπολογιστικού φόρτου ο αριθμός των ανελαστικών γραμμικών αναλύσεων ορίζεται σε 16, με την επιλογή του συντελεστή συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης=30% και χωρίς να ληφθεί υπόψη η τυχηματική εκκεντρότητα.



Σχήμα 8: Διευθύνσεις φόρτισης διαφράγματος χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα και με τυχηματική εκκεντρότητα[4]

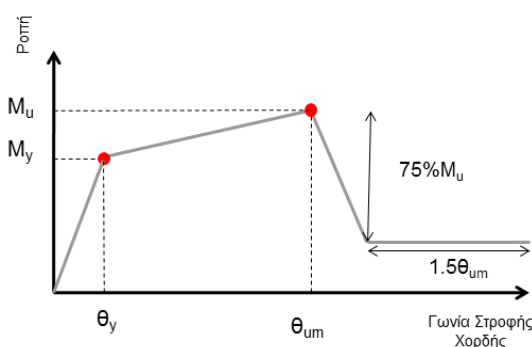
Επίσης έγινε η επιλογή των Ευρωκωδίκων ως κανονισμών έτσι ώστε να χρησιμοποιηθεί το φάσμα των Ευρωκωδίκων, όπως καθορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ καθώς και όλες οι διατάξεις του Ευρωκώδικα στις οποίες παραπέμπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ [4].

## 2.1. ΚΥΡΙΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Ως κύρια (ή πρωτεύοντα) μέλη χαρακτηρίζονται όλα τα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια του δομήματος υπό σεισμικά φορτία, ενώ στα δευτερεύοντα μέλη η δυσκαμψία και η αντοχή τους στις σεισμικές δράσεις αγνοούνται, αλλά διατηρείται η ικανότητα ανάληψης των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας[4]. Στο παρών κτίριο όλα τα μέλη θεωρούνται κύρια.

## 2.2. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΕΝΤΑΣΗΣ - ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ

Η ανελαστική στατική ανάλυση βασίζεται στην εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής. Η ανελαστικότητα προκύπτει με τη συσχέτιση των γενικευμένων μεγεθών δύναμης  $F$  (δύναμη ή ροπή) με τις αντίστοιχες παραμορφώσεις  $\delta$  (μετατοπίσεις ή στροφές). Η μορφή του διαγράμματος είναι τέτοια, ώστε να προσεγγίζει την περιβάλλουσα των βρόγχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης έντασης στο υπόψη μέλος. Στην περίπτωση αξονικά καταπονούμενων μελών το ρόλο του  $F$  παίζει η δύναμη και του  $\delta$  η μετακίνηση, ενώ στην περίπτωση καμπτόμενων μελών το ρόλο του  $F$  παίζει η ροπή  $M$  ενώ του  $\delta$  η γωνία στροφής χορδής  $\theta$ .



Σχήμα 9:Γενική μορφή διαγράμματος M-θ [4]

Η συμπεριφορά της πλαστικής άρθρωσης ορίζεται με τον καταστατικό νόμο ροπής-γωνίας στροφής χορδής του μέλους (υποστυλώματος ή δοκού) με τις γωνίες στροφής χορδής να υπολογίζονται βάση των καμπυλοτήτων στη διαρροή και στην αστοχία της διατομής του μέλους. Θεωρούμε ότι η ελαστική γραμμή κάμψης του μέλους είναι τέτοια ώστε στα δύο άκρα να αναπτύσσονται δύο ίσες και αντίθετες γωνίες στροφής χορδής[4].

Ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον παραμορφωμένο άξονα του στοιχείου στο άκρο του και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. Στο Σχήμα 9 παρουσιάζεται η γραφική επεξήγηση της γωνίας στροφής χορδής [4].



Σχήμα 10: Γωνίες στροφής χορδής σε κάθε κόμβο μέλους

### 2.3. ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Στις υφιστάμενες κατασκευές οι αριθμητικές τιμές των δεδομένων ενδέχεται να υπόκεινται σε σφάλματα σημαντικότερα από ότι στην περίπτωση νέων κατασκευών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. σελ4-5 κεφ. 4.2)[1]. Δια της αιτίας αυτής η αξιοπιστία των δεδομένων που υπεισέρχονται στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη. Έτσι υιοθετούνται τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων, υψηλή, ικανοποιητική, ανεκτή. Για τις ανάγκες τις εργασίας, θεωρήθηκε ότι τα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν είναι αντιπροσωπευτικά της κατάστασης του κτιρίου και η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων είναι ικανοποιητική (ΚΑΝ.ΕΠΕ. σελ2-3 κεφ. 2.1.3)[1].

### 2.4. ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ως στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται η ελάχιστη στάθμη αντοχής (δηλαδή το αποδεκτό επίπεδο βλαβών) που θα πρέπει να έχει η κατασκευή με βάση την επιλογή του κύριου του έργου. Ο καθορισμός του στόχου σχεδιασμού εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Η κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται με βάση την οριακή γωνία στροφής χορδής ως εξής:

**Περιορισμού βλαβών (Damage Limitation - DL)** -  $\theta \leq \theta_y$

Άμεση χρήση μετά τον σεισμό - ο φορέας επιτρέπεται να έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν περάσει τη διαρροή και να διατηρούν την αντοχή και την δυσκαμψία τους[4].

**Σημαντικών βλαβών (Severe Damage - SD)** -  $\theta \leq 0.75\theta_u$

Προστασία ζωής - τα φέροντα στοιχεία επιτρέπεται να εμφανίσουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις. Τα πρωτεύοντα μέλη εξασφαλίζεται ότι διαθέτουν αρκετό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας  $\theta_u$ [4].

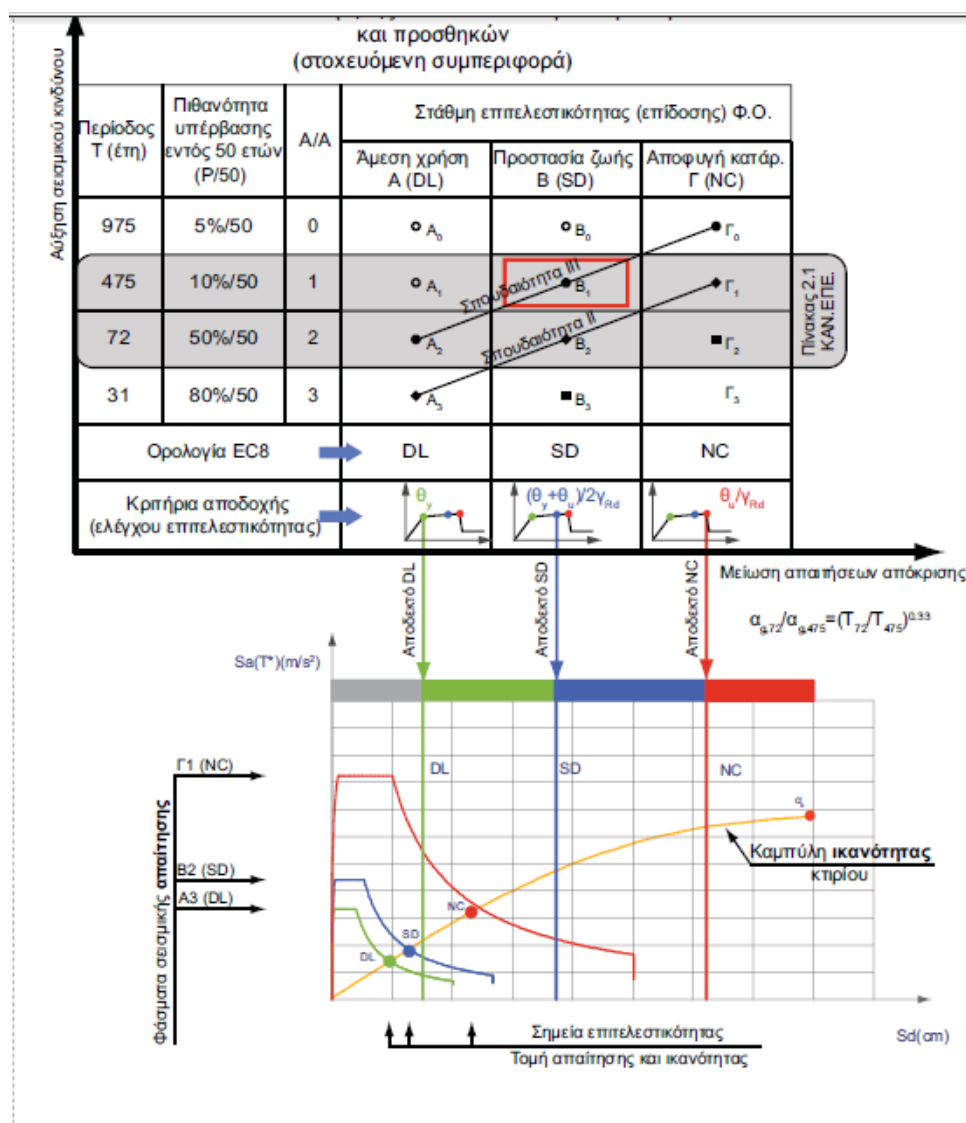
**Οιονεί κατάρρευση (Near Collapse - NC)** -  $\theta \leq \theta_u$

Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης - για τα φέροντα στοιχεία εξασφαλίζεται ότι δεν θα υπάρξει υπέρβαση της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας[4].



Σύμφωνα με τους ανεκτούς στόχους αποτίμησης υφιστάμενων κτιρίων, και επειδή η σπουδαιότητα του κτιρίου είναι Σ2 (συνήθης), επιλέχθηκε στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD ή B) με πιθανότητα υπέρβασης 10% (B1) (βλ. Σχήμα 10).

Μετά την επιλογή της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας της κατασκευής θα πρέπει να ελεγχθεί ότι για μετακίνηση ίση με την υπολογισθείσα στοχευόμενη μετακίνηση, κανένα μέλος δεν υπερβαίνει την οριακή τιμή της γωνίας στροφής χορδής. Σε αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση της κατασκευής προς αύξηση της αντοχής.



Σχήμα 11: Ανεκτοί στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού υφισταμένων και προσθηκών[4]

Όσον αφορά το παραπάνω σχήμα, επισημαίνεται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση λόγω των αυξημένων πλαστικών παραμορφώσεων δεν βρίσκεται στο σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας με το ελαστικό φάσμα απαίτησης, αλλά στο σημείο όπου θα αντιστοιχούσε η τομή με ένα υποβαθμισμένο πλαστικό φάσμα αποτίμησης.

Ο έλεγχος γίνεται με βάση τις μετακινήσεις και συγκεκριμένα αν η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής για τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη. Η διαδικασία αυτή έγκειται στην παρατήρηση αν η

διακεκομμένη γραμμή (μετακίνηση για την αστοχία του πρώτου κύριου μέλους της κατασκευής) βρίσκεται δεξιά της στοχευόμενης μετατόπισης, γεγονός που θα σήμαινε την επάρκεια της κατασκευής.

Έπειτα από την εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής, βρίσκονται για κάθε μέλος ξεχωριστά οι γωνίες στροφής-χορδής που αντιστοιχούν στη μετακίνηση αυτή.

## 2.5 ΛΟΓΟΙ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΜΕΛΩΝ λ

Οι λόγοι επάρκειας (απαίτηση / ικανότητα) υποδεικνύουν εάν και κατά πόσο ένα μέλος του φέροντος οργανισμού έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής  $\theta$  ( $\lambda = \theta / \theta_{lim}$ ) ή τέμνουσας δύναμης ( $\lambda = V / V_R$ ) που αντιστοιχούν στην κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Εφόσον  $\lambda \leq 1$ , τότε το κριτήριο ικανοποιείται, αλλιώς το κτίριο δεν επαρκεί για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. Συνεπώς, απαιτείται επανασχεδιασμός του φορέα σε περίπτωση νέου δομήματος ή ενίσχυση σε περίπτωση υπάρχοντος.

## 3. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Με βάση τα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω πραγματοποιείται η αποτίμηση φέρουσας ικανότητας του κτιρίου και τα αποτελέσματα αξιολογούνται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών

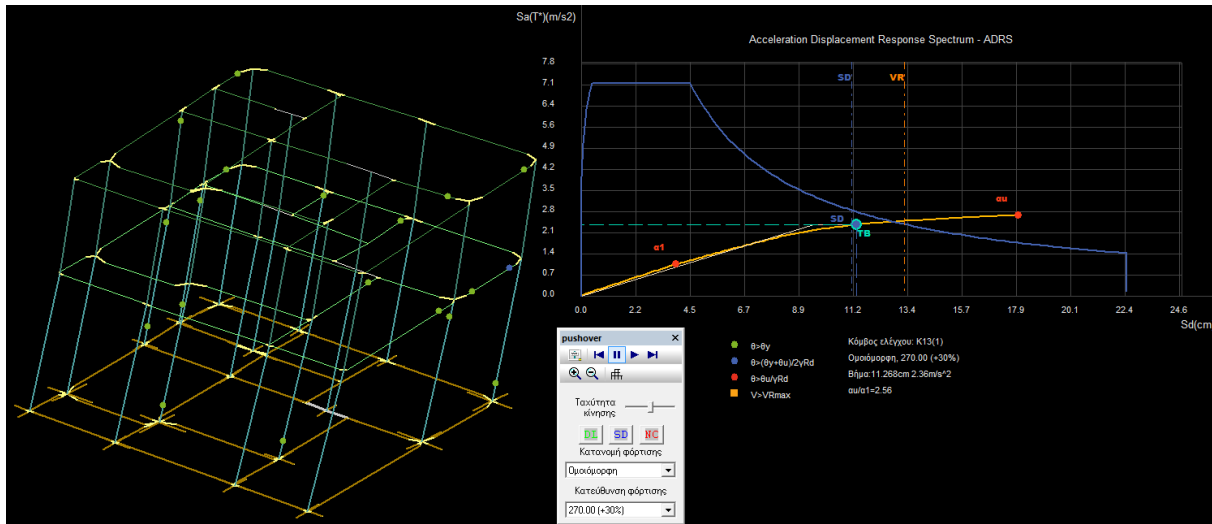
Μέλος	Κ/Δ	λDL Αρχής	λDL Τέλους	λSD Αρχής	λSD Τέλους	λNC Αρχής	λNC Τέλους	λ VRy Αρχής	λ VRy Τέλους
Δ1.4(0)	Κύριο	-	-	0.50	0.18	-	-	0.43	0.50
<b>Δ2.1(0)</b>	<b>Κύριο</b>	-	-	<b>1.08 !</b>	<b>0.98</b>	-	-	<b>0.76</b>	<b>0.69</b>
Δ3.1(0)	Κύριο	-	-	0.62	0.42	-	-	0.52	0.44
Δ3.2(0)	Κύριο	-	-	0.36	0.06	-	-	0.36	0.40
Δ4.1(0)	Κύριο	-	-	0.46	0.26	-	-	0.34	0.35
Δ4.2(0)	Κύριο	-	-	0.26	0.29	-	-	0.39	0.40
Δ4.3(0)	Κύριο	-	-	0.23	0.54	-	-	0.33	0.39
Δ5.1(0)	Κύριο	-	-	0.12	0.04	-	-	0.21	0.24
Δ6.1(0)	Κύριο	-	-	0.85	0.25	-	-	0.59	0.42
Δ7.1(0)	Κύριο	-	-	0.96	0.98	-	-	0.52	0.59
Δ8.1(0)	Κύριο	-	-	0.66	0.09	-	-	0.25	0.30
Δ8.2(0)	Κύριο	-	-	0.10	0.09	-	-	0.24	0.21
Δ8.3(0)	Κύριο	-	-	0.09	0.66	-	-	0.29	0.26
Δ9.1(0)	Κύριο	-	-	0.06	0.60	-	-	0.28	0.28
Δ9.4(0)	Κύριο	-	-	0.61	0.06	-	-	0.39	0.30
Δ10.1(0)	Κύριο	-	-	0.47	0.17	-	-	0.33	0.12
Δ11.1(0)	Κύριο	-	-	0.35	0.38	-	-	0.38	0.36
Δ12.1(0)	Κύριο	-	-	0.26	0.74	-	-	0.40	0.45
<b>Δ13.1(0)</b>	<b>Κύριο</b>	-	-	<b>1.13 !</b>	<b>0.85</b>	-	-	<b>0.93</b>	<b>0.59</b>
Δ13.2(0)	Κύριο	-	-	0.56	0.10	-	-	0.37	0.27
Δ15.1(0)	Κύριο	-	-	0.18	0.53	-	-	0.25	0.43

Σχήμα 12:Συγκεντρωτικοί λόγοι στατικής επάρκειας δοκών

Κατά την αποτίμηση Φ.Ι. με Pushover, προκύπτουν συγκεντρωτικοί πίνακες λόγων επάρκειας για όλα τα μέλη του κτιρίου (δοκοί – υποστυλώματα). Για το παρόν κτίριο προκύπτουν λόγοι επάρκειας μεγαλύτεροι της μονάδας σε δυο δοκούς για στάθμη επιτελεστικότητας SD ή «Σημαντικές Βλάβες», δηλαδή στις συγκεκριμένες δοκούς η απαίτηση είναι μεγαλύτερη από την ικανότητα. Στο Σχήμα 12 που ακολουθεί εμφανίζονται με μπλε κουκκίδες τα μέλη εκείνα που έχουν εξαντλήσει την οριακή παραμόρφωση για τη στάθμη αυτή, πράγμα που μεταφράζεται ως εμφάνιση πρώτης πλαστικής άρθρωσης για την οποία

$$\theta > (\theta_y + \theta_u) / 2\gamma_{Rd}$$

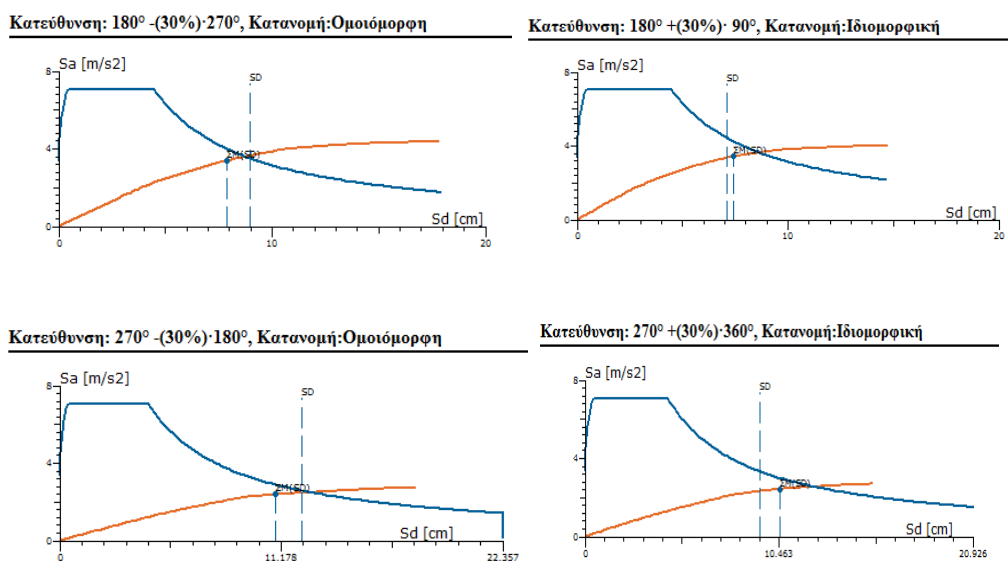
Συνεπώς τα μέλη αυτά χρειάζονται ενίσχυση.



Σχήμα 13: Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας ADRS (συμπεριφορά κτιρίου σε όρους φασματικής επιτάχυνσης – φασματικής μετακίνησης) και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων κτιρίου κατά την εξάντληση της στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD.

### 3.1. ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

Η συμπεριφορά του κτιρίου είναι ανάλογη της διεύθυνσης της σεισμικής φόρτισης. Στο παρόν κτίριο υπάρχει ασυμμετρία στην κάτοψη, και άρα σε διαφορετικές διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης παρατηρούνται αδυναμίες σε άλλα στοιχεία για κάθε περίπτωση. Στα πιο κάτω σχήματα παρατίθενται μερικά παραδείγματα από τις διάφορες διευθύνσεις και για τις δυο κατανομές (ομοιόμορφη και ιδιομορφική). Για κάποιες το κτίριο επαρκεί, ενώ για άλλες δεν επαρκεί, αφού η διακεκομμένη γραμμή βρίσκεται στα αριστερά της στοχευόμενης μετακίνησης.



Σχήμα 14: Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας του κτιρίου υπό σεισμική φόρτιση από διάφορες κατευθύνσεις

### 3.2. ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΔΟΚΟΙ

Οι δοκοί που παρουσιάστηκαν με πρόβλημα επάρκειας, δηλώθηκαν δοκιμαστικά ως δευτερεύοντα στοιχεία ώστε να εξαχθεί ένα συμπέρασμα για το κατά πόσο θα υπάρξει κάποια αλλαγή στη συμπεριφορά του κτιρίου και αν θα εξακολουθούν να μην επαρκούν οι συγκεκριμένες δοκοί για τη στάθμη SD.

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών

Μέλος	Κ/Δ	ΛDL Αρχής	ΛDL Τέλους	ΛSD Αρχής	ΛSD Τέλους	ΛNC Αρχής	ΛNC Τέλους	λ VRy Αρχής	λ VRy Τέλους
Δ1.4( 0)	Κύριο	-	-	0.50	0.18	-	-	0.43	0.50
<b>Δ2.1( 0)</b>	<b>Κύριο</b>	-	-	<b>1.08 !</b>	<b>0.98</b>	-	-	<b>0.76</b>	<b>0.69</b>
Δ3.1( 0)	Κύριο	-	-	0.62	0.42	-	-	0.52	0.44
Δ3.2( 0)	Κύριο	-	-	0.36	0.06	-	-	0.36	0.40
Δ4.1( 0)	Κύριο	-	-	0.46	0.26	-	-	0.34	0.35
Δ4.2( 0)	Κύριο	-	-	0.26	0.29	-	-	0.39	0.40
Δ4.3( 0)	Κύριο	-	-	0.23	0.54	-	-	0.33	0.39
Δ5.1( 0)	Κύριο	-	-	0.12	0.04	-	-	0.21	0.24
Δ6.1( 0)	Κύριο	-	-	0.85	0.25	-	-	0.59	0.42
Δ7.1( 0)	Κύριο	-	-	0.96	0.98	-	-	0.52	0.59
Δ8.1( 0)	Κύριο	-	-	0.66	0.09	-	-	0.25	0.30
Δ8.2( 0)	Κύριο	-	-	0.10	0.09	-	-	0.24	0.21
Δ8.3( 0)	Κύριο	-	-	0.09	0.66	-	-	0.29	0.26
Δ9.1( 0)	Κύριο	-	-	0.06	0.60	-	-	0.28	0.28
Δ9.4( 0)	Κύριο	-	-	0.61	0.06	-	-	0.39	0.30
Δ10.1( 0)	Κύριο	-	-	0.47	0.17	-	-	0.33	0.12
Δ11.1( 0)	Κύριο	-	-	0.35	0.38	-	-	0.38	0.36
Δ12.1( 0)	Κύριο	-	-	0.26	0.74	-	-	0.40	0.45
<b>Δ13.1( 0)</b>	<b>Κύριο</b>	-	-	<b>1.13 !</b>	<b>0.85</b>	-	-	<b>0.93</b>	<b>0.59</b>
Δ13.2( 0)	Κύριο	-	-	0.56	0.10	-	-	0.37	0.27
Δ15.1( 0)	Κύριο	-	-	0.18	0.53	-	-	0.25	0.43

Σχήμα 15:Συγκεντρωτικοί λόγοι στατικής επάρκειας δοκών

Τελικά, προκύπτει πως αυτές οι δοκοί επαρκούν, όμως δημιουργούνται προβλήματα μη επάρκειας σε γειτονικές δοκούς, οι οποίες επειδή θα παραλάβουν τα σεισμικά φορτία των δευτερευουσών πλέον δοκών, χρειάζονται ενίσχυση. Ουσιαστικά, για το λόγο ότι όλες οι δοκοί είναι φέροντα στοιχεία της κατασκευής, αν κάποια από αυτές δεν παραλάβει τα σεισμικά φορτία που της αντιστοιχούν, αναγκαστικά γίνεται ανακατανομή των φορτίων αλυσιδωτά στις γειτονικές δοκούς.

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών

Μέλος	Κ/Δ	ΛDL Αρχής	ΛDL Τέλους	ΛSD Αρχής	ΛSD Τέλους	ΛNC Αρχής	ΛNC Τέλους	λ VRy Αρχής	λ VRy Τέλους
Δ1.3( 0)	Κύριο	-	-	0.18	0.66	-	-	0.34	0.37
Δ1.4( 0)	Κύριο	-	-	0.51	0.18	-	-	0.44	0.51
Δ2.1( 0)	Δευτ.	-	-	0.02	0.02	-	-	0.11	0.11
Δ3.1( 0)	Κύριο	-	-	0.75	0.48	-	-	0.60	0.46
Δ3.2( 0)	Κύριο	-	-	0.41	0.14	-	-	0.39	0.43
Δ4.1( 0)	Κύριο	-	-	0.43	0.25	-	-	0.33	0.34
Δ4.2( 0)	Κύριο	-	-	0.26	0.30	-	-	0.39	0.40
Δ4.3( 0)	Κύριο	-	-	0.24	0.54	-	-	0.33	0.39
Δ5.1( 0)	Κύριο	-	-	0.13	0.04	-	-	0.21	0.24
<b>Δ6.1( 0)</b>	<b>Κύριο</b>	-	-	<b>1.06 !</b>	<b>0.32</b>	-	-	<b>0.73</b>	<b>0.44</b>
Δ7.1( 0)	Κύριο	-	-	0.99	0.97	-	-	0.53	0.57
Δ8.1( 0)	Κύριο	-	-	0.81	0.09	-	-	0.28	0.31
Δ8.2( 0)	Κύριο	-	-	0.09	0.10	-	-	0.24	0.21
Δ8.3( 0)	Κύριο	-	-	0.10	0.78	-	-	0.30	0.28
Δ9.1( 0)	Κύριο	-	-	0.07	0.62	-	-	0.28	0.29
Δ9.4( 0)	Κύριο	-	-	0.63	0.07	-	-	0.40	0.31
Δ10.1( 0)	Κύριο	-	-	0.62	0.17	-	-	0.37	0.12
Δ11.1( 0)	Κύριο	-	-	0.39	0.41	-	-	0.39	0.37
Δ12.1( 0)	Κύριο	-	-	0.27	0.76	-	-	0.40	0.47
Δ13.1( 0)	Δευτ.	-	-	0.03	0.05	-	-	0.07	0.07
Δ13.2( 0)	Κύριο	-	-	0.87	0.17	-	-	0.48	0.30
Δ15.1( 0)	Κύριο	-	-	0.21	0.68	-	-	0.25	0.49

Σχήμα 16: Συγκεντρωτικοί λόγοι στατικής επάρκειας δοκών

### 3.3. ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΓΙΑ 0.36g

Ακολούθως, με σκοπό να προσδιοριστεί αν το κτίριο θα αντέξει και σε μεγαλύτερο σεισμό από αυτό για τον οποίο έχει σχεδιαστεί, έγινε η Pushover ανάλυση για σεισμική επιτάχυνση 0.36g. Όπως παρουσιάζεται και στους πιο κάτω πίνακες, δημιουργούνται προβλήματα επάρκειας τόσο σε δοκούς όσο και σε υποστυλώματα. Οι πίνακες καταγράφουν το στοιχείο όπου εμφανίζεται ο μέγιστος λόγος επάρκειας κατά τους ελέγχους στροφών και διάτμησης, τόσο για τις δοκούς, όσο και για τα υποστυλώματα.

**Μέγιστα Λόγων Επάρκειας-Έλεγχος Στροφών**

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-	-
SD	Δ2.1( 0)	Κύριο	1.89
NC	-	-	-

**Μέγιστα Λόγων Επάρκειας- Έλεγχος Διάτμησης**

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-	-
SD	Δ13.1( 0)	Κύριο	1.18
NC	-	-	-

Σχήμα 17: Μέγιστοι λόγοι στατικής επάρκειας δοκών

**Μέγιστα Λόγων Επάρκειας- Έλεγχος Στροφής**

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-	-
SD	Κ102( 0)	Κύριο	0.71
NC	-	-	-

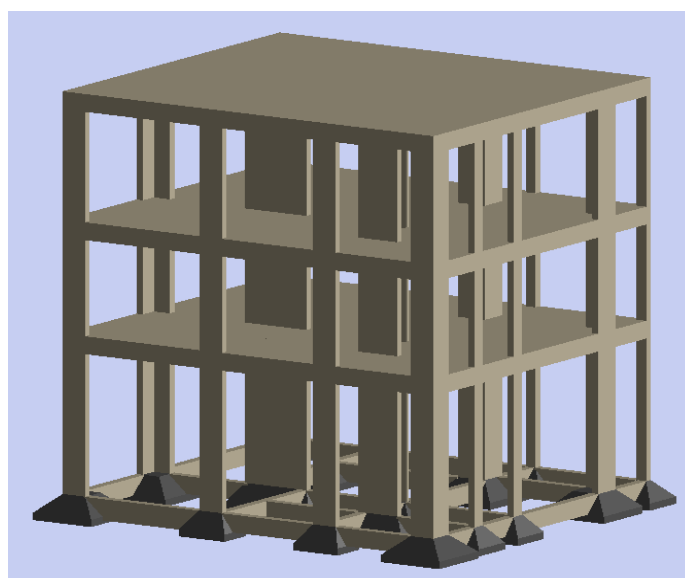
**Μέγιστα Λόγων Επάρκειας- Έλεγχος Διάτμησης**

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-	-
SD	Κ102( 0)	Κύριο	0.60
NC	-	-	-

Σχήμα 18: Μέγιστοι λόγοι στατικής επάρκειας υποστυλωμάτων

#### 4. ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΟΡΟΦΟΥ

Στη συνέχεια έγινε προσθήκη ορόφου στο παρά πάνω υφιστάμενο κτίριο, του οποίου η όπλιση έγινε σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2, 3 και 8. Η προσθήκη αυτή είχε ως σκοπό να αποτιμηθεί και να διερευνηθεί η συμπεριφορά του προκύπτοντος κτιρίου για σεισμική επιτάχυνση 0.24g και 0.36g για στάθμη επιτελεστικότητας SD με πιθανότητα υπέρβασης 10%.



Σχήμα 19: Τρισδιάστατη Απεικόνιση Κτιρίου

#### 4.1. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ 0.24g

Από την ανελαστική στατική ανάλυση προέκυψαν ανεπάρκειες λόγω στροφής και διάτμησης σε δοκούς του πρώτου ορόφου και του ισογείου, όπως παρουσιάζεται και στους πιο κάτω πίνακες. Τα υποστυλώματα του κτιρίου δεν εμφανίζουν κάποιο πρόβλημα επάρκειας.

Μέγιστα Λόγων Επάρκειας-Έλεγχος Στροφών

Στάθμη Επιτελεσιμότητας	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-	-
SD	Δ13.1( 0)	Κύριο	1.41
NC	-	-	-

Μέγιστα Λόγων Επάρκειας- Έλεγχος Διάτμησης

Στάθμη Επιτελεσιμότητας	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-	-
SD	Δ13.1( 0)	Κύριο	1.17
NC	-	-	-

Σχήμα 20: Μέγιστοι λόγοι στατικής επάρκειας δοκών

Μέγιστα Λόγων Επάρκειας- Έλεγχος Στροφής

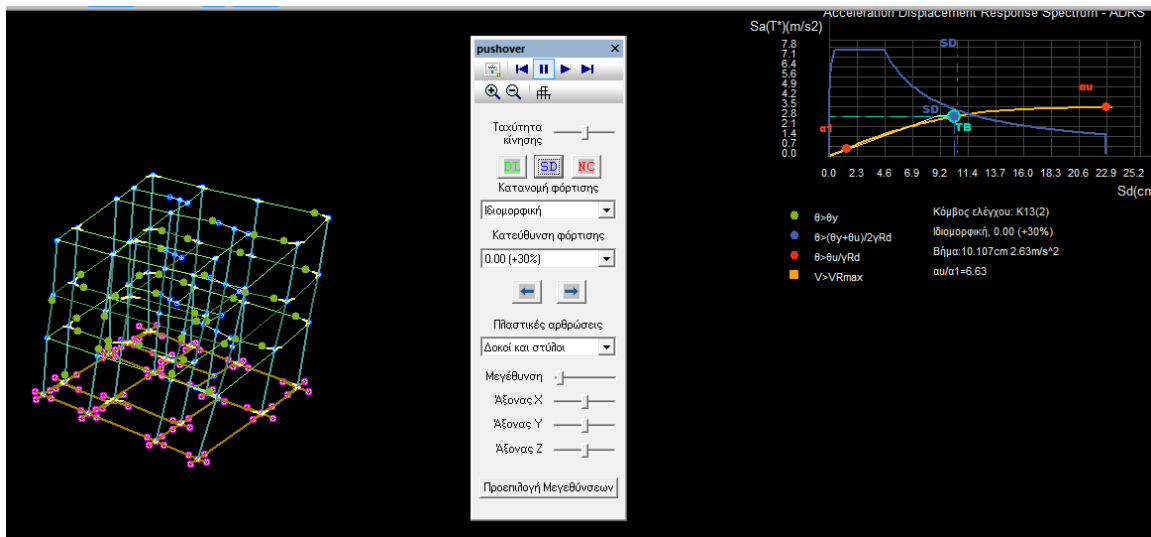
Στάθμη Επιτελεσιμότητας	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-	-
SD	K102( 0)	Κύριο	0.75
NC	-	-	-

Μέγιστα Λόγων Επάρκειας- Έλεγχος Διάτμησης

Στάθμη Επιτελεσιμότητας	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-	-
SD	K102( 0)	Κύριο	0.60
NC	-	-	-

Σχήμα 21: Μέγιστοι λόγοι στατικής επάρκειας υποστυλωμάτων

Παρακάτω απεικονίζεται η τρισδιάστατη μορφή του κτιρίου, όπως επίσης και το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας, για ιδιομορφική κατανομή φόρτισης και για κατεύθυνση 0.00 (+30%).



Σχήμα 22: Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας ADRS (συμπεριφορά κτιρίου σε όρους φασματικής επιτάχυνσης – φασματικής μετακίνησης) και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων κτιρίου κατά την εξάντληση της στάθμης επιτελεσιμότητας «Σημαντικών βλαβών» SD.

#### 4.2. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ 0.36g

Για σεισμική επιτάχυνση 0.36g εμφανίζονται προβλήματα επάρκειας τόσο σε δοκούς όσο και σε υποστυλώματα του πρώτου ορόφου και του ισογείου. Υπό αυτές τις συνθήκες το υφιστάμενο κτίριο χρειάζεται σημαντική ενίσχυση.



Μέγιστα Λόγων Επάρκειας-Έλεγχος Στροφών

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-	-
SD	Δ13.1( 0)	Κύριο	2.23
NC	-	-	-

Μέγιστα Λόγων Επάρκειας- Έλεγχος Διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-	-
SD	Δ13.1( 0)	Κύριο	1.18
NC	-	-	-

Σχήμα 23: Μέγιστοι λόγοι στατικής επάρκειας δοκών

Μέγιστα Λόγων Επάρκειας- Έλεγχος Στροφής

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-	-
SD	Κ102( 0)	Κύριο	1.46
NC	-	-	-

Μέγιστα Λόγων Επάρκειας- Έλεγχος Διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος [I]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [I]
DL	-	-	-
SD	Κ13( 0)	Κύριο	0.99
NC	-	-	-

Σχήμα 24: Μέγιστοι λόγοι στατικής επάρκειας υποστυλωμάτων

## 5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Παρακάτω παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα συμπεράσματα στα οποία κατέληξε η παρούσα μελέτη:

- Αποτιμώντας το κτίριο με τους Ευρωκώδικες 2, 3, και 8 σε διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας δεν προκύπτουν ιδιαίτερες βλάβες στα στοιχεία της κατασκευής. Αυτό οδηγεί στο συμπέρασμα ότι ο κανονισμός CP110 ήταν κοντά στα πρότυπα των σημερινών κανονισμών.
- Το υφιστάμενο δώροφο κτίριο, μετά από δοκιμές, προκύπτει πως επαρκεί χωρίς να χρειάζεται οποιαδήποτε ενίσχυση για την στάθμη SD, για σεισμική επιτάχυνση μέχρι και 0.224g ενώ έχει κατασκευαστεί για να αντέχει σεισμική επιτάχυνση 0.24g. Από αυτό συμπεραίνουμε πως παρόλο που το κτίριο έχει κατασκευαστεί εδώ και περίπου 20 χρόνια, έχει ικανοποιητική αντοχή και καλή συμπεριφορά στο σεισμό, αφού δεν παρουσιάζει ιδιαίτερα προβλήματα και δεν έχει υποστεί ιδιαίτερη απομείωση η αντοχή του. Επίσης, από αυτό μπορούμε να υποθέσουμε ότι ο κανονισμός σύμφωνα με τον οποίο έχει σχεδιαστεί το κτίριο, είναι κατά πολύ σύμφωνος με τον ΚΑΝ. ΕΠΕ και τηρεί τις προϋποθέσεις και τους περιορισμούς του.
- Το πρόβλημα μη επάρκειας κάποιων κύριων δοκών δεν μπορεί να λυθεί με το να θεωρηθούν ως δευτερεύοντα στοιχεία αφού είναι σημαντικά στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων.
- Το παρόν κτίριο το οποίο έχει διαστασιολογηθεί σύμφωνα με τον κανονισμό BS CP110 έχει μεγάλη πιθανότητα να αποφύγει την κατάρρευση υποβαλλόμενο σε σεισμική επιτάχυνση 0.36g, που είναι αρκετά μεγαλύτερη από εκείνη για την οποία διαστασιολογήθηκε.
- Στο υφιστάμενο κτίριο, ακόμη και με την προσθήκη ορόφου, για σεισμική επιτάχυνση 0.24g όλα τα υποστυλώματα επαρκούν και παρουσιάζονται προβλήματα μόνο σε ορισμένες δοκούς του ισόγειου και του πρώτου ορόφου. Αντίθετα, για σεισμική επιτάχυνση 0.36g, εμφανίζονται στα αποτελέσματα λόγοι επάρκειας μεγαλύτεροι της μονάδας τόσο σε δοκούς όσο και σε υποστυλώματα.

## 6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ. ΕΠΕ, αναθεωρημένη έκδοση 2013
- [2] Code of Practice for the structural use of concrete – 1987 (BS CP110)
- [3] EC2
- [4] Βοηθητικά κείμενα της LHLogismiki
- [5] Στ. Δρίτσος “Παρουσιάσεις μαθήματος 2014-2015”  
<https://eclass.upatras.gr/modules/document/document.php?course=ARCH148&openDir=/543e29d8gMSM>
- [6] Γαϊτανάρος Γρηγόριος & Κοντόπουλος Γεώργιος, “Σχεδιασμός Νέου Κτιρίου κατά ΕΚΩΣ/ΕΑΚ και Έλεγχος Επάρκειάς του κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.”, 19ο φοιτητικό συνέδριο, Πάτρα, 2013  
<http://www.episkeves.civil.upatras.gr/Page.aspx?ID=42>
- [7] Δρίτσος Σ., “Ενισχύσεις – Επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος”, Εκδ.Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα 2011