

## **ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΚΑΘ'ΥΨΟΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΣΥΝΟΔΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕ ΚΑΤΑΛΛΗΛΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ**

**ΜΗΤΣΟΥΡΑΣ ΜΑΡΙΟΣ-ΑΡΙΩΝ**

### **Περίληψη**

Η εργασία αυτή εκπονήθηκε στα πλαίσια του μαθήματος ενισχύσεις - επισκευές κατασκευών Ο.Σ. Σκοπός της, σε πρώτη φάση, είναι αποτίμηση τριώροφης κατασκευής με υπόγειο ενώ σε δεύτερη φάση γίνεται καθ' ύψος προσθήκη ενός ορόφου και εκ νέου αποτίμηση. Στην συνέχεια γίνονται ενισχύσεις για την εκπλήρωση διαφόρων σταθμών επιτελεστικότητας. Βασικοί στόχοι και συμπεράσματα που εξάγονται αφορούν την επιρροή των τοιχοπληρώσεων κατά την αποτίμηση, το κατά πόσο μετά την προσθήκη του επιπλέον ορόφου η κατασκευή χρειάζεται ενισχύσεις και τέλος για ποιά στάθμη επιτελεστικότητας συμφέρει να γίνει ενίσχυση της συνολικής κατασκευής ώστε να αναβαθμισθεί ως προς την υπάρχουσα σεισμική της συμπεριφορά.

### **1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Τα υφιστάμενα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος αποτελούν την πλειοψηφία των κατασκευών στην χώρα μας και για τον λόγο αυτό είναι αναγκαία η ακριβής αποτύπωση της φέρουσας ικανότητας τους καθώς και η ενίσχυσή τους έναντι του πλέον δυσμενέστερου φαινομένου, του σεισμού. Η Ελλάδα κατέχει την 6<sup>η</sup> θέση στον κόσμο στις πιο σεισμογενείς χώρες και επομένως είναι αδιαμφισβήτητης σημασίας η όπλιση των κατασκευών της με τέτοιο τρόπο ώστε να μπορούν να ανταπεξέλθουν επαρκώς. Οι νέες αντισεισμικές αντιλήψεις (ικανοτικός σχεδιασμός, πλαστιμότητα κτλ.) και οι ισχύοντες αντισεισμικοί κανονισμοί, εφόσον εφαρμοσθούν συνετά παρέχουν ασφαλείς κατασκευές στην πλειοψηφία των περιπτώσεων. Τί γίνεται όμως με τις παλαιότερες κατασκευές, όπου εφαρμόστηκαν παλαιότεροι αντισεισμικοί κανονισμοί; Είναι το ίδιο ασφαλείς; Τί μπορούμε να κάνουμε για να βελτιώσουμε την απόδοσή τους στον σεισμό; Τις απαντήσεις αυτές της δίνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αρχικά, με την αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψη όλα τα στοιχεία και παραμέτρους με τα οποία μορφώθηκε. Στην συνέχεια, με τα αποτελέσματα της αποτίμησης ο εκάστοτε μηχανικός θα αξιολογήσει και θα κρίνει την αναγκαιότητα κάποιας ενδεχόμενης ενίσχυσης ώστε να βελτιωθεί η απόδοση της κατασκευής στο επίπεδο που αυτός θα ορίσει. Με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. λοιπόν, γίνεται αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και αντισεισμικός ανασχεδιασμός με ενδεχόμενες επεμβάσεις, ενισχύσεις, επισκευές. Η διαδικασία της συλλογής των πληροφοριών –αποτύπωση στοιχείων- στην υφιστάμενη κατασκευή χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή καθώς είναι εύκολο να γίνει υπερεκτίμηση της αντοχής της και συνεπώς να έχουμε λανθασμένη εικόνα για αυτήν. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. το λαμβάνει αυτό το γεγονός υπ' όψη και ορίζει συντελεστές ασφαλείας όπου η τιμή τους εξαρτάται από την στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων.

Η μόρφωση, η διαστασιολόγηση και η αποτίμηση του φορέα που μελετάται παρακάτω έγινε με την χρήση του προγράμματος FESPA της LH - λογισμικής.

### **2.ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΤΙΡΙΟΥ – ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΜΕΛΕΤΗΣ**

Ο φορέας που μελετάται είναι υφιστάμενος με έτος κατασκευής το 1986. Αποτελείται από 3 ορόφους και επιπλέον διαθέτει υπόγειο. Το σύστημα διαθέτει 5 τοιχώματα, 3 και 2 ανά διεύθυνση αντίστοιχα, και 6 υποστυλώματα. Με μια πρώτη εκτίμηση μπορεί να χαρακτηριστεί και στις 2 διευθύνσεις ως τοιχωματικό ή ισοδύναμο προς τοιχωματικό καθώς και κανονικό σε κάτοψη όπως αυτά ορίζονται με βάση τις σύγχρονες αντισεισμικές αντιλήψεις (ΕΚ8).

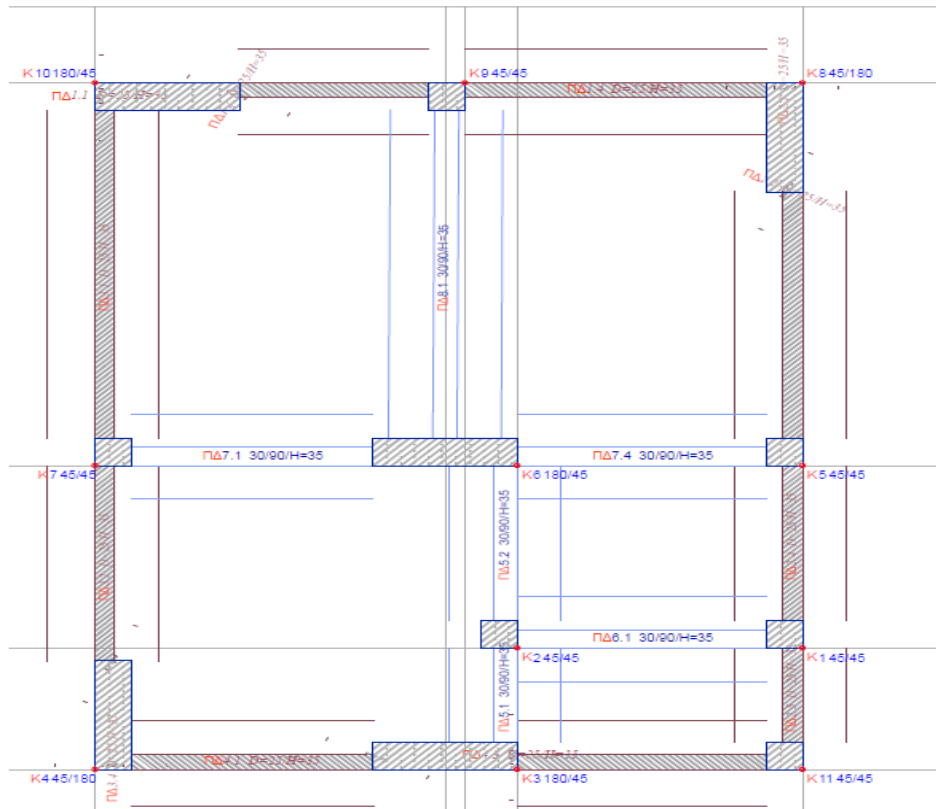
Οι παραδοχές της μελέτης (για την διαστασιολόγησή της) είναι οι εξής:

- Σκυρόδεμα ποιότητας B225

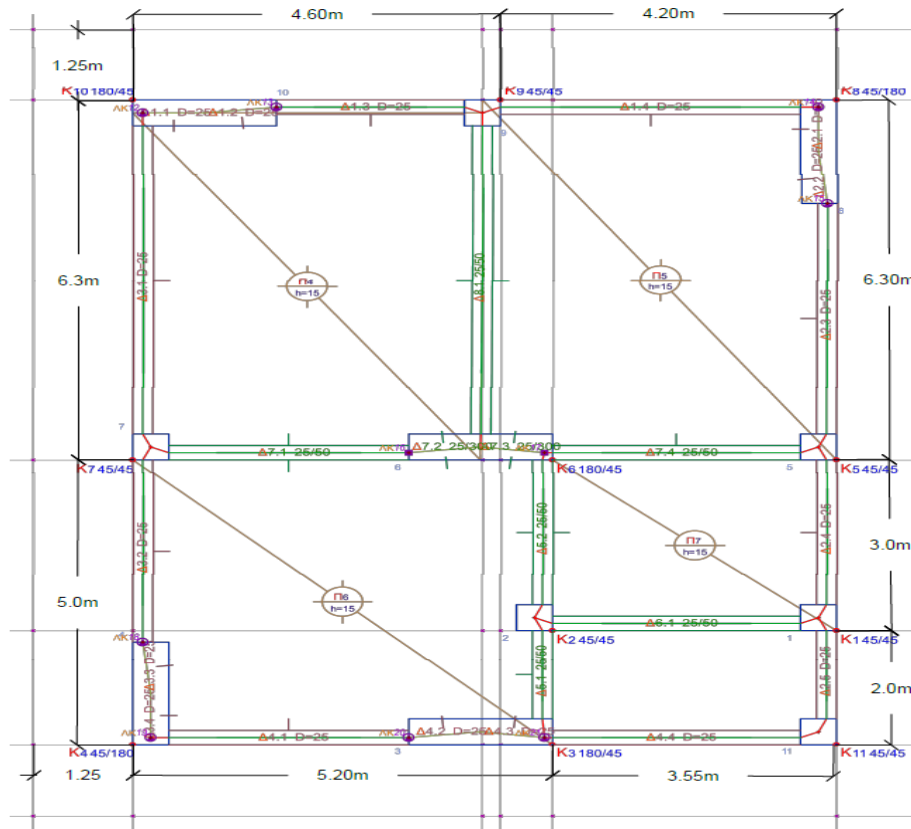
- Ποιότητα χάλυβα για όλους τους οπλισμούς STIV
- Κανονισμός σκυροδέματος : 1954
- Αντισεισμικός κανονισμός : 1985
- Περιοχή ζώνης σεισμικότητας Z2
- Σπουδαιότητα κτιρίου II
- Έδαφος : Άργιλος λίγο υγρή
- Επιτρεπόμενη φέρουσα τάση  $\sigma_{επ} = 25 \text{ tn} / \text{m}^2$
- Το ελαστικό φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων για τις παραπάνω συνθήκες θα ληφθεί από τον ως άνω ισχύοντα Αντισεισμικό Κανονισμό.
- Φορτία πλάκας :  $g_{επικ} = 0.13 \text{ tn} / \text{m}^2$  ,  $q=0.2 \text{ tn} / \text{m}^2$
- Φορτία σκάλας :  $g_{επικ} = 0.13 \text{ tn} / \text{m}$  ,  $q=0.35 \text{ tn} / \text{m}^2$
- Φορτία προβόλου :  $g_{επικ} = 0.13 \text{ tn} / \text{m}$  ,  $q= 0.5 \text{ tn} / \text{m}^2$
- Δώμα βατό (έχει γίνει και πρόβλεψη προσθήκης) :  $q=0.2 \text{ tn} / \text{m}^2$  ,  $g_{επικ} = 0.13 \text{ tn} / \text{m}^2$
- Περιμετρικές τοιχοποιίες : περιμετρικά σε κάθε όροφο ( κάτω από κάθε δοκό ) υπάρχει μπατική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος  $0.35 \text{ tn} / \text{m}^2$
- Εσωτερικές τοιχοποιίες : Εσωτερικά , κάτω από κάθε εσωτερική δοκό υπάρχει δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος  $0.2 \text{ tn} / \text{m}^2$
- Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων ( παράθυρα και πόρτες ) , τα φαινόμενα βάρη μπορούν να θεωρηθούν μειωμένα κατά 50%, 35 % για μπατική και δρομική αντίστοιχα. Παρατήρηση : κατά την διαστασιολόγηση οι τοιχοποιίες λήφθηκαν υπόψη μόνο δυσμενώς, δηλαδή τα φαινόμενα βάρη τους τοποθετήθηκαν ως μόνιμα φορτία ( G ) στις δοκούς. Οι όποιες δυσκαμψίες τους δεν λήφθηκαν υπόψη στο στάδιο αυτό , παρά μόνο στην αποτίμηση όπως θα δούμε παρακάτω.
- Ύψος ορόφου ( από στάθμη σε στάθμη ) = 3.0 m
- Πάχος πλακών  $h_f = 15 \text{ cm}$
- Εσωτερικοί δοκοί 250/500 mm
- Περιμετρικοί δοκοί 250/500 mm
- Υποστυλώματα 450/450 mm
- Τοιχώματα 1800/450 mm
- Περιμετρικά τοιχώματα υπογείου: δοκοί ύψους 3m , πάχους 0.25 m , μήκος : όσο το μήκος του εκάστοτε περιμετρικού φανώματος
- Η θεμελίωση έγινε με πεδילוδοκό ( εσχάρα θεμελίωσης )
- Η προσομοίωση υπογείου γίνεται ως εξής : Αρχικά όλες οι περιμετρικές δοκοί -στην στάθμη οροφής υπογείου που έχει υψόμετρο 0.00m- τίθενται ως περιμετρικά τοιχώματα υπογείου καθώς επίσης, στην βάση αυτών, ο τύπος της διατομής τίθεται ως

ανεστραμμένη πλακοδοκός . Εν συνεχεία, όλοι οι περιμετρικοί κόμβοι της στάθμης οροφής υπογείου δεσμεύονται ως προς την οριζόντια μετακίνηση τους. Η παραδοχή αυτή μπορεί να γίνει αφενός διότι τα περιμετρικά τοιχώματα υπογείου προσδίδουν πολύ μεγάλη δυσκαμψία έναντι των οριζοντίων μεταθέσεων της στάθμης αυτής και αφετέρου διότι υπάρχει και μια σημαντική αντίσταση από το πέριξ έδαφος.

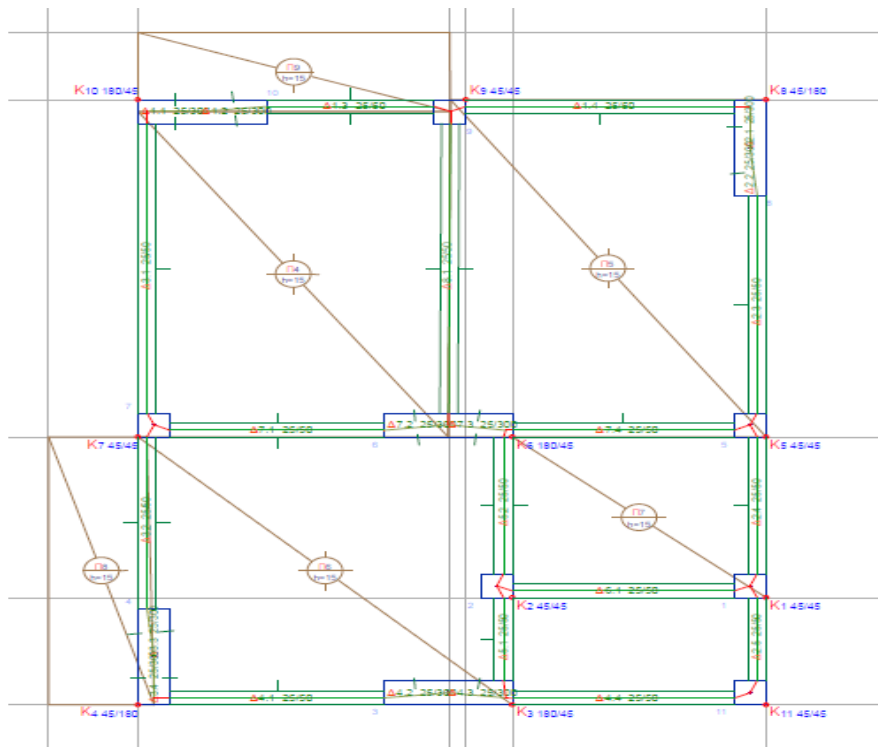
- Κατά την όπλιση της κατασκευής -σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1985- εφαρμόζεται ικανοτικός σχεδιασμός και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις . Αυτό σημαίνει ότι η κατασκευή οπλίζεται με την φιλοσοφία ,πρώτον, ισχυρά υποστυλώματα – ασθενέστερα δοκάρια , και δεύτερον, η επιθυμητή αστοχία όλων των δομικών στοιχείων να είναι καμπτική (και όχι διατμητική) προσδίδοντας έτσι πλάστιμη συμπεριφορά στην κατασκευή.
- Οι ξυλότυποι στις στάθμες οροφής υπογείου, ισογείου και τυπικού ορόφου απεικονίζονται παρακάτω. Τα ανοίγματα και οι διαστάσεις της κατασκευής είναι ίδιες για όλους τους ξυλότυπους και φαίνονται στον ξυλότυπο οροφής ισογείου.



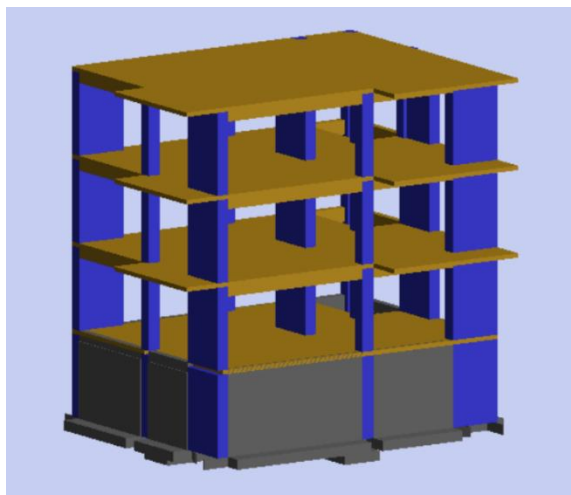
Σχήμα 1: Ξυλότυπος θεμελίωσης



Σχήμα 2 : Ξυλότυπος οροφής υπογείου



Σχήμα 3: Ξυλότυπος οροφής τυπικού ορόφου



Σχήμα 4: Τρισδιάστατο προσομοίωμα προς όπλιση

### 3. ΠΙΝΑΚΕΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, η οικοδομή οπλίζεται με τον κανονισμό σκυροδέματος του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1985. Οι οπλισμοί των δοκών και των κατακόρυφων στοιχείων παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες. Οι οπλισμοί των κατακόρυφων στοιχείων προκύπτουν να είναι σταθεροί καθ' ύψος.

ΔΟΚΟΣ	ΑΝΩ	ΚΑΤΩ	Ορ.	Κα.
Δ1.3	2Φ14	2Φ14	#Φ8/16	#Φ8/16
Δ1.4	2Φ14	2Φ14	#Φ8/16	#Φ8/16
Δ4.1	2Φ14	2Φ14	#Φ8/16	#Φ8/16
Δ4.4	2Φ14	2Φ14	#Φ8/16	#Φ8/16
Δ3.1	2Φ14	2Φ14	#Φ8/16	#Φ8/16
Δ2.3	2Φ14	2Φ14	#Φ8/16	#Φ8/16
Δ3.2	2Φ14	2Φ14	#Φ8/16	#Φ8/16
Δ2.4	2Φ14	2Φ14	#Φ8/16	#Φ8/16
Δ2.5	2Φ14	2Φ14	#Φ8/16	#Φ8/16

Πίνακας 1 : Οπλισμοί περιμετρικών δοκών (ή περιμετρικών τοιχωμάτων) οροφής υπογείου

ΔΟΚΟΣ	ΣΤΗΡΙΞΗ ΠΑΝΩ	ΣΤΗΡΙΞΗ ΚΑΤΩ	ΑΝΟΙΓΜΑ ΑΝΩ	ΑΝΟΙΓΜΑ ΚΑΤΩ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
Δ8.1	I=7Φ14 J=2Φ14+3Φ16	I=5Φ14 J=5Φ14	4Φ14	7Φ14	2Φ8/15
Δ5.2	I=4Φ12 J=2Φ12	I=8Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ5.1	I=4Φ12 J=4Φ12	I=4Φ12 J=8Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ7.1	I=4Φ12 J=4Φ12	I=4Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ7.4	I=2Φ12 J=5Φ12	I=4Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15

Πίνακας 2 : οπλισμοί εσωτερικών δοκών οροφής υπογείου

ΔΟΚΟΣ	ΣΤΗΡΙΞΗ ΠΑΝΩ	ΣΤΗΡΙΞΗ ΚΑΤΩ	ΑΝΟΙΓΜΑ ΑΝΩ	ΑΝΟΙΓΜΑ ΚΑΤΩ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
Δ1.3	I=2Φ12+3Φ16 J=4Φ12	I=4Φ12 J=8Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ1.4	I=4Φ12 J=4Φ12	I=8Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ7.1	I=2Φ12+2Φ14 J=2Φ12+2Φ16	I=4Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ7.4	I=4Φ12 J=2Φ12+2Φ16	I=4Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ6.1	I= 4Φ12 J=4Φ12	I=4Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ4.1	I=4Φ12 J=4Φ12	I=4Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ4.4	I=4Φ12 J=4Φ12	I=4Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ3.1	I=6Φ12+2Φ14 J=4Φ12	I=4Φ12+4Φ14 J=4Φ12	3Φ12	5Φ12	2Φ8/15
Δ8.1	I=2Φ14+4Φ16 J=7Φ14	I=4Φ14 J=4Φ14	4Φ14	7Φ14	2Φ8/15
Δ2.3	I=4Φ12+1Φ14 J=7Φ12	I=8Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ3.2	I=2Φ12+4Φ16 J=2Φ14+6Φ12	I=4Φ14 J=4Φ14+4Φ12	2Φ14	4Φ14	2Φ8/15
Δ5.2	I=4Φ12+1Φ14 J=4Φ12	I=8Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ5.1	I=4Φ12 J=4Φ12+1Φ14	I=4Φ12 J=8Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ2.4	I=4Φ12+1Φ14 J=4Φ12+1Φ14	I=8Φ12 J=8Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ2.5	I=4Φ12 J=4Φ12+1Φ14	I=4Φ12 J=8Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15

Πίνακας 3 : Οπλισμοί δοκών οροφής ισογείου και οροφής 1<sup>ου</sup> ορόφου

ΔΟΚΟΣ	ΣΤΗΡΙΞΗ ΠΑΝΩ	ΣΤΗΡΙΞΗ ΚΑΤΩ	ΑΝΟΙΓΜΑ ΑΝΩ	ΑΝΟΙΓΜΑ ΚΑΤΩ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
Δ1.3	I=2Φ12+3Φ16 J=4Φ12	I=4Φ12 J=8Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ1.4	I=4Φ12 J=4Φ12	I=8Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ7.1	I=2Φ12+2Φ14 J=2Φ12+2Φ16	I=4Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ7.4	I=4Φ12 J=2Φ12+2Φ16	I=4Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ6.1	I= 4Φ12 J=4Φ12	I=4Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ4.1	I=4Φ12 J=4Φ12	I=4Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ4.4	I=4Φ12 J=4Φ12	I=4Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ3.1	I=6Φ12+2Φ14 J=4Φ12	I=4Φ12+4Φ14 J=4Φ12	3Φ12	5Φ12	2Φ8/15
Δ8.1	I=2Φ14+4Φ16 J=7Φ14	I=4Φ14 J=4Φ14	4Φ14	7Φ14	2Φ8/15
Δ2.3	I=4Φ12+1Φ14	I=8Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15

	J=7Φ12	J=4Φ12			
Δ3.2	I=2Φ12+4Φ16 J=2Φ14+6Φ12	I=4Φ14 J=4Φ14+4Φ12	2Φ14	4Φ14	2Φ8/15
Δ5.2	I=4Φ12+1Φ14 J=4Φ12	I=8Φ12 J=4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ5.1	I=4Φ12 J=4Φ12+1Φ14	I=4Φ12 J=8Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ2.4	I=4Φ12+1Φ14 J=4Φ12+1Φ14	I=8Φ12 J=8Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15
Δ2.5	I=4Φ12 J=4Φ12+1Φ14	I=4Φ12 J=8Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ8/15

Πίνακας 4 : Οπλισμοί δοκών οροφής 2<sup>ου</sup> ( δώμα )

Παρατήρηση : Τα I και J είναι οι κόμβοι αρχής και τέλους αντίστοιχα , των δοκών.

Υποστύλωμα	Κατακόρυφοι οπλισμοί	Συνδετήρες
K1 (45/45)	8Φ18+4Φ16	3τμ Φ8/15
K2 (45/45)	8Φ18+4Φ16	3τμ Φ8/15
K5 (45/45)	8Φ18+4Φ16	3τμ Φ8/15
K7 (45/45)	8Φ18+4Φ16	3τμ Φ8/15
K9 (45/45)	8Φ18+4Φ16	3τμ Φ8/15
K11 (45/45)	8Φ18+4Φ16	3τμ Φ8/15

Πίνακας 5 : Οπλισμοί υποστυλωμάτων

Τοίχωμα				
K3(180/45)	36Φ20+8Φ16	OP# Φ10/14	#KAT Φ8/18	4τμ Φ8/23
K4(45/180)	36Φ20+8Φ16	OP# Φ10/14	#KAT Φ8/18	4τμ Φ8/23
K6(180/45)	36Φ20+8Φ16	OP# Φ10/14	#KAT Φ8/18	4τμ Φ8/23
K8(45/180)	36Φ20+8Φ16	OP# Φ10/14	#KAT Φ8/18	4τμ Φ8/23
K10(180/45)	36Φ20+8Φ16	OP# Φ10/14	#KAT Φ8/18	4τμ Φ8/23

Πίνακας 6 : Οπλισμοί τοιχωμάτων

## 4. ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΚΑΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

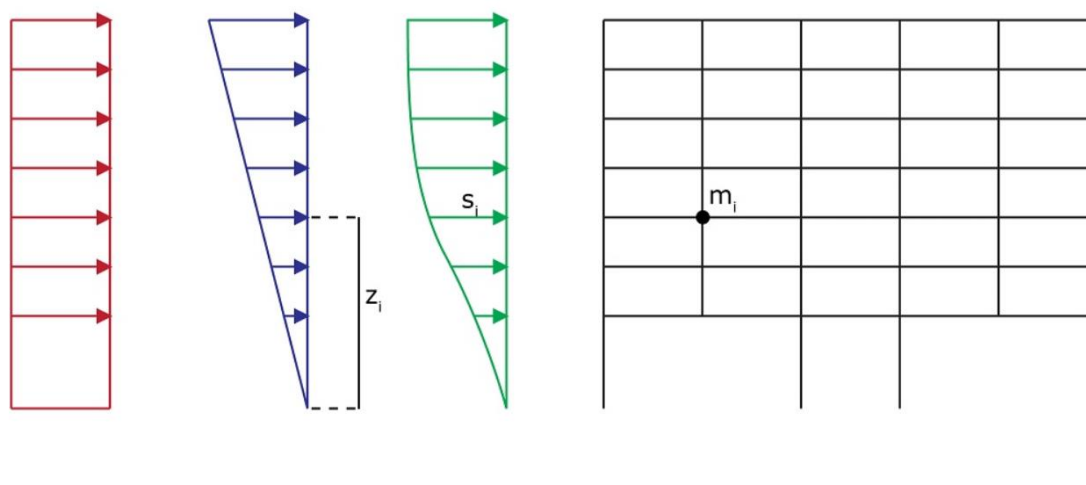
### 4.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSHOVER)

Η μέθοδος pushover είναι μια μη-γραμμική μέθοδος η οποία εκτελείται υπό την δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του . Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 5.7.1.1 , κύριος στόχος της είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία. Για τα πλαστικά στοιχεία οι τιμές των παραμορφώσεων αυτών συγκρίνονται με τις αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού που δίνονται ανάλογα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και αναφέρονται παρακάτω. Έτσι ,με βάση τις παραπάνω θεωρήσεις προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου η οποία συναρτάται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου ( κόμβου ελέγχου ) § 5.7.1.2β ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πιο συγκεκριμένα ,ελέγχεται

μέσω των λόγων επάρκειας  $\lambda$  ότι για την μετακίνηση αυτή, η παραμόρφωση ( γωνία στροφής κατά ή μετά την διαρροή ) δεν προκύπτει μεγαλύτερη από την ανεκτή όπως καθορίζουν οι στάθμες επιτελεστικότητας .

Μεγάλο πλεονέκτημα της μεθόδου είναι ότι συνεκτιμά την ενδεχόμενη μεταβολή της δukaμψίας λόγω των ανελαστικών παραμορφώσεων στα άκρα των δομικών στοιχείων δίνοντας έτσι μια πιο ρεαλιστική εικόνα για την πραγματική αντοχή της κατασκευής ( “ ...θα περιλαμβάνουν την φάση εξασθένησης της αντίστασης του πλάστιμου στοιχείου καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του ) § 5.7.3.1 ε .

Για την κατανομή των σεισμικών φορτίσεων καθ’ ύψος απαιτείται σύμφωνα με τον κανονισμό η εφαρμογή διαφορετικών καθ’ ύψος κατανομών . Στην εργασία αυτή επιλέγονται ως δύο διαφορετικές κατανομές , η ομοιόμορφη και η τριγωνική καθ’ ύψος κατανομές. Ακόμη, το πλήθος των ανελαστικών αναλύσεων που επιλέγονται να γίνουν είναι 32. Τέλος η τυχηματική εκκεντρότητα συνυπολογίζεται μόνο στην εγκάρσια διεύθυνση.



Σχήμα 5: Κατανομές δυνάμεων καθύψος

#### 4.2 ΛΟΓΟΙ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΜΕΛΩΝ ( $\lambda$ )

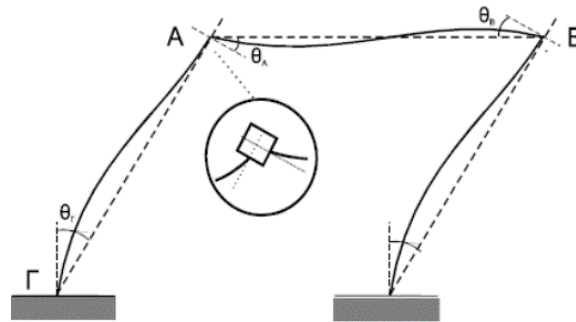
Ο λόγος επάρκειας  $\lambda$  δείχνει κατά πόσο ένα μέλος του δομήματος έχει ξεπεράσει ή όχι την οριακή τιμή που θέτει η κάθε στάθμη επιτελεστικότητας σε όρους στροφής -χορδής για την κάμψη και σε όρους τέμνουσας για την διάτμηση. Δηλαδή μετά την εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής [ $\delta_t = C0 * C1 * C2 * C3 * (T_e^2 / 4\pi^2) * S_e(T)$ , ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.4.1], βρίσκονται για κάθε μέλος ξεχωριστά οι γωνίες στροφής- χορδής που αντιστοιχούν στην παραπάνω μετακίνηση. Αφού βρεθούν οι  $\theta$  για το κάθε μέλος συγκρίνονται με την αντίστοιχη τιμή που ορίζει η κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ( $\theta_{lim}$ ). Όσο αφορά τον λόγο επάρκειας  $\lambda$  της τέμνουσας σχετίζεται μόνον με την αποφυγή κατάρρευσης του μέλους ( NC στάθμη ) που αντιστοιχεί στην στοχευόμενη μετακίνηση προς την διατμητική αντοχή του μέλους.

Για κάθε μέλος υπολογίζονται όλοι οι λόγοι επάρκειας που προκύπτουν από κάθε σεισμική φόρτιση και για τις όποιες στάθμες επιτελεστικότητας έχουν ορισθεί οι υπολογισμοί. Προφανώς ένα μέλος επαρκεί για μια στάθμη όταν  $\lambda < 1.0$

$$\lambda_{\theta} = \frac{\theta}{\theta_{lim}} \quad \text{και} \quad \lambda_{VR} = \frac{V}{V_r}$$



Στην παρούσα μελέτη η αστοχία για κάποια στάθμη επιτελεστικότητας θα καθορίζεται από το πλέον εύτρωτο μέλος , το μέλος δηλαδή με τον μεγαλύτερο συντελεστή επάρκειας, είτε αυτό είναι δοκός είτε είναι υποστύλωμα.



Σχήμα 6: Γωνία στροφής χορδής ενός δομικού μέλους

### 4.3 ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης που επιλέγεται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.2 πρέπει να είναι εν γένει κοντά στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Σε αυτή τη μελέτη , τόσο πριν την προσθήκη ορόφου όσο και μετά , ο κόμβος ελέγχου επιλέγεται να είναι κόμβος του τοιχώματος K6 το οποίο βρίσκεται πιο κοντά από κάθε άλλο στοιχείο στο κέντρο μάζας της κατασκευής. Η μόνη διαφορά είναι ότι πριν την προσθήκη ο κόμβος ελέγχου επιλέγεται στην οροφή του 2<sup>ου</sup> ορόφου ( και στο τοίχωμα K6) , ενώ μετά την προσθήκη ο κόμβος ελέγχου επιλέγεται στην οροφή του 3<sup>ου</sup> ορόφου ( και στο τοίχωμα K6) .

Θα πρέπει να είναι σαφές ότι υπάρχουν κάποιες προϋποθέσεις-σύμφωνα με την §5.7.2- που πρέπει να ελεγχθούν ώστε να μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε την παραπάνω μέθοδο. Αρχικά πρέπει να διασφαλίζεται τουλάχιστον <<ικανοποιητική>> στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ( ΣΑΔ) . Στην παρούσα μελέτη η μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος προέκυψε μετά από διερεύνηση ικανοποιητικής στάθμης δεδομένων ( με τις γνωστές μεθόδους αποτύπωσης )  $f_{cm}=16 \text{ Mpa}$  ενώ για τον χάλυβα διαμήκους σπλισμού και συνδετήρων  $f_{ym} = 275 \text{ Mpa}$  . Οι συντελεστές ασφαλείας λαμβάνονται από την αντίστοιχη παράγραφο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η δεύτερη προϋπόθεση που πρέπει να ικανοποιείται ώστε να μπορεί να εφαρμοσθεί η ανάλυση αυτή χωρίς άλλη συμπληρωματική ανάλυση, είναι η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική. Ο έλεγχος αυτός συνήθως δεν εξασφαλίζεται σε πολυώροφα κτίρια . Η ποσοτικοποίηση του ελέγχου αυτού μπορεί να εκφρασθεί ως  $V_{90\%} / V_1$  . Η τιμή του λόγου αυτού σε κάθε όροφο δεν πρέπει να ξεπερνά το 1.3 . Ο λόγος αυτός σημαίνει ότι οι τέμνουσες ιδιομορφών που συνεισφέρουν το 90% της συνολικής μάζας προς την τέμνουσα της πρώτης μόνο ιδιομορφής ,για κάθε όροφο να μην ξεπερνά το 1.3 . Ο έλεγχος γίνεται απευθείας για τον φορέα μετά προσθήκης διότι είναι και ο πλέον δυσμενέστερος εξαιτίας της αύξησης καθ' ύψος αύξησης . Τα αποτελέσματα φαίνονται στους παρακάτω πίνακες.

Όροφος i	Υψόμετρο(m)	$V_{90\%} / V_1$	Όριο	Έλεγχος
4	12.00	$875/725=1.21$	1.3	OK
3	9.00	$1370/1348=1.02$	1.3	OK
2	6.00	$1751/1709=1.02$	1.3	OK
1	3.00	$1975/1833=1.08$	1.3	OK

Πίνακας 7 : Μετά την προσθήκη για την κατεύθυνση x.

Όροφος i	Υψόμετρο(m)	$V_{90\%} / V_1$	Όριο	Έλεγχος
4	12.00	$829/670=1.24$	1.3	OK
3	9.00	$1270/1248=1.02$	1.3	OK
2	6.00	$1629/1586=1.03$	1.3	OK
1	3.00	$1846/1700=1.09$	1.3	OK

Πίνακας 8 : Μετά την προσθήκη για την κατεύθυνση z.

Επομένως, αφού εξασφαλίζονται όλα τα παραπάνω κριτήρια μπορεί να εφαρμοσθεί για την αποτίμηση μόνο η ανελαστική στατική ανάλυση χωρίς κάποια άλλη συμπληρωματική ανάλυση .

#### 4.4 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Οι στάθμες επιτελεστικότητας είναι η “στοχευόμενη συμπεριφορά” που θέλουμε να έχει η κατασκευή κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 2.2.2 οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται συναρτήσει του βαθμού βλάβης που θα υποστεί κάποιο δομικό μέλος και κατ’ επέκταση η κατασκευή και διακρίνονται σε τρεις βασικές κατηγορίες : Την στάθμη Α «περιορισμένες βλάβες» , την στάθμη Β «Σημαντικές βλάβες» και τέλος την στάθμη Γ «οιονεί κατάρρευση» . Κατά την στάθμη Α ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες με το σύνολο των δομικών στοιχείων να μην έχουν καν περάσει την διαρροή τους με αποτέλεσμα να διατηρούν την αρχική αντοχή και δυσκαμψία τους. Στην στάθμη Β ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί σημαντικές – σοβαρές βλάβες αλλά επισκευάσιμες ενώ τα φέροντα στοιχεία έχουν σημαντική αντοχή και δυσκαμψία ώστε να φέρουν τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής . Ο φέρων οργανισμός μπορεί να φέρει εις πέρας μετασεισμικούς μικρότερης έντασης από τον κύριο σεισμό. Τέλος στην στάθμη Γ «οιονεί κατάρρευση» ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί σχεδόν καθολικά βαριές και ανεπανόρθωτες βλάβες οι οποίες δεν επισκευάζονται εύκολα. Μπορεί να φέρει οριακά τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής αλλά δεν διαθέτει άλλο περιθώριο αντίστασης, είναι ουσιαστικά ένα βήμα πριν την μερική ή ολική κατάρρευση. Τώρα, ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης του χαρακτηριστικού σεισμού της σεισμικής ζώνης που βρίσκεται η κατασκευή διακρίνονται “υποπεριπτώσεις” των παραπάνω στάθμων (που σχετίζονται με την πιθανότητα εμφάνισης ) και αυτές ουσιαστικά καθορίζουν τον σεισμό ανασχεδιασμού και αποτίμησης της κατασκευής. Αυτές φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	«Περιορισμένες Βλάβες»	«Σημαντικές Βλάβες»	«Οιονεί κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 9 : Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

Με βάση τα παραπάνω και σύμφωνα με το παράρτημα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ελάχιστος στόχος για κατασκευή σπουδαιότητας ΙΙ ( που είναι η κατασκευή της μελέτης) είναι η στάθμη Γ1 . Επομένως η υφιστάμενη κατασκευή πριν την προσθήκη ορόφου θα ελεγχθεί για την στάθμη Γ1. Μετά την προσθήκη και κατά την δεύτερη φάση της μελέτης -αναβάθμιση της στάθμης επιτελεστικότητας- θα ορισθούν νέοι βελτιωμένοι στόχοι.

#### 4.5 ΑΟΠΛΕΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ

Οι άοπλες τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων της κατασκευής -πλην του ιδίου βάρους τους-. Η ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων κατά την αποτίμηση της κατασκευής δεν είναι υποχρεωτική κατά τον κανονισμό εφόσον δεν προκαλεί δυσμέμεια - όπως αυτή περιγράφεται στην αντίστοιχη παράγραφο.- Ωστόσο συνιστάται να συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα διότι η συμπεριφορά της κατασκευής είναι πιο ρεαλιστική και σαφώς οδηγεί σε καλύτερα συμπεράσματα όσο αφορά την επίδοσή της στην σεισμική διέγερση. Η βελτιωμένη και πιο ρεαλιστική συμπεριφορά της κατασκευής με την συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων μπορεί να μας οδηγήσει στην αποφυγή περιττών ενισχύσεων. Υπενθυμίζεται ότι περιμετρικά στην κατασκευή υπάρχουν μπατικές τοιχοπληρώσεις πάχους  $b = 0.20\text{m}$  ενώ οι διαχωριστικοί εσωτερικοί τοίχοι είναι δρομικοί πάχους  $b = 0.10\text{m}$ . Επιπλέον περιμετρικά υπάρχουν παράθυρα σε όλα τα φαντώματα εκτός από τα περιμετρικά φαντώματα εκείνα στα οποία υπάρχει μπαλκόνι όπου αντί για παράθυρο έχουν μπαλκονόπορτα. Τέλος όλα τα εσωτερικά φαντώματα έχουν εσωτερικές πόρτες. Τυπικές διαστάσεις για τα ανοίγματα δίνονται οι εξής : παράθυρα  $1.10/1.60\text{ m}$ , εσωτερικές πόρτες  $2.20/0.80\text{ m}$ , και μπαλκονόπορτες  $2.20/1.60\text{ m}$ .

Σύμφωνα με την §7.4.1 α για σεισμική δράση προσομοιώνονται ως διατμητικό φάντωμα με τέσσερις αρθρώσεις προς τους αντίστοιχους κόμβους του τοιχοπληρωμένου πλαισίου. Στο πρόγραμμα κατά την προσομοίωση τους λήφθηκε υπόψη η ύπαρξη ή όχι ανοίγματος στο φάντωμα μέσω του συντελεστή  $R_1$ , όπως δεικνύεται από το manual του προγράμματος :  $R_1 = 1.7-3.4 (A_{open} \div A_{panel}) \leq 1.0$

Όπου  $A_{open} \div A_{panel}$  ο λόγος της επιφάνειας του ανοίγματος ( παράθυρο ή μπαλκονόπορτα ) προς την επιφάνεια του φαντώματος. Η σχέση αυτή με απλά λόγια λέει πως εάν το άνοιγμα είναι μεγάλο σε σχέση με το φάντωμα η τοιχοπλήρωση δεν συνεισφέρει στην δυσκαμψία της κατασκευής και πρέπει να αγνοηθεί πλήρως ( σαν να μην υπήρχε τοιχοπλήρωση στο φάντωμα ).

Τέλος, για τις υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις λαμβάνεται  $f_{wck} = 1.6\text{ Mpa}$ ,  $\epsilon_y = 0.10\%$  και  $\epsilon_u = 0.25\%$ .

#### 5.1 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ -ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΠΡΟΣΘΗΚΗ- ΧΩΡΙΣ ΤΗΝ ΣΥΜΜΕΤΟΧΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Πρέπει εξαρχής να διευκρινιστεί ότι η ανάλυση χωρίς την συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων γίνεται ώστε να αξιολογήσουμε την επιρροή τους στην συνολική φέρουσα ικανότητα της υφιστάμενης κατασκευής.

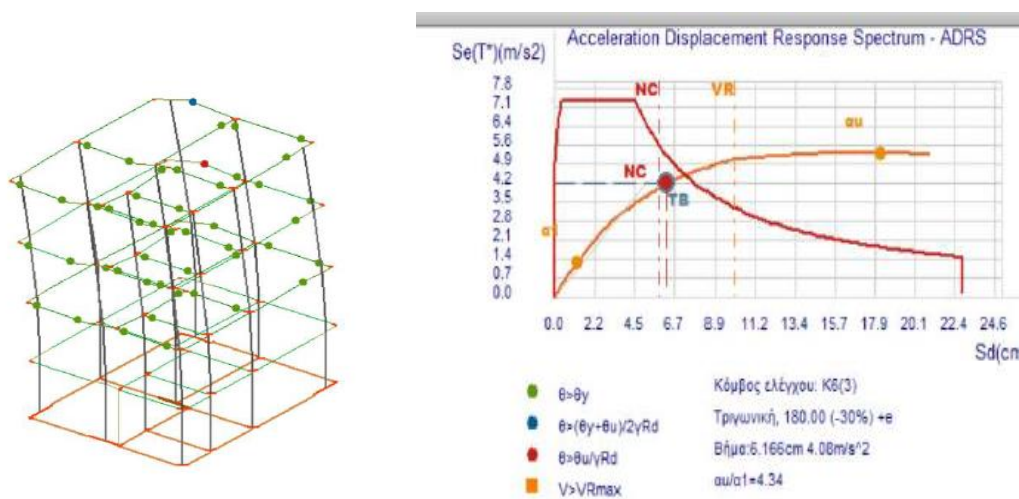
Κατά την επίλυση με την μέθοδο pushover και με όλες τις παραδοχές και τα στοιχεία της αποτίμησης που αναφέρονται παραπάνω – πλην την συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων - προκύπτουν οι παρακάτω αστοχίες, μέγιστες τιμές για την στάθμη επιτελεστικότητας  $\Gamma_1$ :

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/δευτερεύων	$\lambda_\theta$	$\lambda_{VR}$	Ικανότητα επιτάχυνσης κατασκευής ( $\lambda_{max}=1$ ) για $ag=$
$\Gamma_1$	$\Delta 1.3(2)$	κύριο	<b>1.08</b>	0.81	0.223
$\Gamma_1$	$K 8(1)$	κύριο	0.30		
$\Gamma_1$	$K 3(1)$	κύριο		0.88	

Πίνακας 10 : Μέγιστες τιμές λόγων επάρκειας δοκών και υποστυλωμάτων για έλεγχο στροφής και έλεγχο διάτμησης χωρίς την συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων.

Για το πλέον εύτρωτο μέλος  $\Delta 1.3(2)$ :  $\theta = 0.0202\text{ rad}$  και  $\theta_{lim} = 0.0187\text{ rad}$  δηλ.  $\lambda_\theta = 1.08$

Συμπληρωματικά του παραπάνω πίνακα αναφέρεται ότι κανένα άλλο στοιχείο της κατασκευής πέρα από την δοκό Δ1.3(2) δεν ξεπερνά την μονάδα. Μάλιστα, η αστοχία αυτή προκύπτει από τον συνδυασμό «180° - 0.3 \* 270° + eZ» τριγωνικής κατανομής. Επομένως η κατασκευή, αν και οριακά, δεν εκπληρώνει τον στόχο Γ1. Επιπροσθέτως η ικανότητα επιτάχυνσης της κατασκευής, ώστε κανένα στοιχείο να μην αστοχεί για τους στόχους της στάθμης Γ1, υπολογίζεται με σύγκλιση  $\max ag(\Gamma1)=0.223$ . Η διαδικασία της σύγκλισης έχει ως εξής: Διαιρούμε την επιτάχυνση σχεδιασμού της στάθμης αυτής( εδώ 0.24) με το λόγο επάρκειας του πλέον εύρωτου μέλους  $\lambda_{\max}$  (εδώ 1.08) δηλαδή  $\frac{0.24}{1.08}=0.222$ . Για  $ag=0.222$  και μετά από επανεπίλυση προκύπτει  $\lambda_{\max}=0.98$ . Συνεχίζουμε την διαδικασία επιλύοντας για με το νέο  $ag=\frac{0.222}{0.98}$  έως ότου τελικά να προκύψει  $\lambda_{\max}=1.0$ .



Σχήμα 7: Δεξιά: καμπύλη απαίτησης-ικανότητας για έναν συνδυασμό στην στάθμη Γ1 και την κατασκευή χωρίς τοιχοπληρώσεις, Αριστερά: πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί για τον ίδιο συνδυασμό.

## 5.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ – ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΠΡΟΣΘΗΚΗ – ΜΕ ΤΗ ΣΥΜΜΕΤΟΧΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

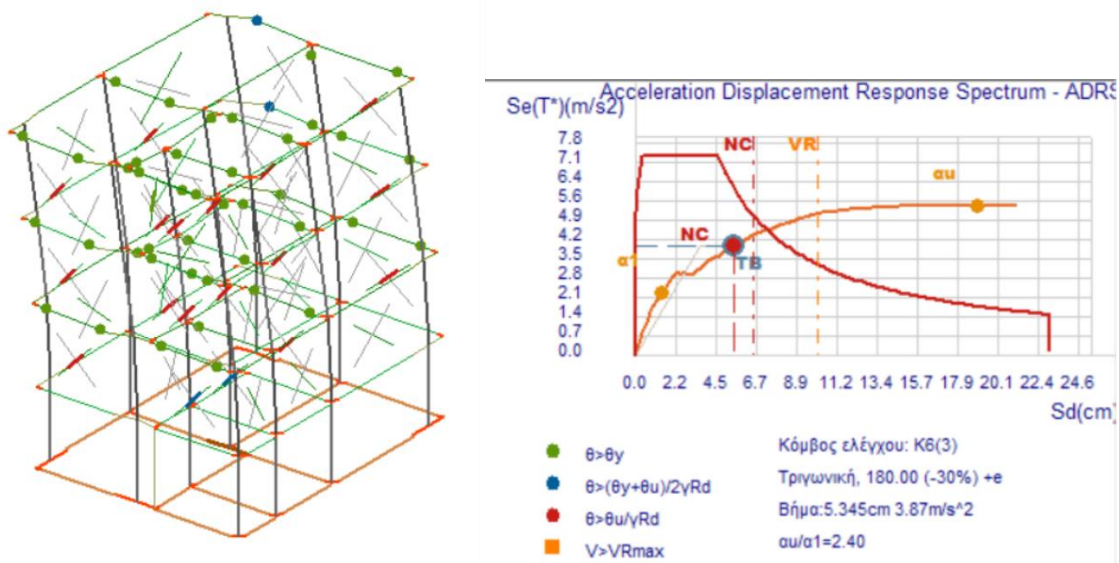
Κατά την επίλυση με την μέθοδο pushover και με όλες τις παραδοχές και τα στοιχεία της αποτίμησης που αναφέρονται παραπάνω – με την συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων αυτή την φορά - προκύπτουν οι παρακάτω αστοχίες, μέγιστες τιμές για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ1:

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/δευτερεύων	$\lambda_{\theta}$	$\lambda_{VR}$	Ικανότητα επιτάχυνσης κατασκευής ( $\lambda_{\max}=1$ ) για $ag=$
Γ1	Δ1.3(2)	κύριο	<b>0.88</b>	0.65	0.263
Γ1	K3(1)	κύριο	0.22		
Γ1	K8(2)	κύριο		0.55	

Πίνακας 11 : Μέγιστες τιμές λόγων επάρκειας δοκών και υποστυλωμάτων για έλεγχο στροφής και έλεγχο διάτμησης με την συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων

Για το πλέον εύρωτο μέλος Δ1.3(2):  $\theta=0.0153$  rad και  $\theta_{lim}=0.0174$  rad δηλ.  $\lambda_{\theta}=0.88$

Παρατηρούμε ότι οι μέγιστες τιμές των λόγων επάρκειας δεν ξεπερνούν ακόμη και για το πιο εύτρωτο στοιχείο την μονάδα δηλ.  $\lambda_{\max} = 0.88$  (για την δοκό Δ1.3(2) ). Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα η υφιστάμενη κατασκευή να επαρκεί πλήρως για την στάθμη Γ1 η οποία είναι και η δέσμευσή μας από τον κανονισμό για τα υφιστάμενα κτίρια. Επομένως σε μια απλή αποτίμηση υφιστάμενου κτιρίου η μελέτη θα μπορούσε να ολοκληρωθεί σε αυτό το στάδιο , χωρίς δηλαδή την απαίτηση καμίας ενίσχυσης. Ακόμη, η ικανότητα επιτάχυνσης της κατασκευής με σύγκλιση, όπως δείχθηκε προηγουμένως , προέκυψε  $\max a_g(\Gamma 1) = 0.263$  το οποίο είναι μεγαλύτερο από την επιτάχυνση που ελέγχουμε στην στάθμη Γ1 και μας δείχνει με έναν ακόμη τρόπο ότι η κατασκευή είναι επαρκής .



Σχήμα 8: Δεξιά: καμπύλη απαίτησης-ικανότητας για κρίσιμο συνδυασμό στην στάθμη Γ1 και την κατασκευή με τις τοιχοπληρώσεις , Αριστερά : πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί για τον ίδιο συνδυασμό.

### 5.3 ΣΧΟΛΙΑ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΠΡΟΣΘΗΚΗ

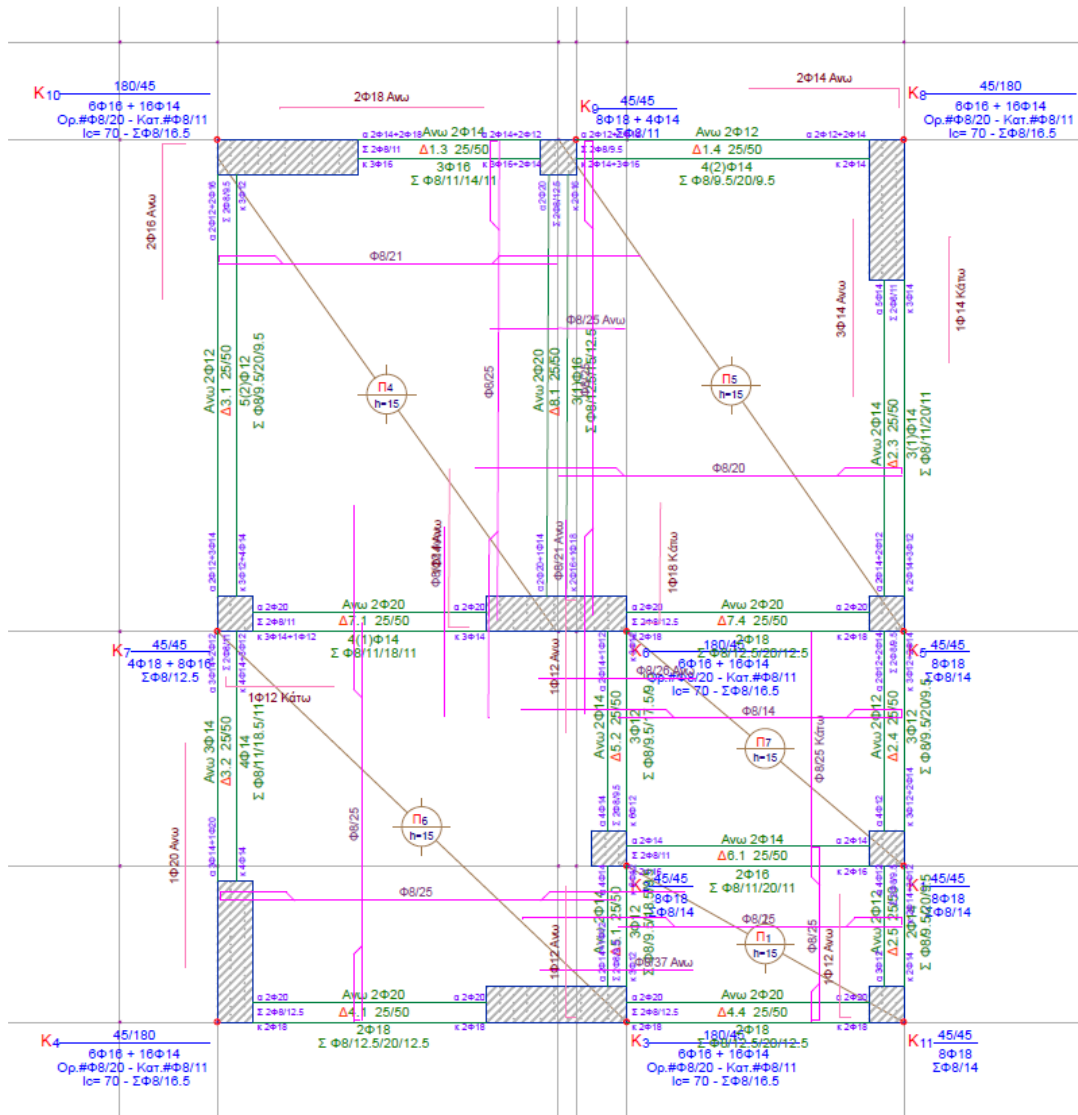
- Συγκρίνοντας τις ικανότητες επιτάχυνσης μεταξύ των δύο αναλύσεων (με και χωρίς την συμβολή των τοίχων πλήρωσης) παρατηρούμε ότι αυξάνεται η ικανότητα της κατασκευής κατά  $\frac{0.263}{0.223} = 1.18$  φορές ή κατά 18%.
- Ένα ακόμη σημαντικό συμπέρασμα που εξάγεται από την συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων στην κατασκευή αυτή είναι ότι αποφεύγονται τυχόν περιττές ενισχύσεις. Για παράδειγμα προκύπτει ότι στην ανάλυση χωρίς τις τοιχοπληρώσεις, αστοχεί για την στάθμη Γ1 η δοκός Δ1.3(2) με  $\lambda=1.08$  . Στην αντίστοιχη ανάλυση με την επιρροή των τοίχοπληρώσεων φαίνεται ότι ο λόγος επάρκειας της ίδιας δοκού πέφτει στο 0.88. Επομένως για μια πιο ρεαλιστική κατάσταση έχουμε και καλύτερα αποτελέσματα .
- Παρατηρείται ότι τα κατακόρυφα στοιχεία εμφανίζουν σχετικά μικρούς λόγους επάρκειας  $\lambda_\theta$  . Αυτό συμβαίνει διότι τα κατακόρυφα στοιχεία έχουν συνολικά μεγάλη δυσκαμψία και αρκετή ποσότητα οπλισμού. Η κατασκευή έχει 5 δύσκαμπτα τοιχώματα τα οποία παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής δράσης. Τα τοιχώματα

αυτά -πέρα από την μεγάλη δυσκαμψία τους- διαθέτουν και πυκνούς οπλισμούς (βλέπε πίνακα οπλισμού τοιχωμάτων). Σύμφωνα με την σελ 66. του βιβλίου “pushover θεωρητικά στοιχεία” της 1η λογισμική , “μείωση του  $\lambda$  προκύπτει με αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής μέσω αύξησης των διαστάσεων των διατομών και του οπλισμού”.

- Οι λόγοι επάρκειας των μελών που προέκυψαν μικρότεροι της μονάδας και δεν ήταν οι μέγιστοι κρίθηκε σκόπιμο να μην παρουσιαστούν.

## 6. ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ

Ο όροφος της προσθήκης ορίζεται να έχει ακριβώς τις ίδιες διαστάσεις δομικών στοιχείων με τους κατωτέρω ορόφους. Για την διαστασιολόγηση των μελών γίνεται εφαρμογή των ευρωκωδικών EC2 και EC8 ( συμπεριλαμβανομένου του ικανοτικού σχεδιασμού ) . Επιπλέον για τα νέα δομικά μέλη χρησιμοποιείται σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβας διαμήκων οπλισμών και συνδετήρων S500. Οι οπλισμοί των νέων δομικών στοιχείων φαίνονται παρακάτω. Να σημειωθεί ότι είχε γίνει πρόβλεψη για προσθήκη καθ' ύψος οπότε τα δομικά στοιχεία του δώματος πριν την προσθήκη είχαν διαστασιολογηθεί με τα φορτία πλακών των κατωτέρω ορόφων.



Σχήμα 9 : Οπλισμοί δομικών στοιχείων της προσθήκης



## 7. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΤΕΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ

### 7.1 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ -ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΘΗΚΗ- ΧΩΡΙΣ ΤΗΝ ΣΥΜΜΕΤΟΧΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

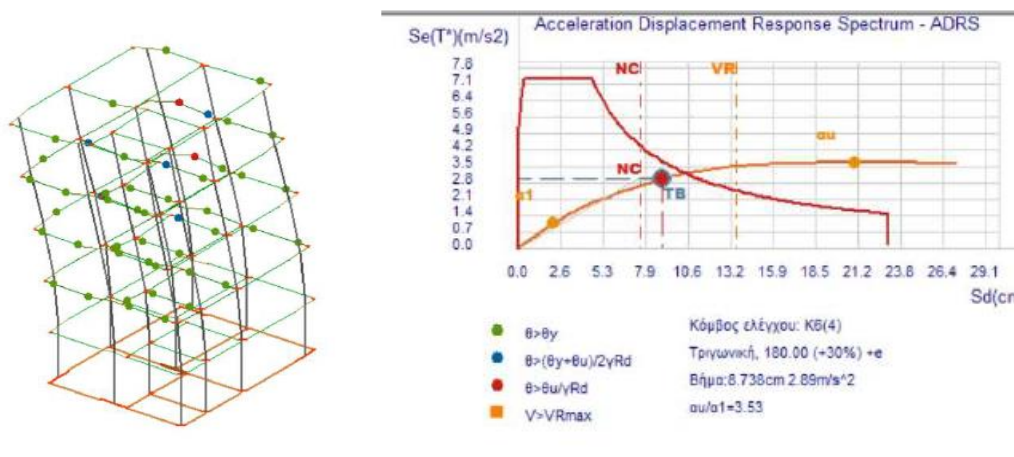
Κατά την αποτίμηση της κατασκευής για την στάθμη Γ1 με την μέθοδο pushover και χωρίς την συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων στην πλέον 4όροφη κατασκευή, προκύπτουν οι λόγοι επάρκειας κάμψης και διάτμησης όλων των μελών για τους 32 σεισμικούς συνδυασμούς.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/δευτερεύων	$\lambda_{\theta}$	$\lambda_{VR}$	Ικανότητα επιτάχυνσης κατασκευής ( $\lambda_{max}=1$ ) για $a_g=$
Γ1	Δ1.3(3)	κύριο	<b>1.21</b>	0.92	0.204
Γ1	K8(1)	κύριο	0.29		
Γ1	K3(1)	κύριο		0.85	

Πίνακας 12 : Μέγιστες τιμές λόγων επάρκειας δοκών και υποστυλωμάτων για έλεγχο στροφής και έλεγχο διάτμησης χωρίς την συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων

Για το πλέον εύτρωτο μέλος **Δ1.3(3):  $\theta=0.0226$  rad και  $\theta_{lim}=0.0187$  rad δηλ.  $\lambda_{\theta}=1.21$**

Συμπληρωματικά αναφέρεται ότι εκτός από την δοκό Δ1.3(3) αστοχούν ακόμη δύο δοκοί , οι Δ1.3(2) και η Δ5.1(3) με λόγους επάρκειας  $\lambda_{\theta}$  1.13 και 1.06 αντίστοιχα. Παρατηρείται επίσης ότι όλες οι δοκοί της προσθήκης εμφανίζουν χαμηλούς λόγους επάρκειας κάτι το οποίο αναλύεται στα συμπεράσματα παρακάτω. Ακόμη, βρίσκεται με σύγκλιση ότι η ικανότητα επιτάχυνσης της κατασκευής είναι 0.204 . Τέλος τα υποστυλώματα συνεχίζουν να έχουν μικρούς λόγους επάρκειας συνολικά αλλά μεγαλύτερους σε σχέση με την κατάσταση πριν την προσθήκη.



Σχήμα 10: Δεξιά: καμπύλη απαίτησης-ικανότητας για κρίσιμο συνδυασμό στην στάθμη Γ1 και την κατασκευή χωρίς τις τοιχοπληρώσεις , Αριστερά : πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί για τον ίδιο συνδυασμό.

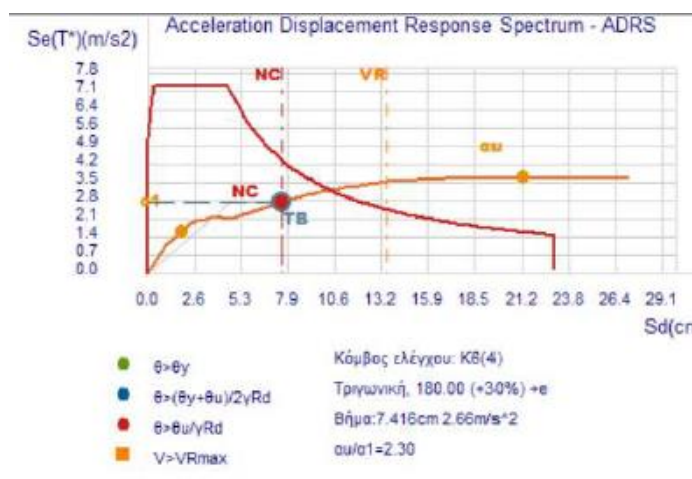
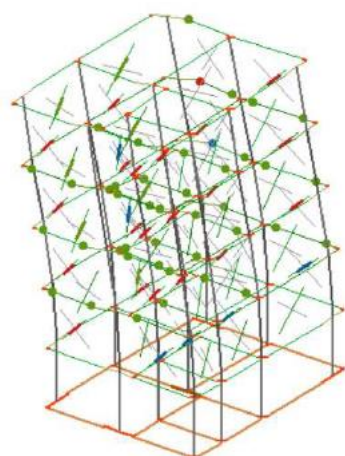
### 7.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ – ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΠΡΟΣΘΗΚΗ – ΜΕ ΤΗ ΣΥΜΜΕΤΟΧΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Το μοντέλο αυτό θα είναι και το τελικό πάνω στο οποίο θα γίνουν όλοι οι έλεγχοι αποτίμησης και όλες οι απαραίτητες ενισχύσεις. Διαλέγεται διότι αποτελεί το ολοκληρωμένο ( μετά την προσθήκη) και πιο ρεαλιστικό ( με τοιχοπληρώσεις ) προσομοίωμα της κατασκευής. Στην φάση αυτή, όπως και προηγουμένως θα γίνει έλεγχος για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 . Τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι τα εξής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/δευτερεύων	$\lambda_{\theta}$	$\lambda_{VR}$	Ικανότητα επιτάχυνσης κατασκευής ( $\lambda_{max}=1$ ) για $ag=$
Γ1	Δ1.3(3)	κύριο	<b>0.98</b>	0.80	0.241
Γ1	K3(1)	κύριο	0.22		
Γ1	K3(1)	κύριο		0.54	

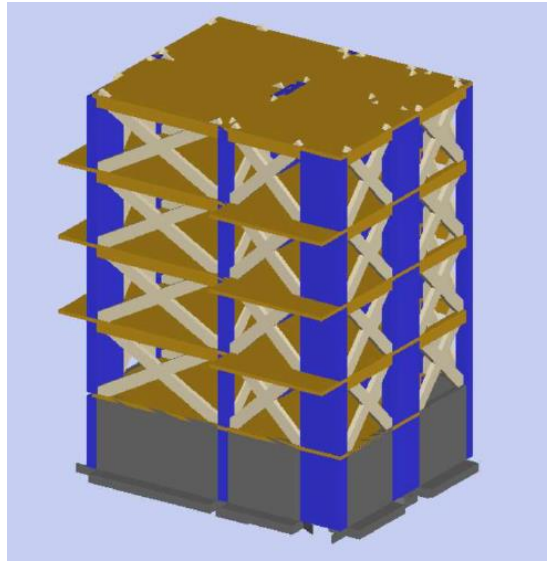
Πίνακας 13 : Μέγιστες τιμές λόγων επάρκειας δοκών και υποστυλωμάτων για έλεγχο στροφής και έλεγχο διάτμησης με την συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων

Για το πλέον εύτρωτο μέλος **Δ1.3(3):  $\theta=0.0171$  rad και  $\theta_{lim}=0.0174$  rad δηλ.  $\lambda_{\theta}=0.98$**   
 Παρατηρούμε ότι η πλέον εύτρωτη δοκός Δ1.3(3) έχει λόγο επάρκειας 0.98 δηλαδή επαρκεί οριακά και ως εκ τούτου επαρκούν και όλες οι άλλες δοκοί, έχοντας χαμηλότερους λόγους. Τα υποστυλώματα από την άλλη, όπως και προηγουμένως, έχουν και αυτά χαμηλούς λόγους επάρκειας. Στο σύνολό της η κατασκευή επαρκεί -αν και οριακά- ακόμη και μετά την προσθήκη, χωρίς καμία ενίσχυση για την στάθμη Γ1. Η ικανότητα επιτάχυνσης της είναι 0.241 που προκύπτει με σύγκλιση. Επομένως η κατασκευή μπορεί να φέρει εις πέρας με τον επιπλέον όροφο τον σεισμό της στάθμης Γ1 εμφανίζοντας όμως εκτεταμένες και οιοινεί μη-επιδιορθώσιμες βλάβες. Το γεγονός αυτό σχολιάζεται την συνέχεια.



Σχήμα 11: Δεξιά: καμπύλη απαίτησης-ικανότητας για τον πλέον κρίσιμο συνδυασμό στην στάθμη Γ1 και την κατασκευή με τις τοιχοπληρώσεις, Αριστερά: πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί για τον ίδιο συνδυασμό.





Σχήμα 12: Τελικό τρισδιάστατο προσομοίωμα με την συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων

### 7.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ-ΣΧΟΛΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΣΥΝΟΛΙΚΟΥ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ

- Η κατασκευή μετά την προσθήκη επαρκεί για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 ικανοποιώντας το κριτήριο του ΚΑΝ.ΕΠΕ ( παράρτημα 2.1 ) για τα υφιστάμενα κτίρια Σ II . Επομένως από άποψη κανονιστικού πλαισίου δεν είναι υποχρεωτικές ενισχύσεις επί της κατασκευής.
- Παρατηρείται ότι τα μέλη της προσθήκης εμφανίζουν στο σύνολό τους χαμηλούς λόγους επάρκειας με  $\lambda_{\max}=0.41$  για δοκό και  $\lambda_{\max}=0.17$  για υποστύλωμα . Αυτό οφείλεται κυρίως σε δύο παράγοντες. Αρχικά τα εντατικά μεγέθη  $p\chi$  τα αξονικά είναι πιο μικρά καθώς δεν υπάρχουν φορτία υπερκείμενων ορόφων. Ο δεύτερος και βασικότερος λόγος είναι ότι τα στοιχεία της προσθήκης έχουν διαστασιολογηθεί με τους ευρωκώδικες οι οποίοι είναι πιο αντισεισμικά προηγμένοι από τον αντισεισμικό κανονισμό του '85 . Έτσι τα στοιχεία της προσθήκης έχουν καλύτερη επίδοση σε σχέση με τα υπάρχοντα το οποίο μεταφράζεται σε μικρότερα  $\lambda$ .
- Συγκρίνοντας τις ικανότητες επιτάχυνσης μεταξύ των δύο αναλύσεων (με και χωρίς την συμβολή των τοίχων πλήρωσης -μετά προσθήκης) παρατηρούμε ότι αυξάνεται η ικανότητα της κατασκευής κατά  $\frac{0.241}{0.204} = 1.18$  φορές ή κατά 18% .
- Όσο αφορά την σύγκριση (με τις τοιχοπληρώσεις) πριν και μετά την προσθήκη, ο επιπλέον όροφος προκαλεί μια μείωση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής κατά  $\frac{0.263}{0.241} = 1.091$  ή 9.1% .
- Στο διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας του κτιρίου παρατηρείται ένας ελαφρά πτωτικός κλάδος λίγο μετά το σημείο  $\alpha_1$  ο οποίος αποδίδεται στην αστοχία των τοιχοπληρώσεων .
- Πρέπει να σημειωθεί ότι σχεδόν όλες οι τοιχοπληρώσεις αστοχούν πριν καν αστοχήσει το πρώτο στοιχείο του φέροντος οργανισμού για την στάθμη Γ1. Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ όμως η αστοχία των τοιχοπληρώσεων δεν θα πρέπει να καθορίζει και την αντοχή της κατασκευής . Οι άοπλες τοιχοπληρώσεις δεν αποτελούν φέροντα στοιχεία.

## 8. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΝΕΣΣ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΠΛΗΡΩΣΗ ΤΟΥΣ

### 8.1 ΠΑΡΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΘΕΣΙΑ

Στο τελευταίο στάδιο της εργασίας αυτής γίνεται μια προσπάθεια ανασχεδιασμού της κατασκευής ώστε από την στάθμη Γ1 που ικανοποιεί -αν και οριακά- να μεταβεί σε μια “καλύτερη” στάθμη επιτελεστικότητας ώστε σε περίπτωση σεισμού τα δομικά μέλη να έχουν την συμπεριφορά που θα καθορισθεί από τον μελετητή. Η παρούσα συμπεριφορά των μελών στον σεισμό είναι η οιονεί κατάρρευση δηλαδή εκτεταμένες και πολύ βαριές ,μη-επιδιορθώσιμες βλάβες. Αυτή όμως η κατάσταση είναι ιδιαίτερα επικίνδυνη και οδηγεί σε ένα φορέα μη λειτουργικό μετά τον σεισμό. Η μόνη προστασία που παρέχει είναι έναντι κατάρρευσης στους επόμενους μετασεισμούς και συνεπώς το κτίριο δεν είναι κατοικήσιμο μετά από αυτόν. Αυτό που γίνεται ουσιαστικά είναι επέμβαση στα δομικά μέλη ώστε αυτά να έχουν καλύτερη συμπεριφορά στον σεισμό είτε εμφανίζοντας βαριές αλλά επισκευάσιμες βλάβες, είτε καθόλου βλάβες. Συνεπώς μιλάμε για τις στάθμες Β και Α αντίστοιχα. Πιο αναλυτικά θέτονται δύο συγκρίσιμοι και εφικτοί στόχοι. Είτε για έναν συχνό σεισμό τα δομικά στοιχεία να λειτουργούν χωρίς να εμφανίζουν καθόλου βλάβες είτε για ένα ισχυρό σεισμό τα δομικά μέλη, να μην είναι στα πρόθυρα της κατάρρευσης όπως στην παρούσα φάση αλλά, να έχουν λίγο καλύτερη συμπεριφορά και να είναι επισκευάσιμα. Αυτοί οι στόχοι εν πολλοίς είναι οι στάθμες επιτελεστικότητας Α2 και Β1 όπως ορίζονται στον πίνακα 9 παραπάνω ή στο παράρτημα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συνεπώς στην συνέχεια γίνεται αποτίμηση για την στάθμη Α2 -συχνός σεισμός- όπου κανένα στοιχείο δεν φτάνει καν στην διαρροή και λειτουργεί ελαστικά καθώς και για την στάθμη Β1 -πιο σπάνιος σεισμός- όπου τα μέλη εμφανίζουν σοβαρές αλλά επιδιορθώσιμες βλάβες. Για να γίνει ποσοτικοποίηση των δύο παραπάνω σεισμών, για την στάθμη Α2 η επιτάχυνση σχεδιασμού είναι  $a_g = 0.128$  και για την στάθμη Β1 είναι  $a_g = 0.24$  δεδομένου ότι βρισκόμαστε στην σεισμική ζώνη 2. Τέλος ο συχνός σεισμός έχει πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 έτη ενώ ο σεισμός της στάθμης Β1 έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη.

### 8.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΓΙΑ ΤΙΣ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ Α2 ΚΑΙ Β1

Εφαρμογή της μεθόδου pushover για τις στάθμες που αναφέρονται δίνει τα κατωτέρω αποτελέσματα:

- 3 δοκοί αστοχούν (καμπτικά) στην στάθμη Β1 με  $\lambda_{max}=1.36$
- 38 δοκοί αστοχούν (καμπτικά) στην στάθμη Α2 με  $\lambda_{max}=4.54$
- Κανένα υποστύλωμα δεν αστοχεί στις στάθμες Α2 ή Β1 με  $\lambda_{max}=0.48$  (=0.0013 rad / 0.0027 rad) για τη στάθμη Α2 και  $\lambda_{max}=0.29$  (=0.0022 rad / 0.00758 rad) για την στάθμη Β1.

### 8.3 ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Δεδομένου ότι αστοχούν μόνο δοκάρια και καμπτικά (που δεν ικανοποιούν τον έλεγχο στρώσης) και καθόλου υποστυλώματα η μέθοδος ενίσχυσης θα είναι η προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκους οπλισμού στο εφελκόμενο πέλμα. Το πάχος της στρώσης που επιλέγεται εξαρτάται από το μήκος έμπηξης των βλήτρων που θα τοποθετηθούν ως διατμητικοί σύνδεσμοι μεταξύ της νέας στρώσης σκυροδέματος και του παλαιού στοιχείου. Κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §6.1.2.2. αν χρησιμοποιηθούν ευθύγραμμα βλήτρα, το ελάχιστο μήκος αγκύρωσης τους σε κάθε μια από τις δύο στρώσεις δεν θα πρέπει να είναι μικρότερο από έξι φορές την διάμετρο του βλήτρου ( $6d_b$ ). Εφόσον όμως ληφθεί η ελάχιστη τιμή αγκύρωσης των  $6d_b$  η σχετική διατμητική αντίσταση του βλήτρου δεν θα είναι η μεγιστή

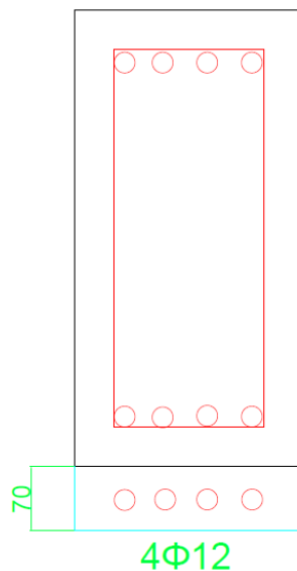
αλλά απομειωμένη κατά 25% δηλαδή  $0.75V_{ud}$ . Αναφέρεται ότι για να έχει το βλήτρο την μέγιστη διατμητική του αντίσταση ( $1 \cdot V_{ud}$ ) θα πρέπει το μήκος έμπηξης να είναι το λιγότερο  $8d_b$ . Δεδομένου ότι εδώ γίνεται προσπάθεια να ληφθεί το ελάχιστο δυνατό πάχος νέας στρώσης σκυροδέματος θεωρείται ότι το βάθος έμπηξης λαμβάνεται  $6d_b$ . Άρα η ανίσωση που θα πρέπει να ικανοποιείται είναι

$$t_{στρώσης} \geq 6d_b + \text{επικάλυψη, έστω εϋθύγραμμο βλήτρο } \Phi 10$$

Προκύπτει  $t_{στρώσης} \approx 70\text{mm}$

Επομένως η αρχική ενίσχυση που θα γίνει σε όλα τα στοιχεία που αστοχούν ξεκινάει με πάχος 70mm. Έστω  $4\Phi 12$ , S420 στο κάτω πέλμα όλων των δοκών που δεν επαρκούν. Οπότε συνολικά η αρχική ενίσχυση είναι πάχους 70mm με  $4\Phi 12$  S420. Σκυρόδεμα C20/25.

Πρέπει να σημειωθεί ότι στην παρούσα μελέτη δεν γίνεται υπολογισμός της ποσότητας των βλήτρων ούτε της διάταξής τους στο νέο στοιχείο αλλά επιλέγεται η διάμετρος τους μόνο και μόνο για τον καθορισμό του ελάχιστου πάχους της νέας στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος.



Σχήμα 13 : Σκαρίφημα αρχικής ενίσχυσης σε δοκό τυπικής διατομής με νέα στρώση σκυροδέματος στο κάτω πέλμα

#### 8.4 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΠΛΗΡΩΣΗ ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Α2

Κατά τον έλεγχο φαίνεται ότι αστοχούν 38 δοκοί εκ των οποίων το  $\lambda_{\max}=4.54$  ( $=0.022 \text{ rad} / 0.00482 \text{ rad}$ ). Αρχικά αυτό που γίνεται είναι να ενισχυθούν και οι 38 δοκοί με την αρχική ενίσχυση όπως ορίζεται προηγουμένως δηλαδή με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C20/25, πάχους  $t=70\text{mm}$ , και οπλισμών  $4\Phi 12$  των S420 σε όλο το κάτω ενισχυόμενο πέλμα.

Μετά από την εφαρμογή της ενίσχυσης αυτής, 35 δοκοί περνάνε τον έλεγχο οι οποίες προηγουμένως δεν τον περνούσαν, δηλαδή λειτουργούν ουσιαστικά μόνο ελαστικά για έναν συνήθη σεισμό ενώ συνεχίζουν να μην λειτουργούν ελαστικά 3 δοκοί.

Για τις εναπομένουσες 3 δοκούς πρέπει είτε να αυξηθεί το πάχος της ενισχυόμενης στρώσης είτε να τοποθετηθούν μεγαλύτερης διαμέτρου οπλισμοί είτε ακόμη να αυξηθεί η ποιότητα του χάλυβα των ράβδων. Επιλέγεται η αύξηση του πάχους της στρώσης από 70mm σε 80mm. Οι νέοι λόγοι επάρκειας των τριών δοκών που δεν επαρκούν είναι λίγο μικρότεροι από τους προηγούμενους αλλά πάλι μεγαλύτεροι της μονάδας. Ομοίως για πάχος 90mm. Στην συνέχεια τοποθετείται πάχος  $t=100\text{mm}$  και περνάει η μία από τις τρεις δοκούς που αστοχούσαν -η Δ1.4(3)- ενώ συνεχίζουν να αστοχούν δύο ακόμη. Για τις τελευταίες δύο δοκούς που δεν

επαρκούν δοκιμάσθηκε περεταίρω αύξηση του πάχους της στρώσης καθώς και αλλαγή της ποιότητας σκυροδέματος, σε λογικά πλαίσια για μια κοινή κατασκευή, αλλά εξακολουθούσαν να μην επαρκούν. Τελικά, στις δύο αυτές δοκούς, στους νέους διαμήκους οπλισμούς τους, γίνεται αντικατάσταση του χάλυβα S420 με χάλυβα S500, διατηρώντας  $t=70\text{mm}$  και 4Φ12. Τα δύο νέα ενισχυόμενα στοιχεία επαρκούν οπότε η κατασκευή στο σύνολό της λειτουργεί ελαστικά για έναν συνήθη σεισμό.

Συνοπτικά για τις 38 δοκούς που δεν ικανοποιούν την στάθμη A2 εφαρμόζονται

1η ενίσχυση : η αρχική

ή 2η ενίσχυση :  $t=100\text{mm}$ , 4Φ12, S420

ή 3η ενίσχυση :  $t=70\text{mm}$ , 4Φ12, S500

ΔΟΚΟΣ	ΑΡΧΙΚΑ	1 <sup>η</sup> ενίσχυση	2 <sup>η</sup> ενίσχυση	3 <sup>η</sup> ενίσχυση
Δ1.3(1)	1.66	0.83		
Δ1.4(1)	2.16	0.84		
Δ2.3(1)	1.51	0.70		
Δ2.4(1)	1.09	0.61		
Δ3.1(1)	2.82	0.80		
Δ3.2(1)	1.20	0.69		
Δ4.1(1)	1.81	0.95		
Δ4.4(1)	1.25	0.65		
Δ5.2(1)	1.32	0.65		
Δ7.1(1)	1.15	0.63		
Δ7.4(1)	1.15	0.61		
Δ8.1(1)	1.09	0.54		
Δ1.3(2)	1.92	0.94		
Δ1.4(2)	3.39	1.11	1.11	0.88
Δ2.3(2)	1.43	0.72		
Δ2.5(2)	1.19	0.73		
Δ3.1(2)	4.37	0.97		
Δ3.2(2)	1.61	0.84		
Δ4.1(2)	2.35	1.20	1.20	0.98
Δ4.4(2)	1.72	0.80		
Δ5.1(2)	1.45	0.84		
Δ5.2(2)	1.45	0.68		
Δ6.1(2)	1.46	0.69		
Δ7.1(2)	1.39	0.69		
Δ7.4(2)	1.44	0.69		
Δ8.1(2)	1.27	0.55		
Δ1.3(3)	2.0	0.83		
Δ1.4(3)	4.53	1.12	0.99	
Δ2.3(3)	1.21	0.62		
Δ3.1(3)	4.54	0.89		
Δ3.2(3)	1.55	0.78		
Δ4.1(3)	2.22	0.95		
Δ4.4(3)	1.47	0.68		
Δ5.1(3)	1.18	0.69		
Δ5.2(3)	1.50	0.64		
Δ6.1(3)	1.31	0.59		
Δ7.1(3)	1.30	0.62		
Δ7.4(3)	1.27	0.64		

Πίνακας 14 : Επαναληπτική διαδικασία ενίσχυσης 38 δοκών που δεν ικανοποιούν την στάθμη A2

### 8.5 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΠΛΗΡΩΣΗ ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ B1

Η περίπτωση αυτή φαίνεται πως είναι πιο σύντομη καθώς «αστοχούν» μόλις 3 δοκοί όπως φαίνεται σε παρακάτω πίνακα. Εφαρμόζοντας την αρχική ενίσχυση πάχους 70mm, 4Φ12, S420 επαρκούν οι τρεις δοκοί που δεν ικανοποιούσαν την στάθμη B1.

ΔΟΚΟΣ	ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΑΡΧΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΑΡΧΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Δ1.3(2)	1.27	0.80
Δ1.3(3)	1.36	0.82
Δ7.1(3)	1.05	0.78

Πίνακας 15 : Επαναληπτική διαδικασία ενίσχυσης 3 δοκών που δεν ικανοποιούν την στάθμη B1

## 8.6 ΣΧΟΛΙΑ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΠΛΗΡΩΣΗ ΝΕΩΝ ΣΤΑΘΜΕΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

- Αναλυτικός πίνακας των λόγων επάρκειας στην στάθμη A2 δεν παρέχεται για όλες τις περιπτώσεις ενίσχυσης(πχ  $t_{στρώσης}=80\text{mm}$ ) παρά μόνο για αυτές που τελικά υλοποιούνται.
- Παρατηρείται ότι τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα δεν αντιμετωπίζουν κανένα πρόβλημα σε καμία από τις δύο στάθμες . Για τον συνήθη σεισμό λειτουργούν ελαστικά(A2) ενώ για τον σεισμό σχεδιασμού(0.24) της σεισμικής ζώνης που βρίσκεται το κτίριο κανένα από αυτά δεν εμφανίζει βαριές βλάβες(B1).
- Για τα δοκάρια, όσο αφορά την ποσότητα σε υλικό συμφέρει να γίνει ενίσχυση για στάθμη B1 διότι αρκεί να ενισχυθούν 3 μόνο δοκοί έναντι 38 για την A2. → μικρότερο κόστος για την εκπλήρωση της B1
- Για έναν ενδιάμεσης έντασης σεισμό φαίνεται να δημιουργούνται πολλές βλάβες σε δοκάρια τα οποία διαρρέουν και ενδέχεται στην συνέχεια να χρειαστούν επισκευές . Οπότε μια άλλη άποψη είναι η ενίσχυση των 38 δοκών ώστε σε έναν σεισμό μέτριας έντασης να μην χρειαστεί καμία απολύτως εκ των υστέρων επέμβαση.
- Προσωπική άποψη , λαμβανομένης υπόψη της χρήσης του κτιρίου , είναι η ενίσχυση για στάθμη B1 και εφόσον από εκεί και πέρα υπάρχει ευχέρεια , να γίνει ενίσχυση των δοκών που εμφανίζουν μεγάλο συντελεστή επάρκειας(πχ πάνω από 2.5) στον συνήθη σεισμό, αγνοώντας ίσως τις δοκούς εκείνες που ο λόγος επάρκειάς τους είναι λίγο πάνω από την μονάδα .

## 9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ-ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ «ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ» 2019 , ΣΤΕΦΑΝΟΣ Η. ΔΡΙΤΣΟΣ
2. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2<sup>η</sup> Αναθεώρηση 2017 (ΦΕΚ 2984/Β/30-8-2017)
3. FESPA Pushover θεωρητικά στοιχεία, LH λογισμική
4. FESPA αποτίμηση στατικής επάρκειας υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ 2012, LH λογισμική
5. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΙΣΟΓΙΑΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΜΕΤΑ ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ , ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΚΑΘ' ΎΨΟΣ

, ΔΗΜΗΤΡΗΣ ΣΚΛΑΒΟΥΝΟΣ , 22° ΦΟΙΤΗΤΙΚΟ ΣΥΝΕΔΡΙΟ , ΠΑΤΡΑ  
2016

6. Τεχνική έκθεση Νο2(2011) , Προσομοίωση υπογείου με περιμετρικά τοιχώματα στο FESPA.