

## ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΛΟΓΩ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ ΟΡΟΦΟΥ, ΤΡΙΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΠΥΛΩΤΗ ΚΑΙ ΥΠΟΓΕΙΟ, ΗΛΙΚΙΑΣ ΜΕΓΑΛΥΤΕΡΗΣ ΤΩΝ 25 ΕΤΩΝ.

ΜΟΙΡΑΣΓΕΝΤΗΣ ΔΗΜΗΤΡΗΣ

### Περίληψη

Στη παρούσα εργασία γίνεται ο έλεγχος με τη χρήση λογισμικού<sup>[1]</sup> της επάρκειας υπάρχοντος 3οροφου κτιρίου με πυλωτή και υπόγειο, λόγω προσθήκης επιπλέον ορόφου ο οποίος δεν είχε προβλεφθεί κατά την αρχική μελέτη. Πρέπει να τονισθεί ότι το κτίριο έχει κατασκευαστεί τη δεκαετία του 70', βάση των ισχυόντων τότε κανονισμών, δηλ. του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 και του Κανονισμού Σκυροδέματος του 1954.

Σκοπός της εργασίας δεν είναι μόνο ο απλός έλεγχος της επάρκειας, αλλά η ανάλυση διάφορων σεναρίων ενίσχυσης, η ανάδειξη των πλεονεκτημάτων και μειονεκτημάτων κάθε πιθανής λύσης μέσα από το πρίσμα της ικανότητας υλοποίησης και του κόστους, καθώς και της μεταφοράς αριθμών και στατικών μοντέλων στην ίδια τη κατασκευή, σε πραγματικές διαστάσεις και συνθήκες.

### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Πρέπει να τονισθεί, ότι αρχικά θα γίνει έλεγχος της υπάρχουσας κατασκευής, με τη χρήση των τότε ισχυόντων κανονισμών, δηλ. τον Ε.Α.Κ. 1959 και του Ε.Κ.Ω.Σ. 1954, ενώ ο έλεγχος επάρκειας με την προσθήκη του ορόφου θα πραγματοποιηθεί, με τον Ε.Α.Κ. 1959 και τον Ε.Κ.Ω.Σ. 1995 σύμφωνα με την υπουργική απόφαση της 31/12/1991 ΦΕΚ 1068 "περί εγκρίσεως νέου κανονισμού για τη μελέτη και κατασκευή έργων από σκυρόδεμα").

Όπως αναφέρθηκε στην περίληψη, το προς μελέτη κτίριο είναι 3οροφο με πυλωτή και υπόγειο, κατασκευασμένο τη δεκαετία του 70'. Την εποχή εκείνη η διαστασιολόγηση γινόταν βάση του Ε.Α.Κ.1959, ο οποίος είχε μία βασική διαφορά από τους μετέπειτα κανονισμούς. Η κατανομή του σεισμικού φορτίου θεωρείτο ομοιόμορφη καθ' ύψος. Από την άλλη μεριά, νεότερος Ε.Α.Κ. του 1985 (Ε.Α.Κ. 1985, Άρθρο 4, Παρ.2β) θεωρεί τη κατανομή της σεισμικής φόρτισης ανεστραμμένη τριγωνική.

### 2. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΗ ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

#### 2.1 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΓΙΑ ΤΟ ΥΠΑΡΧΟΝ ΚΤΙΡΙΟ

<u>1.Υλικά</u> Σκυρόδεμα B300 $f_{ck}$ 2000 tn/m <sup>2</sup> Χάλυβας StIII $\gamma_c=1, \gamma_s=1$	<u>3. Κινητά φορτία</u> Πλακών γενικά 0.2 tn/m <sup>2</sup> Πλακών Pilotis 0.5 tn/m <sup>2</sup> Κλιμάκων 0.35 tn/m <sup>2</sup>	<u>5.Αντισεισμικός</u> Σεισμικότητα 2 Σεισμικός συντελεστής $\epsilon$ 0.02
<u>2. Μόνιμα φορτία</u> Σκυροδέματος 2.5 tn/m <sup>3</sup> Πλακών γενικά 0.1 tn/m <sup>2</sup> Πλακών Pilotis 0.16 tn/m <sup>2</sup> Κλιμάκων 0.15 tn/m <sup>2</sup>	<u>4 Συντ ασφάλειας φορτίων</u> $\gamma_g$ 1 $\gamma_q$ 1	<u>6. Έδαφος</u> Ακαμψία $k_s$ 7000 tn/m <sup>2</sup> /m Σεπιτρεπομενη 20 tn/m <sup>2</sup>

Πίνακας 1: Παραδοχές υπολογισμού για το υπάρχον κτίριο.<sup>[2],[3]</sup>

## 2.2 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΓΙΑ ΤΟ ΥΠΑΡΧΟΝ ΚΤΙΡΙΟ<sup>[3],[4]</sup>

Ο οπλισμός των δοκών στις στηρίξεις γινόταν με σπαστά σίδερρα. Επίσης δεν υπήρχε η απαίτηση max απόστασης ράβδων υποστρώματος (σήμερα είναι 0.2 m), για αυτό θέτω απαίτηση 0.4m. Ομοίως συνέβαινε και για τη max απόσταση συνδετήρων υποστρώματος (σήμερα 0.15m), για αυτό θέτω απαίτηση 0.2m. Επιπλέον οι επικαλύψεις ήταν περίπου 0.015-0.02m, ενώ σήμερα είναι 0.03m

## 2.3. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΟ ΠΡΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

<b>1.Υλικά</b> Σκυρόδεμα C25/50 $f_{ck}$ 25 MPa Χάλυβας S500 $\gamma_c = 1.5,$ $\gamma_s = 1.15$	<b>3. Κινητά φορτία</b> Πλακών γενικά 2 KN/m <sup>2</sup> Πλακών Pilotis 5 KN/m <sup>2</sup> Κλιμάκων 3.5 KN/ m <sup>2</sup>	<b>5. Αντισεισμικός</b> Σεισμικότητα 2 Σεισμικός συντ $\epsilon$ 0.02
<b>2. Μόνιμα φορτία</b> Σκυροδέματος 25 KN/m <sup>3</sup> Πλακών γενικά 2 KN/m <sup>2</sup> Πλακών Pilotis 1.6 KN/m <sup>2</sup> Κλιμάκων 1.5 KN/m <sup>2</sup>	<b>4 Συντ ασφάλειας φορτίων</b> $\gamma_g$ 1.35 $\gamma_q$ 1.5	<b>6. Έδαφος</b> Ακαμψία $k_s$ 70000 KN/m <sup>2</sup> /m $\sigma_{\text{επιτρεπομενη}}$ 200 KN/m <sup>2</sup>

Πίνακας 2: Παραδοχές υπολογισμού για το κτίριο προς ενίσχυση.<sup>[2],[3]</sup>

## 2.4. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Όπως είναι γνωστό, τα κτίρια που διαθέτουν πυλωτή στο ισόγειο, είναι ιδιαίτερως ευπαθή σε σεισμική φόρτιση, διότι η δυσκαμψία τους μεταβάλλεται απότομα καθ' ύψος και συγκεκριμένα η δυσκαμψία της πυλωτής είναι σημαντικά μικρότερη από των υπερκείμενων ορόφων, άρα και οι μετατοπίσεις και παραμορφώσεις είναι σημαντικά μεγαλύτερες (Σχήμα 3) Για το παραπάνω λόγω, στον έλεγχο επάρκειας του κτιρίου, αυξάνω το Συντελεστή Προσαύξησης Εντατικών Μεγεθών των υποστρωμάτων και των δοκών, της πυλωτής μόνο, από 1 σε 1.5, δηλ. κατά 50%.<sup>[2]</sup>

## 2.5. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΝ ΕΝΑΠΟΜΕΝΟΥΣΑΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Για την εκτίμηση της εναπομένουσας φέρουσας ικανότητας του κτιρίου, χρειάζεται να εκτιμήσω 2 μεγέθη, την ηλικία του κτιρίου και το επίπεδο των βλαβών στο κτίριο. Το πρώτο είναι απλό (>25 ετών), το δεύτερο απαιτεί εμπειρία και ανάλυση δεδομένων.

Το κτίριο που μελετώ δεν έχει καμία βλάβη, ως έχει, αφού η ποιότητα κατασκευής, καθώς και η συντήρησή του ήταν καλή. Όμως, όπως αναφέρω στη συνέχεια της μελέτης, η προσθήκη του ορόφου, δημιουργεί σημαντικά προβλήματα σε αρκετούς στύλους και δοκάρια της πυλωτής. Για αυτό το λόγο θεωρώ ότι οι βλάβες είναι γενικές και είναι Γ βαθμού. Τελικά, η εναπομένουσας φέρουσας ικανότητας του κτιρίου εκτιμάται 0.45<sup>[5]</sup>

## 2.6. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΜΟΝΟΛΙΘΙΚΟ - ΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Στη βιβλιογραφία που αφορά την ενίσχυση και επισκευή κατασκευών έχουν προταθεί διάφορες τιμές. Επειδή στα σενάρια που εξετάζω, ως εναλλακτικές λύσεις, χρησιμοποιώ τη τεχνική του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, σε υποστρώματα και τοιχώματα, οι 3 συντελεστές μονολιθικότητας<sup>[6]</sup> είναι:

Συντελεστής μονολιθικότητας για μανδύα	Υποστύλωμα	Τοίχωμα
Ακαμψίας, $\gamma_{(n,k)}$	0.8	0.8
Αντοχής σε κάμψη, $\gamma_{(n,M)}$	0.8	0.8
Αντοχής σε διάτμηση, $\gamma_{(n,V)}$	0.8	0.8

Πίνακας 3: Συντελεστές μονολιθικότητας

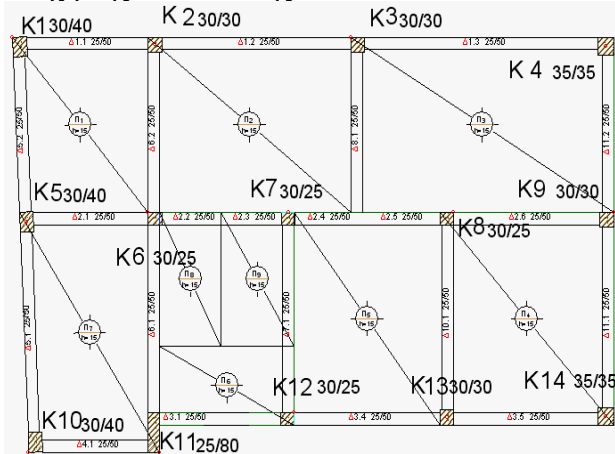
### 3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΡΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

Το κτίριο, όπως έχει προαναφερθεί, είναι 3όροφο με πυλωτή και υπόγειο. Έχει κατασκευαστεί τη δεκαετία του 70', βασιζόμενο στους τότε ισχύοντες κανονισμούς (Ε.Α.Κ. 1959, Ε.Κ.Ω.Σ. 1954). Κάθε όροφος έχει εξόφληση 3m, καταλαμβάνει σε κάτοψη περίπου 130 m<sup>2</sup>, ενώ όλοι οι όροφοι έχουν τον ίδιο ξυλότυπο με την οροφή της πυλωτής. Στη πυλωτή δεν υπάρχει κανένα τοίχιο, ούτε κάποιος τοίχος φέρων ή πλήρωσης και χρησιμοποιείται ως χώρος στάθμευση των οχημάτων των ενοίκων. Αυτό σημαίνει, εκ των προτέρων ότι πρέπει να αποφευχθεί κατά την ενίσχυση το κλείσιμο των ανοιγμάτων σε τέτοιο βαθμό ώστε να παρεμποδίζεται η αρχική χρήση του χώρου. Στα Σχήματα 1 και 2 απεικονίζεται ο ξυλότυπος και η 3D όψη της πυλωτής.

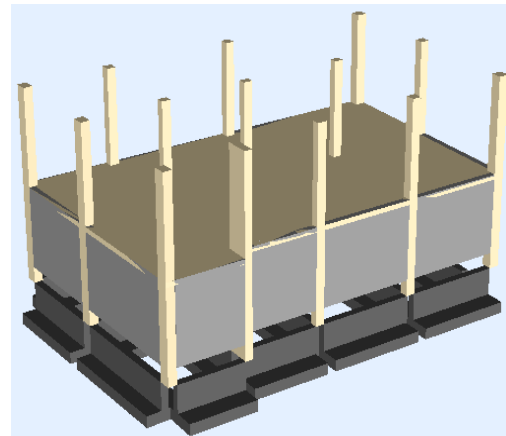
### 4. ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ

#### 4.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η διαδικασία που εφαρμόστηκε για τον αρχικό έλεγχο επάρκειας και τελικά την ενίσχυση του κτιρίου είναι η εξής: Πρώτο βήμα ήταν η προσομοίωση του υπάρχοντος φορέα<sup>[2]</sup> (διατομές, οπλισμός, φορτίσεις) λαμβάνοντας υπόψη τις παραδοχές που ίσχυαν την εποχή της κατασκευής.



Σχήμα 1: Ξυλότυπος οροφής πυλωτής

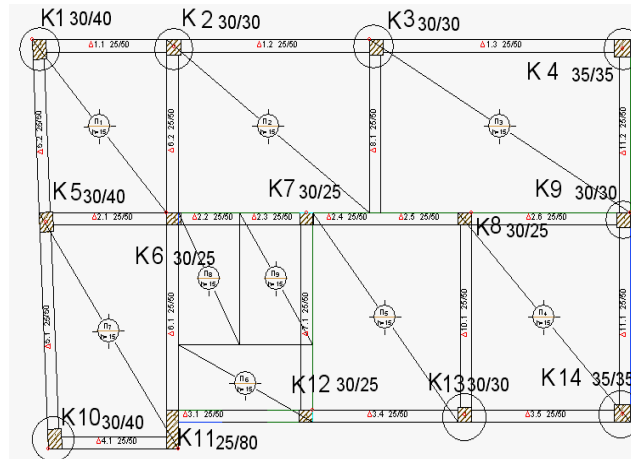


Σχήμα 2: 3D απεικόνιση πυλωτής

Έπειτα τρέχοντας το πρόγραμμα με τον Ε.Α.Κ.1959 και Ε.Κ.Ω.Σ.1954, διαπιστώθηκε επάρκεια της υπάρχουσας κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι η διαστασιολόγηση και κατασκευή του κτιρίου είχε γίνει εφαρμόζοντας πλήρως τους κανονισμούς της εποχής. Στη συνέχεια έγινε ο έλεγχος επάρκειας της κατασκευής, προσθέτοντας τον όροφο και τρέχοντας τον όροφο με τον ίδιο Ε.Α.Κ. 1959, αλλά με τον Ε.Κ.Ω.Σ 1995. Σε αυτό το σημείο διαπιστώθηκε ότι η ανεπάρκεια στύλων και δοκών. Το επόμενο βήμα ήταν η ενίσχυση του κτιρίου με διάφορους τρόπους. Είναι σημαντικό να τονισθεί, ότι οι πιθανές εναλλακτικές λύσεις στηρίχθηκαν στην αρχή της ενίσχυσης των υποστυλωμάτων, καθώς και στη προσθήκη καθ' ύψος τοιχείων. Τέλος, βάση των δεδομένων που προέκυψαν εξήχθησαν συμπεράσματα για το βέλτιστο τρόπο ενίσχυσης του κτιρίου.

## 4.2. ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΤΑ ΤΗ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΟΡΟΦΟΥ.

Ο έλεγχος επάρκειας μετά τη προσθήκη του ορόφου, έδειξε ότι 8 στύλοι είναι ανεπαρκής. Οι στύλοι που έχουν ανεπαρκή αντοχή, βρίσκονται όπως ήταν αναμενόμενο στη πλωτή και φαίνονται στο Σχήμα 3. Επίσης, παρατηρούμε ότι όλοι οι ανεπαρκής στύλοι είναι ακραίοι, βρίσκονται στη περίμετρο της κάτοψης. Ενώ οι 4 από αυτούς είναι οι γωνιακοί.

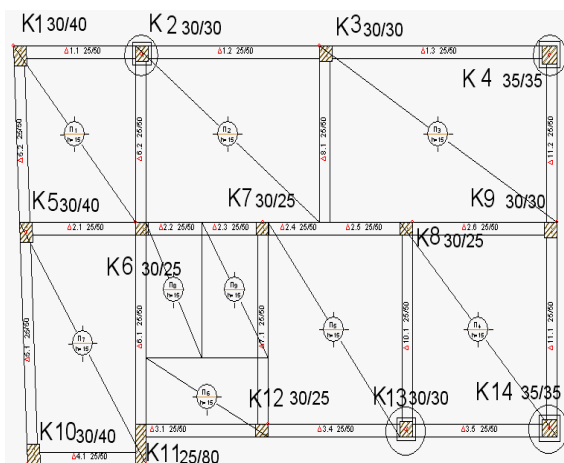


Σχήμα 3. Θέσεις υποστυλωμάτων ανεπαρκούς αντοχής

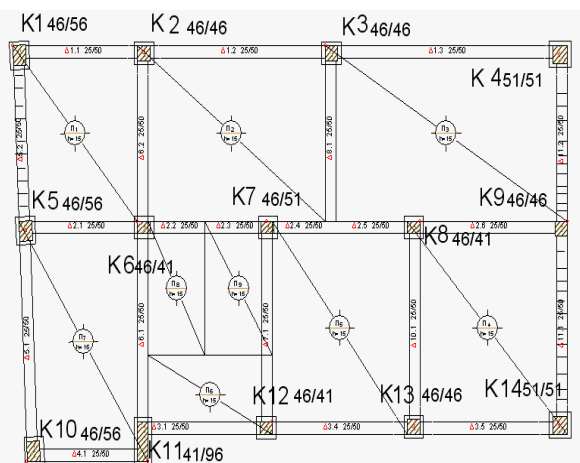
## 4.3. ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΑ ΣΕΝΑΡΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

### 4.3.1. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΜΑΝΔΥΑ

Παρατηρώντας το πρόβλημα, με την ανεπάρκεια 8 στύλων, η πρώτη και απλούστερη σκέψη είναι η ενίσχυση τους με μανδύες. Βέβαια, το γεγονός της ανεπάρκειας 8 στύλων δε σημαίνει ότι πρέπει να ενισχυθούν και οι 8, αφού η ενίσχυση ενός υποστυλώματος μπορεί να αποφορτίσει κάποια άλλα.



Σχήμα 4: Ενισχυμένοι στύλοι



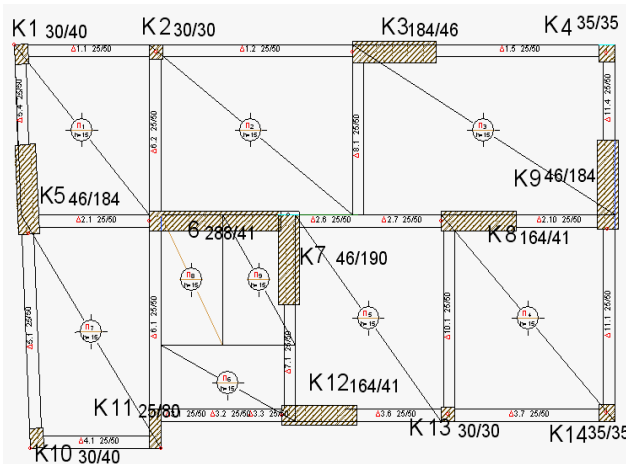
Σχήμα 5: Τελική λύση.

Μετά, από πιθανούς συνδυασμούς ενίσχυσης στύλων, ενός κάθε φορά κατέληξα ότι ενισχύοντας με την εξής σειρά τα K4 → K14 → K13 → K2, όλοι οι στύλοι ήταν επαρκείς (Σχήμα 4). Όμως, 7 δοκοί είναι ανεπαρκής. Η στρατηγική που ακολουθώ είναι όχι η ενίσχυση των δοκών, αλλά περαιτέρω ενίσχυση υποστυλωμάτων, έως ότου δεν υπάρχει καμία ανεπαρκής δοκό. Τελικά, μετά από συνεχείς ενισχύσεις, καταλήγω στην ενίσχυση όλων των υποστυλωμάτων. Παρόλη την ενίσχυση όλων των στύλων της πλωτής,

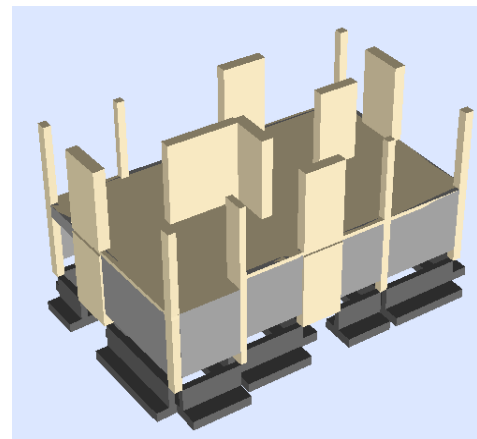
εξακολουθούν να υπάρχουν 3 δοκοί ανεπαρκής. Η λύση που ακολουθώ είναι να τις καταστήσω ανενεργές στη παραλαβή φορτίων, θέτοντάς τους ελαστικές αρθρώσεις στα άκρα. Με αυτόν τον τρόπο τα φορτία που παραλάμβαναν ανακατανέμονται στον υπόλοιπο φέροντα οργανισμό. Στο Σχήμα 5 φαίνονται οι ενισχυμένοι στύλοι καθώς και οι δοκοί με τις ελαστικές αρθρώσεις.

#### 4.3.2. ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΑ ΚΑΙ ΕΣΩΤΕΡΙΚΑ ΤΗΣ ΚΑΤΟΥΣΗΣ

Στην παρούσα εναλλακτική λύση έγινε έλεγχος επάρκειας με τη τοποθέτηση 4 τοιχωμάτων περιμετρικά, σε "βολικές" κατασκευαστικά θέσεις. Όμως το πρόβλημα της ανεπάρκειας των στύλων δε λύθηκε. Θεωρώντας ότι στη συγκεκριμένη λύση χρησιμοποιούνται αποκλειστικά τοιχώματα, η επάρκεια της κατασκευής επιτεύχθηκε με την δημιουργία 3 τοιχωμάτων επιπλέον στο εσωτερικό (Σχήμα 6). Όπως και στις προηγούμενες λύσεις η επάρκεια επιτυγχάνεται τόσο όταν τα τοιχώματα φτάνουν στην οροφή της προσθήκης, όσο και όταν σταματάνε στην οροφή της πυλωτής.



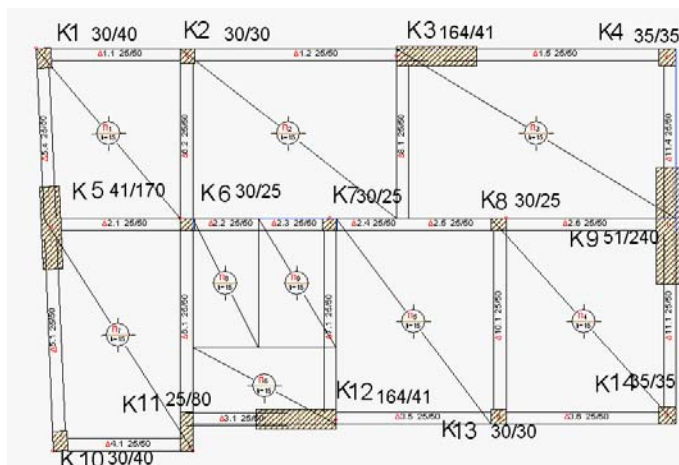
Σχήμα 6: Θέσεις τοιχωμάτων σε κάτοψη.



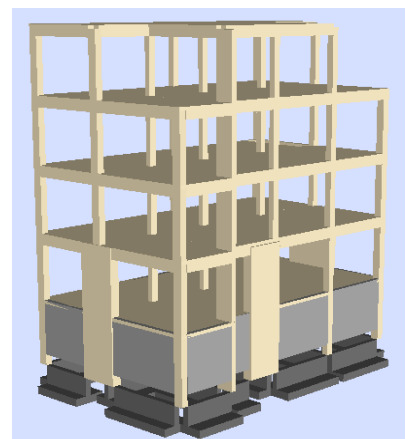
Σχήμα 7: 3D απεικόνιση τοιχωμάτων

#### 4.3.3. ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟ ΕΝΔΙΑΜΕΣΟ ΤΩΝ ΠΛΕΥΡΩΝ (Α).

Η επόμενη σκέψη είναι η προσθήκη τοιχωμάτων καθ' ύψος στο ενδιάμεσο κάθε πλευράς. Η



Σχήμα 8: Θέσεις τοιχωμάτων σε κάτοψη.

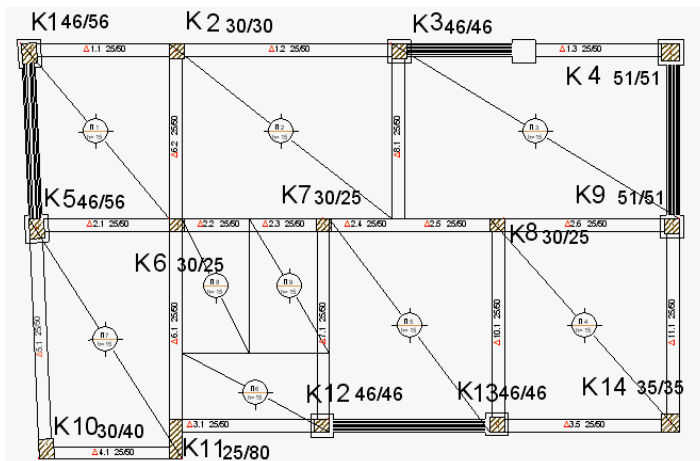


Σχήμα 9: 3D απεικόνιση τοιχωμάτων

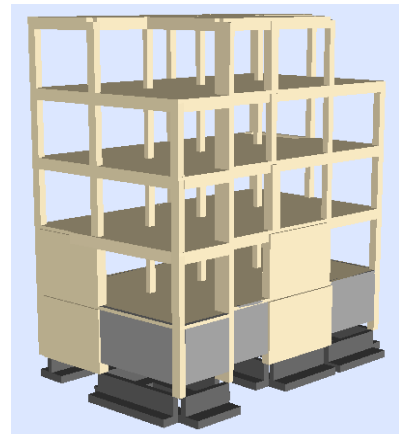
ενδιάμεση τοποθέτηση φαίνεται ότι θα οδηγήσει σε λύση λόγω της συμμετρίας της κάτοψης. Πραγματικά, η προσθήκη 4 μόνο τοιχωμάτων στις θέσεις που φαίνονται στο Σχήμα 8, λύνει το πρόβλημα τις ανεπάρκειας των 8 στύλων, καθώς και όλων των δοκών, στη πυλωτή. Το επόμενο που μένει να διαπιστωθεί είναι μέχρι ποιον όροφο χρειάζεται να "σηκώσω" τα τοιχώματα. Το τελικό αποτέλεσμα είναι ότι αρκεί τα τοιχώματα να φτάσουν ως την οροφή της πυλωτής ώστε η κατασκευή να είναι επαρκής (Σχήμα 9). Εννοείται ότι λύση του προβλήματος έχω και όταν τα τοιχώματα φτάσουν έως την οροφή της προσθήκης.

#### 4.3.4. ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΑ-ΧΡΗΣΗ ΣΤΥΛΩΝ ΩΣ ΚΡΥΦΟΚΟΛΩΝΕΣ (B).

Στο παρόν σενάριο τοποθετώ 4 τοιχώματα στη περίμετρο, όπως και στο Σενάριο 4.3.2. Η διαφορά με το τελευταίο είναι ότι θέλω να εκμεταλλευτώ τους υπάρχοντες στύλους, για να λειτουργήσουν ως κρυφοκολώνες των τοιχωμάτων. Η θέση στην οποία λύνω το πρόβλημα της ανεπάρκειας είναι αυτή που φαίνεται στο Σχήμα 10. Πρέπει να επισημανθεί ότι η αρχική επιδίωξη, δηλ. να χρησιμοποιηθούν οι υπάρχοντες στύλοι ως κρυφοκολώνες δεν επιτεύχθηκε, διότι από την ανάλυση προκύπτει ότι πρέπει να ενισχυθούν. Και στη περίπτωση αυτή, αρκεί να "σηκώσω" τα τοιχώματα έως την οροφή της πυλωτής ώστε η κατασκευή να είναι επαρκής. Η μόνη διαφορά με το προηγούμενο είναι ότι το K12 απαιτείται να ενισχυθεί στον



Σχήμα 10: Θέσεις τοιχωμάτων σε κάτοψη.



Σχήμα 11: 3D απεικόνιση τοιχωμάτων

1<sup>ο</sup> όροφο (υπερκείμενος της πυλωτής). Στο Σχήμα 11 φαίνεται σε 3D απεικόνιση το ύψος των τοιχωμάτων. Εννοείται ότι λύση του προβλήματος έχω και όταν τα τοιχώματα φτάσουν έως την οροφή της προσθήκης.

## 5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

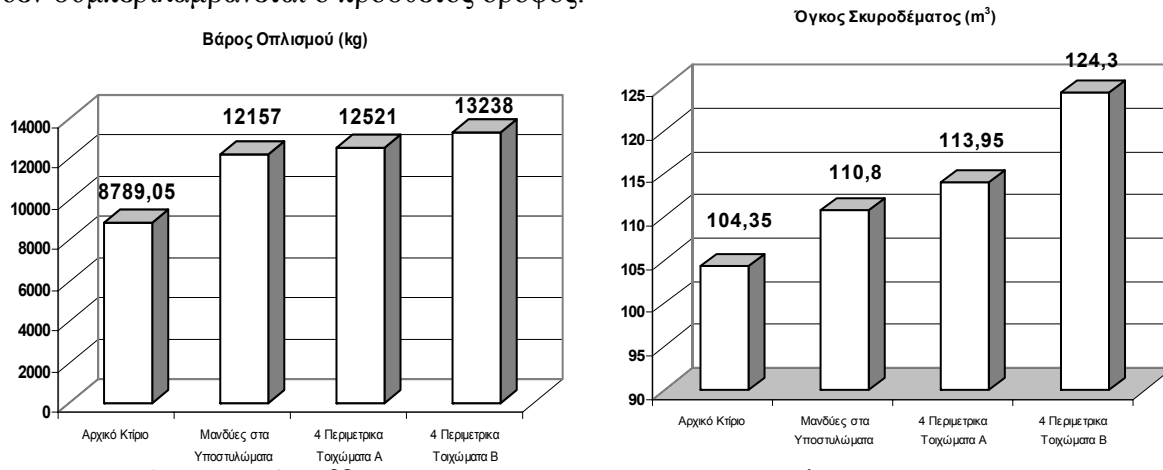
Είναι φανερό ότι υπάρχουν ποικίλοι τρόποι για να ενισχυθεί ένα κτίριο. Η ερώτηση όμως που τίθεται είναι ποια από τις εναλλακτικές λύσεις είναι η καταλληλότερη. Βέβαια, αμέσως προκύπτει ακόμα ένα ερώτημα. Τι σημαίνει καταλληλότερη λύση; Κατά πόσο είναι αντικειμενική η απάντηση; Κάποιος μπορεί να ισχυρισθεί ότι καταλληλότερη κρίνεται η οικονομικότερη λύση, άλλος η ασφαλέστερη. Αλλά τελικά ποια είναι η ασφαλέστερη; Μπορούμε να είμαστε εκ των προτέρων σίγουροι για το ποια είναι η ασφαλέστερη λύση, τι στιγμή που έχει γίνει ένας ικανός αριθμός προσεγγίσεων και παραδοχών και στηρίζομαστε, όχι σε χειροπιαστές βλάβες, αλλά σε βλάβες που σχηματοποιούμε στο μυαλό μας, λόγω των αναλύσεων που παίρνουμε στα χέρια μας.

Κατά τη γνώμη μου, στη περίπτωση του έλεγχου επάρκειας και ενίσχυσης κτιρίου με πυλωτή, κατασκευασμένου με τους παλαιούς κανονισμούς, λόγω προσθήκης ορόφου, μπορούμε να καταλήξουμε στη "σωστή" λύση. Στο παραπάνω θα προσπαθήσω να καταλήξω, χρησιμοποιώντας ως μέσα την ανάλυση του λογισμικού, τεχνικά-κατασκευαστικά χαρακτηριστικά, οικονομικά κριτήρια και τις γνώσεις, τη διαίσθηση και εμπειρία ενός 5ετή φοιτητή Πολιτικού Μηχανικού.

Στην ουσία πρέπει να συγκρίνω 4 σενάρια, από τα οποία τα 3 αφορούν στη λύση με τη χρήση τοιχωμάτων καθ' ύψος του κτιρίου. Όποτε με μία γρήγορη αρχική σύγκριση μεταξύ των 3 λύσεων με τοιχώματα, πιστεύω ότι είναι εμφανές ότι πρέπει να απορριφθεί αυτή με την τοποθέτηση 4 τοιχωμάτων περιμετρικά, σε "βολικές" θέσεις, αφού οδήγησε στην προσθήκη 3 ακόμα τοιχωμάτων εσωτερικά της πυλωτής. Η σκέψη και μόνο της κατασκευής **μεγαλύτερου αριθμού τοιχωμάτων**, δηλ. 7 έναντι 4 στις άλλες δύο περιπτώσεις, δεν αφήνει περιθώρια σκέψης. Ακόμα και αν τα 4 περιμετρικά τοιχώματα της λύσης αυτής έχουν τις μικρότερες διαστάσεις σε σχέση με τις άλλες δυο, άρα μεγαλύτερα ανοίγματα στη περίμετρο, η θεμελίωση 3 επιπλέον τοιχωμάτων τη καθιστά απαγορευτική.

Μετά την απόρριψη του ενός μένουν 3 πιθανές λύσεις, που η κάθε μία έχει επί μέρους λύσεις. Στο επόμενο βήμα, κρίνω απαραίτητο να συγκρίνω μία παράμετρο η οποία ήταν και το ερωτηματικό που με ώθησε να ασχοληθώ με τη συγκεκριμένη μελέτη. Η παράμετρος αυτή δεν είναι άλλη από το **κόστος** που μπορεί να έχουν διάφορες λύσεις σε μία μελέτη ενίσχυσης, και το πόσο μπορεί αυτό να μας επηρεάσει στη τελική επιλογή μας. Βεβαίως, το τελευταίο αποτελεί ρητορικό ερώτημα, διότι αυτονόητα το κόστος επηρεάζει. Όποτε το σωστό ερώτημα είναι ποιος είναι ο βαθμός των "εκπτώσεων" στη κρίση μας, ώστε να ισορροπήσουμε το κόστος με την ασφάλεια, πριν τη τελική μας πρόταση.

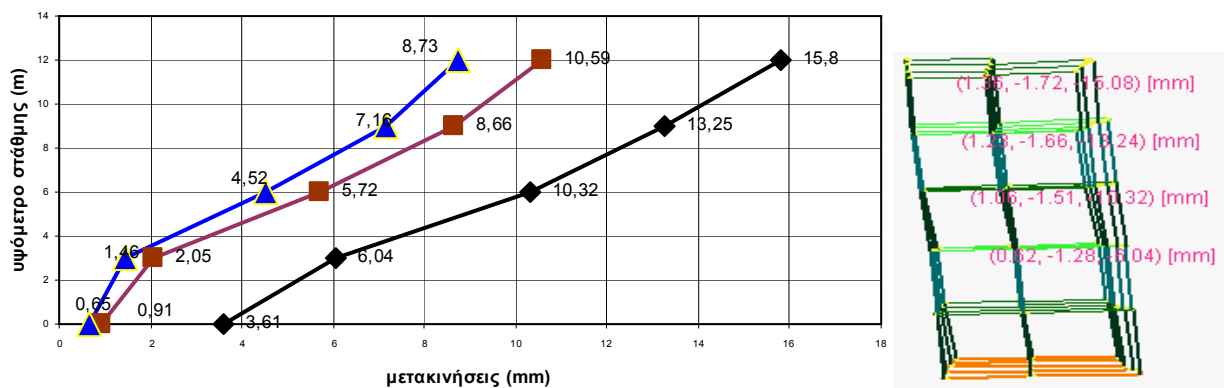
Ένα πρώτο βήμα σύγκρισης είναι να θεωρήσω ότι αποφασίζω να ενισχύσω μόνο τον όροφο που καταπονείται, τη πυλωτή. Άρα τα σενάρια που θα αναλύσω είναι της ενίσχυσης των υποστυλωμάτων(4.3.1) και της κατασκευής 4 περιμετρικών τοιχωμάτων (4.3.3)-(4.3.4). Στα παρακάτω ραβδογράμματα (Διάγρ. 1) φαίνεται ότι η ποσότητα του οπλισμού και του σκυροδέματος των 3 λύσεων σε σχέση με το αρχικό κτίριο. Πρέπει να τονισθεί ότι στις τιμές δεν συμπεριλαμβάνεται ο πρόσθετος όροφος.



Διάγραμμα 1: Ραβδογράμματα για την απαίτηση ποσότητας υλικών για την ενίσχυση.

Παρατηρούμε ότι η ποσότητα του οπλισμού που απαιτείται για την ενίσχυση είναι παρεμφερής, ενώ η ποσότητα του σκυροδέματος είναι μεγαλύτερη για το Σενάριο 4.3.4. Με μία γρήγορη ματιά, προκύπτει ότι το μικρότερο κόστος σε υλικά απαιτείται για την ενίσχυση της πυλωτής με μανδύες στους στύλους. Εν τω μεταξύ πρέπει να αναλογιστούμε ότι το κόστος των σεναρίων με προσθήκη τοιχωμάτων αυξάνει ακόμη περισσότερο αφού για να θεμελιωθούν πρέπει να γίνουν επεμβάσεις στο υπόγειο.

Το παραπάνω δε πρέπει όμως να μας οδηγήσει στο βεβιασμένο συμπέρασμα, ότι η βέλτιστη λύση βρέθηκε. Το ότι η λύση της ενίσχυσης των στύλων μόνο στη πυλωτή, χωρίς χρήση τοιχωμάτων θα ήταν οικονομικότερη ήταν αναμενόμενο, αφού εκτός των άλλων οι εργασίες είναι ευκολότερο να πραγματοποιηθούν. Σε αυτό το σημείο πρέπει να αντιταχθεί η απαίτηση για **ασφάλεια του κτιρίου**, αλλά και δική μας. Πόσο σίγουροι είμαστε ότι η λύση αυτή μας εξασφαλίζει από μελλοντικές σημαντικές βλάβες. Κατά τη γνώμη μου δε πρέπει να στηριχτούμε μόνο στο γεγονός ότι το πρόγραμμα κατέληξε σε κάποιες διατομές και οπλισμούς. Οφείλουμε να σκεφτούμε αν τελικά η λύση αυτή μας εξασφαλίζει έναντι σεισμού, δηλ. αν με αυτή την ενίσχυση δημιουργούμε ένα κτίριο που συμπεριφέρεται σωστά σε ισχυρή σεισμική διέγερση. Για αυτό το λόγο, πρέπει να μελετήσω τη συμπεριφορά του κτιρίου σε σεισμό, αναλύοντας τις μετακινήσεις των ορόφων σε σεισμό. Στο παρακάτω Διάγραμμα 2 παρουσιάζονται συγκριτικά οι μετακινήσεις των ορόφων. Πρέπει να επισημανθεί ότι στο διάγραμμα παριστάνονται οι μετατοπίσεις (δυσμενέστερες) ενός υποστυλώματος καθ' ύψος (Κ13), για συγκεκριμένη σεισμική φόρτιση.



Διάγραμμα 2: Μετακινήσεις ορόφων (Μπλε 4.3.4, Κόκκινο 4.3.3, Μαύρο 4.3.1)

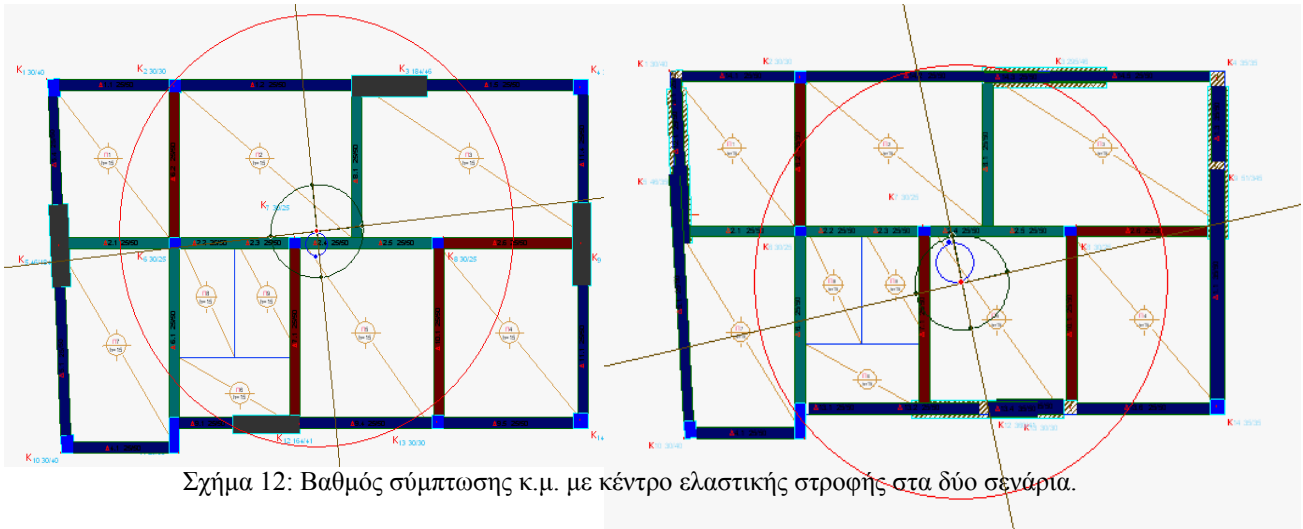
Παρατηρούμε ότι η οικονομικότερη λύση (4.3.1.) παρουσιάζει υπερβολικές μετατοπίσεις, σε σχέση με τα 2 σενάρια της κατασκευής τοιχωμάτων. Σχεδόν 90% μεγαλύτερες από το (4.3.4.) και 50% από το (4.3.3.). Βέβαια κάποιος μπορεί να υποστηρίξει ότι παρά τη μεγάλη διαφορά μετακινήσεων, θα μπορούσαν να γίνουν αποδεκτές, σε ότι αφορά στην ενίσχυση των στύλων της πυλωτής με μανδύες. Σε αυτό το σημείο, πιστεύω ότι ισχυρό κίνητρο για να απορρίψουμε το σενάριο αυτό, παρότι το οικονομικότερο και το ευκολότερα υλοποιήσιμο, είναι το γεγονός ότι απαιτείται η ενίσχυση και των 15 στύλων του κτιρίου στη πυλωτή, ενώ παράλληλα στην ανάλυση που πραγματοποίησα, θεώρησα ότι 3 δοκοί λόγω ανεπάρκειας δεν παραλαμβάνουν φορτία. Η εισαγωγή παραδοχών και δεικτών για 15 στύλους, σίγουρα δημιουργεί μία αβεβαιότητα σε σχέση με τη κατασκευή 4 τοιχωμάτων, ως προς την ακρίβεια του αποτελέσματος.

Όπως γίνεται κατανοητό, ήρθε η στιγμή να λάβουμε υπόψη μας το **βαθμό υλοποίησης** των αρχικών παραδοχών του μοντέλου στη πραγματικότητα, στη οικοδομή. Δε πρέπει να ξεχνάμε ότι η θεώρηση συντελεστή μονολιθικότητας 0.8, δε μπορεί να κριθεί ιδιαίτερος συντηρητική, εάν αναλογιστούμε ότι οι τεχνίτες πρέπει να το επιτύχουν σε 15 στύλους. Εξάλλου, τη στιγμή που ήδη έχω θεωρήσει ελαστικές αρθρώσεις στα άκρα 3 δοκών, ήδη έχω επιβαρύνει τους στύλους με επιπλέον φορτίο. Οπότε σε τυχόν κακοτεχνία το "ανακαταναμημένο" φορτίο αυξάνει επιπλέον, με κίνδυνο την αστοχία υποστυλώματος.

Άρα, απορρίπτοντας και αυτό το σενάριο, πρέπει να επιλέξω μεταξύ 2 φαινομενικά παρόμοιων λύσεων. Στο (4.3.3.) προτείνω τη κατασκευή 4 τοιχωμάτων σχεδόν στο μέσο κάθε πλευρά. Η λογική της τοποθέτησης σε κάτοψη 4 τοιχωμάτων, ανά δύο παράλληλα, έχει να κάνει με τη **σύμπτωση του κέντρου μάζας του ορόφου με το κέντρο ελαστικής στροφής**, ώστε να εξασφαλίζεται η καλύτερη συμπεριφορά του κτιρίου (Σχήμα 12). Όπως



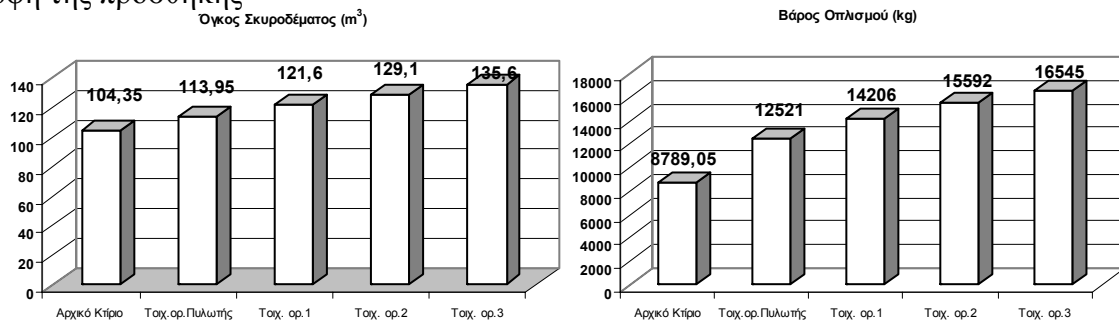
τελικά γίνεται φανερό από το Σχήμα 12, υπάρχει σύμπτωση και στις δύο περιπτώσεις. Βέβαια μεγαλύτερη στο πρώτο (4.3.3), χωρίς αυτό όμως να αποτελεί ισχυρό κριτήριο για να επιλεχθεί ως το βέλτιστο. Από τη μία το 4.3.3 απαιτεί λιγότερα υλικά για την υλοποίησή του, μεγαλύτερη σύμπτωση κ.μ. με το κέντρο ελαστικής στροφής, αλλά δημιουργούνται λίγο μεγαλύτερες μετατοπίσεις ορόφων. Σε αυτό το σημείο όμως, πρέπει να ελέγξουμε τη **λειτουργικότητα** των δύο λύσεων. Όπως φαίνεται στις κατόψεις, στο 4.3.4. 2 ανοίγματα κλείνουν εξ' ολοκλήρου, καταργώντας τη πρόσβαση σε θέσεις παρκαρίσματος και ίσως παράθυρα ή πόρτες στους υπερκείμενους ορόφους.



Σχήμα 12: Βαθμός σύμπτωσης κ.μ. με κέντρο ελαστικής στροφής στα δύο σενάρια.

Αντιθέτως, στο 4.3.3. τα τοιχώματα ούτε κλείνουν κανένα άνοιγμα, ούτε μειώνουν υπερβολικά κάποιο από αυτά. Οπότε, αναμφισβήτητα το 4.3.3. είναι η βέλτιστη ανάλυση, μετά την παραπάνω ενδελεχή ανάλυση όλων των παραμέτρων.

Τώρα γεννάται το ερώτημα, μετά την επιλογή του τρόπου ενίσχυσης, εάν απαιτείται να "σηκώσουμε" τα τοιχώματα σε παραπάνω ορόφου. Στο παρακάτω Διάγραμμα 3 συγκρίνεται το κόστος (ανάλογο της ποσότητας των υλικών) κάθε επιμέρους σεναρίου, από το σταμάτημα των τοιχωμάτων στην οροφή της πυλωτής, έως το σταμάτημά τους στην οροφή της προσθήκης

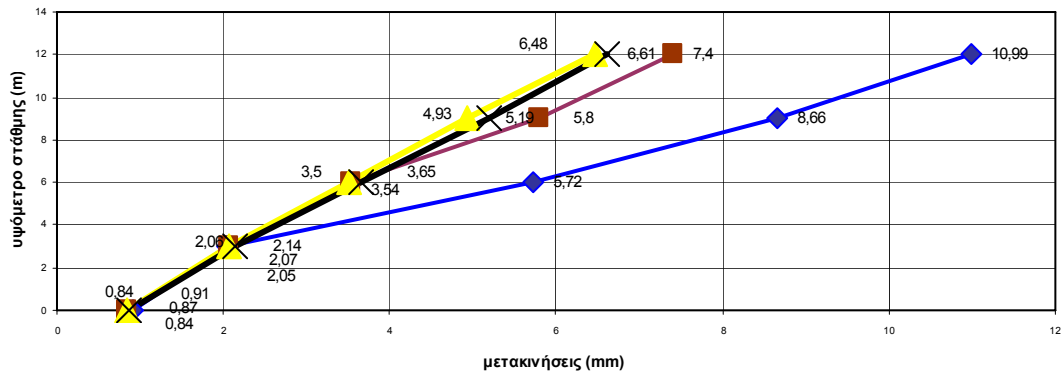


Διάγραμμα 3: Ραβδογράμματα για την απαίτηση ποσότητας υλικών για την ενίσχυση.

Στο Διάγραμμα 4, που ακολουθεί, παρουσιάζονται συγκριτικά οι μετακινήσεις των ορόφων για κάθε επί μέρους σενάριο.

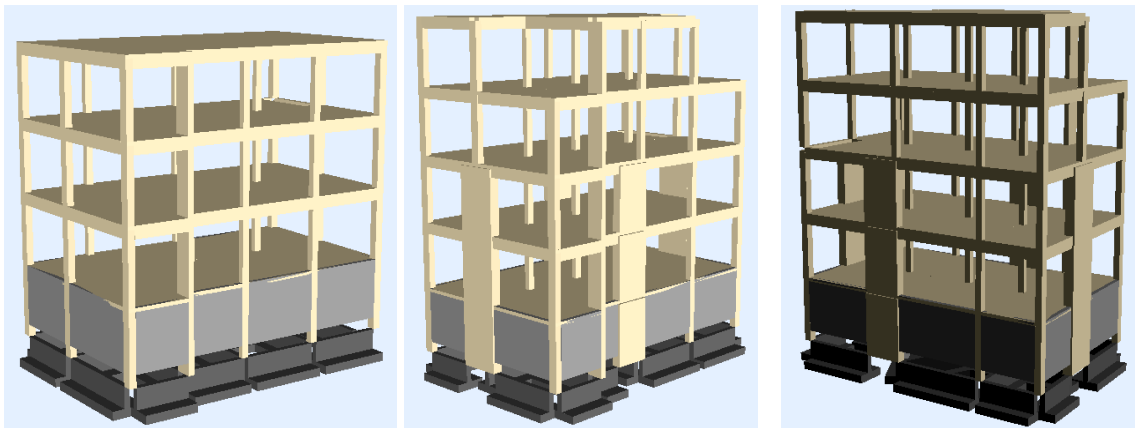
Αναλύοντας τα αποτελέσματα των Διαγραμμάτων 3-4, διαπιστώνουμε ότι η συνέχιση των τοιχωμάτων στους υπερκείμενους ορόφους μειώνει ~1mm κατά μέσο όρο τις μετακινήσεις, ενώ η ποσότητα σκυροδέματος και οπλισμού αυξάνει περίπου κατά 15%. Βέβαια από την άλλη μεριά βλέπουμε, ειδικά στο διάγραμμα μετακινήσεων ότι ακόμα και αν τα τοιχώματα φτάσουν στην οροφή του 3<sup>ου</sup> ορόφου, η συμπεριφορά του κτιρίου είναι ίδια, με ελάχιστη απόκλιση, με αυτή όταν τα τοιχώματα φτάσουν στην οροφή του 1<sup>ου</sup> ορόφου. Άρα θα επιλέξω μεταξύ των επιλογών του να σταματήσουν τα τοιχώματα στην οροφή της

πυλωτής ή του 1<sup>ου</sup> ορόφου. Δηλ. απορρίπτω τη λογική που επικρατεί στις περισσότερες ενισχύσεις κτιρίων με πυλωτή, που είναι να φτιάχνω τοίχματα σε όλο το ύψος του κτιρίου ώστε να αυξήσω τη δυσκαμψία. Από την ανάλυση προέκυψε ότι τοίχωμα πάνω από την οροφή τουλάχιστον του 1<sup>ου</sup> ορόφου είναι αχρείαστο.



Διάγραμμα 4: Μετακινήσεις ορόφων (Μπλε ως Πυλωτή, Καφέ ως 2ορ., Μάυρο ως 2ορ., Κίτρινο ως 3ορ.)

Τελικά η λύση που πρέπει να εφαρμοστεί, μετά από επίπονη, σφαιρική και προσεχτική ανάλυση όλων των δεδομένων που είχα στα χέρια μου, καθώς και αυτών που θεώρησα, ξεφεύγοντας από άψυχους αριθμούς, είναι η κατασκευή 4 τοιχωμάτων, στο ενδιάμεσο κάθε πλευράς το καθένα, μέχρι την οροφή του 1<sup>ου</sup> ορόφου, αφού όπως αποδείχτηκε με τη λύση αυτή το κτίριο αναπτύσσει τη βέλτιστη συμπεριφορά σε σεισμό, ενώ η υλοποίησή της είναι σε αρμονία με τη γεωμετρία της κατασκευής. Στο παρακάτω Σχήμα 13 απεικονίζεται σε 3D, το αρχικό κτίριο και ο τελικός τρόπος ενίσχυσης μετά τη προσθήκη του ορόφου (2 όψεις).



Σχήμα 13: 3D απεικόνιση του αρχικού κτιρίου και ο τελικός τρόπος ενίσχυσης μετά τη προσθήκη του ορόφου

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] L.H. Λογισμική, "Fespa for Windows 4, Έκδοση 4.3.0.14", Αθήνα 2006
- [2] L.H. Λογισμική, "Fespa for Windows 4, Έκδοση 4.3.0.14 – Ενισχύσεις", Αθήνα 2006
- [3] Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ. Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων. "Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος", Αθήνα 1954
- [4] Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ. Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων. "Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος", Αθήνα 1995
- [5] Δρίτσος Σ.Η., "Ενισχύσεις/ Επισκευές Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα", Εκδόσεις Παν. Πατρών, Πάτρα 2006.
- [6] Τάσιος Θ., Χρονοπούλου Μ., κ.α., "Σύγχρονες Μέθοδοι Σχεδιασμού Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος", Σημειώσεις εκ της έδρας, Ε.Μ.Π., Αθήνα 1990