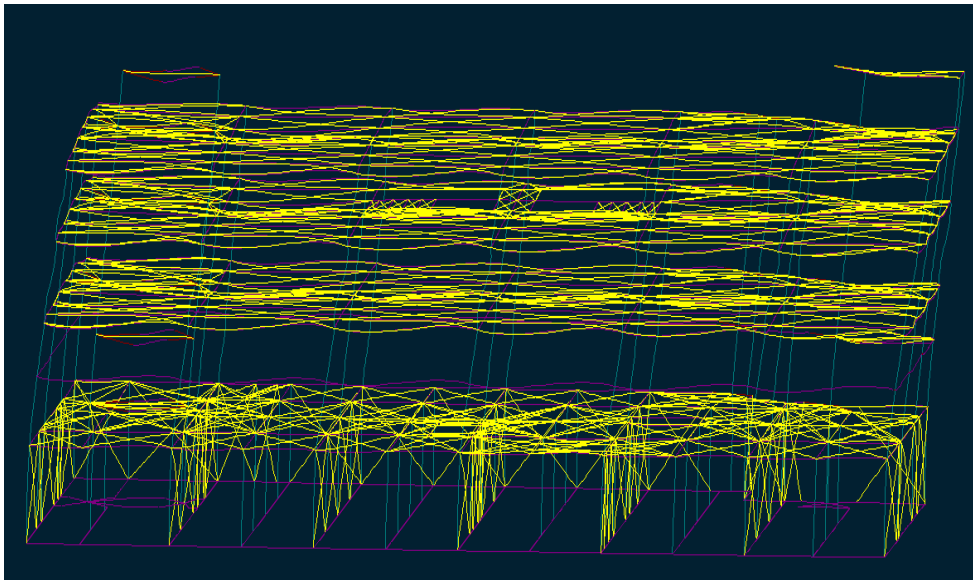


**ΑΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ Τ.Τ.**  
**Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε.**

**ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ**  
**“Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών και**  
**Αειφόρος Ανάπτυξη”**



**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

«Πρόταση ενίσχυσης κτιρίου του Α.Τ.Ε.Ι. Αθήνας επί της οδού Πειραιώς 52 στο Δήμο Μοσχάτου και οικονομοτεχνική σύγκριση με την ήδη εφαρμοζόμενη μελέτη ενίσχυσης».

Του Μεταπτυχιακού Φοιτητή  
**Κωτσαντώνη Παρασκευά**

Επιβλέπων  
**Δρ. Αντώνιος Κυριαζόπουλος**  
Αναπληρωτής Καθηγητής  
Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε. &  
Μηχανικών Τοπογραφίας και Γεωπληροφορικής Τ.Ε.  
Σ.Τ.Ε.Φ., Α.Τ.Ε.Ι. Αθήνας

**Αθήνα 2017**

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Σύνοψη .....	σελ. 3
Περίληψη .....	σελ. 5
1. Περιγραφή κτιρίου .....	σελ. 9
1.1. Φέρων οργανισμός του κτιρίου .....	σελ. 10
2. Ισχύοντες κανονισμοί κατά την αρχική μελέτη του κτιρίου (1971) .....	σελ. 12
2.1. Κανονισμός φορτίσεων δομικών έργων Β.Δ. 10/12/1945 Φ.Ε.Κ. 325/α .....	σελ. 12
2.1.1. Μέρος II: Ίδια βάρη κατασκευών. Μόνιμα φορτία (Β.Δ. 10/12/1945) .....	σελ. 12
2.1.2. Μέρος III: Μεταβλητά φορτία (Β.Δ. 10/12/1945) .....	σελ. 13
2.2. Κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος Β.Δ. 18/26-7-1954 Φ.Ε.Κ. 160/Α.....	σελ. 14
2.3. Αντισεισμικός κανονισμός οικοδομικών έργων 19/26-2-1959 Φ.Ε.Κ. 36/Α.....	σελ. 19
3. Οι αδυναμίες των κατασκευών που μελετήθηκαν με τον κανονισμού του 1954 και του 1959.....	σελ. 20
4. Το νομοθετικό πλαίσιο των επεμβάσεων σε υφιστάμενα κτίρια που υπόκεινται σε αλλαγή χρήσης.....	σελ. 22
4.1. Το κανονιστικό πλαίσιο ελέγχου του υπό εξέταση κτιρίου. ....	σελ. 29
5. Έλεγχος του φ.ο. του κτιρίου με τις διατάξεις του αντισεισμικού κανονισμού που ίσχυε κατά το χρόνο έκδοσης της οικοδομικής άδειας και με τις παραδοχές της αρχικής μελέτης.....	σελ. 29
5.1. Έλεγχος επάρκειας δοκών.....	σελ. 30
5.2. Έλεγχος επάρκειας προεντεταμένων δοκών.....	σελ. 36
5.3. Έλεγχος υποστυλωμάτων με την μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων.....	σελ. 55
5.4. Τελικά συμπεράσματα από τον έλεγχο του Φ.Ο. του κτιρίου με τις διατάξεις του αντισεισμικού κανονισμού που ίσχυε κατά το χρόνο έκδοσης της αρχικής οικοδομικής άδειας.....	σελ. 65
6. Έλεγχος του φ.ο. του κτιρίου με τις διατάξεις του ΕΑΚ 2000.....	σελ. 66
6.1. Παραδοχές για την επίλυση του υπάρχοντος φορέα. ....	σελ. 67
6.2. Μέθοδος ανάλυσης του φορέα.....	σελ. 70
6.3. Εισαγωγή του υπό εξέταση φορέα στο στατικό πρόγραμμα.....	σελ. 71
6.4. Δυναμική ανάλυση (έλεγχος υπάρχοντος).....	σελ. 75
6.5. Έλεγχος επάρκειας δοκών.....	σελ. 79
6.6. Έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων.....	σελ. 97
6.7. Τελικά συμπεράσματα από τον έλεγχο του Φ.Ο. του κτιρίου με τις διατάξεις του ΕΑΚ 2000.....	σελ. 104
7. Εφαρμογή ενισχύσεων στον φορέα και έλεγχος.....	σελ. 105
7.1. Επιλογή και μόρφωση των ενισχύσεων.....	σελ. 106
7.2. Οι βασικές παραδοχές για την διαστασιολόγηση των ενισχύσεων.....	σελ. 111
7.3. Στοιχεία από δυναμική ανάλυση (ενισχυμένος φορέας).....	σελ. 112
7.4. Ενδεικτική παρουσίαση διαστασιολόγησης ενισχυμένων δοκών.....	σελ. 115
7.5. Έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων (ενισχυμένος φορέας).....	σελ. 117
8. Οικονομική σύγκριση της λύσης των ενισχύσεων που έχουν ήδη εφαρμοστεί με την προτεινόμενη λύση ενισχύσεων από την παρούσα μελέτη....	σελ. 123

8.1.	Υπολογισμός όγκου σκυροδέματος με τη λύση που έχει ήδη εφαρμοστεί.....	σελ. 123
8.2.	Υπολογισμός όγκου σκυροδέματος με την παρούσα μελέτη.....	σελ. 127
8.3.	Υπολογισμός του βάρους του σιδηρού οπλισμού με την λύση που έχει ήδη εφαρμοστεί.....	σελ. 131
8.4.	Υπολογισμός του βάρους του σιδηρού οπλισμού με την παρούσα λύση.....	σελ. 134
8.5.	Σύγκριση των δύο λύσεων.....	σελ. 137
8.6.	Αξιολόγηση – Επόμενο βήμα .....	σελ. 140
9.	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι (Υπολογισμός ιδίου βάρους αμφιθεάτρων.).....	σελ. 142
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ.....	σελ. 150

*ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ : Πρόταση ενίσχυσης κτιρίου του Α.Τ.Ε.Ι. Αθήνας επί της οδού Πειραιώς 52 στο Δήμο Μοσχάτου και οικονομοτεχνική σύγκριση με την ήδη εφαρμοζόμενη μελέτη ενίσχυσης.*

*ΦΟΙΤΗΤΗΣ : Κωτσαντώνης Παρασκευάς*

*ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ : Δρ. Κυριαζόπουλος Αντώνιος*

*ΑΚΑΔΗΜΑΪΚΟ ΕΤΟΣ : 2016-2017*

## **Σύνοψη**

Ένα μεγάλο ποσοστό των υφισταμένων δομημάτων στην Ελλάδα έχει κατασκευαστεί είτε χωρίς αντισεισμική μελέτη είτε με τα προβλεπόμενα από τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 ο οποίος χαρακτηρίζεται ως ανεπαρκής. Αυτό έχει ως συνέπεια τα κτίρια αυτά να μην παρουσιάζουν ικανοποιητική αντοχή έναντι της σεισμικής δράσης. Προκύπτει λοιπόν η απαίτηση έλεγχου και επεμβάσεων ενίσχυσης σε περιπτώσεις φορέων. Πέραν αυτού όμως, κατασκευές που αλλάζουν χρήση είναι αναγκαίο, σύμφωνα με την νομοθεσία, να ελέγχονται για την φέρουσα ικανότητα τους. Μέχρι και την θεσμοθέτηση του ΚΑΝΕΠΕ (2012) δεν υπήρχε σαφές νομικό πλαίσιο που ρύθμιζε τον τρόπο αποτίμησης και αντισεισμικής ενίσχυσης της συμπεριφοράς των δομημάτων. Οι κατευθύνσεις και οι παραδοχές βάση των οποίων εκτελούνταν οι μελέτες επεμβάσεων προέρχονταν είτε από εγκυκλίους είτε από οδηγίες που εκδίδονταν ύστερα από ένα καταστροφικό σεισμό και δεν ήταν δυνατό να αντιμετωπίζουν το σύνολο των περιπτώσεων που χρήζουν έλεγχο. Στο πλαίσιο του μεταπτυχιακού προγράμματος σπουδών "Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών και Αειφόρος Ανάπτυξη" του Α.Ε.Ι. ΠΕΙΡΑΙΑ Τ.Τ. εξετάζεται τριώροφο κτίριο με υπόγειο και ημιώροφο ιδιοκτησίας του Α.Τ.Ε.Ι. Αθήνας που βρίσκεται στην Αττική. Το συγκεκριμένο ακίνητο κατασκευάστηκε το 1970 υπό το κανονιστικό πλαίσιο του αντισεισμικού κανονισμού του 1959 και αρχικά λειτούργησε ως εργοστάσιο βιβλιοδεσίας και τυπογραφείο. Από το Α.Τ.Ε.Ι. Αθήνας ζητήθηκε να γίνει αλλαγή χρήσης και να λειτουργήσει ως κτίριο εκπαίδευσης ώστε να καλύψει ανάγκες στέγασης των σχολών του. Για την αλλαγή χρήσης έχει ήδη εκπονηθεί μια στατική μελέτη και η οποία εφαρμόζεται. Σκοπός της εργασίας είναι να εκπονηθεί μια αντίστοιχη στατική μελέτη και να γίνει διερεύνηση – σύγκριση με την λύση που ήδη εφαρμόζεται. Το κανονιστικό πλαίσιο των ελέγχων είναι το ίδιο ( ότι ίσχυε κατά το έτος 2008) και στις δυο περιπτώσεις των λύσεων. Οι ενισχύσεις που επιλέγονται να γίνουν στον φορέα, από την παρούσα, είναι τέτοιες ώστε να επιτρέπεται η σύγκριση με αυτές που ήδη εφαρμόζονται. Για την σύγκριση γίνεται επιμέτρηση των ποσοτήτων του όγκου σκυροδέματος και βάρους του σιδηρού οπλισμού των δυο λύσεων. Τελικά αξιολογούνται και προκύπτουν συμπεράσματα για τις διαφορές των δυο επεμβάσεων.

## SYNOPSIS

A large percentage of the existing structures in Greece have been constructed either in the absence of an earthquake-resistance study or in accordance with the antiseismic regulation dating back to 1959, which is, nevertheless, deemed insufficient. As a result of these, the corresponding buildings do not exhibit satisfactory resistance to seismic action. Therefore, the demand for inspection and reinforcement intervention, in case of some structure faults, arises. Besides this, however, it is necessary for converted structures to be checked, in accordance with the law, for their load-bearing capacity. Up until the introduction of the Repairs and Reinforcement Regulation of 2012 there had been no explicit legal basis regulating the ways to evaluate or carry out antiseismic reinforcement regarding the behavior of the structures. The directions and admissions on which the intervention studies were solely based on came either from circulars or instructions published in the aftermath of a destructive earthquake and it had not been possible to address the total number of cases requiring inspection. Within the context of the postgraduate course entitled “Antiseismic and Energy Building Upgrade and Sustainable Development” of Piraeus University, a three-storey building (including basement and semi-basement) , located in Attica and property of the Technological Educational Institute of Athens, is being examined. The building was constructed in 1970 under the regulatory framework of the antiseismic regulation of 1959 and its initial use was a bookbinding factory and a print house. The Higher Technological Educational Institute of Athens subsequently requested a conversion with a view to housing its Schools, that is, they asked that the building should be used for educational purposes. For its conversion, a structural design study had already been conducted and is currently in implementation. The aim of this dissertation is to conduct a similar structural design study and to investigate (through comparison and contrast) the solution which is into effect at present. The regulatory framework for inspections remains identical (what was valid during 2008) in both cases-solutions. The reinforcements chosen for the structure, in this particular study, have been applied in a way so as to allow comparison with the ones already in use. Regarding the comparison between the two solutions, measurements of the quantity of both concrete volume and steel reinforcement weight, in both cases, were conducted. Finally, both interventions are evaluated and relevant deductions as per their differences are discussed.

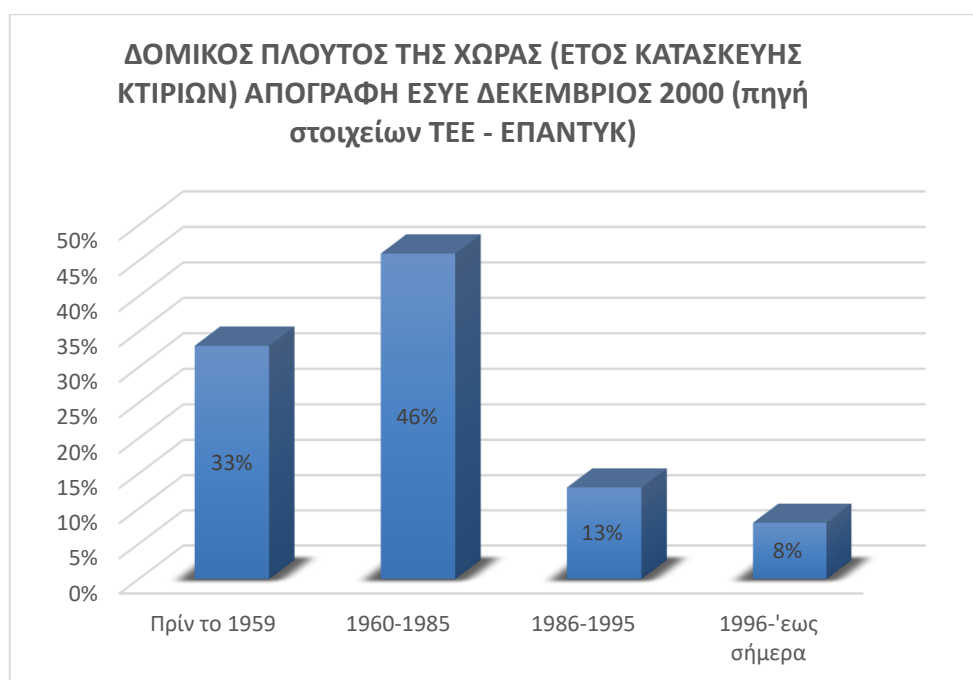
## Περίληψη

Στη παρούσα εργασία εξετάζεται η αντισεισμική ενίσχυση κτιρίου ιδιοκτησίας του Α.Τ.Ε.Ι Αθήνας που βρίσκεται στο Δήμο Μοσχάτου Αττικής. Στην αρχική του μορφή είχε μελετηθεί για να λειτουργήσει ως τυπογραφείο - εργοστάσιο βιβλιοδεσίας και αποτελούταν από:

- Υπόγειο (κατά ένα μέρος) 317,05 m<sup>2</sup>.
- Ισόγειο 1747,00 m<sup>2</sup>.
- Ημιώροφος, (κατά ένα μέρος) 528,80 m<sup>2</sup>.
- Α΄ - Β΄ όροφο 1747,00 m<sup>2</sup> και αποληξη κλιμακοστασιων.

Το κτίριο αγοράστηκε προκειμένου να εξυπηρετήσει τις ανάγκες για στέγαση των σχολών του ιδρύματος. Γι' αυτόν τον λόγο αλλά και για τον εκσυγχρονισμό του κτιρίου κρίθηκε απαραίτητο να γίνουν μια σειρά από επεμβάσεις – μεταρρυθμίσεις που αφορούν και τον φέροντα οργανισμό. Πέραν των παραπάνω λόγω της νέας χρήσης αλλά και της παλαιότητας της κατασκευής είναι αναγκαίο να γίνει έλεγχος του υπάρχοντος φορέα και ενισχύσεις στα ανεπαρκή φέροντα στοιχεία. Το Α.Τ.Ε.Ι Αθήνας ανέθεσε σε μελετητικό γραφείο την σύνταξη μελέτης ενισχύσεων και αυτή την στιγμή βρισκόμαστε στο στάδιο της εφαρμογής αυτής της πρότασης. Με την παρούσα εργασία θα γίνει μια προσπάθεια για μια ανάλογη πρόταση επεμβάσεων με σκοπό την διερεύνηση και σύγκριση με την λύση που ήδη εφαρμόζεται.

Είναι γνωστό ότι μεγάλο ποσοστό (33%) των κτιριακών κατασκευών της χώρας έχει κατασκευαστεί χωρίς την χρήση αντισεισμικού κανονισμού αλλά και ένα επίσης μεγάλο ποσοστό (46%) σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 (ΤΕΕ-ΕΠΑΝΤΥΚ 2006).



Εικόνα 1

Η πληροφορία του χρόνου κατασκευής ενός κτιρίου είναι απαραίτητη, κατά τον έλεγχο του υπάρχοντος, για την σωστή εφαρμογή των κανονισμών. Κατά την διάρκεια του ελέγχου ενός κτιρίου είτε στην φάση της συλλογής των στοιχείων είτε στην φάση της μελέτης (αποτίμησης και ενίσχυσης) η ορθότητα πολλών παραμέτρων και επιλογών στηρίζονται στην εμπειρία και την κρίση του μηχανικού.

Με δεδομένα τα παραπάνω συμπεραίνεται ότι ο μελετητής μηχανικός προκειμένου να ενισχύσει την κρίση του θα πρέπει να έχει γνώση όχι μόνο των σύγχρονων κανονισμών αλλά και των παλαιότερων. Το υπό εξέταση κτίριο στην παρούσα εργασία μελετήθηκε με τον κανονισμό φορτίσεων του 1945 (κανονισμός που ισχύει και σήμερα) τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Θεωρήθηκε σημαντικό

να γίνει μια σύντομη αναφορά σε βασικά άρθρα των κανονισμών αυτών ή και σε ορισμένες περιπτώσεις μια αναλυτικότερη περιγραφή των άρθρων που ελήφθησαν υπόψη κατά την αρχική μελέτη του κτιρίου.

Οι κανονισμοί βάση των οποίων έγιναν οι στατικοί και αντισεισμικοί υπολογισμοί του κτιρίου μπορεί να ήταν σημαντικοί γιατί έθεταν για πρώτη φορά το κανονιστικό πλαίσιο της μελέτης και της κατασκευής των δομικών έργων αλλά σε πολλά σημεία ήταν απλοποιητικοί και ασαφείς. Οι δομές που κατασκευάστηκαν μ' αυτούς τους κανονισμούς παρουσιάζουν συγκεκριμένες αδυναμίες όπως για παράδειγμα η μη επαρκής χρήση συνδετήρων στα φέροντα στοιχεία και υποτίμηση της σεισμικής επίδρασης στον φορέα που οφείλεται στους μικρούς σεισμικούς συντελεστές που λαμβάνονταν υπ' όψη και στην ορθογωνική κατανομή της σεισμικής φόρτισης.

Ο τρόπος και οι διαδικασίες για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών, που μελετήθηκαν με παλαιότερους κανονισμούς και υπόκεινται σε αλλαγή χρήσης ή μεταρρυθμίσεις, μέχρι και πριν την εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. βασίζονταν σε έγγραφα και εγκυκλίους του Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε.. Τα βασικότερα εξ' αυτών είναι:

- Εγκύκλιος 3 αρ. πρ. οίκοθεν 10530/1/96 Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε.
- Το έγγραφο 506/AZ53ζ/22-1-2001 Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε..
- Το έγγραφο 48810/239γ/25-6-2001 Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε..

Στο κτίριο που εξετάζουμε έγινε έλεγχος επάρκειας και αντοχής των φερόντων στοιχείων και επιλέχθηκε μια σειρά από επεμβάσεων και ενισχύσεων λαμβάνοντας υπόψη τις κατευθύνσεις και τις παραδοχές των εγγράφων και των εγκυκλίων αυτών. Προκειμένου να γίνει διερεύνηση της λύσης που ήδη εφαρμόζεται ακολουθείται η αντίστοιχη πορεία εργασιών και ελέγχων και στην παρούσα εργασία. Οι στατικοί υπολογισμοί και διαστασιολόγηση του φορέα θα γίνουν με το στατικό πρόγραμμα *statics* της Multisoft.

Αρχικά το κτίριο λύνεται με τους κανονισμούς που ίσχυαν κατά τον χρόνο έκδοσης της αρχικής οικοδομικής άδειας δηλαδή του Β.Δ. 19/ 26-2-59 (ΦΕΚ 36/Α), του Β.Δ. 18/ 26-2-54 (ΦΕΚ 160/Α). Γίνεται έλεγχος επάρκειας των δοκών (απλών, προεντεταμένων ) και των υποστυλωμάτων με την μέθοδο των επιτρεπομένων τάσεων και τα αποτελέσματα του ελέγχου λαμβάνονται υπ' όψη στα επόμενα στάδια. Τα υλικά του φέροντα οργανισμού είναι, σκυρόδεμα Β 300 με χάλυβα St III για δοκούς και πλάκες ενώ Β 160 με St I για τα υποστυλώματα. Ο σεισμικός συντελεστής λαμβάνεται  $\varepsilon = 0.04$ , και το όριο ελέγχου Άλφα είναι 0.6. Οι επιτρεπόμενες τάσεις του σκυροδέματος και του χάλυβα προσαυξάνονται κατά 50% και 20% αντίστοιχα.

Στην επόμενη φάση γίνεται έλεγχος του κτιρίου όπως προβλέπεται από την εγκ. 3 αρ. πρ. οίκοθεν 10530/1/96 Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. με την μέθοδο της συνολικής αντοχής. Οι κανονισμοί με τους οποίους γίνεται ο έλεγχος είναι ο Ε.Κ.Ω.Σ.: ΦΕΚ 1329Β/6-11-2000, ΦΕΚ 447/5-3-2004, ΦΕΚ 649/Β/24-5-06, ΦΕΚ 1881/Β/29-12-06 και ο Ε.Α.Κ.: ΦΕΚ 2184Β/1999, ΦΕΚ 781Β/18-6-2003, ΦΕΚ 1153,1154/12-8-2003. Οι ποιότητες των υλικών της φέρουσας κατασκευής αντιστοιχούνται σε σημερινές ώστε για το σκυρόδεμα έχουμε C12/15 και C20/25 ενώ για τον χάλυβα S220 και S400.

Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς λαμβάνεται ίσος με  $q = 1,5$  και ο συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma = 1,15$  ενώ η σεισμική επιτάχυνση  $A = 0,16g$ . Εξάγονται τα αποτελέσματα με τις ανεπάρκειες των φερόντων στοιχείων.

Έχοντας υπ' όψη τα αποτελέσματα από τις προηγούμενες επιλύσεις γίνεται ο ανασχεδιασμός του δομήματος ώστε να επιτύχουμε την ελαχιστοποίηση των κινδύνων από την σεισμική δράση. Επιλέγονται επεμβάσεις τέτοιες που να εξασφαλίζουν την απλότητα και την κανονικότητα της κατασκευής. Τα δομικά στοιχεία ενισχύονται με σκοπό την βελτίωση της πλαστιμότητας τους και της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας με ταυτόχρονη αύξηση της αντοχής και της ακαμψίας τους. Ο βασικός περιορισμός στις επεμβάσεις είναι ότι θα πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να είναι δυνατή η σύγκριση - διερεύνηση με την λύση που ήδη εφαρμόζεται. Ο έλεγχος του ενισχυμένου φορέα γίνεται με τις ίδιες παραδοχές της προηγούμενης φάσης με την διαφορά ότι ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς λαμβάνεται ίσος με  $q = 2,5$ . Οι Συντελεστές μονολιθικότητας των ενισχυμένων στοιχείων είναι : σε ακαμψία = 0.90 σε αντοχή = 0.80.

Τελικά γίνεται επιμέτρηση του όγκου σκυροδέματος και του βάρους του σιδήρου οπλισμού που απαιτείται για την ενίσχυση των στοιχείων του φορέα τόσο στην λύση που ήδη εφαρμόζεται όσο και με στην λύση της παρούσας μελέτης. Με τα στοιχεία των επιμετρήσεων γίνεται διερεύνηση και σύγκριση μεταξύ των δυο λύσεων και εξάγονται συμπεράσματα με την πιθανά διαφορετική προσέγγιση των απαιτούμενων επεμβάσεων.

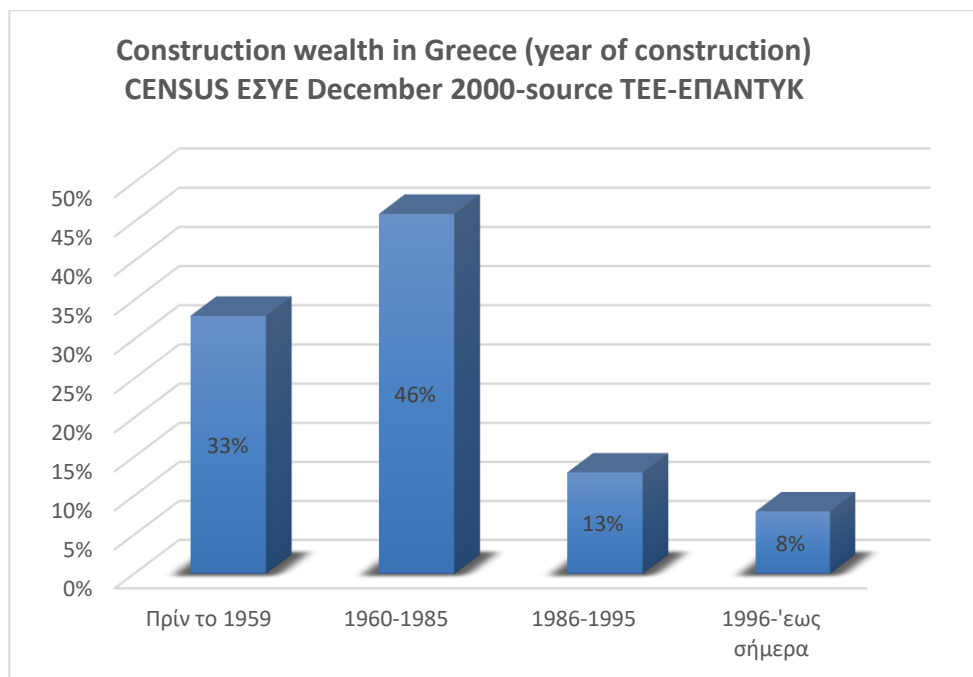
## SUMMARY

The purpose of the present dissertation is to examine the antiseismic enhancement of a building ,owned by the Higher Technological Educational Institute of Athens, located in the Municipality of Moschato, Attica. In its initial form it was meant and designed to run as a bookbinding factory and a print house and it consisted of:

- Basement (partly) ) 317,05 m<sup>2</sup>.
- Ground floor 1747,00 m<sup>2</sup>.
- Semi-basement (partly) 528,80 m<sup>2</sup>.
- 1st-2nd floor 1747,00 m<sup>2</sup> and stairway termination

The building was purchased in order to meet the Institute's housing needs. For this specific reason but also due to the modernization of the building, a series of interventions-reforms concerning the load-bearing structure were considered necessary. Beyond these, and owing to the conversion and the age of the building it is crucial to carry out an inspection of the existing structure and implement reinforcement to deficient load-bearing structures. The H. T. E.I. of Athens has assigned the reinforcement study to a design firm and at this moment we are in the stage of the implementation of this proposal. This paper is an attempt to introduce an equivalent proposal on interventions with the aim to investigate and evaluate the solution already implemented.

It is known that a large percentage (33%) of the buildings in Greece have been constructed in the absence of an antiseismic regulation and, furthermore, a 46% in accordance with the antiseismic regulation of 1959. (TEE-ΕΠΑΝΤΥΚ 2006).



The information about the construction year of a structure is indispensable, during the inspection of the existing one, so as to ensure the correct implementation of the regulations. During a building inspection, whether it concerns the stage of data collection or the study(evaluation and reinforcement) stage, the accuracy of many parameters relies on the engineer's experience and judgement.

Taking into account all the above, it is inferred that the engineers carrying out the study should be knowledgeable not only about contemporary but also about older regulations since this enables accurate judgement. The building under examination in the present paper was designed in accordance with the loading regulation of 1945 (a regulation still valid today), the reinforced concrete regulation of 1954 as well as with the antiseismic regulation of 1959. A brief mention or even, in some cases, a more detailed description of fundamental articles of these regulations, taken into consideration during the initial structure design, were also considered to be of great importance. The regulations which static and antiseismic calculations were based on could have been crucial since they laid, for perhaps the first



time, the regulatory framework for the design study, yet in many instances, they proved simplifying or ambiguous. The structures built under these regulations exhibit specific inadequacies, for instance, the insufficient use of connectors in structural elements and the underestimation of the seismic effect, resulting from reduced seismic rates and the square distribution of seismic load.

The means and the procedures for evaluating the loadbearing capacity of buildings, designed under older regulations and subject to conversion or reforms up until the implementation of Repairs and Reinforcement Regulation, were based on documents and circulars issued by the Ministry for Environment, Town and Country Planning and Public Works. The basic ones are:

-Circular 3,protocol no. home 10530/1/96

- Document 506/AZ53ζ/22-1-2001

- Document 48810/239γ/25-6-2001

In the building under examination there was an inspection of the loadbearing elements' competence and resistance and, afterwards, a series of interventions and reinforcements were carried out, taking into consideration the above-mentioned directives. In order to investigate the solution already being implemented, the course of action and inspection in this study corresponds to the one currently used. The static calculations and the sizing of the structure are made with the static software "Multisoft statics".

Initially, the building is solved using the valid regulations during the issue of its first planning permission, namely B.Δ. 19/ 26-2-59 (ΦΕΚ 36/A), του Β.Δ. 18/ 26-2-54 (ΦΕΚ 160/A). A beam (simple and prestressed) and pillar competence inspection is carried out through the use of permissible stress method and these results are considered during future stages. The materials of the loadbearing structure comprise concrete B300 with steel St III for beams and plates and as for pillars, B160 with St.I. the seismic coefficient is  $\varepsilon=0,04$  and the alfa control threshold 0,6. The permissible stresses for concrete and steel are increased by 50% and 20% respectively.

During the next stage, there is the building inspection adhering to instructions from Circular 3,protocol no. home 10530/1/96 using the method of overall resistance. The regulations in operation during the inspection are Ε.Κ.Ω.Σ.: ΦΕΚ 1329B/6-11-2000, ΦΕΚ 447/5-3-2004, ΦΕΚ 649/B/24-5-06, ΦΕΚ 1881/B/29-12-06 and Ε.Α.Κ.: ΦΕΚ 2184B/1999, ΦΕΚ 781B/18-6-2003, ΦΕΚ 1153,1154/12-8-2003. The qualities of the materials which the loadbearing structure is made up of are converted to current ones, thus, for concrete it is C12/15 and C20/25 whereas for steel ,S220 and S400.

The seismic behavior coefficient equals  $q=1,5$  , the importance coefficient  $\gamma=1,15$  while the seismic acceleration is  $A=0,16g$ . The results regarding the insufficiency of the loadbearing elements are subsequently exported.

Bearing in mind the results from previous solutions, we proceed to the redesign of the structure so as to minimize any dangers in the occurrence of seismic action. We opt for such interventions so as to ensure the simplicity and normality of the structure. The building elements are reinforced in order to enhance their plasticity, enable energy absorption while simultaneously increase their resistance and stiffness.

The basic limitation concerning these interventions is that they have to be carried out in a way so as to enable investigation and comparison alongside the currently implemented solution. Any checks on the reinforced structure are carried out under the same assumptions during the previous stage, the only difference being that the seismic behavior coefficient is  $q= 2,5$ . The monolithic coefficients of the reinforced elements are as such: in stiffness = 0.90 and under stress = 0.80.

Finally, concrete volume and iron reinforcement weight, required for the strengthening of the elements in both studies, are measured. With the aid of the relevant data, a comparative investigation concerning both solutions ensues, and pertinent conclusions are drawn in relation to the plausibly different approach of the required interventions.

## 1. Περιγραφή του κτιρίου.

Το εξεταζόμενο κτίριο βρίσκεται στην οδό Πειραιώς αρ. 52 στον Δήμο Μοσχάτου Αττικής. Κατασκευάστηκε σε δυο φάσεις κατά το 1971, και ήταν ιδιοκτησίας Ν. Ι. ΘΕΟΦΑΝΙΔΗΣ Α.Ε.. Η αρχική άδεια (η αρ. Οικ. Αδ. 3/1971) προέβλεπε την κατασκευή ενός κτιρίου αποτελούμενο από :

- Την στάθμη -3,10 m, που αναπτύσσεται ο υπόγειος όροφος, σε ένα τμήμα της κάτοψης (το υπόλοιπο είναι επιχωμένο), συνολικής επιφανείας 317,05 m<sup>2</sup>.
- Την στάθμη 0,00 m που αναπτύσσεται ο ισόγειος όροφος, συνολικής επιφανείας 1747,00 m<sup>2</sup>.
- Την στάθμη +3,50 m που αναπτύσσεται ο ημιώροφος, σε ένα τμήμα της κάτοψης, συνολικής επιφανείας 528,80 m<sup>2</sup>.
- Την στάθμη +6,50 m που αναπτύσσεται ο Α' όροφος, συνολικής επιφανείας 1747,00 m<sup>2</sup>.
- Την στάθμη +10,70 m που κατασκευάζονται δυο απολήξεις των κλιμακοστασίων, συνολικής επιφανείας 73,10 m<sup>2</sup>.

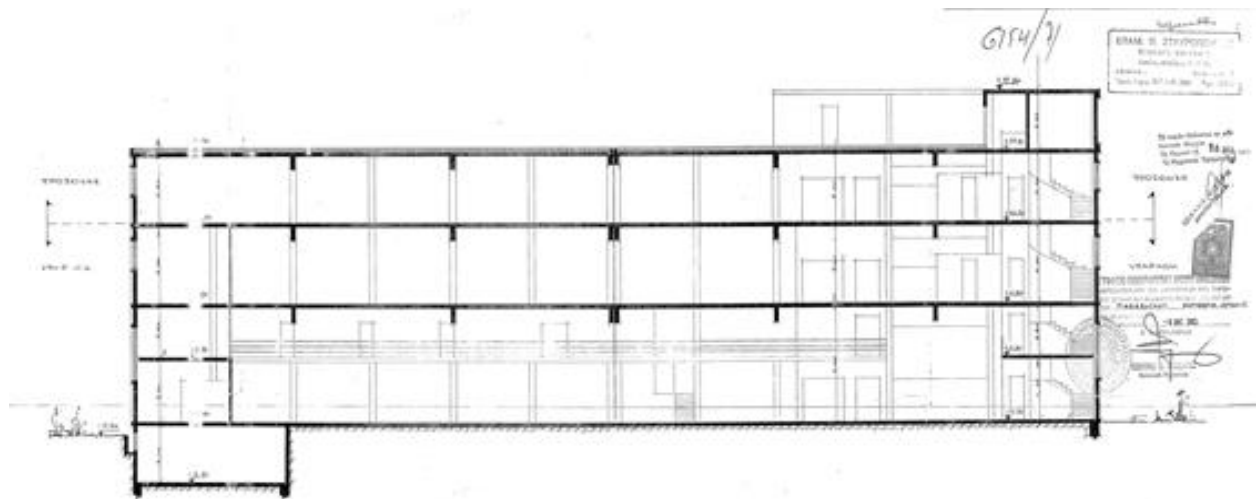


Εικόνα 1

Η χρήση του κτιρίου ήταν εργοστάσιο βιβλιοδεσίας και τυπογραφείο. Στην συνέχεια εντός του ίδιου έτους εκδόθηκε νέα άδεια προσθήκης (η αρ. Οικ. Αδ. 6154/71), που προέβλεπε την κατασκευή:

- Της στάθμης +10,70 m που αναπτύσσεται ο Β' όροφος, συνολικής επιφανείας 1747,00 m<sup>2</sup>, παράλληλη κατάργηση των με την προηγούμενη άδεια απολήξεων κλιμακοστασίου.
- Της στάθμης +14,30 m που κατασκευάζονται οι νέες απολήξεις των κλιμακοστασίων, συνολικής επιφανείας 73,10 m<sup>2</sup>.

Η χρήση της νέας προσθήκης, του Β' ορόφου, είναι η ίδια με την αρχική χρήση του κτιρίου.



Εικόνα 2

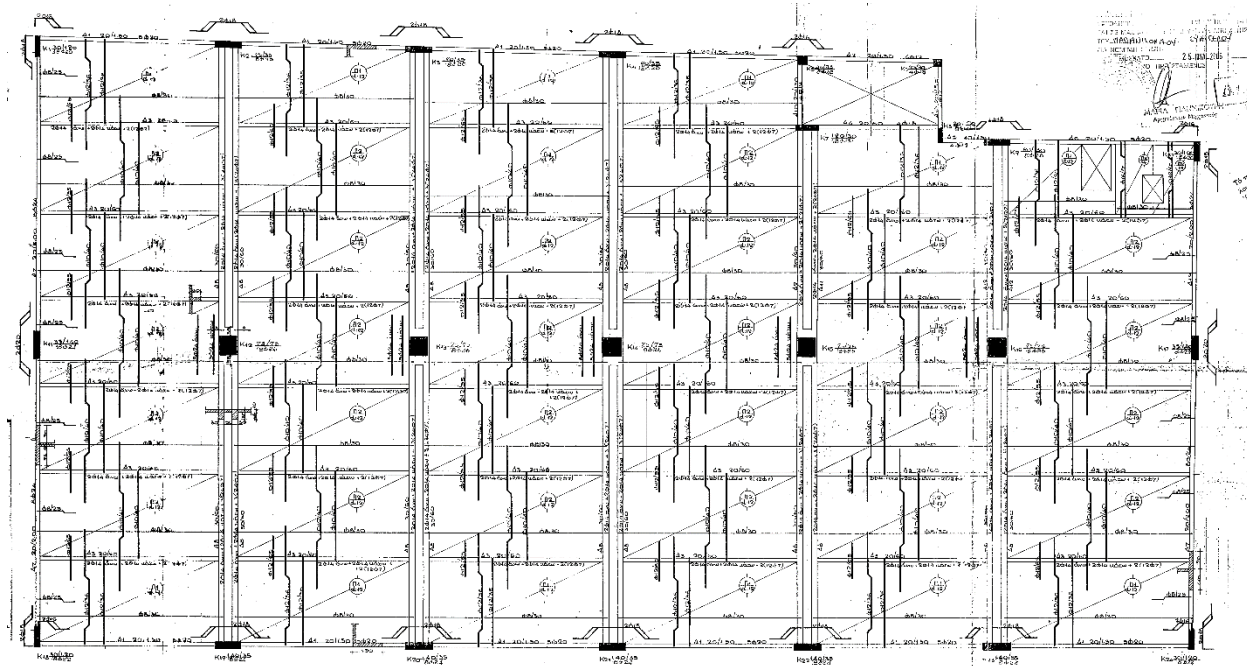
Το κτίριο επί σειρά ετών λειτούργησε με την χρήση που είχε προβλεφθεί στις αρχικές οικοδομικές άδειες. Στην συνέχεια πέρασε στην ιδιοκτησία του Α.Τ.Ε.Ι. Αθήνας με σκοπό την ανακαίνιση και την μετατροπή του σε κέντρο εκπαίδευσης που θα φιλοξενούσε αίθουσες διδασκαλίας – αμφιθέατρα, εκπαιδευτικά εργαστήρια, εντευκτήρια κ.τ.λ.

### 1.1. Φέρων οργανισμός του κτιρίου.

Η αρχική μελέτη προέβλεπε ένα σχήμα κτιρίου που σε κάτοψη είναι ορθογώνιο παραλληλόγραμμο διαστάσεων 59,55 m επί 30,90 m με μια εσοχή στην νότιο δυτική πλευρά διαστάσεων 12,60 m επί 2,00 m. Όσον αφορά τα υποστυλώματα στα μεν περιμετρικά έχουμε διαστάσεις 140cm/50cm, 120cm/50cm, 140cm/60cm, 120cm/40cm, 120cm/45cm, 100cm/40cm και μερικά, προς την εσοχή, διαστάσεων 40cm/40cm. Στο κέντρο αναπτύσσεται μια σειρά από τετραγωνικά υποστυλώματα διαστάσεων 120cm/120cm. Στην θεμελίωση τα υποστυλώματα συνδέονται μόνο ως προς την μεγάλη διεύθυνση της κάτοψης με άκαμπτους πεδιλοδοκούς. Το πέλμα των πεδιλοδοκών είναι διαστάσεων 2,90m πλάτος, 0,60m ύψος και ο κορμός των δοκών 0,60m/4,00m. Περιμετρικά τρέχει ένα συνδετήριο δοκάρι και τέλος υπάρχουν κάποια μεμονωμένα πέδιλα μικρών υποστυλωμάτων που φέρουν τα φορτία του ημιώροφου.

Στους οροφους τα περιμετρικά είναι διαστασεων 20/90 ενώ τα εσωτερικά που βρίσκονται κάθετα προς την μεγάλη διεύθυνση ( των 59,55m) τοποθετούνται σε αποστάσεις από 8,65m έως 8,25m μεταξύ τους και το σχήμα τους να είναι “Π” (με κενό ενδιάμεσα), διαστάσεων 35cm/80cm. Ο κάναβος συμπληρώνεται με δοκάρια ανα την διεύθυνση X-X που αναπτύσσονται, σε αποστάσεις 4,40m μεταξύ τους, διαστάσεων 25cm/70cm. Οι πλάκες είναι συμπαγείς με διαστάσεις που διαφέρουν από όροφο σε όροφο και κυμαίνονται μεταξύ 0,12cm έως 0,14cm. Η επικοινωνία μεταξύ των οροφών επιτυγχάνεται με ένα κεντρικό κλιμακοστάσιο που συνδέει όλες τις στάθμες και δυο δευτερευόντων (μικρότερα) που συνδέουν τις στάθμες υπογείου, ισογείου, ημιώροφου. Η δυνατότητα επικοινωνίας μεταξύ των σταθμών

συμπληρώνεται από δυο ανελκυστήρες ένα για την μεταφορά χαρτιού και ένα για την μεταφορά ατόμων ( επισκεπτών – εργαζομένων).



Εικόνα 3

Από στοιχεία που συλλέχθηκαν μετά από επιτόπια αυτοψία (τα οποία απεικονίζονται στα σχέδια αποτυπώσεων) προκύπτει ότι, κατά ένα μέρος, η αρχική μελέτη δεν εφαρμόστηκε στην πράξη. Η παρατήρηση αυτή αφορά κυρίως τις διαστάσεις μερικών υποστυλωμάτων στις στάθμες των ορόφων, την προσθήκη δυο υποστυλωμάτων περιμετρικά ένα σε κάθε μια από τις μικρές πλευρές του κτιρίου. Επίσης δεν κατασκευάστηκαν τα υποστυλώματα K5, K7 (όπως εμφανίζονται στον ξυλότυπο ημιώροφου) αλλά και τα K6, K29 (όπως εμφανίζονται στον ξυλότυπο ημιώροφου) ενσωματώθηκαν στα τοιχεία των ανελκυστήρων τα οποία και δεν φαίνονται στα αρχικά σχέδια. Τέλος κατασκευάστηκαν δυο εξώστες στην στάθμη του ημιώροφου οι οποίοι δεν εμφανίζονται στα αρχικά σχέδια της μελέτης.

Προκειμένου να επιτευχθούν οι στόχοι της παρούσας μελέτης θα πρέπει να λάβουμε υπ' όψιν και τις αλλαγές που επιβλήθηκαν ή απαιτήθηκαν προκειμένου το κτίριο να λειτουργήσει με την νέα του χρήση. Οι αλλαγές αυτές συνίστανται κυρίως στην προσθήκη ή και την αφαίρεση φερόντων στοιχείων αλλά και την αφαίρεση ή πρόσθεση νέων φορτίων. Στην στάθμη της θεμελίωσης οι αρχικοί πεδιλοδοκοί και τα συνδετήρια δοκάρια αφαιρέθηκαν και έγινε νέα γενική κοιτόστρωση. Στο τμήμα του υπογείου που αρχικά ήταν επιχωμένο, αφαιρέθηκαν στο σύνολο τους τα προϊόντα επίχωσης και οι χώροι που προέκυψαν, δημιούργησαν υπόγειο χώρο βοηθητικών χρήσεων σ' όλη την κάτοψη του κτιρίου. Προκειμένου να κατασκευαστούν δυο αμφιθέατρα τα οποία θα ξεκινούν από την στην στάθμη του ισογείου και θα φτάνουν ως την στάθμη του ημιώροφου, καθαιρέθηκε η στάθμη του ημιώροφου που είχε κατασκευαστεί με την αρχική μελέτη. Ο φέρων οργανισμός των αμφιθεάτρων είναι μεταλλικός και εδράζεται στην πλακά οροφής ισογείου. Η πλάκα αυτή είναι νέα πάχους 30cm ικανή να φέρει τα φορτία των μεταλλικών μελών. Αφαιρέθηκε τμήμα πλάκας σε όλες τις στάθμες, διαστάσεων 4,15cm επί 9,65cm ώστε να κατασκευαστεί ένα νέο κλιμακοστάσιο με ανελκυστήρα. Σκυροδετήθηκε και

έκλεισε σε όλους τους ορόφους η οπή του ανελκυστήρα μεταφοράς χάρτου. Άλλες επεμβάσεις έγιναν στους περιμετρικούς δοκούς του φορέα με μείωση της κρέμασης και αφαίρεση του άνω μέρους των ανεστραμμένων δοκών.

Στην στάθμη του ημιώροφου έγινε προσθήκη νέας δοκού περιμετρικά διαστάσεων 60cm επί 40cm και ταυτόχρονα καθαιρέθηκαν χωρίς να κατασκευαστούν ξανά οι δυο εξώστες.

Όλες οι παραπάνω αλλαγές και επεμβάσεις που έγιναν είτε κατά την φάση κατασκευής του κτιρίου το 1971 είτε κατά την παρούσα φάση της ανακαίνισης αφορούν το λειτουργικό και τον αισθητικό σχεδιασμό. Στην παρούσα μελέτη οι επεμβάσεις αυτές λαμβάνονται ως έχουν και διαμορφώνουν τον νέο, υπό εξέταση, φέροντα οργανισμό.

## **2. Ισχύοντες κανονισμοί κατά την αρχική μελέτη του κτιρίου (1971).**

Είναι πολύ σημαντικό να γνωρίζουμε το κανονιστικό πλαίσιο με το οποίο σχεδιάστηκε και μελετήθηκε αρχικά το κτίριο. Έχοντας αυτή την γνώση λαμβάνουμε πληροφορίες σχετικά με την διάταξη του οπλισμού στα φέροντα στοιχεία την ποιότητα των χρησιμοποιούμενων υλικών (σκυροδέματος – οπλισμού) και τα επιβαλλόμενα φορτία στην δομή. Κατά την φάση της μελέτης του κτιρίου ίσχυαν οι παρακάτω κανονισμοί.

### **2.1. Κανονισμός φορτίσεων δομικών έργων Β.Δ. 10/12/1945 Φ.Ε.Κ. 325/α.**

Αναφέρονται οι φορτίσεις από τον συγκεκριμένο κανονισμό που λαμβάνονται υπόψη κατά τον αρχικό υπολογισμό του κτιρίου είναι:

#### **2.1.1. Μέρος II: Ίδια βάρη κατασκευών. Μόνιμα φορτία (Β.Δ. 10/12/1945).**

- Άρθρο 5 (Β.Δ. 10/12/1945) (Φαινόμενα βάρη τοίχων και σκυροκονιαμάτων).

Εδάφιο 3: Πλινθοδομές από:

A/A	Συντρίμματα πετρωμάτων	Τιμή εφαρμογής (kg/m <sup>3</sup> )
1	Οπτόπλινθων διάτρητων (των έξι οπών) (1350-1550)	1400
2	Πλινθοδομές δρομικές δι' οπτ/νθων διάτρητων των εξ οπών d =14 cm	210 kg/m <sup>2</sup>
3	Πλινθοδομές μπατικές δι' οπτ/νθων διάτρητων των έξι οπών d = 24 cm	360 kg/m <sup>2</sup>

Σημείωση: Στα ποιο πάνω ανά m<sup>2</sup> βάρη πλινθοδομών περιλαμβάνεται και το βάρος των εκατέρωθεν επιχρισμάτων. Οι σε παρένθεση αριθμοί δηλώνουν με τη μεγαλύτερη κατά το δυνατόν προσέγγιση το αντίστοιχο συνολικό πάχος πλινθοδομής μετά των επιχρισμάτων.

Εδάφιο 4. Σκυροκονιάματα (kg/m<sup>3</sup>).

A/A	Συντρίμματα πετρωμάτων	Τιμή εφαρμογής (kg/m <sup>3</sup> )
1	Σκυροκονιάματα εξ ασβεστολιθικών ή γρανιτικών υλικών (300 kg τσιμέντου ανά m <sup>3</sup> ) 1800-2400	2200

– Άρθρο 6 (Β.Δ. 10/12/1945) (Βάρη επιστρώσεων πατωμάτων και δωμάτων)

Εδάφιο 2: Δάπεδα μωσαϊκού.

A/A	Συντρίμματα πετρωμάτων	Τιμή εφαρμογής (kg/m <sup>2</sup> )
1	Μωσαϊκόν πάχους 2,5-3 cm	80
2	Μωσαϊκόν πάχους 2,5-3 cm επί κισσηροκονιάματος πάχους 7 cm	180

Εδάφιο 3: Πλακοστρώσεις.

A/A	Συντρίμματα πετρωμάτων	Τιμή εφαρμογής (kg/m <sup>2</sup> )
1	Δια πλακών τσιμεντένιων ή μωσαϊκών πάχους 2 cm	180
2	Δια πλακών μαρμάρινων πάχους 3 cm επί κισσηροκονιάματος ή σκυροκονιάματος πάχους 5 cm	200

### 2.1.2. Μέρος III: Μεταβλητά φορτία (Β.Δ. 10/12/1945).

– Άρθρο 8 (Β.Δ. 10/12/1945) (Μεταβλητά φορτία).

Εδάφιο 3: Δάπεδα (φορτία εις kg/m<sup>2</sup>).

A/A	Είδος φορτίσεως	Τιμή εφαρμογής (kg/m <sup>2</sup> )
3	Κλίμακες και πλατύσκαλα σε κατοικίες, αίθουσες διαλέξεων και διδασκαλίας	350
4	Αίθουσες συγκεντρώσεως, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αίθουσες χορού ή γυμναστικής, αμφιθέατρα με ορισμένες θέσεις. Διάδρομοι προς αίθουσες συγκεντρώσεως διαλέξεων διδασκαλίας κ.λ.π. Εξώστες και θεωρεία	500

7	Βιβλιοπωλεία, Αρχεία, Βιβλιοθήκες.	500
8	Κλίμακες, πλατύσκαλα, είσοδοι, προπύλαια πάσης κατηγορίας (πλην των υπ' αριθμό 4)	500

Εδάφιο 6: Μείωση των μεταβλητών φορτίων.

Κατά τον υπολογισμό των φερόντων στοιχείων οικοδομικών έργων (στύλων, δοκών, τοίχων, θεμελίων κ.λ.π.) επιτρέπεται η μείωση του συνολικού μεταβλητού φορτίου, που προκύπτει από την άθροιση των εκ των ορόφων μεταβιβαζόμενων μεταβλητών φορτίων. Κατά την μείωση αυτή τα μεταβλητά φορτία των τριών πρώτων υπερκειμένων ορόφων λαμβάνονται στο ακέραιο, τα δε των λοιπών υπερκειμένων μειώνονται κατά το ποσοστό που φαίνεται στον Πίνακα III. Για την περίπτωση ίσων κατ' όροφο μεταβλητών φορτίων οι αριθμοί 2 του πίνακα δίνουν τον συντελεστή μείωσης του συνολικού μεταβλητού φορτίου (όλων των φορτιζόμενων ορόφων).

### Πίνακας III

Όροφοι	1 <sup>ος</sup>	2 <sup>ος</sup>	3 <sup>ος</sup>	4 <sup>ος</sup>	5 <sup>ος</sup>	6 <sup>ος</sup>	7 <sup>ος</sup>	8 <sup>ος</sup>	9 <sup>ος</sup>	10 <sup>ος</sup>
Ποσοστόν μείωσης κατ' όροφο %	0	0	0	20	40	60	80	80	80	40
Συντελεστής μείωσης του συνολικού μεταβλητού φορτίου	1	1	1	0,95	0,88	0,80	0,74	0,65	0,60	0,60

## 2.2. Κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος Β.Δ. 18/26-7-1954 Φ.Ε.Κ. 160/Α.

Τα στοιχεία, οι υπολογισμοί - έλεγχοι του ως άνω κανονισμού που λαμβάνονται υπ' όψη κατά τον αρχικό υπολογισμό του κτιρίου και έχει σημασία να αναφερθούν είναι:

– ΑΡΘΡΟ 11 (Β.Δ. 18/26-7-1954).

1. Το σκυρόδεμα εντάσσεται σε ποιότητες βάση της τάσεως θραύσης του κυβικού δοκιμίου διαστάσεων 20cm επί 20cm επί 20cm στις παρακάτω κατηγορίες:

A/A	Κατηγορία σκυροδέματος	Αντοχή σε θλίψη (kg/cm <sup>2</sup> )
1	B 120	120
2	B 160	160
3	B 225	225
4	B 300	300

– ΑΡΘΡΟ 16 (Β.Δ. 18/26-7-1954).

1. Τα χαρακτηριστικά των χαλύβδινων οπλισμών του σκυροδέματος δίνονται από τον πίνακα I του συγκεκριμένου άρθρου.
3. Στην παράγραφο αυτή του κανονισμού αναφέρεται μια πολύ σημαντική πληροφορία που αφορά την δυνατότητα συγκόλλησης των χαλύβων. Η κατηγορία St III (κατηγορία που υπάρχει



στο κτίριο που εξετάζεται) παρουσιάζει βελτιωμένες αντοχές που οφείλεται στην αύξηση της ποσότητας του άνθρακα στο κράμα, έχει όμως δυσμενείς επιπτώσεις στην συγκολλησιμότητα και την ψαθυρότητά του. Ο χάλυβας St III επιτρέπεται να συγκολληθεί ύστερα από δοκιμασία διπλώσεως υπό γωνία 60° και εσωτερική διάμετρο για τον κοινό χάλυβα διπλάσια και για το χάλυβα υψηλής αντοχής και τετραπλάσια της διαμέτρου της ράβδου. Τα δεδομένα αυτά πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη όσον αφορά την δυνατότητα συγκόλλησης του νέου με τον υπάρχοντα οπλισμό.

Π Ι Ν Α Κ Σ Ι

Κατηγορία	Ε Ν Δ Ε Ι Ξ Ε Ι Σ	Διάμετρος mm	Ελάχιστον δριον διαρροής Kg/cm <sup>2</sup>	Αντοχή εις εφελκυσμόν Kg/cm <sup>2</sup>	Ελάχιστη μήκον εις επιμήκους προτύπου δοκίμιου %
1	2	3	4	5	6
I	Κοινός Χάλυψ I		2200	3400-5000	18
II <sup>α</sup>	Χάλυψ II (φυσικώς σκληρός μέχρι τούδε («χάλυψ υψηλής αντοχής»))	≤ 18	3600	5000-6200	20
		> 18	3400		
II <sup>β</sup>	Ειδικός χάλυψ II (κατειργασμένος εν ψυχρῶ)	≤ 18 > 18	3600 3400	} ≥ 5000	14
III <sup>α</sup>	Χάλυψ III (φυσικώς σκληρός)	≤ 18 > 18	4200 4000		
III <sup>β</sup>	Ειδικός Χάλυψ III (κατειργασμένος εν ψυχρῶ) Μόνον υπό ειδικήν μορφήν	≤ 18 > 18	4200 4000	} ≥ 5000	8
IV <sup>α</sup>	Χάλυψ IV (φυσικώς σκληρός)		5000		
IV <sup>β</sup>	Ειδικός χάλυψ IV (κατειργασμένος εν ψυχρῶ δικτυωτός όπλι- σμός μετά άμετατοπίστων κόμβων ως π. χ. δικτυωτά έλάσματα).		5000	—	8

Πίνακας 1

— ΑΡΘΡΟ 40 (Β.Δ. 18/26-7-1954).

1. Οι οπλισμοί των ανοιγμάτων των δοκών και των πλακών, αν είναι δυνατό, πρέπει να ακυρώνονται στη θλιβόμενη περιοχή της εδράσεις τους. Το μήκος της αγκύρωσης τους είναι:

$$\alpha = 0,4 * \frac{2}{3} * \frac{\sigma_{επ}}{\tau_i} * \frac{F_e}{u} \text{ σε θλιβόμενη ζώνη, (Εξ. 1)}$$

$$\alpha = 0,4 * \frac{2}{3} * \frac{\sigma_{επ}}{\tau_i} * \frac{F_e}{u} \text{ σε εφελκυσμένη ζώνη. (Εξ. 2)}$$

— ΑΡΘΡΟ 41 (Β.Δ. 18/26-7-1954).

1. Η επικάλυψη των οπλισμών από σκυρόδεμα είναι:

Σε πλάκες με η χωρίς νευρώσεις 1,00cm.

Σε κάθε άλλο στοιχείο της κατασκευής 1,50cm

— ΑΡΘΡΟ 48 (Β.Δ. 18/26-7-1954).



3. Κατά τους υπολογισμούς παραμορφώσεως η τιμή του λόγου των μέτρων ελαστικότητας χάλυβα και σκυροδέματος θα λαμβάνεται ίση με 10. Αντιστοιχεί η τιμή αυτή σε μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος

$$E_c = 21 * 10^4 \text{ Kg/cm}^2. \text{ (Εξ. 3)}$$

– ΑΡΘΡΟ 49 (Β.Δ. 18/26-7-1954).

1. Κατά τους υπολογισμούς τάσεων παραμορφώσεων υπό απλή ή σύνθετη κάμψη η τιμή του λόγου των μέτρων ελαστικότητας χάλυβα και σκυροδέματος θα λαμβάνεται ίση με 15. Αντιστοιχεί σε τιμή

$$E_c = 14 * 10^4 \text{ Kg/cm}^2. \text{ (Εξ. 4)}$$

– ΑΡΘΡΟ 50 (Β.Δ. 18/26-7-1954).

1. Κατά τον έλεγχο λοξού εφελκυσμού συνέπεια της σύγχρονης ενέργειας κάμψεως και διαμήσεως οι τάσεις αυτές ελέγχονται από τον τύπο  $\tau_o = \frac{Q}{b_o * Z}$ .

– ΑΡΘΡΟ 53 (Β.Δ. 18/26-7-1954).

1. Οι επιτρεπόμενες τάσεις σκυροδέματος και οπλισμού δίνονται στον πίνακα III.

Π Ι Ν Α Κ Η Ι Ι Ι.  
Άνεκταί τάσεις εις Kg/cm<sup>2</sup>

Είδος έργου και τρόπος επιβαρύνσεως	Υλικόν και περιοχή εφαρμογής	Άνεκταί τάσεις				Στι- χο	
		Ποιότης του σκυροδέματος					
		B 120	B 160	B 225	B 300		
1	2	3	4	5	6	7	8
Α Πλάκες και δοκοί ορθογωνι- κής διατομής υπό κάμψιν.	Σκυρόδεμα εις πλάκας και δοκούς ορθογωνι- κής διατομής (επίσης εις σταυροειδώς ώ- πλισμέναις πλάκας και μυκητοειδή πατώματα). d ≤ 8cm.....	σ <sub>b</sub>	40	50	70	90	1
	d > 8cm.....	σ <sub>b</sub>	40	60	80	100	2
	Χάλυψ εις πλάκας: Κατηγορίας I.....	σ <sub>e</sub>	1200	1400	1400	1400	3
	» » » » II.....	σ <sub>e</sub>	—	2000	2000	2000	4
	» » » » III.....	σ <sub>e</sub>	—	2200	2200	2200	5
	» » » » IV.....	σ <sub>e</sub>	—	2200	2400	2400	6
	Χάλυψ εις δοκούς: » I.....	σ <sub>e</sub>	1200	1400	1400	1400	7
	» » » » II.....	σ <sub>e</sub>	—	1800	1800	1800	8
	» » » » III και IV.....	σ <sub>e</sub>	—	—	2000	2000	9
Β Πλακοδοκοί και πλάκες με νευρώσεις υπό κάμψιν.	Σκυρόδεμα, έφ' όσον λαμβάνονται ύπ' όψιν αί τάσεις εις την πλάκα. Έάν δέν ληφθούν ύπ' όψιν αί τάσεις εις την πλάκα, ισχύουν αί εις Α' διδόμεναι τιμαί.....	σ <sub>b</sub>	40	50	70	90	10
	Σκυρόδεμα εις νευρώσεις πλακοδοκών και πλάκων με νευρώσεις, εις την περιοχήν των άρνητικών ροπών.....	σ <sub>b</sub>	50	70	90	110	11
	Χάλυψ κατηγορίας I.....	σ <sub>e</sub>	1200	1400	1400	1400	12
	» » II.....	σ <sub>e</sub>	—	1800	1800	1800	13
» » III και IV.....	σ <sub>e</sub>	—	—	2000	2000	14	
Γ Κάμψιν μετ' όρθης δυνάμεως εις πλάκας, δοκούς ορθογωνι- κής διατομής, πλακοδο- κούς, πλαίσια, τόξα, και υποστυλώματα (και των μυκητοειδών πατωμάτων) υπολογιζόμενα ως υποστυ- λώματα πλαισίων, έφ' όσον ταύτα υπολογίζονται άκρι- βώς διά τής θεωρίας των πλαστών, και δὴ εις κοινάς, μέν ολικοδομικά κατασκευάς, λαμβανομένης ύπ' όψιν τής δυσμενεστάτης θέσεως των φορτίων διά τας λειπράς δὲ κατασκευάς λαμβανομένων επί πλέον ύπ' όψιν τής έπι- ρροής τής θερμοκρασίας, τής έκ τής πήξεως συστολής και τυχόν ύφισταμένω δυνά- μεων τριβής και τροχοπε- δήσεως.	Σκυρόδεμα εις : α) ορθογωνικάς διατομάς υπό μοναξονικήν κάμψιν.....	σ <sub>b</sub>	—	70	90	110	15
	β) ορθογωνικάς διατομάς υπό διαξονικήν κάμψιν (τάσεις κατά γωνίαν).....	σ <sub>b</sub>	—	80	100	120	16
	γ) πλακοδοκούς, έφ' όσον λαμβάνονται ύπ' όψιν αί τάσεις θλίψεως εις την πλάκα... Έάν αί τάσεις θλίψεως τής πλάκας δέν ληφθούν ύπ' όψιν ή έάν ή πλάξ κείται έν τῇ θλιβομένη ζώνη, ισχύουν αί ύπό α) και β) δι' ορθογωνικάς διατομάς διδόμεναι τιμαί	σ <sub>b</sub>	—	60	80	100	17
	Χάλυψ εις πλάκας κατηγορίας I.....	σ <sub>e</sub>	—	1400	1400	1400	18
	» » » II.....	σ <sub>e</sub>	—	2000	2000	2000	19
	» » » III.....	σ <sub>e</sub>	—	2200	2200	2200	20
	» » » IV.....	σ <sub>e</sub>	—	2200	2400	2400	21
	Χάλυψ εις άλλα δομικά στοιχεία.	σ <sub>e</sub>	—	1400	1400	1400	22
	Χάλυψ κατηγορίας I.....	σ <sub>e</sub>	—	1800	1800	1800	23
	» » II.....	σ <sub>e</sub>	—	—	2000	2000	24
Δ Διάτμησις συνεπεία κάμ- ψεως.	Χωρίς άπαιτήσιν έλέγχου του όπλισμού δια- τμήσεως εις πλάκας.....	τ <sub>o</sub>	6	8	9	10	25
	εις άλλα δομικά στοιχεία.....	τ <sub>o</sub>	4	6	7	8	26
	Μέγισται τιμαί μη υπολογιζόμενου του όπλι- σμού διατμήσεως.....	τ <sub>o</sub>	14	16	18	20	27

Συνεχίζεται στην επόμενη σελίδα.

Είδος έργου και τρόπος επιβαρύνσεως	Όλκων και περιοχή εφαρμογής	Άνεκτα τάσεις					Σπί- χος
		Ποιότης του σκυροδέματος					
		B 120	B 160	B 225	B 300		
1	2	3	4	5	6	7	8
Ε Στρέψεις εις ὀρθογωνικάς διατομάς.	Χωρίς ἀπαιτήσιν ἐλέγχου τοῦ ὀπλισμοῦ στρέψεως . . . . .	$\tau_0$	4	5	6	7	28
	Μέγισται τιμαὶ μὴ ὑπολογιζομένου τοῦ ὀπλι- σμοῦ στρέψεως. . . . .	$\tau_0$	14	16	18	20	29
Ζ Στρέψεις καὶ διάτμησις συν- επεία κάμψεως εἰς ὀρθογω- νικάς διατομάς.	Χωρίς ἀπαιτήσιν ἐλέγχου τοῦ ὀπλισμοῦ στρέψεως. . . . .	$\tau_0$	6	8	9	10	30
	Μέγισται τιμαὶ μὴ ὑπολογιζομένων τῶν ὀπλι- σμῶν διατμήσεως καὶ στρέψεως. . . . .	$\tau_0$	17	20	23	26	31
Η Πρόσφυσις τῶν ὀπλισμῶν εἰς τμήματα ἐπιβαρυνόμενα εἰς κάμψιν.	Τάσις συναφείας. . . . .	$\tau_i$	4	5	6	8	32

Παρατηρήσεις :

Αἱ δίδόμεναι τάσεις διὰ τὸν χάλυβα ἰσχύουν:  
ἐπὶ σκυροδέματος Β 160 δι' ὀπλισμοὺς μὲ διάμετρον  $\leq 30$  mm  
» » Β 225 » » »  $\leq 40$  »  
» » Β 300 » » »  $\leq 50$  »  
Διὰ μεγαλύτερας διαμέτρους αἱ δίδόμεναι τάσεις θὰ μει-  
οῦνται κατὰ 200 Kg/cm<sup>2</sup>.

Πίνακας 2

- ΑΡΘΡΟ 54 (Β.Δ. 18/26-7-1954).
- 2. Ως ελάχιστο πάχος πλακάς ορίζεται :

- Για πλάκα στεγῶν 6 cm
- Για πλάκα πατωμάτων 7 cm
- Για πλάκα που διέρχονται τροχοφόρα 12 cm

Επίσης το στατικό ὕψος  $h$  της πλακάς δεν πρέπει να εἶναι μικρότερο, για συνεχή πλάκα, του 1/35 της μέγιστης αποστάσεως του μηδενισμού ροπῶν.

- 3. Ο υπολογισμός των ροπῶν κάμψεως για πλάκες οπλισμένες κατά μια διεύθυνση δίνεται ἀπὸ τους τύπους:

Στην στήριξη  $M' = M - \frac{b_0 \cdot V}{8}$ . (Εξ. 5)

Στο άνοιγμα

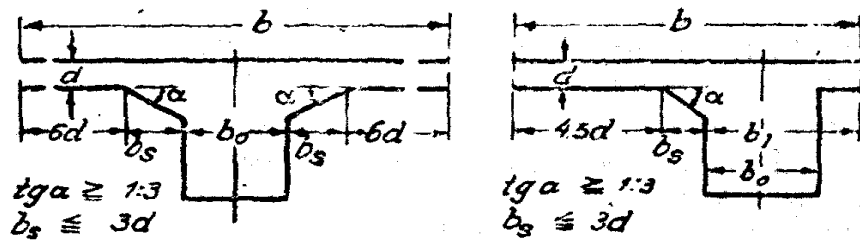
Για ακραία ανοίγματα  $\max M = \frac{q \cdot l^2}{11}$ .

Για εσωτερικά ανοίγματα  $\max M = \frac{q \cdot l^2}{18}$ .

- ΑΡΘΡΟ 57 (Β.Δ. 18/26-7-1954).
- 1. Ως θεωρητικό άνοιγμα των δοκῶν ή πλακοδοκῶν θα λαμβάνεται :

α) Επί δοκών με πλάκα εκατέρωθεν (Σχ. 19)  $b = 12 * d + 2 * b_s + b_o$  (Εξ. 6)

β) Επί δοκών με πλάκα προς το εν μέρος (Σχ. 20)  $b = 4,5 * d + 2 b_s + b_1$  (Εξ. 7)



Σχ. 19. και 20.

Εικόνα 3

– ΑΡΘΡΟ 58 (Β.Δ. 18/26-7-1954).

Υποστυλώματα και θλιβόμενα στοιχεία

1.α) Η μικρότερη των πλευρών διατομή υποστυλώματος δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερη των 25 cm. Επίσης η διάμετρος του οπλισμού των υποστυλωμάτων δεν επιτρέπεται να είναι κατώτερη των 14mm.

2. Υποστυλώματα με κοινούς συνδετήρες

α) Ο κατά μήκος οπλισμός των υποστυλωμάτων πρέπει να περιβάλλεται από συνδετήρες των οποίων η αξονική απόσταση e να ικανοποιεί τη σχέση :

$$e \leq d \quad e \leq 12\Phi$$

Όπου :  $\Phi$  η μικρότερη διάμετρος του οπλισμού

d η μικρότερη διάσταση της διατομής

Το επί της διατομής  $F_b$  ποσοστό του κατά μήκος οπλισμού θα περιλαμβάνεται μεταξύ του υπό κατωτέρω πίνακα δεδομένων ορίων :

**Π Ι Ν Α Κ Ε Σ**

οριακών τιμών οπλισμού υποστυλωμάτων άπλως θλιβομένων.

IV α'		IV β'	
$\frac{h_s}{d}$	Ελάχιστον διατομής οπλισμού.	Ποιότητας σκυροδέματος	Μέγιστον διατομής οπλισμού.
$\leq 5$	0,005 $F_b$	B120 , B160	0,03 $F_b$
$\geq 10$	0,008 $F_b$	B225 , B300	0,06 $F_b$

Πίνακας 3

β) Όταν σε υποστυλώματα υποκείμενα σε κεντρική θλίψη συμβαίνει ο λόγος του μήκους λυγισμού  $S_k$  προς τη μικρότερη πλευρά d να μην υπερβαίνει τον αριθμό 15 τότε δεν απαιτείται έλεγχος σε λυγισμό.

Στην περίπτωση αυτή το επιτρεπόμενο φορτίο του υποστυλώματος υπολογίζεται με την εφαρμογή του τύπου :

$$P_{\varepsilon\pi} = 1/3 * (K_b * F_b + \sigma_s * F_e) \quad (\text{Εξ. 8})$$

Όπου : Το  $K_b$  είναι η αντοχή πρίσματος του σκυροδέματος και λαμβάνεται από τον πίνακα V του κανονισμού. Το  $\sigma_s$  είναι το όριο διαρροής του οπλισμού που επίσης λαμβάνεται από τον πίνακα V του κανονισμού.

γ) Όταν σε υποστυλώματα υποκείμενα σε κεντρική θλίψη συμβαίνει ο λόγος του μήκους λυγισμού  $S_k$  προς τη μικρότερη πλευρά d να υπερβαίνει τον αριθμό 15 τότε εκτελείται έλεγχος, της διατομής, για λυγισμό βάσει του τύπου :

$$\omega * P_{\varepsilon\pi} = 1/3 * (K_b * F_b + \sigma_s * F_e) \quad (\text{Εξ. 9})$$

Η τιμή του συντελεστή λυγισμού  $\omega$  λαμβάνεται από τους πίνακες VI και VIa του κανονισμού.

### 2.3. Αντισεισμικός κανονισμός οικοδομικών έργων 19/26-2-1959 Φ.Ε.Κ. 36/Α.

Τα στοιχεία, οι υπολογισμοί - έλεγχοι του ως άνω κανονισμού που λαμβάνονται υπόψη κατά τον αρχικό υπολογισμό του κτιρίου και έχει σημασία να αναφερθούν είναι:

– ΑΡΘΡΟ 3 (Β.Δ. 19/26-2-1959).

Τα εδάφη κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες:

- (α) Εδάφη μικρής σεισμικής επικινδυνότητας
- (β) Εδάφη μέτριας σεισμικής επικινδυνότητας
- (γ) Εδάφη μεγάλης σεισμικής επικινδυνότητας
- (δ) Εδάφη εξαιρετικής σεισμικής επικινδυνότητας

Για τον χαρακτηρισμό των εδαφών λαμβάνονται υπ' όψη η σύσταση τους, η κλίση η ομογένεια η έκταση και το πάχος των στρωμάτων.

– ΑΡΘΡΟ 4 (Β.Δ. 19/26-2-1959).

1. Για τον έλεγχο της της καταπονήσεως από σεισμό του κτιρίου θα εισάγονται στον υπολογισμό εκτός των υπό των οικείων Κανονισμών προβλεπόμενων φορτίσεων και οι σεισμικές δυνάμεις. Επιτρέπεται να εισάγονται στον υπολογισμό μόνο οι οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών δυνάμεων λαμβανόμενες με φορά εναλλασσόμενη. Σε ειδικές περιπτώσεις θα λαμβάνονται υπόψη υποχρεωτικά και οι κατακόρυφες συνιστώσες.

2. Οι σεισμικές δυνάμεις δύναται να θεωρούνται ως εφαρμοσμένες στα κέντρα των αντίστοιχων μαζών των ορόφων και λαμβάνονται ίσες προς τα αντίστοιχα κατακόρυφα φορτία πολλαπλασιασμένα επί ένα συντελεστή  $\varepsilon$ , καλούμενο συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης. Οι τιμές του συντελεστή  $\varepsilon$ , λαμβάνονται από τον ακόλουθο πίνακα :

ΠΙΝΑΚΑΣ II			
Σεισμικότητα περιοχών	Επικινδυνότητα εδαφών		
	(α)	(β)	(γ)
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,03	0,12	0,16

4. Για τον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων θα λαμβάνονται υπόψη τα σύνολα των μονίμων και κινητών κατακόρυφων φορτίων.

– ΑΡΘΡΟ 5 (Β.Δ. 19/26-2-1959).

1. Κατά την σύνταξη των αρχιτεκτονικών σχεδίων θα απαιτείται διάταξη που να επιτρέπει την διαμόρφωση ενός κατά το δυνατόν σαφούς, σταθερού στο χώρο στατικού οργανισμού.

3. Για την επίτευξη οικονομικότερης κατασκευής και σαφέστερης πρόβλεψης της σεισμικής συμπεριφοράς αυτής, συνίσταται η κατά το δυνατόν συμμετρική προς δύο άξονες διατάξεις κατακόρυφων φερόντων στοιχείων στην κάτοψη, και κατά τρόπο ώστε οι κατακόρυφοι άξονες των στοιχείων αυτών να είναι διατεταγμένοι κατά στοίχους παράλληλους προς τα επίπεδα συμμετρίας.

7. Συνίσταται να αποφεύγεται η διάταξη φυτευτών υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων.

– ΑΡΘΡΟ 6 (Β.Δ. 19/26-2-1959).

1. Για τον αντισεισμικό υπολογισμό των φερόντων στοιχείων θα εφαρμόζεται η ακριβής Ελληνική μέθοδος υπολογισμού η μία των ευρέως παραδεδεγμένων άλλων επιστημονικών μεθόδων.

3. α) Σε οικοδομές με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα κάθε ένα από τα περιμετρικά φέροντα στοιχεία στήριξης, κατακόρυφα και οριζόντια, θα ελέγχεται, αφενός μεν βάση των εξαγομένων του κατά την ακριβή μέθοδο κανονικού αντισεισμικού υπολογισμού, αφετέρου δε με βάση των εξαγομένων ειδικού υπολογισμού σε παραλαβή των κανονικών στατικών φορτίων και οριζόντιας σεισμικής δύναμης μεγέθους ίσου προς το 6% της κατακόρυφου φορτίσεως δράσης κατά τη διεύθυνση της αντίστοιχης πλευράς της περιμέτρου κατά φορά εναλλασσόμενη. Ο ειδικός αυτός υπολογισμός θα εκτελείται και στις περιπτώσεις κατά τις διατάξεις του άρθρου 8 προβλέπεται απαλλαγή από του κανονικού αντισεισμικού υπολογισμού.

Ο ειδικός αυτός υπολογισμός δύναται να γίνει είτε θεωρούμενου κάθε υποστυλώματος χωρισμένο, είτε λαμβάνοντας υπόψη τη συνεργασία των υποστυλωμάτων κάθε περιμετρικής πλευράς. Κατά τον υπολογισμό αυτόν επιτρέπεται η εφαρμογή της μεθόδου «κατά προσέγγιση υπολογισμού ολόσωμων αντισεισμικών πολύστηλων πολυώροφων κατασκευών» υπό την προϋπόθεση επαρκούς ακαμψίας των κόμβων στύλων δοκών.

### **3. Οι αδυναμίες των κατασκευών που μελετήθηκαν με τον κανονισμούς του 1954 και του 1959.**

Η δεκαετία από το 1947 έως το 1957 χαρακτηρίζεται από έντονη σεισμική δραστηριότητα στον ελλαδικό χώρο. Στο χρονικό διάστημα αυτό συνέβησαν μια σειρά από καταστροφικοί σεισμοί όπως φαίνονται στον παρακάτω πίνακα. Η έντονη δράση αυτή επηρέασε την πολιτεία και τον τεχνικό κόσμο της χώρας ώστε να θεσμοθετηθεί ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός.

Σημαντικότεροι σεισμοί από το 1940 έως το 1960			
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ	ΠΕΡΙΟΧΗ	ΜΕΓΕΘΟΣ	ΘΥΜΑΤΑ
6 Οκτωβρίου 1947	Μεσσηνία	7,0	3
22 Απριλίου 1948	Λευκάδα	6,5	10
23 Ιουλίου 1949	Χίος	6,7	11
12 Αυγούστου 1953	Αργοστόλι	7,2	476
30 Απριλίου 1954	Σοφάδες	7,0	25
19 Απριλίου 1955	Βόλος	6,2	1
9 Ιουλίου 1956	Αμοργός	7,5	53
25 Απριλίου 1957	Ρόδος	7,2	18

Πίνακας 1

Ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός δημοσιεύθηκε στην εφημερίδα της κυβερνήσεως στις 26/2/1959. Οι υπολογισμοί και οι έλεγχοι του κανονισμού στηρίζονται στην «Ακριβή Ελληνική Μέθοδο» του Καθηγητή του Πολυτεχνείου Αθανάσιου Ρουσόπουλου. Η μέθοδος αυτή αφορούσε κυρίως μονώροφες κατασκευές και όχι πολώροφες (ΑΝΤΩΝΟΠΟΥΛΟΣ 2008). Απλοποιητικά εφαρμόστηκε και σε πολώροφα κτίρια θεωρώντας, κατά την φάση της μελέτης, ως αμφίπακτα τα υποστυλώματα που ήταν ανάμεσα στις πλάκες με συνέπεια να γίνεται λάθος στον υπολογισμό της κάμψης. Όσον αφορά τον υπολογισμό και τον έλεγχο σε τέμνουσα των υποστυλωμάτων ο κανονισμός δεν αναφέρει κάτι σχετικό. Οι μικροί σεισμικοί συντελεστές και η ορθογωνική κατανομή της σεισμικής φόρτισης είχαν σαν αποτέλεσμα οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού να λαμβάνονται μειωμένες. Μια σειρά από έννοιες όπως πλαισιακή λειτουργία, πλαστιμότητα, χωρική ανάλυση, ικανοτικός σχεδιασμός, ήταν εντελώς άγνωστες με συνέπεια τα εντατικά μεγέθη, η διαστασιολόγηση και γενικά η συμπεριφορά της κατασκευής να στηρίζονται σε εσφαλμένες παραδοχές. Η επιρροή του εδάφους στους υπολογισμούς καθίσταται ασαφής διότι ο τρόπος αναγνώρισης της κατηγορίας των εδαφών είναι γενικός. Η σπουδαιότητα και η χρήση του κτιρίου δεν συμμετέχει στους υπολογισμούς.

Στις αδυναμίες του κανονισμού εντάσσεται και η έλλειψη κατευθύνσεων σχετικά με την μόνρφωση του φορέα. Παρατηρείται σε πολλές μελέτες η μη ύπαρξη κανονικότητας καθ' ύψος και σε κάτοψη. Ο φέρων οργανισμός χαρακτηρίζεται από «αταξία» αφού πολλές φορές η διάταξη κατακόρυφων και οριζοντίων στοιχείων ικανοποιεί πρωτίστως τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την ύπαρξη έμμεσων στηρίξεων και την τελική μόνρφωση ενός μη συμμετρικού φορέα ο οποίος δεν συμπεριφέρεται κατά τις δυο διευθύνσεις με τον ίδιο τρόπο έναντι του σεισμού.

Στους κανονισμούς του 1954 και του 1959 παρατηρείται προσπάθεια να οριστούν τεχνικές προδιαγραφές για τα υλικά και την καλή εκτέλεση των εργασιών, εντούτοις αυτή όμως παραμένει ανολοκλήρωτη. Αυτό οφείλεται στο ότι μέσα από διάφορα άρθρα που αφορούν την επίβλεψη και τον έλεγχο του έργου οι υποχρεώσεις και οι ευθύνες είτε διαχέονται ( μεταξύ

ιδιοκτήτη και μηχανικού) είτε μεταφέρονται σε άτομα με χαμηλά προσόντα. Χαρακτηριστικά παραδείγματα είναι τα παρακάτω:

- ΑΡΘΡΟ 8 (Β.Δ. 18/26-7-1954).
  1. Η ευθύνη της τήρησης του παρόντα κανονισμού βαραίνει εξ' ίσου τον ιδιοκτήτη και τον επιβλέποντα μηχανικό.
- ΑΡΘΡΟ 17 (Β.Δ. 18/26-7-1954).
  1. Ο εργολάβος υποχρεούται να ελέγχει την ποιότητα των υλικών με τα οποία παρασκευάζεται το σκυρόδεμα στο εργοτάξιο.
- ΑΡΘΡΟ 34 (Β.Δ. 18/26-7-1954).
  1. Ο υπεύθυνος που διευθύνει τις εργασίες οφείλει προ της διαστρώσεως του σκυροδέματος να ελέγχει ότι οι διατομές και η διάταξη των οπλισμών συμφωνούν με τα σχέδια της μελέτης.

Άλλα σημεία στα οποία εμφανίζουν αδυναμίες οι κανονισμοί ( του 1954 και του 1959 ) και αξίζει να σημειωθούν, είναι η πρόβλεψη για πολύ μικρές επικαλύψεις, μειωμένες αγκυρώσεις και ελάχιστα μήκη υπερκάλυψης του οπλισμού. Τέλος θα πρέπει να αναφέρουμε και την χαμηλή τεχνογνωσία του τεχνικού κόσμου σχετικά με τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα που οδηγούσε σε μεγάλα σφάλματα. Θα μπορούσαμε να αναφέρουμε ενδεικτικά, την υπερβολική χρήση νερού την μειωμένη ποσότητα τσιμέντου και την επιλογή ακατάλληλων υλικών (θαλασσινό νερό – ποτάμια σκύρα) για την παράγωγη του επί τόπου σκυροδέματος.

#### **4. Το νομοθετικό πλαίσιο των επεμβάσεων σε υφιστάμενα κτίρια που υπόκεινται σε αλλαγή χρήσης.**

Το υπό εξέταση κτίριο κατασκευάστηκε το 1971 και προβλεπόταν να λειτουργήσει ως εργοστάσιο βιβλιοδεσίας και τυπογραφείο. Προκειμένου να αναπτυχθεί η χρήση που επιθυμεί το νέο ιδιοκτησιακό καθεστώς, δηλαδή κτίριο εκπαίδευσης, θα πρέπει να τύχει αλλαγής χρήσης και κατά συνέπεια να γίνει στατικός έλεγχος της υφιστάμενης δομής. Το νομοθετικό πλαίσιο που ίσχυε τα προηγούμενα χρόνια και όριζε:

- τις υποχρεώσεις που απορρέουν από την αλλαγή χρήσης σ' ένα κτίριο,
- τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας της υφιστάμενης δομής και
- τον υπολογισμό των τυχών ενισχύσεων που μπορεί να προκύψουν,

ήταν δαιδαλώδες και ρυθμίζονταν από αποφάσεις, εγκυκλίους, νομούς, διατάξεις που συχνά ήταν συγκρουόμενες μεταξύ και προκαλούσαν σύγχυση στον εκάστοτε μελετητή.

Όσον αφορά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφισταμένων κατασκευών εντοπίζεται μια πρώτη αναφορά στο Π.Δ. 13/22.4.1929 (ΦΕΚ-153/Α/29 "Περί επικινδύνων οικοδομών" όπως αυτό τροποποιήθηκε με το αρθ. 16 παρ. 6 του Ν.4164/13 ΦΕΚ 156/Α/9-7-2013). Στο παραπάνω Π.Δ. γίνεται αναφορά για τον τρόπο αναγνώρισης της φέρουσας ικανότητας μιας κατασκευής. Συγκεκριμένα στο άρθρο 1 παρ. 2 αναφέρεται:

- Π. Δ. 13/(Φ.Ε.Κ. 153/Α/22-4-29) Περί επικινδύνων οικοδομών.  
Άρθρο 1.

2. Οικοδομή και γενικά η κατασκευή θεωρείται επικίνδυνη από απόψεως στατικής και δομικής (κοινώς ετοιμόρροπη) όταν λόγω ανεπαρκούς ή κακής θεμελιώσης, κακής ποιότητας δόμησης, υποσκαφής ή διάβρωσης από ύδατα ή άλλα υγρά, ακατάλληλης διάταξης ή σύνδεσης ή ανεπαρκών διαστάσεων των στοιχείων αυτής δεν παρουσιάζει την απαιτούμενη για το φορτίο, που θα φέρει, ασφάλεια.

Στο Β.Δ. 19/26-2-1959 εισάγεται η έννοια της ενίσχυσης, τότε μπορεί να προκύψει η ανάγκη αυτή αλλά και ενίσχυση δια μέσου μανδύα.

– Β.Δ. 19/26-2-1959 Φ.Ε.Κ. 36/Α αντισεισμικός κανονισμός οικοδομικών έργων.  
Άρθρο 12.

1α) Επιτρέπεται η προσθήκη ορόφων σε υφιστάμενη κατασκευή ύστερα από αντισεισμικό έλεγχο και τις ενδεχόμενες ενισχύσεις.

5) Επιτρέπεται να εκτελείται ενίσχυση με μανδύα σε υποστυλώματα ή τοιχώματα αλλά και προσθήκη νέων αντισεισμικών τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε οποιαδήποτε θέση της κάτοψης.

Με το άρθρο 9 στο παράρτημα IV του Π.Δ. της 8-9-83 Φ.Ε.Κ. 394/Δ «περί του τρόπου έκδοσης οικοδομικών αδειών και ελέγχου των ανεγειρόμενων οικοδομών» (όπως τροποποιήθηκε και συμπληρώθηκε με το Π.Δ. της 22-2-1985 Φ.Ε.Κ. 46/Δ) υποδεικνύεται ο τρόπος με τον οποίο εξάγονται συμπεράσματα για την φέρουσα ικανότητα των κατασκευών. Η αξιολόγηση της ποιότητας του σκυροδέματος βασίζεται σε πυρονοληψίες, στα φέροντα στοιχεία, και τους ανάλογους ελέγχους αντοχής. Οι έλεγχοι για την ποιότητα και την ποσότητα των οπλισμών γίνεται με τομές αριθμού ανάλογου με τις πυρονοληψίες. Τα στοιχεία των δοκίμων αλλά και τα εξαγόμενα συμπεράσματα ύστερα από αυτοψία που αφορούν τη θέση, την διάσταση και την ποιότητα των φερόντων στοιχείων καταγράφονται στα σχέδια αποτύπωσης που συνοδεύουν την μελέτη.

Η σημασία της σπουδαιότητας του κτιρίου λαμβάνεται υπόψη στις μελέτες με την Απόφαση ΥΠΕΧΩΔΕ, ΕΔ2γ/01/24/ΦΝ275 (Φ.Ε.Κ. 587/Β/1-10-85) «Αντικατάσταση του άρθρου 12 του Β.Δ. 19/25-2-1959 περί Αντισεισμικού Κανονισμού οικοδομικών έργων». Με αυτή την απόφαση ο συντελεστής σεισμικότητας “ε” αυξάνεται ανάλογα με την σπουδαιότητα του κτιρίου. Προκύπτει λοιπόν από την παραπάνω απόφαση ότι όταν αλλάζει χρήση το κτίριο θα πρέπει να ελέγχεται αν μεταβαίνει σε άλλη σπουδαιότητας κατηγορία που σημαίνει αύξηση της σεισμικής επιβάρυνσης.

#### ΠΙΝΑΚΑΣ ΙΙΙ.

Σεισμικότητα	Σπουδαιότητα κτιρίου	
	Μεγάλη (Μ)	Συνήθης (Σ)
I και II	1,5	1,0
III	1,2	1,0

Πίνακας 1



Υπάρχουν όμως και περιπτώσεις κτιρίων που ενώ φιλοξενούν διαφορετικές μεταξύ τους χρήσεις εντούτοις είναι της ίδιας σπουδαιότητας όπως για παράδειγμα οι κατοικίες τα γραφεία, τα ξενοδοχεία, τα καταστήματα κ.τ.λ.. Στις περιπτώσεις αυτές παρά το ότι ένα κτίριο αλλάζει χρήση οι απαιτήσεις από άποψη αντισεισμικής συμπεριφοράς παραμένουν ίδιες. Με την Υ.Α. 48669/2886/16-6-89 (ΦΕΚ 437/Δ'/16-6-89) επιτρέπεται να μεταβάλλονται η σύμφωνα με την οικοδομική άδεια χρήση του κτιρίου ή μέρους αυτού καθώς και οι διαστάσεις των χώρων του που προορίζονται για κοινή χρήση, χωρίς να απαιτείται η έκδοση της σχετικής οικοδομικής άδειας από την αρμόδια πολεοδομική υπηρεσία. Δεν είναι δυνατό όμως να επιτραπεί αυτό (σ.σ. η αλλαγή χρήσης χωρίς την έκδοση της οικοδομικής αδείας) όταν για την αλλαγή της χρήσεως απαιτείται, εκπόνηση νέας μελέτης ή χορήγηση έγκρισης από αρμόδιους φορείς ή προβλέπεται εκτέλεση νέων εργασιών εκτός από τις εργασίες για τις οποίες δεν απαιτείται άδεια σύμφωνα με τις διατάξεις της παρ. 2 του άρθρου 52 του Ν. Δ. 17-7-23 ή της παρ. 1 του άρθρου 22 του Ν. 1577/85 ΓΟΚ ή συνεπάγεται μεταβολή των φορτίων και γενικά των δυνάμεων που επενεργούν στο κτίριο.

Γίνεται αντιληπτό ότι όταν με την αλλαγή χρήσης συμβαίνει, ταυτόχρονη αλλαγή της κατηγορίας σπουδαιότητας ώστε να επέρχονται αποτελέσματα ως προς το χειρότερο από άποψη σεισμικού συντελεστή, τότε επιβάλλεται η έκδοση οικοδομικής άδειας, άρα και ο αντισεισμικός επανέλεγχος του φέροντος οργανισμού. Διερευνώντας περισσότερο αυτό που η υπουργική απόφαση αναφέρει ως «.....μεταβολή των φορτίων και γενικά των δυνάμεων που επενεργούν στο κτίριο» παρατηρούμε, σχετικά, στο άρθρο 8 του Β.Δ. 10/12/1945 (όπως φαίνεται παραπάνω) πως, ανάλογα με την χρήση του χώρου λαμβάνονται κατά την μελέτη διαφορετικές τιμές κινητού φορτίου. Ο μελετητής λοιπόν, οφείλει να διερευνά όχι μόνο τις επιπτώσεις από την αλλαγή σπουδαιότητας που προκύπτει με την νέα χρήση ενός κτιρίου αλλά και τις αλλαγές που συμβαίνουν όσον αφορά τα φορτία που μπορεί να είναι είτε προς το ευνοϊκότερο είτε προς το δυσμενέστερο. Σ' αυτό το σημείο θα μπορούσαμε να αναφέρουμε για παράδειγμα ότι ενώ η αλλαγή χρήσης από κατάσταση σε νοσοκομείο επιφέρει (σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000) αύξηση στον συντελεστή σπουδαιότητας από 1 σε 1,30 τα κινητά φορτία μειώνονται ( αρθ. 8 του Β.Δ. 10/12/1945) από 500 kg/m<sup>2</sup> που υπολογίζονται τα καταστήματα σε 300 kg/m<sup>2</sup> για τα νοσοκομεία.

Με αφορμή την παρ. 1 του άρθρου 22 του Ν. 1577/85 ΓΟΚ, που αναφέραμε στην προηγούμενη απόφαση (Υ.Α. 48669/2886/16-6-89), το Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. με την παράγραφο γ. της εγκύκλιου 8 αριθμ. πρωτ. οίκοθεν 12300/3/94 αποφαινεται για τους κανονισμούς που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στον έλεγχο υφισταμένων κατασκευών αλλά και των ενισχύσεων. Στην εγκύκλιο αυτή προτείνεται η εφαρμογή παλαιών κανονισμών (σκυροδέματος και αντισεισμικού) για τον στατικό και αντισεισμικό έλεγχο του υπάρχοντος, και χρήση νέων κανονισμών κατά την μελέτη για την άρση της επικινδύνότητας της κατασκευής. Για όσα θέματα δεν καλύπτονται από το εθνικό κανονιστικό πλαίσιο που αναφέρθηκε παραπάνω το Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. με την εγκύκλιο υπ' αρ. πρ. ΔΠβ/91 την 20- 12-95 συνιστά την παράλληλη χρήση των Ευρωκωδικών (EC-1, EC-2, EC-3, EC-4, EC-5, EC-6, EC-7, EC-8, EC-9).

Παρά τις παραπάνω εγκυκλίους παρέμενε ασαφής ουσιαστικά ο τρόπος με τον οποίο θα αντιμετωπίζεται, από τον μελετητή μηχανικό, ο έλεγχος και η ενίσχυση των υφισταμένων κτιρίων.

Το κανονιστικό πλαίσιο για τον έλεγχο των υπαρχόντων δομών συγκεκριμενοποιήθηκε με νεότερη εγκύκλιο του Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε (εγκύκλιος 3 αρ. πρ. οίκοθεν 10530/1/96). Η συγκεκριμένη εγκύκλιος παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον γιατί κατηγοριοποιεί – ταξινομεί τις υφιστάμενες δομές, που πρόκειται να αλλάξουν χρήση, ανάλογα με τον με ποιο αντισεισμικό κανονισμό είχαν μελετηθεί αρχικά. Με την συγκεκριμένη εγκύκλιο για τα υφιστάμενα κτίρια και τα δομικά έργα που τα εξυπηρετούν, όταν απαιτείται να γίνει έλεγχος της στατικής τους επάρκειας λόγω αλλαγής χρήσης ή μεταρρύθμισης και έχουν κατασκευασθεί πριν από την 1-7-1995 τότε, ο έλεγχος του υφιστάμενου κτιρίου γίνεται σύμφωνα με :

- Τον «Αντισεισμικό Κανονισμό» που είχε εγκριθεί με το Β.Δ. 19/26-2-1959 (ΦΕΚ 36/Α) όπως έχει τροποποιηθεί με την απόφαση ΥΠΕΧΩΔΕ με αρ. πρ. ΕΔ2α/01/44/ΦΝ275/4-4-84 (ΦΕΚ 239/Β), σε συνδυασμό με την απόφαση ΥΠΕΧΩΔΕ με αρ. πρ. ΕΔ2Γ/01/94/ΦΝ275/30-9-1985 (ΦΕΚ 587/Β) «Αντικατάσταση του άρθρου 12 του Β.Δ. 19/26-2-1959» και
- Τους «Κανονισμούς Οπλισμένου Σκυροδέματος» του Β.Δ. 18/26-2-1954 (ΦΕΚ 160/Α) σε συνδυασμό με το (γ) σχετικό κανονισμό (Απόφαση ΥΠΕΧΩΔΕ με αρ. πρ. ΕΔ2α/01/22/8-3-1985 (ΦΕΚ 266/Β) «Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος»), ή αν ο φέρων οργανισμός του κτιρίου δεν είναι από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, με κάποιο κανονισμό στηριζόμενο στην θεωρία των επιτρεπομένων τάσεων και κατά προτίμηση Γερμανικό Κανονισμό.

Ο φορέας μπορεί να ελεγχθεί είτε με τους Β.Δ. 19/ 26-2-59 (ΦΕΚ 36/Α), Β.Δ. 18/ 26-2-54 (ΦΕΚ 160/Α), είτε με τους παρακάτω i,ii,iii,iv. Επιπλέον των παραπάνω οι τυχόν νέες κατασκευές που γίνονται για την ενίσχυση του υφιστάμενου κτιρίου, μελετώνται και κατασκευάζονται με τους:

- i. Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΦΕΚ 613/Β – 1992).
- ii. Κανονισμός για την μελέτη και κατασκευή έργων από σκυρόδεμα (ΦΕΚ 1068/Β – 1991).
- iii. Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος (ΦΕΚ 266/Β – 1985)
- iv. Ευρωκώδικες.

Όπως αυτοί ισχύουν κατά την ημερομηνία έκδοσης της σχετικής οικοδομικής άδειας για την επέμβαση κ.λπ.

Η προαναφερόμενη εγκύκλιος (3 αρ. πρ. οίκοθεν 10530/1/96) είναι η πλέον σημαντική για τους παρακάτω λόγους:

- Ξεκαθαρίζεται μ' αυτήν οι κανονισμοί που εφαρμόζονται για τον έλεγχο του υπάρχοντος.
- Επιτρέπεται ο φέρων οργανισμός να εξετάζεται με την μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων ή την μέθοδο της συνολικής αντοχής.
- Ξεκαθαρίζεται ότι οι ενισχύσεις μελετώνται με τον κανονισμό που κάθε φορά κατά τον χρόνο της μελέτης.

Για τα ζητήματα που αφορούν την ενίσχυση τοιχοποιίας εκδίδεται η εγκύκλιος 29 αρ. πρ. 54466/167γ/97 ΥΠΕΧΩΔΕ με την οποία υποδεικνύεται να εφαρμόζονται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 6. Μετά τον σεισμό του 1999 που έπληξε την περιοχή της Αθήνας έχουμε μια σειρά από αποφάσεις – εγκυκλίους και κατευθυντήριες οδηγίες που έχουν ως σκοπό την ενημέρωση του τεχνικού κόσμου σχετικά με την ενίσχυση των υφισταμένων κτιρίων. Με την Υ.Α. 86845/302γ/16-10-1999 (ΦΕΚ 2036/Β/18-11-99) «Ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων» καθορίζεται ότι επιτρέπεται η ενίσχυση υφισταμένης κατασκευής με οποιαδήποτε τεχνικά

πρόσφορη επέμβαση στα υπάρχοντα φέροντα στοιχεία ή και με την προσθήκη νέων στοιχείων ενίσχυσης (τοιχώματα, υποστρώματα, δοκοί και πλάκες κ.λ.π.) χωρίς όμως αυτές να εξέχουν 0,25cm από τις υποχρεωτικές γραμμές δόμησης. Στην εγκύκλιο 14 αρ. πρ. 81627/146γ/8-3-2000 ΥΠΕΧΩΔΕ δίδονται οδηγίες για την ενίσχυση κτιρίων με pilotis και ταυτόχρονα υπενθυμίζεται ότι οι ενισχύσεις σε υφιστάμενα κτίρια πρέπει να μελετώνται και να κατασκευάζονται σύμφωνα με τους δομικούς κανονισμούς που ισχύουν σήμερα (σ.σ. το έτος 2000) δηλαδή τον σχετικό αντισεισμικό κανονισμό που ισχύει παράλληλα με το Ν.Ε.Κ.Ο.Σ. και τους Ευρωκώδικες κλπ. Για νομίμως υφιστάμενα κτίρια, τα οποία έχουν κατασκευασθεί με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959, είναι δυνατόν η ενίσχυση αυτών να γίνει με τις διατάξεις αυτού όπως τροποποιήθηκε (σ.σ. το έτος 1984).

Ιδιαίτερης σημασίας είναι το έγγραφο 506/AZ53ζ/22-1-2001 ΥΠΕΧΩΔΕ με το οποίο γίνεται δημοσίευση της Υπουργικής Απόφασης 330/AZ5β/16-1-2001. Η συγκεκριμένη απόφαση ενώ κατ' ουσία αφορούσε την αντιμετώπιση των βλαβέντων στοιχείων από τον σεισμό της Αθήνας του 1999, εντούτοις πολλές μελέτες που εκπονήθηκαν είτε για προσθήκες είτε για αλλαγή χρήσεως στηρίχθηκαν στις υποδείξεις της. Στα κατά τόπους πολεοδομικά γραφεία γίνονταν δεκτές οι αρχές επεμβάσεων και οι παραδοχές που υποδεικνύονται από στην συγκεκριμένη απόφαση σε ενισχύσεις κτιρίων που ήταν αναγκαίες λόγω αλλαγής χρήσης ή μεταρρύθμισης. Τμήματα της απόφασης τα οποία και χρησιμοποιούνταν στις αλλαγές χρήσης αναφέρονται παρακάτω.

- Άρθρο 2ο (Σύνταξη μελετών αποκατάστασης και διαδικασία έκδοσης οικοδομικών αδειών επεμβάσεων.)

Βασικές αρχικές για τις επεμβάσεις:

- i) Αντιμετώπιση του κτιρίου σαν σύνολο και όχι σαν επί μέρους τμήματα.
- ii) Αποφυγή δυσμενών αλλοιώσεων του δομικού συστήματος και των δυναμικών χαρακτηριστικών του.
- iii) Αποφυγή απότομων μεταβολών αντοχής / ακαμψίας ή μάζας (στην κάτοψη ή στο ύψος) ειδικά μεταξύ pilotis και πρώτου ορόφου.
- iv) Προσπάθεια ταυτόχρονης "θεραπείας" και των ενδογενών αιτιών βλάβης.
- v) Προσπάθεια εφαρμογής κατά το δυνατόν "ελαφρών" επεμβάσεων.
- vi) Προσπάθεια βελτίωσης της συμπεριφοράς όχι μόνο του Φέροντα Οργανισμού αλλά και των υπολοίπων στοιχείων.
- vii) Τήρηση των συστάσεων και πρακτικών κανόνων για τους γενικούς και ειδικούς ελέγχους κατά τον ανασχεδιασμό.
- viii) Εφαρμογή υλικών / τεχνικών που εύκολα εφαρμόζονται και εύκολα ελέγχονται ποιοτικά.
- ix) Θεμελίωση. Για τον καθορισμό της κατηγορίας του εδάφους κατά το σχεδιασμό, απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή και προσεκτική αντιμετώπιση προβλημάτων υπεδάφους ή και θεμελίων (όπως καθιζήσεις, ολισθήσεις, βλάβες συνδετήριων δοκών, ανησυχητική μορφολογία ρηγματώσεων ανωδομής, κλπ.) που θεωρούνται σοβαρά επικίνδυνα για την ασφάλεια του συνόλου της κατασκευής.
- x) Συνιστάται στα προς επισκευή/ενίσχυση κτίρια ή άρση της τρωτότητας που προκαλείται από κοντά υποστρώματα, μέσω απλών κατασκευαστικών επεμβάσεων, χωρίς αλλοίωση του φέροντος οργανισμού.

- xi) Στην περίπτωση που το κτίριο έχει μελετηθεί και κατασκευαστεί με κανονισμούς προγενέστερους του ισχύοντος κανονισμού, τα τυχόν ενισχυόμενα δομικά στοιχεία καθώς και τα πρόσθετα για την επισκευή / ενίσχυση θα διαστασιολογούνται με τους σύγχρονους κανονισμούς υλικών (NEKOΣ, κ.λπ.).

Για την αποκατάσταση βλαβών σε κτίρια που απαιτείται ο επανυπολογισμός και ανασχεδιασμός του φέροντα οργανισμού τότε οι υπολογισμοί γίνονται με τις διατάξεις του Αντισεισμικού Κανονισμού που ίσχυε κατά το χρόνο έκδοσης της οικοδομικής άδειας και με τις παραδοχές της αρχικής μελέτης. Η μελέτη επισκευής / ενίσχυσης του φορέα περιλαμβάνει τις επεμβάσεις σε βλαβέντα στοιχεία του κτιρίου, τις απόλυτα αναγκαίες ενισχύσεις σε μη βλαβέντα στοιχεία του φέροντα οργανισμού και τα απολύτως αναγκαία νέα δομικά στοιχεία που απαιτούνται από την εντατική κατάσταση που δημιουργείται μετά την επισκευή / ενίσχυση των βλαβέντων στοιχείων εφόσον τούτο ήθελε προκύψει από τους υπολογισμούς, σύμφωνα με τη παρακάτω ακολουθία:

- Επιλύεται ο φορέας στο χώρο (πραγματική κατάσταση ξυλοτύπου πριν τις βλάβες). Ο έλεγχος επάρκειας που θα βασισθεί σε αυτήν την επίλυση θα χρησιμοποιηθεί για την εξαγωγή συμπερασμάτων για τη συμπεριφορά της κατασκευής, τα οποία θα καταγράφονται στην τεχνική έκθεση.
- Επιλέγονται οι αναγκαίες επεμβάσεις στα βλαβέντα στοιχεία και επιλύεται ο νέος φορέας. Ακολουθεί έλεγχος επάρκειας σε κάμψη και διάτμηση των διατομών. Στη συνέχεια, σύμφωνα με τις ανεπάρκειες που διαπιστώθηκαν, επιλέγονται οι απαιτούμενες επεμβάσεις σε μη βλαβέντα στοιχεία ή η προσθήκη νέων στοιχείων, στην περίπτωση που εμφανίζονται εκτεταμένες ανεπάρκειες.
- Επιλύεται ο τελικός φορέας και ακολουθεί έλεγχος επάρκειας των μη επισκευαζομένων/ενισχυομένων στοιχείων και η διαστασιολόγηση των επισκευαζομένων / ενισχυομένων και των νέων στοιχείων του φορέα.

Οριστικοποιούνται οι ενισχύσεις ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις αντοχής όλων των ενισχυθέντων και μη στοιχείων, καθώς και των νέων. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στη σύνδεση νέων στοιχείων με το Φέροντα Οργανισμό και τη δυνατότητα ανάληψης φορτίων.

Ειδικά, για τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα:

- Ο έλεγχος επάρκειας των μη επισκευαζομένων/ενισχυομένων διατομών γίνεται με τη μέθοδο των μερικών συντελεστών ασφαλείας για την οριακή κατάσταση αστοχίας (κεφ. 10, 11, 12 του NEKOΣ) χωρίς να λαμβάνονται υπόψη οι ελάχιστες απαιτήσεις διαστάσεων ή οπλισμών, που προβλέπονται από το NEKOΣ. Η διαστασιολόγηση των επισκευαζομένων/ενισχυομένων και των νέων στοιχείων, γίνεται με τον ισχύοντα σήμερα κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος (NEKOΣ), σε συνδυασμό με τις σχετικές οδηγίες επισκευών.
- Στην περίπτωση που το κτίριο έχει μελετηθεί και κατασκευασθεί με κανονισμούς προγενέστερους του ισχύοντος κανονισμού, για τις επιλύσεις της παραγράφου i λαμβάνονται υπόψη οι εξής συνδυασμοί δράσεων:
- Δράση σεισμού  $E=1.75 \varepsilon (G+\Psi_2Q)$
- το οποίο κατανέμεται ορθογωνικά, εφόσον το κτίριο είχε μελετηθεί με τον αντισεισμικό του 1959 (ή νωρίτερα) ή τριγωνικά, εφόσον είχε μελετηθεί μετά την ισχύ των πρόσθετων διατάξεων του 1984. Ο σεισμικός συντελεστής  $\varepsilon$  είναι αυτός της αρχικής μελέτης και η

προσαύξηση κατά 75% γίνεται για να καλυφθεί η διαφορά μεθόδων επιτρεπομένων τάσεων και μερικών συντελεστών ασφαλείας.

Για ειδικά κτιριακά έργα ισχύουν οι συνδυασμοί δράσεων (με τους ανάλογους συντελεστές συμμετοχής των φορτίων), όπως αυτοί περιγράφονται στο ΝΕΚΟΣ. Πιθανές προσαυξήσεις των σεισμικών δυνάμεων, καθ' ύψος των κτιρίων (π.χ. pilotis) θα γίνονται σύμφωνα με τις πρόσθετες διατάξεις του 1984, εφόσον το κτίριο μελετήθηκε αρχικά με αυτές. Ο έλεγχος επάρκειας των υποστυλωμάτων γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΝΕΚΟΣ και ο έλεγχος επάρκειας των δοκών επιτρέπεται να παραλείπεται, εκτός από τις περιπτώσεις δοκών που θα κριθούν ως ιδιαίτερα κρίσιμες. Για τον έλεγχο των διαστάσεων των θεμελίων λαμβάνεται:

$\sigma_{εδ}=2*\sigma_{επ}$  για σεισμικό συνδυασμό δράσεων, δηλαδή  $G+\psi_2Q\pm 1.75\varepsilon$  ( $G+\psi_2Q$ ),

$\sigma_{εδ}=1.4*\sigma_{επ}$  για μη σεισμικό συνδυασμό δράσεων, δηλαδή  $1.35G+1.5Q$

Είναι αποδεκτό να προστίθενται συνδετήριες δοκοί όταν:

- κατασκευάζονται νέα στοιχεία (κυρίως τοιχώματα) για τη σύνδεσή τους με τα εκατέρωθεν υπάρχοντα,
- στις περιπτώσεις που οι παραδοχές της αρχικής μελέτης κατέτασσαν το έδαφος στην κατηγορία Β,
- το έδαφος παρουσιάζει σημαντική κλίση,
- υπάρχουν έκκεντρα πέδιλα που συμμετέχουν σημαντικά στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων, ώστε να συνδεθούν με τα εκατέρωθεν πέδιλα.

Το 2001 έχουμε ένα ακόμα έγγραφο (48810/239γ/25-6-2001 ΥΠΕΧΩΔΕ) που προκύπτει από ερωτήματα που δημιουργήθηκαν ύστερα από την εφαρμογή του Ε.Α.Κ.. Στο έγγραφο αυτό διευκρινίζεται ότι, για τα κτίρια που αλλάζουν χρήση ισχύουν οι Υπουργικές Αποφάσεις :

- α) Υ.Α. 48669/2886/16-6-89 (ΦΕΚ 437/Δ/89) «Αλλαγή χρήσης κτιρίου ή μέρους αυτού ή διαστάσεων των χώρων κοινής χρήσης χωρίς την έκδοση οικονομικής άδειας»,
- β) Απόφαση ΥΕΧΩΔΕ, Δ17α/08/32/ΦΝ275/30-9-92 (ΦΕΚ 613/Β/12-10-92) «Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός»,
- γ) Υ.Α. Δ17α/141/3/ΦΝ275/15-12-1999 (ΦΕΚ 2184/Β/20-12-99) «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000»,

σε συνδυασμό με την σχετική εγκύκλιο 3 ΥΠΕΧΩΔΕ, 10530/18/1/1996 «Έλεγχος υφιστάμενων κτιρίων και δομικών έργων που εξυπηρετούν τα κτίρια».

Ο τρόπος αντιμετώπισης υφισταμένων κτιρίων όταν σ' αυτά γίνονται αλλαγές χρήσης ή προσθήκες αποσαφηνίστηκε με τον νέο κανονισμό που δημοσιεύθηκε στο Φ.Ε.Κ. 42/ 20-1-2012 « Έγκριση κανονισμού επεμβάσεων (ΚΑΝ. ΕΠΕ.) σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα». Όπως αυτός αναθεωρήθηκε με το Φ.Ε.Κ. 2187/ 5-9-2013 «Έγκριση του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα (1η Αναθεώρηση)». Η τελευταία αλλαγή που προέκυψε στον ΚΑΝ. ΕΠΕ. εμφανίζεται στο Φ.Ε.Κ. 350/ 17-2-2016 Τροποποίηση κανονισμών που αφορούν σε ειδικές περιπτώσεις επεμβάσεων σε υπάρχοντα κτίρια. Ο νέος αυτός κανονισμός έχει καλύψει σε μεγάλο βαθμό την ανάγκη του τεχνικού κόσμου για την ύπαρξη μιας συγκεκριμένης λογικής σχεδιασμού και υπολογισμού που αφορούν τον τομέα των δομικών επεμβάσεων. Παρ όλα αυτά η έρευνα στον τομέα αυτό δεν έχει ολοκληρωθεί και τα αποτελέσματα της αναπόφευκτα θα οδηγήσουν σε νέες εξελίξεις.

#### **4.1. Το κανονιστικό πλαίσιο ελέγχου του υπό εξέταση κτιρίου.**

Η μελέτη για την αλλαγή χρήσης του κτιρίου έλαβε χώρα κατά το έτος 2008. Την περίοδο εκείνη δεν είχε νομοθετηθεί ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. οπότε αναπόφευκτα ο έλεγχος της λύσης που ήδη εφαρμόζεται στηρίχθηκε στην νομοθεσία που έχουμε αναφέρει. Τα βασικά νομοθετήματα από τα οποία κατευθύνονται οι ενέργειες του μηχανικού κατά την εξέταση του φορέα είναι:

- Εγκύκλιος 3 αρ. πρ. οίκοθεν 10530/1/96 Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε.
- Το έγγραφο 506/AZ53ζ/22-1-2001 Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ..
- Το έγγραφο 48810/239γ/25-6-2001 Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ..

Βάση των παραπάνω έγινε ένας έλεγχος με τον ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ: ΦΕΚ 2184B/1999, ΦΕΚ 781B/18-6-2003, ΦΕΚ 1153,1154/12-8-2003 και τον ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΦΕΚ 1329B/6-11-2000, ΦΕΚ 447/5-3-2004 όπου εντοπιστήκαν οι αδυναμίες και οι ανεπάρκειες των φερόντων στοιχείων. Επιλέχθηκαν οι ενισχύσεις που ήταν απαραίτητες, έγινε η εισαγωγή των νέων στοιχείων και οι απαραίτητες επεμβάσεις για την διαμόρφωση του νέου φορέα σύμφωνα με τις ανάγκες του αρχιτεκτονικού σχεδιασμού. Τελικά έγινε έλεγχος - διαστασιολόγηση των ενισχύσεων και των νέων στοιχείων του φορέα με τους Ε.Α.Κ. και Ε.Κ.Ω.Σ.. Οι στατικοί υπολογισμοί και διαστασιολόγηση του φορέα θα γίνουν με το στατικό πρόγραμμα statics της Multisoft.

Προκειμένου να γίνει έλεγχος της λύσης που ήδη εφαρμόζεται θα ακολουθήσουμε μια ανάλογη πορεία . Αρχικά γίνεται μια επίλυση του φορέα με τους κανονισμούς του Β.Δ. 19/ 26-2-59 (ΦΕΚ 36/A), του Β.Δ. 18/ 26-2-54 (ΦΕΚ 160/A) που ίσχυαν κατά τον χρόνο έκδοσης της οικοδομικής άδειας. Στην φάση αυτή θα γίνει ο έλεγχος, με την μέθοδο των επιτρεπομένων τάσεων, των προεντεταμένων δοκών με τις μέγιστες ροπές που προκύπτουν από την στατική επίλυση του φορέα. Από την επίλυση αυτή καταγράφονται οι οποίες πιθανές ανεπάρκειες που συνεκτιμώνται στην επόμενη φάση. Στην συνέχεια γίνεται μια επίλυση με τους κανονισμούς ΕΑΚ και ΕΚΩΣ όπου εντοπίζονται τα στοιχεία του φορέα που κρίνονται ανεπαρκή. Επιλέγονται οι επεμβάσεις που απαιτούνται για τον ανασχεδιασμό του δομήματος και οι κατάλληλες ενισχύσεις. Τελικά γίνεται επανέλεγχος του φέροντος οργανισμού και διαστασιολόγηση των ενισχύσεων. Η παραπάνω διαδικασία αναπτύσσεται με λεπτομέρεια στα επόμενα κεφάλαια.

#### **5. Έλεγχος του φ.ο. του κτιρίου με τις διατάξεις του αντισεισμικού κανονισμού που ίσχυε κατά το χρόνο έκδοσης της οικοδομικής άδειας με τις παραδοχές της αρχικής μελέτης.**

Αρχικά γίνεται μια επίλυση του φορέα με τον αντισεισμικό κανονισμό που ίσχυε κατά τον χρόνο έκδοσης της αρχικής οικοδομικής άδειας. Για αυτόν τον έλεγχο λήφθηκε υπόψη η αρχική χρήση, δηλαδή η χρήση του ως βιομηχανικού κτιρίου ενώ ο φορέας για τον οποίο έγινε έλεγχος είναι ο αρχικός, συμπεριλαμβάνονται όμως οι αλλαγές που έγιναν προκειμένου να ικανοποιηθεί η νέα χρήση του. Οι αλλαγές αυτές είναι νέα φέροντα στοιχεία (π.χ. τοιχία κλιμακοστασίου ), επεμβάσεις σε υπάρχοντα (π.χ. αποτιμήσεις δοκών) αλλά και τα πρόσθετα φορτία (π.χ. φορτία μεταλλικής κατασκευής αμφιθεάτρων). Τα νέα φέροντα στοιχεία (υποστυλώματα, δοκάρια) δεν

ελέγχονται όσον αφορά την αντοχή τους έναντι των εντατικών μεγεθών αλλά λαμβάνονται υπόψη στην συνολική συμπεριφορά του κτιρίου (π.χ. κατανομή - ανάληψη φορτίων). Τα υπάρχοντα φέροντα στοιχεία που έχουν υποστεί επεμβάσεις στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους, ελέγχονται με τις νέες τους διατομές. Τα μονιμά φορτία των αμφιθέατρων ( ίδιο βάρος, επικαλύψεις ) υπολογίζονται στο παράρτημα Ι . Τα φορτία αυτά και τα κινητά φορτία των αμφιθέατρων επιμερίζονται κατά αντιστοιχία στην νέα πλάκα της οροφής του υπογείου. Τα παραπάνω γίνονται προκειμένου σε κάθε φάση ελέγχου να υπάρχει η πραγματική εικόνα για την συμπεριφορά του φέροντος οργανισμού.

Οι κατηγορίες των υλικών του φορέα είναι για το σκυρόδεμα Β 300, για τον χάλυβα St III όσον αφορά δοκούς - πλάκες ενώ για τα υποστυλώματα Β 160 και St I. Ο σεισμικός συντελεστής λαμβάνεται  $\varepsilon = 0.04$ , τα φορτία μόνιμα ή κινητά είναι αυτά που προβλέπονται από τον Κανονισμό Φορτίσεων Δομικών Έργων Β.Δ. 10/12/1945 Φ.Ε.Κ. 325/α. Το όριο ελέγχου Άλφα για κτίρια με περισσότερους από 3 ορόφους είναι 0.6. Στην περίπτωση ελέγχου υπάρχοντος κτιρίου που είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα οι επιτρεπόμενες τάσεις του σκυροδέματος και του χάλυβα προσαυζάνονται κατά 50% και 20% αντίστοιχα όπως προβλέπεται από τον κανονισμό (ΕΔ2γ/01/94/Φ.Ν.275 Φ.Ε.Κ.587/1-10-85). Ο Φέρων Οργανισμός του έργου είναι από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και ο Οργανισμός Πλήρωσης από Οπτοπλινθοδομές. Το κτίριο συντίθεται από πλάκες και δοκούς απλούς ή προεκτεταμένους επί υποστυλωμάτων και τοιχιών. Οι Πλάκες επιλύονται κατά Czerny. Στη στήριξη προβόλου γίνεται διαστασιολόγηση με τη μέγιστη αρνητική ροπή. Η κατανομή του φορτίου στις Δοκούς γίνεται κατά DIN 1045. Η διαστασιολόγηση γίνεται με τη μέθοδο των επιτρεπομένων τάσεων. Γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι σε κάμψη, διάτμηση, στρέψη, θλίψη και λυγισμό. Η κατανομή του σεισμού είναι ορθογωνική και γίνεται σε όλους τους κόμβους του φορέα σύμφωνα με τον τύπο:

$$H_{xi} = \varepsilon * W_i$$

$$H_{yi} = \varepsilon * W_i$$

όπου  $\varepsilon$  ο σεισμικός συντελεστής και  $W_i$  το βάρος που κατανέμεται στον κόμβο  $i$ . Το βάρος υπολογίζεται από τα μόνιμα και κινητά φορτία με βάση τον τύπο  $W_i = W_{i\_μόνιμα} + W_{i\_κινητά}$ . έλεγχοι επάρκειας των στοιχείων της κατασκευής γίνονται για τους εξής συνδυασμούς φορτίσεων:

1. Μόνιμα + Κινητά
2. Μόνιμα + Κινητά + Σεισμός X
3. Μόνιμα + Κινητά - Σεισμός X
4. Μόνιμα + Κινητά + Σεισμός Y
5. Μόνιμα + Κινητά - Σεισμός Y

Εφαρμοζόμενοι κανονισμοί

- Κανονισμός Φορτίσεως Δομικών Έργων (Β.Δ.10/12/45).
- Κανονισμός δια την μελέτη και εκτέλεση Οικοδομικών Έργων απο Οπλισμένο Σκυρόδεμα (Β.Δ.18/2/54).
- Αντισεισμικός κανονισμός οικοδομικών έργων 19/26-2-1959 Φ.Ε.Κ. 36

## 5.1. Έλεγχος επάρκειας δοκών.

Σε κάθε στάθμη ελέγχονται με το πρόγραμμα μόνο οι απλοί δοκοί (επειδή δεν παρέχεται από τη παρούσα έκδοση του λογισμικού η δυνατότητα του ελέγχου της “ προέντασης”). Για τους προεντεταμένους δοκούς ο έλεγχος επάρκειας θα πραγματοποιηθεί με την βοήθεια λογιστικών φύλλων excel. Στις στάθμες 1 (θεμελίωση), 2 (οροφής υπογείου), 3 (στάθμη παταριού), 7 (οροφής δώματος) όλα τα δοκάρια είναι νέα στοιχεία οπότε και δεν υπόκεινται σε έλεγχο επάρκειας. Γίνεται έλεγχος επάρκειας στις στάθμες 4 (οροφή ισογείου), 5 (οροφή Α' ορόφου), 6 (οροφή Β' ορόφου). Επικάλυψη οπλισμών: πάνω  $d1 = 0.030m$ , κάτω  $d2 = 0.030m$ . Μονάδες: P,Q σε KN, M,T σε KNm,  $q_m, q_k$  σε KN/m,  $F_e, F_e''$  σε  $cm^2$ .

- **έλεγχος δοκών στάθμης 4 (οροφή ισογείου  $z=6.25m$ )**

Παρουσιάζεται ενδεικτικά μόνο μια δοκός που έχει επάρκεια αντοχής και αναλυτικά όλοι οι ανεπαρκής δοκοί της στάθμης.

**$\Delta 2$  20/90  $l=9.70m$   $q_m=10.46$   $q_k=7.68$   $b=1.84m$   $d_{\pi\lambda}=0.15m$**

$$M=8.53 \quad F_e=1.00 \quad F_e''=0.25 \quad \sigma_b= 2.9kg/cm^2 \quad \sigma_e=994.3kg/cm^2 \quad \sigma_e''= 8.2kg/cm^2$$

Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57cm^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 0.25cm^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71cm^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 1.00cm^2 \text{ OK}$$

Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } F_{e\_υπαρχ.} = 1x \Phi 8/25 + 6.28cm^2 * 0.7070 = 6.45cm^2/m \quad F_{e\_διατμ\_απαιτ.} = 2.20cm^2/m$$

OK

$$\text{Ακρο2: } F_{e\_υπαρχ.} = 1x \Phi 8/25 + 9.05cm^2 * 0.7070 = 8.41cm^2/m \quad F_{e\_διατμ\_απαιτ.} = 1.91cm^2/m$$

OK

**$\Delta 57,58,59$  20/90  $l=9.67m$   $q_m=7.57$   $q_k=4.27$   $b=2.49m$   $d_{\pi\lambda}=0.14m$**

$$M=35.64 \quad F_e=1.46 \quad F_e''=0.37 \quad \sigma_b= 8.7kg/cm^2 \quad \sigma_e=2845.5kg/cm^2 \quad \sigma_e''= 28.1kg/cm^2$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57cm^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 0.37cm^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19cm^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 1.46cm^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } F_{e\_υπαρχ.} = 1x \Phi 8/25 + 6.28cm^2 * 0.7070 = 6.45cm^2/m \quad F_{e\_διατμ\_απαιτ.} = 8.17cm^2/m$$

**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

$$\text{Ακρο2: } F_{e\_υπαρχ.} = 1x \Phi 8/25 + 9.05cm^2 * 0.7070 = 8.41cm^2/m \quad F_{e\_διατμ\_απαιτ.} = 1.95cm^2/m$$

OK

**$\Delta 64,65$  20/90  $l=7.97m$   $q_m=7.78$   $q_k=4.16$   $b=1.59m$   $d_{\pi\lambda}=0.14m$**

$$M=37.46 \quad F_e=1.54 \quad F_e''=0.39 \quad \sigma_b= 11.3kg/cm^2 \quad \sigma_e=2845.8kg/cm^2 \quad \sigma_e''= 65.2kg/cm^2$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57cm^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 0.39cm^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19cm^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 1.54cm^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:



$$\text{Ακρο1: Fe\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 = 2.01 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Fe\_διατμ\_απαιτ.} = 2.44 \text{cm}^2/\text{m}$$

**ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ**

$$\text{Ακρο2: Fe\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Fe\_διατμ\_απαιτ.} = 1.97 \text{cm}^2/\text{m}$$

OK

**Δ107,108 20/90 l=8.30m qm=7.66 qk=4.37 b=2.25m dπλ=0.14m**

$$M=89.99 \text{ Fe}=3.89 \text{ Fe}''=0.97 \text{ σb}= 14.5 \text{kg/cm}^2 \text{ σε}=2728.9 \text{kg/cm}^2 \text{ σε}''=116.0 \text{kg/cm}^2$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω As\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 \geq \text{As\_απαιτ.} = 0.97 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω As\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{cm}^2 \geq \text{As\_απαιτ.} = 3.89 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: Fe\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 * 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Fe\_διατμ\_απαιτ.} = 9.65 \text{cm}^2/\text{m}$$

**ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ**

$$\text{Ακρο2: Fe\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Fe\_διατμ\_απαιτ.} = 3.09 \text{cm}^2/\text{m}$$

OK

**Δ98 25/70 l=3.05m qm=6.59 qk=3.38 b=1.35m dπλ=0.14m**

$$M=16.26 \text{ Fe}=1.00 \text{ Fe}''=0.25 \text{ σb}= 9.8 \text{kg/cm}^2 \text{ σε}=2472.3 \text{kg/cm}^2 \text{ σε}''= 29.2 \text{kg/cm}^2$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω As\_υπαρχ.} = 2\Phi 14 = 3.08 \text{cm}^2 \geq \text{As\_απαιτ.} = 0.25 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω As\_υπαρχ.} = 4\Phi 14 = 6.16 \text{cm}^2 \geq \text{As\_απαιτ.} = 1.00 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: Fe\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 = 2.01 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Fe\_διατμ\_απαιτ.} = 3.49 \text{cm}^2/\text{m} \text{ **ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ**}$$

$$\text{Ακρο2: Fe\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 = 2.01 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Fe\_διατμ\_απαιτ.} = 5.41 \text{cm}^2/\text{m} \text{ **ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ**}$$

- έλεγχος δοκών στάθμης 5 (οροφή Α' ορόφου z=10.45m)

Παρουσιάζεται ενδεικτικά μόνο μια δοκός που έχει επάρκεια αντοχής και αναλυτικά όλοι οι ανεπαρκείς δοκοί της στάθμης.

**Δ134 20/90 l=9.70m qm=10.43 qk=7.64 b=1.69m dπλ=0.14m**

$$M=8.50 \text{ Fe}=1.00 \text{ Fe}''=0.25 \text{ σb}= 3.0 \text{kg/cm}^2 \text{ σε}=990.8 \text{kg/cm}^2 \text{ σε}''= 10.0 \text{kg/cm}^2$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω As\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 \geq \text{As\_απαιτ.} = 0.25 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω As\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{cm}^2 \geq \text{As\_απαιτ.} = 1.00 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: Fe\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 4.02 \text{cm}^2 * 0.7070 = 4.85 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Fe\_διατμ\_απαιτ.} = 2.28 \text{cm}^2/\text{m}$$

OK

$$\text{Ακρο2: Fe\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 * 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Fe\_διατμ\_απαιτ.} = 1.97 \text{cm}^2/\text{m}$$

OK

**Δ77,78,79 20/90 l=9.67m qm=7.41 qk=4.26 b=1.86m dπλ=0.14m**

$$M=33.92 \text{ Fe}=1.39 \text{ Fe}''=0.35 \text{ } \sigma_b= 9.9\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e=2853.4\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e''= 44.7\text{kg/cm}^2$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 0.35\text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 1.39\text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Fe\_υπαρχ. = 1x \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 * 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m} \quad Fe\_διατμ\_απαιτ. = 9.42\text{cm}^2/\text{m}$$

**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

$$\text{Ακρο2: } Fe\_υπαρχ. = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 * 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m} \quad Fe\_διατμ\_απαιτ. = 1.91\text{cm}^2/\text{m}$$

OK

### **Δ80,81 20/90 l=7.51m qm=7.33 qk=3.80 b=1.44m dπλ=0.14m**

$$M=33.94 \text{ Fe}=1.39 \text{ Fe}''=0.35 \text{ } \sigma_b= 11.3\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e=2850.4\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e''= 64.8\text{kg/cm}^2$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 0.35\text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 1.39\text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Fe\_υπαρχ. = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 * 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m} \quad Fe\_διατμ\_απαιτ. = 8.63\text{cm}^2/\text{m}$$

**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

$$\text{Ακρο2: } Fe\_υπαρχ. = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 * 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m} \quad Fe\_διατμ\_απαιτ. = 3.44\text{cm}^2/\text{m}$$

OK

### **Δ127,128 20/90 l=8.30m qm=7.50 qk=4.35 b=1.66m dπλ=0.14m**

$$M=83.00 \text{ Fe}=3.57 \text{ Fe}''=0.89 \text{ } \sigma_b= 16.4\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e=2744.6\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e''=142.3\text{kg/cm}^2$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 0.89\text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 3.57\text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Fe\_υπαρχ. = 1x \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 * 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m} \quad Fe\_διατμ\_απαιτ. = 11.11\text{cm}^2/\text{m}$$

**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

$$\text{Ακρο2: } Fe\_υπαρχ. = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 * 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m} \quad Fe\_διατμ\_απαιτ. = 4.51\text{cm}^2/\text{m}$$

OK

### **Δ129,130 20/90 l=8.30m qm=6.85 qk=3.78 b=1.26m dπλ=0.14m**

$$M=80.27 \text{ Fe}=3.45 \text{ Fe}''=0.86 \text{ } \sigma_b= 18.6\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e=2756.9\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e''=173.8\text{kg/cm}^2$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 0.86\text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 3.45\text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Fe\_υπαρχ. = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 * 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m} \quad Fe\_διατμ\_απαιτ. = 6.82\text{cm}^2/\text{m}$$

**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

$$\text{Ακρο2: } Fe\_υπαρχ. = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 * 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m} \quad Fe\_διατμ\_απαιτ. = 4.51\text{cm}^2/\text{m}$$

OK

### **Δ69 20/110 l=2.75m qm=12.91 qk=11.02 b=0.66m dπλ=0.14m**

$$M=50.91 \text{ Fe}=1.74 \text{ Fe}''=0.43 \text{ } \sigma_b= 16.7\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e=2818.0\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e''=164.8\text{kg/cm}^2$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 0.43\text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 1.74\text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Fe\_υπαρχ. = 1 \times \Phi 8/25 = 2.01\text{cm}^2/\text{m}$$

$$Fe\_διατμ\_απαιτ. = 11.54\text{cm}^2/\text{m}$$

**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

$$\text{Ακρο2: } Fe\_υπαρχ. = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \times 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$$

$$Fe\_διατμ\_απαιτ. = 7.32\text{cm}^2/\text{m}$$

**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

### **Δ118 25/70 l=3.08m qm=6.39 qk=3.41 b=0.98m dπλ=0.14m**

$$M=17.41 \text{ Fe}=1.00 \text{ Fe}''=0.25 \text{ } \sigma_b= 12.4\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e=2656.0\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e''= 58.2\text{kg/cm}^2$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 14 = 3.08\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 0.25\text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 4\Phi 14 = 6.16\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 1.00\text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Fe\_υπαρχ. = 1 \times \Phi 8/20 = 2.51\text{cm}^2/\text{m}$$

$$Fe\_διατμ\_απαιτ. = 5.46\text{cm}^2/\text{m} \text{ **ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**}$$

$$\text{Ακρο2: } Fe\_υπαρχ. = 1 \times \Phi 8/20 = 2.51\text{cm}^2/\text{m}$$

$$Fe\_διατμ\_απαιτ. = 7.77\text{cm}^2/\text{m} \text{ **ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**}$$

- έλεγχος δοκών στάθμης 6 (οροφή Β' ορόφου z=14.15m)

Παρουσιάζεται ενδεικτικά μόνο μια δοκός που έχει επάρκεια αντοχής και αναλυτικά όλοι οι ανεπαρκής δοκοί της στάθμης.

### **Δ1 20/110 l=2.75m qm=12.55 qk=10.50 b=0.64m dπλ=0.12m**

$$M=41.55 \text{ Fe}=1.41 \text{ Fe}''=0.35 \text{ } \sigma_b= 15.2\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e=2824.5\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e''=143.1\text{kg/cm}^2$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 0.35\text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 1.41\text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Fe\_υπαρχ. = 1 \times \Phi 8/25 = 2.01\text{cm}^2/\text{m}$$

$$Fe\_διατμ\_απαιτ. = 11.09\text{cm}^2/\text{m}$$

**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

$$\text{Ακρο2: } Fe\_υπαρχ. = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \times 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$$

$$Fe\_διατμ\_απαιτ. = 7.11\text{cm}^2/\text{m}$$

**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

### **Δ44,45 20/90 l=8.30m qm=7.48 qk=4.32 b=1.54m dπλ=0.12m**

$$M=58.34 \text{ Fe}=2.48 \text{ Fe}''=0.62 \text{ } \sigma_b= 14.2\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e=2766.9\text{kg/cm}^2 \text{ } \sigma_e''=110.2\text{kg/cm}^2$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 0.62\text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 2.48\text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Fe\_υπαρχ. = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \times 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$$

$$Fe\_διατμ\_απαιτ. = 9.42\text{cm}^2/\text{m}$$

**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

Ακρο2:  $Fe_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$   $Fe_{\text{διατμ\_απαιτ.}} = 2.08 \text{cm}^2/\text{m}$   
OK

**Δ48,49,50,51 25/90 l=7.95m qm=12.13 qk=5.58 b=1.24m dπλ=0.12m**

$M=23.18$   $Fe=1.00$   $Fe''=0.25$   $\sigma_b = 9.8 \text{kg/cm}^2$   $\sigma_e=2710.9 \text{kg/cm}^2$   $\sigma_e'' = 47.9 \text{kg/cm}^2$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 0.25 \text{cm}^2$  OK

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 1.00 \text{cm}^2$  OK

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Fe_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$   $Fe_{\text{διατμ\_απαιτ.}} = 7.17 \text{cm}^2/\text{m}$

**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

Ακρο2:  $Fe_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$   $Fe_{\text{διατμ\_απαιτ.}} = 3.27 \text{cm}^2/\text{m}$   
OK

**Δ99,100,101 20/90 l=9.67m qm=7.40 qk=4.26 b=1.76m dπλ=0.12m**

$M=30.40$   $Fe=1.24$   $Fe''=0.31$   $\sigma_b = 9.6 \text{kg/cm}^2$   $\sigma_e=2853.3 \text{kg/cm}^2$   $\sigma_e'' = 41.0 \text{kg/cm}^2$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 0.31 \text{cm}^2$  OK

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 1.24 \text{cm}^2$  OK

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Fe_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$   $Fe_{\text{διατμ\_απαιτ.}} = 8.45 \text{cm}^2/\text{m}$

**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

Ακρο2:  $Fe_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$   $Fe_{\text{διατμ\_απαιτ.}} = 3.24 \text{cm}^2/\text{m}$   
OK

**Δ102,103 20/90 l=7.53m qm=7.34 qk=3.81 b=1.20m dπλ=0.12m**

$M=33.29$   $Fe=1.37$   $Fe''=0.34$   $\sigma_b = 12.2 \text{kg/cm}^2$   $\sigma_e=2853.4 \text{kg/cm}^2$   $\sigma_e'' = 79.0 \text{kg/cm}^2$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 0.34 \text{cm}^2$  OK

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 1.37 \text{cm}^2$  OK

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Fe_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$   $Fe_{\text{διατμ\_απαιτ.}} = 8.08 \text{cm}^2/\text{m}$

**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

Ακρο2:  $Fe_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$   $Fe_{\text{διατμ\_απαιτ.}} = 3.28 \text{cm}^2/\text{m}$   
OK

**Δ108 25/70 l=3.08m qm=6.39 qk=3.41 b=0.95m dπλ=0.12m**

$M=14.26$   $Fe=1.00$   $Fe''=0.25$   $\sigma_b = 10.3 \text{kg/cm}^2$   $\sigma_e=2176.0 \text{kg/cm}^2$   $\sigma_e'' = 50.1 \text{kg/cm}^2$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 14 = 3.08 \text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 0.25 \text{cm}^2$  OK

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 4\Phi 14 = 6.16 \text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 1.00 \text{cm}^2$  OK

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Fe_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/20 = 2.51 \text{cm}^2/\text{m}$   $Fe_{\text{διατμ\_απαιτ.}} = 1.97 \text{cm}^2/\text{m}$  OK

$$\text{Ακρο2: } Fe_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/20 = 2.51 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$Fe_{\text{διατμ\_απαιτ.}} = 3.35 \text{cm}^2/\text{m} \text{ ANEΠAPKHΣ}$$

**Δ113 20/110 l=4.29m qm=8.96 qk=5.38 b=1.33m dπλ=0.12m**

$$M=5.92 \text{ Fe}=1.00 \text{ Fe}''=0.25 \text{ σb}= 1.8 \text{kg/cm}^2 \text{ σε}=561.5 \text{kg/cm}^2 \text{ σε}''= 9.9 \text{kg/cm}^2$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 0.25 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 1.00 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Fe_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 * 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m} \quad Fe_{\text{διατμ\_απαιτ.}} = 3.77 \text{cm}^2/\text{m}$$

OK

$$\text{Ακρο2: } Fe_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 * 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m} \quad Fe_{\text{διατμ\_απαιτ.}} = 3.35 \text{cm}^2/\text{m}$$

OK

## 5.2. Έλεγχος επάρκειας προεντεταμένων δοκών.

Ο έλεγχος των προεντεταμένων δοκών γίνεται σε όλες τις στάθμες κατά x-x, και y-y, επιλέγοντας κάθε φορά, από τα διαγράμματα των ροπών, την δοκό της υπό εξέταση στάθμης με την δυσμενέστερη φόρτιση. Η συνολική τάση που αναπτύσσεται σ' ένα δοκό οφείλεται στην δράση των μονίμων - κινητών φορτίων και την αντί - τάση από την έκκεντρη προένταση. Η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση συμβαίνει όταν:

α) έχουμε την μέγιστη δράση των κινητών φορτίων και παράλληλα την ελάχιστη αντί-τάση από προένταση.

β) έχουμε την ελάχιστη δράση των κινητών φορτίων και παράλληλα την μέγιστη αντί-τάση από προένταση.

Οι συνθήκες αυτές θα πρέπει να εξετάζονται για το άνω και κάτω μέρος της διατομής της δοκού.

Οι τύποι που χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο των επιτρεπομένων τάσεων είναι:

$$- \sigma_{(P+g+q)o} = \frac{-P_{\infty} * Z_{Ku} + M_g + M_q}{W_o} \leq \sigma_{\epsilon\pi} \quad (\text{Εξ. 1})$$

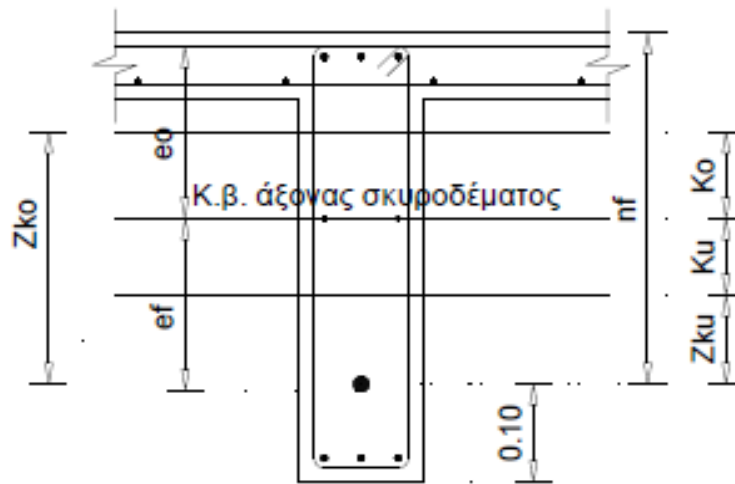
$$- \sigma_{(P+g+q)u} = \frac{P_{\infty} * Z_{Ko} - M_g - M_q}{W_u} \geq 0 \quad (\text{Εξ. 2})$$

$$- \sigma_{(P+g)o} = \frac{-P_0 * Z_{Ku} + M_g}{W_o} \geq 0 \quad (\text{Εξ. 3})$$

$$- \sigma_{(P+g)u} = \frac{P_0 * Z_{Ko} - M_g}{W_u} \leq \sigma_{\epsilon\pi} \quad (\text{Εξ. 4})$$

Όπου  $P_{\infty}$  ελάχιστη δύναμη προεντάσεως και  $P_0$  μέγιστη.

Ο έλεγχος των δοκών θα γίνει σύμφωνα με τους ελβετικούς κανονισμούς. Στον πίνακα 1 βρίσκουμε την πλήρη διατομή του σκυροδέματος την θέση του κέντρου βάρους, της κάθε μιας διατομής, και την θέση των κεντροβαρικών αξόνων όλης της διατομής.



Εικόνα 1

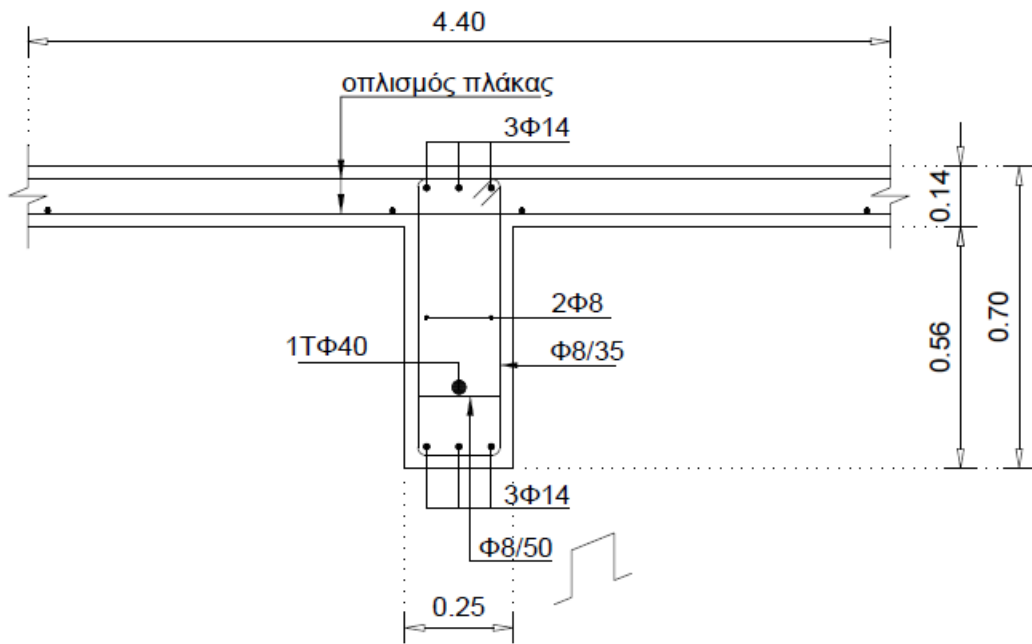
Στο πίνακα 2 υπολογίζονται οι ροπές αδρανείας των διατομών οι ροπές αντίστασης και οι αποστάσεις  $K_o$ ,  $K_u$ . Στο πίνακα 3 λαμβάνονται τα δεδομένα για την προενταση. Στην συνέχεια υπολογίζεται η ροπή και η αντί-τάση από τους τένοντες (πίνακας 4) και στον επόμενο πίνακα (5) υπολογίζονται οι τάσεις από τα εντατικά μεγέθη. Οι απώλειες των αρχικών τάσεων λόγω ερπυσμού και συστολής δίδονται στον πίνακα 7 από τους παρακάτω τύπους:

- $\Delta_{κσ_b} = n * \left( \sigma_o + \frac{n_f}{h} * (\sigma_o - \sigma_u) \right) * \varphi_{\infty}^{28}$  απώλειες λόγω ερπυσμού, (Εξ. 5)
- $\Delta_{(K+S)+\sigma_b} = n * E_b * \varepsilon_s$  απώλειες λόγω συστολής. (Εξ. 6)

Το  $\varphi_{\infty}^{28} = 2$  και το  $\varepsilon_s = 0,2\%$  από τους πίνακες του Ελβετικού κανονισμού. Στην συνέχεια στον πίνακα 6 υπολογίζονται για μέγιστη τιμή προέντασης ( $t = 0$ ) και για ελάχιστη ( $t = \infty$ ) οι αντίστοιχες τιμές τάσεων. Τέλος στον πίνακα 7 γίνεται ο έλεγχος των επιτρεπόμενων τάσεων. Τα δεδομένα για τον έλεγχο της προέντασης σε κάθε στάθμη και διεύθυνση είναι:

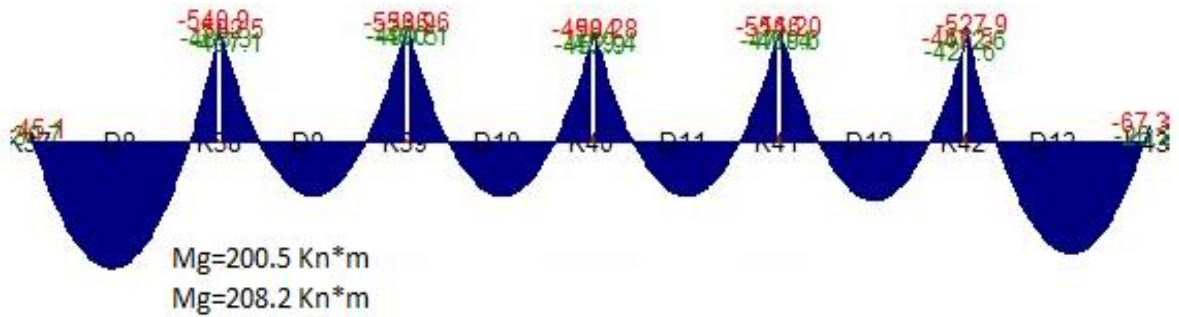
- Διατομή καλωδίου Φ40.
- 1 Τένοντας ανά δοκό των Φ40 στους κατά x-x δοκούς και 4 τένοντες των Φ40 στους κατά y-y δοκούς (στον Β' όροφο 8 των Φ26).
- Δύναμη ανά τένοντα = 80 ton και για τον Β' όροφο 45 ton.
- Το σύστημα προεντάσεως είναι Morandi και η τροχιά του τένοντα παραβολική.
- Τα γεωμετρικά στοιχεία των δοκών και τα εντατικά μεγέθη αυτών, από την ανάλυση, φαίνονται σε αντίστοιχα σχήματα.
- Οι μονάδες για όλα τα μεγέθη μετρούνται σε Kn και m.
- Έλεγχος προεντεταμένων δοκών στάθμης 4 (οροφή ισογείου  $z=6.25m$ ) διεύθυνση x-x.

Στη πρώτη εικόνα εμφανίζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της δοκού που λαμβάνονται υπ' όψη στους υπολογισμούς ενώ στην δεύτερη εικόνα είναι το διάγραμμα των ροπών από τις δοκούς με την δυσμενέστερη φόρτιση στην στάθμη και στην διεύθυνση που εξετάζεται.



**ΤΟΜΗ ΔΟΚΟΥ 25/70**  
**ΣΤΑΘΜΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΚΑΤΑ Χ-Χ**

Εικόνα 2



Εικόνα 3

**Πίνακας 1**

<b>Συντεταγμένες Κέντρου Βάρους Διατομής</b>			
<b>A/A διατομής</b>	<b>b (Πλάτος) m</b>	<b>H (Ύψος) m</b>	<b>Ac (Εμβαδόν) m<sup>2</sup></b>
1	4,400	0,120	0,528
2	0,250	0,580	0,145
<b>Συνολικό Εμβαδόν Σκυροδέματος</b>			<b>0,673</b>
<b>X (Θέση Κ.Β. τμήματος διατομής) m</b>	<b>Y (Θέση Κ.Β. τμήματος διατομής) m</b>	<b>XG (Θέση κεντροβαρικού άξονα συνολικής διατομής) m</b>	<b>YG (Θέση κεντροβαρικού άξονα συνολικής διατομής) m</b>
2,200	0,540	<b>2,2</b>	<b>0,486</b>
2,200	0,290		

**Πίνακας 2**

<b>A/A διατομής</b>	<b>Ixx (Ροπή αδρανείας ως προς άξονα x'-x)</b>	<b>Ya = Y-YG</b>	<b>Ac*Ya<sup>2</sup></b>
1 (ο)	0,0006336	0,053863299	0,001531863
2 (υ)	0,004064833	-0,196136701	0,005578093
<b>Συνολική Ροπή Αδρανείας Itot=Ixx+Ac*Ya<sup>2</sup> (m<sup>4</sup>)</b>	<b>eu (Θέση κ.β. κάθε διατομής)</b>	<b>Ροπή αντίστασης κάθε διατομής (Wx=Itot/eu) Wo,u (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Ko,u =Wo,u/Ac</b>
0,002165463	0,213863299	0,055214657	0,082042582
0,009642926	0,486136701	0,024290264	0,036092517
<b>0,011808389</b>			

**Πίνακας 3**

<b>Υπολογισμός Po τενόντων</b>			
<b>Συστοιχίες</b>	<b>ns (Αριθμός κλώνων)</b>	<b>Διάμετρος Φ</b>	<b>i (Ομάδες κλώνων)</b>
1	1	40	1
<b>Fi (Δύναμη / ομάδα)</b>	<b>P (συνολική δύναμη τενόντων)</b>	<b>es (Απόσταση τένοντα από το κάτω άκρο της διατομής)</b>	<b>ef (Απόσταση τένοντα από το κ. β. άξονα)</b>
80	<b>800</b>	0,1	0,3861



Πίνακας 4

Υπολογισμός τάσης τενόντων		
Zko (Zko=Ko-ef)	Zku (Zku=Ku+ef)	Mko=P*Zko
-0,304094	0,422229	-243,28
Mku=P*Zku	σp(o)=Mku/Wo	σp(u)=Mko/Wu
337,78	6117,64	-10015,34

Πίνακας 5

Υπολογισμός τάσης εντατικών μεγεθών			
	Mg	Mq	
	200,5	208,2	
σg(o)=Mgo/Wo	σg(u)=Mgu/Wu	σq(o)=Mqo/Wo	σq(u)=Mqu/Wu
3631,28	-8254,34	3770,74	-8571,34

Πίνακας 6

σ(g+v)u	σ(g+v)o	nf/h	Δκ σb
9748,922	-18269,678	0,857	-14267,021
Δ(κ+s)+σb	%o	ΔσVo	ΔσVu
-138670	-138,7	8483,34	-13888,30

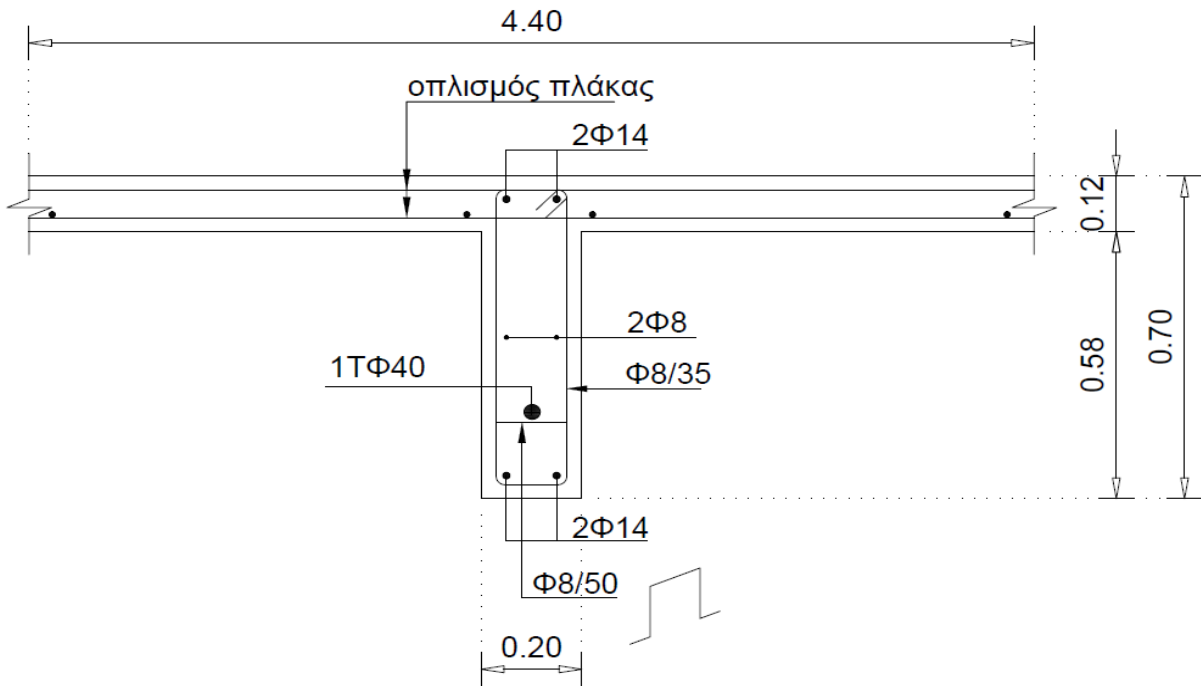
Πίνακας 7

A/A	t=0	t=∞
σg+P(o)	9748,92	18232,27
σg+q+P(o)	13519,66	22003,00
σg+P(u)	-18269,68	-32157,97
σg+q+P(u)	26841,01	-40729,31

Πίνακας 8

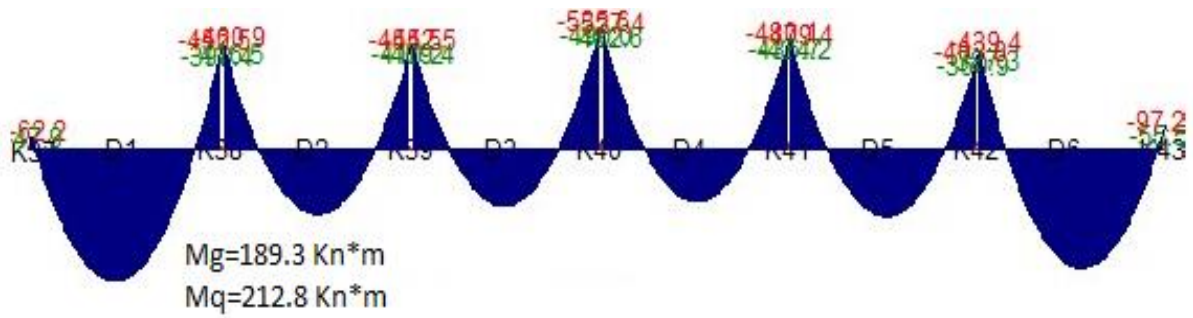
Έλεγχος επιτρεπομένων τάσεων			
σg+P(o)	18232,27	>	0
σg+q+P(o)	13519,66	<	σ_επ
σg+P(u)	-32157,97	<	σ_επ
σg+q+P(u)	26841,01	>	0

- Έλεγχος προεντεταμένων δοκών στάθμης 5 (οροφή Α' ορόφου z=10.45m) διεύθυνση x-x.



**ΤΟΜΗ ΔΟΚΟΥ 20/70**  
**ΣΤΑΘΜΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΤΑ Χ-Χ**

Εικόνα 4



Εικόνα 5

**Πίνακας 1**

<b>Συντεταγμένες Κέντρου Βάρους Διατομής</b>			
<b>A/A διατομής</b>	<b>b (Πλάτος) m</b>	<b>H (Ύψος) m</b>	<b>Ac (Εμβαδόν) m<sup>2</sup></b>
1	4,400	0,120	0,528
2	0,200	0,580	0,116
<b>Συνολικό Εμβαδόν Σκυροδέματος</b>			<b>0,644</b>
<b>X (Θέση Κ.Β. τμήματος διατομής) m</b>	<b>Y (Θέση Κ.Β. τμήματος διατομής) m</b>	<b>XG (Θέση κεντροβαρικού άξονα συνολικής διατομής) m</b>	<b>YG (Θέση κεντροβαρικού άξονα συνολικής διατομής) m</b>
2,200	0,540	<b>2,2</b>	<b>0,495</b>
2,200	0,290		

**Πίνακας 2**

<b>A/A διατομής</b>	<b>Ixx (Ροπή Αδρανείας ως προς άξονα x'-x)</b>	<b>Ya = Y-YG</b>	<b>Ac*Ya<sup>2</sup></b>
1 (ο)	0,0006336	0,045031056	0,001070676
2 (υ)	0,003251867	-0,204968944	0,004873423
<b>Συνολική Ροπή Αδρανείας Itot=Ixx+Ac*Ya<sup>2</sup> (m<sup>4</sup>)</b>	<b>eu (Θέση κ.β. κάθε διατομής)</b>	<b>Ροπή αντίστασης κάθε διατομής (Wx=Itot/eu) Wo,u (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Ko,u =Wo,u/Ac</b>
0,001704276	0,205031056	0,04794184	0,074443851
0,00812529	0,494968944	0,019858955	0,030836887
<b>0,009829566</b>			

**Πίνακας 3**

<b>Υπολογισμός Po τενόντων</b>			
<b>Συστοιχίες</b>	<b>ns (Αριθμός κλώνων)</b>	<b>Διάμετρος Φ</b>	<b>i (Ομάδες κλώνων)</b>
1	1	40	1
<b>Fi (Δύναμη / ομάδα)</b>	<b>P (συνολική δύναμη τενόντων)</b>	<b>es (Απόσταση τένοντα από το κάτω άκρο της διατομής)</b>	<b>ef (Απόσταση τένοντα από το κ. β. άξονα)</b>
80	<b>800</b>	0,1	0,3950

**Πίνακας 4**

Υπολογισμός τάσης τενόντων		
$Z_{ko}$ ( $Z_{ko}=K_o-ef$ )	$Z_{ku}$ ( $Z_{ku}=K_u+ef$ )	$M_{ko}=P*Z_{ko}$
-0,320525	0,425806	-256,42
$M_{ku}=P*Z_{ku}$	$\sigma_p(o)=M_{ku}/W_o$	$\sigma_p(u)=M_{ko}/W_u$
340,64	7105,37	-12912,06

**Πίνακας 5**

Υπολογισμός τάσης εντατικών μεγεθών			
		$M_g$	$M_q$
		189,3	212,8
$\sigma_g(o)=M_{go}/W_o$	$\sigma_g(u)=M_{gu}/W_u$	$\sigma_q(o)=M_{qo}/W_o$	$\sigma_q(u)=M_{qu}/W_u$
3948,53	-9532,22	4438,71	-10715,57

**Πίνακας 6**

$\sigma(g+v)_u$	$\sigma(g+v)_o$	$nf/h$	$\Delta\kappa\sigma_b$
11053,908	-22444,286	0,857	-17658,830
$\Delta(\kappa+s)+\sigma_b$	%o	$\Delta\sigma V_o$	$\Delta\sigma V_u$
-172588	-172,6	12263,04	-22284,71

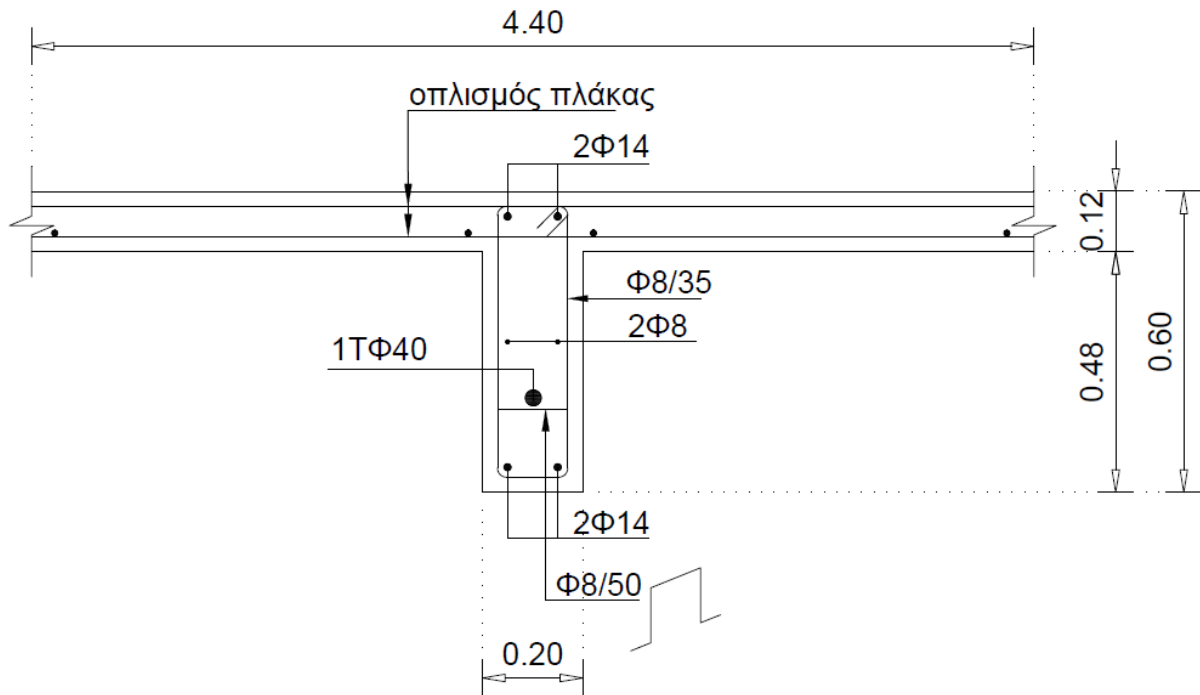
**Πίνακας 7**

A/A	t=0	t=∞
$\sigma_g+P(o)$	11053,91	23316,95
$\sigma_g+q+P(o)$	15492,62	27755,66
$\sigma_g+P(u)$	-22444,29	-44729,00
$\sigma_g+q+P(u)$	33159,86	-55444,56

**Πίνακας 8**

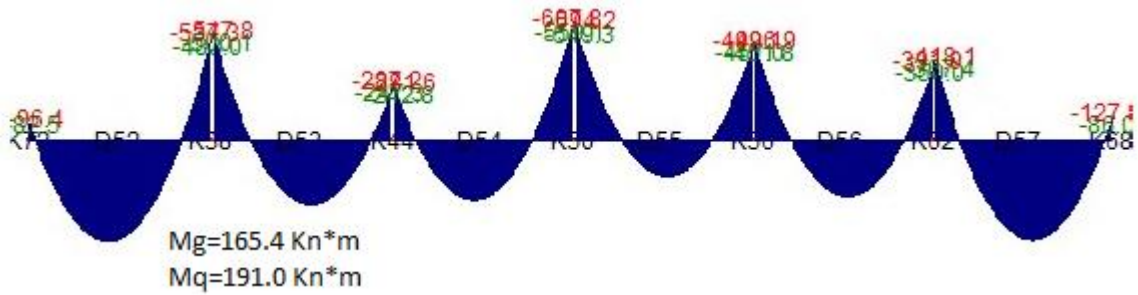
Έλεγχος επιτρεπομένων τάσεων			
$\sigma_g+P(o)$	23316,95	>	0
$\sigma_g+q+P(o)$	15492,62	<	$\sigma_{επ}$
$\sigma_g+P(u)$	-44729,00	<	$\sigma_{επ}$
$\sigma_g+q+P(u)$	33159,86	>	0

- Έλεγχος προεντεταμένων δοκών στάθμης 6 (οροφή Β' ορόφου z=14.15m) διεύθυνση x-x.



**ΤΟΜΗ ΔΟΚΟΥ 20/60  
ΣΤΑΘΜΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΤΑ Χ-Χ**

Εικόνα 6



Εικόνα 7

**Πίνακας 1**

<b>Συντεταγμένες Κέντρου Βάρους Διατομής</b>			
<b>A/A διατομής</b>	<b>b (Πλάτος) m</b>	<b>H (Ύψος) m</b>	<b>Ac (Εμβαδόν) m<sup>2</sup></b>
1	4,400	0,120	0,528
2	0,200	0,480	0,096
<b>Συνολικό Εμβαδόν Σκυροδέματος</b>			<b>0,624</b>
<b>X (Θέση Κ.Β. τμήματος διατομής) m</b>	<b>Y (Θέση Κ.Β. τμήματος διατομής) m</b>	<b>XG (Θέση κεντροβαρικού άξονα συνολικής διατομής) m</b>	<b>YG (Θέση κεντροβαρικού άξονα συνολικής διατομής) m</b>
2,200	0,540	<b>2,2</b>	<b>0,494</b>
2,200	0,240		

**Πίνακας 2**

<b>A/A διατομής</b>	<b>Ixx (Ροπή Αδρανείας ως προς άξονα x'-x)</b>	<b>Ya = Y-YG</b>	<b>AC*Ya<sup>2</sup></b>
1 (ο)	0,0006336	0,046153846	0,001124734
2 (υ)	0,0018432	-0,253846154	0,006186036
<b>Συνολική Ροπή Αδρανείας Itot=Ixx+AC*Ya<sup>2</sup> (m<sup>4</sup>)</b>	<b>eu (Θέση κ.β. κάθε διατομής)</b>	<b>Ροπή αντίστασης κάθε διατομής (Wx=Itot/eu) Wo,u (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Ko,u =Wo,u/Ac</b>
0,001758334	0,106153846	0,092201739	0,147759197
0,008029236	0,493846154	0,019819065	0,031761323
<b>0,009787569</b>			

**Πίνακας 3**

<b>Υπολογισμός Ρο τενόντων</b>			
<b>Συστοιχίες</b>	<b>ns (Αριθμός κλώνων)</b>	<b>Διάμετρος Φ</b>	<b>i (Ομάδες κλώνων)</b>
1	1	40	1
<b>Fi (Δύναμη / ομάδα)</b>	<b>P (συνολική δύναμη τενόντων)</b>	<b>es (Απόσταση τένοντα από το κάτω άκρο της διατομής)</b>	<b>ef (Απόσταση τένοντα από το κ. β. άξονα)</b>
80	<b>800</b>	0,1	0,3938

**Πίνακας 4**

Υπολογισμός τάσης τενόντων		
Zko (Zko=Ko-ef)	Zku (Zku=Ku+ef)	Mko=P*Zko
-0,246087	0,425607	-196,87
Mku=P*Zku	σp(o)=Mku/Wo	σp(u)=Mko/Wu
340,49	3692,84	-9933,34

**Πίνακας 5**

Υπολογισμός τάσης εντατικών μεγεθών			
	Mg	Mq	
	165,4	191	
σg(o)=Mgo/Wo	σg(u)=Mgu/Wu	σq(o)=Mqo/Wo	σq(u)=Mqu/Wu
1793,89	-8345,50	2071,54	-9637,19

**Πίνακας 6**

σ(g+v)u	σ(g+v)o	nf/h	Δκ σb
5486,729	-18278,842	0,833	-14317,913
Δ(κ+s)+σb	%o	ΔσVo	ΔσVu
-139179	-139,2	5139,66	-13825,14

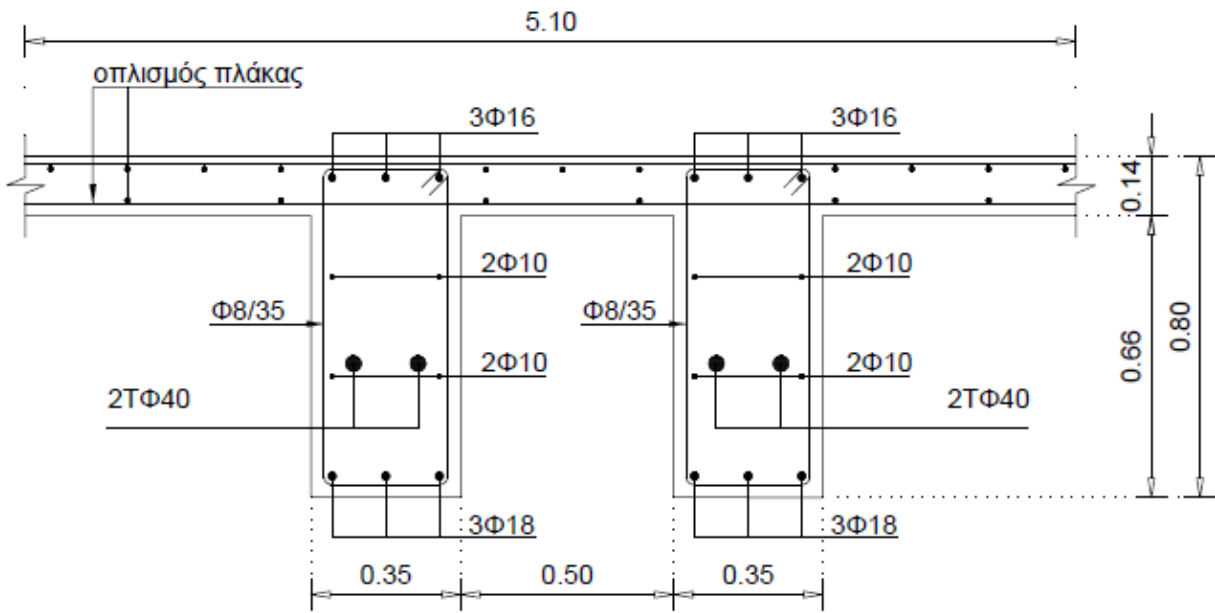
**Πίνακας 7**

A/A	t=0	t=∞
σg+P(o)	5486,73	10626,39
σg+q+P(o)	7558,27	12697,93
σg+P(u)	-18278,84	-32103,98
σg+q+P(u)	27916,03	-41741,17

**Πίνακας 8**

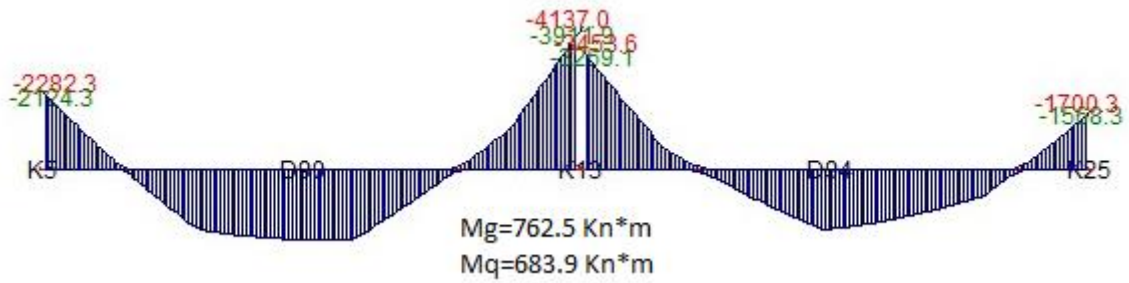
Έλεγχος επιτρεπομένων τάσεων			
σg+P(o)	10626,39	>	0
σg+q+P(o)	7558,27	<	σ επ
σg+P(u)	-32103,98	<	σ επ
σg+q+P(u)	27916,03	>	0

- Έλεγχος προεντεταμένων δοκών στάθμης 4 (οροφή ισογείου z=6.25m) διεύθυνση y-y



**ΤΟΜΗ ΔΟΚΟΥ  
ΣΤΑΘΜΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΚΑΤΑ Υ-Υ**

Εικόνα 8



Εικόνα 9



**Πίνακας 1**

<b>Συντεταγμένες Κέντρου Βάρους Διατομής</b>			
<b>A/A διατομής</b>	<b>b (Πλάτος) m</b>	<b>H (Ύψος) m</b>	<b>Ac (Εμβαδόν) m<sup>2</sup></b>
1	5,1	0,14	0,714
2	0,35	0,66	0,231
3	0,35	0,66	0,231
<b>Συνολικό Εμβαδόν</b>			<b>1,176</b>
<b>X (Θέση Κ.Β. τμήματος διατομής) m</b>	<b>Y (Θέση Κ.Β. τμήματος διατομής) m</b>	<b>XG (Θέση κεντροβαρικού άξονα συνολικής διατομής) m</b>	<b>YG (Θέση κεντροβαρικού άξονα συνολικής διατομής) m</b>
2,55	0,73	<b>2,1375</b>	<b>0,572857143</b>
0,6	0,33		
2,4	0,33		

**Πίνακας 2**

<b>A/A διατομής</b>	<b>Ixx (Ροπή αδρανείας ως προς άξονα x'-x)</b>	<b>Ya = Y-YG</b>	<b>AC*Ya<sup>2</sup></b>
1 (ο)	0,0011662	0,157142857	0,017631429
2 (u)	0,0083853	-0,242857143	0,013624286
3 (u)	0,0083853	-0,242857143	0,013624286
<b>Itot=Ixx+AC*Ya<sup>2</sup></b>	<b>eu (Θέση κ.β. κάθε διατομής)</b>	<b>Ροπή αντίστασης κάθε διατομής (Wx=Itot/eu) Wo,u</b>	<b>Ko,u (Wo,u/Ac)</b>
0,018797629	0,227142857	0,27655195	0,235163223
0,022009586	0,572857143	0,109655262	0,09324427
0,022009586			
<b>0,0628168</b>	<b>Συνολική Ροπή Αδρανείας</b>		

Πίνακας 3

Υπολογισμός Ρο τενόντων			
Συστοιχίες	ns (Αριθμός κλώνων)	Διάμετρος Φ	i (Ομάδες κλώνων)
1	1	40	4
<b>Fi (Δύναμη / ομάδα)</b>	<b>P (συνολική δύναμη τενόντων)</b>	<b>es (Απόσταση τένοντα από το κάτω άκρο της διατομής)</b>	<b>ef (Απόσταση τένοντα από το κ. β. άξονα)</b>
80	3200	0,09	0,4829

Πίνακας 4

Υπολογισμός τάσης τενόντων		
Zko (Zko=Ko-ef)	Zku (Zku=Ku+ef)	Mko=P*Zko
-0,247694	0,576101	-792,6205451
<b>Mku=P*Zku</b>	<b>σp(o)=Mku/Wo</b>	<b>σp(u)=Mko/Wu</b>
1843,524522	6666,105678	-7228,294673

Πίνακας 5

Υπολογισμός τάσης εντατικών μεγεθών			
	Mg	Mq	
	762,5	683,9	
σg(o)=Mgo/Wo	σg(u)=Mgu/Wu	σq(o)=Mqo/Wo	σq(u)=Mqu/Wu
2757,167327	-6953,610681	2472,953095	-6236,818813

Πίνακας 6

σ(g+v)u	σ(g+v)o	nf/h	σb
9423,273005	-14181,905354	0,8875	-11526,32279
<b>Δ(κ+s)+σb</b>	<b>%o</b>	<b>ΔσVo</b>	<b>ΔσVu</b>
-111263	-111,3	7416,92	-8042,43

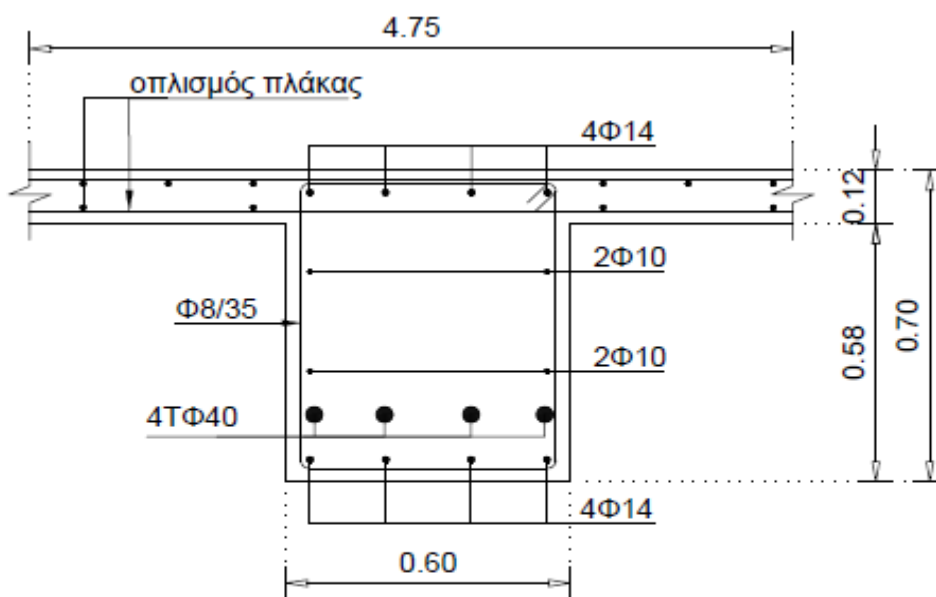
Πίνακας 7

A/A	t=0	t=∞
σg+P(o)	9423,27	16840,20
σg+q+P(o)	11896,23	19313,15
σg+P(u)	-14181,91	-22224,34
σg+q+P(u)	20418,72	-28461,16

Πίνακας 8

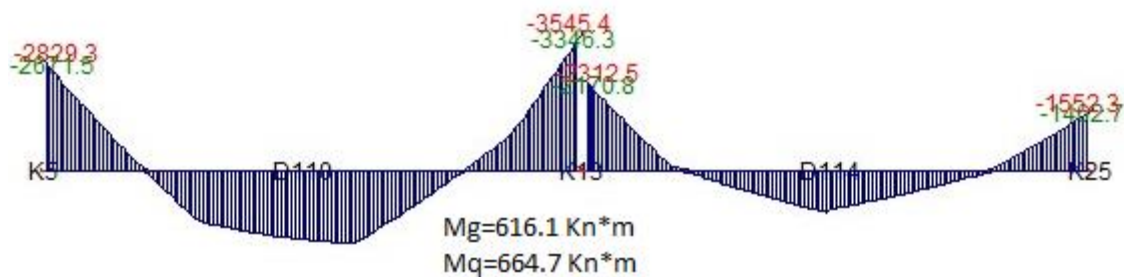
Έλεγχος επιτρεπομένων τάσεων			
$\sigma_g+P(o)$	16840,20	>	0
$\sigma_g+q+P(o)$	11896,23	<	$\sigma_{επ}$
$\sigma_g+P(u)$	-22224,34	<	$\sigma_{επ}$
$\sigma_g+q+P(u)$	20418,72	>	0

- Έλεγχος προεντεταμένων δοκών στάθμης 5 (οροφή Α' ορόφου z=10.45m) διεύθυνση y-y.



**ΤΟΜΗ ΔΟΚΟΥ  
ΣΤΑΘΜΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΤΑ Υ-Υ**

Εικόνα 10



Εικόνα 11

**Πίνακας 1**

<b>Συντεταγμένες Κέντρου Βάρους Διατομής</b>			
<b>A/A διατομής</b>	<b>b (Πλάτος) m</b>	<b>H (Ύψος) m</b>	<b>Ac (Εμβαδόν) m<sup>2</sup></b>
1	4,750	0,120	0,570
2	0,600	0,580	0,348
<b>Συνολικό Εμβαδόν Σκυροδέματος</b>			<b>0,918</b>
<b>X (Θέση Κ.Β. τμήματος διατομής) m</b>	<b>Y (Θέση Κ.Β. τμήματος διατομής) m</b>	<b>XG (Θέση κεντροβαρικού άξονα συνολικής διατομής) m</b>	<b>YG (Θέση κεντροβαρικού άξονα συνολικής διατομής) m</b>
2,375	0,540	2,375	0,445
2,375	0,290		

**Πίνακας 2**

<b>A/A διατομής</b>	<b>Ixx (Ροπή Αδρανείας ως προς άξονα x'-x)</b>	<b>Ya = Y-YG</b>	<b>AC*Ya<sup>2</sup></b>
1 (ο)	0,000684	0,094771242	0,005119505
2 (υ)	0,0097556	-0,155228758	0,008385397
<b>Συνολική Ροπή Αδρανείας Itot=Ixx+AC*Ya<sup>2</sup> (m<sup>4</sup>)</b>	<b>eu (Θέση κ.β. κάθε διατομής)</b>	<b>Ροπή αντίστασης κάθε διατομής (Wx=Itot/eu) Wo,u (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Ko,u =Wo,u/Ac</b>
0,005803505	0,254771242	0,09398432	0,102379434
0,018140997	0,445228758	0,053780223	0,058584121
<b>0,023944502</b>			

**Πίνακας 3**

<b>Υπολογισμός Po τενόντων</b>			
<b>Συστοιχίες</b>	<b>ns (Αριθμός κλώνων)</b>	<b>Διάμετρος Φ</b>	<b>i (Ομάδες κλώνων)</b>
1	1	40	4
<b>Fi (Δύναμη / ομάδα)</b>	<b>P (συνολική δύναμη τενόντων)</b>	<b>es (Απόσταση τένοντα από το κάτω άκρο της διατομής)</b>	<b>ef (Απόσταση τένοντα από το κ. β. άξονα)</b>
80	3200	0,1	0,3452

**Πίνακας 4**

Υπολογισμός τάσης τενόντων		
$Z_{ko} (Z_{ko}=K_o-ef)$	$Z_{ku} (Z_{ku}=K_u+ef)$	$M_{ko}=P*Z_{ko}$
-0,242849	0,403813	-777,12
$M_{ku}=P*Z_{ku}$	$\sigma_p(o)=M_{ku}/W_o$	$\sigma_p(u)=M_{ko}/W_u$
1292,20	13749,11	-14449,88

**Πίνακας 5**

Υπολογισμός τάσης εντατικών μεγεθών			
	$M_g$	$M_q$	
	<b>616,1</b>	<b>664,7</b>	
$\sigma_g(o)=M_{g_o}/W_o$	$\sigma_g(u)=M_{g_u}/W_u$	$\sigma_q(o)=M_{q_o}/W_o$	$\sigma_q(u)=M_{q_u}/W_u$
6558,54	-11461,46	7072,46	-12359,56

**Πίνακας 6**

$\sigma(g+v)u$	$\sigma(g+v)o$	$nf/h$	$\Delta\kappa\sigma_b$
20307,656	-25911,344	0,857	-19308,629
$\Delta(\kappa+s)+\sigma_b$	%o	$\Delta\sigma V_o$	$\Delta\sigma V_u$
-189086	-189,1	25997,69	-27322,74

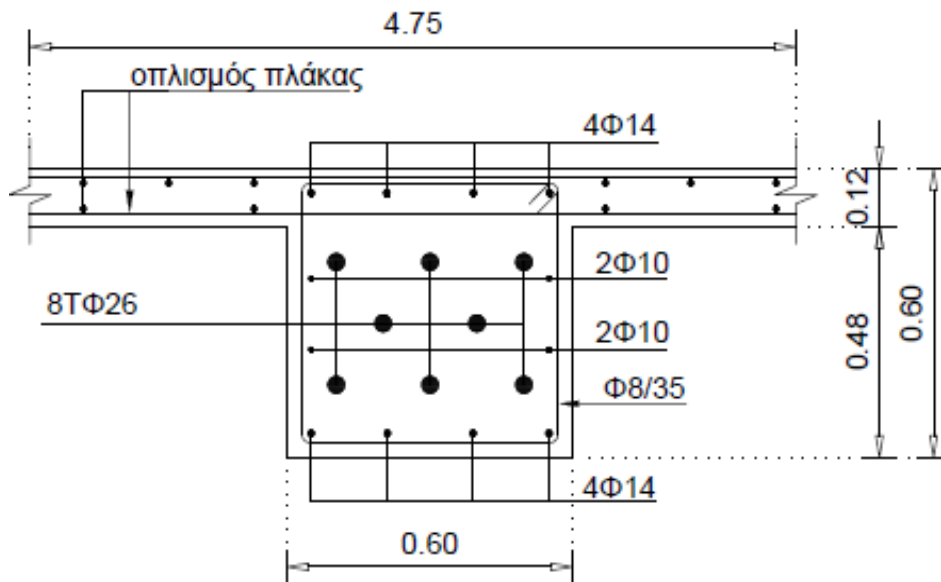
**Πίνακας 7**

A/A	t=0	t=∞
$\sigma_g+P(o)$	20307,66	46305,35
$\sigma_g+q+P(o)$	27380,11	53377,80
$\sigma_g+P(u)$	-25911,34	-53234,09
$\sigma_g+q+P(u)$	38270,91	-65593,65

**Πίνακας 8**

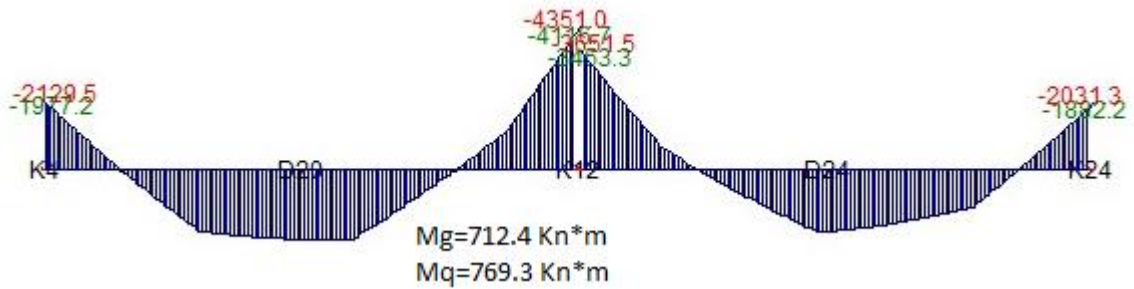
Έλεγχος επιτρεπομένων τάσεων			
$\sigma_g+P(o)$	46305,35	>	<b>0</b>
$\sigma_g+q+P(o)$	27380,11	<	$\sigma_{επ}$
$\sigma_g+P(u)$	-53234,09	<	$\sigma_{επ}$
$\sigma_g+q+P(u)$	38270,91	>	<b>0</b>

- Έλεγχος προεντεταμένων δοκών στάθμης 6 (οροφή Β' ορόφου z=14.15m) διεύθυνση y-y.



**ΤΟΜΗ ΔΟΚΟΥ**  
**ΣΤΑΘΜΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΤΑ Υ-Υ**

Εικόνα 12



Εικόνα 13

**Πίνακας 1**

Συντεταγμένες Κέντρου Βάρους Διατομής			
A/A διατομής	b (Πλάτος) m	H (Ύψος) m	Ac (Εμβαδόν) m <sup>2</sup>
1	4,750	0,120	0,570
2	0,600	0,480	0,288
Συνολικό Εμβαδόν Σκυροδέματος			<b>0,858</b>
X (Θέση Κ.Β. τμήματος διατομής) m	Y (Θέση Κ.Β. τμήματος διατομής) m	XG (Θέση κεντροβαρικού άξονα συνολικής διατομής) m	YG (Θέση κεντροβαρικού άξονα συνολικής διατομής) m
2,375	0,540	<b>2,375</b>	<b>0,439</b>
2,375	0,240		

**Πίνακας 2**

A/A διατομής	$I_{xx}$ (Ροπή Αδρανείας ως προς άξονα x'-x)	$Y_a = Y - Y_G$	$AC * Y_a^2$
1 (ο)	0,000684	0,100699301	0,005779999
2 (υ)	0,0055296	-0,199300699	0,011439581
<b>Συνολική Ροπή Αδρανείας <math>I_{tot} = I_{xx} + AC * Y_a^2</math> (m<sup>4</sup>)</b>	<b>eu (Θέση κ.β. κάθε διατομής)</b>	<b>Ροπή αντίστασης κάθε διατομής (<math>W_x = I_{tot}/eu</math>) <math>W_{o,u}</math> (m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>K_{o,u} = W_{o,u}/AC</math></b>
0,006463999	0,160699301	0,145820052	0,169953441
0,016969181	0,439300699	0,053342006	0,06217017
<b>0,02343318</b>			

**Πίνακας 3**

Υπολογισμός Ρο τενόντων			
Συστοιχίες	ns (Αριθμός κλώνων)	Διάμετρος Φ	i (Ομάδες κλώνων)
1	1	40	8
<b><math>F_i</math> (Δύναμη / ομάδα)</b>	<b>P (συνολική δύναμη τενόντων)</b>	<b>es (Απόσταση τένοντα από το κάτω άκρο της διατομής)</b>	<b>ef (Απόσταση τένοντα από το κ. β. άξονα)</b>
45	3600	0,1	0,3393

**Πίνακας 4**

Υπολογισμός τάσης τενόντων		
$Z_{ko}$ ( $Z_{ko} = K_o - ef$ )	$Z_{ku}$ ( $Z_{ku} = K_u + ef$ )	$M_{ko} = P * Z_{ko}$
-0,169347	0,401471	-609,65
<b><math>M_{ku} = P * Z_{ku}</math></b>	<b><math>\sigma_p(o) = M_{ku}/W_o</math></b>	<b><math>\sigma_p(u) = M_{ko}/W_u</math></b>
1445,30	9911,50	-11429,08

**Πίνακας 5**

Υπολογισμός τάσης εντατικών μεγεθών			
	<b><math>M_g</math></b>	<b><math>M_q</math></b>	
	<b>712,4</b>	<b>769,3</b>	
<b><math>\sigma_g(o) = M_{go}/W_o</math></b>	<b><math>\sigma_g(u) = M_{gu}/W_u</math></b>	<b><math>\sigma_q(o) = M_{qo}/W_o</math></b>	<b><math>\sigma_q(u) = M_{qu}/W_u</math></b>
4885,47	-13355,33	5275,68	-14422,03

**Πίνακας 6**

$\sigma(g+v)u$	$\sigma(g+v)o$	$nf/h$	$\Delta\kappa\sigma b$
14796,971	-24784,410	0,833	-18187,513
$\Delta(\kappa+s)+\sigma b$	%o	$\Delta\sigma V_o$	$\Delta\sigma V_u$
-177875	-177,9	17630,09	-20329,49

**Πίνακας 7**

A/A	t=0	t= $\infty$
$\sigma g+P(o)$	14796,97	32427,06
$\sigma g+q+P(o)$	20072,65	37702,74
$\sigma g+P(u)$	-24784,41	-45113,90
$\sigma g+q+P(u)$	39206,44	-59535,93

**Πίνακας 8**

Έλεγχος επιτρεπομένων τάσεων			
$\sigma g+P(o)$	32427,06	>	0
$\sigma g+q+P(o)$	20072,65	<	$\sigma_{\text{επ}}$
$\sigma g+P(u)$	-45113,90	<	$\sigma_{\text{επ}}$
$\sigma g+q+P(u)$	39206,44	>	0

### 5.3. Έλεγχος υποστυλωμάτων με την μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων.

Στις στάθμες, 2 (οροφής υπογείου), 3 (στάθμη παταριού), 7 ( οροφής δώματος) δεν υπάρχουν υποστυλώματα που να παρουσιάζουν ανεπάρκεια. Παρακάτω παρουσιάζονται μόνο τα υποστυλώματα με ανεπάρκεια από τις στάθμες 4 ( οροφή ισογείου), 5 ( οροφή Α' ορόφου), 6 ( οροφή Β' ορόφου). Οι επιτρεπόμενες τάσεις υλικών για έλεγχο σε κάμψη για δράσεις χωρίς σεισμό είναι:  $\sigma b_{\text{επ.}} = 105 \text{ Kp/cm}^2$ ,  $\sigma e_{\text{επ.}} = 1680 \text{ Kp/cm}^2$ , για δράσεις με σεισμό:  $\sigma b_{\text{επ.}} = 126 \text{ Kp/cm}^2$ ,  $\sigma e_{\text{επ.}} = 2016 \text{ Kp/cm}^2$ . Οι επιτρεπόμενες τάσεις υλικών για έλεγχο σε διάτμηση (όλες οι περιπτώσεις)  $t b1_{\text{επ.}} = 7 \text{ Kp/cm}^2$ ,  $t b2_{\text{επ.}} = 18 \text{ Kp/cm}^2$ . Επικάλυψη οπλισμών:  $d = 0.030\text{m}$ .

#### ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ:

ΣΦ1: G + Q

ΣΦ2: G + Q +  $\Sigma x$

ΣΦ3: G + Q -  $\Sigma x$

ΣΦ4: G + Q +  $\Sigma y$

ΣΦ5: G + Q -  $\Sigma y$

Επεξήγηση συμβόλων:

ΣΦ Συνδυασμός φόρτισης

axis Άξονας και θέση ελέγχου. Π.χ. x-x Π σημαίνει περί άξονα x-x στον πόδα.

Fe Τετραγωνικά εκατοστά οπλισμού ανά παριά.



- N Αξονική δύναμη σχεδιασμού.  
M Ροπή σχεδιασμού περί τον εξεταζόμενο άξονα.  
M/Qd Έλεγχος κοντού υποστύλωματος (αν  $M/Qd < 3.5$  απαιτείται 20% προσαύξηση οπλισμού).  
σb Τάση σκυροδέματος στην ακραία θλιβόμενη ινα.  
σε1 Τάση εφελκόμενου χάλυβα.  
σε2 Τάση εφελκόμενου χάλυβα.  
τ Τάση σκυροδέματος από διάτμηση.  
k Συντελεστής επάρκειας διατομής =  $\max(\sigma_b/\sigma_{b\_επ}, \sigma_e/\sigma_{e\_επ})$ .  
Παρατήρηση: Αν η διατομή δεν επαρκεί λόγω κάμψης ή διάτμησης εμφανίζεται αστερίσκος (\*) στα δεξιά της σειράς.

– έλεγχος υποστύλωματων στάθμης 4 (οροφή ισογείου  $z=6.25m$ )

**Υποστύλωμα 9** Ορθογώνιο 9 60/100

Παριά Χ-Χ. Οπλ.Κάμψης:  $6\Phi 24 + 1\Phi 10 = 27.93cm^2$ , Οπλ.Διάτμησης:  $1 \times \Phi 8/30 = 1.68 cm^2/m$

Παριά Υ-Υ. Οπλ.Κάμψης:  $6\Phi 24 + 1\Phi 10 = 27.93cm^2$ , Οπλ.Διάτμησης:  $1 \times \Phi 8/30 = 1.68 cm^2/m$

ΣΦ axis	Fe cm <sup>2</sup>	M KN.m	Q KN	M/Qd	σb Kp/cm <sup>2</sup>	σε1 Kp/cm <sup>2</sup>	σε2 Kp/cm <sup>2</sup>	τ Kp/cm <sup>2</sup>	k
1 x-x K	23.27	7.1	9.8	0.36k	32.2	482.5	467.1	0.38	0.307
1 y-y K	27.93	565.1	120.2	7.84	114.0	1087.1	1563.3	2.29	<b>1.086*</b>
1 x-x Π	23.27	47.3	19.8	2.39k	35.3	525.8	423.8	0.38	0.336
1 y-y Π	23.27	234.6	120.2	3.25k	62.1	886.2	63.3	2.29	0.592
2 x-x K	27.93	45.5	12.1	3.76	34.5	514.7	421.1	0.23	0.274
2 y-y K	27.93	582.7	126.1	7.70	117.4	1168.0	1606.2	2.40	0.931
2 x-x Π	23.27	12.2	12.1	1.01k	32.8	490.8	464.5	0.23	0.260
2 y-y Π	23.27	235.9	126.1	3.12k	62.5	891.4	64.0	2.40	0.496
3 x-x K	23.27	59.8	51.7	1.16k	36.0	536.3	407.5	0.98	0.286
3 y-y K	27.93	547.6	114.3	7.99	110.7	1007.6	1520.3	2.18	0.879
3 x-x Π	23.27	82.4	51.7	1.59k	37.8	560.7	383.1	0.98	0.300
3 y-y Π	23.27	233.3	114.3	3.40k	61.8	881.1	62.7	2.18	0.490
4 x-x K	23.27	166.5	88.1	1.89k	44.7	658.5	299.7	1.68	0.354
4 y-y K	27.93	571.3	123.2	7.73	115.3	1102.1	1579.8	2.35	0.915
4 x-x Π	23.27	75.8	8.1	0.86k	37.7	560.7	397.4	1.68	0.299
4 y-y Π	23.27	232.4	123.2	3.14k	62.1	886.8	71.4	2.35	0.493
5 x-x K	23.27	180.7	127.7	1.42k	45.2	665.2	275.7	2.43	0.359
5 y-y K	27.93	559.0	117.2	7.95	112.8	1072.1	1546.7	2.23	0.895
5 x-x Π	23.27	170.4	127.7	1.33k	44.4	654.1	286.9	2.43	0.352
5 y-y Π	23.27	236.7	117.2	3.37k	62.1	885.7	55.2	2.23	0.493

**Υποστίλωμα 18** Ορθογώνιο 17 20/110

Παριά Χ-Χ. Οπλ.Κάμψης: 6Φ22 = 22.81cm<sup>2</sup>, Οπλ.Διάτμησης: 1 x Φ8/30 = 1.68 cm<sup>2</sup>/m

Παριά Υ-Υ. Οπλ.Κάμψης: 6Φ22 + 2Φ10 = 24.38cm<sup>2</sup>, Οπλ.Διάτμησης: 1 x Φ8/30 = 1.68 cm<sup>2</sup>/m

ΣΦ axis	Fe cm <sup>2</sup>	M KN.m	Q KN	M/Qd	σb Kp/cm <sup>2</sup>	σε1 Kp/cm <sup>2</sup>	σε2 Kp/cm <sup>2</sup>	τ Kp/cm <sup>2</sup>	k
1 x-x Κ	22.81	16.0	12.0	1.22	60.0	898.1	836.6	0.62	0.571
1 y-y Κ	24.38	61.5	36.9	8.34	113.2	1444.9	261.9	1.92	<b>1.078 *</b>
1 x-x Π	22.81	49.0	12.0	3.72	64.4	961.2	773.5	0.62	0.614
1 y-y Π	24.38	39.9	36.9	5.41	93.4	1237.2	69.7	1.92	0.890
2 x-x Κ	22.81	3.0	16.4	0.16	55.3	829.3	818.0	0.85	0.439
2 y-y Κ	24.38	68.7	42.0	8.19	117.0	1471.3	149.5	2.18	0.928
2 x-x Π	22.81	48.1	16.4	2.66	61.4	915.8	731.5	0.85	0.487
2 y-y Π	24.38	46.7	42.0	5.56	96.8	1259.2	361.6	2.18	0.768
3 x-x Κ	22.81	29.1	7.5	3.51	64.7	966.9	855.3	0.39	0.513
3 y-y Κ	24.38	54.3	31.8	8.54	9.5	1418.5	374.4	1.65	0.869
3 x-x Π	22.81	49.9	7.5	6.01	67.5	1006.7	815.5	0.39	0.536
3 y-y Π	24.38	33.1	31.8	5.21	90.1	1215.2	577.7	1.65	0.715
4 x-x Κ	22.81	101.2	37.6	2.44	69.0	1023.7	635.8	1.95	0.548
4 y-y Κ	24.38	54.4	31.7	8.59	104.3	1339.6	293.2	1.65	0.827
4 x-x Π	22.81	2.3	37.6	0.06	55.6	834.2	825.3	1.95	0.442
4 y-y Π	24.38	32.7	31.7	5.16	84.4	1130.8	502.0	1.65	0.670
5 x-x Κ	22.81	69.1	61.6	1.02	69.7	1037.4	772.5	3.20	0.553
5 y-y Κ	24.38	68.6	42.1	8.15	122.2	1550.2	230.7	2.19	0.970
5 x-x Π	22.81	100.2	61.6	1.48	73.9	1097.2	712.8	3.20	0.586
5 y-y Π	24.38	47.1	42.1	5.60	102.5	1343.5	437.3	2.19	0.814

– έλεγχος υποστυλωμάτων στάθμης 5 (οροφή α' ορόφου z=10.45m)

**Υποστύλωμα 9** Ορθογώνιο 7 45/100

Παριά X-X. Οπλ.Κάμψης: 6Φ22 = 22.81cm<sup>2</sup>, Οπλ.Διάτμησης: 1 x Φ8/30 = 1.68 cm<sup>2</sup>/m

Παριά Y-Y. Οπλ.Κάμψης: 6Φ22 + 1Φ10 = 23.59cm<sup>2</sup>, Οπλ.Διάτμησης: 1 x Φ8/30 = 1.68 cm<sup>2</sup>/m

ΣΦ axis	Fe cm <sup>2</sup>	M KN.m	Q KN	M/Qd	σb Kp/cm <sup>2</sup>	σε1 Kp/cm <sup>2</sup>	σε2 Kp/cm <sup>2</sup>	τ Kp/cm <sup>2</sup>	k
1 x-x K	19.01	53.6	37.2	1.44k	33.4	496.9	345.9	0.95	0.319
1 y-y K	23.59	872.6	379.8	5.11	285.1	7029.1	3468.7	9.64	<b>4.184 *</b>
1 x-x Π	19.01	102.8	37.2	2.76k	38.4	566.1	276.8	0.95	0.365
1 y-y Π	23.59	722.4	379.8	4.23	239.0	5395.7	2943.1	9.64	<b>3.212 *</b>
2 x-x K	19.01	4.4	10.2	0.43k	28.7	429.7	417.3	0.26	0.228
2 y-y K	23.59	885.8	385.7	5.10	289.2	7161.6	3516.9	9.80	<b>3.552 *</b>
2 x-x Π	22.81	47.4	10.2	4.63	32.1	477.7	350.7	0.26	0.255
2 y-y Π	23.59	734.2	385.7	4.23	242.7	5511.5	986.5	9.80	<b>2.734 *</b>
3 x-x K	19.01	111.7	64.3	1.74k	39.1	576.5	262.2	1.63	0.310
3 y-y K	23.59	859.3	373.8	5.11	280.9	6896.6	3420.4	9.49	<b>3.421 *</b>
3 x-x Π	19.01	158.2	64.3	2.46k	43.7	642.0	196.7	1.63	0.347
3 y-y Π	23.59	710.6	373.8	4.22	235.3	5280.0	2899.6	9.49	<b>2.619 *</b>
4 x-x K	19.01	143.9	56.5	2.55k	42.7	627.7	222.7	1.43	0.339
4 y-y K	23.59	878.7	382.7	5.10	287.1	7073.8	3494.0	9.72	<b>3.509 *</b>
4 x-x Π	19.01	93.4	56.5	1.65k	37.7	556.7	293.8	1.43	0.299
4 y-y Π	23.59	728.5	382.7	4.23	241.0	5440.1	2968.3	9.72	<b>2.698 *</b>
5 x-x K	19.01	251.2	131.0	1.92k	52.9	771.1	64.1	3.33	0.420
5 y-y K	23.59	866.4	376.8	5.11	283.0	6984.3	3443.3	9.57	<b>3.464 *</b>
5 x-x Π	19.01	299.0	131.0	2.28k	57.7	838.4	-3.2	3.33	0.458
5 y-y Π	23.59	716.3	376.8	4.22	236.9	5351.3	2917.9	9.57	<b>2.654 *</b>

**Υποσύλωμα 23** Ορθογώνιο 19 140/45

Παριά Χ-Χ. Οπλ.Κάμψης:  $6\Phi 22 + 2\Phi 10 = 24.38\text{cm}^2$ , Οπλ.Διάτμησης:  $1 \times \Phi 8/30 = 1.68 \text{cm}^2/\text{m}$

Παριά Υ-Υ. Οπλ.Κάμψης:  $6\Phi 22 = 22.81\text{cm}^2$ , Οπλ.Διάτμησης:  $1 \times \Phi 8/30 = 1.68 \text{cm}^2/\text{m}$

ΣΦ axis	Fe cm <sup>2</sup>	M KN.m	Q KN	M/Qd	σb Kp/cm <sup>2</sup>	σε1 Kp/cm <sup>2</sup>	σε2 Kp/cm <sup>2</sup>	τ Kp/cm <sup>2</sup>	k
1 x-x K	24.38	520.7	150.1	7.71	144.0	2661.3	1816.0	2.72	<b>1.584 *</b>
1 y-y K	19.01	34.5	23.1	1.07k	26.5	396.3	342.2	0.42	0.252
1 x-x Π	20.32	109.8	150.1	1.63k	43.6	615.1	119.2	2.72	0.415
1 y-y Π	19.01	62.4	3.1	1.93k	28.0	418.1	320.4	0.42	0.267
2 x-x K	24.38	521.6	150.2	7.72	144.3	2668.5	1818.8	2.72	<b>1.324 *</b>
2 y-y K	22.81	51.4	7.5	4.89	26.9	402.1	324.8	0.14	0.214
2 x-x Π	20.32	109.0	150.2	1.61k	43.4	613.7	121.1	2.72	0.345
2 y-y Π	19.01	19.8	7.5	1.89k	25.7	385.0	353.9	0.14	0.204
3 x-x K	24.38	519.8	150.1	7.70	143.8	2654.1	1813.2	2.72	<b>1.317 *</b>
3 y-y K	19.01	120.5	53.7	1.60k	31.2	463.2	274.8	0.97	0.247
3 x-x Π	20.32	110.5	150.1	1.64k	43.7	616.6	117.3	2.72	0.347
3 y-y Π	19.01	105.0	53.7	1.40k	30.3	451.2	286.9	0.97	0.241
4 x-x K	24.38	526.9	152.4	7.68	145.7	2716.2	1835.5	2.76	<b>1.347 *</b>
4 y-y K	19.01	71.3	37.8	1.35k	28.6	425.9	314.4	0.69	0.227
4 x-x Π	20.32	113.1	152.4	1.65k	44.2	623.6	112.5	2.76	0.351
4 y-y Π	19.01	87.7	37.8	1.65k	29.5	438.7	301.6	0.69	0.234
5 x-x K	24.38	514.5	147.8	7.73	142.3	2606.4	1796.5	2.68	<b>1.293 *</b>
5 y-y K	19.01	2.2	8.3	0.19k	24.7	370.1	366.6	0.15	0.196
5 x-x Π	20.32	106.4	147.8	1.60k	42.9	606.6	125.9	2.68	0.341
5 y-y Π	19.01	37.2	8.3	3.19k	26.6	397.4	339.2	0.15	0.211

– έλεγχος υποστυλωμάτων στάθμης 6 (οροφή β' ορόφου z=14.15m)

**Υποστώλωμα 7** Ορθογώνιο 22 35/120

Παριά Χ-Χ. Οπλ.Κάμψης: 4Φ22 = 15.21cm<sup>2</sup>, Οπλ.Διάτμησης: 2 x Φ8/30 = 3.35 cm<sup>2</sup>/m

Παριά Υ-Υ. Οπλ.Κάμψης: 4Φ22 + 2Φ10 = 16.78cm<sup>2</sup>, Οπλ.Διάτμησης: 2 x Φ8/30 = 3.35 cm<sup>2</sup>/m

ΣΦ axis	Fe cm <sup>2</sup>	M KN.m	Q KN	M/Qd	σb Kp/cm <sup>2</sup>	σε1 Kp/cm <sup>2</sup>	σε2 Kp/cm <sup>2</sup>	τ Kp/cm <sup>2</sup>	k
1 x-x Κ	12.67	345.4	158.4	1.82k	53.8	1723.7	742.7	4.31	<b>1.026 *</b>
1 y-y Κ	16.78	35.7	15.4	6.60	19.5	203.8	245.7	0.42	0.186
1 x-x Π	12.67	240.5	158.4	1.27k	38.1	990.4	531.6	4.31	0.590
1 y-y Π	16.78	21.5	15.4	3.97	11.9	159.9	-14.8	0.42	0.113
2 x-x Κ	12.67	309.0	147.1	1.75k	48.5	1463.4	670.6	4.00	0.726
2 y-y Κ	16.78	45.0	19.1	6.75	24.6	361.5	300.8	0.52	0.195
2 x-x Π	12.67	235.0	147.1	1.33k	37.3	949.1	520.6	4.00	0.471
2 y-y Π	16.78	25.6	19.1	3.83	14.2	64.9	186.5	0.52	0.112
3 x-x Κ	12.67	381.8	169.7	1.88k	59.2	1985.4	814.2	4.62	0.985
3 y-y Κ	16.78	26.3	1.8	6.36	14.5	75.3	190.1	0.32	0.115
3 x-x Π	12.67	246.0	169.7	1.21k	38.9	1031.8	542.5	4.62	0.512
3 y-y Π	16.78	17.4	11.8	4.21	10.5	142.9	1.3	0.32	0.083
4 x-x Κ	12.67	223.2	118.6	1.57k	35.4	926.0	493.1	3.23	0.459
4 y-y Κ	16.78	42.5	18.1	6.70	23.3	355.8	282.8	0.49	0.185
4 x-x Π	12.67	215.6	118.6	1.51k	34.2	873.4	477.3	3.23	0.433
4 y-y Π	16.78	24.6	18.1	3.87	13.6	73.6	177.6	0.49	0.108
5 x-x Κ	12.67	467.6	198.1	1.97k	72.1	2531.1	988.3	5.39	<b>1.256 *</b>
5 y-y Κ	16.78	28.8	12.7	6.46	15.9	84.0	207.9	0.35	0.126
5 x-x Π	12.67	265.4	198.1	1.12k	42.0	1107.4	585.8	5.39	0.549
5 y-y Π	16.78	18.3	12.7	4.12	11.2	153.1	3.9	0.35	0.089

**Υποστόλωμα 8** Ορθογώνιο 8 35/125

Παριά Χ-Χ. Οπλ.Κάμψης: 6Φ22 = 22.81cm<sup>2</sup>, Οπλ.Διάτμησης: 1 x Φ8/30 = 1.68 cm<sup>2</sup>/m

Παριά Υ-Υ. Οπλ.Κάμψης: 6Φ22 + 2Φ10 = 24.38cm<sup>2</sup>, Οπλ.Διάτμησης: 1 x Φ8/30 = 1.68 cm<sup>2</sup>/m

ΣΦ axis	Fe cm <sup>2</sup>	M KN.m	Q KN	M/Qd	σb Kp/cm <sup>2</sup>	σε1 Kp/cm <sup>2</sup>	σε2 Kp/cm <sup>2</sup>	τ Kp/cm <sup>2</sup>	k
1 x-x Κ	19.01	251.0	111.4	1.80k	32.7	476.2	-104.6	2.91	0.312
1 y-y Κ	24.38	411.6	180.7	6.51	177.7	4720.1	1972.7	4.72	<b>2.810 *</b>
1 x-x Π	19.01	161.1	111.4	1.16k	25.4	372.1	-0.6	2.91	0.242
1 y-y Π	24.38	257.0	180.7	4.06	113.8	2545.0	1308.6	4.72	<b>1.515 *</b>
2 x-x Κ	19.01	249.6	111.9	1.78k	32.5	472.5	-104.9	2.92	0.258
2 y-y Κ	24.38	408.3	179.9	6.49	176.2	4685.4	1956.3	4.70	<b>2.324 *</b>
2 x-x Π	19.01	164.6	111.9	1.18k	25.6	374.2	-6.6	2.92	0.203
2 y-y Π	4.38	257.1	179.9	4.08	113.8	2558.0	307.1	4.70	<b>1.269 *</b>
3 x-x Κ	19.01	252.5	110.8	1.82k	33.0	479.8	-104.3	2.90	0.262
3 y-y Κ	24.38	414.9	181.6	6.53	179.1	4754.8	1989.0	4.74	<b>2.359 *</b>
3 x-x Π	19.01	157.6	110.8	1.14k	25.3	370.1	5.5	2.90	0.201
3 y-y Π	24.38	256.9	181.6	4.04	113.8	2532.0	1310.1	4.74	<b>1.256 *</b>
4 x-x Κ	19.01	359.5	160.3	1.79k	46.8	518.8	672.2	4.19	0.372
4 y-y Κ	24.38	410.3	180.4	6.50	177.0	4716.6	1964.0	4.71	<b>2.340 *</b>
4 x-x Π	19.01	233.7	160.3	1.17k	31.1	453.6	-87.2	4.19	0.247
4 y-y Π	24.38	257.2	180.4	4.07	113.8	2562.6	1306.9	4.71	<b>1.271 *</b>
5 x-x Κ	19.01	142.5	62.4	1.83k	24.1	353.2	23.5	1.63	0.191
5 y-y Κ	24.38	412.9	181.0	6.52	178.3	4723.6	1981.3	4.73	<b>2.343 *</b>
5 x-x Π	19.01	88.4	62.4	1.13k	19.7	290.6	86.1	1.63	0.157
5 y-y Π	24.38	256.8	181.0	4.05	113.8	2527.5	1310.2	4.73	<b>1.254 *</b>

**Υποστώλωμα 9** Ορθογώνιο 9 40/100

Παριά Χ-Χ. Οπλ.Κάμψης: 6Φ22 = 22.81cm<sup>2</sup>, Οπλ.Διάτμησης: 1 x Φ8/30 = 1.68 cm<sup>2</sup>/m

Παριά Υ-Υ. Οπλ.Κάμψης: 6Φ22 + 1Φ10 = 23.59cm<sup>2</sup>, Οπλ.Διάτμησης: 1 x Φ8/30 = 1.68 cm<sup>2</sup>/m

ΣΦ axis	Fe cm <sup>2</sup>	M KN.m	Q KN	M/Qd	σb Kp/cm <sup>2</sup>	σε1 Kp/cm <sup>2</sup>	σε2 Kp/cm <sup>2</sup>	τ Kp/cm <sup>2</sup>	k
1 x-x Κ	19.01	137.9	71.6	1.93k	29.2	425.1	1.8	2.05	0.278
1 y-y Κ	23.59	1304.0	633.9	5.14	489.9	15249.3	5515.7	18.11	<b>9.077 *</b>
1 x-x Π	19.01	127.0	71.6	1.77k	28.1	408.3	18.6	2.05	0.267
1 y-y Π	23.59	1041.5	633.9	4.11	393.8	11931.5	4461.2	18.11	<b>7.102 *</b>
2 x-x Κ	19.01	73.3	43.4	1.69k	22.3	327.1	101.9	1.24	0.177
2 y-y Κ	23.59	1313.6	638.0	5.15	493.4	15364.4	5555.6	18.23	<b>7.621 *</b>
2 x-x Π	19.01	87.1	43.4	2.01k	23.8	348.2	80.8	1.24	0.189
2 y-y Π	23.59	1047.0	638.0	4.10	395.9	11994.6	4484.5	18.23	<b>5.950 *</b>
3 x-x Κ	19.01	202.4	99.8	2.03k	36.2	523.1	-98.3	2.85	0.287
3 y-y Κ	23.59	1294.5	629.9	5.14	486.3	15134.1	5475.9	18.00	<b>7.507 *</b>
3 x-x Π	19.01	166.8	99.8	1.67k	32.3	468.5	-43.7	2.85	0.257
3 y-y Π	23.59	1036.0	629.9	4.11	391.8	11868.4	4437.9	18.00	<b>5.887 *</b>
4 x-x Κ	19.01	94.1	31.4	3.00k	24.6	360.4	71.5	0.90	0.196
4 y-y Κ	23.59	1308.3	635.7	5.14	491.6	15288.5	5536.0	18.16	<b>7.584 *</b>
4 x-x Π	19.01	22.1	31.4	0.70k	16.8	249.9	182.0	0.90	0.133
4 y-y Π	23.59	1043.8	635.7	4.11	394.8	11946.5	4473.7	18.16	<b>5.926 *</b>
5 x-x Κ	19.01	369.9	174.6	2.12k	63.3	874.3	893.0	4.99	0.502
5 y-y Κ	23.59	1299.8	632.2	5.14	488.2	15210.1	5495.4	18.06	<b>7.545 *</b>
5 x-x Π	19.01	276.1	174.6	1.58k	48.6	429.7	692.8	4.99	0.385
5 y-y Π	23.59	1039.2	632.2	4.11	392.8	11916.6	4448.7	18.06	<b>5.911 *</b>

**Υποστύλωμα 15** Ορθογώνιο 15 40/100

Παριά Χ-Χ. Οπλ.Κάμψης: 6Φ22 = 22.81cm<sup>2</sup>, Οπλ.Διάτμησης: 1 x Φ8/30 = 1.68 cm<sup>2</sup>/m

Παριά Υ-Υ. Οπλ.Κάμψης: 6Φ22 + 1Φ10 = 23.59cm<sup>2</sup>, Οπλ.Διάτμησης: 1 x Φ8/30 = 1.68 cm<sup>2</sup>/m

ΣΦ axis	Fe cm <sup>2</sup>	M KN.m	Q KN	M/Qd	σb Kp/cm <sup>2</sup>	σε1 Kp/cm <sup>2</sup>	σε2 Kp/cm <sup>2</sup>	τ Kp/cm <sup>2</sup>	k
1 x-x Κ	19.01	291.5	123.0	2.37k	49.9	685.3	704.3	3.51	0.475
1 y-y Κ	23.59	363.4	177.9	5.11	142.4	3640.9	1668.2	5.08	<b>2.167 *</b>
1 x-x Π	19.01	163.4	123.0	1.33k	28.9	417.9	-83.7	3.51	0.275
1 y-y Π	23.59	294.8	177.9	4.14	117.0	2781.4	1387.8	5.08	<b>1.656 *</b>
2 x-x Κ	19.01	227.8	95.1	2.40k	39.9	381.9	567.9	2.72	0.317
2 y-y Κ	23.59	372.6	182.1	5.12	145.8	3759.4	1705.1	5.20	<b>1.865 *</b>
2 x-x Π	19.01	124.0	95.1	1.30k	24.6	356.8	-23.7	2.72	0.195
2 y-y Π	23.59	301.1	182.1	4.13	119.4	2862.9	1413.1	5.20	<b>1.420 *</b>
3 x-x Κ	19.01	355.3	150.8	2.36k	59.8	1016.2	838.4	4.31	0.504
3 y-y Κ	23.59	354.2	173.7	5.10	139.1	3522.4	1631.2	4.96	<b>1.747 *</b>
3 x-x Π	19.01	202.8	150.8	1.34k	36.0	272.7	515.2	4.31	0.286
3 y-y Π	23.59	288.5	173.7	4.15	114.7	2699.9	1362.4	4.96	<b>1.339 *</b>
4 x-x Κ	22.81	31.3	8.0	3.92	13.6	200.5	109.6	0.23	0.108
4 y-y Κ	23.59	362.8	177.1	5.12	141.8	3678.7	1656.5	5.06	<b>1.825 *</b>
4 x-x Π	19.01	1.7	8.0	0.22k	10.8	161.6	156.3	0.23	0.086
4 y-y Π	23.59	292.3	177.1	4.13	115.7	2794.6	1368.9	5.06	<b>1.386 *</b>
5 x-x Κ	19.01	551.8	237.9	2.32k	89.9	2061.7	1242.9	6.80	<b>1.023 *</b>
5 y-y Κ	23.59	364.0	178.7	5.09	143.1	3603.3	1679.7	5.11	<b>1.787 *</b>
5 x-x Π	19.01	328.5	237.9	1.38k	5.9	835.2	786.6	6.80	0.444
5 y-y Π	23.59	297.3	178.7	4.16	118.3	2768.3	1406.6	5.11	<b>1.373 *</b>



**Υποστώλωμα 18** Ορθογώνιο 18 20/110

Παριά Χ-Χ. Οπλ.Κάμψης: 6Φ22 = 22.81cm<sup>2</sup>, Οπλ.Διάτμησης: 1 x Φ8/30 = 1.68 cm<sup>2</sup>/m

Παριά Υ-Υ. Οπλ.Κάμψης: 6Φ22 + 2Φ10 = 24.38cm<sup>2</sup>, Οπλ.Διάτμησης: 1 x Φ8/30 = 1.68 cm<sup>2</sup>/m

ΣΦ axis	Fe cm <sup>2</sup>	M KN.m	Q KN	M/Qd	σb Kp/cm <sup>2</sup>	σε1 Kp/cm <sup>2</sup>	σε2 Kp/cm <sup>2</sup>	τ Kp/cm <sup>2</sup>	k
1 x-x Κ	22.81	96.2	37.8	2.31	33.6	493.8	124.9	1.96	0.320
1 y-y Κ	24.38	77.1	41.2	9.35	106.4	1099.0	1121.0	2.14	<b>1.014 *</b>
1 x-x Π	22.81	43.7	37.8	1.05	26.5	393.1	225.6	1.96	0.253
1 y-y Π	24.38	75.3	41.2	9.15	104.3	1053.3	1102.6	2.14	0.993
2 x-x Κ	22.81	83.9	31.1	2.45	31.1	457.2	135.6	1.62	0.247
2 y-y Κ	24.38	81.7	43.7	9.35	111.8	1265.1	1158.0	2.27	0.887
2 x-x Π	22.81	31.4	31.1	0.92	24.0	356.5	236.3	1.62	0.190
2 y-y Π	24.38	80.0	43.7	9.15	109.7	1220.1	1140.4	2.27	0.871
3 x-x Κ	22.81	108.6	44.5	2.22	36.2	530.5	114.2	2.31	0.287
3 y-y Κ	24.38	72.4	38.7	9.36	101.0	936.2	1083.0	2.01	0.802
3 x-x Π	22.81	56.0	44.5	1.14	29.1	429.8	215.0	2.31	0.231
3 y-y Π	24.38	70.6	38.7	9.14	98.8	889.9	1063.8	2.01	0.784
4 x-x Κ	22.81	241.3	106.7	2.06	54.2	213.2	784.6	5.54	0.430
4 y-y Κ	24.38	70.9	37.8	9.38	98.6	942.9	1052.2	1.96	0.783
4 x-x Π	22.81	153.6	106.7	1.31	41.2	601.3	12.4	5.54	0.327
4 y-y Π	24.38	69.0	37.8	9.12	96.3	893.1	1031.7	1.96	0.764
5 x-x Κ	22.81	48.8	31.1	1.43	27.4	405.5	218.3	1.62	0.217
5 y-y Κ	24.38	83.2	44.6	9.34	114.2	1256.7	1189.4	2.32	0.907
5 x-x Π	22.81	66.2	31.1	1.94	29.7	438.9	185.0	1.62	0.236
5 y-y Π	24.38	81.7	44.6	9.16	112.3	1215.3	1172.9	2.32	0.891

**Υποστώλιμα 23** Ορθογώνιο 27 140/40

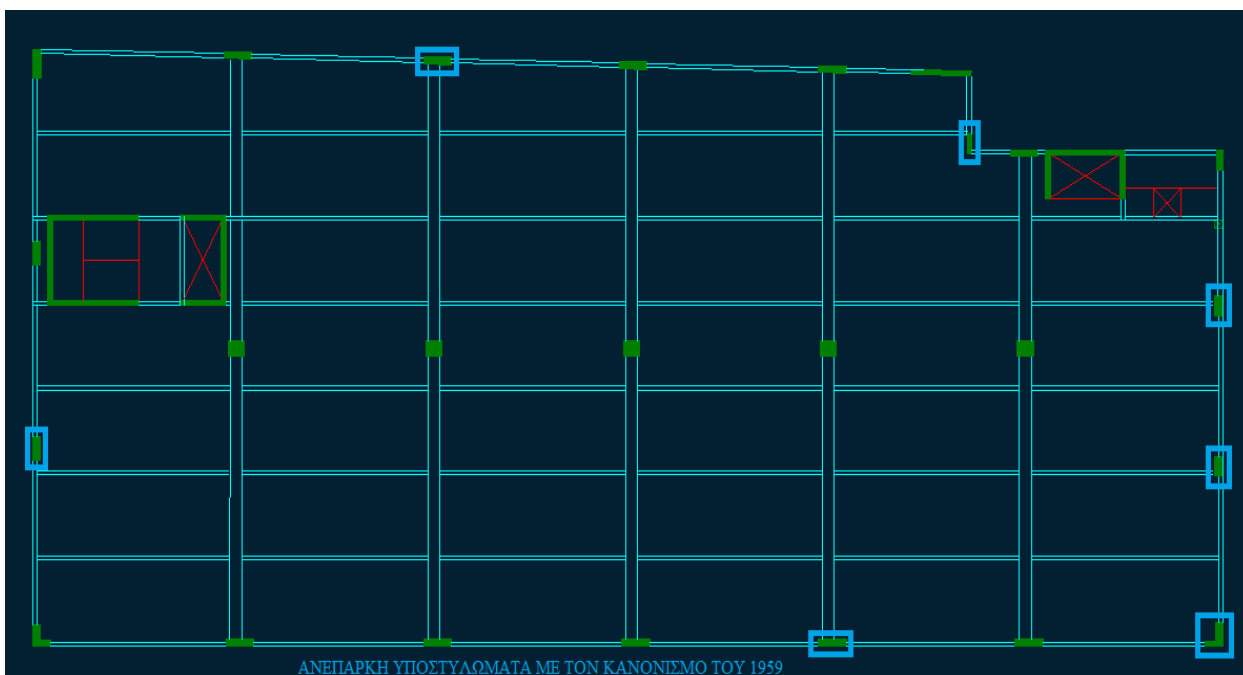
Παριά Χ-Χ. Οπλ.Κάμψη:  $6\Phi 22 + 2\Phi 10 = 24.38\text{cm}^2$ , Οπλ.Διάτμησης:  $1 \times \Phi 8/30 = 1.68 \text{cm}^2/\text{m}$

Παριά Υ-Υ. Οπλ.Κάμψη:  $6\Phi 22 = 22.81\text{cm}^2$ , Οπλ.Διάτμησης:  $1 \times \Phi 8/30 = 1.68 \text{cm}^2/\text{m}$

ΣΦ axis	Fe cm <sup>2</sup>	M KN.m	Q KN	M/Qd	σb Kp/cm <sup>2</sup>	σε1 Kp/cm <sup>2</sup>	σε2 Kp/cm <sup>2</sup>	τ Kp/cm <sup>2</sup>	k
1 x-x Κ	24.38	1996.9	690.4	7.23	627.7	22329.5	6841.1	14.09	<b>13.291 *</b>
1 y-y Κ	19.01	147.3	42.6	2.47k	25.8	380.7	127.7	0.87	0.245
1 x-x Π	20.32	557.7	690.4	2.02k	199.8	5806.2	2282.9	14.09	<b>3.456 *</b>
1 y-y Π	19.01	10.2	42.6	0.17k	17.6	262.9	245.4	0.87	0.167
2 x-x Κ	24.38	2002.6	692.4	7.23	629.4	22397.4	6860.1	14.13	<b>11.110 *</b>
2 y-y Κ	22.81	59.6	7.3	5.81	20.1	298.8	200.8	0.15	0.159
2 x-x Π	20.32	559.2	692.4	2.02k	200.3	5825.8	2288.7	14.13	<b>2.890 *</b>
2 y-y Π	19.01	32.5	7.3	3.17k	18.9	282.3	226.6	0.15	0.150
3 x-x Κ	24.38	1991.1	688.5	7.23	625.9	22261.6	6822.0	14.05	<b>11.042 *</b>
3 y-y Κ	19.01	235.0	77.8	2.16k	31.0	455.7	52.2	1.59	0.246
3 x-x Π	20.32	556.2	688.5	2.02k	199.2	5786.7	2277.1	14.05	2.870 *
3 y-y Π	19.01	52.8	77.8	0.49k	20.1	299.3	208.5	1.59	0.159
4 x-x Κ	24.38	2022.6	699.1	7.23	635.6	22635.8	6925.9	14.27	<b>11.228 *</b>
4 y-y Κ	19.01	180.8	55.2	2.34k	27.8	410.2	99.9	1.13	0.221
4 x-x Π	20.32	564.0	699.1	2.02k	202.0	5889.1	2306.5	14.27	<b>2.921 *</b>
4 y-y Π	19.01	23.5	55.2	0.30k	18.4	275.2	234.9	1.13	0.146
5 x-x Κ	24.38	1971.1	681.8	7.23	619.7	22023.1	6756.3	13.91	<b>10.924 *</b>
5 y-y Κ	19.01	113.8	29.9	2.72k	23.7	351.1	155.6	0.61	0.188
5 x-x Π	20.32	551.4	681.8	2.02k	197.6	5723.4	2259.3	13.91	<b>2.839 *</b>
5 y-y Π	19.01	3.1	29.9	0.07k	17.1	256.0	250.7	0.61	0.135

#### 5.4. Τελικά συμπεράσματα από τον έλεγχο του Φ.Ο. του κτιρίου με τις διατάξεις του αντισεισμικού κανονισμού που ίσχυε κατά το χρόνο έκδοσης της αρχικής οικοδομικής άδειας.

Από τον έλεγχο που πραγματοποιήθηκε προκύπτει ότι σε όσους δοκούς παρουσιάζεται ανεπάρκεια αυτή οφείλεται σε ελλιπή οπλισμό διάτμησης, κανένας δοκός δεν παρουσιάζει ανεπάρκεια σε κάμψη. Οι προεντεταμένοι δοκοί δεν παρουσιάζουν αδυναμία στην φέρουσα ικανότητα τους. Στην στάθμη 4 τα υποστυλώματα που παρουσιάζουν ανεπάρκεια στον έλεγχο των επιτρεπομένων τάσεων είναι δυο όπως και στην στάθμη 5. Στην στάθμη 6 παρουσιάζουν ανεπάρκεια 7 υποστυλώματα. Στις υπόλοιπες στάθμες δεν παρουσιάζονται ανεπάρκειες.



Εικόνα 14

Αν εξαιρέσουμε την στάθμη 6 ο Φ.Ο. του κτιρίου παρουσιάζει αναμενόμενη και σχετικά ικανοποιητική συμπεριφορά. Στην στάθμη 6 η αρχική μελέτη προέβλεπε την μείωση της διατομής των υποστυλωμάτων παράγων που φαίνεται να έπαιξε ρόλο στην εμφάνιση μεγαλύτερου αριθμού ανεπαρκειών.

## 6. Έλεγχος του φ.ο. του κτιρίου με τις διατάξεις του ΕΑΚ 2000.

Από την εγκύκλιο 3 αρ. πρ. οίκοθεν 10530/1/96 ΥΠΕΧΩΔΕ «Έλεγχος υφισταμένων κτιρίων και δομικών έργων που εξυπηρετούν τα κτίρια» και συγκεκριμένα την παράγραφο 4 οι τυχόν νέες κατασκευές που γίνονται για την προσθήκη, την ενίσχυση του υφιστάμενου κτιρίου και την μεταρρύθμιση του μελετώνται και κατασκευάζονται με τους νέους κανονισμούς που ισχύουν σήμερα (σ.σ. 2008). Αυτό το στάδιο του ελέγχου θα οδηγήσει και σε μια τελική εκτίμηση των ανεπαρκειών του φορέα και, η επίλυση του φορέα θα γίνει με τους κανονισμούς που ίσχυαν κατά το 2008.

Στην επίλυση αυτή ισχύουν κάποιες από τις παραδοχές από το προηγούμενο στάδιο. Για τον έλεγχο του κτιρίου λαμβάνεται υπόψη η νέα χρήση του, δηλαδή χρήση του ως εκπαιδευτικό κτίριο. Ο φορέας για τον οποίο γίνεται ο έλεγχος είναι ο αρχικός, συμπεριλαμβάνονται όμως οι αλλαγές που έγιναν προκειμένου να ικανοποιηθεί η νέα του χρήση. Οι αλλαγές αυτές περιγράφονται στο προηγούμενο κεφαλαίο. Τα νέα φέροντα στοιχεία (υποστυλώματα, δοκάρια) δεν ελέγχονται όσον αφορά την αντοχή τους έναντι των εντατικών μεγεθών αλλά λαμβάνονται υπόψη στην συνολική συμπεριφορά του κτιρίου (π.χ. κατανομή - ανάληψη φορτίων). Κατά τα λοιπά για τα υπάρχοντα φέροντα στοιχεία που έχουν υποστεί επεμβάσεις στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους και τα μόνιμα φόρτια από τα μεταλλικά αμφιθέατρα ισχύουν όσα αναφέρονται στο κεφάλαιο 7.

## 6.1. Παραδοχές για την επίλυση του υπάρχοντος φορέα.

Στο φορέα η ποιότητα των υλικών που χρησιμοποιούνται είναι σκυρόδεμα B 300, με χάλυβα St III όσον αφορά δοκούς και σκυρόδεμα B 160, με χάλυβα St I για τα υποστυλώματα. Τα υλικά αυτά αντιστοιχούνται (με ασφάλεια) σε σημερινές ποιότητες σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα:

Αντιστοιχία ποιότητας υλικών	
Σκυρόδεμα B 160	Σκυρόδεμα C12/15
Σκυρόδεμα B 300	Σκυρόδεμα C20/25
Χάλυβας St I	Χάλυβας S220
Χάλυβας St III	Χάλυβας S400

Πίνακας 1

Το μέτρο ελαστικότητας για το σκυρόδεμα είναι 29.0 GPa και για τον χάλυβα 200.0 GPa, τα φορτία μόνιμα ή κινητά είναι αυτά που προβλέπονται από τον Κανονισμό Φορτίσεων Δομικών Έργων Β.Δ. 10/12/1945 Φ.Ε.Κ. 325/α. Οι εφαρμοζόμενοι κανονισμοί είναι:

- ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ (Β.Δ. 10/12/1945)
- ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ: ΦΕΚ 1329B/6-11-2000, ΦΕΚ 447/5-3-2004, ΦΕΚ 649/B/24-5-06, ΦΕΚ 1881/B/29-12-06
- ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΧΑΛΥΒΩΝ: ΦΕΚ 649 24/5/2006 ΑΡΘΡΟ 1
- ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: ΦΕΚ 2184B/1999, ΦΕΚ 781B/18-6-2003, ΦΕΚ 1153,1154/12-8-2003

Στα επόμενα πλαίσια διαλόγου παρουσιάζονται οι φορτίσεις και οι συντελεστές ασφάλειας που εισήχθησαν.

**ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ**

Μόνιμες | Μεταβλητές | Επιβαλ. παραμορφώσεις | **Συντελ. ασφαλείας** | Συνδυασμοί

**Συντελεστές ασφαλείας υλικών**

Σκυρόδεμα γ<sub>c</sub>

Χαλύβας οπλισμών γ<sub>s</sub>

Δομικός χαλύβας γ<sub>s</sub>

Δομική ξυλεία γ<sub>M</sub>

Φέρουσα τοιχοποιία γ<sub>M</sub>

**Συντελεστές συνδυασμών δράσεων**

Συντελεστής ασφαλείας μόνιμων δράσεων γ<sub>G</sub>

Συντελεστής ασφαλείας μεταβλητών δράσεων γ<sub>Q</sub>

Συντελεστής ασφαλείας τυχατικών δράσεων γ<sub>A</sub>

**Συντελεστές μεταβλητών δράσεων**

Συντελεστής μάζας μεταβλητών δράσεων φ (EC8\_4.2.4)

**ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ**

Μόνιμες | Μεταβλητές | Επιβαλ. παραμορφώσεις | Συντελ. ασφαλείας | Συνδυασμοί

**16α Βάρη**

Ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος (kN/m<sup>3</sup>)

Ειδικό βάρος τοίχων πλήρωσης (kN/m<sup>3</sup>)

Ειδικό βάρος φέρουσας τοιχοποιίας (kN/m<sup>3</sup>)

Ειδικό βάρος δομικού χαλύβα (kN/m<sup>3</sup>)

Ειδικό βάρος δομικής ξυλείας (kN/m<sup>3</sup>)

**Φορτία επιστρώσεων**

Φορτίο επικάλυψης πλακών (kN/m<sup>2</sup>)

Φορτίο επικάλυψης κλιμακοστασίων (kN/m<sup>2</sup>)

Γραμμικό φορτίο στο άκρο προβάθρων (kN/m-μήκους)

**Ωθήσεις γαιών**

Ειδικό βάρος γαιών γ (kN/m<sup>3</sup>)

Συντελεστής υπολογισμού ωθήσεων ηρεμίας K<sub>o</sub>

Ανώτερο ύψος εδάφους

Εκτύπωση ελέγχου σε περιμετρικά τοιχεία υπογείου

Εικόνα 1

Εικόνα 2

Τα εντατικά μεγέθη των πλακών υπολογίζονται με τη μέθοδο Czerny. Οι αντιδράσεις των φορτισμένων πλακών υπολογίζονται κατά DIN 1045. Τονίζεται ότι το κινητό φορτίο των πλακών λαμβάνεται ίσο με 5 Kp/m<sup>2</sup>. Τα δεδομένα για τον σεισμό αναφέρονται στον παρακάτω πίνακα.

Τα δεδομένα για την σεισμική δράση	
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I
Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: A=a*g	0.16*g
Συντελεστής Σπουδαιότητας Κατασκευής γ <sub>I</sub>	1.15
Συντελεστής Σεισμικής Συμπεριφοράς q	1.50
Συντελεστές κινητών φορτίων	ψ <sub>1</sub> = 0.80 ψ <sub>2</sub> = 0.50
Κατηγορία εδάφους	B
Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων	T <sub>1</sub> =0.15, T <sub>2</sub> =0.60
Συντελεστής θεμελίωσης θ	0.80
Υποπερίοδοι κατασκευής	T <sub>x</sub> = 0.40 sec, T <sub>y</sub> = 0.40 sec
Τεταγμένες φάσματος σχεδιασμού	R <sub>dx</sub> (T <sub>x</sub> ) = 3.01, R <sub>dy</sub> (T <sub>y</sub> ) = 3.01

Πίνακας 2

Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς q για κατασκευές προ του 1985 μπορεί να ληφθεί ίσος με 1.5 κατά την φάση του υπολογισμού της αντοχής του υπάρχοντος (ΔΡΙΤΣΟΣ 2005). Η κατηγορία συνθηκών περιβάλλοντος λαμβάνεται ως II και οι επικάλυψεις οπλισμών σκυροδέματος για δοκούς και υποστυλώματα 30 mm. Ο Φέρων Οργανισμός αποτελείται από οριζόντιες πλάκες, μονολιθικά συνδεδεμένες με δοκούς και υποστυλώματα ή τοιχώματα. Ο

οργανισμός πλήρωσης θεωρείται ότι συμμετέχει μόνο ως προς τα κατακόρυφα φορτία από το ίδιο βάρος του και ως εκ' τούτου δεν συνεκτιμάται στην ακαμψία του συστήματος διότι αποτελείται από ελαφρά πάνελ τσιμεντοσανίδας και γυψοσανίδας. Οι βασικές παραδοχές στις οποίες στηρίζεται η ανάλυση του φορέα είναι ότι το υλικό κατασκευής έχει όλες τις προδιαγραφές (συνεχές, ομογενές, ισότροπο και γραμμικό) ώστε να ακολουθεί το νόμο του Hooke. Επίσης Ο φορέας αποτελείται από μέλη γραμμικής παραμόρφωσης όπου οι συντελεστές ακαμψίας υπολογίζονται στην απαραμόρφωτη φάση ενώ οι εξισώσεις ισορροπίας εφαρμόζονται στην παραμορφωμένη φάση. Άλλες παραδοχές που αφορούν την μοντελοποίηση του τρόπου έδρασης του κτηρίου, την διαφραγματική λειτουργία των πλακών τις ακαμψίες των μελών και την περιγραφή του φορέα στον χώρο εμφανίζονται στα πλαίσια διαλόγου παρακάτω.

**ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΣΕΙΣ**

Μοντελοποίηση | Αριθμοί ακαμψίας - γεωμετρίας

**Εδράσεις**

Το κτίριο θεωρείται πακτωμένο στη βάση του

Το κτίριο θεωρείται εδραζόμενο επί ελαστικών στηρίξεων

Υψός ράβδου που εξιδανικεύει την εδαφική στρώση στο μοντέλο

**Γενικά**

Να μπαίνουν στο προσομοίωμα τα περιμ. τοιχεία υπογείου ως οριζ. μέλη

Προσομοίωση περιμετρικών τοιχείων υπογείου

Δέσμευση των κόμβων στη διεύθυνση του τοιχείου

Εισαγωγή χιαστί άκαμπτων ράβδων.

Εισαγωγή άκαμπτων μελών όταν η απόσταση άκρου δοκού - Κ.Β. υποστυλώματος ξεπερνά την τιμή

Κατάργηση κόμβων που βρίσκονται σε απόσταση μικρότερη από

Μέγιστη απόσταση υποστυλωμάτων μεταξύ διαδοχικών ορόφων

Στην περίπτωση που υποστ/μα δεν πατάει σε άλλο στην κατώτερη στάθμη, λαμβάνεται σύνδεση με το πλησιέστερο

Επίπεδο z που θα λαμβάνεται ως Βάση στη Δυναμική Ανάλυση

**Διαφράγματα**

Χρήση υψηλών τιμών ατένειας και ακαμψίας πηλακοδοκών

Εισαγωγή άκαμπτων χιαστί ράβδων για προσομοίωση φατνωμάτων

Σχεδίαση στο χώρο των χιαστί ράβδων

Πλάκα τύπου 6 λαμβάνεται ως διάφραγμα

OK Cancel Help

Εικόνα 3

**ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΣΕΙΣ**

Μοντελοποίηση | Αριθμοί ακαμψίας - γεωμετρίας

**Αριθμοί ακαμψίας**

Άξονική απαραμορφωσιμότητα πηλακοδοκών (ατένεια) Ay

Δυστρεψία πηλακοδοκών ως προς κατακόρυφο άξονα Iz

**Αριθμοί ακαμψίας ιδεατών ακάμπτων μελών**

Επιφάνεια A  Ροπή αδρανείας Ix

Ροπή αδρανείας Iy  Ροπή αδρανείας Iz

**Παραδοχές σταδίου II για κατασκευές από οπλ. σκυρόδεμα**

Συντελεστής καμπτικής δυσκαμψίας υποστυλωμάτων

Συντελεστής καμπτικής δυσκαμψίας δοκών

Συντελεστής καμπτικής δυσκαμψίας τοιχωμάτων

Συντελεστής στρεπτικής δυσκαμψίας όλων των στοιχείων

**Τρόπος περιγραφής φορέα**

Ελεύθερη περιγραφή κόμβων-μελών στο χώρο, χωρίς αρχαία σταθμώ

**Υποστυλώματα**

Επιτρέπονται αρθρώσεις σε υποστυλώματα

OK Cancel Help

Εικόνα 4

Σύμφωνα με την παράγραφο 3.2.3 του ΕΑΚ 2000 οι δυσκαμψίες των στοιχείων υπολογίζονται με την παραδοχή του σταδίου II:

- υποστυλώματα:  $\text{καμπ. δυσκαμψία σταδίου II} = \text{καμπ. δυσκαμψία σταδίου I}$
- τοιχώματα:  $\text{καμπ. δυσκαμψία σταδίου II} = 2/3 \text{ καμπ. δυσκαμψία σταδίου I}$
- οριζ.στοιχεία:  $\text{καμπ. δυσκαμψία σταδίου II} = 1/2 \text{ καμπ. δυσκαμψία σταδίου I}$
- στρεπ. δυσκαμψία σταδίου II =  $1/10 \text{ καμπ. δυσκαμψία σταδίου I}$

Η στατική επίλυση του φορέα γίνεται ως πλαίσιο στο χώρο με 6 βαθμούς ελευθερίας ανά ελεύθερο κόμβο (μέθοδος χωρικού πλαισίου) και οι υπολογισμοί γίνονται με τη μέθοδο των μετακινήσεων.

## 6.2. Μέθοδος ανάλυσης του φορέα.

Το κτήριο δεν είναι «κανονικό» και γι' αυτό επιβάλλεται να επιλυθεί με την μέθοδο της δυναμικής ανάλυσης. Το κέντρο μάζας με το κέντρο αλεστικής στροφής βρίσκονται σε μεγάλη απόσταση πράγμα που οδηγεί στην επίλυση με την δημιουργία ψευδοχωρικού μοντέλου. Η μέγιστη μετακίνηση της κατασκευής προκύπτει από την επαλληλία των μέγιστων αποκρίσεων των ιδιομορφών. Η εξίσωση που χαρακτηρίζει την κίνηση του φορέα για τη σεισμική φόρτιση περιγράφεται από το τύπο:

$$[K] [U] + [C] [V] + [M] [W] = - [M] [Wg]$$

[K] : το μητρώο ακαμψίας (NxN)

[C] : το μητρώο απόσβεσης (NxN)

[M] : το διαγώνιο μητρώο μάζας (NxN)

[V] : το μητρώο ταχυτήτων (N)

[W] : το μητρώο επιταχύνσεων (N)

[U] : το μητρώο μετακινήσεων (N)

[Wg] : σεισμική επιτάχυνση(N)

ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ (ΕΑΚ2000) ΦΕΚ2184Β/20.12.1999

**Παράμετροι σχεδιασμού**

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας (Πιν.2.2. ΕΑΚ2000) 1

Ανηγγεμένη Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους α (Πιν.2.2. ΕΑΚ2000) 0.16

Συντελεστής Σπουδαιότητας Κτιρίου γι (Πιν.2.3. ΕΑΚ2000) 1.15

Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων T1,T2 (Πιν.2.4. ΕΑΚ2000) T1 = 0.15 T2 = 0.60

Συντελεστής Σεισμικής συμπεριφοράς q (Πιν.2.6. ΕΑΚ2000) 1.50

Συντελεστής Βεβαίωσης θ (Πιν.2.7. ΕΑΚ2000) 0.80

Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ζ% (Πιν.2.8. ΕΑΚ2000) 5.00

Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης β0 2.50

**Πλαστιμότητα**

Διαστασιολόγηση Χωρίς Απαίτηση Πλαστιμότητας

**Συνιστώσες σχεδιασμού**

Οριζόντιες συνιστώσες σεισμικής διέγερσης

Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής διέγερσης

Σχεδίαση φάσματος

**Χαρακτηριστικά δομήματος**

Βεβαίωσεις ιδιοπεριόδοι Κτιρίου T (sec)

T<sub>x</sub> = 0,4 T<sub>y</sub> = 0,4 T<sub>v</sub> = 0,4

Τιμές φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

Rd(T<sub>x</sub>)= 3,008 Rd(T<sub>y</sub>)= 3,008 Rd(T<sub>v</sub>)= 3,158

**Μεθοδολογία Ανάλυσης**

Δυναμική Φασματική Μέθοδος

κόμβο-κόμβο

πλήρες μοντέλο

Ψευδοχωρικό μοντέλο

Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος (Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος)

OK Cancel Help

Εικόνα 5

Τα βήματα εφαρμογής της μεθόδου είναι

- Υπολογίζονται οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές του συστήματος.
- Με την χρήση του φάσματος σχεδιασμού και για συγκεκριμένο αριθμό ιδιομορφών (των κυριών) υπολογίζονται οι αντίστοιχες επιταχύνσεις σχεδιασμού.
- Για κάθε ιδιομορφή υπολογίζονται οι δρώσες μάζες για κάθε ιδιομορφή και στη συνέχεια τα μέγιστα αδρανειακά φορτία.
- Για τα μέγιστα αδρανειακά φορτία και κάθε ιδιομορφή υπολογίζονται τα μέγιστα μεγέθη αποκρίσεως.
- Οι παραπάνω ποσότητες κάθε ιδιομορφής επαλληλίζονται με την μέθοδο του « Πλήρη Τετραγωνικού Συνδυασμού (CQC). Για μέγιστη τιμή απόκρισης  $x_i$  του μεγέθους X (ροπή, τέμνουσα, παραμόρφωση κ.λ.π.) κατά την ιδιομορφή I οι ακραίες τιμές ex X δίνονται από την σχέση :

$$ex X = \pm \sqrt{\Sigma_i \Sigma_j (e_{ij} X_i X_j)} \quad (\text{Εξ. 1})$$

Όπου  $e_{ij}$  :

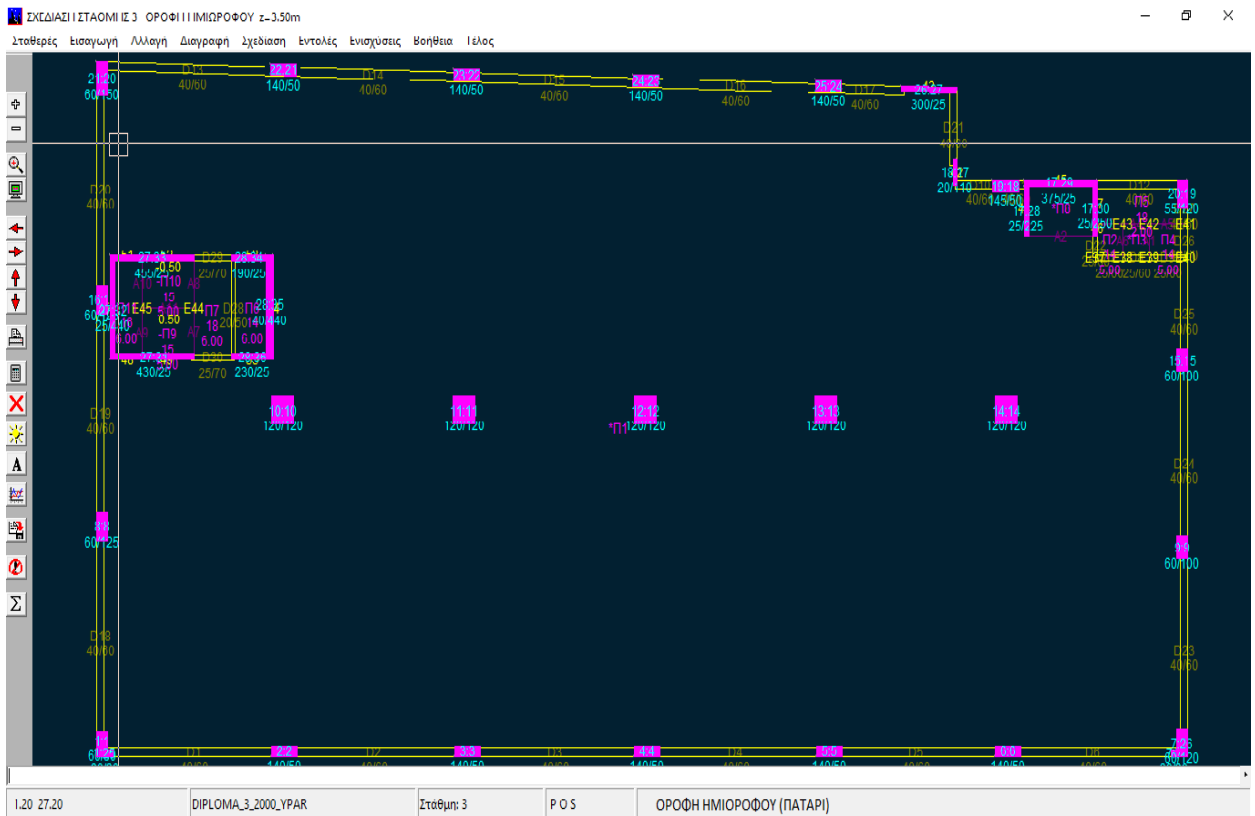
$$e_{ij} = \frac{8\zeta(1+r)r^{2/3}}{10^4(1-r^2)+4\zeta^2r(1-r^2)} \quad (\text{Εξ. 2})$$

Το σύστημα λύνεται με τη μαθηματική μέθοδο υπέρθεσης των ιδιομορφών, με την οποία επιτυγχάνεται η αποσύζευξη του αρχικού συστήματος σε N ανεξάρτητες μεταξύ τους διαφορικές εξισώσεις.

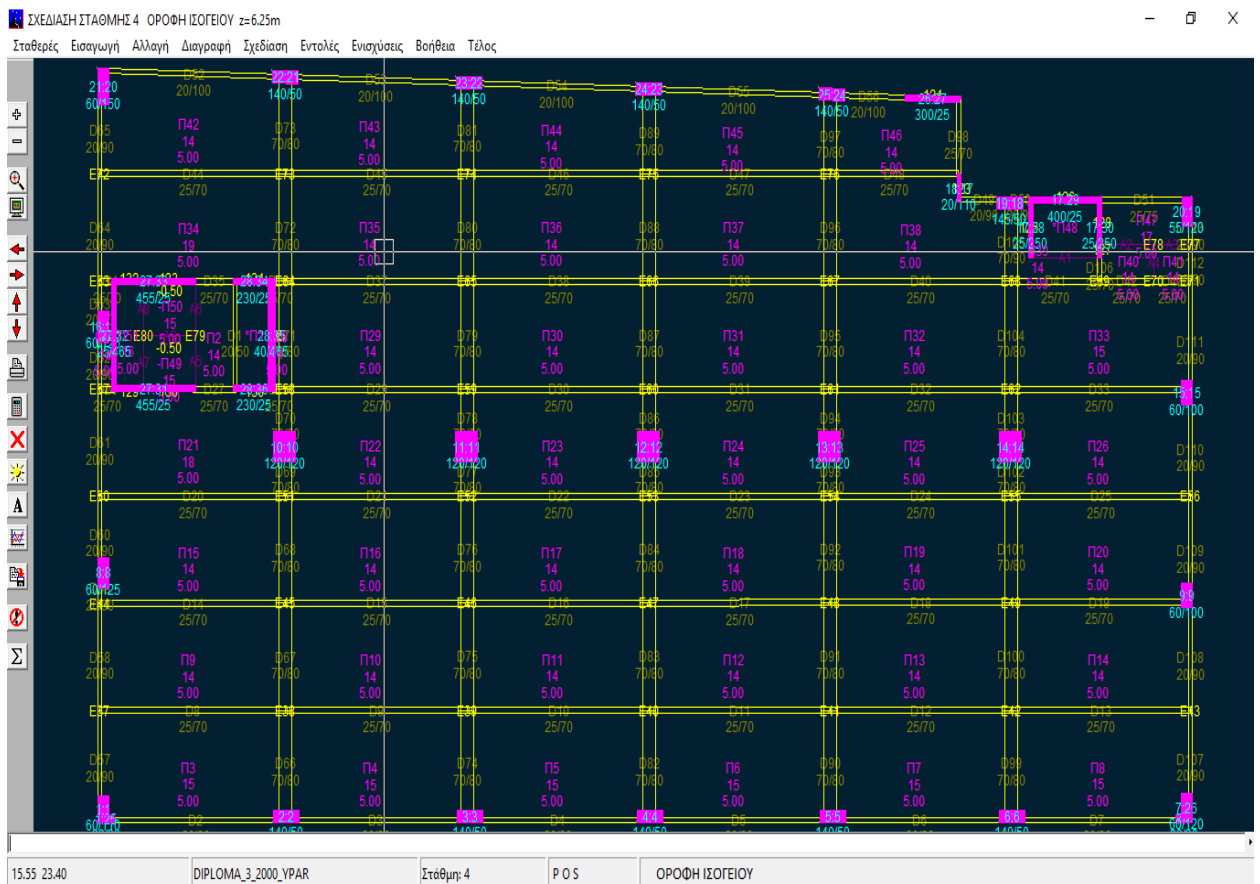
### **6.3. Εισαγωγή του υπό εξέταση φορέα στο στατικό πρόγραμμα.**

Παρακάτω ακολουθούν εικόνες από την εισαγωγή του φορέα στο πρόγραμμα.





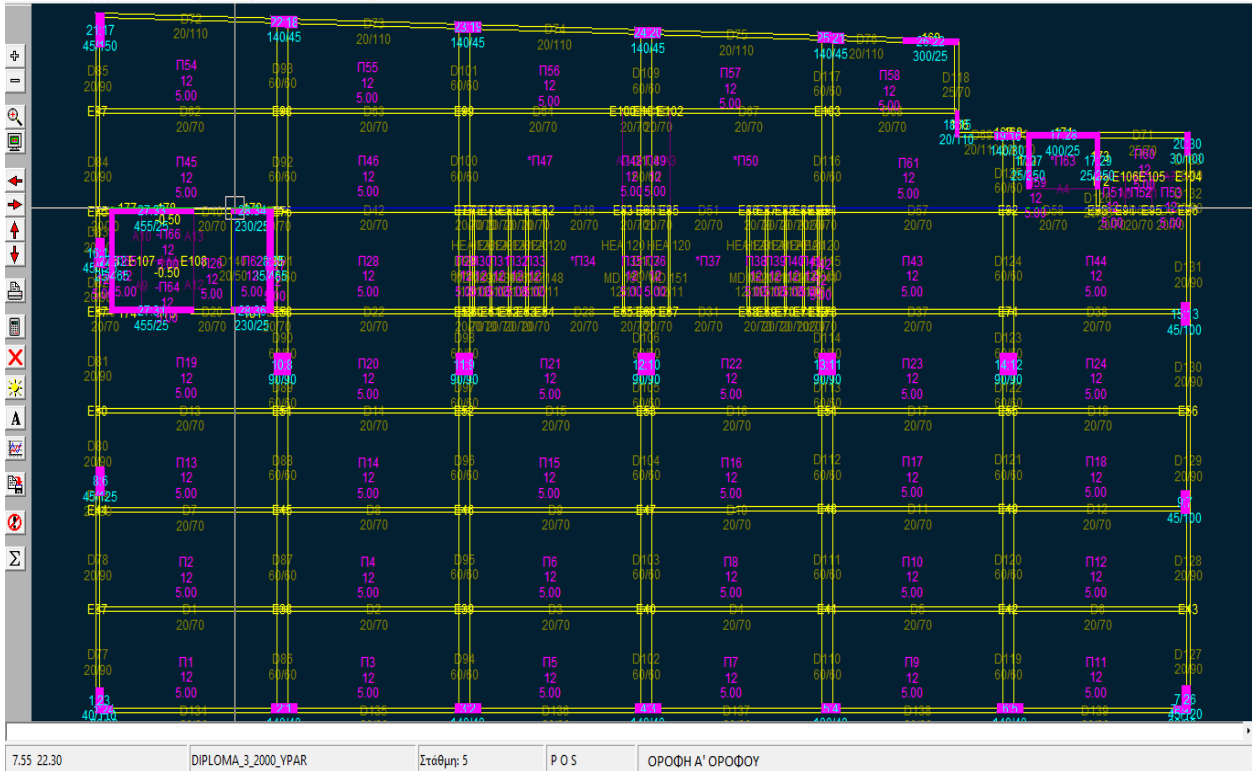
Εικόνα 6



Εικόνα 7

ΣΧΕΔΙΑΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ 5 ΟΡΟΦΗ Α' ΟΡΟΦΟΥ z=10.45m

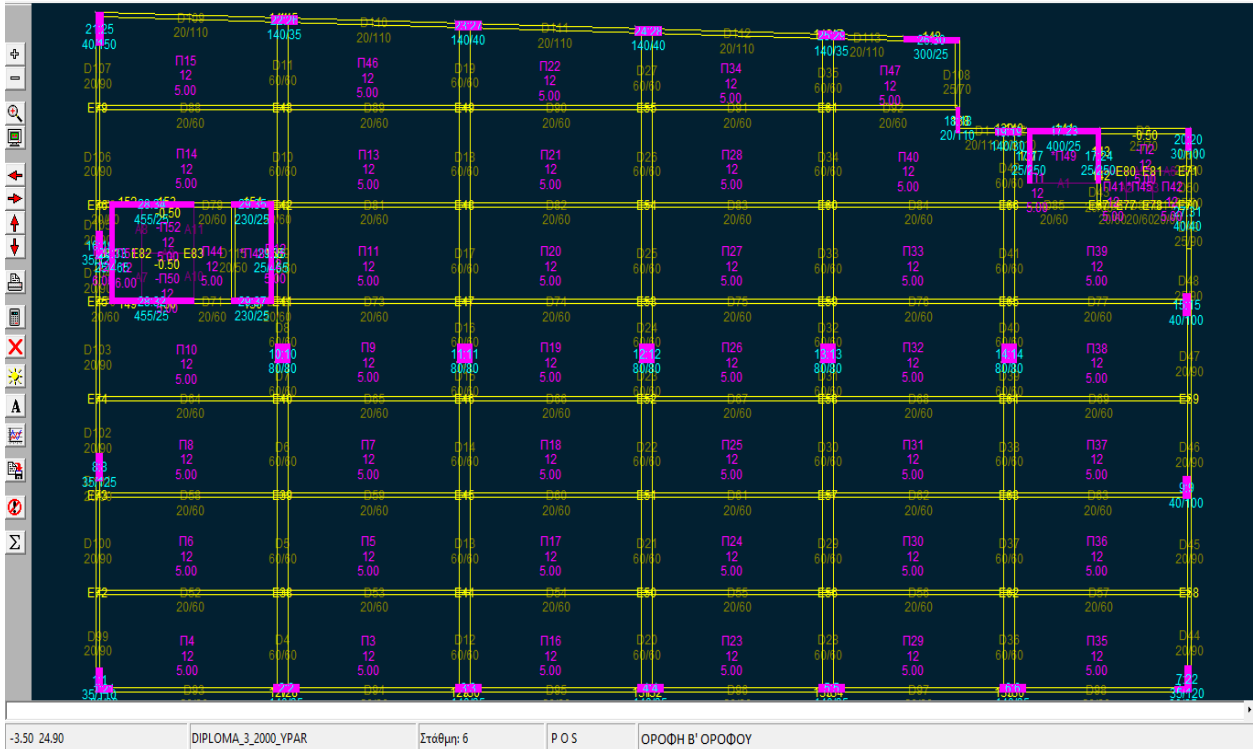
Σταθères Εισαγωγή Αλλαγή Διαγραφή Σχεδίαση Εντολές Ενεργόστας Βοήθεια Τέλος



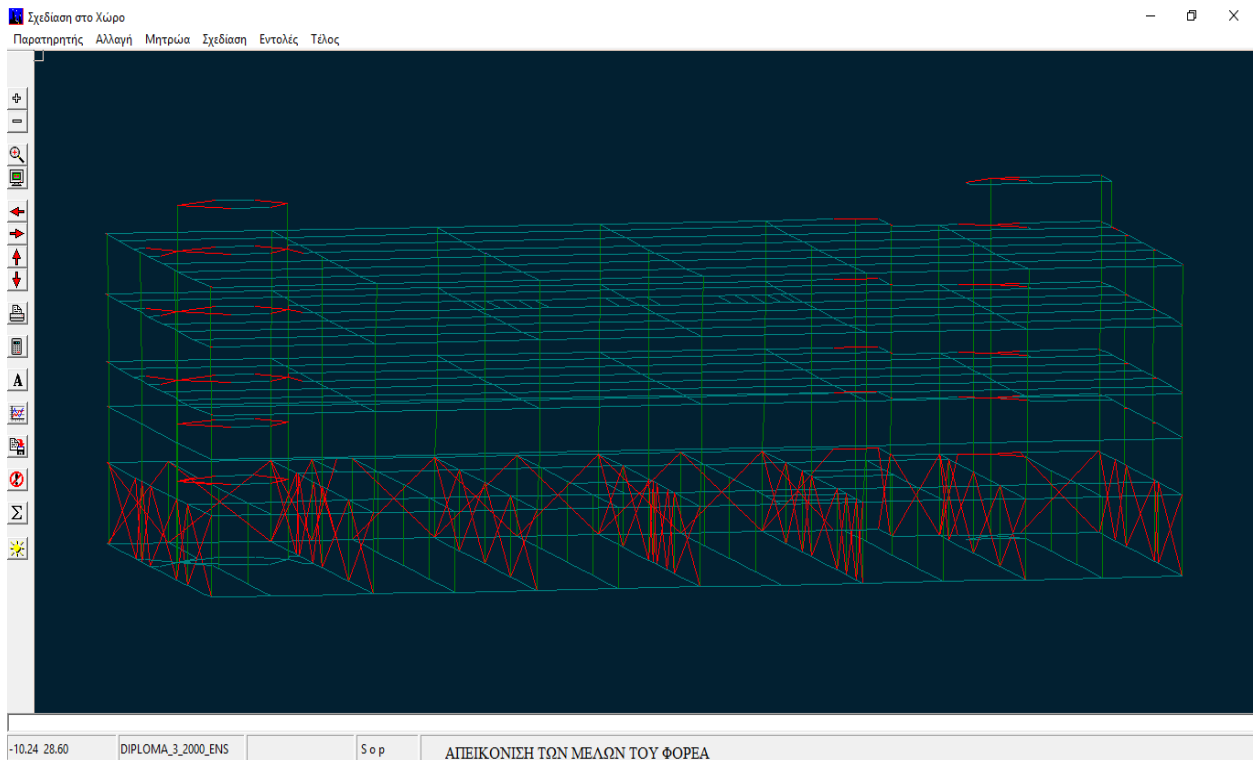
Εικόνα 8

ΣΧΕΔΙΑΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ 6 ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ z=14.15m

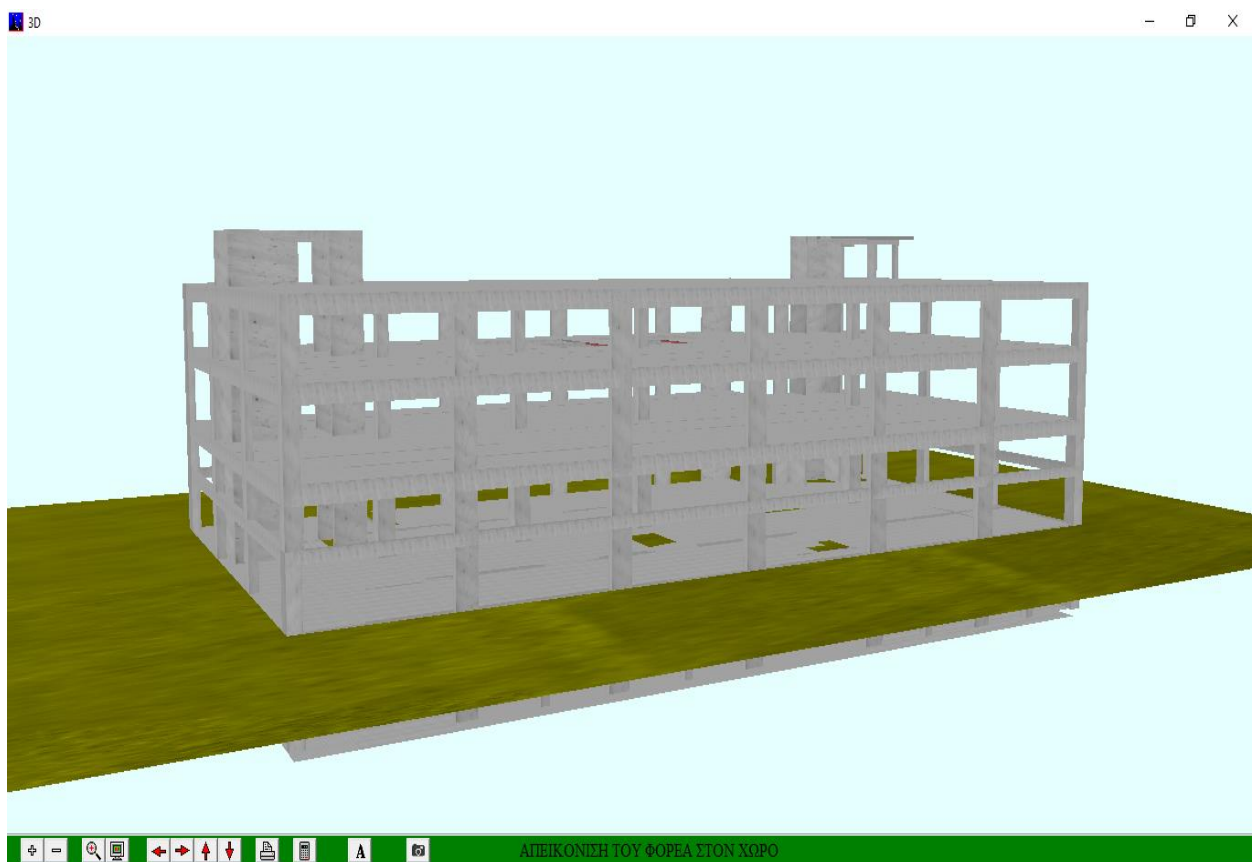
Σταθères Εισαγωγή Αλλαγή Διαγραφή Σχεδίαση Εντολές Ενεργόστας Βοήθεια Τέλος



Εικόνα 9



Εικόνα 10

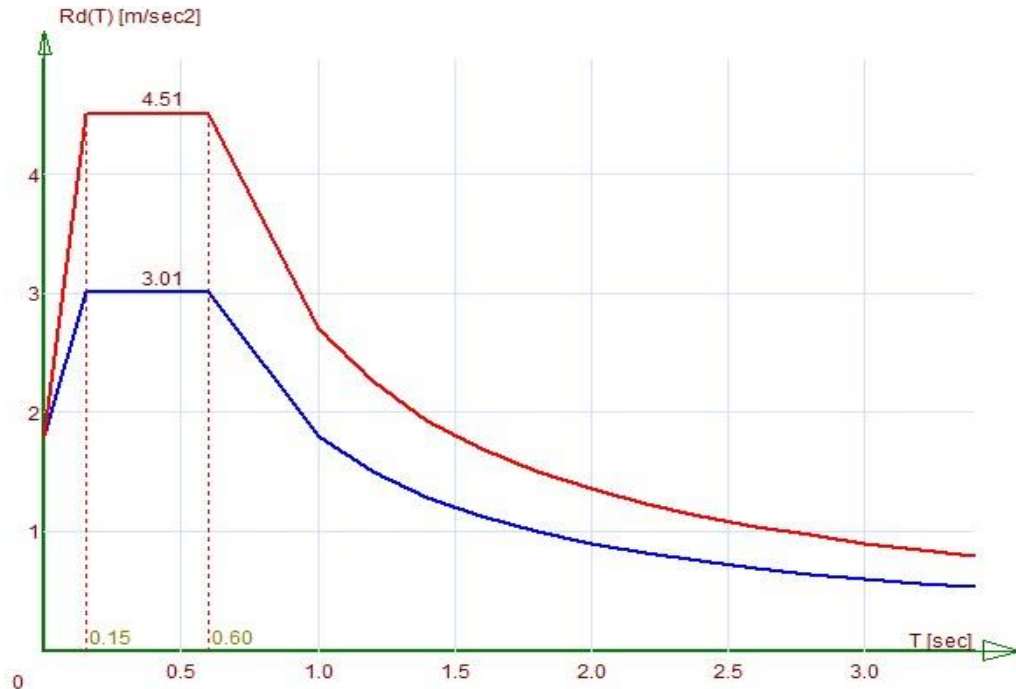


Εικόνα 11

## 6.4. Δυναμική ανάλυση (έλεγχος υπάρχοντος).

– Φάσμα απόκρισης μέγιστων επιταχύνσεων (ΕΑΚ 2000).

Μέθοδος επαλληλίας ιδιομορφικών αποκρίσεων : cqc



Εικόνα 12

– Μετακινήσεις (σε mm) και έλεγχοι από επίλυση με δυναμική ανάλυση

ΣΤ	M	Jm	min	max	ρm	r	V	W	Θ	γ	ΔM%	K	ΔK%
2x	2580	955993	0.62	1.71	22.37	19.25	432	84695	0.001	0.23	-89	30054	171 *
y			0.07	0.82	65.80		20101		0.026	0.09		43623	175
3x	285	157130	3.63	6.06	17.67	23.46	17450	59388	0.006	1.05	633	81351	107 *
Y			2.13	9.38	25.84		15427		0.008	1.52		120048	107 *
4x	2091	805397	6.58	10.52	22.27	19.62	17907	56587	0.006	1.35	-13	168322	-72 *
y			4.23	18.70	30.80		17891		0.010	2.08		248100	-72 *
5x	1810	729125	10.74	17.80	22.29	20.07	13916	36071	0.005	1.36	-2	46838	44 *
y			7.67	34.83	30.20		13900		0.009	2.33		68533	41 *
6x	1772	680128	13.82	23.17	22.67	19.59	8144	18315	0.004	1.14	-95	67643	99 *
y			10.83	47.57	29.95		8130		0.007	2.15		96843	113 *
7x	94	60724	18.53	19.46	25.65	25.35	490	927	0.001	0.18		134525	
y			13.84	54.10	22.34		490		0.005	1.68		206630	

«το κτήριο δεν πληρεί όλους τους Όρους κανονικότητας»

Επεξήγηση συμβόλων:

L = Διαστάσεις ορόφου κατά τη X και τη Y διεύθυνση.

M = Μάζα ορόφου  $(G+\psi^2*Q)/9.81$  στο τμήμα της κατασκευής που ορίζεται από το μέσο των υπερκείμενων ως το μέσο των υποκείμενων υποστυλωμάτων.

Jm = Περιστροφική αδράνεια διαφράγματος.

min = Ελάχιστη μετατόπιση ακραίου σημείου διαφράγματος από σεισμική φόρτιση διεύθυνσης X και Y σε mm.

max = Μέγιστη μετατόπιση ακραίου σημείου διαφράγματος από σεισμική φόρτιση διεύθυνσης X και Y σε mm.

ρm = Ακτίνες δυστρεψίας κατά τις κύριες διευθύνσεις x και y

r = Ακτίνα αδράνειας διαφράγματος

V = Τέμνουσα δύναμη ορόφου από σεισμική φόρτιση διεύθυνσης X και Y σε kN

W = Συνολικό βάρος κατασκευής στο επίπεδο του μέσου των υποκείμενων υποστυλωμάτων σε kN.

$\Theta$  = Δείκτης σχετικής μεταθετότητας =  $N_0 * q * \Delta_{ελ}/V_0 * h \Rightarrow$  Έλεγχος:  $\Theta < 0.10$

$\gamma$  = Γωνιακή παραμόρφωση ορόφου =  $1000 * q/2.5 * \Delta_{ελ}/h \Rightarrow$  Έλεγχος:  $\gamma < 5$

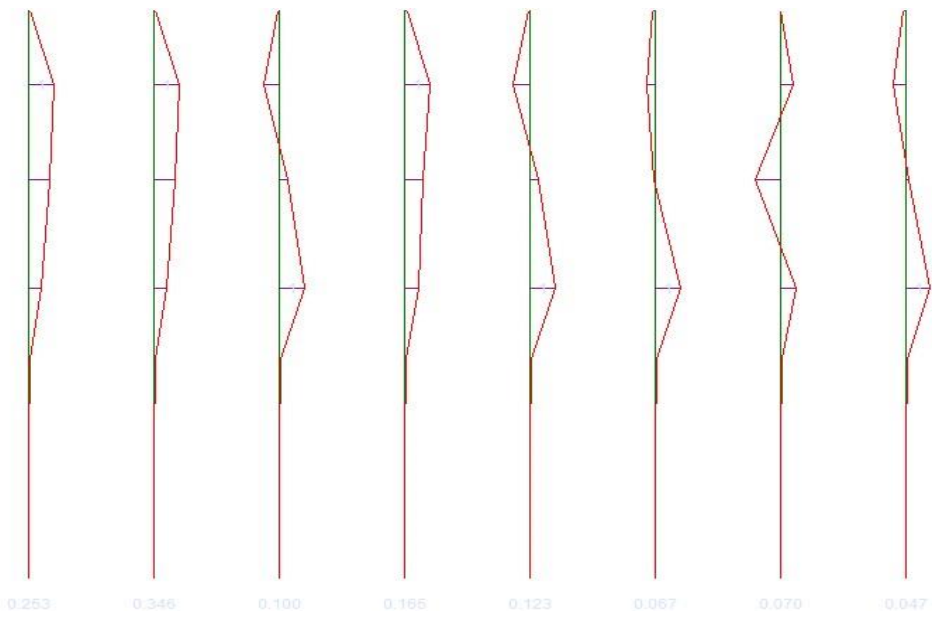
$\Delta M$  = Ποσοστό μεταβολής μάζας ορόφου σε σχέση με τον υπερκείμενο όροφο.

K = Συνολική διατμητική ακαμψία ορόφου κατά τις διευθύνσεις X και Y σε MN/m

$\Delta K$  = Ποσοστό μεταβολής ακαμψίας ορόφου σε σχέση με τον υπερκείμενο όροφο.

– Ιδιομορφικά φορτία σε διεύθυνση x1

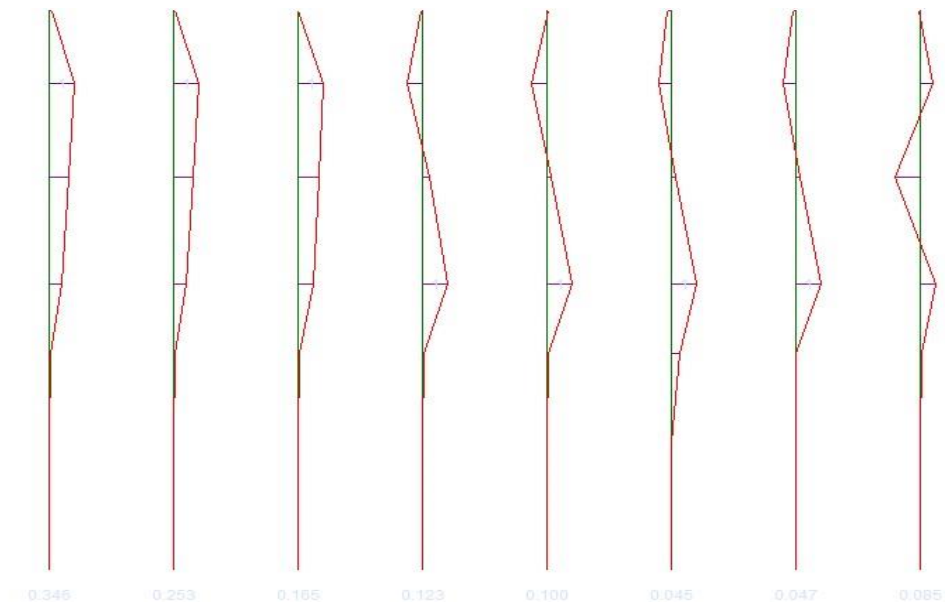
Ni	0.92	0.98	-0.57	0.49	-0.18	0.84	-0.17	-0.22	0.76
$\alpha/\alpha$	2	1	5	3	4	9	8	19	6
T sec	0.253	0.346	0.100	0.165	0.123	0.067	0.070	0.047	0.088
M* %	59.2	23.4	7.0	4.9	1.0	0.9	0.6	0.4	0.4
$\Sigma T= 1$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Sigma T= 2$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Sigma T= 3$	128.7	43.1	101.3	13.2	14.4	13.7	23.9	4.1	7.0
$\Sigma T= 4$	2125.6	795.4	1462.8	183.7	208.0	186.8	237.0	84.3	91.6
$\Sigma T= 5$	3369.3	1370.7	498.7	257.0	73.9	-13.4	-365.6	10.4	-10.5
$\Sigma T= 6$	4198.0	1702.2	-957.8	342.4	-138.2	-59.4	182.2	-39.6	-70.6
$\Sigma T= 7$	230.4	64.0	-67.0	41.4	-8.1	-15.5	1.6	-6.4	37.0



Εικόνα 13

– Ιδιομορφικά φορτία σε διεύθυνση  $y_1$

Ni	1.29	-0.63	0.96	-0.49	0.24	1.01	-0.25	-0.14	-0.69
$\alpha/\alpha$	2	1	4	5	3	12	8	19	20
T sec	0.346	0.253	0.165	0.123	0.100	0.045	0.047	0.085	0.061
M* %	40.8	28.0	18.9	6.9	1.3	0.7	0.6	0.5	0.3
$\Sigma T= 1$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Sigma T= 2$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Sigma T= 3$	86.7	66.4	57.6	107.1	20.2	33.4	3.0	20.6	5.1
$\Sigma T= 4$	1353.1	989.0	781.4	1552.6	301.8	94.0	106.6	224.5	27.6
$\Sigma T= 5$	2311.1	1586.1	1072.8	466.5	51.5	17.1	22.0	-348.5	-3.6
$\Sigma T= 6$	2953.4	2004.2	1294.7	-971.5	-193.2	-48.1	-52.4	174.2	0.7
$\Sigma T= 7$	214.3	106.9	-4.4	-69.1	11.5	-13.3	-9.2	-4.6	5.3



Εικόνα 14

$N_i$  = Ιδιομορφικό φορτίο.

$a/a$  = Αύξων αριθμός ιδιοπεριόδου (και κατ' επέκταση ιδιομορφής).

$T$  = Ιδιοπερίοδος κάθε ιδιομορφής (sec).

$M^*$  =Ποσοστό Μάζας που συμμετέχει στην ταλάντωση κάθε ιδιομορφής (%).

$\Sigma T$  = Αριθμός στάθμης.

$\Sigma \tau$	$V_t$	$V_o$	$n_v$	$\rho_m$	$r$	$\Delta t_x$	$L/3$	$\Delta p$
3 x-x	14373	17450	.82	17.67	23.46	54.23	19.03	7.666
y-y	12033	15427	.78	25.84		11.88	2.75	
4 x-x	13483	17907	.75	22.27	19.62	54.23	19.78	10.419
y-y	11551	17891	.65	30.80		11.88	10.23	
5 x-x	10986	13916	.79	22.29	20.07	54.30	19.78	10.639
y-y	9167	13900	.66	30.20		11.88	10.23	
6 x-x	5043	8144	.62	22.67	19.59	54.32	19.78	10.265
y-y	3406	8130	.42	29.95		11.88	10.23	
7 x-x	405	490	.83	25.65	25.35	53.65	19.02	1.458
y-y	333	490	.68	22.34		7.75	2.59	

Έλεγχοι κατά ΕΑΚ 2000:

- 4.1.4.2\_β [2]:  $n_v > 0.60$

- 4.1.4.2\_β [3]:  $\Delta t_x > L/3$  ή  $\rho_m > r$  ή  $\Delta p > r$





να γίνει με τα νέα μεγέθη και αρκεί ο έλεγχος από το προηγούμενο στάδιο (αντισεισμικός κανονισμός 2000).

Σ' αυτό το συμπέρασμα οδηγούμαστε από την σύγκριση των εντατικών μεγεθών (Mg, Mq) μεταξύ των δυο επιλύσεων (επίλυση με κανονισμό 1959 - επίλυση με κανονισμό 1959). Στο παρακάτω πίνακα παρατηρούμε ότι η μεταβολή στα εντατικά μεγέθη (Mg, Mq) από τις δυο επιλύσεις είναι μικρή.

Σύγκριση μέγιστων ροπών ανά στάθμη ανά διεύθυνση προεντεταμένων δοκών					
Στάθμη	Διεύθυνση	Επίλυση με καν. 1959		Επίλυση με καν. 2000	
		Mg (Kn*m)	Mq (Kn*m)	Mg (Kn*m)	Mq (Kn*m)
Στ. 4	x-x	200,5	208,2	206,6	216,0
Στ. 5	x-x	189,3	212,8	202,8	227,6
Στ. 6	x-x	165,4	191,0	176,4	203,7
Στ. 4	y-y	762,5	683,9	785,0	700,9
Στ. 5	y-y	616,1	664,7	626,8	675,1
Στ. 6	y-y	712,4	769,3	736,2	782,3

Πίνακας 3

Για λόγους οικονομίας από την επίλυση των δοκών εμφανίζονται μονό οι έλεγχοι στο άνοιγμα και όχι στις στηρίξεις. Όλες οι στηρίξεις (κόμβοι) των δοκών σε όλες στις στάθμες παρουσιάζουν ανεπάρκεια σε κάμψη και διάτμηση. Παρακάτω παρουσιάζεται ένας δοκός της στάθμης 4 σε πλήρη έλεγχο.

– **Ενδεικτική δοκός στάθμης 4 (συνολική επίλυση με έλεγχο στηρίξεων.)**

K 4 20/90

$$M_{sd} = -409\ 251 \quad A_{s,req} = 16.42, 8.72$$

\*\*\*\* Έλεγχος επάρκειας υπάρχοντος οπλισμού:

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω Προσθετα} = 2\Phi 24 \Rightarrow \text{ολικό } A_s = 12.19\text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 16.42\text{cm}^2$$

**ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

$$\text{Κάτω Πρόσθετα} = 0\Phi \Rightarrow \text{ολικό } A_s = 31.42\text{cm}^2 > A_{s\_απαιτ.} = 8.72\text{cm}^2 \text{ OK}$$

Δ5 20/90 l=9.85 qm=9.9 qk=7.0 b=1.38 dπλ=0.15

$$M_{sd} = -171\ 199 \quad A_{s,req} = 5.73, 6.69 \quad I_{bnet} = 0.60 \quad I_{bmin} = 0.17$$

$$\rho' = 3.49 \quad \rho = 4.22 \quad \rho'/\rho = 0.83 \quad \rho_{min} = 3.18 \quad \rho_{max} = 20.00$$

$$V_{sa} = 120 \quad V_{sb} = -116 \quad V_e = 74 \quad V_{rd1} = 62 \quad V_{rd2} = 626 \quad V_{wl} = 0 \quad T_{sd} = 0.1$$

$$\text{AKPO A: } V_o = 72 \quad \Delta V_{cd} = 93 \quad \zeta = -0.12 \quad V_{sd} = 149 \quad V_{\zeta} = 0 \quad V_w = 183 \quad V_{rd3} = 201, 245$$

$$\text{AKPO B: } V_o = 70 \quad \Delta V_{cd} = 93 \quad \zeta = -0.14 \quad V_{sd} = 147 \quad V_{\zeta} = 0 \quad V_w = 183 \quad V_{rd3} = 201, 245$$

-D5: l=9.85 f6=5.4, 7.0 f0=0.0, 0.0 tx=0.0 qd=4.5 -> qm=9.9 qk=7.0

$$\text{βέλος κάμψης: } w_{\text{ελαστ.βραχ.}} = 1.49 \text{ mm, } w_{\text{ελαστ.μακροχ.}} = 1.27 \text{ mm}$$

Έλεγχος:  $1.27 \text{ mm} \leq L/250 = 39.40 \text{ mm}$  OK

\*\*\*\* Έλεγχος επάρκειας υπάρχοντος οπλισμού:

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 5.73 \text{ cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 6.69 \text{ cm}^2$  OK

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 \cdot 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 148.9/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 5.28 \text{ cm}^2/\text{m}$  OK

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 \cdot 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 146.6/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 5.20 \text{ cm}^2/\text{m}$  OK

Κ 5 20/90

$M_{sd} = -412.250$   $As_{\text{req}} = 16.64, 8.66$

\*\*\*\* Έλεγχος επάρκειας υπάρχοντος οπλισμού:

- Κάμψη:

**Πάνω Πρόσθετα =  $2\Phi 24 \Rightarrow$  ολικό  $As = 12.19 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 16.64 \text{ cm}^2$   
ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

Κάτω Πρόσθετα =  $0\Phi \Rightarrow$  ολικό  $As = 31.42 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 8.66 \text{ cm}^2$  OK

- Έλεγχος δοκών στάθμης 4 (οροφή ισόγειου  $z=6.25\text{m}$ )

Δ2 20/90  $l=9.70$   $q_m=10.5$   $q_k=7.7$   $b=1.84$   $d_{pl}=0.14$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 5.94 \text{ cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 7.21 \text{ cm}^2$  OK

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{ cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{ cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 157.6/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 5.59 \text{ cm}^2/\text{m}$  OK

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 \cdot 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 148.0/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 5.25 \text{ cm}^2/\text{m}$  OK

Δ3 20/90  $l=9.90$   $q_m=9.9$   $q_k=7.0$   $b=1.38$   $d_{pl}=0.14$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 5.76 \text{ cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 6.75 \text{ cm}^2$  OK

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 \cdot 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 149.3/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 5.30 \text{ cm}^2/\text{m}$  OK

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 \cdot 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 145.4/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

Δ4 20/90 l=9.90 qm=9.9 qk=7.0 b=1.38 dπλ=0.15

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 5.76 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 6.75 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 149.3/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 5.30 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 145.4/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 5.16 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

Δ5 20/90 l=9.85 qm=9.9 qk=7.0 b=1.38 dπλ=0.14

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 5.73 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 6.69 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 148.9/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 5.28 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 146.6/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 5.20 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

Δ6 20/90 l=9.85 qm=9.9 qk=7.0 b=1.38 dπλ=0.14

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 5.82 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 6.79 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 150.0/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 5.33 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 145.9/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 5.18 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

Δ7 20/90 l=9.45 qm=10.4 qk=7.6 b=1.62 dπλ=0.14

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 6.49 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 7.64 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 165.1/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 5.86 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 6.28 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 6.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 168.5/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 5.98 \text{ cm}^2/\text{m OK}$$

Δ49 20/90 l=2.77 qm=12.8 qk=10.4 b=0.86 dπλ=0.14

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 12.21 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 12.21 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 379.0/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 13.45 \text{ cm}^2/\text{m ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 321.9/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 11.43 \text{ cm}^2/\text{m ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

Δ51 25/75 l=4.75 qm=10.4 qk=6.9 b=1.33 dπλ=0.14

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 14 = 3.08 \text{ cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 6.38 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 4\Phi 14 = 6.16 \text{ cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 7.15 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 180.3/(34.78 * 0.90 * 0.72*) = 7.68 \text{ cm}^2/\text{m ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 6.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 185.5/(34.78 * 0.90 * 0.72*) = 7.90 \text{ cm}^2/\text{m ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

Δ52 20/100 l=9.85 qm=10.3 qk=7.2 b=1.79 dπλ=0.14

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 3.56 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 4.46 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 6.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 119.5/(34.78 * 0.90 * 0.97*) = 3.82 \text{ cm}^2/\text{m OK}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 125.3/(34.78 * 0.90 * 0.97*) = 4.00 \text{ cm}^2/\text{m OK}$$

Δ53 20/100 l=9.90 qm=9.6 qk=6.4 b=1.36 dπλ=0.14

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 3.65 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 118.0/(34.78 * 0.90 * 0.97*) = 3.77 \text{ cm}^2/\text{m OK}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 120.2 / (34.78 * 0.90 * 0.97) = 3.84 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

Δ54 20/100 l=9.88 qm=9.4 qk=6.1 b=1.34 dπλ=0.14

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 3.67 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 4.53 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 116.0 / (34.78 * 0.90 * 0.97) = 3.70 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 119.0 / (34.78 * 0.90 * 0.97) = 3.80 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

Δ55 20/100 l=9.87 qm=9.2 qk=5.8 b=1.31 dπλ=0.14

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 3.64 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 4.66 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 113.4 / (34.78 * 0.90 * 0.97) = 3.62 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 118.1 / (34.78 * 0.90 * 0.97) = 3.77 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

Δ56 20/100 l=4.29 qm=8.8 qk=5.3 b=0.89 dπλ=0.14

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 10.73 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 11.13 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 370.8 / (34.78 * 0.90 * 0.97) = 11.85 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 6.28 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 6.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 425.9 / (34.78 * 0.90 * 0.97) = 13.60 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

Δ57,58,59 20/90 l=9.68 qm=7.6 qk=4.3 b=2.43 dπλ=0.14

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 4.85 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 13.58 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 423.0 / (34.78 * 0.90 * 0.87) = 15.01 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 442.2 / (34.78 * 0.90 * 0.87) = 15.70 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\Delta 60,61 \quad 20/90 \quad l=7.54 \quad q_m=7.4 \quad q_k=3.8 \quad b=1.28 \quad d_{\pi\lambda}=0.14$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 4.38 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 9.77 \text{ cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 210.4 / (34.78 * 0.90 * 0.87) = 7.47 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΟΚ}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 155.3 / (34.78 * 0.90 * 0.87) = 5.51 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\Delta 62 \quad 20/90 \quad l=2.56 \quad q_m=6.6 \quad q_k=2.7 \quad b=0.47 \quad d_{\pi\lambda}=0.14$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 8.90 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 8.90 \text{ cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 262.5 / (34.78 * 0.90 * 0.87) = 9.32 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 238.7 / (34.78 * 0.90 * 0.87) = 8.47 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΟΚ}$$

$$\Delta 63 \quad 20/90 \quad l=1.85 \quad q_m=6.6 \quad q_k=2.7 \quad b=0.41 \quad d_{\pi\lambda}=0.14$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 11.07 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 11.07 \text{ cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 488.4 / (34.78 * 0.90 * 0.87) = 17.33 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 506.0 / (34.78 * 0.90 * 0.87) = 17.96 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\Delta 64,65 \quad 20/90 \quad l=7.97 \quad q_m=7.8 \quad q_k=4.2 \quad b=1.50 \quad d_{\pi\lambda}=0.14$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 5.52 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 11.07 \text{ cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 190.4 / (34.78 * 0.90 * 0.87) = 6.76 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΟΚ}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 6.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 252.5/(34.78 * 0.90 * 0.87^*) = 8.96 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

Δ107,108 20/90 l=8.30 qm=7.7 qk=4.4 b=2.19 dπλ=0.14

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 15.82 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 23.35 \text{ cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 388.8/(34.78 * 0.90 * 0.87^*) = 13.80 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 363.2/(34.78 * 0.90 * 0.87^*) = 12.89 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

Δ109,110 20/90 l=8.30 qm=7.1 qk=3.8 b=1.23 dπλ=0.14

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 14.51 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 22.29 \text{ cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 345.4/(34.78 * 0.90 * 0.87^*) = 12.26 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 351.2/(34.78 * 0.90 * 0.87^*) = 12.47 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

Δ111,112,113 20/90 l=7.85 qm=10.2 qk=4.5 b=1.54 dπλ=0.14

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 15.45 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{ cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 17.54 \text{ cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 9.05 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 8.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 370.8/(34.78 * 0.90 * 0.87^*) = 13.16 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 6.28 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 6.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} * z) = 398.4/(34.78 * 0.90 * 0.87^*) = 14.14 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

- έλεγχος δοκών στάθμης 5 (οροφή α' ορόφου z=10.45m)

Δ69 20/110 l=2.75 qm=12.9 qk=11.0 b=0.66 dπλ=0.15

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 18.60 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 18.60 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 = 2.01 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 538.4/(34.78 * 0.90 * 1.07^*) = 15.64 \text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Ακρο2:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 * 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 480.8/(34.78 * 0.90 * 1.07^*) = 13.96 \text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Δ71 25/70  $l=4.88$   $q_m=10.1$   $q_k=6.9$   $b=1.14$   $d_{\pi\lambda}=0.15$

- Κάμψη:

Πάνω  $A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 14 = 3.08 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 5.37 \text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $A_{s\_υπαρχ.} = 4\Phi 14 = 6.16 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 5.76 \text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/20 = 2.51 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 126.4/(34.78 * 0.90 * 0.67^*) = 5.77 \text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Ακρο2:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/20 = 2.51 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 120.4/(34.78 * 0.90 * 0.67^*) = 5.49 \text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Δ72 20/110  $l=9.92$   $q_m=10.8$   $q_k=7.2$   $b=1.67$   $d_{\pi\lambda}=0.15$

- Κάμψη:

Πάνω  $A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 3.64 \text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 4.46 \text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 4.02 \text{cm}^2 * 0.7070 = 4.85 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 125.3/(34.78 * 0.90 * 1.07^*) = 3.64 \text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Ακρο2:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 * 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 130.3/(34.78 * 0.90 * 1.07^*) = 3.78 \text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Δ73 20/110  $l=9.90$   $q_m=9.9$   $q_k=6.4$   $b=1.38$   $d_{\pi\lambda}=0.15$

- Κάμψη:

Πάνω  $A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 3.78 \text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 4.58 \text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 * 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 126.7/(34.78 * 0.90 * 1.07^*) = 3.68 \text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Ακρο2:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 * 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 128.9/(34.78 * 0.90 * 1.07^*) = 3.74 \text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Δ74 20/110  $l=9.88$   $q_m=11.3$   $q_k=7.4$   $b=1.40$   $d_{\pi\lambda}=0.15$

- Κάμψη:

Πάνω  $A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 4.02 \text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 4.95 \text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:



$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 137.6/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 4.00 \text{cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 141.6/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 4.11 \text{cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\Delta 75 \quad 20/110 \quad l=9.87 \quad q_m=10.7 \quad q_k=7.1 \quad b=1.34 \quad d_{\pi\lambda}=0.15$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 4.00 \text{cm}^2 \text{ ANEΠAPKH}\Sigma$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 5.08 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 132.2/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 3.84 \text{cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 139.6/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 4.05 \text{cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\Delta 76 \quad 20/110 \quad l=4.29 \quad q_m=9.0 \quad q_k=5.4 \quad b=0.90 \quad d_{\pi\lambda}=0.15$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 10.72 \text{cm}^2 \text{ ANEΠAPKH}\Sigma$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 11.13 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 408.1/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 11.85 \text{cm}^2/\text{m} \text{ ANEΠAPKH}\Sigma$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 4.02 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 4.85 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 463.9/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 13.47 \text{cm}^2/\text{m} \text{ ANEΠAPKH}\Sigma$$

$$\Delta 77,78,79 \quad 20/90 \quad l=9.67 \quad q_m=7.4 \quad q_k=4.3 \quad b=1.80 \quad d_{\pi\lambda}=0.15$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 4.75 \text{cm}^2 \text{ ANEΠAPKH}\Sigma$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 13.35 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 416.3/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 14.78 \text{cm}^2/\text{m} \text{ ANEΠAPKH}\Sigma$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 435.5/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 15.46 \text{cm}^2/\text{m} \text{ ANEΠAPKH}\Sigma$$

$$\Delta 80,81 \quad 20/90 \quad l=7.51 \quad q_m=7.3 \quad q_k=3.8 \quad b=1.60 \quad d_{\pi\lambda}=0.15$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 4.24 \text{cm}^2 \text{ ANEΠAPKH}\Sigma$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 9.79 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$   
 $A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 210.0/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 7.45 \text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ  
 Ακρο2:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$   
 $A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 160.6/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 5.70 \text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Δ82 20/90  $l=2.59$   $q_m=6.6$   $q_k=2.7$   $b=0.47$   $d_{\pi\lambda}=0.15$

- Κάμψη:

Πάνω  $A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 8.28 \text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 8.28 \text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 = 2.01 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 245.8/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 8.73 \text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Ακρο2:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 221.8/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 7.87 \text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Δ83 20/90  $l=1.83$   $q_m=6.6$   $q_k=2.7$   $b=0.42$   $d_{\pi\lambda}=0.15$

- Κάμψη:

Πάνω  $A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 10.96 \text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 10.96 \text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 496.2/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 17.61 \text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Ακρο2:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 = 2.01 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 497.4/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 17.65 \text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Δ84,85 20/90  $l=8.00$   $q_m=7.8$   $q_k=4.2$   $b=1.59$   $d_{\pi\lambda}=0.15$

- Κάμψη:

Πάνω  $A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 5.92 \text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 11.00 \text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 190.8/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 6.77 \text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Ακρο2:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 253.5/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 9.00 \text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Δ118 25/70  $l=3.08$   $q_m=6.4$   $q_k=3.4$   $b=0.98$   $d_{\pi\lambda}=0.15$

- Κάμψη:

Πάνω  $A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 14 = 3.08 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 19.61 \text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $A_{s\_υπαρχ.} = 4\Phi 14 = 6.16 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 21.73 \text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/20 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 651.6/(34.78 * 0.90 * 0.67*) = 29.74 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/20 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 678.0/(34.78 * 0.90 * 0.67*) = 30.94 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\Delta 127,128 \quad 20/90 \quad l=8.30 \quad q_m=7.5 \quad q_k=4.3 \quad b=1.58 \quad d_{\pi\lambda}=0.15$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 16.45 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{ cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 23.57 \text{ cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 6.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 391.0/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 13.88 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 6.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 360.6/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 12.80 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\Delta 129,130 \quad 20/90 \quad l=8.30 \quad q_m=6.8 \quad q_k=3.8 \quad b=1.26 \quad d_{\pi\lambda}=0.15$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 14.37 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{ cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 22.83 \text{ cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 6.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 341.8/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 12.13 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 6.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 344.1/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 12.21 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\Delta 131,132,133 \quad 20/90 \quad l=7.95 \quad q_m=10.1 \quad q_k=4.6 \quad b=1.86 \quad d_{\pi\lambda}=0.15$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 16.17 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19 \text{ cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 17.16 \text{ cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 6.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 363.8/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 12.91 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{ cm}^2 * 0.7070 = 5.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} * z) = 382.1/(34.78 * 0.90 * 0.87*) = 13.56 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\Delta 134 \quad 20/90 \quad l=9.70 \quad q_m=10.4 \quad q_k=7.6 \quad b=1.69 \quad d_{\pi\lambda}=0.15$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 6.36 \text{ cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΙΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{ cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 7.55 \text{ cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 4.02 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 4.85 \text{cm}^2/\text{m}$   
 $A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 162.9/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 5.78 \text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ  
 Ακρο2:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$   
 $A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 151.3/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 5.37 \text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Δ135 20/90 l=9.90 qm=9.9 qk=7.0 b=1.46 dπλ=0.15

- Κάμψη:

Πάνω  $A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 5.99 \text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 7.00 \text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 152.8/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 5.42 \text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Ακρο2:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 148.8/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 5.28 \text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Δ136 20/90 l=9.90 qm=9.9 qk=7.0 b=1.46 dπλ=0.15

- Κάμψη:

Πάνω  $A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 6.00 \text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 6.99 \text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 152.8/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 5.42 \text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Ακρο2:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 148.6/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 5.27 \text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Δ137 20/90 l=9.85 qm=9.9 qk=7.0 b=1.45 dπλ=0.15

- Κάμψη:

Πάνω  $A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 5.99 \text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 6.97 \text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 152.6/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 5.42 \text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Ακρο2:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$

$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 149.0/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 5.29 \text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Δ138 20/90 l=9.85 qm=9.9 qk=7.0 b=1.45 dπλ=0.15

- Κάμψη:

Πάνω  $A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 6.10 \text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 7.06 \text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 153.9/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 5.46 \text{cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 147.6/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 5.24 \text{cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\Delta 139 \quad 20/90 \quad l=9.45 \quad q_m=10.4 \quad q_k=7.6 \quad b=1.67 \quad d_{\pi\lambda}=0.15$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 6.68 \text{cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 7.82 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 167.9/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 5.96 \text{cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 4.02 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 4.85 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 172.8/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 6.13 \text{cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

- Έλεγχος δοκών στάθμης 6 (οροφή β' ορόφου  $z=14.15\text{m}$ )

$$\Delta 1 \quad 20/110 \quad l=2.75 \quad q_m=12.6 \quad q_k=10.5 \quad b=0.64 \quad d_{\pi\lambda}=0.14$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 15.76 \text{cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 15.76 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 = 2.01 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 460.0/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 13.36 \text{cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 404.2/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 11.74 \text{cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\Delta 2 \quad 20/110 \quad l=1.17 \quad q_m=7.4 \quad q_k=2.7 \quad b=0.88 \quad d_{\pi\lambda}=0.14$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 3.27 \text{cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71 \text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 3.60 \text{cm}^2 \text{ OK}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 2 \times \Phi 8/25 = 4.02 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 81.9/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.67^*) = 3.74 \text{cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 2 \times \Phi 8/25 + 5.09 \text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 7.62 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 82.4/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.67^*) = 3.76 \text{cm}^2/\text{m} \text{ OK}$$

$$\Delta 44,45 \quad 20/90 \quad l=8.30 \quad q_m=7.5 \quad q_k=4.3 \quad b=1.54 \quad d_{\pi\lambda}=0.12$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57 \text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 13.83 \text{cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19\text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 17.53\text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 339.7/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 12.06\text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 311.9/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 11.07\text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Δ46,47 20/90  $l=8.30$   $q_m=6.9$   $q_k=3.8$   $b=1.22$   $d_{\pi\lambda}=0.14$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 4\Phi 2 = 0.13\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 10.74\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 10\Phi 8 = 5.03\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 14.20\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 269.3/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 9.56\text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 280.3/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 9.95\text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Δ48,49,50,51 25/90  $l=7.95$   $q_m=12.1$   $q_k=5.6$   $b=0.25$   $d_{\pi\lambda}=0.00$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 10.98\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19\text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 13.62\text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 456.0/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 16.19\text{cm}^2/\text{m}$

ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 406.0/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 14.41\text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Δ93 20/90  $l=9.70$   $q_m=10.4$   $q_k=7.6$   $b=1.64$   $d_{\pi\lambda}=0.14$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 4.94\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71\text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 6.37\text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 4.02\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 4.85\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 143.4/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 5.09\text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 136.7/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87) = 4.85\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Δ94 20/90  $l=9.90$   $q_m=9.9$   $q_k=7.0$   $b=1.37$   $d_{\pi\lambda}=0.14$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 4.88\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71\text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 5.93\text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 136.6/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 4.85\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 134.2/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 4.76\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Δ95 20/90  $l=9.90$   $q_m=9.9$   $q_k=7.0$   $b=1.52$   $d\pi\lambda=0.15$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 4.95\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71\text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 5.97\text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 137.2/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 4.87\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 133.1/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 4.73\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Δ96 20/90  $l=9.85$   $q_m=9.9$   $q_k=7.0$   $b=1.95$   $d\pi\lambda=0.14$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 4.98\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71\text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 5.94\text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 137.2/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 4.87\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 132.8/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 4.72\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Δ97 20/90  $l=9.85$   $q_m=9.9$   $q_k=7.0$   $b=1.95$   $d\pi\lambda=0.14$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 5.09\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71\text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 6.03\text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 138.3/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 4.91\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 130.8/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 4.64\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Δ98 20/90  $l=9.45$   $q_m=10.4$   $q_k=7.6$   $b=2.16$   $d\pi\lambda=0.14$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 5.45\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71\text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 6.44\text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 148.6/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 5.28\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 4.02\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 4.85\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 145.5/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 5.16\text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

$\Delta 99,100,101$  20/90  $l=9.67$   $q_m=7.4$   $q_k=4.3$   $b=1.76$   $d\pi l=0.14$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 4.41\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19\text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 13.07\text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 383.5/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 13.61\text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 402.6/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 14.29\text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

$\Delta 102,103$  20/90  $l=7.53$   $q_m=7.3$   $q_k=3.8$   $b=1.21$   $d\pi l=0.18$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 3.80\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19\text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 8.94\text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 195.2/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 6.93\text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 147.2/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 5.22\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

$\Delta 104$  20/90  $l=2.57$   $q_m=6.6$   $q_k=2.7$   $b=0.52$   $d\pi l=0.14$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 7.63\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 8\Phi 24 = 36.19\text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 7.63\text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 201.0/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 7.13\text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 177.5/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 6.30\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

$\Delta 105$  20/90  $l=1.82$   $q_m=6.6$   $q_k=2.7$   $b=0.83$   $d\pi l=0.14$



- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 9.56\text{cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 9.56\text{cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 405.9/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 14.41\text{cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 399.3/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 14.17\text{cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\Delta 106,107 \quad 20/90 \quad l=8.00 \quad q_m=7.8 \quad q_k=4.2 \quad b=2.21 \quad d_{\pi\lambda}=0.14$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 5.32\text{cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 8\Phi 24 = 36.19\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 11.17\text{cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 188.3/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 6.68\text{cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1x \Phi 8/25 + 6.28\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 6.45\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 251.0/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 0.87^*) = 8.91\text{cm}^2/\text{m} \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\Delta 109 \quad 20/110 \quad l=9.95 \quad q_m=10.8 \quad q_k=7.2 \quad b=1.61 \quad d_{\pi\lambda}=0.14$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 2.62\text{cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 3.60\text{cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1x \Phi 8/25 + 4.02\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 4.85\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 116.7/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 3.39\text{cm}^2/\text{m} \text{ ΟΚ}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1x \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 136.5/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 3.96\text{cm}^2/\text{m} \text{ ΟΚ}$$

$$\Delta 110 \quad 20/110 \quad l=9.90 \quad q_m=9.9 \quad q_k=6.4 \quad b=1.34 \quad d_{\pi\lambda}=0.14$$

- Κάμψη:

$$\text{Πάνω } A_{s\_υπαρχ.} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 2.90\text{cm}^2 \text{ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

$$\text{Κάτω } A_{s\_υπαρχ.} = 5\Phi 20 = 15.71\text{cm}^2 \geq A_{s\_απαιτ.} = 3.66\text{cm}^2 \text{ ΟΚ}$$

- Διάτμηση:

$$\text{Ακρο1: } A_{w\_υπαρχ.} = 1x \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 114.4/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 3.32\text{cm}^2/\text{m} \text{ ΟΚ}$$

$$\text{Ακρο2: } A_{w\_υπαρχ.} = 1x \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{w\_απαιτ.} = V_{ed}/(f_{wyd} \cdot z) = 113.3/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 3.29\text{cm}^2/\text{m} \text{ ΟΚ}$$

$$\Delta 111 \quad 20/110 \quad l=9.88 \quad q_m=9.7 \quad q_k=6.1 \quad b=1.39 \quad d_{\pi\lambda}=0.14$$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 2.99\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71\text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 3.76\text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 110.5/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 3.21\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 112.7/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 3.27\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Δ112 20/110  $l=9.87$   $q_m=9.3$   $q_k=5.8$   $b=1.72$   $d_{\text{πλ}}=0.14$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 2.71\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71\text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 3.88\text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 104.3/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 3.03\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 107.7/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 3.13\text{cm}^2/\text{m}$  ΟΚ

Δ113 20/110  $l=4.29$   $q_m=9.0$   $q_k=5.4$   $b=1.33$   $d_{\text{πλ}}=0.14$

- Κάμψη:

Πάνω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 2\Phi 10 = 1.57\text{cm}^2 < As_{\text{απαιτ.}} = 8.92\text{cm}^2$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Κάτω  $As_{\text{υπαρχ.}} = 5\Phi 20 = 15.71\text{cm}^2 \geq As_{\text{απαιτ.}} = 8.92\text{cm}^2$  ΟΚ

- Διάτμηση:

Ακρο1:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 307.6/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 8.93\text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

Ακρο2:  $Aw_{\text{υπαρχ.}} = 1 \times \Phi 8/25 + 5.09\text{cm}^2 \cdot 0.7070 = 5.61\text{cm}^2/\text{m}$

$Aw_{\text{απαιτ.}} = Ved/(f_{wyd} \cdot z) = 363.4/(34.78 \cdot 0.90 \cdot 1.07^*) = 10.55\text{cm}^2/\text{m}$  ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

## 6.6. Έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων.

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από τον έλεγχο επάρκειας των υποστυλωμάτων με ανάλυση κατά τον ΕΑΚ 2000. Οι στάθμες 1 (Θεμελίωση) και 2 (οροφής υπογείου), δεν ελέγχονται. Κάθε υποστύλωμα υποβάλλεται σε έλεγχο θλίψης, κάμψης, λογισμού, διάτμησης, και κοντού υποστύλωματος. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ένα υποστύλωμα και τα πλήρη αποτελέσματα σε πίνακα.

Ενδεικτική παρουσίαση ελέγχου υποστύλωματος.

- έλεγχος υποστυλωμάτων στάθμης 5 (οροφή α' ορόφου  $z=10.45\text{m}$ )

### Υποστώλωμα 6

TΦ	N1	N2	Mx1	Mx2	My1	My2	Vx	Vy	Στρέψη
G	-929.6	-988.4	-438.8	447.5	-6.4	-9.4	211.0	-0.7	0.1
Q	-848.0	-848.0	-444.3	424.4	-6.9	-7.7	206.8	-0.2	0.0
Σx1	39.0	39.0	79.6	-104.6	-479.9	417.4	-43.9	212.6	-1.1
Σy1	44.3	44.3	104.7	-145.3	-159.6	158.5	-59.5	75.4	-0.7
Σx2	16.5	16.5	26.9	-34.4	-315.3	276.0	-14.6	139.7	-0.3
Σy2	99.1	99.1	228.1	-312.1	-540.7	495.9	-128.6	246.5	-2.7

### Έλεγχος σε θλίψη

$N_{rd} = 0.85 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 6346.7 \text{ KN}$ ,  $N_{sd\_min(1)} = -2566.7 \text{ KN} \Rightarrow N_{sd}/N_{rd} = 0.404$

$N_s = -2606.3$   $v_{ds} = 0.349 < 1.00$

x-x:  $N_s = -1511.2$   $N_{ex} = 52.3$   $N_{ox} = -1563.5$   $v_{d\_ex} = 0.209 < 0.65$

y-y:  $N_s = -1511.2$   $N_{ey} = 104.0$   $N_{oy} = -1615.3$   $v_{d\_ey} = 0.216 < 0.65$

### Έλεγχος σε λυγισμό

$\lambda_{max} = \max(25, 15/\sqrt{v_d}) = 25.4$

άξονας	$\beta \cdot I_{col} = I_o$	$I_c$	$A_c$	$i$	$\lambda$	$e_a$	$e_2$
x-x	$0.73 \cdot 3.60 = 2.64$	0.00373	0.560	0.082	$32.4 \Rightarrow$	0.006	0.010
y-y	$0.92 \cdot 3.30 = 3.04$	0.04573	0.560	0.286	10.7 OK		

### Έλεγχος σε κάμψη

	ΣΦ	Nd	Mdx	Mdy	Mrdx	Mrdy	Msd/Mrd
Pmin	-1:	-2606.3	1240.6	-24.2	436.2	-8.5	2.84
Pmax	31:	-1279.0	-424.7	-645.2	-597.1	-906.9	0.71
Mxmin	1:	-2527.0	-1258.8	-19.0	-434.8	-6.6	2.89
Mxmax	-1:	-2606.3	1240.6	-24.2	436.2	-8.5	2.84
Mymin	14:	-1342.5	-468.6	-645.8	-630.1	-868.4	0.74
Mymax	33:	-1487.0	-897.2	625.4	-662.6	461.9	1.35

### Έλεγχος σε διάτμηση

	Vmax	Vs	Ve	Nmax	Mr	lcl	Vk
x-x	289.3	0.9	288.4	-1563.5	1863.6	3.30	433.4
y-y	595.1	335.5	133.0	-1615.3	503.6	3.60	535.0

### Έλεγχος κοντού υποστυλώματος ( $a_s \leq 2.50$ )

x-x:  $a_s = M/(V \cdot h) = 704.9/(335.5 \cdot 0.40) = 5.25$  (ΣΦ=18) OK

y-y:  $a_s = M/(V \cdot h) = 435.6/(205.4 \cdot 1.40) = 1.51$  (ΣΦ=17)  $\Rightarrow M_e = q/1.5 \cdot 635.3 = 635.3$

Y6 O5 140/40 H=4.20m

N=-2527 Mx=-1259 My=-19 Vx=595 Vy=1 ( 1) Mrdx=-1370 Mrdy=-21

$\rho = 110.6\%$   $A_{s\_tot} = 619.3$  Κύριος οπλ./γωνία:  $48\Phi 20 = 150.80 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 72.26 \text{ cm}^2$

$N_s = 2606$   $v_{ds} = 0.41$   $N_o = 1511$   $N_{ex} = 52$   $N_{ey} = 104$   $v_{dx} = 0.25$   $v_{dy} = 0.25$

x-x: σκέλη συνδ.=3 Vrd1=487 Vrd2=1973 Vw=647 Vrd3=1085 Vsd=433  
y-y: σκέλη συνδ.=8 Vrd1=522 Vrd2=1865 Vw=466 Vrd3=936 Vsd=595  
 $e_{cu} = 0.01252 \mu_{\phi} = 12.15$

Έλεγχος επάρκειας υπάρχοντος οπλισμού:

υλικά:  $f_{ck}=12.0\text{MPa}$ ,  $f_{yk}=220.0\text{MPa}$ , συνδετ. $f_{yk}=220.0\text{MPa}$

- Κάμψη:

$A_{s\_υπαρχ.} = 4 \times 3\Phi 22 + 4\Phi 10 = 48.76\text{cm}^2 < A_{s\_απαιτ.} = 295.31\text{cm}^2$  **ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

- Διάτμηση:

x-x:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/30 = 1.68\text{cm}^2 \geq A_{w\_απαιτ.}(0.0\text{KN}) = 0.00\text{cm}^2$  OK

y-y:  $A_{w\_υπαρχ.} = 1 \times \Phi 8/30 = 1.68\text{cm}^2 < A_{w\_απαιτ.}(125.2\text{KN}) = 18.19\text{cm}^2$  **ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ**

- Επεξήγηση συμβόλων του πίνακα υποστυλωμάτων.

**ΣΤ** - Αριθμός στάθμης.

**ΥΠ** - Αριθμός υποστυλώματος.

**ΤΑ** - Τοπική αρίθμηση υποστυλώματος.

**dx, dy** - Διατομές κατά x και y αντίστοιχα του υποστυλώματος.

**Νστ** - Στατική φόρτιση.

**As** - Κύριος οπλισμός του κατακόρυφου στοιχείου (σε  $\text{cm}^2$ ) (δεν συμπεριλαμβάνεται σε αυτόν ο κατασκευαστικός και ο εσωτερικός των τοιχιών, είναι δηλαδή ο οπλισμός στις γωνίες).

**κ. οπλ.** - Κύριος οπλισμός σε ράβδους του κατακόρυφου στοιχείου.

**π.οπλ.** - Πρόσθετος οπλισμός σε ράβδους του κατακόρυφου στοιχείου.

**ε.οπλ.** - Εσωτερικός οπλισμός σε ράβδους του κατακόρυφου στοιχείου.

**συνδ.** - Συνδετήρες του κατακόρυφου στοιχείου.

**ΚΜ, ΚV**- Έλεγχος επάρκειας υποστυλώματος σε κάμψη και διάτμηση αντίστοιχα αν είναι μεγαλύτερο του 1 δηλώνει ανεπάρκεια.

- **Συνδυασμοί φορτίσεων**

1  $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q$

2  $1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q + \Sigma x_1 + 0.30 \cdot \Sigma y_1$

3  $1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q + \Sigma x_1 - 0.30 \cdot \Sigma y_1$

4  $1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q - \Sigma x_1 - 0.30 \cdot \Sigma y_1$

5  $1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q - \Sigma x_1 + 0.30 \cdot \Sigma y_1$

6  $1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q + 0.30 \cdot \Sigma x_1 + \Sigma y_1$

7  $1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q - 0.30 \cdot \Sigma x_1 + \Sigma y_1$

8  $1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q - 0.30 \cdot \Sigma x_1 - \Sigma y_1$

9  $1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q + 0.30 \cdot \Sigma x_1 - \Sigma y_1$

10  $1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q + \Sigma x_2 + 0.30 \cdot \Sigma y_2$

11  $1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q + \Sigma x_2 - 0.30 \cdot \Sigma y_2$

12  $1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q - \Sigma x_2 - 0.30 \cdot \Sigma y_2$

13  $1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q - \Sigma x_2 + 0.30 \cdot \Sigma y_2$

14  $1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q + 0.30 \cdot \Sigma x_2 + \Sigma y_2$

15  $1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q - 0.30 \cdot \Sigma x_2 + \Sigma y_2$

$$16 \quad 1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q - 0.30 \cdot \Sigma x^2 - \Sigma y^2$$

$$17 \quad 1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q + 0.30 \cdot \Sigma x^2 - \Sigma y^2$$

$$18 \quad 1.10 \cdot G + 0.50 \cdot Q$$

– Πίνακας υποστυλωμάτων.

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	1	1	60	110	3.50	1551	11.2	8Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	0.33	0.00
4	1	1	60	110	2.75	1413	0.8	8Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	0.02	0.00
5	1	23	40	110	4.20	941	4.7	8Φ22	1Φ10	---	Φ8/30	0.15	0.00
6	1	1	35	110	3.70	454	8.1	8Φ22	1Φ10	---	Φ8/30	0.25	<b>2.14</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	1	25	90	30	3.50	1551	11.2	8Φ22	1Φ10	---	Φ8/30	0.35	0.00
4	1	25	90	30	2.75	1413	0.8	8Φ22	1Φ10	---	Φ8/30	0.03	0.00
5	1	24	90	30	4.20	941	4.7	8Φ22	1Φ10	---	Φ8/30	0.15	<b>2.67</b>
6	1	21	90	30	3.70	454	8.1	8Φ22	1Φ10	---	Φ8/30	0.25	<b>3.76</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	2	2	140	50	3.50	4522	9.5	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	0.73	0.00
4	2	2	140	50	2.75	4343	276.5	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	<b>3.21</b>	0.00
5	2	1	140	40	4.20	2867	339.3	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>7.02</b>	<b>16.79</b>
6	2	2	140	35	3.70	1431	904.8	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>14.63</b>	<b>84.93</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	3	3	140	50	3.50	4465	10.6	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	0.81	0.00
4	3	3	140	50	2.75	4263	238.8	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	<b>2.81</b>	0.00
5	3	2	140	40	4.20	2886	301.6	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>6.31</b>	<b>9.22</b>
6	3	3	140	35	3.70	1483	1080.7	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>22.04</b>	<b>104.29</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	4	4	140	50	3.50	4282	42.1	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	<b>1.09</b>	0.00
4	4	4	140	50	2.75	4101	238.8	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	<b>2.70</b>	0.00
5	4	3	140	40	4.20	2725	314.2	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>6.57</b>	<b>14.39</b>
6	4	4	140	35	3.70	1352	829.4	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>16.88</b>	<b>77.08</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	5	5	140	50	3.50	4231	11.9	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	0.91	0.00
4	5	5	140	50	2.75	4068	238.8	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	<b>2.89</b>	0.00
5	5	4	140	40	4.20	2676	326.7	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>6.80</b>	<b>17.45</b>
6	5	5	140	35	3.70	1285	754.0	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>14.69</b>	<b>72.10</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	6	6	140	50	3.50	4241	42.1	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	<b>1.09</b>	0.00
4	6	6	140	50	2.75	4082	251.3	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	<b>2.93</b>	0.00
5	6	5	140	40	4.20	2673	314.2	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>6.57</b>	<b>15.61</b>
6	6	6	140	35	3.70	1305	766.5	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>14.95</b>	<b>72.18</b>

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	7	7	90	30	3.50	1433	289.0	8Φ22	---	---	Φ8/30	0.33	0.00
4	7	7	90	30	2.75	1287	100.5	8Φ22	---	---	Φ8/30	0.27	0.00
5	7	25	90	30	4.20	863	75.4	8Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	0.26	0.63
6	7	7	90	25	3.70	414	75.4	8Φ22	1Φ10	---	Φ8/30	0.21	<b>1.78</b>

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	7	26	60	120	3.50	1433	289.0	8Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	0.29	<b>15.52</b>
4	7	26	60	120	2.75	1287	100.5	8Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	0.23	<b>10.12</b>
5	7	26	45	120	4.20	863	75.4	8Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	0.26	<b>6.44</b>
6	7	22	35	120	3.70	414	75.4	8Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	0.20	<b>3.59</b>

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	8	8	60	125	3.50	2272	6.7	12Φ24	3Φ10	---	Φ8/30	0.51	0.00
4	8	8	60	125	2.75	2167	0.8	12Φ24	3Φ10	---	Φ8/30	0.06	0.00
5	8	6	45	125	4.20	1418	0.8	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	0.07	0.00
6	8	8	35	125	3.70	673	10.3	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	0.84	<b>4.21</b>

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	9	9	60	100	3.50	2392	207.3	12Φ24	2Φ10	---	Φ8/30	<b>2.73</b>	<b>7.46</b>
4	9	9	60	100	2.75	2308	31.9	12Φ24	2Φ10	---	Φ8/30	0.94	<b>15.31</b>
5	9	7	45	100	4.20	1540	100.5	12Φ22	1Φ10	---	Φ8/30	<b>2.09</b>	<b>14.72</b>
6	9	9	40	100	3.70	742	289.0	12Φ22	1Φ10	---	Φ8/30	<b>3.18</b>	<b>21.12</b>

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	10	10	120	120	0.00	6225	138.2	32Φ24	4Φ10	---	Φ8/30	<b>3.83</b>	0.00
4	10	10	120	120	6.25	6225	138.2	32Φ24	4Φ10	---	Φ8/30	0.86	<b>2.63</b>
5	10	8	90	90	4.20	3945	150.8	16Φ24	2Φ10	---	Φ8/30	<b>1.80</b>	<b>5.17</b>
6	10	10	80	80	3.70	2242	578.1	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>6.73</b>	<b>24.28</b>

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	11	11	120	120	0.00	7485	2.9	32Φ24	4Φ10	---	Φ8/30	<b>3.08</b>	0.00
4	11	11	120	120	6.25	7485	2.9	32Φ24	4Φ10	---	Φ8/30	0.12	0.00
5	11	9	90	90	4.20	4398	8.4	16Φ24	2Φ10	---	Φ8/30	0.56	0.00
6	11	11	80	80	3.70	2045	465.0	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>6.75</b>	<b>8.84</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	12	12	120	120	0.00	8191	88.0	32Φ24	4Φ10	---	Φ8/30	0.58	0.00
4	12	12	120	120	6.25	8191	88.0	32Φ24	4Φ10	---	Φ8/30	0.69	0.00
5	12	10	90	90	4.20	5041	0.8	16Φ24	2Φ10	---	Φ8/30	0.05	0.00
6	12	12	80	80	3.70	2874	10.7	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	0.88	0.06

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	13	13	120	120	0.00	7942	201.1	32Φ24	4Φ10	---	Φ8/30	<b>1.33</b>	0.00
4	13	13	120	120	6.25	7942	201.1	32Φ24	4Φ10	---	Φ8/30	<b>1.25</b>	0.00
5	13	11	90	90	4.20	4899	4.4	16Φ24	2Φ10	---	Φ8/30	0.29	0.00
6	13	13	80	80	3.70	2541	31.8	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>1.05</b>	0.00

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	14	14	120	120	0.00	7312	351.9	32Φ24	4Φ10	---	Φ8/30	<b>2.33</b>	0.00
4	14	14	120	120	6.25	7312	351.9	32Φ24	4Φ10	---	Φ8/30	<b>1.92</b>	<b>8.56</b>
5	14	12	90	90	4.20	4576	113.1	16Φ24	2Φ10	---	Φ8/30	<b>1.45</b>	<b>3.34</b>
6	14	14	80	80	3.70	2308	226.2	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>3.91</b>	<b>7.69</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	15	15	60	100	3.50	2186	188.5	12Φ24	2Φ10	---	Φ8/30	<b>2.65</b>	<b>8.84</b>
4	15	15	60	100	2.75	2084	42.2	12Φ24	2Φ10	---	Φ8/30	<b>1.05</b>	<b>17.43</b>
5	15	13	45	100	4.20	1420	113.1	12Φ22	1Φ10	---	Φ8/30	<b>2.26</b>	<b>15.91</b>
6	15	15	40	100	3.70	736	201.1	12Φ22	1Φ10	---	Φ8/30	<b>3.25</b>	<b>28.54</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	16	16	60	125	3.50	255	113.1	12Φ24	3Φ10	---	Φ8/30	<b>2.05</b>	0.00
4	16	16	60	125	2.75	148	10.7	12Φ24	3Φ10	---	Φ8/30	0.81	0.00
5	16	14	45	125	4.20	120	7.0	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	0.57	0.00
6	16	16	35	125	3.70	58	4.3	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	0.36	0.00

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	18	17	20	110	3.50	1261	113.1	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>1.90</b>	<b>14.08</b>
4	18	17	20	110	2.75	1253	9.3	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	0.67	<b>9.08</b>
5	18	15	20	110	4.20	871	100.5	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>1.64</b>	<b>13.60</b>
6	18	18	20	110	3.70	465	113.1	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>1.74</b>	<b>16.34</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	19	18	145	50	3.50	1229	125.7	12Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	<b>2.23</b>	<b>2.28</b>
4	19	18	145	50	2.75	1119	168.1	12Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	<b>2.09</b>	<b>18.39</b>
5	19	16	140	30	4.20	605	125.7	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>2.64</b>	<b>8.77</b>
6	19	19	140	30	3.70	213	175.9	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>1.66</b>	<b>15.49</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	20	19	55	120	3.50	1164	351.9	12Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	<b>5.15</b>	<b>17.24</b>
4	20	19	55	120	2.75	987	88.0	12Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	<b>1.89</b>	<b>13.53</b>
5	20	30	30	100	4.20	714	62.8	12Φ22	1Φ10	---	Φ8/30	<b>1.40</b>	<b>8.56</b>
6	20	20	30	100	3.70	492	88.0	12Φ22	1Φ10	---	Φ8/30	<b>1.25</b>	<b>13.15</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	21	20	60	150	3.50	1492	6.9	12Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	0.75	0.00
4	21	20	60	150	2.75	1368	0.8	12Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	0.09	0.00
5	21	17	45	150	4.20	914	0.8	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	0.08	0.00
6	21	25	40	150	3.70	443	5.8	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	0.60	0.56

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	22	21	140	50	3.50	2981	2.0	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	0.15	0.00
4	22	21	140	50	2.75	2882	0.8	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	0.06	0.00
5	22	18	140	45	4.20	1923	100.5	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>1.86</b>	0.00
6	22	26	140	35	3.70	900	238.8	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>5.03</b>	<b>4.39</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	23	22	140	50	3.50	3679	0.8	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	0.06	0.00
4	23	22	140	50	2.75	3580	194.2	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	<b>2.13</b>	0.00
5	23	19	140	45	4.20	2284	326.7	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>5.33</b>	0.73
6	23	27	140	40	3.70	1219	590.6	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>9.95</b>	<b>48.25</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	24	23	140	50	3.50	3914	0.8	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	0.06	0.00
4	24	23	140	50	2.75	3815	246.0	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	<b>2.54</b>	0.00
5	24	20	140	45	4.20	2431	326.7	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>5.33</b>	0.00
6	24	28	140	40	3.70	1406	640.9	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>10.47</b>	<b>48.56</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	25	24	140	50	3.50	2898	8.1	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	0.62	0.00
4	25	24	140	50	2.75	2803	125.7	16Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	<b>1.48</b>	<b>1.79</b>
5	25	21	140	45	4.20	1715	263.9	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>3.68</b>	<b>7.13</b>
6	25	29	140	35	3.70	916	377.0	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	<b>6.81</b>	<b>39.19</b>

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	kM	kV
3	26	27	300	25	3.50	923	138.2	12Φ22	---	---	Φ8/30	<b>1.59</b>	<b>4.83</b>
4	26	27	300	25	2.75	785	35.7	12Φ22	---	---	Φ8/30	0.72	<b>4.33</b>
5	26	22	300	25	4.20	578	62.8	12Φ22	---	---	Φ8/30	0.93	<b>3.31</b>
6	26	30	300	25	3.70	273	9.6	12Φ22	---	---	Φ8/30	0.37	<b>2.63</b>





## Εικόνα 16

Ένα άλλο σημείο ενδιαφέροντος που προέκυψε κατά την εξέταση του φορέα είναι η μεγάλη απόσταση του κέντρου μάζας με το κέντρο ελαστικής στροφής. Η μεγάλη απόσταση του κέντρου μάζας με το κέντρο ελαστικής στροφής οδηγεί σε αύξηση της στροφικής κίνησης του φορέα. Η αύξηση της στροφικής συνιστώσας καθιστά την κατανομή των παραμορφώσεων ανομοιόμορφη και σ' αυτήν οφείλεται η ανάπτυξη στρεπτικών εντάσεων στα κατακόρυφα στοιχεία. Ενδεικτική παρουσίαση (στάθμη 6) της θέσης του κέντρου μάζας και του κέντρου ελαστικής στροφής του φορέα.

## 7. Εφαρμογή ενισχύσεων στον φορέα και έλεγχος.

Στην φάση ενίσχυσης και ανασχεδιασμού του φορέα θα πρέπει να επιδιώκεται η ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων της σεισμικής συμπεριφοράς του. Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 σαν γενική κατεύθυνση η μόρφωση του συστήματος πρέπει να στοχεύει στο μέγιστο εφικτό βαθμό απλότητας και κανονικότητας αλλά συγχρόνως και υπερστατικότητας του συστήματος ώστε να εξασφαλίζονται εναλλακτικοί δρόμοι στήριξης. Ειδικότερα πρέπει να επιδιώκεται η επίτευξη των ακόλουθων στόχων :

- Διάταξη κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλωμάτων ή / και τοιχωμάτων) που να ελαχιστοποιεί την στρεπτική παραμόρφωση του κτιρίου. Αυτό επιτυγχάνεται με τη συμμετρική διάταξη των πιο άκαμπτων κατακόρυφων στοιχείων κοντά στην περίμετρο, ή όπου αυτό δεν είναι δυνατόν, με τη διάταξη τοιχωμάτων παράλληλα και κοντά σε τρεις τουλάχιστον πλευρές της περιμέτρου.
- Εξασφάλιση ουσιαστικής πλαισιακής λειτουργίας στο μέγιστο ποσοστό των υποστυλωμάτων σε συνδυασμό με ζυγώματα (δοκούς) επαρκούς ακαμψίας. Όπου αυτό δεν είναι δυνατόν (π.χ. σε πλάκες χωρίς δοκούς ή φατνωματικές) είναι απαραίτητη η διάταξη επαρκών τοιχωμάτων και στις δύο κατευθύνσεις (σύμφωνα με την παρ. 4.1.4.2.β).
- Κατάλληλη μορφή της κάτοψης της πλάκας κάθε ορόφου που να εξασφαλίζει ουσιαστική διαφραγματική λειτουργία (λειτουργία άκαμπτου δίσκου) τόσο από άποψη παραμόρφωσης όσο και από άποψη αντοχής.
- Για την ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων στη μετελαστική αλληλεπίδραση του φέροντα οργανισμού με οργανισμό πλήρωσης που διαθέτει σημαντική ακαμψία, είναι σκόπιμη η επιλογή μικτού συστήματος πλαισίου και τοιχωμάτων σύμφωνα με την παρ. 4.1.4.2.β. Η επιλογή αυτή είναι υποχρεωτική όταν ο οργανισμός πλήρωσης έχει εκ σχεδιασμού ή είναι δυνατό να αποκτήσει στο μέλλον, ασυνέχεια σε έναν όροφο (π.χ. Pilotis ή καταστήματα χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο).

Η απλότητα και η κανονικότητα του φορέα εξασφαλίζει ομοιόμορφη κατανομή των εντάσεων και των παραμορφώσεων που προέρχονται από την σεισμική διέγερση. Έχει αποδειχθεί ότι όσο πιο περίπλοκη και σύνθετη είναι η γεωμετρία του φορέα τόσο δυσμενέστερες θα είναι οι συνέπειες από έναν ισχυρό σεισμό (ΦΑΡΔΗΣ 2005).

## 7.1. Επιλογή και μόρφωση των ενισχύσεων.

Όσον αφορά τις επεμβάσεις που απαιτούνται για την ενίσχυση ενός δομήματος, αυτές δεν θα πρέπει να θίγουν τα θετικά χαρακτηριστικά του υπάρχοντος φορέα αλλά αντίθετα θα πρέπει να ενισχύεται έτσι ώστε η μορφολογία του να επιτρέπει την καλύτερη σεισμική συμπεριφορά. Ορισμένες βασικές αρχές ή κατευθύνσεις που θα πρέπει να επιδιώκει ο μηχανικός, ώστε να καταλήξει σε μία δομική μορφολογία που να χαρακτηρίζεται ως επιτυχής είναι (ΦΑΡΔΗΣ 2005):

- Σαφήνεια και καθαρότητα του δομικού συστήματος,
- Απλότητα και ομοιομορφία στη δομική γεωμετρία,
- Συμμετρία, κανονικότητα και απλότητα σε κάτοψη,
- Δυστρεψία περί κατακόρυφο άξονα,
- Καθ' ύψος κανονικότητα και ομοιομορφία γεωμετρίας, δυσκαμψίας και μάζας,
- Καθ' ύψος κανονικότητα της αντοχής,
- Υπερστατικότητα δομικού συστήματος και πολλαπλότητα διαδρομών δυνάμεων,
- Συνέχεια της ροής δυνάμεων χωρίς τοπικές συγκεντρώσεις έντασης,
- Οριζόντια σύνδεση των κατακόρυφων στοιχείων σ' όλες τις στάθμες,
- Μικρή συνολική μάζα,
- Αποφυγή δυσμενών επιρροών των τοιχοπληρώσεων.

Εκτός αυτών των γενικών κατευθύνσεων για την επιλογή των ενισχύσεων λαμβάνεται υπ' όψη ο στόχος και η σοβαρότητα των επεμβάσεων και αναλόγως αυτών διακρίνονται πέντε τύποι επεμβάσεων σύμφωνα με τις συστάσεις του Ο.Α.Σ.Π. –Υ.ΠΕΧΩ.ΔΕ. (2001) που είναι:

Τύπος I: Βελτίωση της πλαστιμότητας και της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας με ενίσχυση υφισταμένων στοιχείων (π.χ. λεπτούς μανδύες στους στύλους με πυκνούς συνδετήρες, περίσφιγξη, με ελάσματα ή σύνθετα υλικά).

Τύπος II: Αύξηση της αντοχής και της ακαμψίας με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων (π.χ. αύξηση πάχους τοιχίων).

Τύπος III: Αύξηση της αντοχής, της ακαμψίας και της πλαστιμότητας με ενίσχυση των υφιστάμενων στοιχείων (π.χ. επαύξηση πάχους τοιχίων και μανδύες στα υποστρώματα.)

Τύπος IV: Αύξηση της αντοχής, της ακαμψίας και της πλαστιμότητας με τη προσθήκη νέων φερόντων στοιχείων (π.χ. προσθήκη νέων τοιχίων σε συνδυασμό με μανδύες σε υφιστάμενα υποστρώματα.)

Τύπος V: Ενσωμάτωση στην κατασκευή παθητικών, μηχανικών συστημάτων απορρόφησης ενεργείας ιξώδους ή στερητικής συμπεριφοράς.

Τα κριτήρια που επηρεάζουν τον τύπο της επιλεγόμενης επέμβασης για ενίσχυση είναι τόσο τεχνικού χαρακτήρα, όπως η απαίτηση κανονικότητας, αυξημένης πλαστιμότητας, μη δραστηκής μεταβολής της κατανομής της ακαμψίας του κτιρίου, όσο και γενικού χαρακτήρα, όπως το κόστος, τα διαθέσιμα τεχνολογικά μέσα, η αισθητική του κτιρίου. Το κόστος των επεμβάσεων επηρεάζει πολύ την λήψη των αποφάσεων και οι λύσεις που θα επιλέγουν θα πρέπει να είναι

οικονομικά ωφέλιμες. Μια ποσοτικοποιημένη έκφραση που αποτελεί οικονομικό κριτήριο για την αναγκαιότητα μιας επέμβασης είναι αυτή που αναφέρεται στις οδηγίες για επισκευές μετά από τους σεισμούς της Θεσσαλονίκης του 1978 (Υ.Δ.Ε.,1978). Με την έκφραση αυτή γίνεται δεκτό ότι το κόστος επισκευής πρέπει να είναι μικρότερο από το 80% της απομένουσας αξίας της κατασκευής. Το κριτήριο αυτό εκφράζεται ως εξής:

$$k_{\varepsilon} \leq 0,8 * k_{\alpha} * \frac{E_{\zeta} - H_{\lambda}}{E_{\zeta}} \quad (\text{Εξ. 1})$$

Οπού:

$k_{\varepsilon}$  είναι το κόστος επέμβασης,

$k_{\alpha}$  είναι το κόστος ανακατασκευής συμπεριλαμβανομένου και του κόστους κατεδαφίσεως,

$E_{\zeta}$  είναι ο εκτιμώμενος χρόνος ζωής της κατασκευής και

$H_{\lambda}$  είναι η ηλικία της κατασκευής.

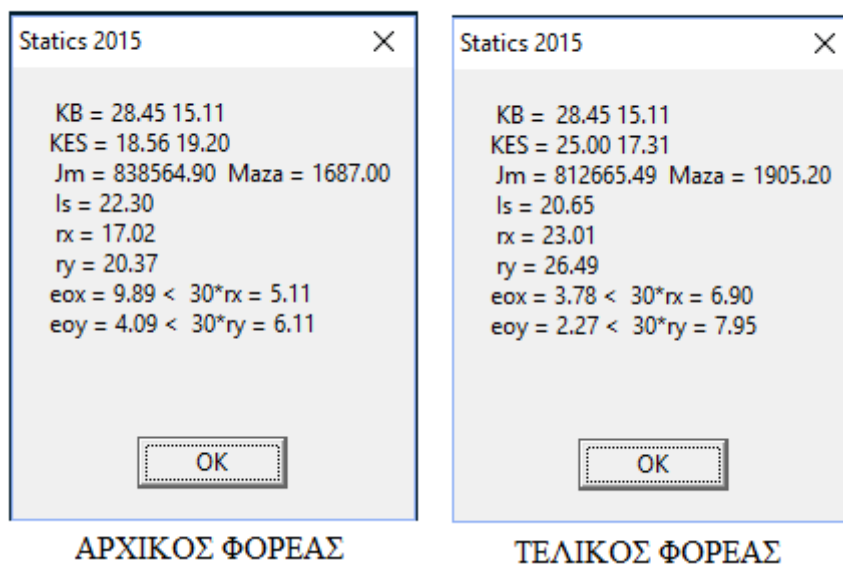
Για τιμές  $\leq 0,8$  συνιστάται η λύση της επέμβασης ενώ για τιμές  $\delta > 0,8$  συνιστάται η πλήρης ανακατασκευή.

Με γνώμονα τα παραπάνω αποφασίστηκε να γίνουν επεμβάσεις σε στοιχεία του φορέα, τέτοιες ώστε να επιτυγχάνεται η αποκατάσταση μεμονωμένων αδυναμιών των μελών αποφεύγοντας όμως τις δραστικές αλλαγές στο στατικό του σύστημα. Τα αδύναμα στοιχεία του φορέα είναι πολλά (84% του συνόλου των υποστυλωμάτων) και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα η κατασκευή να ενισχύεται στο σύνολο της έτσι ώστε να μειωθεί η ένταση που παραλαμβάνει το κάθε μέλος σε επίπεδα χαμηλότερα από τα ανεκτά όρια της αντοχής του. Οι ενισχύσεις αύξησαν την αντοχή και τη δυσκαμψία της κατασκευής μειώνοντας ταυτόχρονα, όπως προκύπτει και από την σύγκριση του Κ.Μ. με το Κ.Ε.Σ., τα φαινόμενα που επιτείνουν την στρεπτική καταπόνηση του κτιρίου.



Εικόνα 1

### ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΗΣ ΣΥΜΠΤΩΣΗΣ Κ.Μ. & ΚΕΣ



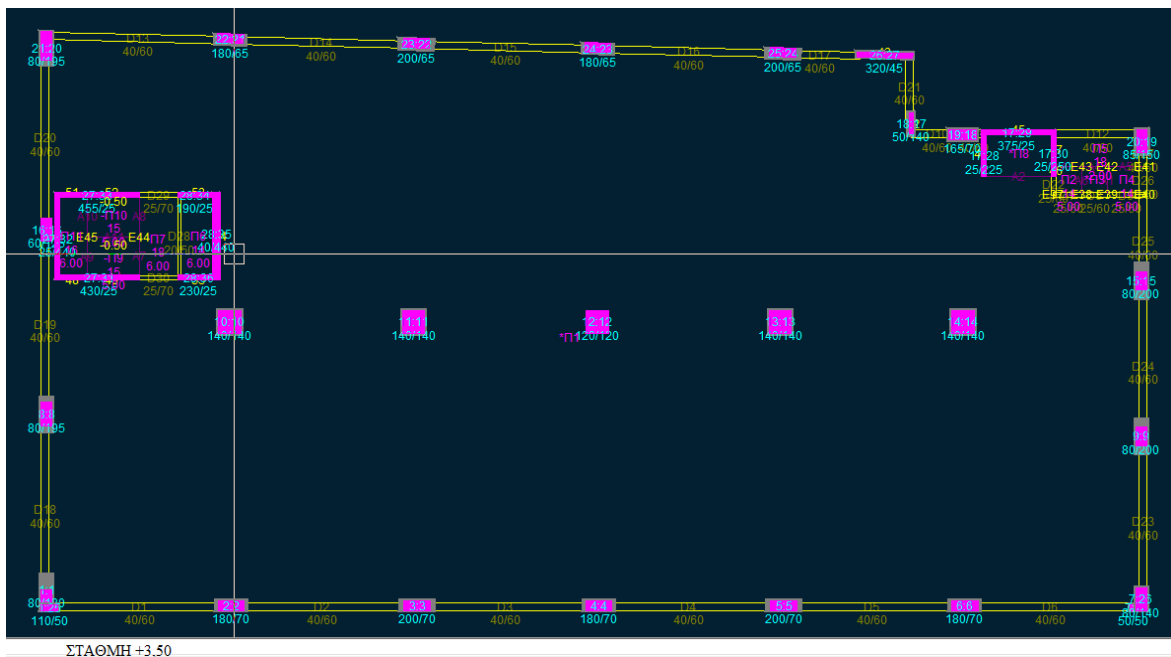
Εικόνα 2

Από τα διάφορα στάδια της μελέτης προέκυψε ότι το καλύτερο είδος ενίσχυσης είναι η εφαρμογή μανδύων από έγχυτο σκυροδέμα. Ο κύριος λόγος που οδήγησε σε αυτήν την επιλογή είναι γιατί απαιτείται τα υποστυλώματα να ενισχυθούν με σημαντικό αριθμό κατακόρυφου οπλισμού. Προκειμένου ο νέος οπλισμός να παραταχθεί όπως επιβάλλεται από τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος οι διαστάσεις της ενίσχυσης σε πολλά υποστυλώματα ξεπερνούν τα 10cm σε πάχος μανδύα. Η διάσταση αυτή είναι το μέγιστο όριο για την χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος πέραν του οποίου συνίσταται η εφαρμογή έγχυτου σκυροδέματος.

Για λόγους ομοιομορφίας και ομοιογένειας της κατασκευής η επιλογή αυτή επεκτείνεται και στις δοκούς παρά το ότι από κατασκευαστικής απόψεως δεν απαιτούνται μεγάλα πάχη μανδύων.

Στην στάθμη (από 0,00 έως 3,50) του ημιώροφου οι ενισχύσεις έχουν ως εξής:

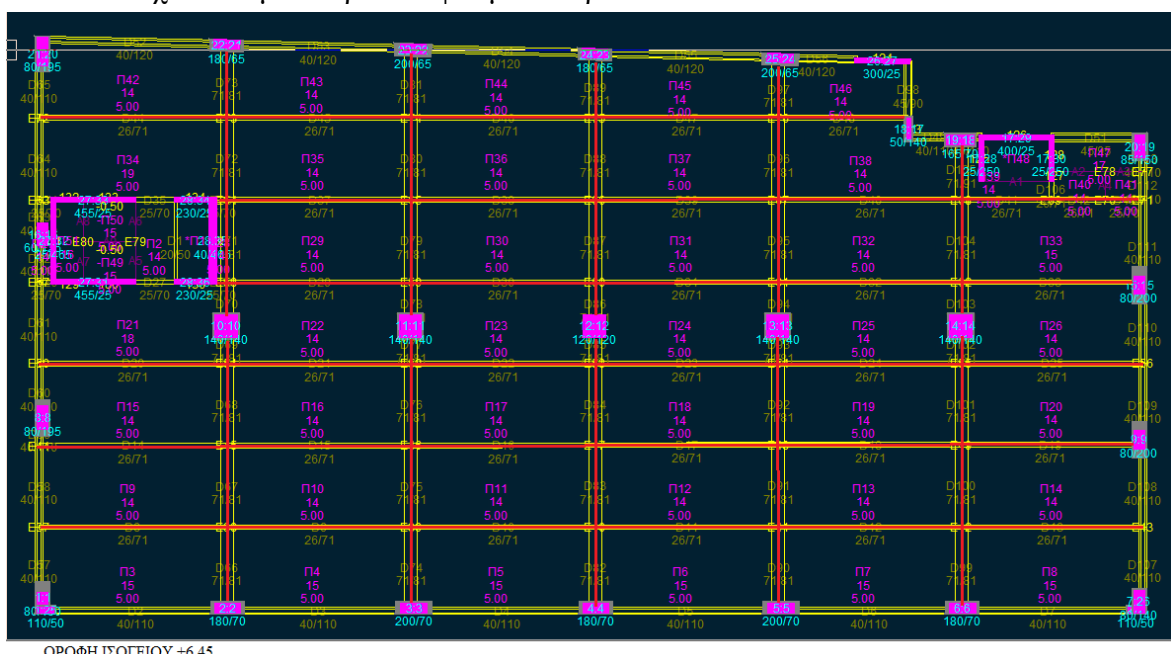
- Τα εσωτερικά υποστυλώματα ενισχύονται με μανδύα 10cm και γίνονται 140/140.
- Τα περιμετρικά υποστυλώματα κατά την διεύθυνση x-x ενισχύονται σε 200/70 και 180/70 στο κάτω μέρος ενώ στο άνω μέρος 200/65 και 180/65.
- Τα περιμετρικά υποστυλώματα κατά την διεύθυνση y-y ενισχύονται σε 80/195 και 80/180 στο αριστερό μέρος ενώ στο δεξί τμήμα σε 80/200 και 80/150.
- Τα περιμετρικά είναι νέα στοιχεία που δεν υπήρχαν στην αρχική μελέτη.



Εικόνα 3

Στην στάθμη (6,25) οροφής ισόγειου οι ενισχύσεις έχουν ως εξής:

- Οι ενισχύσεις των υποστυλωμάτων αυτής της στάθμης είναι ίδιες με την προηγούμενη στάθμη.
- Οι περιμετρικοί δοκοί ενισχύονται με εγχυθώ σκυρόδεμα και γίνονται 40/110 και 5 από αυτούς, στο άνω μέρος 40/120.
- Οι εσωτερικοί δοκοί (κόκκινη διαγράμμιση) τόσο κατά x-x όσο και κατά y-y ενισχύονται με ανθρακο-ύφασμα 3 στρώσεων.

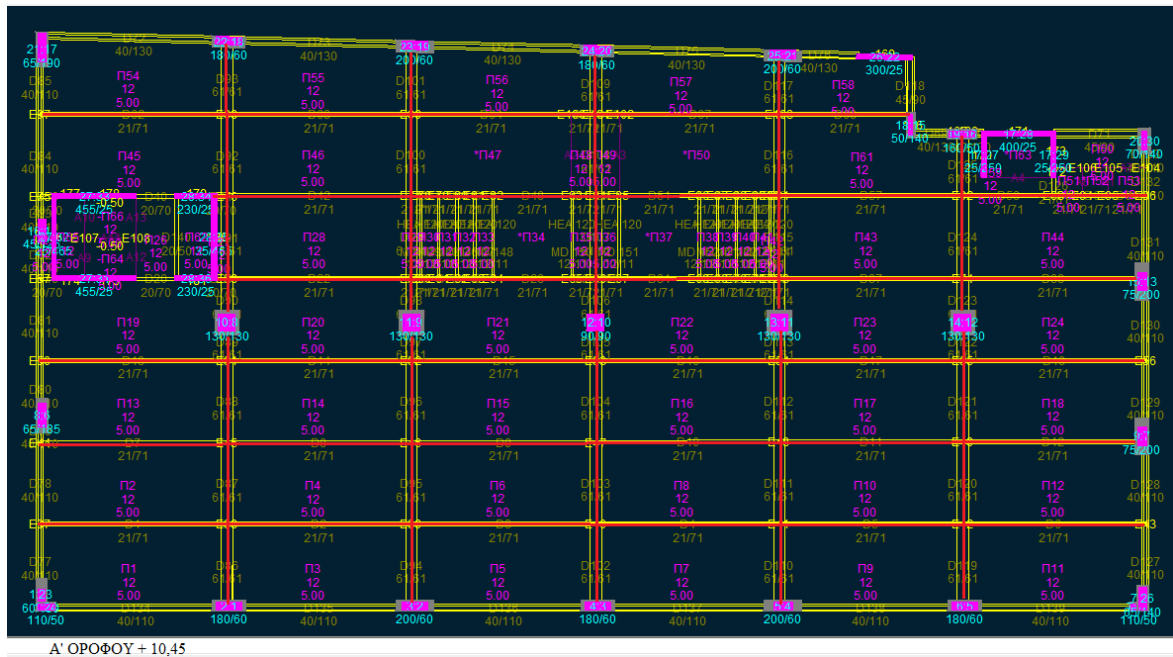


Εικόνα 4

Στην στάθμη (10,45) της οροφής Α' ορόφου οι ενισχύσεις έχουν ως εξής:

- Τα εσωτερικά υποστυλώματα ενισχύονται με μανδύα 10cm και γίνονται 130/130.

- Τα περιμετρικά υποστυλώματα κατά την διεύθυνση x-x ενισχύονται σε 200/60 και 180/60.
- Τα περιμετρικά υποστυλώματα κατά την διεύθυνση y-y ενισχύονται σε 65/185 και 65/190 στο αριστερό μέρος ενώ στο δεξί τμήμα σε 75/200 και 70/140.
- Οι περιμετρικοί δοκοί ενισχύονται με έγχυτο σκυρόδεμα και γίνονται 40/110 και 5 από αυτούς, στο άνω μέρος 40/130.
- Οι εσωτερικοί δοκοί (κόκκινη διαγράμμιση) τόσο κατά x-x όσο και κατά y-y ενισχύονται με ανθρακο-ύφασμα 3 στρώσεων.

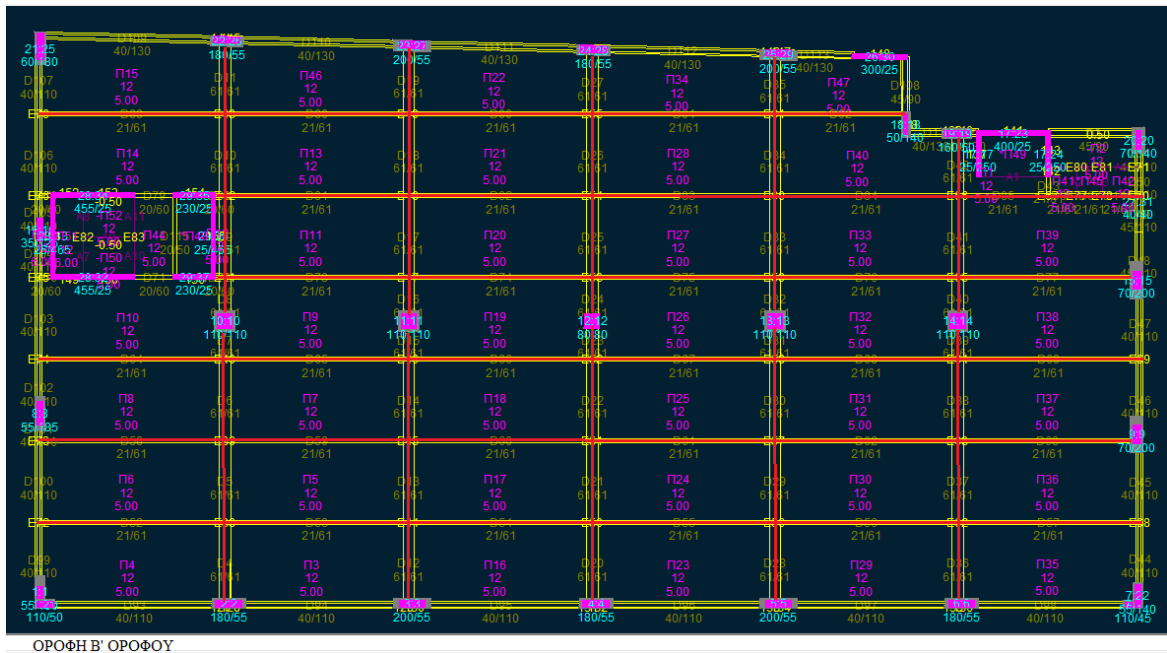


Εικόνα 5

Στην στάθμη (14,15) της οροφής Β' ορόφου οι ενισχύσεις έχουν ως εξής:

- Τα εσωτερικά υποστυλώματα ενισχύονται με μανδύα 10cm και γίνονται 110/110.
- Τα περιμετρικά υποστυλώματα κατά την διεύθυνση x-x ενισχύονται σε 200/55 και 180/55.
- Τα περιμετρικά υποστυλώματα κατά την διεύθυνση y-y ενισχύονται σε 55/185 και 60/180 στο αριστερό μέρος ενώ στο δεξί τμήμα σε 70/200 και 70/140.
- Οι περιμετρικοί δοκοί ενισχύονται με έγχυτο σκυρόδεμα και γίνονται 40/110 και 5 από αυτούς, στο άνω μέρος 40/130.
- Οι εσωτερικοί δοκοί (κόκκινη διαγράμμιση) τόσο κατά x-x όσο και κατά y-y ενισχύονται με ανακουφισμένα 3 στρώσεων





Εικόνα 6

## 7.2. Οι βασικές παραδοχές για την διαστασιολόγηση των ενισχύσεων.

Ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς  $q$  της ενισχυμένης κατασκευής λαμβάνεται ίσος με 2.5 έτσι ώστε να λαμβάνονται υπ' όψη η αβεβαιότητες που προκύπτουν από την συνεργασία παλαιού και νέου σκυροδέματος. Η κατηγορία συνθηκών περιβάλλοντος λαμβάνεται II και οι επικαλύψεις οπλισμών σκυροδέματος για δοκούς και υποστυλώματα 30 mm. Οι συντελεστές μονολιθικότητας λαμβάνονται 0.80 σε αντοχή και 0.90 σε ακαμψία. Η ποιότητα σκυροδέματος των νέων στοιχείων είναι C30/35 και του οπλισμού B500c. Εκτός από την χρήση έγχυτου σκυροδέματος θα γίνουν ενισχύσεις με ανθρακούφασμα εφελκυστικής αντοχής  $f_{fib}$ : 3.800 MPa, με μέτρο ελαστικότητας  $E_f$ : 235 GPa, παραμόρφωση θραύσης  $\epsilon_f$ : 1,5% και πυκνότητα 1,81 g/cm<sup>3</sup>. Οι συντελεστές μονολιθικότητας των ανθρακούφασμάτων είναι: σε ακαμψία = 0.90 και σε αντοχή = 0.80.

Τα δεδομένα για την σεισμική δράση	
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I
Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $A=a*g$	0.16*g
Συντελεστής Σπουδαιότητας Κατασκευής $\gamma_I$	1.15
Συντελεστής Σεισμικής Συμπεριφοράς $q$	2.50
Συντελεστές κινητών φορτίων	$\psi_1 = 0.80$ $\psi_2 = 0.50$
Κατηγορία εδάφους	B
Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων	$T_1=0.15, T_2=0.60$
Συντελεστής θεμελίωσης $\theta$	0.80
Υποπερίοδοι κατασκευής	$T_x = 0.40$ sec, $T_y = 0.40$ sec
Τεταγμένες φάσματος σχεδιασμού	$R_{dx}(T_x) = 1.81, R_{dy}(T_y) = 1.81$

Πίνακας 1



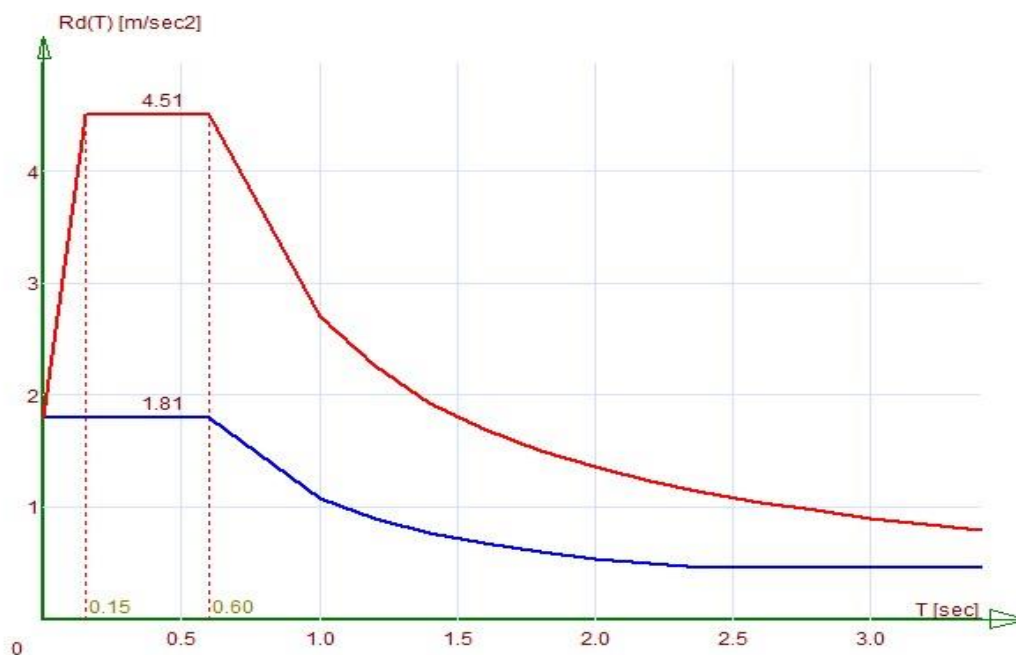
Όσον αφορά τους υπόλοιπους συντελεστές και παραδοχές που λαμβάνονται για την ανάλυση του φορέα, είναι οι ίδιοι που έχουν επιδειχθεί κατά τον έλεγχο του υπάρχοντος με τον Ε.Α.Κ. 2000. Οι εφαρμοζόμενοι κανονισμοί είναι:

- ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ (Β.Δ. 10/12/1945)
- ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ:
- ΦΕΚ 1329B/6-11-2000, ΦΕΚ 447/5-3-2004
- ΦΕΚ 649/B/24-5-06, ΦΕΚ 1881/B/29-12-06
- ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΧΑΛΥΒΩΝ: ΦΕΚ 649 24/5/2006 ΑΡΘΡΟ 1

ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: ΦΕΚ 2184B/1999, ΦΕΚ 781B/18-6-2003, ΦΕΚ 1153,1154/12-8-200

### 7.3. Στοιχεία από δυναμική ανάλυση (ενισχυμένος φορέας).

- Φάσμα απόκρισης μέγιστων επιταχύνσεων (ΕΑΚ 2000).
- Μέθοδος επαλληλίας ιδιομορφιών αποκρίσεων : cqc



Εικόνα 7

- Μετακινήσεις (σε mm) και έλεγχοι από επίλυση με δυναμική ανάλυση.

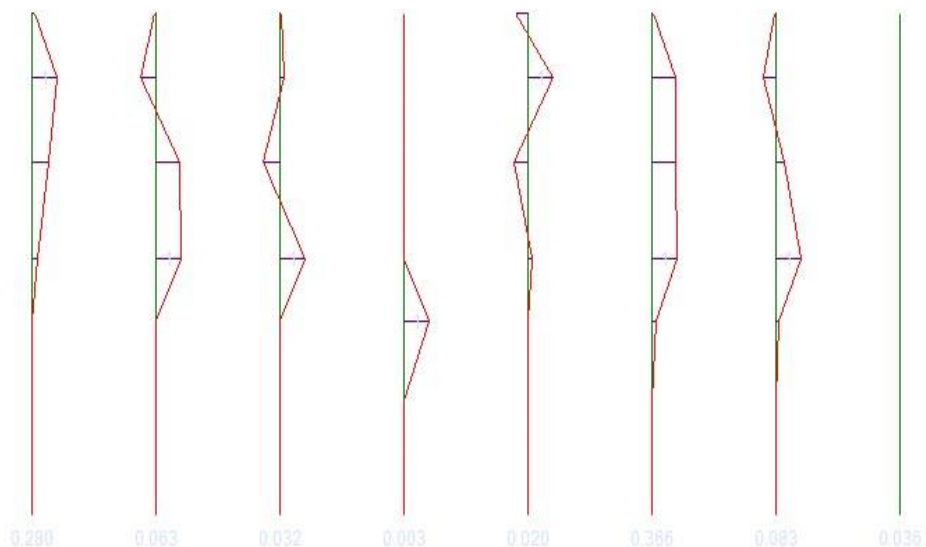
ΣΤ	M	Jm	min	max	ρm	r	V	W	Θ	γ	ΔM%	K	ΔK%
2x	3044	1230308	0.39	0.98	20.05	20.10	1730	93890	0.002	0.14	-87	56944	38*
y			0.07	0.44	55.15		13030		0.007	0.05		57706	80
3x	391	224086	2.13	3.19	19.93	23.94	11186	64031	0.009	0.56	473	78579	100*
y			1.92	3.62	27.73		10235		0.010	0.72		103795	107*
4x	2240	914237	4.10	5.60	23.65	20.20	11527	60196	0.010	0.80	-12	157328	-71*
y			3.97	7.38	30.83		11518		0.014	1.06		215011	-72*
5x	1963	839196	6.80	9.42	24.21	20.68	8931	38222	0.008	0.78	-6	45475	37*

y		7.36	13.68	30.03		8923		0.012	1.15		61043	37*	
6x	1839	750970	8.65	12.21	24.80	20.21	5126	18969	0.006	0.63	-95	62512	58*
y		10.39	18.69	29.68		5122		0.010	1.09		83376	82*	
7x	94	60724	10.89	11.46	28.13	25.35	298	927	0.002	0.26		98774	
y		13.08	22.02	23.88		298		0.008	1.06		151827		

«το κτήριο δεν πληροί όλους τους ορούς κανονικότητας»

– Ιδιομορφία φορτία σε διεύθυνση x1

Ni	1.64	-1.02	0.48	0.98	-0.10	-0.02	0.02	-0.01	-0.01
$\alpha/\alpha$	7	10	4	1	13	5	11	8	2
T sec	0.280	0.063	0.032	0.003	0.020	0.366	0.083	0.036	0.013
M* %	69.8	18.3	6.1	5.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Sigma T= 3$	1.1	5.9	8.0	690.1	0.1	0.1	0.2	0.1	0.1
$\Sigma T= 4$	952.6	1772.9	1330.3	-19.7	4.8	0.5	1.4	0.3	-0.1
$\Sigma T= 5$	2763.2	1692.9	-902.3	5.4	-17.3	0.5	0.5	-0.3	0.0
$\Sigma T= 6$	4228.8	-1141.0	201.6	-0.5	30.9	0.5	-0.7	0.1	-0.0
$\Sigma T= 7$	279.3	-173.8	81.5	0.0	-16.5	0.0	-0.1	0.0	-0.0

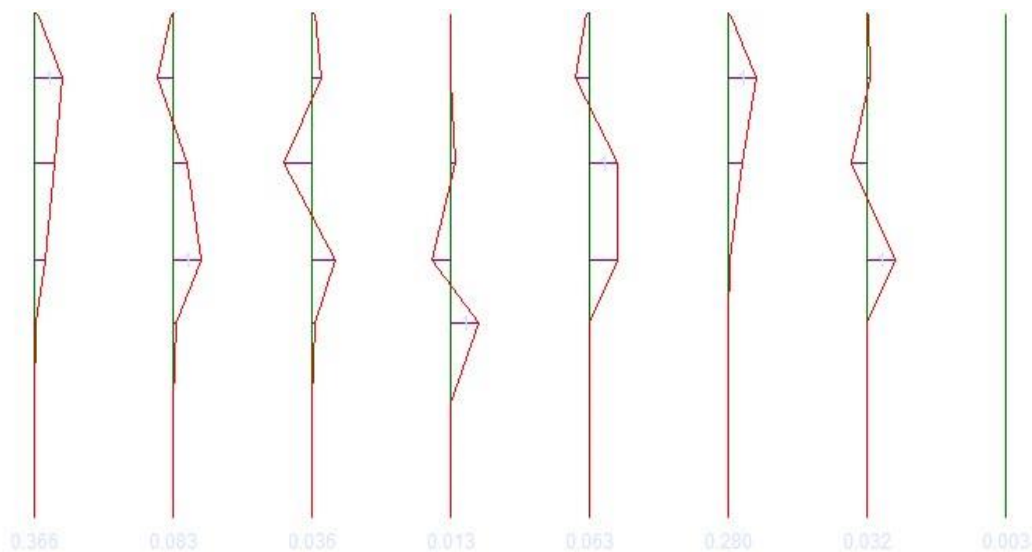


Εικόνα 8

– Ιδιομορφικά φορτία σε διεύθυνση y1

Ni	1.62	-0.84	0.26	0.43	-0.03	0.02	0.01	0.03	-0.06
$\alpha/\alpha$	5	11	8	2	10	7	4	1	14
T sec	0.366	0.083	0.036	0.013	0.063	0.280	0.032	0.003	0.018
M* %	80.5	16.5	1.7	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\Sigma T= 3$	117.3	205.0	76.7	305.5	0.0	-0.0	0.0	0.4	0.7
$\Sigma T= 4$	1671.0	2076.3	495.8	-202.8	1.2	0.0	1.0	0.2	0.4
$\Sigma T= 5$	3115.8	996.0	-610.5	48.4	1.2	0.2	-0.5	0.0	-8.0

$\Sigma T = 6$	4308.0	-1185.4	190.4	-10.1	-0.6	0.5	0.1	0.0	17.0
$\Sigma T = 7$	275.6	-142.5	44.6	2.2	-0.1	0.0	0.0	0.0	-9.4



Εικόνα 9

- Έλεγχος επάρκειας τοιχωμάτων κατά ΕΑΚ 2003

$\Sigma \tau$	$V_t$	$V_o$	$n_v$	$\rho_m$	$r$	$\Delta x$	$L/3$	$\Delta p$	
3 x-x	10116	11186	.90	19.93	23.94	58.98	19.03	7.041	
y-y	7621	10235	.74	27.73		30.22	2.75		
4 x-x	9849	11527	.85	23.65	20.20	58.98	19.78	9.117	
y-y	7543	11518	.65	30.83		30.22	10.23		
5 x-x	7943	8931	.89	24.21	20.68	59.07	19.78	9.310	
y-y	5962	8923	.67	30.03		30.25	10.23		
6 x-x	4505	5126	.88	24.80	20.21	59.13	19.78	8.945	
y-y	3112	5122	.61	29.68		30.30	10.23		
7 x-x	261	298	.88	28.13	25.35	53.65	19.02	0.067	
y-y	207	298	.69	23.88		7.75	2.59		

Έλεγχοι κατά ΕΑΚ 2000:

- 4.1.4.2\_β [2]:  $n_v > 0.60$

- " [3]:  $\Delta x > L/3$  ή  $\rho_m > r$  ή  $\Delta p > r$

όπου  $\rho_m$  = ακτίνα δυστροπείας

$\Delta x$  = απόσταση 2 ακραίων τοιχίων

$\Delta p$  = απόσταση πόλου στροφής από κέντρο μάζας

$r$  = ακτίνα αδράνειας

ΕΛΕΓΧΟΙ X: ΕΑΚ 4.1.4.2\_β [2]: ΕΠΙΤΥΧΗΣ

" [3]: ΕΠΙΤΥΧΗΣ. !! ΔΕΝ ΑΠΑΙΤΕΙΤΑΙ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΩΝ.

ΕΛΕΓΧΟΙ Υ: ΕΑΚ 4.1.4.2\_β [2]: ΕΠΙΤΥΧΗΣ  
 " [3]: ΕΠΙΤΥΧΗΣ. !! ΔΕΝ ΑΠΑΙΤΕΙΤΑΙ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ  
 ΚΟΜΒΩΝ.

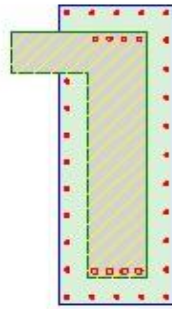
#### 7.4. Ενδεικτική παρουσίαση διαστασιολόγησης ενισχυμένων δοκών.

Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά οι έλεγχοι σε κάμψη και διάτμηση των ενισχυμένων δοκών. Η παρουσίαση αφορά τον έλεγχο μιας δοκού που ενισχύεται με έγχυτο σκυρόδεμα και μιας δοκού που ενισχύεται με ανθρακοϋφάσματα.

– ΣΤΑΘΜΗ 6 (ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ  $z=14.15\text{m}$ ) ΔΟΚΟΣ Δ1 (Έγχυτο σκυρόδεμα).

Δοκ.	Διαστ. cm	$q_m/k$ kN/m	Msd kNm	Υπάρχων Οπλ. cm <sup>2</sup>	Mrd kNm	Vsd kN	Υπ.Συνδ.	VrdMax kN	Vrds kN
K18			-365.61 59.89	1.57 15.71	-68.4* 664.0	408.3	Φ8/25	1828.8	213.3*
D 1	40/130 275	12.6 10.5	-386.02 334.43	2Φ10 5Φ20	1.57 15.71	-68.7* 664.0			
K19			-449.09 421.52	2Φ18 31.42	8.68 1307.8	-375.3* 355.8	Φ8/25	1828.8	213.3

Θα γίνει ενίσχυση με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C30 πάχους: 10cm  
 Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 0.90 σε αντοχή = 0.80



Εικόνα 10

#### Οπλισμός μανδύα B500C 31Φ14 Συνδ.Φ8/12

κάτω: 5Φ14

πάνω: 5Φ14

πλευρά 1: 10Φ14

πλευρά 2: 11Φ14

#### Έλεγχος Ενισχυμένης Διατομής σε Κάμψη $Mrd > Msd$

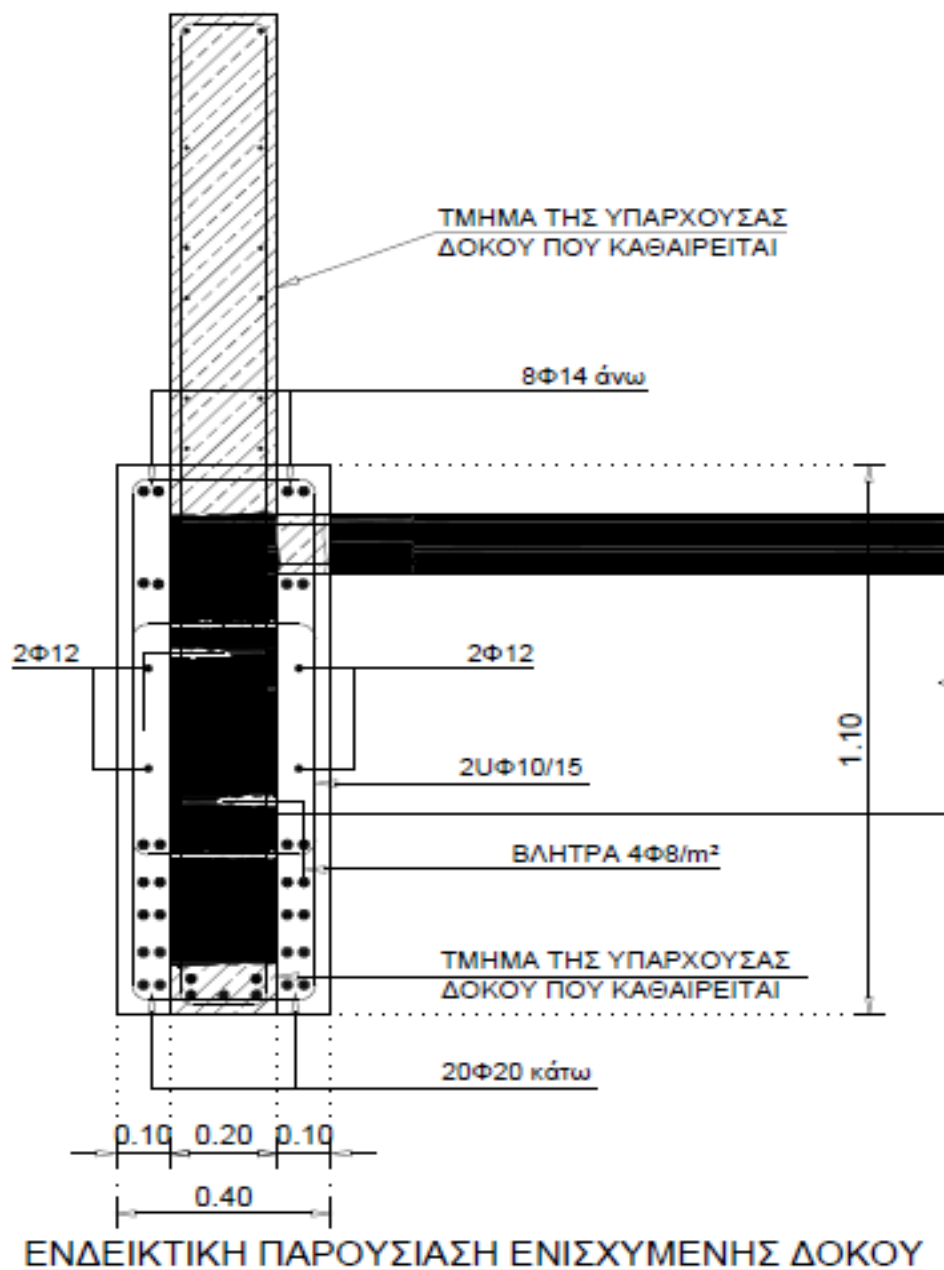
Mrd: A: -969.6 1393.7 M: -1333.6 1033.8 B: -1177.5 1814.5

Msd: -365.6 59.9 -386.0 334.4 -449.1 421.5

Έλεγχος Ενισχυμένης Διατομής σε Τέμνουσα:  $VrdMax > Vsd$  και  $Vrds > Vsd$

$$V_{rds,tot} = V_{rds\_ενισχ.} + V_{rds\_υφιστ.} = 612.1 + 213.3 = 825.4 \text{ kN}$$

$$V_{rdc} = 190.8 \quad V_{rdMax} = 1768.3 \quad V_{rds} = 825.4 > V_{sd} = 408.3$$



Εικόνα 11

- ΣΤΑΘΜΗ 6 (ΟΡΟΦΗ Β' ΟΡΟΦΟΥ z=14.15m) ΔΟΚΟΣ Δ8 (Εφαρμογή ανθρακοϋφάσματος).

Δοκ.	Διαστ. cm	q <sub>m</sub> /k kN/m	M <sub>sd</sub> kNm	Υπάρχων Οπλ. cm <sup>2</sup>	M <sub>rd</sub> kNm	V <sub>sd</sub> kN	Υπ.Συνδ.	V <sub>rdMax</sub> kN	V <sub>rds</sub> kN
K37		-25.78		3Φ16 10.65	-238.5 4.62	288.7	Φ8/25	629.7	109.4*
D 8	26/71 1010	23.0 24.2	565.04	3Φ14 3Φ14	4.62 4.62	105.1 105.1			-108.0*



y-y 0.96\* 2.60 = 2.49 0.22000 1.100 0.447 5.6 OK

Έλεγχος σε κάμψη

	ΣΦ	Nd	Mdx	Mdy	Mrdx	Mrdy	Msd/Mrd	Me	acd	Mrwo
Pmin	-1:	-1632.9	2043.1	58.4	2700.9	77.2	0.76			
Pmax	6:	-837.4	-2185.7	-240.8	-2623.8	-289.1	0.83			
Mxmin	1:	-1495.6	-4071.4	-1.6	-2680.0	-1.1	1.52			
Mxmax	-1:	-1632.9	2043.1	58.4	2700.9	77.2	0.76			
Mymin	2:	-841.7	-2229.5	-659.2	-2985.6	-882.7	0.75			
Mymax	4:	-845.4	-2278.6	658.7	-2966.1	857.4	0.77			
+ x	:	-953.2	0.0	1.0	-0.0	8562.9	0.00	253.5	2.50	5896.3
-x	:	-957.8	0.0	-1.0	0.0	-8564.2	0.00	190.2	2.50	5825.4

Έλεγχος σε διάτμηση

	Vmax	Vs	Ve	Nmax	Mr	lcl	Vk
x-x	225.9	8.6	217.2	-957.8	8564.2	2.60	543.1
y-y	1652.5	914.5	32.1	-961.6	2629.3	3.09	994.8

Y3 O3 205/55 (200/55) H=3.70m

Ns=1633 vds=0.13 No=955 Nex=2 Ney=6 vdx=0.07 vdy=0.08

Ποιότητα Υλικών διατομής : C12/15 S220 συνδ. S220

Υπάρχων Οπλ.Κάμψης:

4x3Φ22 + 4Φ10

ρ\_υπάρχων=10.0‰

Υπάρχων Οπλ.Διάτμησης:

x-x: 4xΦ8/30 Vrd1=695kN Vwy=2356 kN Vrd2=3901 kN Vrd3=2176 kN Vsd=543 kN

y-y: 11xΦ8/30 Vrd1=711kN Vwx=229 kN Vrd2=3744 kN Vrd3=1765 kN Vsd=1653 kN

Η διατομή θα ενισχυθεί με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα C30 πάχους: 30cm

Συντελεστές μονολιθικότητας: σε ακαμψία = 0.90 σε αντοχή = 0.80

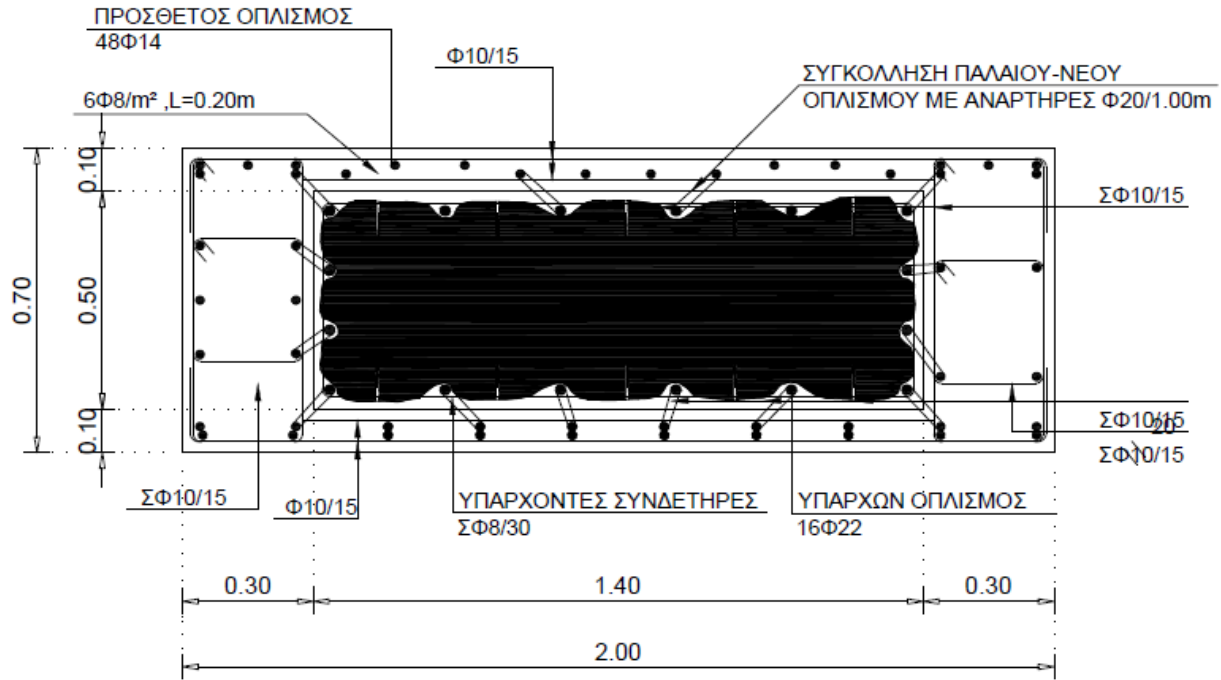
Περιμετρικός οπλισμός μανδύα B500C 72Φ25

Αντοχή σε διάτμηση της ενισχ. διατομής:

διεύθυνση x: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ12/6 Vrd2=1997.1 kN Vrd3=4384.2 kN

" y: Συνδετήρες 2/τμητοι B500C Φ12/6 Vrd2=1916.9 kN Vrd3=894.2 kN

ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ



Εικόνα 12

– Πίνακας υποστυλωμάτων.

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Γχ	ΔΣΦ
3	1	1	80	130	3.50	1780	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 24 k
4	1	1	80	130	2.75	1591	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 24 k
5	1	23	60	130	4.20	1071	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	20 k
6	1	1	55	130	3.70	515	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	26 k

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Γχ	ΔΣΦ
3	1	25	110	50	3.50	1780	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 24 k
4	1	25	110	50	2.75	1591	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 24 k
5	1	24	110	50	4.20	1071	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	20 k
6	1	21	110	50	3.70	515	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	26 k

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Γχ	ΔΣΦ
3	2	2	180	70	3.50	4838	6.2	4Φ20	---	4Φ14	Φ10/10	---	1
4	2	2	180	70	2.75	4592	6.2	4Φ20	---	4Φ14	Φ10/10	---	1
5	2	1	180	60	4.20	3030	8.0	4Φ20	---	---	Φ12/7	---	-1
6	2	2	180	55	3.70	1523	21.0	4Φ20	---	---	Φ12/6	---	1

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Γχ	ΔΣΦ
3	3	3	200	70	3.50	4922	6.2	4Φ22	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 9
4	3	3	200	70	2.75	4638	6.2	4Φ22	---	4Φ14	Φ10/10	---	1



5	3	2	200	60	4.20	3141	6.2	4Φ22	---	---	Φ12/8	---	1
6	3	3	200	55	3.70	1632	25.3	4Φ22	---	---	Φ12/6	---	1

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	4	4	180	70	3.50	4644	6.2	4Φ18	---	4Φ14	Φ10/10	---	-9
4	4	4	180	70	2.75	4396	6.2	4Φ18	---	4Φ14	Φ10/10	---	1
5	4	3	180	60	4.20	2925	6.2	4Φ18	---	---	Φ12/7	---	-1
6	4	4	180	55	3.70	1460	20.2	4Φ18	---	---	Φ12/6	---	1

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	5	5	200	70	3.50	4682	6.2	4Φ25	---	4Φ14	Φ10/10	---	-17
4	5	5	200	70	2.75	4437	6.2	4Φ25	---	4Φ14	Φ10/10	---	1
5	5	4	200	60	4.20	2930	6.2	4Φ25	---	---	Φ12/7	---	-1
6	5	5	200	55	3.70	1422	19.6	4Φ25	---	---	Φ12/6	---	1

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	6	6	180	70	3.50	4557	6.2	4Φ25	---	4Φ14	Φ10/10	---	-17
4	6	6	180	70	2.75	4331	6.2	4Φ25	---	4Φ14	Φ10/10	---	1
5	6	5	180	60	4.20	2838	6.2	4Φ25	---	---	Φ12/8	---	-1
6	6	6	180	55	3.70	1399	19.6	4Φ25	---	---	Φ12/6	---	1

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	7	7	110	50	3.50	1671	10.2	4Φ18	---	4Φ14	Φ10/10	---	-31 k
4	7	7	110	50	2.75	1474	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	-31 k
5	7	25	110	50	4.20	999	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	33 k
6	7	7	110	45	3.70	480	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	33 k

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	7	26	80	140	3.50	1671	10.2	4Φ18	---	4Φ14	Φ10/10	---	-31 k
4	7	26	80	140	2.75	1474	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	-31 k
5	7	26	65	140	4.20	999	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ12/10	---	33 k
6	7	22	55	140	3.70	480	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	33 k

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	8	8	60	125	3.50	2334	10.2	12Φ24	3Φ10	---	Φ8/30	---	-24
4	8	8	60	125	2.75	2230	6.2	12Φ24	3Φ10	---	Φ8/30	---	24 k
5	8	6	45	125	4.20	1462	6.2	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	---	-24 k
6	8	8	35	125	3.70	695	6.2	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	---	24 k

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	9	9	80	200	3.50	2932	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	-16
4	9	9	80	200	2.75	2729	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	22
5	9	7	75	200	4.20	1856	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	22

6	9	9	70	200	3.70	895	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	15
-----													
ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Τχ	ΔΣΦ
3	10	10	140	140	0.00	6109	6.2	4Φ18	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 2 k
4	10	10	140	140	6.25	6109	6.2	4Φ18	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 24 k
5	10	8	130	130	4.20	3819	6.2	4Φ18	---	4Φ14	Φ12/8	---	- 24 k
6	10	10	110	110	3.70	2028	10.2	4Φ18	---	4Φ14	Φ12/6	---	1 k
-----													
ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Τχ	ΔΣΦ
3	11	11	140	140	0.00	7705	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 2 k
4	11	11	140	140	6.25	7705	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 23 k
5	11	9	130	130	4.20	4577	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	32 k
6	11	11	110	110	3.70	2101	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ12/10	---	1
-----													
ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Τχ	ΔΣΦ
3	12	12	120	120	0.00	7923	6.2	32Φ24	4Φ10	---	Φ8/30	---	- 2 k
4	12	12	120	120	6.25	7923	6.2	32Φ24	4Φ10	---	Φ8/30	---	- 31
5	12	10	90	90	4.20	4874	6.2	16Φ24	2Φ10	---	Φ8/30	---	1
6	12	12	80	80	3.70	2738	6.2	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	---	31 k
-----													
ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Τχ	ΔΣΦ
3	13	13	140	140	0.00	8062	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 2 k
4	13	13	140	140	6.25	8062	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 31 k
5	13	11	130	130	4.20	4990	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 31 k
6	13	13	110	110	3.70	2529	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	31 k
-----													
ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Τχ	ΔΣΦ
3	14	14	140	140	0.00	7310	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 2 k
4	14	14	140	140	6.25	7310	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 31 k
5	14	12	130	130	4.20	4572	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 31 k
6	14	14	110	110	3.70	2247	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	1 k
-----													
ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Τχ	ΔΣΦ
3	15	15	80	200	3.50	2706	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 16
4	15	15	80	200	2.75	2487	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	22
5	15	13	75	200	4.20	1720	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	22
6	15	15	70	200	3.70	875	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	16
-----													
ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Τχ	ΔΣΦ
3	16	16	60	125	3.50	633	6.2	12Φ24	3Φ10	---	Φ8/30	---	- 20 k
4	16	16	60	125	2.75	527	6.2	12Φ24	3Φ10	---	Φ8/30	---	- 20 k
5	16	14	45	125	4.20	344	6.2	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	---	- 26 k
6	16	16	35	125	3.70	153	6.2	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	---	26 k

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	18	17	50	140	3.50	1448	6.2	4Φ14	---	---	Φ10/10	---	- 31 k
4	18	17	50	140	2.75	1368	6.2	4Φ14	---	---	Φ10/10	---	34 k
5	18	15	50	140	4.20	977	6.2	4Φ14	---	---	Φ10/10	---	- 34 k
6	18	18	50	140	3.70	505	6.2	4Φ14	---	---	Φ10/10	---	34 k

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	19	18	165	70	3.50	1946	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 14
4	19	18	165	70	2.75	1768	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	14
5	19	16	160	50	4.20	1017	6.2	4Φ14	---	---	Φ10/10	---	19
6	19	19	160	50	3.70	389	6.2	4Φ14	---	---	Φ10/10	---	1

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	20	19	85	150	3.50	1586	6.2	8Φ16	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 16
4	20	19	85	150	2.75	1333	6.2	8Φ16	---	4Φ14	Φ10/10	---	22
5	20	30	70	140	4.20	976	6.2	8Φ16	---	4Φ14	Φ10/10	---	33 k
6	20	20	70	140	3.70	619	6.2	8Φ16	---	4Φ14	Φ10/10	---	31 k
7	2	2	30	100	2.85	107	15.2	12Φ22	4Φ14	---	Φ8/30	---	- 24 k

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	21	20	60	150	3.50	1499	6.2	12Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	---	- 9
4	21	20	60	150	2.75	1375	6.2	12Φ22	3Φ10	---	Φ8/30	---	22
5	21	17	45	150	4.20	914	6.2	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	---	21
6	21	25	40	150	3.70	439	6.2	12Φ22	2Φ10	---	Φ8/30	---	21

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	22	21	180	65	3.50	3328	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 7
4	22	21	180	65	2.75	3174	6.2	4Φ14	---	4Φ14	Φ10/10	---	19
5	22	18	180	60	4.20	2133	6.2	4Φ14	---	---	Φ10/10	---	- 1
6	22	26	180	55	3.70	1020	6.2	4Φ14	---	---	Φ10/10	---	1

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	23	22	200	65	3.50	4068	6.2	4Φ25	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 14
4	23	22	200	65	2.75	3898	6.2	4Φ25	---	4Φ14	Φ10/10	---	1
5	23	19	200	60	4.20	2492	8.0	4Φ25	---	---	Φ10/10	---	- 1
6	23	27	200	55	3.70	1330	19.6	4Φ25	---	---	Φ12/6	---	1

---

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	24	23	180	65	3.50	4183	6.2	4Φ20	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 14
4	24	23	180	65	2.75	4028	6.2	4Φ20	---	4Φ14	Φ10/10	---	1
5	24	20	180	60	4.20	2562	10.2	4Φ20	---	---	Φ10/10	---	- 1
6	24	28	180	55	3.70	1479	23.4	4Φ20	---	---	Φ12/6	---	1

ΣΤ	ΥΠ	ΤΑ	dx	dy	h	Nστ	As	κ.οπλ	π.οπλ	ε.οπλ	συνδ.	2x#Tχ	ΔΣΦ
3	25	24	200	65	3.50	3232	6.2	4Φ22	---	4Φ14	Φ10/10	---	- 14
4	25	24	200	65	2.75	3060	6.2	4Φ22	---	4Φ14	Φ10/10	---	1
5	25	21	200	60	4.20	1904	6.2	4Φ22	---	---	Φ10/10	---	- 1
6	25	29	200	55	3.70	1052	15.2	4Φ22	---	---	Φ12/6	---	1

## 8. Οικονομική σύγκριση της λύσης των ενισχύσεων που έχουν ήδη εφαρμοστεί με την προτεινόμενη λύση ενισχύσεων από την παρούσα μελέτη.

Προκειμένου να γίνει έλεγχος για την οικονομικότερη εκδοχή μεταξύ των δυο λύσεων ενισχύσεων δηλαδή της ήδη εφαρμοζόμενης και αυτής που προτείνεται με την παρούσα μελέτη θα γίνει επιμέτρηση των ποσοτήτων σκυροδέματος και οπλισμού που προβλέπεται σε κάθε περίπτωση ενίσχυσης. Στην στάθμη του ημιώροφου τα περιμετρικά δοκάρια είναι νέα στοιχεία κοινά και στις δυο περιπτώσεις και γι' αυτό δεν επιμετρούνται καθόλου. Τα προεντεταμένα δοκάρια σ' όλες τις στάθμες ενισχύονται (τρεις στρώσεις ανθρακούφασματος  $E_f=235\text{GPa}$ ,  $\epsilon_f=1.5\%$ ) με τον ίδιο τρόπο και την ίδια ποιότητα υλικών στην προηγούμενη και την παρούσα μελέτη ενίσχυσης. Κατά τον έλεγχο του όγκου του σκυροδέματος δεν πολλαπλασιάζουμε με την τρίτη διάσταση (μετρά μήκους) τα δοκάρια και τα υποστυλώματα γιατί αυτή είναι κοινή και στις δυο περιπτώσεις. Αυτή η προσέγγιση εφαρμόζεται και στην επιμέτρηση του βάρους του οπλισμού. Η τρίτη διάσταση (μετρά μήκους) δεν εισέρχεται στους υπολογισμούς διότι είναι κοινή και στις δυο περιπτώσεις.

### 8.1. Υπολογισμός όγκου σκυροδέματος με τη λύση που έχει ήδη εφαρμοστεί.

Υπολογισμός όγκου σκυροδέματος υποστυλωμάτων.

Όγκος σκυροδέματος υποστυλωμάτων σύμφωνα τη λύση που έχει ήδη εφαρμοστεί.				
Στάθμη	A/A Υποστυλώματος	Διάσταση x-x (cm)	Διάσταση y-y (cm)	Όγκος σκυροδέματος (m <sup>3</sup> )
3	1α	200	90	1,80
3	1β	95	110	1,05
4	1α	200	90	1,80
4	1β	95	110	1,05
5	1α	200	90	1,80
5	1β	95	110	1,05
6	1α	200	90	1,80
6	1β	95	110	1,05

3	2	190	100	1,90
4	2	190	100	1,90
5	2	190	100	1,90
6	2	190	100	1,90
3	3	190	100	1,90
4	3	190	100	1,90
5	3	190	100	1,90
6	3	190	100	1,90
3	4	305	100	3,05
4	4	305	100	3,05
5	4	305	100	3,05
6	4	305	100	3,05
3	5	190	100	1,90
4	5	190	100	1,90
5	5	190	100	1,90
6	5	190	100	1,90
3	6	190	100	1,90
4	6	190	100	1,90
5	6	190	100	1,90
6	6	190	100	1,90
3	7 $\alpha$	200	80	1,60
3	7 $\beta$	95	120	1,14
4	7 $\alpha$	200	80	1,60
4	7 $\beta$	95	120	1,14
5	7 $\alpha$	200	80	1,60
5	7 $\beta$	95	120	1,14
6	7 $\alpha$	200	80	1,60
6	7 $\beta$	95	120	1,14
3	8	90	190	1,71
4	8	90	190	1,71
5	8	90	190	1,71
6	8	90	190	1,71
3	9	95	150	1,43
4	9	95	150	1,43
5	9	95	150	1,43
6	9	95	150	1,43
3	10	120	120	1,44
4	10	120	120	1,44
5	10	120	120	1,44
6	10	120	120	1,44
3	11	120	120	1,44
4	11	120	120	1,44

5	11	120	120	1,44
6	11	120	120	1,44
3	12	145	140	2,03
4	12	145	140	2,03
5	12	145	140	2,03
6	12	145	140	2,03
3	13	120	120	1,44
4	13	120	120	1,44
5	13	120	120	1,44
6	13	120	120	1,44
3	14	120	120	1,44
4	14	120	120	1,44
5	14	120	120	1,44
6	14	120	120	1,44
3	15	95	150	1,43
4	15	95	150	1,43
5	15	95	150	1,43
6	15	95	150	1,43
3	16	80	190	1,52
4	16	80	190	1,52
5	16	80	190	1,52
6	16	80	190	1,52
3	18	70	180	1,26
4	18	70	180	1,26
5	18	70	180	1,26
6	18	70	180	1,26
3	19	165	90	1,49
4	19	165	90	1,49
5	19	165	90	1,49
6	19	165	90	1,49
3	20	200	80	1,60
3	20	95	120	1,14
4	20	200	80	1,60
4	20	95	120	1,14
5	20	200	80	1,60
5	20	95	120	1,14
6	20	200	80	1,60
6	20	95	120	1,14
3	21	90	200	1,80
3	21	135	75	1,01
4	21	90	200	1,80
4	21	135	75	1,01

5	21	90	200	1,80
5	21	135	75	1,01
6	21	90	200	1,80
6	21	135	75	1,01
3	22	190	75	1,43
4	22	190	75	1,43
5	22	190	75	1,43
6	22	190	75	1,43
3	23	190	75	1,43
4	23	190	75	1,43
5	23	190	75	1,43
6	23	190	75	1,43
3	24	305	75	2,29
4	24	305	75	2,29
5	24	305	75	2,29
6	24	305	75	2,29
3	25	190	75	1,43
4	25	190	75	1,43
5	25	190	75	1,43
6	25	190	75	1,43
3	26	350	50	1,75
4	26	350	50	1,75
5	26	350	50	1,75
6	26	350	50	1,75
<b>Σύνολο κυβικών σκυροδέματος (m<sup>3</sup>)</b>				<b>186,86</b>

Πίνακας 1

Υπολογισμός όγκου σκυροδέματος δοκών.

<b>Όγκος σκυροδέματος δοκών σύμφωνα τη λύση που έχει ήδη εφαρμοστεί.</b>				
Στάθμη	A/A Δοκού	Διάσταση x-x (cm)	Διάσταση y-y (cm)	Όγκος σκυροδέματος (m <sup>3</sup> )
6	1	70	110	0,77
6	2	75	110	0,83
6	3	55	110	0,61
6	4	25	70	0,18
6	5	60	110	0,66
6	6	65	110	0,72
6	7	25	70	0,18
5	1	70	110	0,77

5	2	75	110	0,83
5	3	55	110	0,61
5	4	25	70	0,18
5	5	60	110	0,66
5	6	65	110	0,72
5	7	25	70	0,18
4	1	70	110	0,77
4	2	75	110	0,83
4	3	55	110	0,61
4	4	25	70	0,18
4	5	60	110	0,66
4	6	65	110	0,72
4	7	25	70	0,18
<b>Σύνολο κυβικών σκυροδέματος (m<sup>3</sup>)</b>				<b>11,78</b>

Πίνακας 2

## 8.2. Υπολογισμός όγκου σκυροδέματος με την παρούσα μελέτη.

Υπολογισμός όγκου σκυροδέματος υποστυλωμάτων.

<b>Όγκος σκυροδέματος υποστυλωμάτων σύμφωνα με την παρούσα λύση.</b>				
Στάθμη	A/A Υποστυλώματος	Διάσταση x-x (cm)	Διάσταση y-y (cm)	Όγκος σκυροδέματος (m <sup>3</sup> )
3	1α	110	50	0,55
3	1β	80	160	1,28
4	1α	110	50	0,55
4	1β	80	160	1,28
5	1α	110	50	0,55
5	1β	60	160	0,96
6	1α	110	50	0,55
6	1β	55	160	0,88
3	2	180	70	1,26
4	2	180	70	1,26
5	2	180	60	1,08
6	2	180	55	0,99
3	3	200	70	1,40
4	3	200	70	1,40
5	3	200	60	1,20
6	3	200	55	1,10
3	4	180	70	1,26



4	4	180	70	1,26
5	4	180	60	1,08
6	4	180	55	0,99
3	5	200	70	1,40
4	5	200	70	1,40
5	5	200	60	1,20
6	5	200	55	1,10
3	6	180	70	1,26
4	6	180	70	1,26
5	6	180	60	1,08
6	6	180	55	0,99
3	7 $\alpha$	110	50	0,55
3	7 $\beta$	80	90	0,72
4	7 $\alpha$	110	50	0,55
4	7 $\beta$	80	90	0,72
5	7 $\alpha$	110	50	0,55
5	7 $\beta$	65	90	0,59
6	7 $\alpha$	110	45	0,50
6	7 $\beta$	55	90	0,50
3	8	80	195	1,56
4	8	80	195	1,56
5	8	65	185	1,20
6	8	55	185	1,02
3	9	80	200	1,60
4	9	80	200	1,60
5	9	75	200	1,50
6	9	70	200	1,40
3	10	140	140	1,96
4	10	140	140	1,96
5	10	130	130	1,69
6	10	110	110	1,21
3	11	140	140	1,96
4	11	140	140	1,96
5	11	130	130	1,69
6	11	110	110	1,21
3	12	120	120	1,44
4	12	120	120	1,44
5	12	90	90	0,81
6	12	80	80	0,64
3	13	140	140	1,96
4	13	140	140	1,96
5	13	130	130	1,69

6	13	110	110	1,21
3	14	140	140	1,96
4	14	140	140	1,96
5	14	130	130	1,69
6	14	110	110	1,21
3	15	80	200	1,60
4	15	80	200	1,60
5	15	75	200	1,50
6	15	75	200	1,50
3	16	60	125	0,75
4	16	60	125	0,75
5	16	45	125	0,56
6	16	35	125	0,44
3	18	50	140	0,70
4	18	50	140	0,70
5	18	50	140	0,70
6	18	50	140	0,70
3	19	165	70	1,16
4	19	165	70	1,16
5	19	165	50	0,83
6	19	165	50	0,83
3	20	85	150	1,28
4	20	85	150	1,28
5	20	70	140	0,98
6	20	70	140	0,98
3	21	80	195	1,56
4	21	80	195	1,56
5	21	65	190	1,24
6	21	60	180	1,08
3	22	180	65	1,17
4	22	180	65	1,17
5	22	180	60	1,08
6	22	180	55	0,99
3	23	200	65	1,30
4	23	200	65	1,30
5	23	200	60	1,20
6	23	200	55	1,10
3	24	180	65	1,17
4	24	180	65	1,17
5	24	180	60	1,08
6	24	180	55	0,99

3	25	200	65	1,30
4	25	200	65	1,30
5	25	200	60	1,20
6	25	200	55	1,10
3	26	320	45	1,44
4	26	300	25	0,75
5	26	300	25	0,75
6	26	300	25	0,75
<b>Σύνολο κυβικών σκυροδέματος (m<sup>3</sup>)</b>				<b>126,00</b>

Πίνακας 3

Υπολογισμός όγκου σκυροδέματος δοκών.

<b>Όγκος σκυροδέματος δοκών σύμφωνα με την παρούσα λύση.</b>				
Στάθμη	A/A Δοκού	Διάσταση x-x (cm)	Διάσταση y-y (cm)	Όγκος σκυροδέματος (m <sup>3</sup> )
6	1	40	110	0,44
6	2	40	130	0,52
6	3	45	130	0,59
6	4	40	90	0,36
6	5	40	110	0,44
6	6	40	110	0,44
6	7	45	90	0,41
5	1	40	110	0,44
5	2	40	130	0,52
5	3	45	130	0,59
5	4	45	95	0,43
5	5	40	110	0,44
5	6	40	110	0,44
5	7	45	90	0,41
4	1	40	110	0,44
4	2	40	120	0,48
4	3	40	110	0,44
4	4	45	95	0,43
4	5	40	110	0,44
4	6	40	110	0,44
4	7	45	90	0,41
<b>Σύνολο κυβικών σκυροδέματος (m<sup>3</sup>)</b>				<b>9,52</b>

Πίνακας 4

### 8.3. Υπολογισμός του βάρους του σιδηρού οπλισμού με την λύση που έχει ήδη εφαρμοστεί.

Υπολογισμός βάρους οπλισμού υποστυλωμάτων.

<b>Βάρος σιδηρού οπλισμού υποστυλωμάτων σύμφωνα με την λύση που έχει ήδη εφαρμοστεί.</b>					
Στάθμη	A/A Υποστυλώματος	Αριθμός ράβδων σιδηρού οπλισμού	Διάμετρος ράβδου	Βάρος ράβδου ανά μέτρο σε kg	Συνολικό βάρος ανά υποστ./στάθμ. Kg
3	1	86	Φ25	3,85	331,1
4	1	86	Φ25	3,85	331,1
5	1	76	Φ25	3,85	292,6
6	1	76	Φ25	3,85	292,6
3	2	48	Φ25	3,85	184,8
4	2	48	Φ25	3,85	184,8
5	2	48	Φ25	3,85	184,8
6	2	48	Φ25	3,85	184,8
3	3	48	Φ25	3,85	184,8
4	3	48	Φ25	3,85	184,8
5	3	48	Φ25	3,85	184,8
6	3	48	Φ25	3,85	184,8
3	4	74	Φ25	3,85	284,9
4	4	74	Φ25	3,85	284,9
5	4	74	Φ25	3,85	284,9
6	4	74	Φ25	3,85	284,9
3	5	48	Φ25	3,85	184,8
4	5	48	Φ25	3,85	184,8
5	5	48	Φ25	3,85	184,8
6	5	48	Φ25	3,85	184,8
3	6	48	Φ25	3,85	184,8
4	6	48	Φ25	3,85	184,8
5	6	48	Φ25	3,85	184,8
6	6	48	Φ25	3,85	184,8
3	7	84	Φ25	3,85	323,4
4	7	84	Φ25	3,85	323,4
5	7	84	Φ25	3,85	323,4
6	7	84	Φ25	3,85	323,4
3	8	56	Φ20	2,47	138,32
4	8	56	Φ20	2,47	138,32
5	8	56	Φ20	2,47	138,32
6	8	56	Φ20	2,47	138,32
3	9	48	Φ20	2,47	118,56
4	9	48	Φ20	2,47	118,56
5	9	48	Φ20	2,47	118,56
6	9	48	Φ20	2,47	118,56
3	12	44	Φ25	3,85	169,4

4	12	44	Φ25	3,85	169,4
5	12	44	Φ25	3,85	169,4
6	12	44	Φ25	3,85	169,4
3	15	48	Φ20	2,47	118,56
4	15	48	Φ20	2,47	118,56
5	15	48	Φ20	2,47	118,56
6	15	48	Φ20	2,47	118,56
3	16	54	Φ20	2,47	133,38
4	16	54	Φ20	2,47	133,38
5	16	54	Φ20	2,47	133,38
6	16	54	Φ20	2,47	133,38
3	18	44	Φ20	2,47	108,68
4	18	44	Φ20	2,47	108,68
5	18	44	Φ20	2,47	108,68
6	18	44	Φ20	2,47	108,68
3	19	58	Φ20	2,47	143,26
4	19	58	Φ20	2,47	143,26
5	19	58	Φ20	2,47	143,26
6	19	58	Φ20	2,47	143,26
3	20	80	Φ25	3,85	308
4	20	80	Φ25	3,85	308
5	20	80	Φ25	3,85	308
6	20	80	Φ25	3,85	308
3	21	74	Φ25	3,85	284,9
4	21	74	Φ25	3,85	284,9
5	21	70	Φ25	3,85	269,5
6	21	70	Φ25	3,85	269,5
3	22	32	Φ25	3,85	123,2
4	22	32	Φ25	3,85	123,2
5	22	32	Φ25	3,85	123,2
6	22	32	Φ25	3,85	123,2
3	23	32	Φ25	3,85	123,2
4	23	32	Φ25	3,85	123,2
5	23	32	Φ25	3,85	123,2
6	23	32	Φ25	3,85	123,2
3	24	54	Φ25	3,85	207,9
4	24	54	Φ25	3,85	207,9
5	24	54	Φ25	3,85	207,9
6	24	54	Φ25	3,85	207,9
3	25	32	Φ25	3,85	123,2
4	25	32	Φ25	3,85	123,2
5	25	32	Φ25	3,85	123,2
6	25	32	Φ25	3,85	123,2
3	26	44	Φ25	3,85	169,4
4	26	44	Φ25	3,85	169,4
5	26	44	Φ25	3,85	169,4
6	26	44	Φ25	3,85	169,4
<b>Σύνολο βάρους οπλισμού υποστρωμάτων (ton)</b>					<b>15,69</b>

Πίνακας 5

Υπολογισμός βάρους οπλισμού δοκών.

<b>Βάρος σιδηρού οπλισμού δοκών σύμφωνα με την λύση που έχει ήδη εφαρμοστεί.</b>					
Στάθμη	A/A Δοκού	Αριθμός ράβδων σιδηρού οπλισμού	Διάμετρος ράβδου	Βάρος ράβδου ανά μέτρο σε kg	Συνολικό βάρος ανά υποστ./στάθμ. Kg
6	1α	6	Φ14	1,21	7,26
6	1β	18	Φ20	2,47	44,46
6	2α	6	Φ14	1,21	7,26
6	2β	16	Φ20	2,47	39,52
6	3α	6	Φ14	1,21	7,26
6	3β	16	Φ20	2,47	39,52
6	4α	6	Φ14	1,21	7,26
6	4β	16	Φ20	2,47	39,52
6	5α	6	Φ14	1,21	7,26
6	5β	28	Φ20	2,47	69,16
6	6α-1	6	Φ14	1,21	7,26
6	6β-1	24	Φ20	2,47	59,28
6	6α-2	6	Φ14	1,21	7,26
6	6β-2	24	Φ20	2,47	59,28
6	6α-3	6	Φ14	1,21	7,26
6	6β-3	24	Φ20	2,47	59,28
6	7α	6	Φ14	1,21	7,26
6	7β	24	Φ20	2,47	59,28
5	1α	6	Φ14	1,21	7,26
5	1β	20	Φ20	2,47	49,4
5	2α	6	Φ14	1,21	7,26
5	2β	16	Φ20	2,47	39,52
5	3α	6	Φ14	1,21	7,26
5	3β	16	Φ20	2,47	39,52
5	4α	6	Φ14	1,21	7,26
5	4β	16	Φ20	2,47	39,52
5	5α	6	Φ14	1,21	7,26
5	5β	20	Φ20	2,47	49,4
5	6α-1	6	Φ14	1,21	7,26
5	6β-1	28	Φ20	2,47	69,16
5	6α-2	6	Φ14	1,21	7,26
5	6β-2	28	Φ20	2,47	69,16
5	6α-3	6	Φ14	1,21	7,26
5	6β-3	28	Φ20	2,47	69,16

5	7α	6	Φ14	1,21	7,26
5	7β	28	Φ20	2,47	69,16
4	1α	6	Φ14	1,21	7,26
4	1β	20	Φ20	2,47	49,4
4	2α	6	Φ14	1,21	7,26
4	2β	28	Φ20	2,47	69,16
4	3α	6	Φ14	1,21	7,26
4	3β	28	Φ20	2,47	69,16
4	4α	6	Φ14	1,21	7,26
4	4β	28	Φ20	2,47	69,16
4	5α	6	Φ14	1,21	7,26
4	5β	20	Φ20	2,47	49,4
4	6α-1	6	Φ14	1,21	7,26
4	6β-1	24	Φ20	2,47	59,28
4	6α-2	6	Φ14	1,21	7,26
4	6β-2	24	Φ20	2,47	59,28
4	6α-3	6	Φ14	1,21	7,26
4	6β-3	24	Φ20	2,47	59,28
4	7α	6	Φ14	1,21	7,26
4	7β	24	Φ20	2,47	59,28
<b>Σύνολο βάρους οπλισμού υποστυλωμάτων (ton)</b>					<b>1,70</b>

Πίνακας 6

#### 8.4. Υπολογισμός του βάρους του σιδηρού οπλισμού με την παρούσα λύση.

Υπολογισμός βάρους οπλισμού υποστυλωμάτων.

<b>Βάρος σιδηρού οπλισμού υποστυλωμάτων σύμφωνα με την παρούσα λύση.</b>					
Στάθμη	A/A Υποστυλώματος	Αριθμός ράβδων σιδηρού οπλισμού	Διάμετρος ράβδου	Βάρος ράβδου ανά μέτρο σε kg	Συνολικό βάρος ανά υποστ./στάθμ. Kg
3	1	64	Φ14	1,21	77,44
5	1	58	Φ14	1,21	70,18
5	1	58	Φ14	1,21	70,18
6	1	58	Φ14	1,21	70,18
3	2	68	Φ14	1,21	82,28
4	2	68	Φ14	1,21	82,28
5	2	68	Φ16	1,58	107,44
6	2	68	Φ25	3,85	261,80
3	3	72	Φ14	1,21	87,12
4	3	72	Φ14	1,21	87,12

5	3	72	Φ14	1,21	87,12
6	3	72	Φ25	3,85	277,20
3	4	68	Φ14	1,21	82,28
4	4	68	Φ14	1,21	82,28
5	4	68	Φ14	1,21	82,28
6	4	68	Φ25	3,85	261,80
3	5	64	Φ14	1,21	77,44
4	5	64	Φ14	1,21	77,44
5	5	64	Φ14	1,21	77,44
6	5	64	Φ25	3,85	246,40
3	6	68	Φ14	1,21	82,28
4	6	68	Φ14	1,21	82,28
5	6	68	Φ14	1,21	82,28
6	6	68	Φ25	3,85	261,80
3	7	69	Φ14	1,21	83,49
4	7	50	Φ14	1,21	60,50
5	7	50	Φ14	1,21	60,50
6	7	50	Φ14	1,21	60,50
3	8	56	Φ14	1,21	67,76
4	8	56	Φ14	1,21	67,76
5	8	52	Φ14	1,21	62,92
6	8	50	Φ14	1,21	60,50
3	9	56	Φ14	1,21	67,76
4	9	56	Φ14	1,21	67,76
5	9	56	Φ14	1,21	67,76
6	9	54	Φ14	1,21	65,34
3	10	56	Φ14	1,21	67,76
4	10	56	Φ14	1,21	67,76
5	10	56	Φ14	1,21	67,76
6	10	56	Φ18	2,00	112,00
3	11	64	Φ14	1,21	77,44
4	11	64	Φ14	1,21	77,44
5	11	64	Φ14	1,21	77,44
6	11	64	Φ14	1,21	77,44
3	13	56	Φ14	1,21	67,76
4	13	56	Φ14	1,21	67,76
5	13	52	Φ14	1,21	62,92
6	13	44	Φ14	1,21	53,24
3	14	56	Φ14	1,21	67,76
4	14	56	Φ14	1,21	67,76
5	14	52	Φ14	1,21	62,92
6	14	44	Φ14	1,21	53,24
3	15	56	Φ14	1,21	67,76
4	15	56	Φ14	1,21	67,76
5	15	56	Φ14	1,21	67,76
6	15	54	Φ14	1,21	65,34



3	18	44	Φ14	1,21	53,24
4	18	38	Φ14	1,21	45,98
5	18	38	Φ14	1,21	45,98
6	18	38	Φ14	1,21	45,98
3	19	48	Φ14	1,21	58,08
4	19	48	Φ14	1,21	58,08
5	19	48	Φ14	1,21	58,08
6	19	48	Φ14	1,21	58,08
3	20	48	Φ14	1,21	58,08
4	20	48	Φ14	1,21	58,08
5	20	42	Φ14	1,21	50,82
6	20	42	Φ14	1,21	50,82
3	21	56	Φ14	1,21	67,76
4	21	56	Φ14	1,21	67,76
5	21	52	Φ14	1,21	62,92
6	21	48	Φ14	1,21	58,08
3	22	47	Φ14	1,21	56,87
4	22	47	Φ14	1,21	56,87
5	22	47	Φ14	1,21	56,87
6	22	47	Φ14	1,21	56,87
3	23	51	Φ16	1,58	80,58
4	23	51	Φ16	1,58	80,58
5	23	51	Φ16	1,58	80,58
6	23	51	Φ25	3,85	196,35
3	24	47	Φ18	2,00	94,00
4	24	47	Φ18	2,00	94,00
5	24	47	Φ18	2,00	94,00
6	24	47	Φ25	3,85	180,95
3	25	51	Φ14	1,21	61,71
4	25	51	Φ14	1,21	61,71
5	25	51	Φ14	1,21	61,71
6	25	51	Φ22	2,98	151,98
3	26	74	Φ14	1,21	89,54
<b>Σύνολο βάρους οπλισμού υποστρωμάτων (ton)</b>					<b>7,50</b>

Πίνακας 7

Υπολογισμός βάρους οπλισμού δοκών.

<b>Βάρος σιδηρού οπλισμού δοκών σύμφωνα με την παρούσα λύση.</b>					
Στάθμη	A/A Δοκού	Αριθμός ράβδων σιδηρού οπλισμού	Διάμετρος ράβδου	Βάρος ράβδου ανά μέτρο σε kg	Συνολικό βάρος ανά υποστ./στάθμ. Kg
6	1	27	Φ14	1,21	32,67
6	2	31	Φ14	1,21	37,51

6	3	31	Φ14	1,21	37,51
6	4	23	Φ14	1,21	27,83
6	5	27	Φ14	1,21	32,67
6	6α-1	31	Φ14	1,21	37,51
6	6α-2	27	Φ14	1,21	32,67
6	6α-3	31	Φ14	1,21	37,51
6	7	25	Φ14	1,21	30,25
5	1	27	Φ14	1,21	32,67
5	2	31	Φ14	1,21	37,51
5	3	31	Φ14	1,21	37,51
5	4	23	Φ14	1,21	27,83
5	5	27	Φ14	1,21	32,67
5	6α-1	37	Φ14	1,21	44,77
5	6α-2	27	Φ14	1,21	32,67
5	6α-3	31	Φ14	1,21	37,51
5	7	31	Φ14	1,21	37,51
4	1	27	Φ14	1,21	32,67
4	2	29	Φ14	1,21	35,09
4	3	27	Φ14	1,21	32,67
4	4	24	Φ14	1,21	29,04
4	5	27	Φ14	1,21	32,67
4	6α-1	37	Φ14	1,21	44,77
4	6α-2	27	Φ20	2,47	66,69
4	6α-3	29	Φ14	1,21	35,09
4	7	35	Φ14	1,21	42,35
<b>Σύνολο βάρος οπλισμού υποστυλωμάτων (ton)</b>					<b>0,98</b>

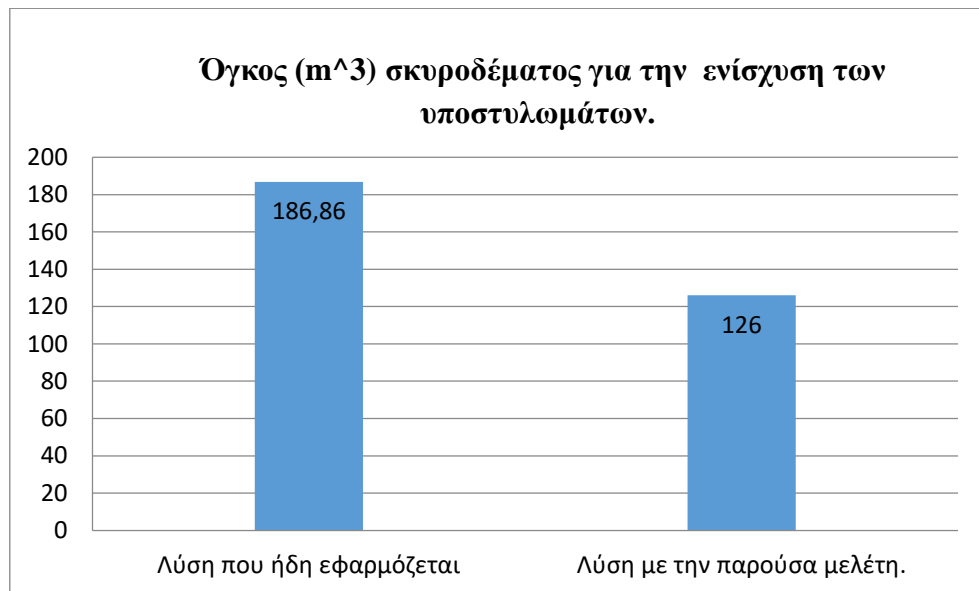
Πίνακας 8

## 8.5. Σύγκριση των δύο λύσεων

Από τους παραπάνω πίνακες προκύπτει άμεσα ότι η λύση που ήδη εφαρμόζεται σε σχέση με την παρούσα λύση είναι κοστοβόρα και ποιο αναλυτικά έχουμε.

- Σκυρόδεμα υποστυλωμάτων:

Για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων με την λύση που ήδη εφαρμόζεται απαιτούνται  $186,86 \text{ m}^3$  σκυρόδεμα ενώ με την παρούσα μελέτη η ποσότητα που απαιτείται είναι  $126,00 \text{ m}^3$  σκυρόδεμα δηλαδή περίπου 32% λιγότερο.



Πίνακας 9

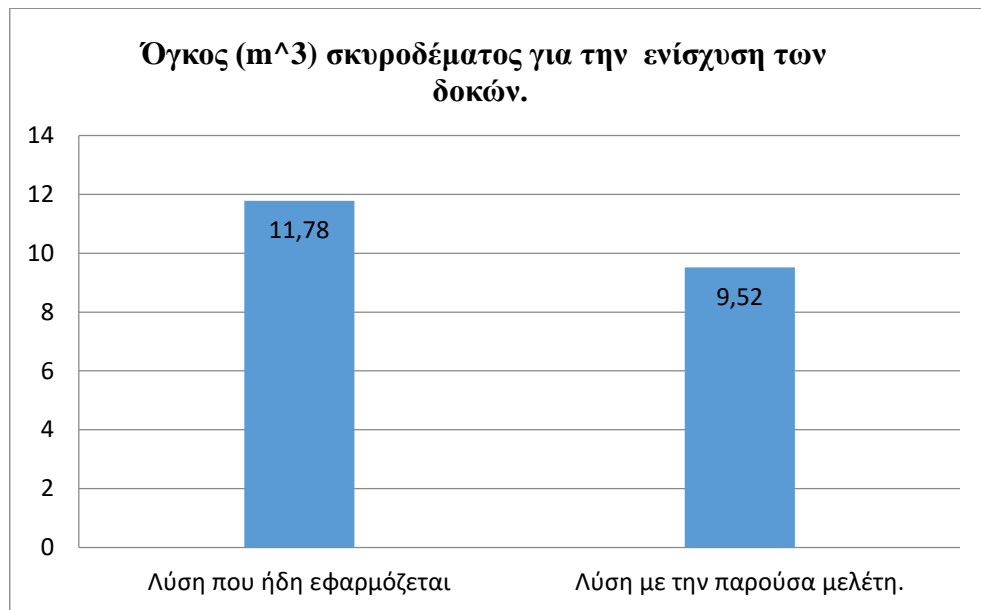
Η διάφορα αυτή οφείλεται, όπως φαίνεται και στο απόσπασμα από τους πίνακες επιμέτρησης που είναι παρακάτω, κυρίως στο ότι στα τοιχία που η διάσταση τους (κατά x-x) με την παρούσα λύση είναι 70cm στην άλλη περίπτωση είναι 100cm. και ότι στα τοιχία. Επίσης τα μεγαλύτερα τοιχία στην παρούσα λύση έχουν διαστάσεις 200/70 (cm) ενώ στην άλλη περίπτωση που ήδη εφαρμόζεται είναι 305/100 (cm).

<b>Όγκος σκυροδέματος υποστυλωμάτων σύμφωνα τη λύση που έχει ήδη εφαρμοστεί.</b>				
Στάθμη	A/A Υποστυλώματος	Διάσταση x-x (cm)	Διάσταση y-y (cm)	Όγκος σκυροδέματος (m <sup>3</sup> )
3	2	190	100	1,90
3	4	305	100	3,05

<b>Όγκος σκυροδέματος υποστυλωμάτων σύμφωνα με την παρούσα λύση.</b>				
Στάθμη	A/A Υποστυλώματος	Διάσταση x-x (cm)	Διάσταση y-y (cm)	Όγκος σκυροδέματος (m <sup>3</sup> )
3	2	180	70	1,26
3	3	200	70	1,40

– Σκυρόδεμα δοκών:

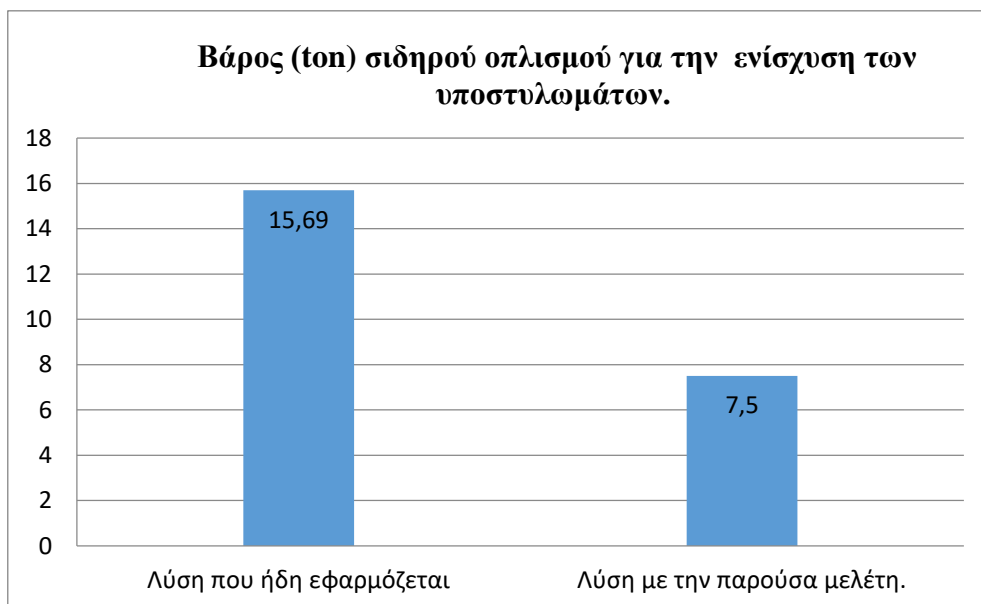
Για την ενίσχυση των δοκών με την λύση που ήδη εφαρμόζεται απαιτούνται 11,78 m<sup>3</sup> σκυρόδεμα ενώ με την παρούσα μελέτη η ποσότητα που απαιτείται 9,52 m<sup>3</sup> δηλαδή περίπου 19% λιγότερο.



Πίνακας 10

Η διάφορα αυτή οφείλεται, κυρίως στις διαστάσεις του πλάτους των δοκών και όχι στις διαστάσεις του ύψους των δοκών. Συγκεκριμένα στην μελέτη που ήδη εφαρμόζεται οι διαστάσεις του πλάτους των δοκών είναι περίπου 70 με 55 (cm) ενώ με την παρούσα είναι 40 με 45 (cm).

- Σιδηρός οπλισμός υποστυλωμάτων.  
Για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων με την λύση που ήδη εφαρμόζεται απαιτούνται 15,69 ton οπλισμού ενώ με την παρούσα μελέτη η ποσότητα που απαιτείται είναι 7,50 ton οπλισμού δηλαδή περίπου 52% λιγότερο.

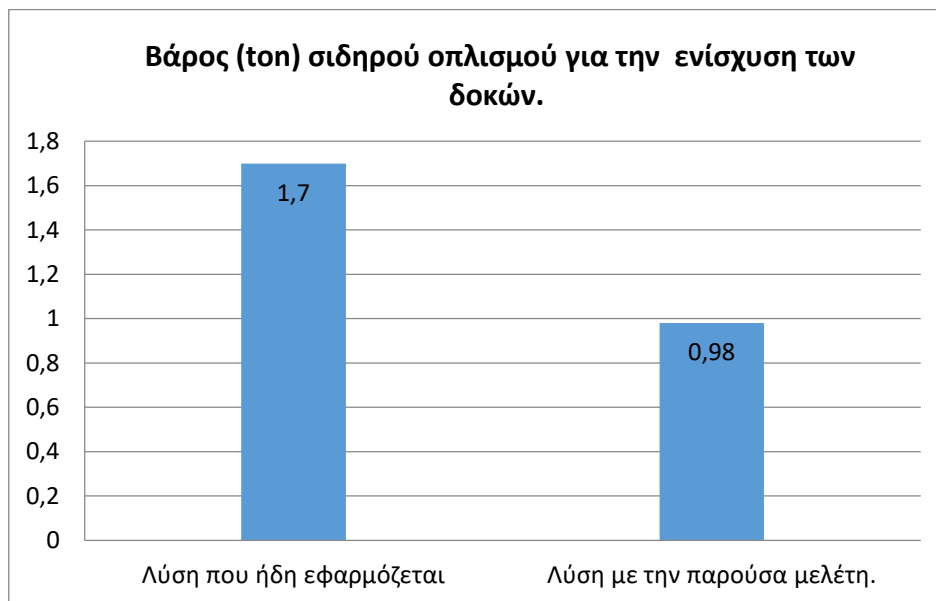


Πίνακας 11

Η διάφορα μεταξύ των δυο περιπτώσεων οφείλεται, κατ' εκτίμηση, αφ' ενός στις μεγάλες διαστάσεις των υποστυλωμάτων της πρώτης περίπτωσης και σε ένα είδος κανονικοποίησης των οπλισμών ώστε να είναι ίδιος σ' όλες τις στάθμες. Παρατηρείται για παράδειγμα ότι σ' όλα τα υποστυλώματα είναι από πάνω έως κάτω ( από την στάθμη 0 έως 7 ) ο ίδιος οπλισμός π.χ. 54Φ25 και σε ποσότητα και σε διάμετρο.

– Σιδηρός οπλισμός δοκών.

Για την ενίσχυση των δοκών με την λύση που ήδη εφαρμόζεται απαιτούνται 1,7 ton οπλισμού ενώ με την παρούσα μελέτη η ποσότητα που απαιτείται είναι 0,98 ton οπλισμού δηλαδή περίπου 42% λιγότερο.



Πίνακας 12

Η διάφορα μεταξύ των δυο περιπτώσεων οφείλεται στις μεγάλες διαστάσεις των δοκών της πρώτης περίπτωσης.

Στην διαδικασία της σύγκρισης, όπως ήδη έχει αναφερθεί, δεν μπαίνουν οι προεντεταμένοι δοκοί διότι ενισχύονται κατά τον ίδιο τρόπο και στις δυο περιπτώσεις αλλά και οι στάθμες 1 (θεμελίωσης) και 2 ( Οροφής υπόγειου) διότι σκυροδετούνται από την αρχή με τα νέα δεδομένα π.χ. φορτία μεταλλικών αμφιθεάτρων, μετατροπή σε γενική κοιτόστρωση της θεμελίωσης από εσχάρα πεδילוδοκών κ.λ.π..

## 8.6. Αξιολογηση – Επόμενο βήμα.

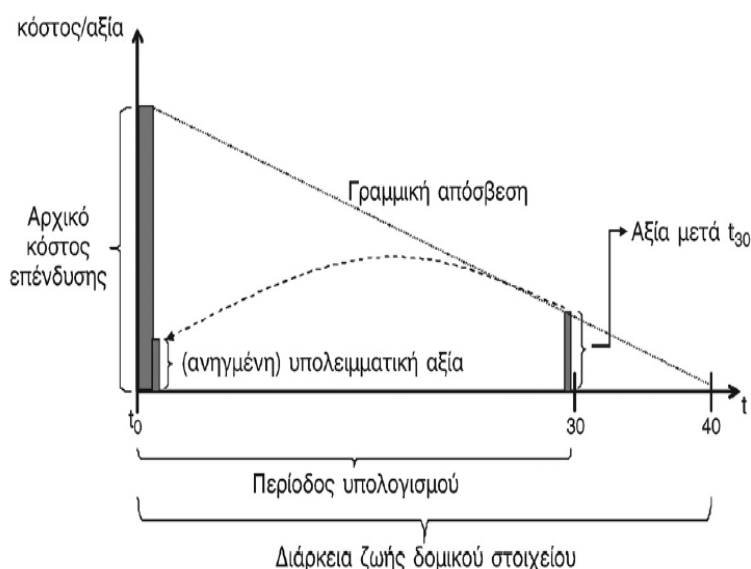
Η μέση διαφορά μεταξύ των δυο λύσεων στις ποσότητες ( αν θεωρήσουμε ότι σκυρόδεμα και οπλισμός έχουν ίδιο συντελεστή βαρύτητας ) που απαιτούνται για την ενίσχυση του φορέα είναι της τάξης του 32%. Οι διαφορά αυτή δεν οφείλεται στην διαφορετική προσέγγιση κάποιου συντελεστή (αντισεισμικού ή ασφαλείας) η σε διαφορετικές παραδοχές που αφορούν την ποιότητα των υπάρχοντων υλικών. Η διάφορες των δυο λύσεων οφείλονται στην φιλοσοφία με την οποία προσεγγίζουν την ενίσχυση του φορέα. Χαρακτηριστικό παράδειγμα επέμβασης, από την λύση που ήδη εφαρμόζεται και δείχνει μια αντιοικονομική προσέγγιση στο θέμα είναι η

ύπαρξη «υποστυλώματος» 3.05m/1.00m και τα γωνιακά 2.00m/2.00m/0.95m/0.95m(?). Το ερώτημα που προκύπτει είναι, αν κατασκευαζόταν το κτίριο από την αρχή θα υπήρχε περίπτωση να έχουμε κάποιο υποστύλωμα αυτών των διαστάσεων. Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η ενίσχυση του κτιρίου θα μπορούσε να γίνει με οικονομικότερο τρόπο.

Για την περαιτέρω διερεύνηση του θέματος θα μπορούσαμε να προτείνουμε:

- Την επίλυση του φορέα σε διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τα προβλεπόμενα από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και σύγκριση με τα προηγούμενα αποτελέσματα.
- Προσδιορισμός με οικονομοτεχνικά κριτήρια της βέλτιστης ενίσχυσης της κατασκευής ως ο λόγος « Προσδοκώμενο οικονομικό όφελος στην εναπομένονσα διάρκεια ζωής του ενισχυόμενου έργου» προς «Γενικό κόστος ενισχύσεων». Ανάλογο παράδειγμα οι Κατευθυντήριες γραμμές από την ΕΕ αριθ. 244/2012, της 16ης Ιανουαρίου 2012, προς συμπλήρωση της οδηγίας 2010/31/ΕΕ του Ευρωπαϊκού Κοινοβουλίου και του Συμβουλίου για την ενεργειακή απόδοση των κτιρίων με τον καθορισμό συγκριτικού μεθοδολογικού πλαισίου για τον υπολογισμό των επιπέδων βέλτιστου κόστους των ελάχιστων απαιτήσεων ενεργειακής απόδοσης των κτιρίων και των δομικών στοιχείων.

Υπολογισμός της υπολειμματικής αξίας δομικού στοιχείου με μακρύτερη διάρκεια ζωής από την περίοδο υπολογισμού



Εικόνα 14

## 9. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι ( Υπολογισμός ίδιου βάρους αμφιθεάτρων. )

Επιμέτρηση ίδιου βάρους μεταλλικών διατομών

### ΤΜΗΜΑ 1

α/α	Τύπος διατομής	Μέτρα	Τεμάχια	Συνολικά μ.μ.	Βάρος / μ.μ.	Συνολικό ίδιο βάρος	
1	IPE 300	14,48	1	14,48	42,20	611,06	
2	IPE 300-200	11,40	3	34,20	64,60	2209,32	
3	IPE 300-200	14,12	7	98,84	64,60	6385,06	
4	IPE 240	7,36	1	7,36	30,70	225,95	
5	IPE 240	0,69	5	3,45	30,70	105,92	
6	IPE 240	0,42	4	1,68	30,70	51,58	
7	IPE 240	6,63	1	6,63	30,70	203,54	
8	IPE 240	4,01	1	4,01	30,70	123,11	
9	HEB 200	3,00	19	57,00	61,30	3494,10	
10	HEB 120	3,39	2	6,78	26,70	181,03	
11	HEB 120	3,62	2	7,24	26,70	193,31	
12	HEB 120	3,01	2	6,02	26,70	160,73	
13	HEB 120	3,51	2	7,02	26,70	187,43	
14	SHS 80X6	3,11	6	18,66	11,10	207,13	
15	HEB 120	3,49	2	6,98	26,70	186,37	
<b>ΣΥΝΟΛΟ</b>						14525,63	kg
						145,26	Kn

Επιμέτρηση ίδιου βάρους μεταλλικών διατομών

### ΤΜΗΜΑ 2

α/α	Τύπος διατομής	Μέτρα	Τεμάχια	Συνολικά μ.μ.	Βάρος / μ.μ.	Συνολικό ίδιο βάρος
1	IPE 300	2,41	1	2,41	42,2	101,702
2	IPE 240	2,34	1	2,34	30,7	71,838
3	IPE 240	2,87	1	2,87	30,7	88,109
4	IPE 240	3,19	1	3,19	30,7	97,933
5	IPE 240	3,48	1	3,48	30,7	106,836
6	IPE 240	3,94	1	3,94	30,7	120,958
7	IPE 240	4,41	1	4,41	30,7	135,387
8	IPE 240	4,62	1	4,62	30,7	141,834
9	IPE 240	4,83	1	4,83	30,7	148,281
10	IPE 240	5,21	1	5,21	30,7	159,947
11	IPE 300	5,69	1	5,69	42,2	240,118
12	IPE 300	11,06	1	11,06	42,2	466,732
13	IPE 300	2,64	1	2,64	42,2	111,408





## Επιμέτρηση ιδίου βάρους μεταλλικών διατομών

**ΤΜΗΜΑ 4**

α/α	Τύπος διατομής	Μέτρα	Τεμάχια	Συνολικά μ.μ.	Βάρος / μ.μ.	Συνολικό ίδιο βάρος
1	IPE 240	5,58	4	22,32	30,7	685,224
2	IPE 180	1,66	1	1,66	18,8	31,208
3	IPE 180	1,61	1	1,61	18,8	30,268
4	IPE 240	2,91	1	2,91	30,7	89,337
5	IPE 240	2,24	1	2,24	30,7	68,768
6	IPE 240	2,9	15	43,5	30,7	1335,45
7	IPE 300	4,41	1	4,41	42,2	186,102
8	IPE 300	4,12	1	4,12	42,2	173,864
9	IPE 300	3,03	1	3,03	42,2	127,866
10	IPE 300	1,47	1	1,47	42,2	62,034
11	IPE 300	3,93	1	3,93	42,2	165,846
12	IPE 300	5,29	1	5,29	42,2	223,238
13	IPE 180	1,41	1	1,41	18,8	26,508
14	IPE 240	1,79	1	1,79	30,7	54,953
15	HEB 200	3	11	33	61,3	2022,9
16	HEB 120	4,74	2	9,48	26,7	253,116
17	HEB 120	3,23	2	6,46	26,7	172,482

ΣΥΝΟΛΟ 4992,732 kg  
49,92732 Kn

## Επιμέτρηση ιδίου βάρους μεταλλικών διατομών

**ΤΜΗΜΑ 5**

α/α	Τύπος διατομής	Μέτρα	Τεμάχια	Επανάληψη	Συνολικά μ.μ.	Βάρος / μ.μ.	Συνολικό ίδιο βάρος
1	IPE 300	6	1	1	6	42,2	253,2
2	IPE 300	1,75	1	1	1,75	42,2	73,85
3	IPE 300	2,11	1	1	2,11	42,2	89,042
4	IPE 300	2,46	1	1	2,46	42,2	103,812
5	IPE 300	2,67	1	1	2,67	42,2	112,674
6	IPE 300	4,35	1	1	4,35	42,2	183,57
7	IPE 300	7,12	1	1	7,12	42,2	300,464
8	IPE 300	3,37	1	1	3,37	42,2	142,214
9	IPE 300	13,17	1	1	13,17	42,2	555,774
10	IPE 300	14,49	1	1	14,49	42,2	611,478
11	IPE 300	4,87	1	1	4,87	42,2	205,514
12	IPE 300	2,67	1	1	2,67	42,2	112,674
13	IPE 300	8,38	2	1	16,76	42,2	707,272
14	IPE 300	8,9	1	1	8,9	42,2	375,58

15	IPE 300	1,29	1	1	1,29	42,2	54,438	
16	IPE 300	18,47	1	1	18,47	42,2	779,434	
17	IPE 300	0,7	2	1	1,4	42,2	59,08	
18	IPE 300	2,13	1	1	2,13	42,2	89,886	
19	IPE 300	3,97	2	1	7,94	42,2	335,068	
20	IPE 300	4,06	1	1	4,06	42,2	171,332	
21	IPE 300	8,27	1	1	8,27	42,2	348,994	
22	IPE 300	4,2	1	1	4,2	42,2	177,24	
23	IPE 300	4,8	1	1	4,8	42,2	202,56	
24	IPE 300 - 200	5,49	1	1	5,49	64,6	354,654	
25	IPE 300 - 200	5,96	8	1	47,68	64,6	3080,128	
26	IPE 300 - 200	8,76	1	1	8,76	64,6	565,896	
27	IPE 300 - 200	12,97	1	1	12,97	64,6	837,862	
28	IPE 300 - 200	12,56	2	1	25,12	64,6	1622,752	
29	HEA 180	1,53	2	1	3,06	35,5	108,63	
30	HEB 200	3	47	2	282	61,3	17286,6	
31	SHS 80X6	3,02	2	1	6,04	11,1	67,044	
32	HEB 120	3,13	2	1	6,26	26,7	167,142	
33	HEB 120	3,44	2	2	13,76	26,7	367,392	
34	SHS 80X6	3,06	2	1	6,12	11,1	67,932	
35	HEB 120	3,37	2	3	20,22	26,7	539,874	
36	HEB 120	3,49	2	1	6,98	26,7	186,366	
37	SHS 80X6	3,21	2	1	6,42	11,1	71,262	
38	SHS 80X6	3,3	2	1	6,6	11,1	73,26	
39	HEB 120	3,11	2	2	12,44	26,7	332,148	
40	HEB 120	4	2	1	8	26,7	213,6	
41	SHS 80X6	3,19	2	1	6,38	11,1	70,818	
<b>ΣΥΝΟΛΟ</b>							22012,68	kg
							220,1268	Kn

Επιμέτρηση ιδίου βάρους μεταλλικών διατομών

#### ΤΜΗΜΑ 6

α/α	Τύπος διατομής	Μέτρα	Τεμάχια	Επανάληψη	Συνολικά μ.μ.	Βάρος / μ.μ.	Συνολικό ίδιο βάρος
1	IPE 240	3,4	4	1	13,6	30,7	417,52
2	IPE180	6,07	4	1	24,28	18,8	456,464
3	IPE 160	5,71	7	1	39,97	15,8	631,526
4	HEA 140	0,37	7	1	2,59	24,7	63,973

5	IPE 240	3,5	3	1	10,5	30,7	322,35
6	IPE 180	5,86	3	1	17,58	18,8	330,504
7	IPE 160	5,71	3	1	17,13	15,8	270,654
8	HEA 160	13,6	1	1	13,6	30,4	413,44
9	HEA 120	13,6	1	1	13,6	19,9	270,64
10	IPE 180	13,6	7	1	95,2	18,8	1789,76
11	UPN 180	13,6	7	1	95,2	22	2094,4
12	HEA 120	13,6	7	1	95,2	19,9	1894,48
13	HEA 140	13,6	1	1	13,6	24,7	335,92
14	HEA 100	13,6	2	1	27,2	16,7	454,24
15	SHS 70X5	13,6	1	1	13,6	9,53	129,608
16	HEA 100	2,45	2	1	4,9	16,7	81,83
17	HEA 100	2,05	2	1	4,1	16,7	68,47
18	HEA 100	3,49	2	1	6,98	16,7	116,566
19	HEA 100	3,34	2	1	6,68	16,7	111,556
20	HEA 100	3,06	2	3	18,36	16,7	306,612
21	HEA 100	2,84	2	3	17,04	16,7	284,568
22	SHS 70X5	2,37	2	3	14,22	9,53	135,5166
23	HEA 100	3,35	2	1	6,7	16,7	111,89
24	HEA 100	3,19	2	1	6,38	16,7	106,546
25	HEA 100	2,9	2	3	17,4	16,7	290,58
26	HEA 100	2,66	2	3	15,96	16,7	266,532
27	SHS 70X5	2,15	2	3	12,9	9,53	122,937
28	SHS 70X5	2,52	2	3	15,12	9,53	144,0936
29	SHS 70X5	2,72	2	2	10,88	9,53	103,6864
30	SHS 70X5	2,67	1	1	2,67	9,53	25,4451
31	SHS 70X5	2,3	2	1	4,6	9,53	43,838
32	SHS 70X5	2,41	2	6	28,92	9,53	275,6076

33	SHS 70X5	2,52	2	2	10,08	9,53	96,0624
34	SHS 70X5	2,63	2	4	21,04	9,53	200,5112
35	SHS 70X5	2,98	2	3	17,88	9,53	170,3964
36	SHS 70X5	2,71	2	9	48,78	9,53	464,8734
37	SHS 70X5	2,9	2	3	17,4	9,53	165,822
38	SHS 70X5	2,82	2	3	16,92	9,53	161,2476
39	SHS 70X5	2,69	2	4	21,52	9,53	205,0856
40	HEA 160	2,65	8	1	21,2	30,4	644,48
41	HEA 160	2,4	8	1	19,2	30,4	583,68
42	HEA 160	2,05	7	1	14,35	30,4	436,24
43	HEA 160	1,7	7	1	11,9	30,4	361,76
44	HEA 160	1,35	7	1	9,45	30,4	287,28
45	HEA 160	1	7	1	7	30,4	212,8
46	HEA 160	0,65	7	1	4,55	30,4	138,32
47	HEA 160	0,3	7	1	2,1	30,4	63,84

ΣΥΝΟΛΟ 4192,399 kg  
41,92399 Kn

Επιμέτρηση ίδιου βάρους μεταλλικών διατομών

<b>ΤΜΗΜΑ 7</b>							
α/α	Τύπος διατομής	Μέτρα	Τεμάχια	Επανάληψη	Συνολικά μ.μ.	Βάρος / μ.μ.	Συνολικό ίδιο βάρος
1	L 60X6	3,75	18	1	67,5	48,5	3273,75
2	L 60X6	1,6	6	1	9,6	48,5	465,6
3	SHS 70X5	0,85	5	1	4,25	9,53	40,5025
4	IPE 140	1,75	2	1	3,5	12,9	45,15
5	IPE 140	3,75	7	1	26,25	12,9	338,625
6	IPE 140	1	1	1	1	12,9	12,9
7	IPE 140	10,85	2	1	21,7	12,9	279,93
8	IPE 140	8,45	1	1	8,45	12,9	109,005
9	IPE 140	2,5	2	1	5	12,9	64,5

10	UPN 120	9,5	1	1	9,5	13,4	127,3	
11	SHS 70X5	10,85	1	1	10,85	9,53	103,4005	
12	SHS 70X5	8,45	1	1	8,45	9,53	80,5285	
13	L 60X6	1,4	2	2	5,6	48,5	271,6	
14	HEA 120	0,9	27	1	24,3	19,9	483,57	
15	UPN 120	0,9	7	1	6,3	13,4	84,42	
<b>ΣΥΝΟΛΟ</b>							5780,7815	kg
							57,807815	Kn

Επιμέτρηση ιδίου βάρους μεταλλικών διατομών

### ΤΜΗΜΑ 8

α/α	Τύπος διατομής	Μέτρα	Τεμάχια	Επανάληψη	Συνολικά μ.μ.	Βάρος / μ.μ.	Συνολικό ίδιο βάρος
1	IPE 180	9,15	5	1	45,75	18,8	860,1
2	IPE 180	2,85	4	1	11,4	18,8	214,32
3	IPE 180	2,65	1	1	2,65	18,8	49,82
4	HEA 120	8,9	3	1	26,7	19,9	531,33
5	IPE 180	8,9	7	1	62,3	18,8	1171,24
6	UPN 180	8,9	14	1	124,6	22	2741,2
7	IPE 180	0,95	1	1	0,95	18,8	17,86
8	SHS 70X5	3,45	2	3	20,7	9,53	197,271
9	SHS 70X5	2,9	2	1	5,8	9,53	55,274
10	SHS 70X5	4,7	2	8	75,2	9,53	716,656
11	SHS 70X5	2,3	4	1	9,2	9,53	87,676
12	HEA 160	2,8	10	1	28	30,4	851,2
13	HEA 160	2,1	5	1	10,5	30,4	319,2
14	HEA 160	1,6	5	1	8	30,4	243,2
15	HEA 160	1,3	5	1	6,5	30,4	197,6
16	HEA 160	0,61	5	1	3,05	30,4	92,72
17	HEA 160	2,19	2	4	17,52	30,4	532,608
18	HEA	2,47	2	4	19,76	30,4	600,704

19	160 HEA 160	2,64	2	4	21,12	30,4	642,048	
20	HEA 160	2,97	2	4	23,76	30,4	722,304	
21	HEA 100	3,5	2	2	14	16,7	233,8	
22	HEA 100	8,9	4	1	35,6	16,7	594,52	
23	HEA 100	4,1	1	1	4,1	16,7	68,47	
<b>ΣΥΝΟΛΟ</b>							<b>5957,98</b>	<b>kg</b>
							<b>59,5798</b>	<b>Kn</b>

**Βάρος μεταλλικής κατασκευής.**

Τμήμα 1	14525,63	Kg
Τμήμα 2	5383,72	Kg
Τμήμα 3	4188,76	Kg
Τμήμα 4	4992,73	Kg
Τμήμα 5	22012,68	Kg
Τμήμα 6	4192,40	Kg
Τμήμα 7	5780,78	Kg
Τμήμα 8	5957,98	Kg
<b>Σύνολο</b>	<b>67034,68</b>	<b>Kg</b>
<b>ή</b>	<b>670,35</b>	<b>Kn</b>

**Βάρος σκυροδέματος παταριού**

784,38	m <sup>2</sup>	Επιφάνεια
0,15	m	Πάχος πλάκας
25	Kn/m <sup>3</sup>	Ε. Β. σκυροδέματος
<b>2941,43</b>	<b>kn</b>	<b>Συνολικό φορτίο σκυροδέματος</b>

**Βάρος δαπέδου εξέδρας - σκηνής**

397,57	m <sup>2</sup>	
5	Kn/m <sup>2</sup>	
<b>1987,85</b>	<b>kn</b>	<b>Συνολικό φορτίο δαπέδου</b>

**Τελικό φορτίου παταριού εξέδρας - σκηνής.**

**5599,62 kn**

**Επιφάνεια στην οποία διανέμεται**

1718,03 m<sup>2</sup>

**Μόνιμο φορτίο ανα τετραγωνικό μέτρο που προστίθεται στην πλάκα του υπογείου.**

**3,26 Kn/m<sup>2</sup>**

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Αναστασιάδου Κ. (2010). Αποτίμηση και ανασχεδιασμός υφισταμένου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος με ανελαστική στατική ανάλυση(Μεταπτυχιακή εργασία). Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης Πολυτεχνική Σχολή, Θεσσαλονίκη.
- Αντωνόπουλος Α. (2008). Σεισμική συμπεριφορά παλαιών κτιρίων με *riolitis* και πρακτικές προτάσεις βελτιώσεις της (Μεταπτυχιακή εργασία). Πανεπιστήμιο Πατρών Πολυτεχνική Σχολή, Πάτρα.
- Βαδαλούκας Κ. & Μπαρίτα Ζ. (2013). Παραδείγματα από το Βασιλικό διάταγμα του 1959 έως τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. του 2013. Αθήνα: Εκδόσεις 3DR.
- Βουτσά Α., Κουτάντου Ε. & Στυλιανίδης Κ. Οι ανάγκες ενίσχυσης υφισταμένου σχολικού κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος ως συνάρτηση της στάθμης επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝΕΠΕ. 16<sup>ο</sup> Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, 21-23/10/ 2009, Πάφος, Κύπρος.
- Γιαννόπουλος Π. (2008). Χάλυβες οπλισμού σκυροδέματος, κανονισμοί / πρότυπα. Ημερίδα: Χάλυβες Οπλισμού & Σκυρόδεμα. ΤΕΕ ΕΛ. ΤΜΗΜΑ ΣΚΥΡ/ΤΟΣ. Αλεξανδρούπολη 2008.
- Γκλαβίνας Ι. (2007). Έλεγχος επάρκειας υφισταμένου κτιρίου και προσθήκη ορόφου. (Μεταπτυχιακή εργασία). Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης Πολυτεχνική Σχολή, Θεσσαλονίκη.
- Δημάκος Κ. & Δημητράκης Γ. (2006). Επίδραση της αγκύρωσης στην ενίσχυση δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα με ανθρακούφασμα ή ανθρακωρίδα. 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, 25-27 Οκτωβρίου., 2006
- Δρίτσος Σ. (2005). Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πάτρα. Έκδοση -.
- Ζαράρης Π. (2011). Μέθοδοι υπολογισμού σιδηροπαγούς σκυροδέματος. Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις ΑΦΟΙ ΚΥΡΙΑΚΙΔΗ.
- Ιωαννίδου Ε. (2009). Προσεισμική ενίσχυση πολυώροφης οικοδομής εξέταση δυο εναλλακτικών μεθόδων (Μεταπτυχιακή εργασία). Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης Πολυτεχνική Σχολή, Θεσσαλονίκη.
- Καϊρης Σ. Χατζηβασιλειάδης Α.(2008). Ενίσχυση υποστλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. 14<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών. Φεβρουάριος 2008 Πάτρα.
- Καραγιάννης Χ. (2015). Σχεδιασμός κατασκευών από προεκτεταμένο σκυρόδεμα. Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις ΣΟΦΙΑ.
- Καραγιάννης Χ. (2013). Σχεδιασμός συμπεριφορά κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμού. Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις ΣΟΦΙΑ.
- Κοκκινάκος Δ. (2011). Έλεγχος επάρκειας και ενίσχυση σχολικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα (Μεταπτυχιακή εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Κολιόπουλος Π. & Μανώλης Δ. Δυναμική των κατασκευών. Αθήνα: Εκδόσεις Β. Γκιούρδας.
- Λεβαντής Χ. (2014). Ενίσχυση κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με το σύστημα FUSEIS (Μεταπτυχιακή εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Μάνος Γ. & Παπαναούμ Ε. (2008). Μελέτη της Σεισμικής Απόκρισης 3-όροφου Κτιρίου Ο/Σ Κατασκευής προ του 1993 πριν και μετά την Επισκευή του. 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας. 5–7 Νοεμβρίου, 2008.

- Οικονόμου Χ. (1957). Προεκτεταμένο σκυρόδεμα. Αθήνα: Εκδόσεις Βιβλιοπωλείο της "ΕΣΤΙΑΣ".
- Πενέλης Γ. & Κάππος Α. (1999). Αντισεισμικές κατασκευές από σκυρόδεμα. Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις ΖΗΤΗ.
- Παπαντωνοπούλου Α. (2012). Συγκριτική διερεύνηση ενισχύσεων τριώροφης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα προς τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς (Μεταπτυχιακή εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Ρεπατής Κ., Βιντζηλαίου Ε.& Ζέρης Χ. (2006) Εκτίμηση Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κτιρίων από Ω.Σ. με Χρήση Δυναμικών Αναλύσεων Αυξανόμενης Έντασης. 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη, 25-27 Οκτωβρίου, 2006.
- Σταματίου Κ. (2013) Ταχεία αποτίμηση τρωτότητας κτηριακού αποθέματος δημόσιας χρήσεως (Μεταπτυχιακή εργασία). Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Σπυράκος Κ. (2004) Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία. Αθήνα. Έκδοση ΤΕΕ.
- ΦΑΡΔΗΣ Μ. (2005) Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος. Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος. Πανεπιστήμιο Πατρών. Πάτρα.
- Ψυχάρης Γ. (2016) Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας. Σημειώσεις μαθήματος Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο . Αθήνα.
- Επιτελική επιτροπή ΕΠΑΝΤΥΚ – ΤΕΕ (2006) Προσεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών. Αθήνα. Έκδοση ΤΕΕ.
- Εγχειρίδιο χρήσης στατικού προγράμματος Statics της Multisoft. Αθήνα. Έκδοση Multisoft.
- Υλικά Οπλισμένου Σκυροδέματος . (20/11/2016). Ανακτήθηκε από [http://www.metal.ntua.gr/uploads/4239/Kotsovos\\_KEF\\_2.pdf](http://www.metal.ntua.gr/uploads/4239/Kotsovos_KEF_2.pdf)
- Εγχειρίδιο Σκυροδέτησης. (20/11/2016). Ανακτήθηκε από [http://www.interbeton.gr/userfiles/file/media\\_kit/185807\\_askiste\\_beton.pdf](http://www.interbeton.gr/userfiles/file/media_kit/185807_askiste_beton.pdf)
- Κανονισμός φορτίσεων δομικών έργων Β.Δ. 10/12/1945 Φ.Ε.Κ. 325/Α.
- Κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος Β.Δ. 18/26-7-1954 Φ.Ε.Κ. 160/Α.
- Αντισεισμικός κανονισμός οικοδομικών έργων 19/26-2-1959 Φ.Ε.Κ. 36/Α.
- Π. Δ. 13/(Φ.Ε.Κ. 153/Α/22-4-29) Περί επικινδύνων οικοδομών.
- Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΦΕΚ 613/Β – 1992)
- Κανονισμός για την μελέτη και κατασκευή έργων από σκυρόδεμα (ΦΕΚ 1068/Β – 1991).
- Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος (ΦΕΚ 266/Β – 1985)
- Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος: ΦΕΚ 1329Β/6-11-2000, ΦΕΚ 447/5-3-2004, ΦΕΚ 649/Β/24-5-06, ΦΕΚ 1881/Β/29-12-06



Κανονισμός Τεχνολογίας Χαλύβων: ΦΕΚ 649 24/5/2006 ΑΡΘΡΟ 1

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός: ΦΕΚ 2184B/1999, ΦΕΚ 781B/18-6-2003, ΦΕΚ 1153,1154/12-8-2003

Απόφαση ΥΠΕΧΩΔΕ, ΕΔ2γ/01/24/ΦΝ275 (Φ.Ε.Κ. 587/Β/1-10-85).

Υ. Απόφαση 48669/2886/16-6-89 (ΦΕΚ 437/Δ'/16-6-89).

Εγκύκλιος 3 αρ. πρ. οίκοθεν 10530/1/96 Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε.

Έγγραφο 506/ΑΖ53ζ/22-1-2001 Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ.

Έγγραφο 48810/239γ/25-6-2001 Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ.