

ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ
" ΟΑΣΠ "

ΣΥΝΤΑΞΗ ΜΕΛΕΤΩΝ
ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΝΕΟΥ ΕΛΛΗΝΙΚΟΥ
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ

ΟΜΑΔΑ ΜΕΛΕΤΗΣ: ΧΡΗΣΤΟΣ ΚΩΣΤΙΚΑΣ [Ο.Μ.Ε.Τ.Ε]
ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΠΑΡΗΓΟΡΗΣ [ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΕΣ ΜΕΛΕΤΕΣ]
ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ ΠΛΑΤΙΝΗΣ [Ο.Τ.Μ.]

ΑΘΗΝΑ ΙΟΥΝΙΟΣ 1994

ΠΡΟΤΥΠΗ ΜΕΛΕΤΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΟΥ ΝΕΑΚ

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ

1. ΓΕΝΙΚΑ

Η μελέτη εκπονήθηκε σε εφαρμογή της από 20/9/1993 σύμβασης ανάθεσης εκπόνησης ερευνητικού έργου.

Σκοπός του ερευνητικού έργου είναι η μελέτη κτιρίου στην οποία να παρουσιάζεται η εφαρμογή των διατάξεων του Ν.Ε.Α.Κ. και η συγκέντρωση στοιχείων για την αξιολόγηση ωρισμένων διατάξεων, με την βοήθεια παραμετρικών επιλύσεων.

Τα χαρακτηριστικά του κτιρίου (που επηρεάζουν τον αντισεισμικό σχεδιασμό) είναι : συμμετρικό, κανονικό σε κάτοψη, με παραλλαγές κατά τα λοιπά ως εξής :

- Κανονικό καθ' ύψος ή όχι.
- Με τοιχώματα - Χωρίς τοιχώματα.
- Εύκαμπτο (10 όροφοι) - Δύσκαμπτο (3 όροφοι)
- Απαιτήση εκτελέσεως ελέγχου αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα ή όχι.
- Δυναμική ανάλυση - Ισοδύναμη στατική ανάλυση.
- Θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα - θεμελίωση με εσχάρα πεδιλοδοκών.

Οι γενικές παραδοχές του υπολογισμού είναι οι εξής :

- Φέρων οργανισμός από ωπλισμένο σκυρόδεμα.
- Μελέτη με τις διατάξεις του νέου Ελληνικού κανονισμού σκυροδέματος.
- Σκυρόδεμα C 20.
- Οπλισμός S 400.
- Σεισμική ζώνη II
- Σπουδαιότητα Σ2
- Εδαφος κατηγορίας Β.

Μελετήθηκαν τέσσερα (4) κτίρια με όμοια διάταξη φέροντος οργανισμού σε κάτοψη. Πρόκειται για κάτοψη διαστάσεων 30,00 × 21,00 m με κάρναβο 6,00 × 7,00 m, με κλιμακοστάσιο και φρέατα ανελκυστήρων στο κεντρικό φάτνωμα (βλ. σχήμα)

Οι παραλλαγές που μελετήθηκαν είναι οι εξής :

Οι παραλλαγές που μελετήθηκαν είναι οι εξής :

- A. Δεκαόροφο κτίριο, μη κανονικό καθ' ύψος, υπολογισμένο με δυναμική μέθοδο.
- B. Δεκαόροφο κτίριο χωρίς τοιχώματα, κανονικό καθ' ύψος, με ισοδύναμη στατική μέθοδο.
- Γ. Δύο "χαμηλά" κτίρια : Τριώροφο χωρίς τοιχώματα και πενταώροφο με τοιχώματα, υπολογισμένα με ισοδύναμη στατική μέθοδο.

Ο υπολογισμός των κτιρίων έγινε με γραμμικά, ραβδόμορφα προσομοιώματα στα οποία δεν μετράχουν οι πλάκες αλλά λαμβάνεται υπόψη η διαφραγματική τους λειτουργία.

Οι πλάκες έχουν επιλεγεί συμπαγείς με πάχος 18 cm και τα χαρακτηριστικά τους φορτία (μαζί με επικαλύψεις και τοίχους) είναι :

$$G_k=7,2 \text{ KN/m}^2, \quad Q_k=2,0 \text{ KN/m}^2$$

Από την επίλυση των πλακών, προέκυψαν τα φορτία επί των δοκών τα οποία εμφανίζονται στις επιλύσεις των πολυορόφων πλαισίων,

Κοινή παραδοχή για όλα τα κτίρια, είναι ότι τα κατακόρυφα στοιχεία θεωρούνται πακτωμένα στα θεμέλια, τα οποία μελετήθηκαν κατά περίπτωση έτσι ώστε να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του ΝΕΑΚ. Ελήφθη υπόψη έδαφος συνεκτικό με επιτρεπόμενη τάση υπό τα κατακόρυφα χαρακτηριστικά φορτία $\sigma_{επ} = 250 \text{ KN/m}^2$

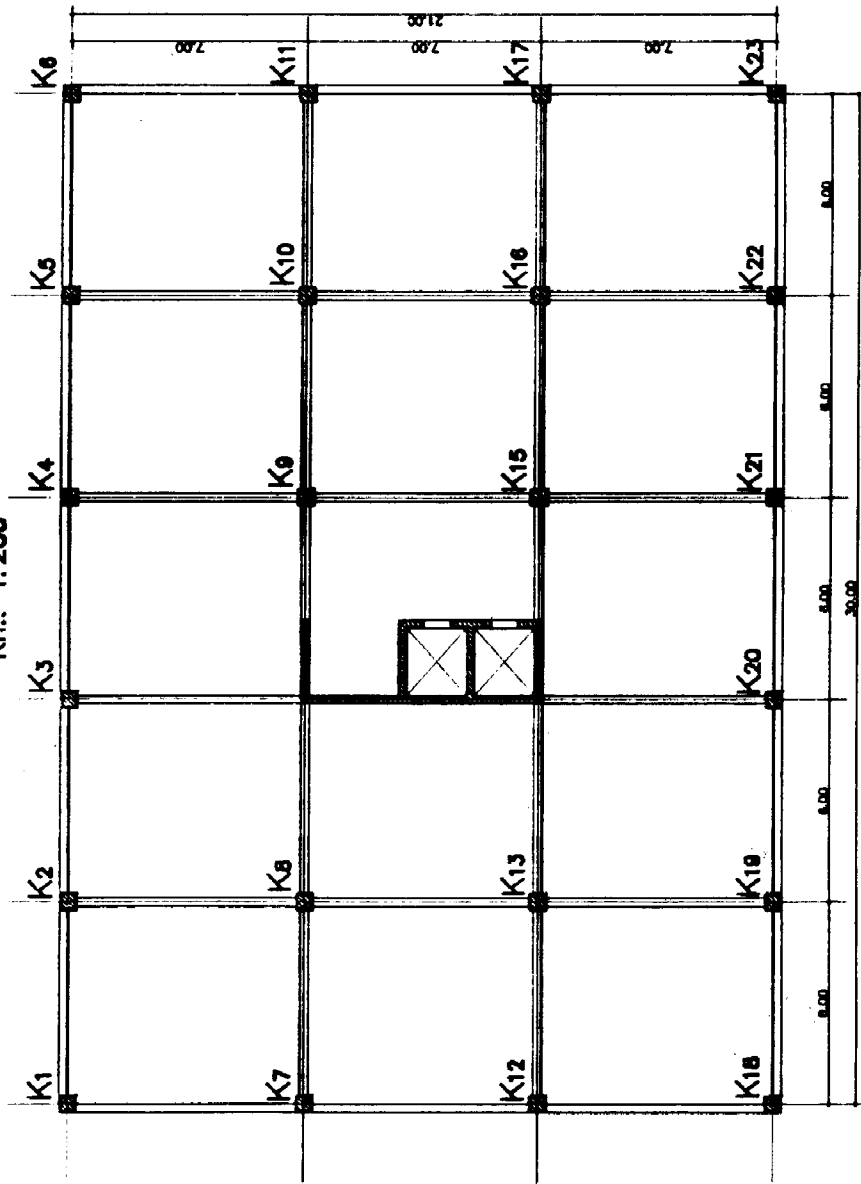
Στα κεφάλαια της έκθεσης που ακολουθούν, παρουσιάζονται τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά και τα αποτελέσματα των ελέγχων για κάθε μία από τις περιπτώσεις Α, Β, και Γ.

Αθήνα Ιούνιος 1994

Οι Συντάξαντες

Χρ. Κωστίκας Γ. Παρηγόρης Π. Πλαϊνης
Πολιτικοί Μηχανικοί

ΚΑΤΩΦΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ
ΚΛ.: 1:200



ΚΤΙΡΙΟ Α

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ

Η παρούσα τεχνική έκθεση αφορά δεκαόροφο κτίριο, μη κανονικό καθ' ύψος, με τοιχώματα που εξετάζεται σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΝΕΑΚ), με σκοπό αφ' ενός την προσέγγιση των διατάξεων του Κανονισμού μέσα από συγκεκριμένο παράδειγμα, και την αξιολόγηση αυτών των διατάξεων αφ' ετέρου.

1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το κτίριο αποτελείται από δέκα ορόφους, με ίδια επιφάνεια κάτοψης και ξυλοτυπική διάταξη πλακών και δοκών σε κάθε όροφο, ενώ στα κατακόρυφα στοιχεία έχουμε μείωση των διατομών των τοιχωμάτων καθ' ύψος, όπως φαίνεται και στα σκαριφήματα που συνοδεύουν την παρούσα τεχνική έκθεση.

Πιό συγκεκριμένα η κάτοψη των ορόφων είναι ορθογωνική, με διαστάσεις περίπου 30.00 μέτρα X 21.00 μέτρα, και με τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία τοποθετημένα επί ορθογωνικού κανάβου. Οι αποστάσεις των αξόνων του κανάβου είναι 6.00 μέτρα προς τη μία πλευρά - αυτή των 30.00 μέτρων - και 7.00 μέτρα προς την άλλη.

Οι πλάκες είναι όλες του αυτού πάχους, συνεχείς και συνεπίπεδες, και εδράζονται επί δοκών που είναι τοποθετημένες πάνω ή κοντά στους άξονες του κανάβου και σχηματίζουν φατώματα διαστάσεων περίπου 6.00 X 7.00 μέτρων, σε όλους τους ορόφους.

Το πάχος των πλακών επιλέγεται ίσο με 18.00 cm. Οι δοκοί έχουν διαστάσεις 30 cm πλάτος x 70 cm ύψος. Τα κατακόρυφα στοιχεία του φέροντα οργανισμού αποτελούνται από:

- Πυρήνα τοιχωμάτων ανεγκυστήρα με ίδιες διαστάσεις σε όλους τους ορόφους. (Βλ. σκαριφήματα στο τέλος της έκθεσης.)
- Τέσσερα τοιχώματα με ίδιες διαστάσεις στους εσωτερικούς άξονες του κανάβου του κτιρίου διατεταγμένα ανά δύο με τη μεγάλη τους αδράνεια παράλληλη προς κάθε διεύθυνση. (Βλ. σκαριφήματα: Τοιχεία T8, T10, T13, T15)

Τα τοιχώματα αυτά υπάρχουν μόνο στους τρεις πρώτους ορόφους (Ισόγειο, Α και Β Οροφος) ενώ συνεχίζουν ως υποστυλώματα στους επόμενους ορόφους.

Τέσσερα τοιχώματα με ίδιες διαστάσεις διατεταγμένα ανά ένα σε κάθε πλευρά της περιμέτρου του κτιρίου. (Βλ.σκαριφήματα: Τοιχεία T3, T11, T12, T20).

Τα τοιχώματα αυτά υπάρχουν μόνο στους επτά πρώτους ορόφους (Ισόγειο, Α, Β, Γ, Δ, Ε και ΣΤ Οροφος) ενώ συνεχίζουν ως υποστυλώματα στους επόμενους ορόφους.

- Υποστυλώματα σε όλες τις αξονοδιασταυρώσεις του κανάβου όπου δεν υπάρχουν τοιχώματα.

2. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ - ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα ακολουθούμε την εξής μεθοδολογία:

- Επιλέγουμε κάποιο από τα προγράμματα ηλεκτρονικού υπολογιστού που διατίθενται στην αγορά και έχουν την δυνατότητα να επιλύουν μοντέλα χωρικών πλαισίων για στατική και δυναμική ανάλυση. Εδώ έχει επιλεγεί το πρόγραμμα NEXT της Computec Software.
- Δημιουργούμε ένα μοντέλο ραβδωτού χωρικού πλαισίου στο οποίο προσομοιώνουμε τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα του κτιρίου με ράβδους των οποίων τα αδρανειακά χαρακτηριστικά συμπίπτουν με τις δυσκαμψίες του Σταδίου ΙΙ των πραγματικών στοιχείων σύμφωνα με την παραγρ. 3.2.3[2] του ΝΕΑΚ.
- Επιλύονται οι πλάκες και υπολογίζονται οι μάζες που προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία $G_k(\text{μόνιμα}) + \psi 2 \cdot Q_k(\text{μειωτικός συντελεστής } \chi \text{ κινητά})$. Το χρησιμοποιούμενο πρόγραμμα αντιμετωπίζει το χωρικό μοντέλο θεωρώντας τις πλάκες απαραμόρφωτες εντός του επιπέδου τους (πλήρης διαφραγματική λειτουργία).
Επομένως η προσομοίωση των μαζών μπορεί να γίνει με συγκέντρωση της μάζας και της αντίστοιχης ροπής αδρανείας μάζας περί κατακόρυφο άξονα στο κέντρο βάρους του ορόφου σύμφωνα με την παραγρ. 3.2.2[2] του ΝΕΑΚ.
- Σύμφωνα με το ΝΕΑΚ (Παραγρ. 3.1[1]) ο υπολογισμός της σεισμικής απόκρισης μπορεί να γίνει είτε με δυναμική φασματική μέθοδο, είτε με

ισοδύναμη στατική μέθοδο. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα κάνουμε μία πρώτη επίλυση με την ισοδύναμη στατική μέθοδο. Ελέγχουμε αν στην περίπτωση μας επιτρέπεται η εφαρμογή της μεθόδου, αν δηλαδή το κτίριο μας είναι κανονικό. (Παράγραφοι 3.4.1[3] και 3.4.1[4])

- Επειδή το κτίριο δεν είναι κανονικό κάνουμε μία δεύτερη επίλυση υπολογίζοντας τη σεισμική απόκριση με τη δυναμική μέθοδο.
- Ελέγχουμε αν οι όροφοι είναι "εύστρεπτοι" ή όχι διορθώνοντας την τυχηματική εκκεντρότητα των ορόφων σύμφωνα με την παραγρ. 3.2.4 του ΝΕΑΚ.
- Ελέγχουμε τον δείκτη ευαισθησίας πλευρικής παραμόρφωσης θ για την απαίτηση ή μη συνυπολογισμού των επιρροών 2ας τάξεως. (Παραγρ. 4.1.2.4)
- Ελέγχουμε την γωνιακή παραμόρφωση του κτιρίου για τον περιορισμό των βλαβών στις τοιχοποιίες σύμφωνα με την παραγρ. 4.2 του ΝΕΑΚ.
- Ελέγχουμε τα κριτήρια επάρκειας τοιχωμάτων της παραγρ. 4.1.4.2.β για να διαπιστώσουμε αν εξαιρούμεθα από τον κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα. (Ικανοτικός έλεγχος κόμβων). Εδώ πρέπει να κάνουμε τον ικανοτικό κόμβων μόνο στον 7ο και 8ο όροφο.
- Εν συνεχεία κάνουμε μία πρώτη διαστασιολόγηση δοκών και κατακορύφων στοιχείων και μία πρώτη επιλογή ράβδων οπλισμού που οδηγεί στην εύρεση των ικανοτικών συντελεστών για τις δοκούς. (Ικανοτικός τέμνουσας δοκών)
- Ακολουθεί μία τελική διαστασιολόγηση δοκών, ικανοτικός σχεδιασμός των κόμβων και εύρεση των ικανοτικών συντελεστών των κατακορύφων. (Ικανοτικός τέμνουσας κατακορύφων)
- Ακολουθεί η τελική διαστασιολόγηση όλων των στοιχείων της κατασκευής. Εδώ παρουσιάζεται τμήμα των διαστασιολογήσεων αυτών.
- Η θεμελίωση του κτιρίου αντιμετωπίζεται με πλέγμα πεδιλοδοκών επί ελαστικού εδάφους.

3. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΧΩΡΙΚΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Στις τελευταίες σελίδες αυτής της έκθεσης υπάρχουν σκαριφήματα του μοντέλου του χωρικού πλαισιου που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση.

ισοδύναμη στατική μέθοδο. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα κάνουμε μία πρώτη επίλυση με την ισοδύναμη στατική μέθοδο. Ελέγχουμε αν στην περίπτωση μας επιτρέπεται η εφαρμογή της μεθόδου, αν δηλαδή το κτίριο μας είναι κανονικό. (Παράγραφοι 3.4.1[3] και 3.4.1[4])

- Επειδή το κτίριο δεν είναι κανονικό κάνουμε μία δεύτερη επίλυση υπολογίζοντας τη σεισμική απόκριση με τη δυναμική μέθοδο.
- Ελέγχουμε αν οι όροφοι είναι "εύστρεπτοι" ή όχι διορθώνοντας την τυχηματική εκκεντρότητα των ορόφων σύμφωνα με την παραγρ. 3.2.4 του ΝΕΑΚ.
- Ελέγχουμε τον δείκτη ευαισθησίας πλευρικής παραμόρφωσης θ για την απαίτηση ή μη συνυπολογισμού των επιρροών 2ας τάξεως. (Παραγρ. 4.1.2.4)
- Ελέγχουμε την γωνιακή παραμόρφωση του κτιρίου για τον περιορισμό των βλαβών στις τοιχοποιίες σύμφωνα με την παραγρ. 4.2 του ΝΕΑΚ.
- Ελέγχουμε τα κριτήρια επάρκειας τοιχομάτων της παραγρ. 4.1.4.2.β για να διαπιστώσουμε αν εξαιρούμεθα από τον κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα. (Ικανοτικός έλεγχος κόμβων). Εδώ πρέπει να κάνουμε τον ικανοτικό κόμβων μόνο στον 7ο και 8ο όροφο.
- Εν συνεχεία κάνουμε μία πρώτη διαστασιολόγηση δοκών και κατακορύφων στοιχείων και μία πρώτη επιλογή ράβδων οπλισμού που οδηγεί στην εύρεση των ικανοτικών συντελεστών για τις δοκούς. (Ικανοτικός τέμνουσας δοκών)
- Ακολουθεί μία τελική διαστασιολόγηση δοκών, ικανοτικός σχεδιασμός των κόμβων και εύρεση των ικανοτικών συντελεστών των κατακορύφων. (Ικανοτικός τέμνουσας κατακορύφων)
- Ακολουθεί η τελική διαστασιολόγηση όλων των στοιχείων της κατασκευής. Εδώ παρουσιάζεται τμήμα των διαστασιολογήσεων αυτών.
- Η θεμελίωση του κτιρίου αντιμετωπίζεται με πλέγμα πεδιλοδοκών επί ελαστικού εδάφους.

3. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΧΩΡΙΚΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Στις τελευταίες σελίδες αυτής της έκθεσης υπάρχουν σκαριφήματα του μοντέλου του χωρικού πλαισίου που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση.

3.1. ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΠΛΑΚΩΝ-ΔΟΚΩΝ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ-ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ

Στα σκαριφήματα αναγράφονται οι διαστάσεις των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν. Τα αδρανειακά μεγέθη των διατομών υπολογίζονται σε Στάδιο ΙΙ σύμφωνα και με την παραγρ. 3.2.3[2] και πιο συγκεκριμένα στις δοκούς προσδίδεται κύρια ροπή αδρανείας $J2' = 1/2 \cdot J2$ στα τοιχώματα $J2' = 2/3 \cdot J2$ ενώ σε όλα τα στοιχεία λαμβάνεται το $1/10$ της στρεπτικής δυσκαμψίας τους $Jt' = 1/10 \cdot Jt$.

3.2. ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Τα θεωρούμενα υλικά είναι :

- ποιότητα σκυροδέματος : C20
- ποιότητα χάλυβα : S400

3.3. ΕΠΙΒΑΛΟΜΕΝΑ ΦΟΡΤΙΑ

3.3.1. ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Οι περιπτώσεις φορτίσεων για τις οποίες εξετάζεται το χωρικό μοντέλο είναι:

- 1 Μόνιμα
- 2 Κινητά
- 3 Σεισμός X1 (Με αθέλητη εκκεντρότητα πάνω από το Κ.Β.)
- 4 Σεισμός X2 (Με αθέλητη εκκεντρότητα κάτω από το Κ.Β.)
- 5 Σεισμός Y1 (Με αθέλητη εκκεντρότητα αριστ. από το Κ.Β.)
- 6 Σεισμός Y2 (Με αθέλητη εκκεντρότητα δεξιά από το Κ.Β.)

3.4.2. ΦΟΡΤΙΑ ΠΛΑΚΩΝ

Τα φορτία με τα οποία φορτίζονται οι πλάκες του κτιρίου είναι :

$$G_k = 7,2 \text{ KN/m}^2, \quad Q_k = 2,0 \text{ KN/m}^2$$

Όπως φαίνεται στο παράρτημα που ακολουθεί οι πλάκες επιλύονται και τα φορτία μεταφέρονται αυτόματα από το πρόγραμμα στα δοκάρια.

3.4.3. ΦΟΡΤΙΑ ΜΕΛΩΝ

Δοκοί και κατακόρυφα φορτίζονται με το ίδιο βάρος τους.

4. ΠΡΩΤΗ ΕΠΙΛΥΣΗ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

α. Υπολογίζουμε τις θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους σύμφωνα με τον τύπο 3.5 του ΝΕΑΚ.

$$T = 0.09HL^{-1/2}\{H/(H+\rho L)\}^{1/2}$$

Υπολογίζουμε τα ρ για τους ανώτερους ορόφους.

$$\rho_x = 4 \times 2.50 \times 0.25 / (12 \times 0.45 \times 0.45 + 4 \times 0.30 \times 0.60 + 6 \times 0.50 \times 0.50) = 0.54$$

$$T_x = 0.09 \times 31.0 \times 30.25^{-1/2} \{31.0 / (31.0 + 0.54 \times 30.25)\}^{1/2} = 0.411 \text{ sec}$$

$$\rho_y = 7.25 \times 0.25 / (12 \times 0.45 \times 0.45 + 4 \times 0.30 \times 0.60 + 6 \times 0.50 \times 0.50) = 0.39$$

$$T_y = 0.09 \times 31.0 \times 21.25^{-1/2} \{31.0 / (31.0 + 0.39 \times 21.25)\}^{1/2} = 0.538 \text{ sec}$$

β. Οι οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών κινήσεων σχεδιασμού υπολογίζονται από τη σχέση (2.1) της παραγρ. 2.2.2.1 του ΝΕΑΚ:

$$R_d(T) = A \cdot \gamma I \cdot \beta_d(T) \cdot \eta \cdot \theta / q$$

όπου $A = a_g = 0.16g$ (Πιν. 2.2 ΝΕΑΚ), $\gamma I = 1.00$ (Πιν. 2.3 ΝΕΑΚ),

$\beta_d(T) = 2.5$ (και για το T_x και για το T_y . Βλέπε Σχ.2.2 ΝΕΑΚ)

$\eta = 1.00$ (που αντιστοιχεί σε ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\zeta = 5\%$.Πιν. 2.6 ΝΕΑΚ)

$\theta = 1.00$ (Δεν ανήκει σε περίπτωση του Πιν. 2.8),

$q = 3.50$ (Πιν. 2.7 ΝΕΑΚ)

Επομένως είναι $R_d(T_x) = R_d(T_y) = 0.16 \cdot g \cdot 2.5 \cdot 1.00 \cdot 1.00 / 3.50 = 0.114 \cdot g$

Οι ταλαντούμενες μάζες υπολογίζονται από τη σχέση $G_k + \psi_2 \cdot Q_k$ της παραγρ. 3.2.2[3]. Το ψ_2 από τον πίνακα 4.1 του ΝΕΑΚ λαμβάνεται ίσο με 0.30 .

γ. Κάνουμε μια πρώτη κατανομή των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με τη σχέση 3.7 της παραγρ. 3.4.2[3] θεωρώντας το κτίριο ως κανονικό.

ΠΛΑΚΕΣ	m	J	X ΚΒ	Y ΚΒ	h	Hx	Vx	H _y	V _y
Θ ΟΡΟΦ. 1	0.6173E+03	0.7753E+05	15.4	10.8	31.0	1252.2	1252.2	1252.2	1252.2
Η ΟΡΟΦ. 2	0.6542E+03	0.8098E+05	15.3	10.8	28.0	1198.6	2450.8	1198.6	2450.8
Ζ ΟΡΟΦ. 3	0.6542E+03	0.8098E+05	15.3	10.8	25.0	1070.2	3521.0	1070.2	3521.0
ΣΤ ΟΡ. 4	0.6665E+03	0.8232E+05	15.3	10.8	22.0	959.4	4480.4	959.4	4480.4
Ε ΟΡΟΦ. 5	0.6842E+03	0.8526E+05	15.3	10.8	19.0	850.6	5331.0	850.6	5331.0
Δ ΟΡΟΦ. 6	0.6858E+03	0.8571E+05	15.3	10.8	16.0	718.0	6049.0	718.0	6049.0
Γ ΟΡΟΦ. 7	0.6921E+03	0.8699E+05	15.3	10.8	13.0	588.7	6637.7	588.7	6637.7
Β ΟΡΟΦ. 8	0.6938E+03	0.8644E+05	15.3	10.8	10.0	453.9	7091.7	453.9	7091.7
Α ΟΡΟΦ. 9	0.7053E+03	0.8788E+05	15.3	10.8	7.0	323.1	7414.7	323.1	7414.7
ΙΣΟΓ. 10	0.7305E+03	0.9072E+05	15.3	10.8	4.0	191.2	7605.9	191.2	7605.9

Όπου m: Μάζες, J: Αδράνειες Μαζών, h: Ύψος, Hx, Hy: Σεισμικά φορτία ορόφων, Vx, Vy: Συνολικές τέμνουσες Ορόφων

- δ. Λαμβάνουμε μετατόπιση της σεισμικής δράσης σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα του ορόφου όπως υπολογίζεται σύμφωνα με την παραγρ. 3.2.4[2] του ΝΕΑΚ.

Ητοι : $e = 0.05L$

- ε. Ακολουθεί η πρώτη επίλυση του χωρικού πλαισίου .Ελέγχουμε τις μετακινήσεις των πλακών.

ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΚΕΝΤΡΟΝ ΜΑΖΑΣ ΠΛΑΚΩΝ
(Η ΑΡΙΘΜΗΣΗ ΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ ΕΙΝΑΙ ΑΠΟ ΠΑΝΩ ΠΡΟΣ ΤΑ ΚΑΤΩ)

ΠΛΑΞ	ΦΟΡ/ΣΗ	DX	DY	Q
1	1	0.141E-02	-0.259E-02	0.645E-04
	2	0.399E-03	-0.538E-03	0.156E-04
	3	0.449E-01	-0.563E-02	0.290E-03
	4	0.392E-01	0.169E-02	-0.239E-03
	5	-0.145E-02	0.391E-01	-0.271E-05
	6	0.675E-02	0.287E-01	0.751E-03
2	1	0.113E-02	-0.235E-02	0.589E-04
	2	0.334E-03	-0.490E-03	0.144E-04
	3	0.412E-01	-0.527E-02	0.276E-03
	4	0.358E-01	0.156E-02	-0.221E-03
	5	-0.118E-02	0.351E-01	0.175E-04
	6	0.654E-02	0.254E-01	0.726E-03
3	1	0.857E-03	-0.211E-02	0.535E-04
	2	0.272E-03	-0.441E-03	0.133E-04
	3	0.367E-01	-0.472E-02	0.247E-03
	4	0.319E-01	0.135E-02	-0.195E-03
	5	-0.107E-02	0.311E-01	0.212E-04
	6	0.580E-02	0.225E-01	0.651E-03
4	1	0.607E-03	-0.186E-02	0.482E-04
	2	0.214E-03	-0.392E-03	0.121E-04
	3	0.317E-01	-0.402E-02	0.208E-03
	4	0.277E-01	0.108E-02	-0.163E-03
	5	-0.109E-02	0.270E-01	0.109E-04
	6	0.467E-02	0.198E-01	0.539E-03
5	1	0.392E-03	-0.163E-02	0.437E-04
	2	0.160E-03	-0.343E-03	0.110E-04

	3	0.267E-01	-0.342E-02	0.175E-03
	4	0.233E-01	0.888E-03	-0.138E-03
	5	-0.101E-02	0.229E-01	0.698E-05
	6	0.385E-02	0.168E-01	0.452E-03
6				
	1	0.206E-03	-0.138E-02	0.386E-04
	2	0.113E-03	-0.291E-03	0.971E-05
	3	0.216E-01	-0.279E-02	0.142E-03
	4	0.188E-01	0.700E-03	-0.111E-03
	5	-0.923E-03	0.187E-01	0.243E-05
	6	0.301E-02	0.137E-01	0.362E-03
7				
	1	0.673E-04	-0.112E-02	0.329E-04
	2	0.739E-04	-0.237E-03	0.832E-05
	3	0.165E-01	-0.216E-02	0.109E-03
	4	0.144E-01	0.524E-03	-0.853E-04
	5	-0.815E-03	0.145E-01	-0.165E-05
	6	0.221E-02	0.107E-01	0.275E-03
8				
	1	-0.521E-05	-0.830E-03	0.263E-04
	2	0.469E-04	-0.178E-03	0.670E-05
	3	0.116E-01	-0.154E-02	0.774E-04
	4	0.101E-01	0.364E-03	-0.602E-04
	5	-0.682E-03	0.105E-01	-0.500E-05
	6	0.146E-02	0.781E-02	0.191E-03
9				
	1	0.286E-05	-0.541E-03	0.188E-04
	2	0.340E-04	-0.118E-03	0.485E-05
	3	0.729E-02	-0.967E-03	0.487E-04
	4	0.634E-02	0.230E-03	-0.375E-04
	5	-0.493E-03	0.681E-02	-0.576E-05
	6	0.855E-03	0.510E-02	0.117E-03
10				
	1	0.632E-04	-0.259E-03	0.104E-04
	2	0.296E-04	-0.585E-04	0.277E-05
	3	0.342E-02	-0.449E-03	0.231E-04
	4	0.296E-02	0.120E-03	-0.178E-04
	5	-0.282E-03	0.340E-02	-0.483E-05
	6	0.360E-03	0.259E-02	0.533E-04

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ ΟΡΟΦΩΝ ΛΟΓΩ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ							
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΕΠΙΠΕΔΟ		ΠΛΑΚΑ	ΣΧΗΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΛΑΚΩΝ				
X	Y	W	K1/K2	δ _{max}	δ _{max} /h (%)	θ	ξ
*		ΠΕΡΙΜΕΤΡ	1/ 2	0.00382	0.127	0.022	0.78
	*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	1/ 2	0.00407	0.136	0.023	0.86
*		Κ. ΒΑΡΟΥΣ	1/ 2	0.00361	0.120	0.021	
	*	Κ. ΒΑΡΟΥΣ	1/ 2	0.00367	0.122	0.021	
*		ΠΕΡΙΜΕΤΡ	2/ 3	0.00449	0.150	0.027	0.82
	*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	2/ 3	0.00525	0.175	0.032	1.14

O.M.E.T.E.

*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	2/ 3	0.00413	0.138	0.025	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	2/ 3	0.00409	0.136	0.025	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	3/ 4	0.00513	0.171	0.033	0.87
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	3/ 4	0.00614	0.205	0.039	1.34
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	3/ 4	0.00459	0.153	0.029	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	3/ 4	0.00442	0.147	0.028	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	4/ 5	0.00504	0.168	0.034	0.82
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	4/ 5	0.00568	0.189	0.038	1.19
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	4/ 5	0.00463	0.154	0.031	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	4/ 5	0.00434	0.145	0.029	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	5/ 6	0.00521	0.174	0.037	0.82
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	5/ 6	0.00581	0.194	0.042	1.20
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	5/ 6	0.00479	0.160	0.034	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	5/ 6	0.00442	0.147	0.032	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	6/ 7	0.00512	0.171	0.039	0.82
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	6/ 7	0.00569	0.190	0.043	1.19
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	6/ 7	0.00471	0.157	0.036	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	6/ 7	0.00434	0.145	0.033	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	7/ 8	0.00495	0.165	0.041	0.82
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	7/ 8	0.00551	0.184	0.045	1.19
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	7/ 8	0.00456	0.152	0.037	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	7/ 8	0.00421	0.140	0.034	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	8/ 9	0.00437	0.146	0.038	0.82
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	8/ 9	0.00498	0.166	0.044	1.17
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	8/ 9	0.00403	0.134	0.035	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	8/ 9	0.00384	0.128	0.034	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	9/10	0.00390	0.130	0.037	0.81
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	9/10	0.00447	0.149	0.043	1.14
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	9/10	0.00360	0.120	0.034	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	9/10	0.00349	0.116	0.033	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	10/11	0.00343	0.086	0.027	0.81
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	10/11	0.00423	0.106	0.033	1.07
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	10/11	0.00317	0.079	0.025	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	10/11	0.00341	0.085	0.027	

Τα ξ_i έχουν υπολογισθεί από τον τύπο $\xi_i = (\Delta_{\max} / 1.2 \cdot \Delta m)^2$. [Παραγρ. 3.2.3[4]
 $\Delta m = (\Delta_{\max} + \Delta_{\min}) / 2$

Στον πίνακα που προηγείται φαίνονται όλοι οι συντελεστές ξ_i για όλους τους ορόφους και για τις δύο διευθύνσεις. Σύμφωνα με τις τιμές αυτές και την παραγρ. 3.4.1.[4] το κτίριο δεν είναι κανονικό και επομένως δεν μπορεί να υπολογισθεί με την ισοδύναμη στατική μέθοδο. (Παραγρ. 3.4.1[3]). Εάν τα ξ_i ήταν μικρότερα της μονάδος για κάθε στάθμη τότε θα έπρεπε να ελέγξουμε αν ικανοποιούνται και οι συνθήκες των εδαφίων β και γ της παραγρ. 3.4.1[4] του ΝΕΑΚ.

Για την πληρότητα της μελέτης περιλαμβάνονται εδώ και αυτοί οι έλεγχοι.
 Έλεγχος της 3.4.1[4]β:(Κριτήριο μεταβολής δυσκαμψίας των ορόφων.)

Μέγιστες Σχετικές

Τένοναμα Ορόφου Μετακινήσεις Κέντρων Μάζας Δυσκαμψίες Ορόφων Ki

	$v_x = v_y$	ΠΡΟΣ X	ΠΡΟΣ Y	ΠΡΟΣ X	ΠΡΟΣ Y
9ος 1	1252.2	0.00361	0.00367	346870	341199
8ος 2	2450.8	0.00413	0.00409	593414	599218
7ος 3	3521.0	0.00459	0.00442	767102	796606
6ος 4	4480.4	0.00463	0.00434	967689	1013665
5ος 5	5331.0	0.00479	0.00442	1112944	1206109
4ος 6	6049.0	0.00471	0.00434	1284289	1393779
3ος 7	6637.7	0.00456	0.00421	1455636	1576651
2ος 8	7091.7	0.00403	0.00384	1759727	1846797
1ος 9	7414.7	0.00360	0.00349	2059639	2124556
ΙΙ 10	7605.9	0.00317	0.00341	2399338	2230469

Πρέπει : $-0.50 \cdot K_i < \Delta K_i < 0.35 \cdot K_i$

	$-0.50 \cdot K_i$	ΔK_{ix}	$0.35 \cdot K_i$	$-0.50 \cdot K_i$	ΔK_{iy}	$0.35 \cdot K_i$
1/2	-296707.0	-246544	207694.9	-299609.0	-258019	209726.3
2/3	-383551.0	-173688	268485.7	-398303.0	-197388	278812.1
3/4	-483844.5	-200587	338691.2	-506832.5	-217059	354782.8
4/5	-556472.0	-145255	389530.4	-603054.5	-192444	422138.2
5/6	-642144.5	-171345	449501.2	-696889.5	-187670	487822.7
6/7	-727818.0	-171347	509472.6	-788325.5	-182872	551827.9
7/8	-1029819.5	-304091	615904.5	-923398.5	-270146	646379.0
8/9	-1199669.0	-299912	720873.7	-1062278.0	-277759	743594.6
9/10	-1586767.0	-339699	839768.3	-1115234.5	-105913	780664.2

Επομένως από το κριτήριο αυτό ,το κτίριο κρίνεται κανονικό.

Σύμφωνα με σχετική πρόταση αναθεώρησης του άρθρου 3.4.1[4]β αν θεωρήσουμε ότι η δυσκαμψία ενός ορόφου λαμβάνεται ίση με το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών των τοιχωμάτων $\Sigma(E \cdot I/h)$ σε κάθε κατεύθυνση τότε έχουμε:

Δυσκαμψίες ΣΤ' ΟΡΟΦΟΥ (ΣΤΑΘ.4):

$$K_{4x} = \Sigma(E \cdot I_x/h) = E \cdot 4.502/3.00$$

$$K_{4y} = \Sigma(E \cdot I_y/h) = E \cdot 11.989/3.00$$

Δυσκαμψίες Ζ' ΟΡΟΦΟΥ (ΣΤΑΘ.3):

$$K_{3x} = \Sigma(E \cdot I_x/h) = E \cdot 1.302/3.00$$

$$K_{3\psi} = \Sigma(E \cdot I_{\psi} / h) = E \cdot 8.789 / 3.00$$

$$\Delta\kappa_{\chi} = (E \cdot 1.302 / 3.00) - (E \cdot 4.502 / 3.00) = -1.0667 \cdot E < -0.50 \cdot 4.502 \cdot E / 3.00 = -0.75E$$

Επομένως ως προς χ το κτίριο δεν είναι κανονικό.

$$\Delta\kappa_{\psi} = (E \cdot 8.789 / 3.00) - (E \cdot 11.989 / 3.00) = -1.0667 \cdot E > -0.50 \cdot 11.989 \cdot E / 3.00 = -1.998E$$

Το κτίριο ως προς ψ κρίνεται κανονικό.

Σ' αυτή την περίπτωση βλέπουμε ότι και το δεύτερο κριτήριο κανονικότητας μας οδηγεί στην δυναμική ανάλυση.

Ελεγχος της παραγρ. 3.4.1[4]γ (Κριτήριο διαφοράς μάζας)

$$\text{Πρέπει : } -0.50 \cdot m_i < \Delta m < 0.35 \cdot m_i$$

	-0.50*mi	Δm	0.35*mi
1/2	-327.10	-36.9	228.97
2/3	-327.10	0.0	228.97
3/4	-333.25	-12.3	233.28
4/5	-342.10	-17.7	239.47
5/6	-342.90	-1.6	240.03
6/7	-346.05	-6.3	242.24
7/8	-346.90	-1.7	242.83
8/9	-352.65	-11.5	246.86
9/10	-365.25	-25.2	255.68

Επομένως και από το κριτήριο αυτό, το κτίριο κρίνεται κανονικό.

Εν συνεχεία επιλύουμε το κτίριο με τη Δυναμική Φασματική Μέθοδο.

5. ΔΕΥΤΕΡΗ ΕΠΙΛΥΣΗ - ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

- α. Επιλύουμε το κτίριο με πλήρη φασματική ιδιομορφική ανάλυση.
 Το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπ' όψιν είναι $10 > 3 \cdot (N)^{1/2}$
 (Παραγρ. 3.3.2)

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ 1

Σεισμική δράση κατά χ με εκκεντρότητα $e\chi = -0.05 \cdot L\chi$

ΚΥΚΛΙΚΕΣ ΙΔΙΟΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ

I	Ω	T(sec)
1	0.6925E+01	0.907
2	0.7070E+01	0.889
3	0.8511E+01	0.738
4	0.2118E+02	0.297
5	0.2395E+02	0.262
6	0.3118E+02	0.201
7	0.4021E+02	0.156
8	0.4802E+02	0.131
9	0.5790E+02	0.109
10	0.6436E+02	0.098

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ 2

Σεισμική δράση κατά χ με εκκεντρότητα $e\chi = 0.05 \cdot L\chi$

ΚΥΚΛΙΚΕΣ ΙΔΙΟΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ

I	Ω	T(sec)
1	0.6798E+01	0.924
2	0.7288E+01	0.862
3	0.8410E+01	0.747
4	0.2123E+02	0.296
5	0.2403E+02	0.262
6	0.3103E+02	0.202
7	0.4046E+02	0.155
8	0.4789E+02	0.131
9	0.5826E+02	0.108
10	0.6411E+02	0.098

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ 3

Σεισμική δράση κατά ψ με εκκεντρότητα $e\chi = -0.05 \cdot L\chi$

ΚΥΚΛΙΚΕΣ ΙΔΙΟΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ

I	Ω	T(sec)
1	0.6970E+01	0.901
2	0.7361E+01	0.854
3	0.8122E+01	0.774
4	0.2250E+02	0.279

5	0.2359E+02	0.266
6	0.2991E+02	0.210
7	0.4228E+02	0.149
8	0.4743E+02	0.132
9	0.6062E+02	0.104
10	0.6162E+02	0.102

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ 4

Σεισμική δράση κατά ψ με εκκεντρότητα $e_x = 0.05 \cdot L_x$

ΚΥΚΛΙΚΕΣ ΙΔΙΟΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ

I	Ω	T(sec)
1	0.6665E+01	0.943
2	0.7050E+01	0.891
3	0.8868E+01	0.709
4	0.2038E+02	0.308
5	0.2358E+02	0.266
6	0.3263E+02	0.193
7	0.3902E+02	0.161
8	0.4741E+02	0.133
9	0.5559E+02	0.113
10	0.6762E+02	0.093

ΦΑΣΜΑ ΑΠΟΚΡΙΣΕΩΣ ΜΕΓΙΣΤΩΝ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ

ΣΥΝΑΡΤΗΣΗ ΜΕΤΑΒΟΛΗΣ ΤΙΜΩΝ ΦΑΣΜΑΤΟΣ $T^{**(-2/3)}$

ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ----- $A = 0.160 \cdot g$

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ----- $T_2 = 0.600$ (B)

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΣ--- $A_{mp} = 2.500$

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ ----- $\gamma_I = 1.000$

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ----- $\alpha_x = 3.500$ $\alpha_y = 3.500$

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ----- $f = 1.000$

ΛΑΜΒΑΝΟΜΕΝΕΣ ΥΠΟΨΗ ΚΑΝΟΝΙΚΕΣ ΜΟΡΦΕΣ $J = 10$

ΠΙΘΑΝΕΣ ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΠΛΑΚΩΝ

ΠΛΑΞ	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑ Χ-----			ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑ Υ-----		
	h	Hx	Vx	h	Hy	Vy
1	31.00	752.06	752.06	31.00	739.54	739.54
2	28.00	635.12	1370.05	28.00	646.30	1374.09
3	25.00	552.93	1850.16	25.00	548.82	1882.65
4	22.00	536.55	2258.79	22.00	504.61	2299.08
5	19.00	494.44	2625.19	19.00	486.27	2657.93

6	16.00	450.20	2933.14	16.00	469.77	2964.91
7	13.00	431.34	3191.43	13.00	459.64	3233.75
8	10.00	395.49	3403.58	10.00	426.63	3464.28
9	7.00	309.43	3564.95	7.00	345.83	3647.13
10	4.00	176.01	3655.29	4.00	211.56	3757.61

ΠΙΘΑΝΕΣ ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΛΑΚΩΝ

ΠΛΑΞ	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑ Χ-----			ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑ Υ-----		
	DX	DY	W	DX	DY	W
1	0.294E-01	-0.116E-01	0.727E-03	-0.135E-01	0.194E-01	-0.868E-04
	0.156E-01	0.870E-02	-0.680E-03	0.993E-02	0.171E-01	0.120E-02
2	0.270E-01	-0.108E-01	0.682E-03	-0.124E-01	0.174E-01	0.869E-04
	0.142E-01	0.767E-02	-0.642E-03	0.935E-02	0.156E-01	0.113E-02
3	0.240E-01	-0.956E-02	0.604E-03	-0.110E-01	0.154E-01	0.781E-04
	0.126E-01	0.677E-02	-0.569E-03	0.827E-02	0.138E-01	0.998E-03
4	0.206E-01	-0.807E-02	0.505E-03	-0.946E-02	0.134E-01	0.639E-04
	0.109E-01	0.598E-02	-0.474E-03	0.688E-02	0.118E-01	0.832E-03
5	0.173E-01	-0.680E-02	0.425E-03	-0.793E-02	0.113E-01	0.542E-04
	0.918E-02	0.507E-02	-0.398E-03	0.579E-02	0.998E-02	0.699E-03
6	0.139E-01	-0.551E-02	0.344E-03	-0.635E-02	0.923E-02	0.441E-04
	0.742E-02	0.415E-02	-0.321E-03	0.467E-02	0.812E-02	0.563E-03
7	0.107E-01	-0.425E-02	0.264E-03	-0.481E-02	0.720E-02	-0.343E-04
	0.568E-02	0.324E-02	-0.245E-03	0.358E-02	0.629E-02	0.431E-03
8	0.748E-02	-0.302E-02	0.187E-03	-0.334E-02	0.522E-02	-0.245E-04
	0.400E-02	0.236E-02	-0.172E-03	0.253E-02	0.452E-02	0.303E-03
9	0.468E-02	-0.190E-02	0.117E-03	-0.207E-02	0.339E-02	-0.157E-04
	0.251E-02	0.155E-02	-0.107E-03	0.159E-02	0.289E-02	0.189E-03
10	0.220E-02	-0.903E-03	0.554E-04	-0.953E-03	0.170E-02	-0.758E-05
	0.117E-02	0.790E-03	-0.500E-04	0.752E-03	0.142E-02	0.890E-04

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ ΟΡΟΦΩΝ ΛΟΓΩ ΔΥΝΑΜΙΚΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΕΠΙΠΕΔΟ----		ΠΛΑΚΑ	ΣΧΗΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΛΑΚΩΝ				
X	Y	W	K1/K2	δmax	δmax/h (%)	θ	ξ
*		ΠΕΡΙΜΕΤΡ	1/ 2	0.00265	0.088	0.025	0.89
	*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	1/ 2	0.00311	0.104	0.030	1.17
	*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	1/ 2	0.00234	0.078	0.022	
	*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	1/ 2	0.00240	0.080	0.023	
*		ΠΕΡΙΜΕΤΡ	2/ 3	0.00331	0.110	0.036	1.06

O.M.E.T.E.

*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	2/ 3	0.00444	0.148	0.048	1.93
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	2/ 3	0.00268	0.089	0.029	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	2/ 3	0.00266	0.089	0.029	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	3/ 4	0.00382	0.127	0.046	1.16
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	3/ 4	0.00533	0.178	0.064	2.40
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	3/ 4	0.00296	0.099	0.036	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	3/ 4	0.00287	0.096	0.034	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	4/ 5	0.00362	0.121	0.048	1.05
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	4/ 5	0.00456	0.152	0.060	1.85
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	4/ 5	0.00294	0.098	0.039	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	4/ 5	0.00280	0.093	0.037	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	5/ 6	0.00372	0.124	0.054	1.05
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	5/ 6	0.00465	0.155	0.067	1.86
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	5/ 6	0.00302	0.101	0.044	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	5/ 6	0.00284	0.095	0.041	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	6/ 7	0.00363	0.121	0.057	1.05
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	6/ 7	0.00453	0.151	0.071	1.85
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	6/ 7	0.00295	0.098	0.046	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	6/ 7	0.00277	0.092	0.043	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	7/ 8	0.00349	0.116	0.059	1.05
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	7/ 8	0.00437	0.146	0.073	1.85
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	7/ 8	0.00283	0.094	0.048	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	7/ 8	0.00268	0.089	0.045	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	8/ 9	0.00307	0.102	0.056	1.06
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	8/ 9	0.00392	0.131	0.071	1.80
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	8/ 9	0.00249	0.083	0.046	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	8/ 9	0.00243	0.081	0.044	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	9/10	0.00272	0.091	0.054	1.05
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	9/10	0.00348	0.116	0.067	1.73
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	9/10	0.00221	0.074	0.044	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	9/10	0.00221	0.074	0.043	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	10/11	0.00239	0.060	0.039	1.06
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	10/11	0.00323	0.081	0.051	1.55
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	10/11	0.00193	0.048	0.031	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	10/11	0.00216	0.054	0.034	

Από τον έλεγχο των ξί διαπιστώνουμε ότι οι τιμές τους έχουν αυξηθεί σε σχέση με τα αντίστοιχα της ισοδύναμης στατικής μεθόδου.
Ακολουθεί και νέα δυναμική ανάλυση του κτιρίου

β. Παραθέτουμε τα νέα αποτελέσματα για 10 ιδιομορφές.

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ 1

Σεισμική δράση κατά χ με εκκεντρότητα $e_y = -0.05 \cdot L_y \cdot \xi_x$

ΚΥΚΛΙΚΕΣ ΙΔΙΟΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ

I	Ω	T(sec)
1	0.6914E+01	0.909
2	0.7072E+01	0.888
3	0.8521E+01	0.737
4	0.2115E+02	0.297
5	0.2398E+02	0.262
6	0.3119E+02	0.201
7	0.4014E+02	0.157
8	0.4808E+02	0.131
9	0.5784E+02	0.109
10	0.6438E+02	0.098

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ 2

Σεισμική δράση κατά χ με εκκεντρότητα $e_y = 0.05 \cdot L_y \cdot \xi_x$

ΚΥΚΛΙΚΕΣ ΙΔΙΟΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ

I	Ω	T(sec)
1	0.6788E+01	0.926
2	0.7293E+01	0.861
3	0.8416E+01	0.747
4	0.2120E+02	0.296
5	0.2405E+02	0.261
6	0.3103E+02	0.202
7	0.4041E+02	0.155
8	0.4795E+02	0.131
9	0.5821E+02	0.108
10	0.6411E+02	0.098

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ 3

Σεισμική δράση κατά ψ με εκκεντρότητα $e_x = -0.05 \cdot L_x \cdot \xi_y$

ΚΥΚΛΙΚΕΣ ΙΔΙΟΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ

I	Ω	T(sec)
1	0.6939E+01	0.906
2	0.7255E+01	0.866
3	0.8265E+01	0.760
4	0.2268E+02	0.277
5	0.2360E+02	0.266
6	0.2959E+02	0.212
7	0.4275E+02	0.147
8	0.4746E+02	0.132
9	0.6000E+02	0.105
10	0.6214E+02	0.101

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ 4

Σεισμική δράση κατά ψ με εκκεντρότητα $e_x = 0.05 \cdot L_x \cdot \xi_y$

ΚΥΚΛΙΚΕΣ ΙΔΙΟΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ

I	Ω	T(sec)
1	0.6364E+01	0.987
2	0.7037E+01	0.893
3	0.9286E+01	0.677
4	0.1955E+02	0.321
5	0.2359E+02	0.266
6	0.3332E+02	0.189
7	0.3795E+02	0.166
8	0.4741E+02	0.133
9	0.5292E+02	0.119
10	0.7026E+02	0.089

ΛΑΜΒΑΝΟΜΕΝΕΣ ΥΠΟΨΗ ΚΑΝΟΝΙΚΕΣ ΜΟΡΦΕΣ J= 10

ΠΙΘΑΝΕΣ ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΑΔΡΑΜΕΙΑΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΠΛΑΚΩΝ

ΠΛΑΞ	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑ Χ-----			ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑ Υ-----		
	h	Hx	Vx	h	Hy	Vy
1	31.00	744.19	744.19	31.00	660.68	660.68
2	28.00	628.62	1355.74	28.00	583.57	1229.91
3	25.00	548.20	1831.86	25.00	500.76	1694.02
4	22.00	531.28	2235.87	22.00	449.44	2055.87
5	19.00	489.72	2598.22	19.00	442.24	2362.21
6	16.00	446.04	2902.78	16.00	443.20	2627.69
7	13.00	427.71	3158.30	13.00	444.41	2869.61
8	10.00	392.52	3368.35	10.00	417.78	3086.07
9	7.00	307.37	3528.26	7.00	341.30	3263.26
10	4.00	174.89	3617.87	4.00	209.65	3372.21

ΠΙΘΑΝΕΣ ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΠΛΑΚΩΝ

ΠΛΑΞ	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑ Χ-----			ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΚΑΤΑ Υ-----		
	DX	DY	W	DX	DY	W
1	0.294E-01	-0.117E-01	0.769E-03	-0.156E-01	0.236E-01	-0.788E-03
	0.154E-01	0.901E-02	-0.691E-03	0.115E-01	0.174E-01	0.130E-02
2	0.270E-01	-0.109E-01	0.722E-03	-0.143E-01	0.215E-01	-0.736E-03
	0.140E-01	0.797E-02	-0.652E-03	0.109E-01	0.159E-01	0.123E-02
3	0.240E-01	-0.965E-02	0.640E-03	-0.127E-01	0.191E-01	-0.653E-03
	0.124E-01	0.703E-02	-0.579E-03	0.972E-02	0.140E-01	0.109E-02
4	0.206E-01	-0.814E-02	0.535E-03	-0.109E-01	0.163E-01	-0.547E-03
	0.107E-01	0.619E-02	-0.482E-03	0.804E-02	0.119E-01	0.912E-03

5	0.173E-01	-0.687E-02	0.451E-03	-0.918E-02	0.138E-01	-0.460E-03
	0.905E-02	0.524E-02	-0.405E-03	0.675E-02	0.101E-01	0.767E-03
6	0.139E-01	-0.556E-02	0.364E-03	-0.739E-02	0.112E-01	-0.371E-03
	0.731E-02	0.429E-02	-0.326E-03	0.543E-02	0.818E-02	0.618E-03
7	0.107E-01	-0.428E-02	0.280E-03	-0.564E-02	0.868E-02	-0.285E-03
	0.560E-02	0.335E-02	-0.249E-03	0.416E-02	0.633E-02	0.473E-03
8	0.749E-02	-0.304E-02	0.197E-03	-0.396E-02	0.624E-02	-0.202E-03
	0.395E-02	0.244E-02	-0.175E-03	0.293E-02	0.453E-02	0.332E-03
9	0.468E-02	-0.191E-02	0.124E-03	-0.248E-02	0.399E-02	-0.127E-03
	0.248E-02	0.159E-02	-0.109E-03	0.183E-02	0.289E-02	0.207E-03
10	0.220E-02	-0.910E-03	0.585E-04	-0.116E-02	0.196E-02	-0.604E-04
	0.116E-02	0.810E-03	-0.509E-04	0.863E-03	0.141E-02	0.975E-04

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ ΟΡΟΦΩΝ ΛΟΓΩ ΔΥΝΑΜΙΚΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΕΠΙΠΕΔΟ----

Χ	Υ	W	ΠΛΑΚΑ	Κ1/Κ2	δ _{max}	δ _{max} /h (%)	θ	ξ
*		ΠΕΡΙΜΕΤΡ	1/ 2		0.00271	0.090	0.026	0.87
	*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	1/ 2		0.00313	0.104	0.034	1.42
*		Κ.ΒΑΡΟΥΣ	1/ 2		0.00242	0.081	0.023	
	*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	1/ 2		0.00220	0.073	0.024	
*		ΠΕΡΙΜΕΤΡ	2/ 3		0.00340	0.113	0.037	1.05
	*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	2/ 3		0.00456	0.152	0.055	2.28
*		Κ.ΒΑΡΟΥΣ	2/ 3		0.00277	0.092	0.030	
	*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	2/ 3		0.00252	0.084	0.030	
*		ΠΕΡΙΜΕΤΡ	3/ 4		0.00393	0.131	0.048	1.15
	*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	3/ 4		0.00555	0.185	0.074	2.78
*		Κ.ΒΑΡΟΥΣ	3/ 4		0.00305	0.102	0.037	
	*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	3/ 4		0.00278	0.093	0.037	
*		ΠΕΡΙΜΕΤΡ	4/ 5		0.00371	0.124	0.050	1.03
	*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	4/ 5		0.00474	0.158	0.070	2.18
*		Κ.ΒΑΡΟΥΣ	4/ 5		0.00304	0.101	0.041	
	*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	4/ 5		0.00268	0.089	0.039	
*		ΠΕΡΙΜΕΤΡ	5/ 6		0.00381	0.127	0.056	1.03
	*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	5/ 6		0.00483	0.161	0.078	2.20
*		Κ.ΒΑΡΟΥΣ	5/ 6		0.00312	0.104	0.046	
	*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	5/ 6		0.00272	0.091	0.044	
*		ΠΕΡΙΜΕΤΡ	6/ 7		0.00372	0.124	0.059	1.03
	*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	6/ 7		0.00470	0.157	0.083	2.19
*		Κ.ΒΑΡΟΥΣ	6/ 7		0.00305	0.102	0.049	
	*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	6/ 7		0.00265	0.088	0.047	

O.M.E.T.E.

*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	7/ 8	0.00358	0.119	0.062	1.04
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	7/ 8	0.00454	0.151	0.086	2.18
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	7/ 8	0.00293	0.098	0.050	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	7/ 8	0.00256	0.085	0.048	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	8/ 9	0.00316	0.105	0.059	1.05
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	8/ 9	0.00407	0.136	0.082	2.14
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	8/ 9	0.00258	0.086	0.048	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	8/ 9	0.00232	0.077	0.047	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	9/10	0.00281	0.094	0.056	1.04
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	9/10	0.00362	0.121	0.078	2.06
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	9/10	0.00229	0.076	0.046	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	9/10	0.00210	0.070	0.045	
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	10/11	0.00248	0.062	0.041	1.06
*	ΠΕΡΙΜΕΤΡ	10/11	0.00335	0.084	0.059	1.87
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	10/11	0.00201	0.050	0.033	
*	Κ.ΒΑΡΟΥΣ	10/11	0.00205	0.051	0.036	

γ. Στον παραπάνω πίνακα εμφανίζονται οι έλεγχοι γωνιακής παραμόρφωσης (παραγρ. 4.2.2) και οι δείκτες ευαισθησίας πλευρικής παραμόρφωσης θ (παραγρ.4.1.2.4).

Για χωρίσματα από τοιχοποιίες πρέπει $\delta/h < 0.35 \%$ Εδώ ισχύει σε όλες τις στάθμες.

Εξ άλλου αν $\theta < 0.10$ η επιρροή Ρ-Δ μπορεί να αγνοηθεί. Εδώ η max τιμή του θ είναι 0.086.

Για τον υπολογισμό του θ έχει χρησιμοποιηθεί ο τύπος (4.2) της παραγρ. 4.1.2.4 δηλαδή:

$$\theta = N\sigma \cdot q \cdot \Delta \epsilon \lambda / V\sigma \lambda \cdot h.$$

6. **ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ**

6.1. **ΔΡΑΣΕΙΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ**

Σύμφωνα με την παραγρ. 4.1.2 του ΝΕΑΚ αλλά και τις παραγρ. 6.3 και 6.4 του Νέου Ελληνικού Κανονισμού Σκυροδέματος, το κτίριο θα μελετηθεί για τις δράσεις που προκύπτουν από τις ακόλουθες επαλληλίες φορτίσεων:

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

1.	$1.35 \cdot G_k + 1.50 \cdot Q_k$	N.K.Σ.

2.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k + E_{x1} + 0.30 \cdot E_{y1}$	NEAK
3.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k + E_{x1} + 0.30 \cdot E_{y2}$	
4.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k - E_{x1} - 0.30 \cdot E_{y1}$	
5.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k - E_{x1} - 0.30 \cdot E_{y2}$	
6.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k + E_{x2} + 0.30 \cdot E_{y1}$	
7.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k + E_{x2} + 0.30 \cdot E_{y2}$	
8.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k - E_{x2} - 0.30 \cdot E_{y1}$	
9.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k - E_{x2} - 0.30 \cdot E_{y2}$	
10.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k + 0.30 \cdot E_{x1} + E_{y1}$	
11.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k + 0.30 \cdot E_{x1} + E_{y2}$	
12.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k - 0.30 \cdot E_{x1} - E_{y1}$	
13.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k - 0.30 \cdot E_{x1} - E_{y2}$	
14.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k + 0.30 \cdot E_{x2} + E_{y1}$	
15.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k + 0.30 \cdot E_{x2} + E_{y2}$	
16.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k - 0.30 \cdot E_{x2} - E_{y1}$	
17.	$1.00 \cdot G_k + 0.50 \cdot Q_k - 0.30 \cdot E_{x2} - E_{y2}$	

όπου G_k : ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ, Q_k : ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ (ΚΙΝΗΤΑ)
 E_{x1}, E_{x2} : ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΠΡΟΣ Χ (Βλ. 3.3.1 αυτής της έκθεσης)
 E_{y1}, E_{y2} : ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΠΡΟΣ Υ (Βλ. 3.3.1 αυτής της έκθεσης)

Αυτοί είναι οι απαιτούμενοι να ελεγχθούν συνδυασμοί σύμφωνα με τα αναγραφόμενα στην παραγρ. Σ 4.1.2.2 των Σχολίων του Κανονισμού. (Βλ. Ενημ. Δελτίο ΤΕΕ, τεύχος 1757)

6.2. **ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ**

Ο ΝΕΑΚ μας υποχρεώνει εκτός των άλλων να εξασφαλίσουμε την ικανότητα απελευθέρωσης ενέργειας στο σύνολο του δομήματος που σημαίνει αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας που είναι δυνατό να προσηγηθούν. (Παραγρ. 4.1.4 του ΝΕΑΚ).

Ακόμη μας υποχρεώνει να αποφύγουμε τον σχηματισμό μηχανισμού ορόφου.(Παραγρ. 4.1.4.1 του ΝΕΑΚ). Αυτό επιτυγχάνεται με κατάλληλο ικανοτικό έλεγχο έτσι ώστε να αποφεύγεται η ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα.

Στην παραγρ. 4.1.4.2 του Κανονισμού αναφέρονται οι προϋποθέσεις για τις οποίες δεν είναι υποχρεωτική η εφαρμογή του ικανοτικού ελέγχου για αποφυγή πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα.

α. Έλεγχος επάρκειας τοιχωμάτων.(Παραγρ. 4.1.4.2.β[2])

ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	$N_{κω} = 3400.92 \text{ KN}$ (βλ. Παράρτημα Αποτελεσμάτων)
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΒΑΣΗΣ	$N_{κτ} = 3618.00 \text{ KN}$
ΛΟΓΟΣ	$\eta_{κx} = 0.940 > 0.40$
ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ	$N_{γω} = 3135.96 \text{ KN}$ (βλ. Παράρτημα Αποτελεσμάτων)
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΒΑΣΗΣ	$N_{γτ} = 3372.00 \text{ KN}$
ΛΟΓΟΣ	$\eta_{γγ} = 0.930 > 0.40$

Επομένως από τον έλεγχο αυτό τα τοιχώματα θεωρούνται επαρκή και προς τις δύο διευθύνσεις.

β. Έλεγχος ικανοποιητικής διάταξης τοιχωμάτων.(Παραγρ.4.1.4.2.β[3])

ΣΤΑΘΜΗ	A	gr	Jw	ΣDi	rw/gr	ζi	ζw	
θ	1	0.6327E+03	10.737	0.8716E+01	10.091	0.0866	0.40	0.43
Η	2	0.6327E+03	10.737	0.8716E+01	10.091	0.0866	0.40	0.43
Ζ	3	0.6327E+03	10.737	0.8716E+01	10.091	0.0866	0.40	0.43
ΣΤ	4	0.6328E+03	10.738	0.1115E+04	16.491	0.7658	4.50	4.91
Ε	5	0.6328E+03	10.738	0.1115E+04	16.491	0.7658	4.50	4.91
Δ	6	0.6328E+03	10.738	0.1115E+04	16.491	0.7658	4.50	4.91
Γ	7	0.6328E+03	10.738	0.1115E+04	16.491	0.7658	4.50	4.91
Β	8	0.6328E+03	10.738	0.1248E+04	19.222	0.7504	4.76	5.20
Α	9	0.6328E+03	10.738	0.1248E+04	19.222	0.7504	4.76	5.20
Ι	10	0.6328E+03	10.738	0.1248E+04	19.222	0.7504	4.76	5.20

A :Εμβαδόν Κάτοψης , gr :Πολική ακτίνα αδρανείας κάτοψης

Jw:Πολική ροπή αδρανείας των τοιχωμάτων ως προς το ελαστικό κέντρο = ΣJi.gr²

ΣDi:Αθροισμα κύριων ροπών αδρανείας των τοιχωμάτων.

Σύμφωνα με την συνθήκη (4.9) πρέπει $r_w/gr > 0.40$

Ακόμη είναι:

$\zeta_i = (J_w / 0.3 \times 10^{-4} \chi A^{1.5})^{1/2}$ και πρέπει $\zeta_i \geq 1.00$ που είναι ο έλεγχος

που έχει προταθεί να αντικαταστήσει τη σχέση (4.9) του κανονισμού. (Βλέπε Σχόλια του κανονισμού Σ 4.1.4.2 β[3] Σημ. στο τεύχος 1757 του Ενημερωτικού Δελτίου του ΤΕΕ)

$\zeta_w = 10^3 \chi (J_w / J_p \cdot A)^{1/2}$ και πρέπει $\zeta_w \geq 1.00$ με $J_p = A \cdot \rho^2$ που είναι ένας ακόμη έλεγχος επάρκειας τοιχωμάτων που προτιμάται από αρκετούς μελετητές.

Από τους ελέγχους αυτούς προκύπτει ότι οι τρεις ανώτεροι όροφοι του κτιρίου δεν εξαιρούνται του κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα.

- γ. Επειδή στην περίπτωση μας υπάρχει μεταβολή της γεωμετρίας των τοιχωμάτων καθ' ύψος υποχρεούμεθα να κάνουμε και τον έλεγχο που περιγράφεται στην παραγρ. 4.1.4.2.β[4].

Είναι:

$$Z_{OP} - B_{OP} : \min \Sigma D_{ix} / \max \Sigma D_{ix} = 1.302 / 5.8675 = 0.222$$

$$Z_{OP} - B_{OP} : \min \Sigma D_{iy} / \max \Sigma D_{iy} = 8.789 / 13.355 = 0.658$$

$$\text{Εξ άλλου είναι: } 0.20 / \eta_{nx} = 0.20 / 0.94 = 0.213 < 0.222$$

$$0.20 / \eta_{ny} = 0.20 / 0.93 = 0.219 < 0.658$$

Επομένως θα κάνουμε ικανοτικό έλεγχο αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα του Ζ και Η ορόφου αφού ο ανώτατος όροφος απαλάσσεται του ελέγχου σύμφωνα με την παραγρ. 4.1.4.2.α[1] του ΝΕΑΚ.

6.3.

ΠΟΡΕΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΩΝ - ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΕΙΣ

α. ΠΡΩΤΗ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

Από τις δράσεις που προκύπτουν από τη μελέτη κάνουμε μία πρώτη διαστασιολόγηση των διατομών των στοιχείων της κατασκευής. Στο Παράρτημα Α των αποτελεσμάτων δίδεται αυτή η πρώτη διαστασιολόγηση.

β. ΠΡΩΤΗ ΕΠΙΛΟΓΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

Οπλίζονται με μια πρώτη διάταξη οι διατομές των στοιχείων εξασφαλίζοντας την αντοχή τους για τις επενεργούσες δράσεις σχεδιασμού που προκύπτουν από τους συνδυασμούς της 6.1.

Ταυτόχρονα οπλίζονται οι διατομές των στοιχείων έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι προβλεπόμενες κατασκευαστικές διατάξεις του Κανονισμού Σκυροδέματος.

γ. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΨΑΘΥΡΗ ΑΣΤΟΧΙΑ ΔΟΚΩΝ (ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ)

Υπολογίζονται οι τέμνουσες του σχεδιασμού σύμφωνα με το Παράρτημα Β του Κανονισμού.(Παραγρ. Β.1.2)

δ. ΔΕΥΤΕΡΗ ΕΠΙΛΟΓΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

Τοποθετείται ο οπλισμός που απαιτείται ώστε οι δοκοί να καλύπτονται από τον ανωτέρω έλεγχο. Στο παράρτημα Α των αποτελεσμάτων υπάρχουν οι οριστικές οπλίσεις των δοκών μετά και τον ικανοτικό έλεγχο. Εδώ υπάρχει πιθανότητα τελικά μείωσης κάποιας διατομής .

ε. ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΠΟΦΥΓΗΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ (ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΚΟΜΒΩΝ)

Υπολογίζονται οι ροπές ικανοτικού σχεδιασμού των υποστυλωμάτων σύμφωνα με την παραγρ. 4.1.4.1 του Κανονισμού. Γίνονται οι πρόσθετοι ικανοτικοί έλεγχοι που προβλέπονται στην παραγρ. 4.1.4.2[2]. Οι ικανοτικοί συντελεστές a_{cd} των υποστυλωμάτων εμφανίζονται στις τελικές διαστασιολογήσεις των υποστυλωμάτων στα Παράρτημα Α των Αποτελεσμάτων που συνοδεύουν την παρούσα Τεχνική Έκθεση.

στ. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΨΑΘΥΡΗ ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ (ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ)

Υπολογίζονται οι τέμνουσες σχεδιασμού υποστυλωμάτων σύμφωνα με την παραγρ. Β.1.1 του Παραρτήματος του Κανονισμού και τοιχωμάτων σύμφωνα με την παραγρ. Β.1.3

ζ. ΟΛΟΚΛΗΡΩΣΗ ΤΗΣ ΟΠΛΙΣΗΣ

Τοποθετείται η τελική διάταξη των οπλισμών.

η. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Υπολογίζονται οι δράσεις σχεδιασμού σύμφωνα με την παραγρ. 5.2.2.Ολοκληρώνουμε την σχεδίαση της θεμελίωσης σύμφωνα με τα αναφερόμενα στο κεφ. 5 του ΝΕΑΚ.

Εν συνεχεία δίδονται παραδείγματα της διαδικασίας υπολογισμού κάποιων στοιχείων του συγκεκριμένου παραδείγματος.

6.4.

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ - ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ

Επιλέγουμε ως παράδειγμα την δοκό Δ1 του 7ου (Ζ) Ορόφου.

Στο Παράρτημα Α των Αποτελεσμάτων βλέπουμε ότι η Δοκός Δ1 έχει διαστασιολογηθεί μία πρώτη φορά για τις περιβάουσες των δράσεων έτσι όπως καθορίστηκαν στην 6.1

1ο ΒΗΜΑ

Οι Ροπές Υπολογισμού και οι απαιτούμενοι οπλισμοί στα άκρα της δοκού είναι :

ΑΡΙΣΤΕΡΑ

maxM = 122.52 KNm (5.47cm² κατω) minM = -202.88 KNm (9.60cm² πανω)

ΔΕΞΙΑ

maxM = 130.96 KNm (5.86cm² κατω) minM = -166.80 KNm (7.78cm² πανω)

Οι αντίστοιχες Τέμνουσες Υπολογισμού είναι:

ΑΡΙΣΤΕΡΑ

maxV = 99.12 KN
minV = -14.06 KN

ΔΕΞΙΑ

maxV = 21.44 KN
minV = -90.61 KN

2ο ΒΗΜΑ

Επιλογή ράβδων οπλισμού.

ΑΡΙΣΤΕΡΑ

Πανω: 6 ϕ 14 (9.24cm²)
κατω: 5 ϕ 14 (7.7cm²)

ΔΕΞΙΑ

Πανω: 8 ϕ 14 (12.32cm²)
κατω: 4 ϕ 14 (6.16cm²)

3ο ΒΗΜΑ

Υπολογίζουμε τις Ροπές Αντοχής της Δοκού:

ΑΡΙΣΤΕΡΑ

M- = 200.44 KNm
M+ = 171.16 KNm

ΔΕΞΙΑ

M- = 265.48 KNm
M+ = 170.96 KNm

Από την επίλυση των πλακών που υπάρχει στο Παράρτημα Αποτελεσμάτων βλέπουμε ότι τα φορτία της συγκεκριμένης δοκού είναι:

$$g = 8.18 \text{ KN/m} \text{ και } q_k = 2.27 \text{ KN/m}$$

Επομένως είναι (Βλ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β Κανονισμού, Β.1.2):

$$I.B. \text{ Δοκού} : 0.30 \cdot 0.70 \cdot 25.0 = 5.25 \text{ KN/m}$$

$$V_{ob1} = (8.18 + 5.25 + 0.30 \cdot 2.27) \cdot 5.60 / 2 = 39.51 \text{ KN}$$

$$V_{ob2} = (8.18 + 5.25) \cdot 5.60 / 2 = 37.60 \text{ KN}$$

$$\gamma_{rd} = 1.20$$

και είναι:

ΑΡΙΣΤΕΡΑ

$$V_{cd,1} = 39.51 + [1.20 \cdot (200.44 + 170.96) / 5.60] = 119.10 \text{ KN}$$

$$V_{cd,2} = 37.60 - [1.20 \cdot (171.16 + 265.48) / 5.60] = -55.96 \text{ KN}$$

ΔΕΞΙΑ

$$V_{cd,1} = -39.51 - [1.20 \cdot (265.48 + 171.16) / 5.60] = -133.08 \text{ KN}$$

$$V_{cd,2} = -37.60 + [1.20 \cdot (200.44 + 170.96) / 5.60] = 41.99 \text{ KN}$$

4ο ΒΗΜΑ

Οπλίζουμε την δοκό για τις νέες διατμητικές δράσεις.

Στο Παράρτημα των Αποτελεσμάτων Α δίδεται η διαστασιολόγηση αρχική και τελική όλων των δοκών.

6.5.

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΕΙΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ - ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΚΟΜΒΩΝ

Επιλέγουμε το υποστυλώμα Κ3 στην θέση της οροφής του 7ου (Ζ) Ορόφου.

Εύρεση ικανοτικών συντελεστών a_{cd} .

1ο ΒΗΜΑ

Από τους οπλισμούς των δοκών Δ2 και Δ3 βρίσκουμε τις ροπές αντοχής για την διεύθυνση του σεισμού χ.

Δοκός Δ2

$$\text{Πάνω} : 8 \Phi 14 (12.32 \text{ cm}^2) \quad M^- = 264.76 \text{ KNm}$$

$$\text{Κάτω} : 4 \Phi 14 (6.16 \text{ cm}^2) \quad M^+ = 136.83 \text{ KNm}$$

Δοκός Δ3

$$\text{Πάνω} : 8 \Phi 14 (12.32 \text{ cm}^2) \quad M^- = 264.76 \text{ KNm}$$

$$\text{Κάτω} : 4 \Phi 14 (6.16 \text{ cm}^2) \quad M^+ = 136.83 \text{ KNm}$$

Επομένως $\Sigma M_{rb} = 264.76 + 136.83 = 401.59 \text{ KNm}$ με εναλασσόμενη φορά.

Από τους οπλισμούς της δοκού Δ30 βρίσκουμε τις ροπές αντοχής για την διεύθυνση y.

Δοκός Δ30

$$\text{Πάνω} : 4 \Phi 16 (8.04 \text{ cm}^2) \quad M^- = 174.78 \text{ KNm} \quad \text{για τον +Σεισμό Y}$$

$$\text{Κάτω} : 4 \Phi 14 (6.16 \text{ cm}^2) \quad M^+ = 138.97 \text{ KNm} \quad \text{για τον -Σεισμό Y}$$

2ο ΒΗΜΑ

Αθροίζουμε τις ροπές δοκών που προκαλούν οι σεισμικές δράσεις από τις οποίες προκύπτουν και σεισμικές ροπές σχεδιασμού των υποστυλωμάτων

Διεύθυνση χ-χ

$$\Sigma M_{Eb} = 82.71 + 82.82 + 0.30 \cdot (47.55 + 51.77) = 195.326 \text{ KNm}$$

Διεύθυνση y-y

$$\Sigma M_{Eb} = 79.80 + 0.30 \cdot 63.62 = 98.886 \text{ KNm}$$

3ο ΒΗΜΑ

Εύρεση ικανοτικών συντελεστών.

Διεύθυνση x-x

$$a_{cd} = \gamma_{rd} \cdot \Sigma M_{rb} / \Sigma M_{Eb} = 1.40 \cdot 401.59 / 195.326 = 2.88$$

Διεύθυνση y-y

$$a_{cd}^- = 1.40 \cdot 174.78 / 98.886 = 2.47$$

$$a_{cd}^+ = 1.40 \cdot 138.97 / 98.886 = 1.97$$

4ο ΒΗΜΑ

Πολλαπλασιάζουμε τις σεισμικές ροπές σχεδιασμού με τούς ικανοτικούς συντελεστές που βρήκαμε και επαναδιαστασιολογούμε. Ολοκληρώνουμε την διαστασιολόγηση με τον ικανοτικό τέμνουσας και οπλίζουμε τις διατομές.

ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ

Οι απαιτήσεις των παραγράφων 5.2.3.1 και 5.2.3.2 του ΝΕΑΚ για τον έλεγχο της αντοχής του εδάφους είναι αδύνατον να ικανοποιηθούν με μεμονωμένη θεμελίωση των φερόντων τοιχωμάτων της ανωδομής, λόγω της μεγάλης καμπτικής ροπής στην βάση των τοιχωμάτων.

Αυτό άλλωστε επισημαίνεται ως γενικότερο πρόβλημα κτιρίων χωρίς υπόγειους ορόφους και στην παράγραφο 5.2.4.3 του ΝΕΑΚ όπου συνίσταται η κατασκευή κοινών πεδιλοδοκών ή συνδετηρίων δοκών επαρκούς ακαμψίας. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα προτιμήθηκε η κατασκευή εσχάρας διασταυρούμενων ισχυρών πεδιλοδοκών με συνεχή ελαστική έδραση επί του εδάφους η οποία έχει δοθεί σαν τμήμα του χωρικού πλαισίου και έτσι έχει ληφθεί η επίδραση της ελαστικής έδρασης στην ανάλυση.

Το πρόβλημα που παρουσιάστηκε στην περίπτωση αυτή είναι ο υπολογισμός των δράσεων σχεδιασμού S_{fd} με βάση τη σχέση (5.1).

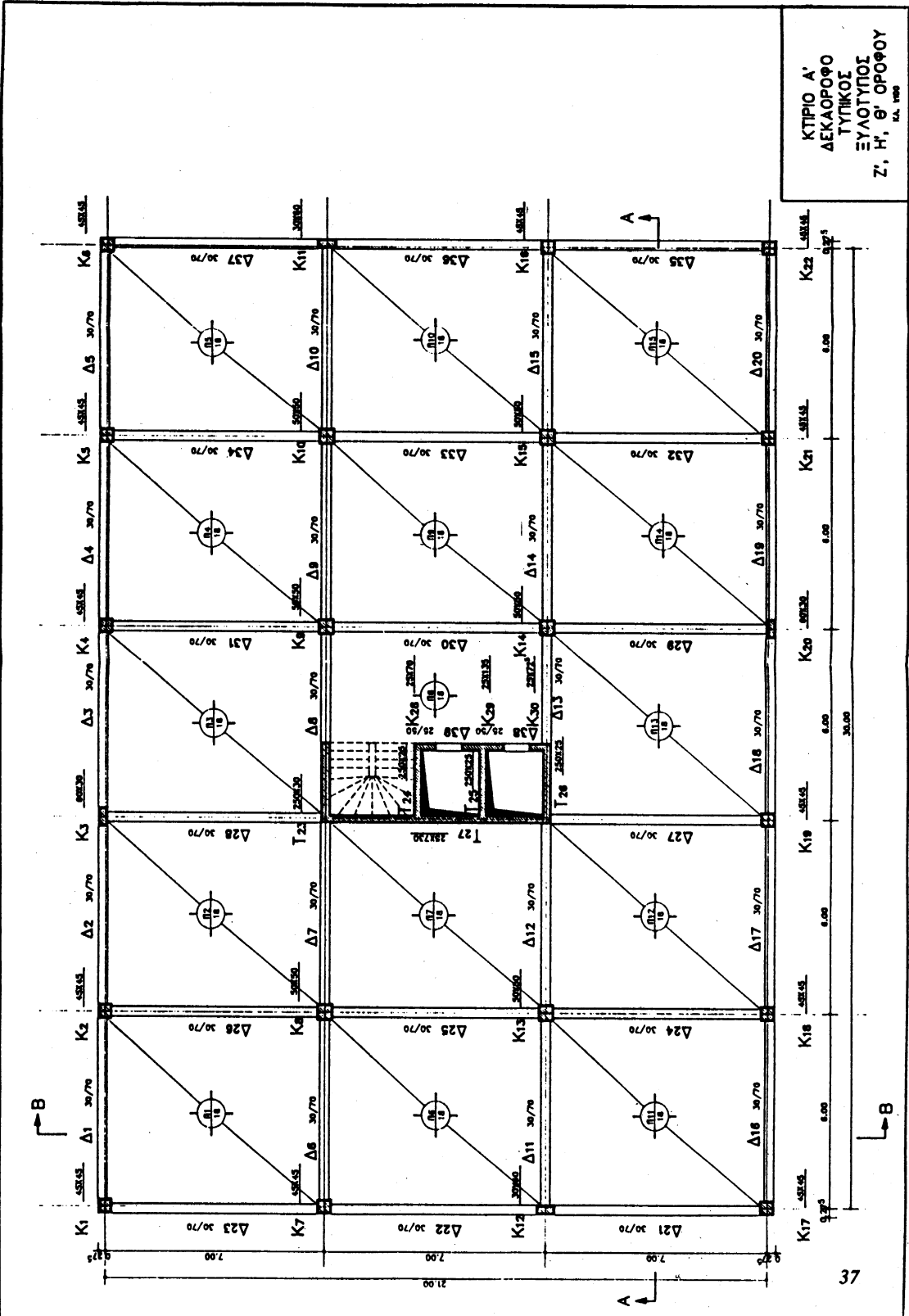
Συγκεκριμένα τίθεται το ερώτημα:

- Σε εσχάρα πεδιλοδοκών που συνδέουν τοιχώματα με υποστυλώματα ποιούς ικανοτικούς συντελεστές a_{CD} θα χρησιμοποιούμε;

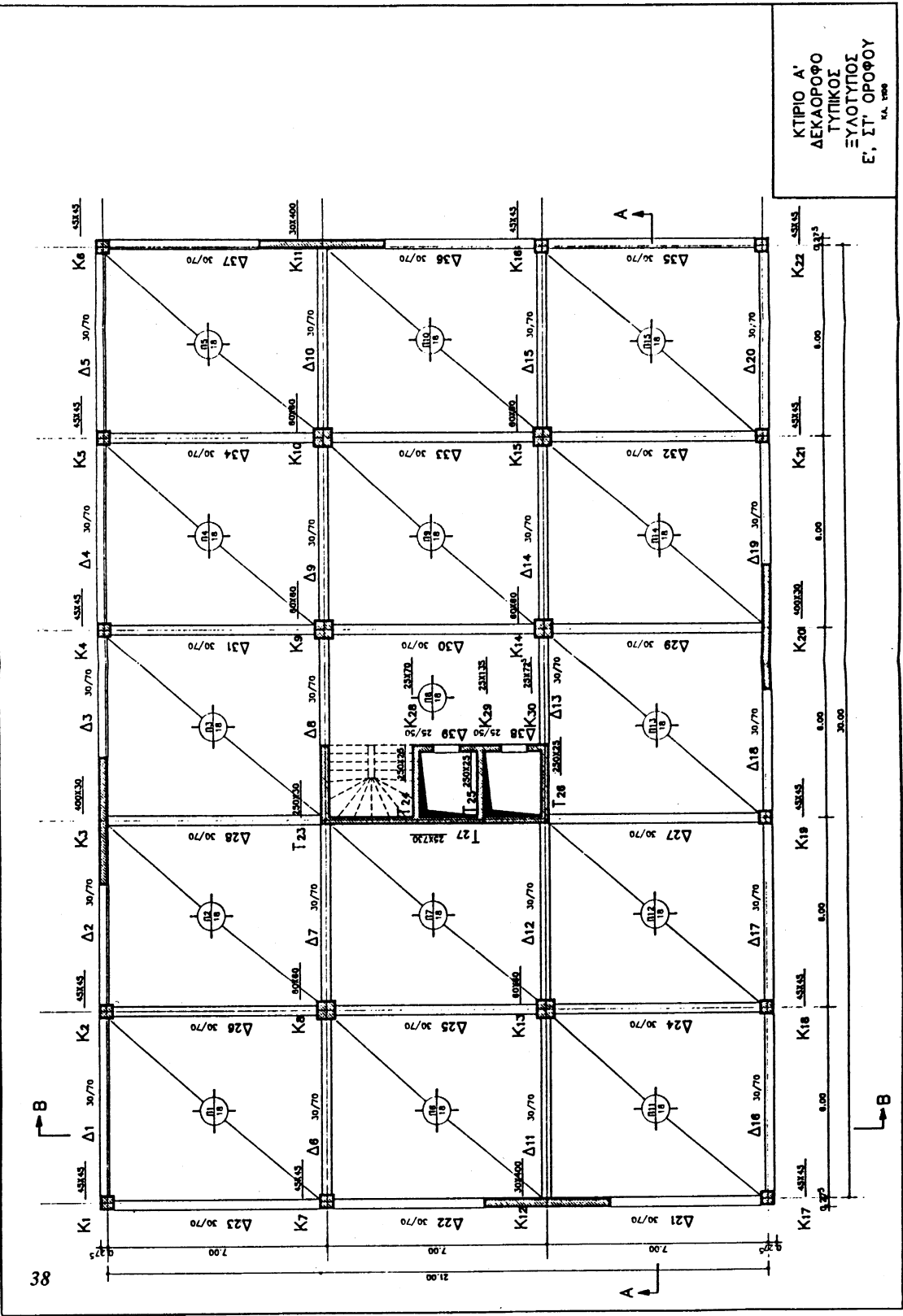
Μέχρις ότου απαντηθεί το τιθέμενο ερώτημα από τις προβλεπόμενες τροποποιήσεις του Κανονισμού στην παρούσα μελέτη εφαρμόστηκαν οι δράσεις που προκύπτουν από τους βασικούς συνδυασμούς δράσεων με τους οποίους έχει σχεδιασθεί ο Φ.Ο. του κτιρίου.

Στο Παράρτημα Α των Αποτελεσμάτων υπάρχουν οι ικανοτικοί συντελεστές όλων των υποστυλωμάτων, οι τελικές διαστασιολογήσεις όπως και οι τελικές σπλίσεις.

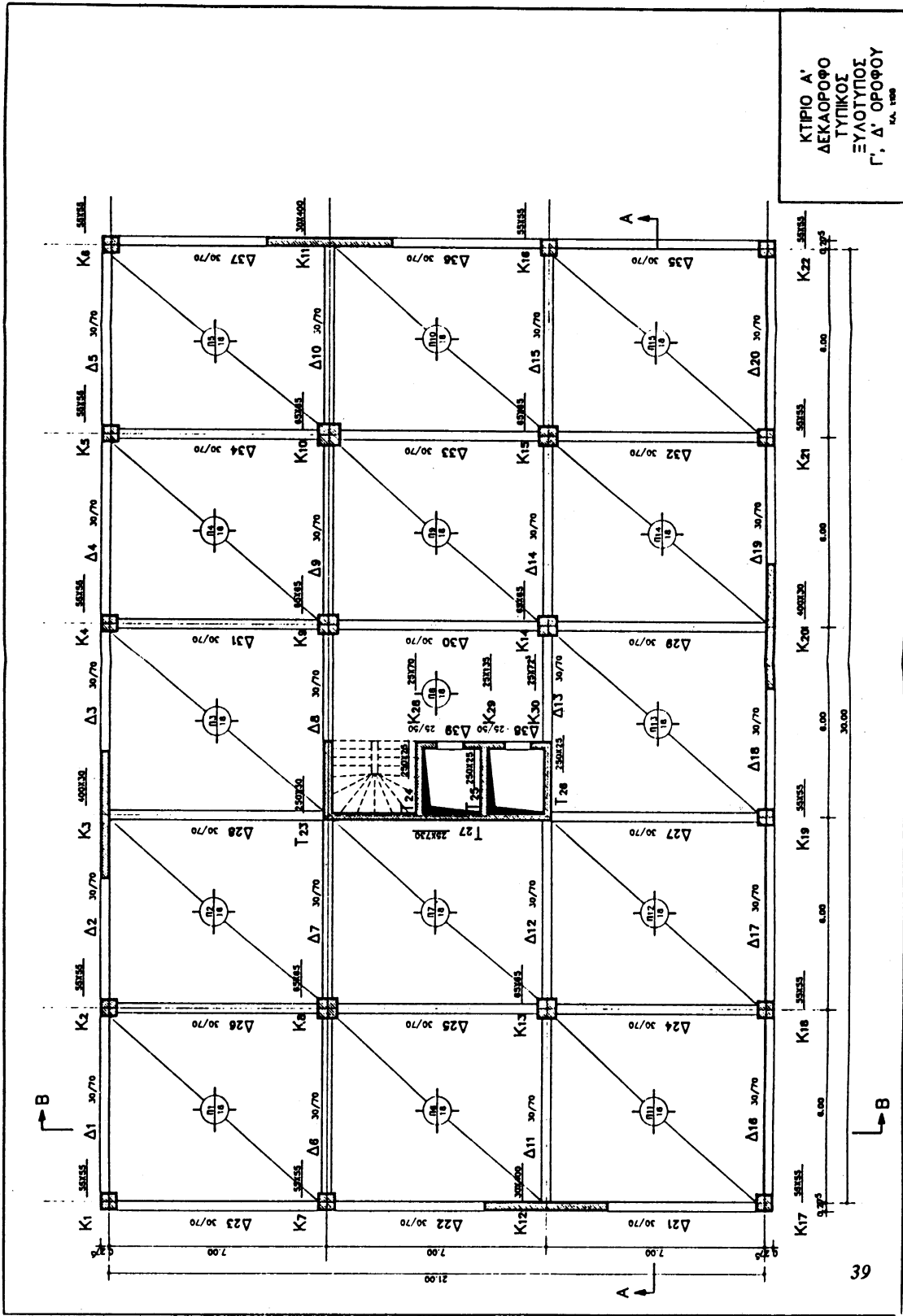
ΚΤΙΡΙΟ Α'
ΔΕΚΑΔΡΟΦΟ
ΤΥΠΙΚΟΣ
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ
Ζ, Η', Θ' ΟΡΟΦΟΥ
1:4, 1/100



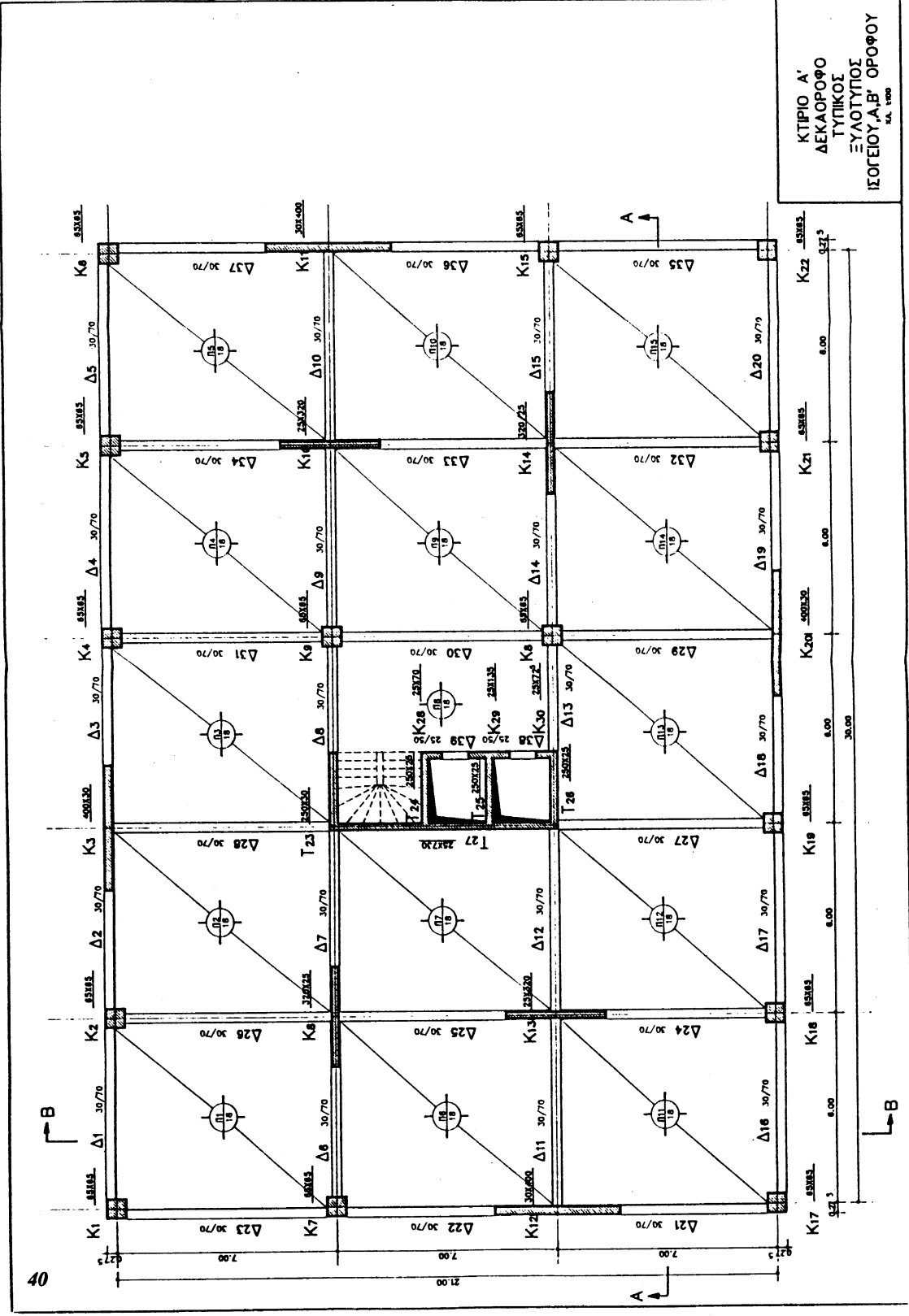
ΚΤΙΡΙΟ Α'
 ΔΕΚΑΘΡΟΦΟ
 ΤΥΠΙΚΟΣ
 ΕΞΛΟΤΥΠΟΣ
 Ε', ΣΤ' ΟΡΟΦΟΥ
 κ.α. 1990



ΚΤΙΡΙΟ Α'
ΔΕΚΑΘΡΟΦΟ
ΤΥΠΙΚΟΣ
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ
Γ, Δ' ΟΡΟΦΟΥ
ΚΑ. 1999



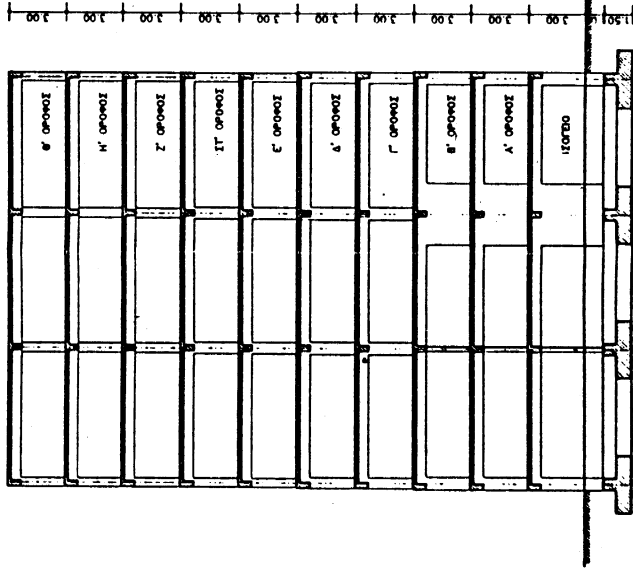
ΚΤΙΡΙΟ Α'
ΔΕΚΑΔΡΟΦΟ
ΤΥΠΙΚΟΣ
ΕΞΑΓΩΓΗΣ
ΣΑ. 1/90



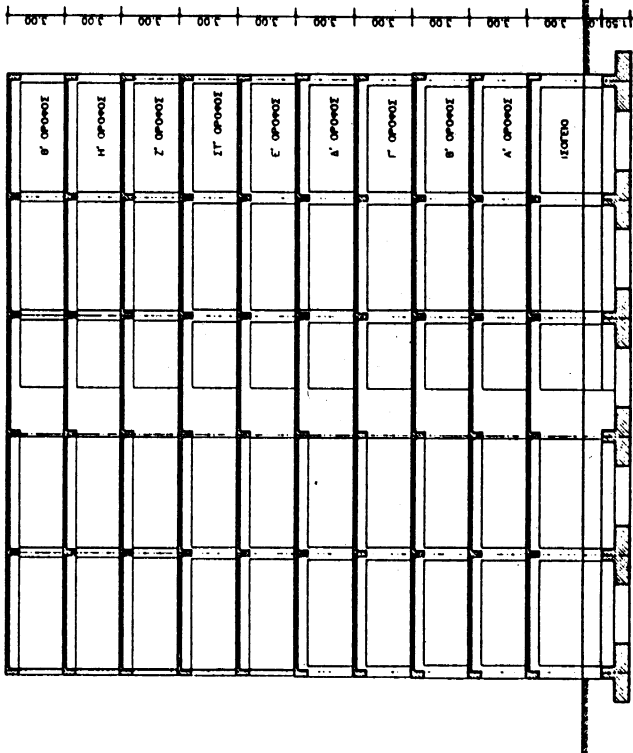
04

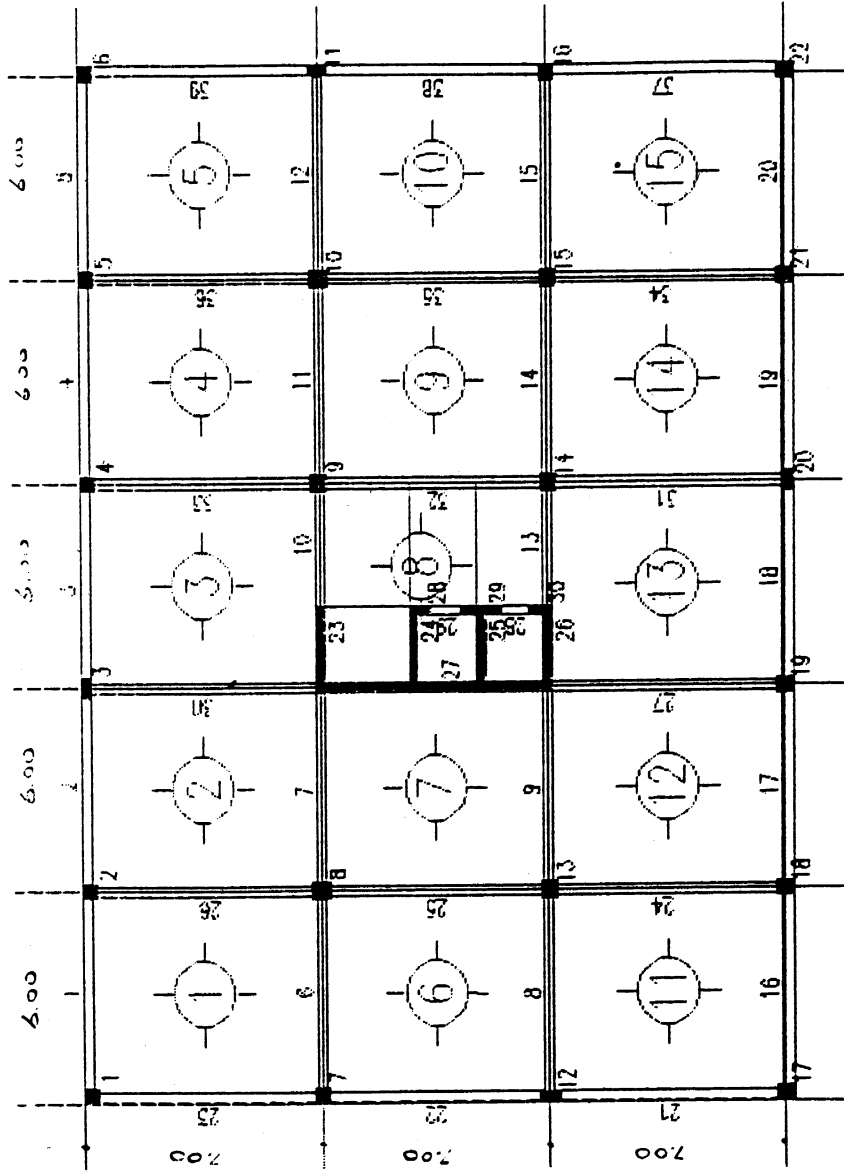
ΔΕΚΑΘΡΟΝΟ
ΚΤΙΡΙΟ Α'
ΤΟΜΕΙΣ
1/4, 1/200

ΤΟΜΗ Β-Β

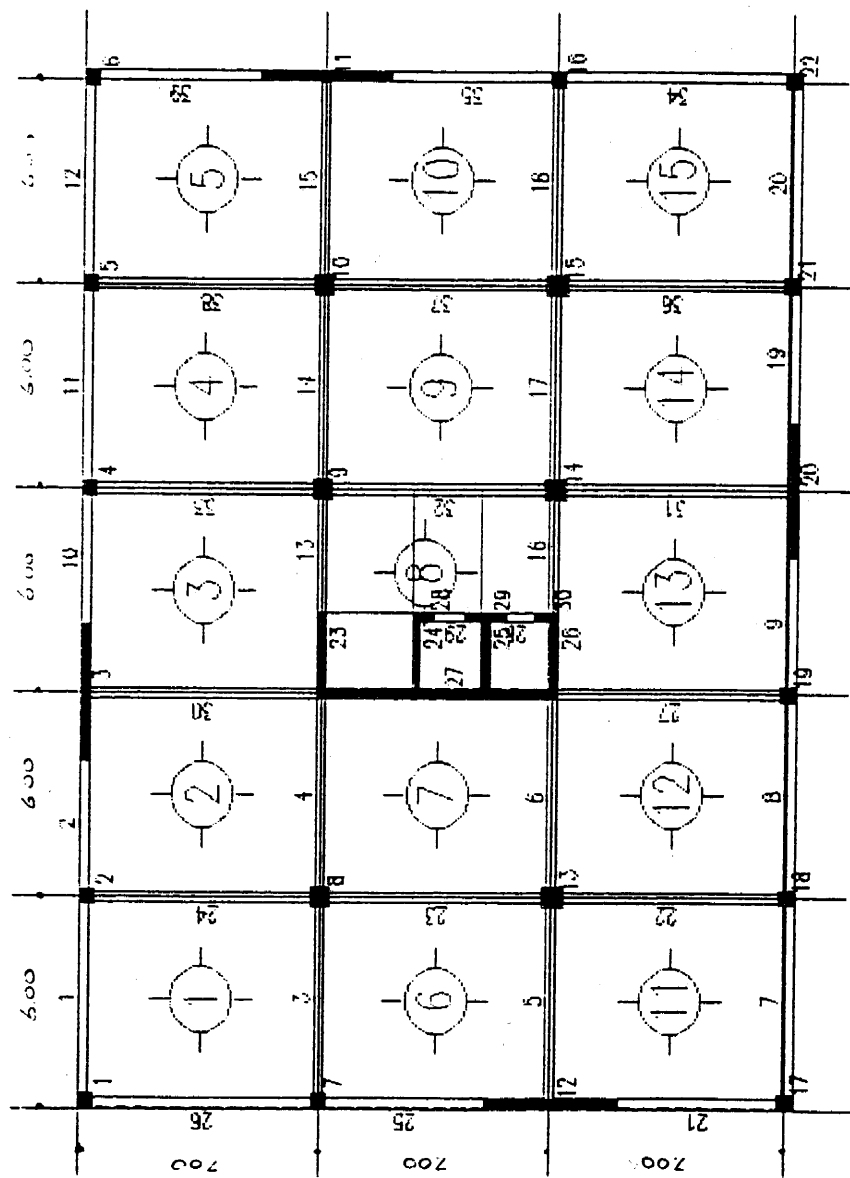


ΤΟΜΗ Α-Α



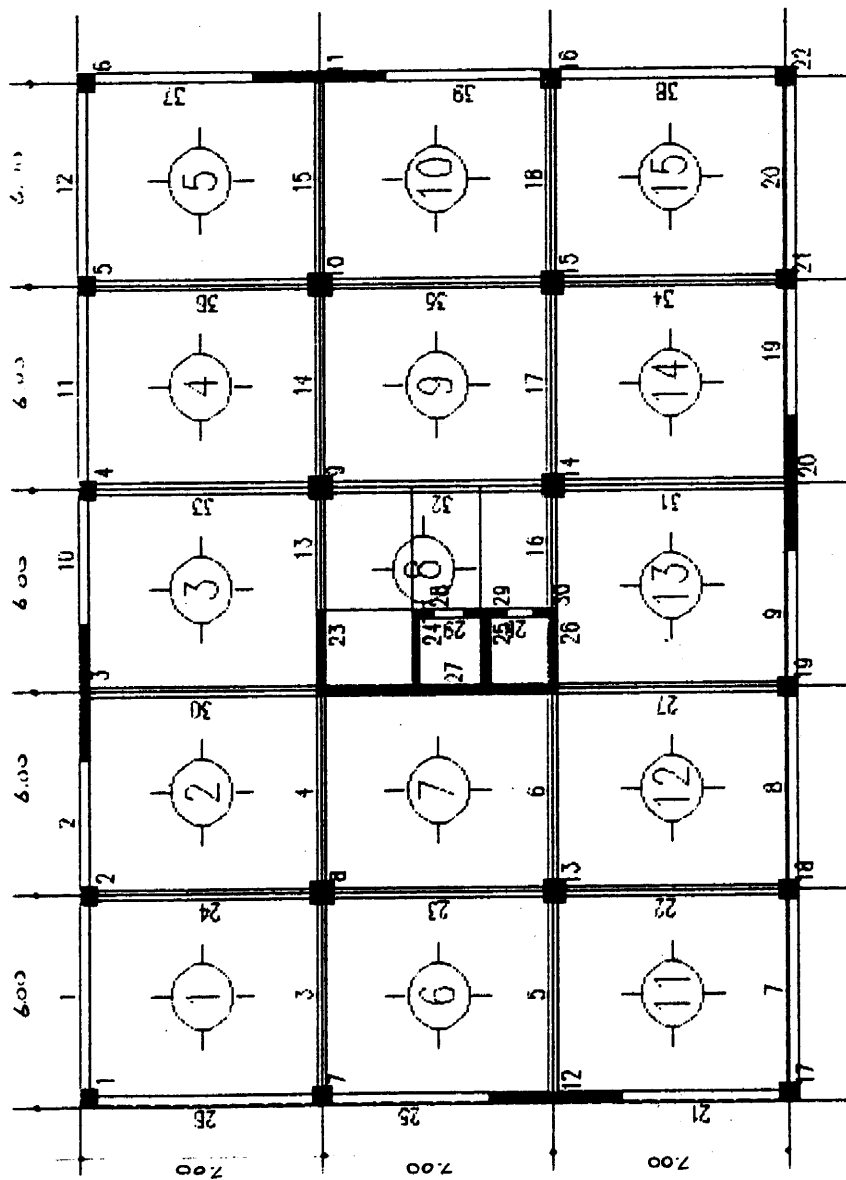


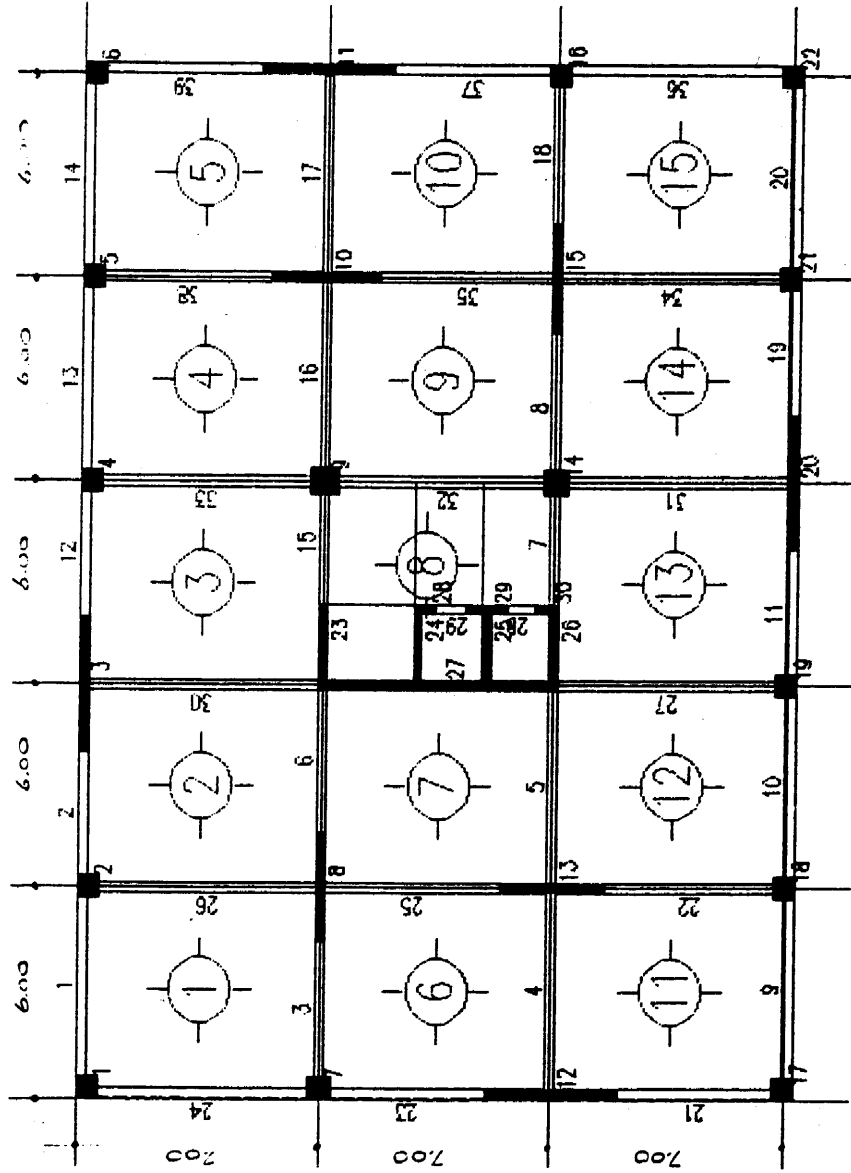
ΜΟΝΤΕΛΟ ΟΡΟΦΗΣ Θ, Η, Ζ ΟΡΟΦΩΝ
ΣΤΑΘΜΕΣ 1,2,3



ΜΟΝΤΕΛΟ ΟΡΟΦΗΣ ΣΤ. Ε, ΟΡΟΦΩΝ
ΣΤΑΘΜΕΣ 4,5

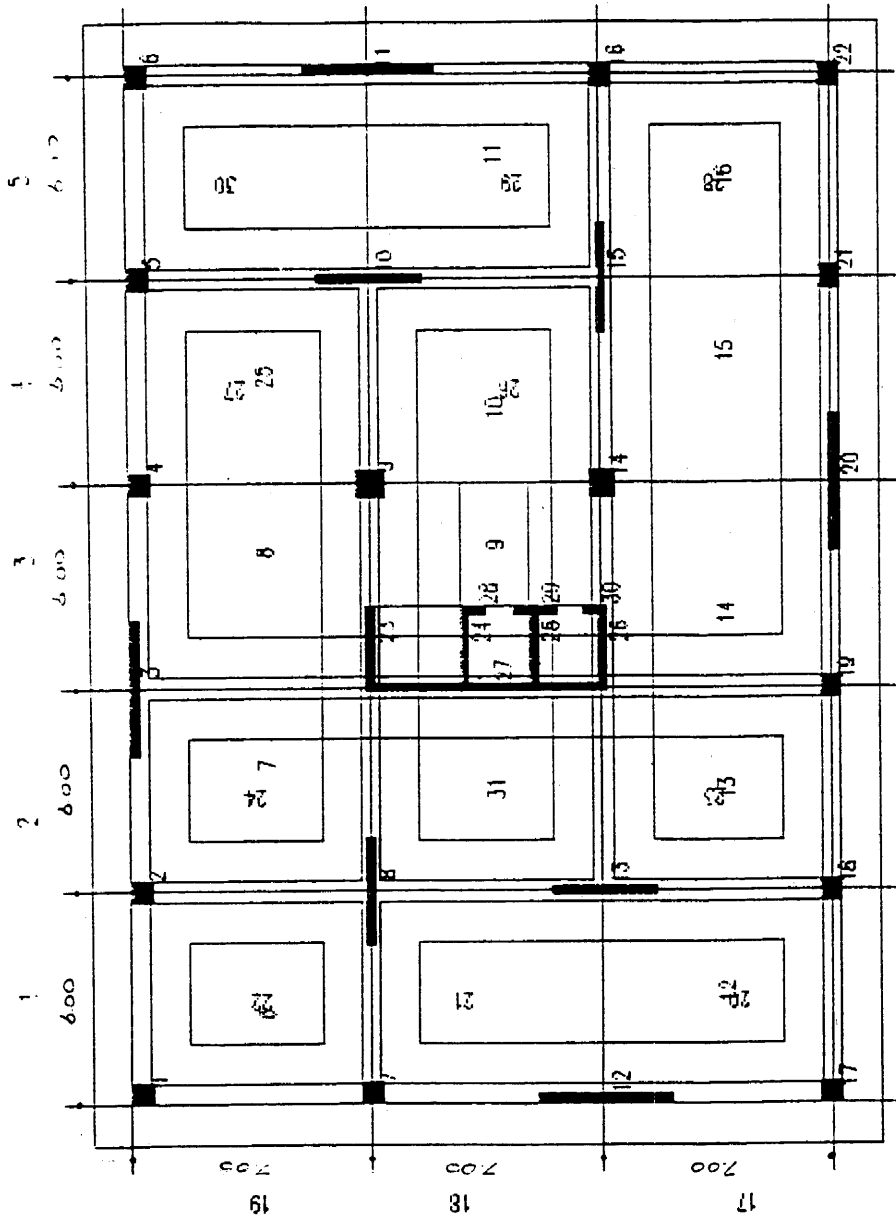
ΜΟΝΤΕΛΟ ΟΡΟΦΗΣ Δ, Γ, ΟΡΟΦΩΝ
ΣΤΑΘΜΕΣ 6,7





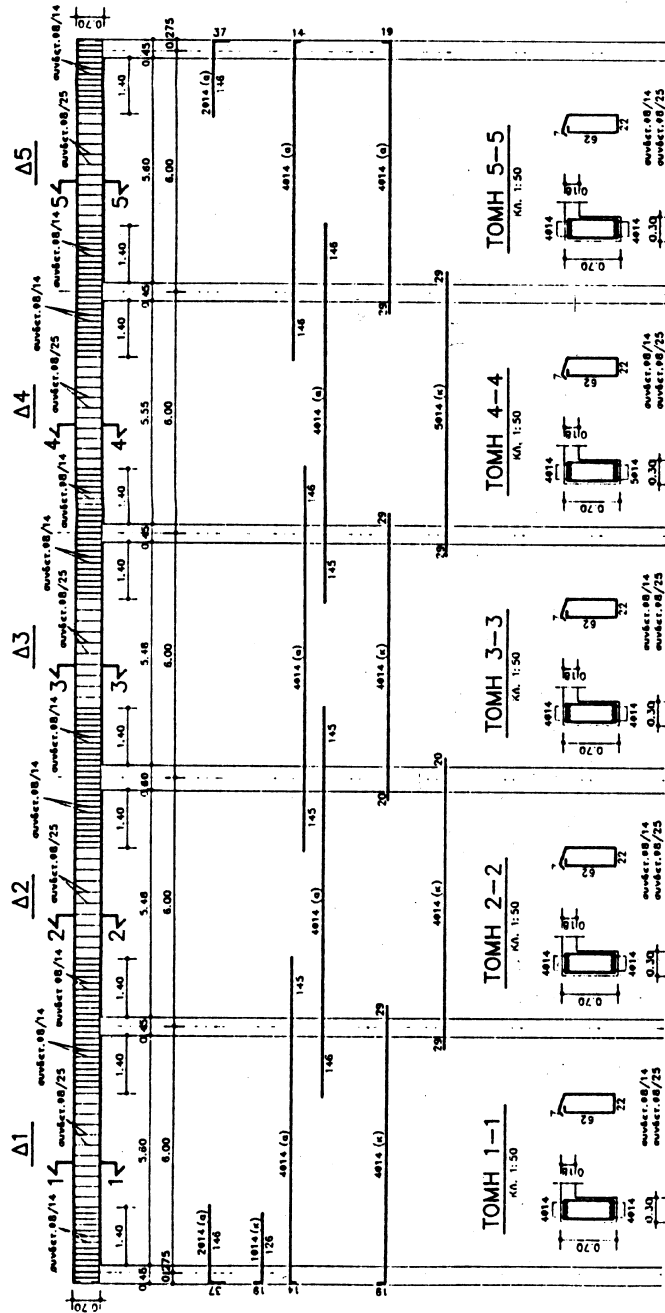
ΜΟΝΤΕΛΟ ΟΡΟΦΗΣ Β, Α, ΙΣΟΓΕΙΟΥ
ΣΤΑΘΜΕΣ 8,9,10

ΜΟΝΤΕΛΟ ΓΕΜΕΛΙΩΣΗΣ
ΣΤΑΘΜΗ 11



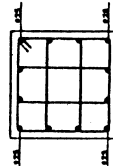
ΑΝΑΠΤΥΓΜΑΤΑ ΔΟΚΩΝ Δ1-Δ2-Δ3-Δ4-Δ5 Ζ' ΟΡΟΦΟΥ

ΚΑΛ. 1:100



ΙΣΟΓΕΙΟ
ΚΑΛ. 1:25

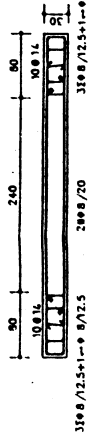
K1
453445
48 25+4620



ΣΥΝΕΠΙΤΡΕΪ
310 8 / 2.5
(310 8 / 2.5 με λεπτό=0.65)

Β' ΟΡΟΦΟΣ
ΚΑΛ. 1:50

T16 400x30



310 8 / 2.5+1-9 / 2.5 2000 / 20 310 8 / 2.5+1-9 / 2.5

ΚΤΙΡΙΟ Α'
ΔΕΚΑΟΡΟΦΟ
ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΣ
ΟΠΛΙΣΗΣ

1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ Β

Πρόκειται για δεκαόροφο κτίριο διαστάσεων 30.0 X 21.0 m .Κατά τη διεύθυνση - x υπάρχουν υποστυλώματα σε κάρναβο 6.0 m και κατά τη διεύθυνση - z σε κάρναβο 7.0 m . Στο κέντρο περίπου της κάτοψης διαμορφώνεται ο πυρήνας των κλιμακοστασίου και των ανελκυστήρων . Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων διατηρούνται σταθερές ανά τρεις ορόφους από το ισόγειο μέχρι το 2ο όροφο , από το 3ο όροφο μέχρι και τον 5ο όροφο , από τον 6ο έως τον 7ο και από τον 8ο έως τον 9ο όροφο .

Οι διατομές των υποστυλωμάτων είναι :

	<u>Εσωτερικά</u>	<u>Περιμετρικά</u>
ΙΣΟΓΕΙΟ	}	
Α' ΟΡΟΦΟΣ	} 90 x 90	70 x 70
Β' ΟΡΟΦΟΣ	}	
Γ' ΟΡΟΦΟΣ	}	
Δ' ΟΡΟΦΟΣ	} 80 x 80	60 x 60
Ε' ΟΡΟΦΟΣ	}	
ΣΤ' ΟΡΟΦΟΣ	} 70 x 70	50 x 50
Ζ' ΟΡΟΦΟΣ	}	
Η' ΟΡΟΦΟΣ	} 60 x 60	40 x 40
Θ' ΟΡΟΦΟΣ	}	

Τα τοιχώματα του κλιμακοστασίου και ανελκυστήρων παραμένουν σταθερά καθ'όλο το ύψος του κτιρίου .

2. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

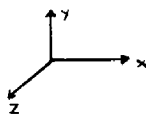
Για το δεκαόροφο εύκαμπτο κτίριο έγιναν οι παρακάτω παραδοχές :

- α. Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (παρ. 2.2.2.2. , Πιν. 2.1. , Πιν. 2.2.) *
- β. Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου $\Sigma 2$ (παρ. 2.2.2.3. , Πιν. 2.3.)
- γ. Κατηγορία εδάφους B (παρ. 2.2.2.4. , Πιν. 2.4.)
- δ. Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς $q = 3.5$ (παρ. 2.2.2.5. , Πιν. 2.7.)
- ε. Κατηγορία εδάφους B (παρ. 2.2.2.6. , Πιν. 2.5.)
- στ. Συντελεστής θεμελίωσης $\theta = 1.00$ (παρ. 2.2.2.7.)
- ζ. Ποιότητα υλικών C20 , S400

3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

3.1. Γραμμικά μέλη

Το πρόγραμμα στατικής και αντισεισμικής ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε είναι το "SPACE" της εταιρείας "COMET A.E." . Το απόλυτο σύστημα συντεταγμένων που χρησιμοποιήθηκε είναι δεξιόστροφο καρτεσιανό με την κάτωθι μορφή :



Τα οριζόντια και κατακόρυφα μέλη του φορέα προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία που στα άκρα τους περιλαμβάνουν σαν άκαμπτα τμήματα (right - offsets) τα τμήματα μεταξύ του πραγματικού κόμβου (κόμβος κέντρου βάρους υποστυλώματος) από το ελαστικό κόμβο (παρειά) . Ο πυρήνας του κλιμακοστασίου και ανελκυστήρων έχει προσομοιωθεί με κατακόρυφα γραμμικά μέλη που αντιστοιχούν στα επί μέρους τμήματά του . Μεταξύ τους τα μέλη αυτά συνδέονται με οριζόντια μέλη μεγάλης ακαμψίας .

B - 2

3.2. Ελευθερία κινήσεως (παρ. 3.2.1.)

Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών εξασφαλίζεται μέσω του κόμβου στο κέντρο βάρους της κάτοψης κάθε πλάκας με ελευθερία κίνησης κατά x και z και στροφής κατά y .

Οι υπόλοιποι κόμβοι κάθε ορόφου εξαρτώνται από τον κόμβο διαφράγματος και έχουν ελευθερία κίνησης κατά y και στροφής και x και z .

Η στήριξη του φορέα στο έδαφος θεωρείται στερεά με πακτωμένους τους κόμβους της στάθμης θεμελίωσης .

3.3. Προσομοίωση μαζών

Οι τιμές των μαζών προκύπτουν από τον συνδυασμό των κατακορύφων φορτίων $G_k + \Psi_2 \times Q_k$ (παρ. 3.2.2.3.) με $\Psi_2 = 0.3$

Κάθε ένα από τα μέλη θεωρείται αμφίπακτο και υπολογίζονται οι δυνάμεις πάκτωσης για την πιο πάνω φόρτιση . Αυτές μετατρέπονται σε μάζα (διαιρούνται με το g) και τοποθετούνται σαν συγκεντρωμένες σε κάθε ένα κόμβο του μοντέλου.

3.4. Προσομοίωση Δυσκαμψίας Φερόντων στοιχείων

Το υλικό του δομικού συστήματος είναι οπλισμένο σκυρόδεμα και γι' αυτό οι δυσκαμψίες των στοιχείων υπολογίζονται με παραδοχή σταδίου II (παρ. 3.2.3.2.). Γι' αυτό για τα υποστυλώματα η δυσκαμψία λαμβάνεται ίση με τη δυσκαμψία γεωμετρικής διατομής (σταδίου I) για τα τοιχώματα ίση με τα $2/3$ της παραπάνω τιμής και για τα οριζόντια στοιχεία ίση με το $1/2$.

Η στρεπτική δυσκαμψία όλων των στοιχείων λαμβάνεται ίση προς το $1/10$ της αντίστοιχης τιμής του σταδίου I .

4. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΦΟΡΕΑ

4.1. Φορτίσεις

Η φόρτιση 1 αναφέρεται στα μόνιμα κατακόρυφα φορτία και η φόρτιση 2 στα κινητά κατακόρυφα φορτία . Τα κατακόρυφα φορτία των πλακών κατανέμονται στα οριζόντια και κατακόρυφα μέλη σύμφωνα με τη κατανομή της επιφάνειας κάθε πλάκας σε τρίγωνα και τραπέζια .

Οι φορτίσεις 3 και 4 είναι η οριζόντια σεισμική δύναμη στη διεύθυνση του θετικού x και z άξονα αντίστοιχα του απόλυτου συστήματος συντεταγμένων .

Οι φορτίσεις 5 και 6 είναι στρεπτική επιρροή των σεισμικών φορτίων στις διευθύνσεις x και z αντίστοιχα .

4.2. Καθορισμός Σεισμικών Κινήσεων σχεδιασμού

Οι οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής κίνησης καθορίζονται με φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού του οποίου οι τεταγμένες $R_d(T)$ για κάθε ιδιοπερίοδο T σε sec υπολογίζονται από τη σχέση :

$$R_d(T) = A \frac{\gamma_I \beta_d(T)}{q} \eta \theta \quad (\text{παρ. 2.2.2.1.})$$

όπου A είναι η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

$$A = a \cdot g$$

Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II $a = 0.16$ (Πιν. 2.2.)

γ_I είναι συντελεστής σπουδαιότητας του δομήματος

Για σπουδαιότητα Σ2 , $\gamma_I = 1.00$ (Πιν. 2.3.)

$\beta_d(T)$ είναι το τροποποιημένο ελαστικό φάσμα των σεισμικών κινήσεων σχεδιασμού ανηγμένο στη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης (παρ. 2.2.2.4.)

$$\left. \begin{aligned} \eta &= 5/j \\ j &= 5 \text{ (Πιν. 2.6.)} \end{aligned} \right\} \eta = 1.00 > 0.70$$

q είναι ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς

$$q = 3.5 \text{ (Πιν. 2.7.)}$$

θ είναι ο συντελεστής θεμελίωσης

$$\theta = 1.00 \text{ (παρ. 2.2.2.7.)}$$

Η εύρεση των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης T_x και T_z του δομήματος υπολογίζονται με το τύπο του Rayleigh (παρ. 3.5.) .

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i y_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i y_i}} \quad , \quad i = 1, 2, \dots, N$$

όπου y_i οι μετατοπίσεις των συγκεντρωμένων μαζών m_i λόγω οριζοντίων δυνάμεων που προκύπτουν από τριγωνική κατανομή για σεισμικό συντελεστή $\varepsilon=1$ (φόρτιση 3) .

Οι συγκεντρωμένες μάζες με τις οποίες εφοδιάζεται κάθε κόμβος του φορέα προκύπτουν από την επίλυση κάθε μέλους σαν αμφίπακτο για τη φόρτιση $G+0.3Q$ όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω στην παράγραφο 3.3.

Για την αντιμετώπιση των στρεπτικών επιπλοήσεων του κτιρίου η σεισμική δράση σε κάθε όροφο πρέπει να λαμβάνεται μετατοπισμένη διαδοχικά εκατέρωθεν του κέντρου βάρους κάθετα ανά διεύθυνση της σεισμικής δράσης σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα e_n του ορόφου i ίση προς $0.05 L$ όπου L το πλάτος του ορόφου κάθετα στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης (παρ. 3.2.4.1.,2).

Βάσει της παρ. 3.2.4.3. η τυχηματική εκκεντρότητα αποτιμάται μέσω πρόσθετης στατικής φόρτισης από ομόσημα στρεπτικά ζεύγη σε κάθε όροφο ίσο προς $+ e_n F_i$ όπου F_i το σεισμικό φορτίο του ορόφου F_i .

Έτσι για κάθε κόμβο του φορέα υπάρχουν οι δύο συγκεντρωμένες οριζόντιες δυνάμεις F_x και F_z από την τριγωνική κατανομή (για $\varepsilon=1$) (φορτίσεις 3 , 4) και οι δύο συγκεντρωμένες ροπές M_y από την τυχηματική εκκεντρότητα (φορτίσεις 5 ,6) .

Οι ιδιοπερίοδοι T_x και T_z που προκύπτουν από το τύπο του Rayleigh είναι :

$$T_x = 1.0$$

$$T_z = 0.848$$

Εφόσον οι ιδιοπερίοδοι T_x και T_z είναι μικρότεροι της μονάδας δεν εφαρμόζεται πρόσθετη δύναμη $V_H = 0.07 T V_0$ στην κορυφή του κτιρίου (παρ. 3.4.2.2.) .

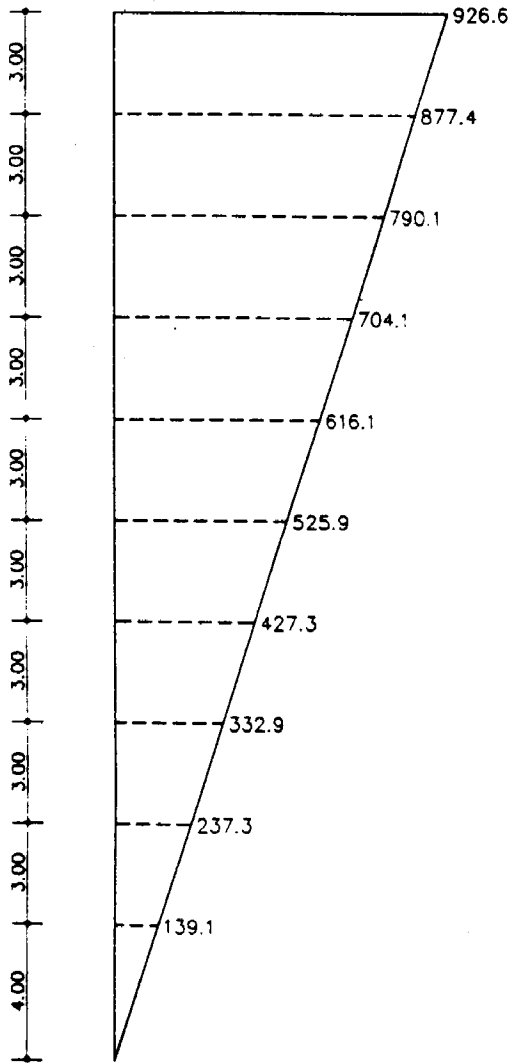
Από το τροποποιημένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (σχ. 2.2.) και την περίοδο T προκύπτουν οι πραγματικοί σεισμικοί συντελεστές του φορέα

$$\varepsilon_x = 0,081$$

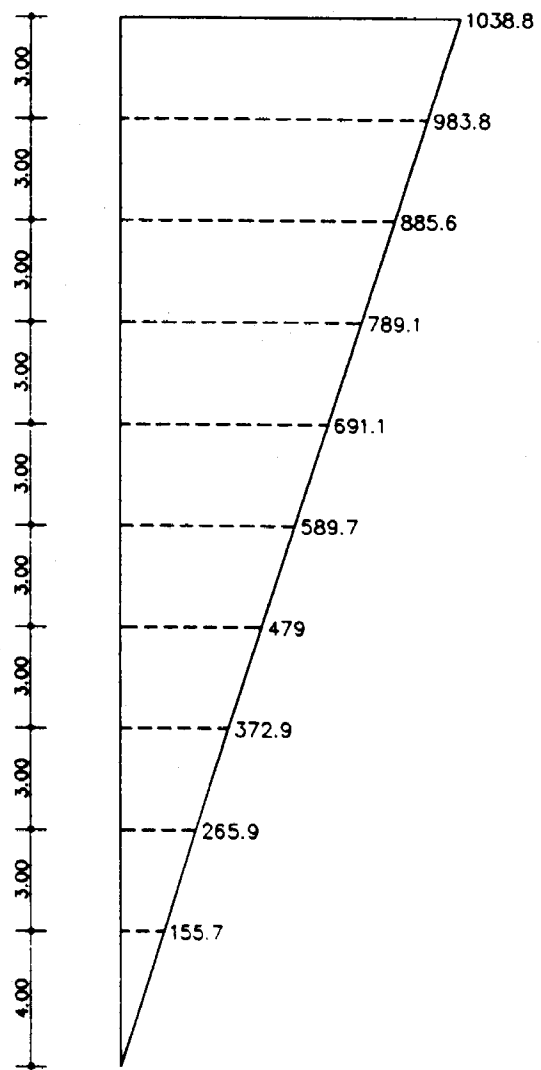
$$\varepsilon_z = 0,091$$

Η καθ' ύψος κατανομή της σεισμικής δύναμης φαίνεται πιο κάτω :

ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ



Σεισμός κατά X



Σεισμός κατά Z

4.3. Έλεγχοι

4.3.1. Έλεγχος κανονικότητας κτιρίου

Με την εύρεση των σεισμικών συντελεστών του φορέα δημιουργούνται οι πραγματικές φορτίσεις σεισμού E_x , E_z (3 , 4) και φορτίσεις τυχηματικής εκκεντρότητας (5 , 6) πολλαπλασιάζοντας τα αρχικά φορτία σεισμού και τυχηματικής εκκεντρότητας (που βρέθηκαν για $\varepsilon = 1$) με τα πραγματικά $\varepsilon_x, \varepsilon_z$. Από την επαλληλία , σεισμικών και στροφικών διεγέρσεων (φορτίσεις 3 , 5 και 4, 6) προκύπτουν οι συντελεστές ξ_{ix} και ξ_{iz} για κάθε όροφο όπως ορίζεται στην παρ. 3.2.4.4. του ΝΕΑΚ .

$$\xi_i = (\Delta_{\max} / 1.2 \Delta_m)$$

όπου Δ_{\max} : η μέγιστη σχετική μετακίνηση της οροφής ως προς το δάπεδο του ορόφου i

$$\Delta_m = \frac{\Delta_{\max} + \Delta_{\min}}{2} \quad \text{η μέση σχετική μετακίνηση του ορόφου } i .$$

Δ_{\min} : η αντίστοιχη ελάχιστη σχετική μετακίνηση του ιδίου ορόφου στην ίδια διεύθυνση

Τα αποτελέσματα των ελέγχων ξ για κάθε όροφο και διεύθυνση φαίνονται πιο κάτω :

0	Δx	min/max = .00000	.00000	Δz	min/max = .00000	.00000	$\xi_x = .000$	$\xi_z = .000$
1	Δx	min/max = 3.35391	4.17441	Δz	min/max = 2.15604	2.60262	$\xi_x = .854$	$\xi_z = .831$
2	Δx	min/max = 7.55026	9.35963	Δz	min/max = 4.81951	5.94257	$\xi_x = .851$	$\xi_z = .847$
3	Δx	min/max = 12.24371	15.12057	Δz	min/max = 7.94395	9.74569	$\xi_x = .848$	$\xi_z = .843$
4	Δx	min/max = 17.28644	21.31865	Δz	min/max = 11.39518	13.91203	$\xi_x = .847$	$\xi_z = .839$
5	Δx	min/max = 22.25154	27.35329	Δz	min/max = 14.99920	18.06564	$\xi_x = .845$	$\xi_z = .829$
6	Δx	min/max = 26.92155	32.99499	Δz	min/max = 18.61622	22.05324	$\xi_x = .842$	$\xi_z = .817$
7	Δx	min/max = 31.35318	38.43009	Δz	min/max = 22.17787	25.99109	$\xi_x = .842$	$\xi_z = .809$
8	Δx	min/max = 35.24691	43.14298	Δz	min/max = 25.58787	29.50688	$\xi_x = .841$	$\xi_z = .797$
9	Δx	min/max = 38.68878	47.37242	Δz	min/max = 28.80589	32.84339	$\xi_x = .842$	$\xi_z = .788$
10	Δx	min/max = 41.56201	50.74199	Δz	min/max = 31.87499	35.54759	$\xi_x = .839$	$\xi_z = .772$

B - 9

Κατά την παρ. 3.2.4.4. του κανονισμού εφόσον $\xi_i < 1.0$ οι όροφοι δεν θεωρούνται εύστρεπτοι .

Για την ανάλυση εφαρμόζεται η Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος γιατί ικανοποιούνται οι συνθήκες του ΝΕΑΚ :

α. το κτίριο είναι κανονικό μέχρι 10 ορόφους (παρ. 3.4.1.3.)

α.1. είναι κανονικό γιατί δεν έχει κανένα εύστρεπτο όροφο ($\xi_i < 1.0$)
(παρ.3.4.1.4.α.)

β. η αύξηση ή μείωση $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i$ της δυσκαμψίας ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές $0.35 K_i$ και $0.50 K_{i+1}$ αντίστοιχα (παρ. 3.4.1.4.β.) .

$K_i = \frac{V_i}{\Delta_i}$, όπου V_i η συνολική τέμνουσα του ορόφου
 Δ_i η σχετική μετακίνηση κέντρου μάζας

Διεύθυνση x	$\Delta K_i = K_{i+1} - K_i < 0.5 K_i$		
		ΔK_i	$0.5 K_i$
$K_{10} = \frac{926.6}{8.832}$	= 104.9		
		- 61.2	83.05
$K_9 = \frac{1804.0}{10.861}$	= 166.1		
		- 46.8	106.45
$K_8 = \frac{2594.1}{12.184}$	= 212.9		
		- 23.2	118.05
$K_7 = \frac{3298.2}{13.970}$	= 236.1		
		- 32.0	134.05
$K_6 = \frac{3914.3}{14.6}$	= 268.1		
		- 17.0	142.55
$K_5 = \frac{4440.2}{15.575}$	= 285.1		
		- 20.7	152.9
$K_4 = \frac{4867.5}{15.918}$	= 305.8		
		- 45.4	175.6
$K_3 = \frac{5200.4}{14.806}$	= 351.2		
		- 58.0	204.6
$K_2 = \frac{5437.7}{13.289}$	= 409.2		
		- 113.6	261.4
$K_1 = \frac{5576.8}{10.667}$	= 522.8		

Διεύθυνση z	$\Delta K_i = K_{i+1} - K_i < 0.5 K_i$		
		ΔK_i	$0.5 K_i$
$K_{10} = \frac{1038.8}{9.235}$	= 112.5		
		- 78.8	95.6
$K_9 = \frac{2022.6}{10.573}$	= 191.3		
		- 68.7	130.0
$K_8 = \frac{2908.2}{11.185}$	= 260.0		
		- 44.3	152.1
$K_7 = \frac{3697.3}{12.149}$	= 304.3		
		- 51.8	178.1
$K_6 = \frac{4388.4}{12.322}$	= 356.1		
		- 38.9	197.5
$K_5 = \frac{4978.1}{12.599}$	= 394.1		
		- 44.9	220.0
$K_4 = \frac{5457.2}{12.403}$	= 440.0		
		- 76.2	258.1
$K_3 = \frac{5830.0}{11.295}$	= 516.2		
		- 104.9	310.5
$K_2 = \frac{6095.9}{9.815}$	= 621.0		
		- 182.2	401.6
$K_1 = \frac{6251.6}{7.783}$	= 803.2		

γ. η αύξηση ή μείωση $\Delta m_i = m_{i+1} - m_i$ της μάζας m_i ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές $0.35m_i$ και $0.50m_i$ αντίστοιχα

$$\Delta m_i = m_{i+1} - m_i < 0.5 m_i$$

	Δm_i	$0.5m_i$
$m_{10} = 642.7$	- 35.1	321.45
$m_9 = 677.8$	- 5.5	338.9
$m_8 = 683.3$	- 8.7	341.6
$m_7 = 692$	- 9.2	346.0
$m_6 = 701.2$	- 9.4	350.6
$m_5 = 710.6$	0.0	355.3
$m_4 = 710.6$	- 8.9	355.3
$m_3 = 719.5$	- 12.3	359.7
$m_2 = 731.8$	- 14.2	365.9
$m_1 = 746$		

4.3.2. Επιρροές 2ας τάξεως (παρ. 4.1.2.4.)

Ο δείκτης ευαισθησίας πλευρικής παραμόρφωσης Θ είναι ίσος με :

$$\Theta = \frac{N_{ολ} \cdot \Delta}{V_{ολ} \cdot h}$$

όπου $N_{ολ}$, $V_{ολ}$ είναι αντίστοιχα οι συνολικές αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις των κατακορύφων στοιχείων για τον συνδυασμό 4.1. (παρ.4.1.2.1.)

h είναι το ύψος ορόφου

Δ είναι η υπολογιστική σχετική μετακίνηση των κέντρων μάζας των πλακών του ορόφου

$$\Delta = q \Delta_{ελ}$$

όπου q ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση

$$q=3.5$$

και $\Delta_{ελ}$ είναι η σχετική μετακίνηση του κέντρου μάζας των πλακών του ορόφου όπως προκύπτει για το συνδυασμό 4.1. (παρ. 4.1.2.1.)

Ο περιορισμός του Θ ελέγχεται ξεχωριστά για τις δύο ορθογώνιες διευθύνσεις x και z και φαίνεται πιο κάτω :

Αποτελέσματα Γενικών Ελέγχων
Έλεγχος Φαινομένων 2ας Τάξης Κατά -x-

Στάθ- μη	Ύψος (m)	Κατακόρυφο φορτίο (kN)	Δ (mm) G+3Q+E	Οριζόντια Δύναμη (kN)	Συντε- λεστής Θ	Επιτρε- πόμενη τιμή <0.10
1	4.00	68924.7	10.667	5576.8	.033	<0.10
2	3.00	61539.1	13.289	5437.7	.050	<0.10
3	3.00	54360.1	14.806	5200.4	.052	<0.10
4	3.00	47301.7	15.918	4867.5	.052	<0.10
5	3.00	40330.2	15.575	4440.2	.047	<0.10
6	3.00	33358.6	14.600	3914.3	.041	<0.10
7	3.00	26478.2	13.970	3298.2	.037	<0.10
8	3.00	19690.2	12.184	2594.1	.031	<0.10
9	3.00	12986.0	10.861	1804.0	.026	<0.10
10	3.00	6339.3	8.832	926.6	.020	<0.10

Έλεγχος Φαινομένων 2ας Τάξης Κατά -z-

Στάθ- μη	Ύψος (m)	Κατακόρυφο φορτίο (kN)	Δ (mm) G+3Q+E	Οριζόντια Δύναμη (kN)	Συντε- λεστής Θ	Επιτρε- πόμενη τιμή <0.10
1	4.00	68924.7	7.783	6251.6	.021	<0.10
2	3.00	61539.1	9.815	6095.9	.033	<0.10
3	3.00	54360.1	11.295	5830.0	.035	<0.10
4	3.00	47301.7	12.403	5457.1	.036	<0.10
5	3.00	40330.2	12.599	4978.1	.034	<0.10
6	3.00	33358.6	12.322	4388.4	.031	<0.10
7	3.00	26478.2	12.149	3697.3	.029	<0.10
8	3.00	19690.2	11.185	2908.2	.025	<0.10
9	3.00	12986.0	10.573	2022.6	.023	<0.10
10	3.00	6339.3	9.235	1038.8	.019	<0.10

4.3.3. Έλεγχος σχετικών μετατοπίσεων (παρ. 4.2.2.1.)

Γίνεται έλεγχος γωνιακής παραμόρφωσης λαμβανομένης υπόψιν της σχετικής στροφής των διαδοχικών πλακών περί τον κατακόρυφο άξονα ώστε να μην υπερβαίνει την τιμή 0,005 .

Τα αποτελέσματα αυτού του ελέγχου φαίνονται πιο κάτω :

Έλεγχος Σχετικών Μετατοπίσεων Κατά -x-

Στάθ- μη	Ύψος (m)	Μέγιστη Σχετ. Μετακ. Δ(mm)	Μέλος	h (m)	Δ/h	Επιτρεπόμενη Τιμή <.005
1	4.00	4.796	1001	4.00	.0012	επιτρέπεται
2	7.00	5.924	2001	3.00	.0020	επιτρέπεται
3	10.00	6.544	3001	3.00	.0022	επιτρέπεται
4	13.00	7.040	4095	3.00	.0023	επιτρέπεται
5	16.00	6.858	5095	3.00	.0023	επιτρέπεται
6	19.00	6.406	6095	3.00	.0021	επιτρέπεται
7	22.00	6.172	7162	3.00	.0021	επιτρέπεται
8	25.00	5.339	8178	3.00	.0018	επιτρέπεται
9	28.00	4.799	9164	3.00	.0016	επιτρέπεται
10	31.00	3.817	10180	3.00	.0013	επιτρέπεται

Έλεγχος Σχετικών Μετατοπίσεων Κατά -z-

Στάθ- μη	Ύψος (m)	Μέγιστη Σχετ. Μετακ. Δ(mm)	Μέλος	h (m)	Δ/h	Επιτρεπόμενη Τιμή <.005
1	4.00	5.876	1006	4.00	.0015	επιτρέπεται
2	7.00	7.289	2006	3.00	.0024	επιτρέπεται
3	10.00	8.028	3006	3.00	.0027	επιτρέπεται
4	13.00	8.723	4100	3.00	.0029	επιτρέπεται
5	16.00	8.470	5100	3.00	.0028	επιτρέπεται
6	19.00	7.943	6100	3.00	.0026	επιτρέπεται
7	22.00	7.928	7167	3.00	.0026	επιτρέπεται
8	25.00	6.810	8167	3.00	.0023	επιτρέπεται
9	28.00	6.480	9231	3.00	.0022	επιτρέπεται
10	31.00	4.681	10231	3.00	.0016	επιτρέπεται

4.3.4. Εξαιρέσεις από τον κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα (παρ. 4.1.4.2.)

- Για κτίρια με κατάλληλο διαμορφωμένο μικτό σύστημα

Σε κτίρια με φέροντα οργανισμό αποτελούμενο από πλαίσια και επαρκή οπλισμένα τοιχώματα σε κατάλληλη διάταξη , δεν είναι υποχρεωτική η εφαρμογή του κανόνα αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα .

α. Επαρκή θεωρούνται τα τοιχώματα όταν και στις δύο διευθύνσεις ο συντελεστής

η_v ικανοποιεί τη σχέση

$$\eta_v \geq 0.40$$

όπου η_v είναι λόγος της τέμνουσας των τοιχωμάτων στη βάση δια της συνολικής τέμνουσας στη βάση (παρ. 4.1.4.2.2.)

Συνολική τέμνουσα βάση $V_x = 5576.8$ KN

Συνολική τέμνουσα βάση $V_z = 6251.6$ KN

Τέμνουσα τοιχωμάτων ανά βάση $V_x = 2364.7$

Τέμνουσα τοιχωμάτων ανά βάση $V_z = 4030.8$

$$\eta_{vx} = \frac{2364.7}{5576.8} = 0.42 > 0.40$$

$$\eta_{vz} = \frac{4030.8}{6251.6} = 0.60 > 0.40$$

β. Η διάταξη των τοιχωμάτων πρέπει να είναι τέτοια που να δίνει ικανοποιητική δυστρεψία στο κτίριο .

Αυτό θεωρείται ότι επιτυγχάνεται όταν ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση :

$$\frac{I_w}{r_p} = \geq 0.40 \quad (\text{παρ. 4.1.4.2.3.})$$

$$\text{όπου } r_w = \sqrt{\frac{\sum r_i^2 D_i}{\sum D_i}}$$

είναι η πολική ακτίνα αδράνειας των σχετικών ακαμψιών των τοιχωμάτων ως προς το κέντρο βάρους τους και

r_p η πολική ακτίνα αδράνειας της κάτοψης του κτιρίου

D_i είναι οι σχετικές ακαμψίες των τοιχωμάτων που μπορούν να λαμβάνονται ίσες με τις αντίστοιχες κύριες ροπές αδράνειας κάθε τοιχώματος.

$$\left. \begin{aligned} r_p &= 0.29 \sqrt{a_x^2 + a_y^2} \\ a_x &= 30.70 \text{ m} \\ a_y &= 21.70 \text{ m} \end{aligned} \right\} \quad a_x, a_y : \text{ διαστάσεις κάτοψης}$$

$$r_p = 0.29 \sqrt{30.7^2 + 21.7^2} = 10.9 \text{ m}$$

Υπάρχουν 4 τοιχώματα διαστάσεων 225 X 25 cm και ένα διαστάσεων 25 X 725 cm .

$$r_{ix} = 0.289 \times b$$

$$r_{ix} = 0.289 \times 2.5 = 0.72$$

$$r_{iz} = 0.289 \times 7.25 = 2.09$$

$$\Sigma r_i^2 D_i = 4 \times 0.72^2 \times 0.237 + 2.09^2 \times 7.939 = 35.17$$

$$\Sigma D_i = 4 \times 0.237 + 7.939 = 8.687$$

$$r_w = \sqrt{\frac{35.17}{8.687}} = 2.01 \text{ m}$$

$$\text{πρέπει (i) } r_w > 0.116 \sqrt{a_x^2 + a_y^2} (=4.361)$$
$$2.01 < 4.36$$

$$\text{(ii) } \frac{r_w}{\Gamma_p} = \frac{2.01}{10.9} = 0.18 < 0.40$$

Συμπεραίνουμε ότι το κτίριο δεν εξαιρείται από τον κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα .

5. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

5.1. Δοκοί και Κόμβοι Δοκών - Υποστυλωμάτων

Οι αρνητικές καμπτικές ροπές στα άκρα δοκού αναφέρονται στην παρειά του υποστυλώματος και εφελκύνουν το άνω πέλιμα της δοκού ενώ θετικές καμπτικές ροπές στα άκρα της δοκού είναι οι μέγιστες θετικές μέσα στο κρίσιμο μήκος της δοκού .

Και οι δύο λαμβάνονται από την περιβάλλουσα των ροπών από τους συνδυασμούς των κατακορύφων φορτίων 1.35 x φόρτιση (1) + 1.50 x φόρτιση (2) και τους σεισμικούς συνδυασμούς φορτίσεων : φόρτιση (1) + Ψ2 x φόρτιση (2) + φόρτιση συνδυασμού (3) και φόρτιση (1) + Ψ2 x φόρτιση (2) + φόρτιση συνδυασμού (4) .

Οι θετικές ροπές ανοίγματος είναι οι μέγιστες θετικές μεταξύ των δύο κρίσιμων περιοχών της δοκού για τους πιο πάνω συνδυασμούς φορτίσεων .

5.2. Διαστασιολόγηση Υποστυλωμάτων

Η διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων υπό διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη παρουσιάζει ιδιαίτερη δυσκολία λόγω του μεγάλου αριθμού συνδυασμών $M_y - M_z - N$.

Η τιμή κάθε ενός από τα M_y , M_z και N προκύπτουν από τους 16 συνδυασμούς : $\pm | I.c.3. | \pm | I.c.5. | \pm 0.3 (| I.c.4. | \pm | I.c.6. |)$, όπου $I.c$ είναι ο αριθμός φόρτισης.

Αυτές πρέπει να συνδυαστούν μεταξύ τους και με την κατακόρυφη φόρτιση $G+\Psi_2Q$ οπότε προκύπτει ένας πολύ μεγάλος αριθμός συνδυασμών φορτίσεων.

Αντί για τα πιο πάνω, για κάθε εντατικό μέγεθος θεωρούνται αρκετές δύο τιμές που προκύπτουν από το συνδυασμό :

$\pm (| I.c.3. | \pm | I.c.5. | \pm 0.3 | I.c.4. | \pm 0.3 | I.c.6. |)$ για τη φόρτιση $I.c.3.$ και

$\pm (| I.c.4. | \pm | I.c.6. | \pm 0.3 | I.c.3. | \pm 0.3 | I.c.5. |)$ για τη φόρτιση $I.c.4.$

Έτσι για κάθε οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής δράσης δηλ. τη φόρτιση 3 και 4 ξεχωριστά λαμβάνονται υπόψη $2^3 = 8$ τριάδες M_y , M_z , N που πρέπει να συμβληθούν με εκείνες από το συνδυασμό των κατακορύφων φορτίων $G+\Psi_2Q$:

$\pm M_y$, $\pm M_z$, $\pm N$.

Στο τέλος της παρούσης έκθεσης (ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ) φαίνονται τα αποτελέσματα διαστασιολόγησης συγκεκριμένων δοκών και υποστυλωμάτων.

Έχουν επιλεγεί ένα γωνιακό, ένα μεσαίο και δύο ακραία υποστυλώματα και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα διαστασιολόγησής τους καθ' ύψος όπως και ο τρόπος όπλισής τους.

Έγινε επίσης διαστασιολόγηση των δοκών που στηρίζονται σε αυτά τα υποστυλώματα σε όλους τους ορόφους.

6. ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ

- Κάθε συνδυασμός δράσεων από σεισμό περιέχει και το 0.30 της εγκάρσιας διεύθυνσης, καθώς και ροπές λόγω εκκεντρότητας σεισμού, στη βάση κάθε υποστυλώματος θα υπάρχουν πάντα διαξονικές σεισμικές ροπές, M_{E_y} , M_{E_z} , οι οποίες βέβαια θα είναι η μία αρκετά μεγαλύτερη από την άλλη. Επίσης υπάρχει αξονική δύναμη λόγω σεισμού, N_E , η οποία θα προέρχεται κυρίως από τον σεισμό της μιάς διεύθυνσης και δευτερευόντως από το σεισμό της άλλης.

Έτσι , λοιπόν , για δεδομένο $N_E + NG + \Psi_2 Q$ θα μπορεί να υπολογίζεται στη διατομή βάσης του υποστυλώματος μια ροπή αντοχής MR_y και μία MR_z , παράλληλες στις ME_y , ME_z αντίστοιχα .

Επομένως ,για κάθε σεισμικό συνδυασμό θα υπάρχουν δύο τιμές a_{CD} της εξ.

5.2. :

$$a_{CDy} = 1.2 \frac{MR_y}{ME_y} \leq q$$

$$a_{CDz} = 1.2 \frac{MR_z}{ME_z} \leq q \quad (\text{παρ. 5.2.1.2.})$$

Κατά πάσα πιθανότητα ένα από τα δύο a_{CD} θα βγαίνει ίσο με q .

- Το ερώτημα είναι : Με τι a_{CD} θα πολλαπλασιάζονται τα ME_y , ME_z , N_E για να γίνει ο έλεγχος του πεδίου ?

1. Η μια λύση είναι με το μικρότερο από τα δύο a_{CD}

2. Άλλη εναλλακτική , να πολλαπλασιάζεται το ME_y με a_{CDy} και το ME_z με a_{CDz} . Αυτό είναι πολύ δυσμενές και δημιουργεί το ερώτημα με τι πολλαπλασιάζεται το N_E .

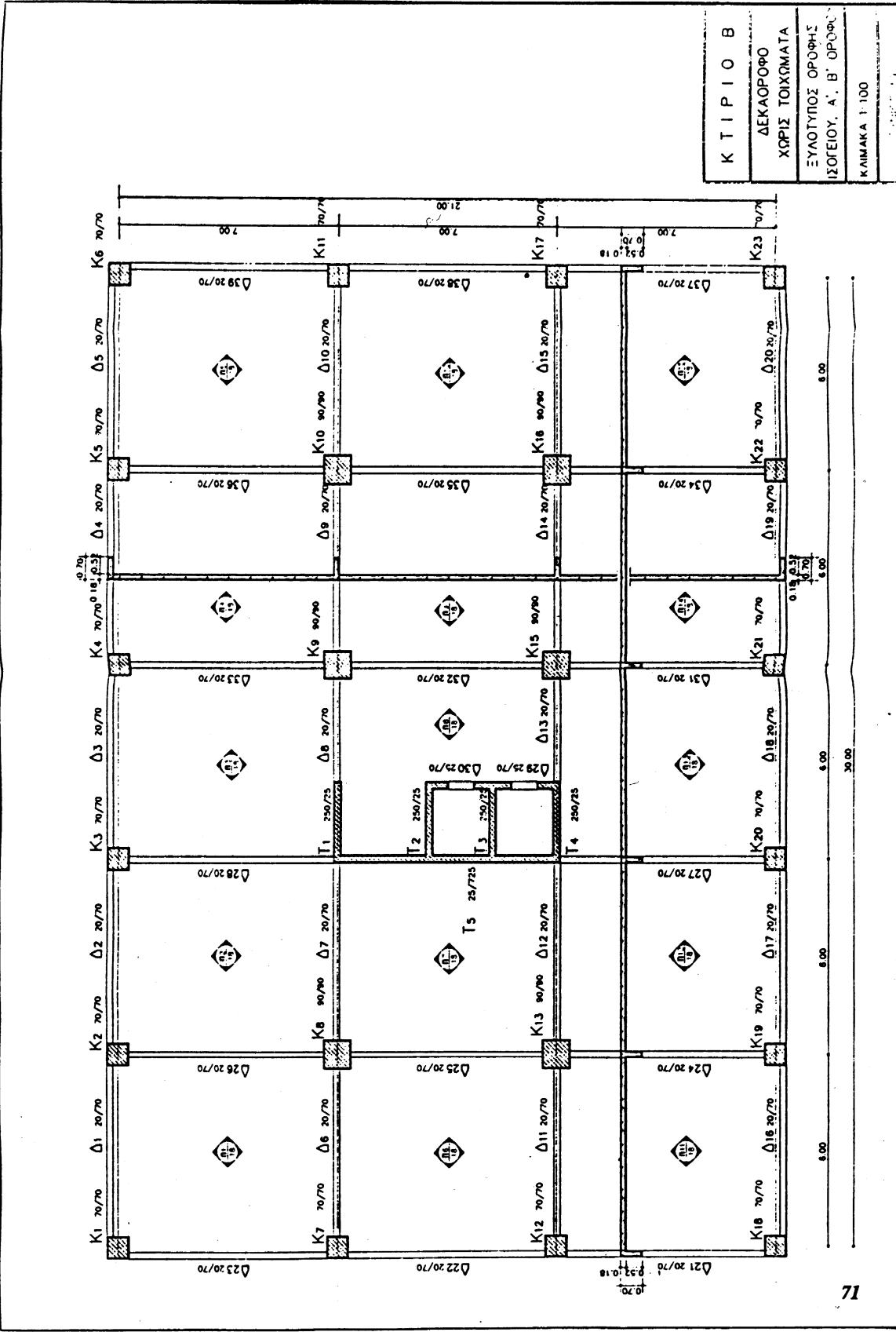
3. Το πιο ρεαλιστικό είναι να πολλαπλασιάζεται μόνο η μία ME με το αντίστοιχο a_{CD} , και με το ίδιο και η N_E , και η άλλη να παραμένει ως έχει και μετά αντίστροφα .

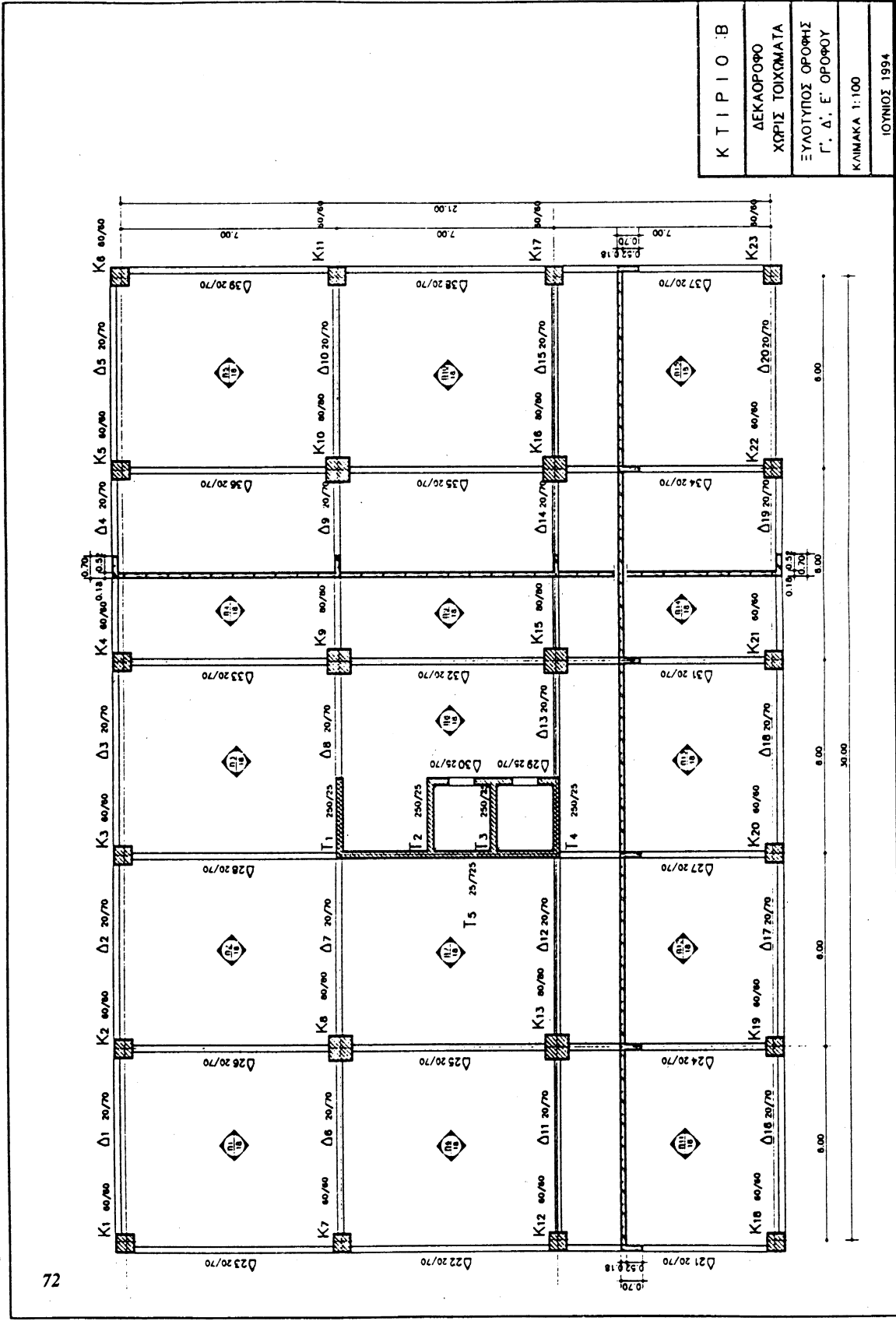
Αυτό είναι σύμφωνο και με την παρ. 6 του 4.1.4.1. .

Οι συντελεστές a_{CD} υπολογίζονται πιο κάτω :

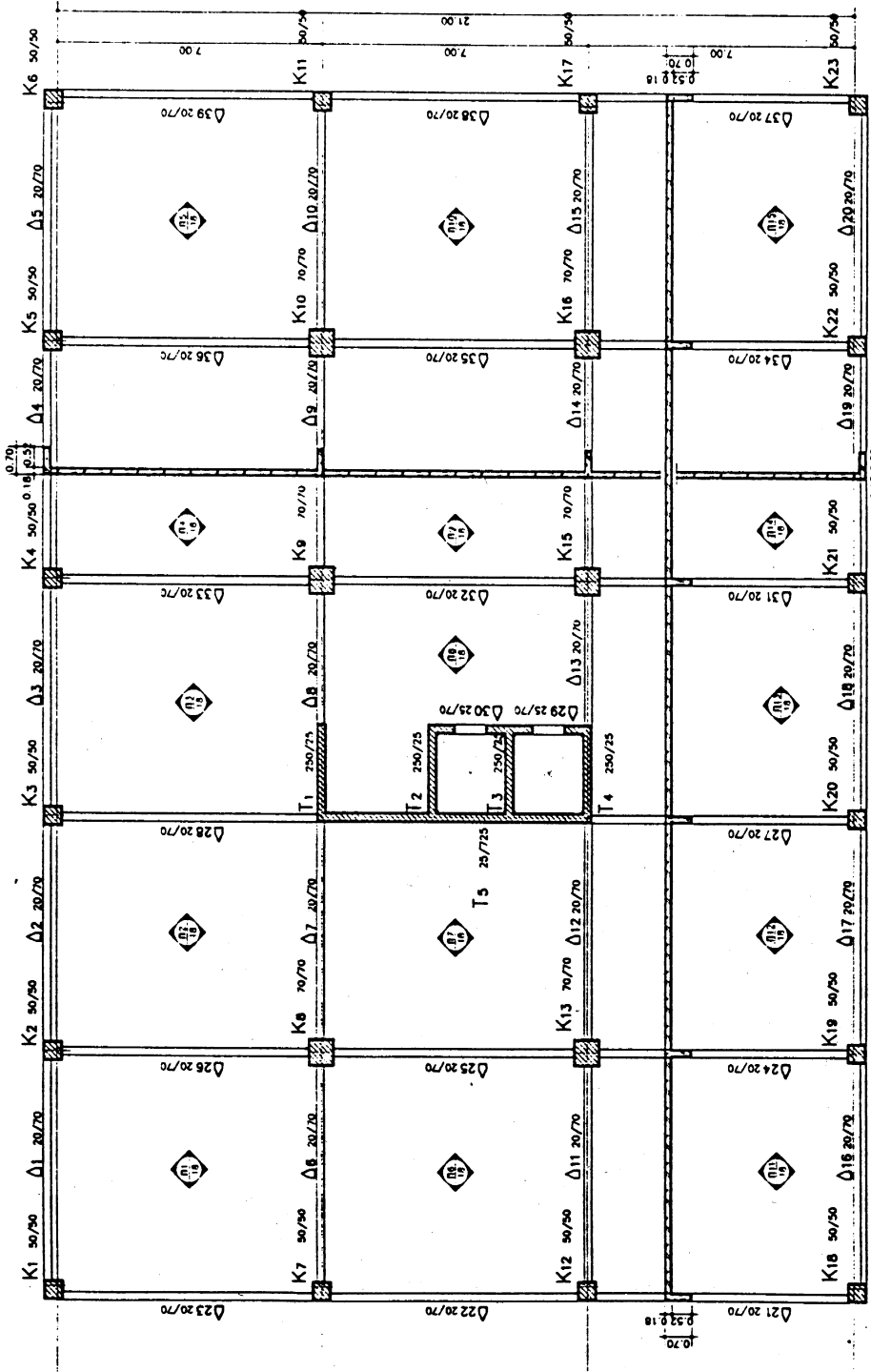
	<u>MR_y</u>	<u>ME_y</u>	<u>MR_z</u>	<u>ME_z</u>
K16	2211.9	822.0	2211.9	884.0
	$a_{CDy} = 1.2 \times \frac{2211.9}{822.0} = 3.22$		$a_{CDz} = 1.2 \times \frac{2211.9}{884.0} = 3.0$	
K17	833.2	380.1	833.2	338.1
	$a_{CDy} = 1.2 \times \frac{833.2}{380.1} = 2.63$		$a_{CDz} = 2.96$	
K22	1056.8	313.9	1056.8	358.4
	$a_{CDy} = 4.04$		$a_{CDz} = 3.54$	
K23	712.3	351.4	712.3	328.4
	$a_{CDy} = 2.43$		$a_{CDz} = 2.61$	

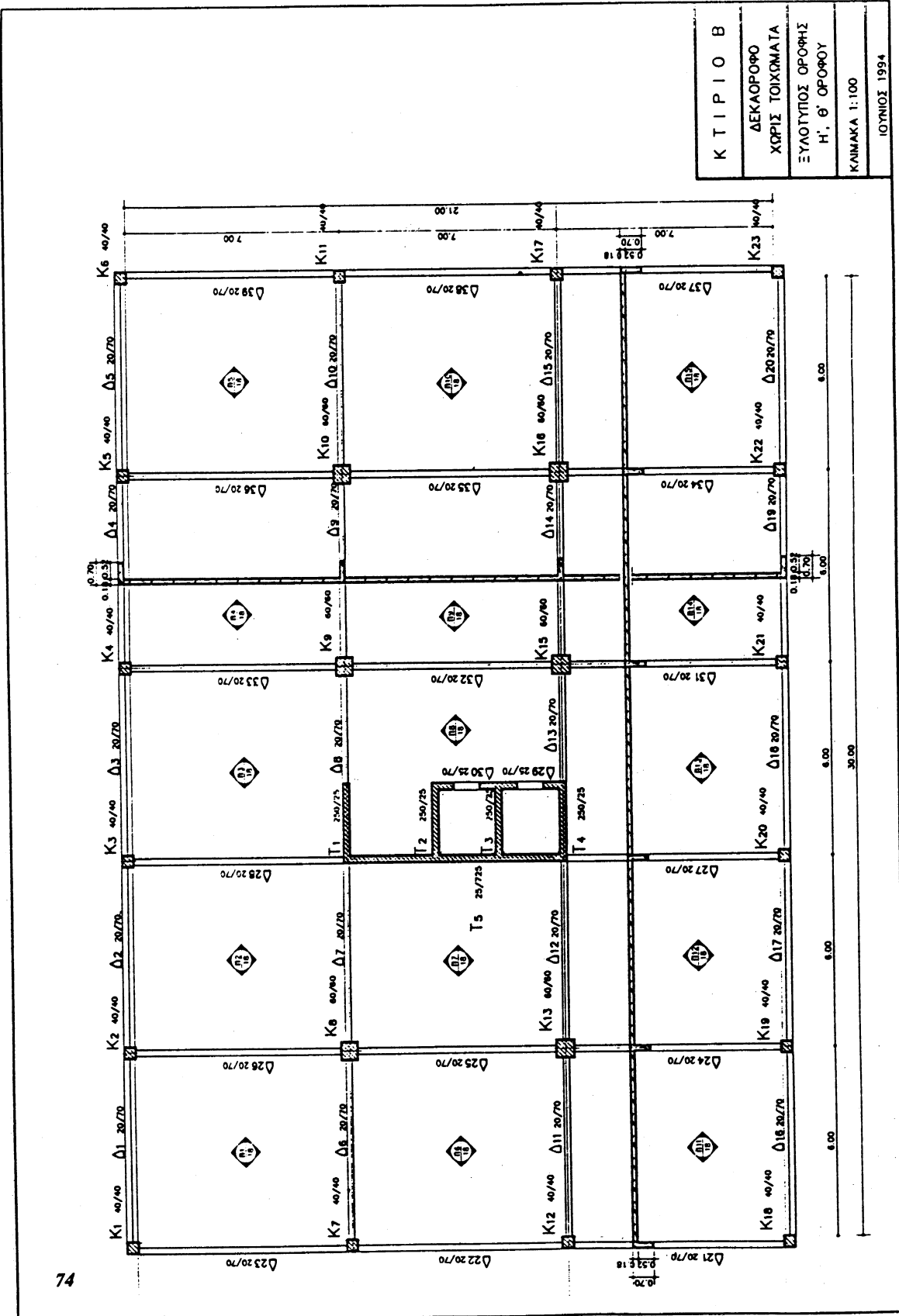
ΚΤΙΡΙΟ Β
 ΔΕΚΑΟΡΟΦΟ
 ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ
 ΞΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ
 ΙΣΟΓΕΙΟΥ. Α. Β' ΟΡΟΦΩΣ
 ΚΑΜΑΚΑ 1:100



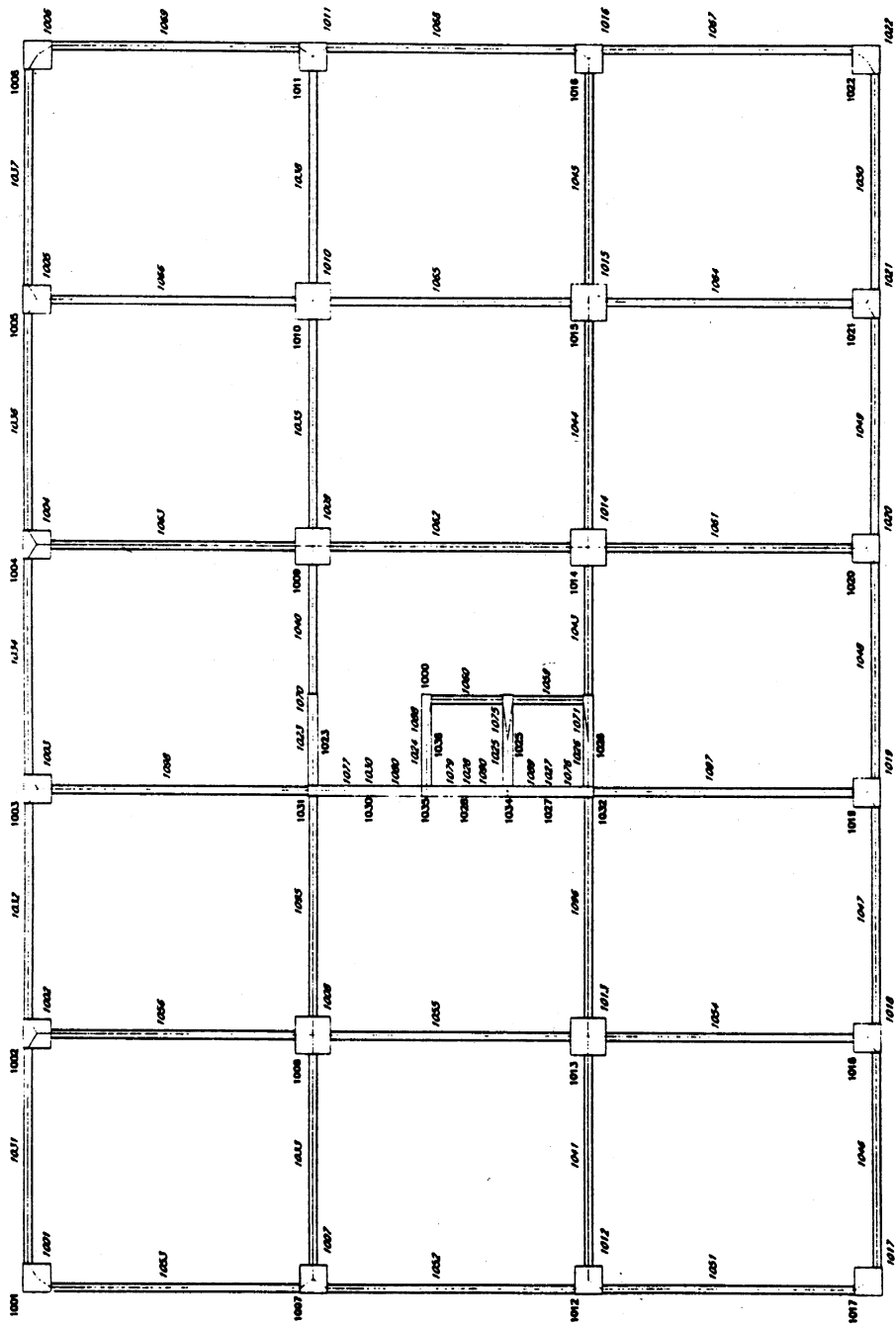


Κ Τ Ι Π Ι Ο Β
ΔΕΚΑΘΡΟΦΟ
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ
ΕΥΛΑΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ
ΣΤ. Ζ', ΟΡΟΦΟΥ
ΚΑΙΜΑΚΑ 1:100
ΙΟΥΝΙΟΣ 1994

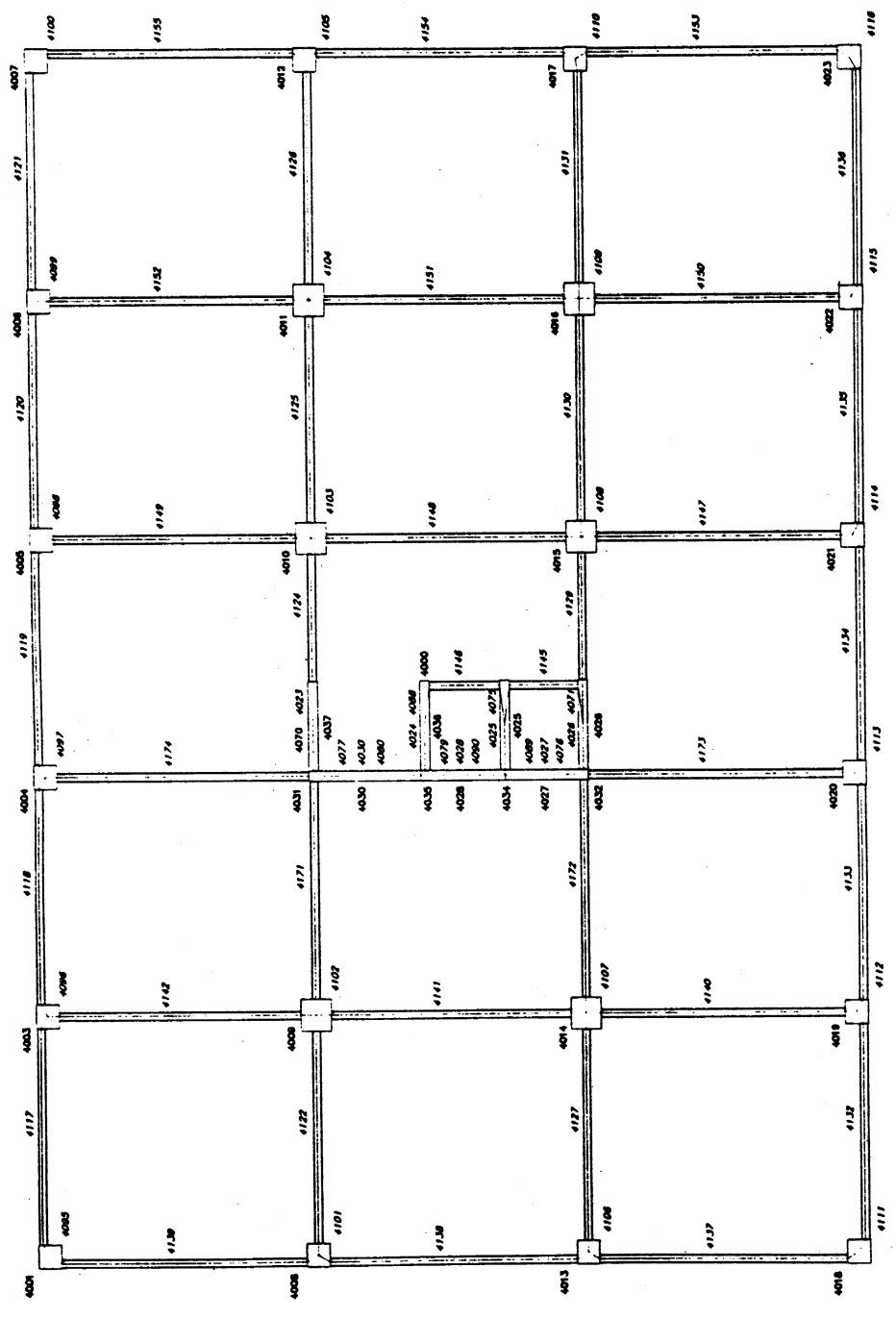




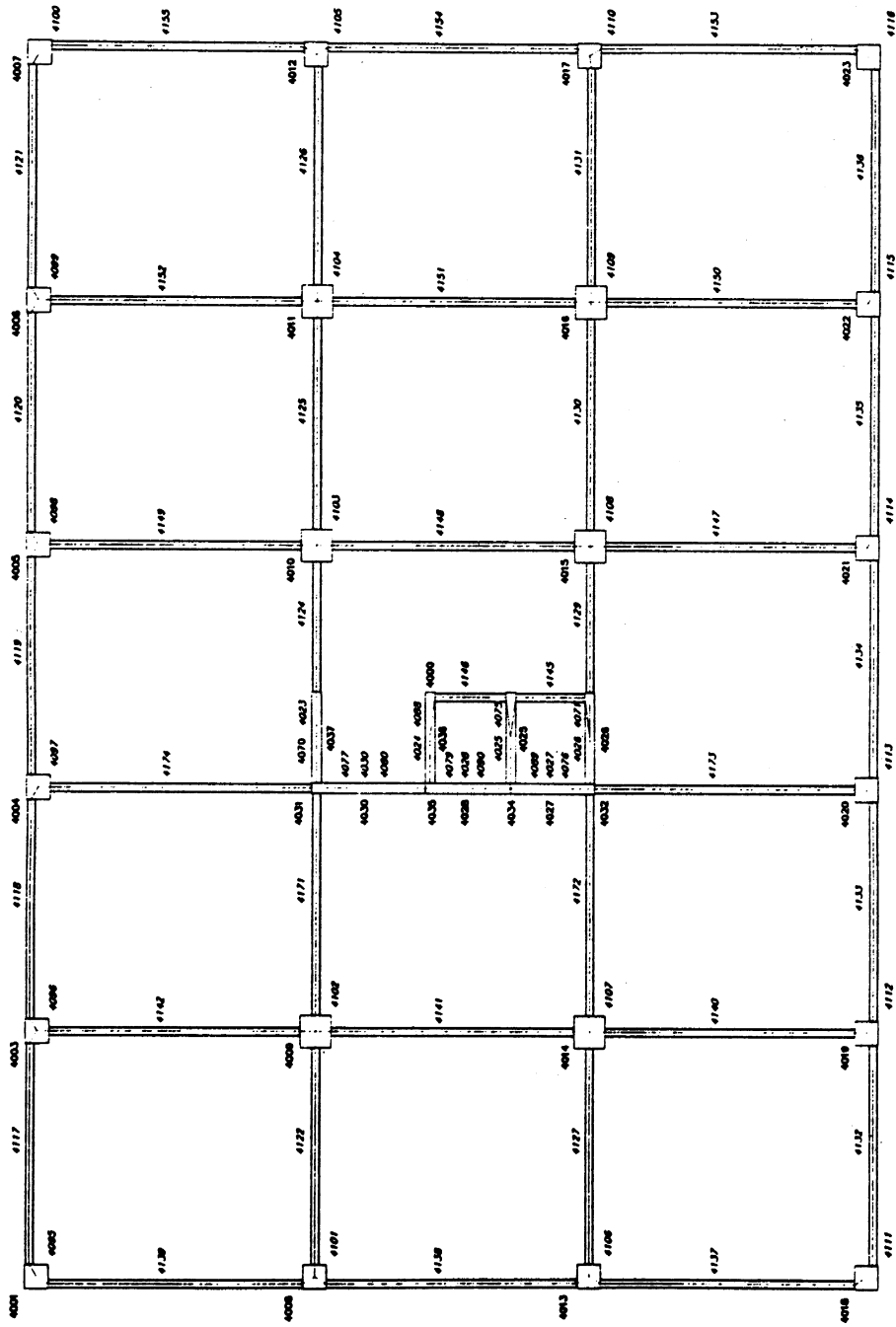
ΚΤΙΡΙΟ Β
ΔΕΚΑΔΟΡΟΦΟ
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ
ΞΥΛΟΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ
Η, Θ' ΟΡΟΦΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100
ΙΟΥΝΙΟΣ 1994



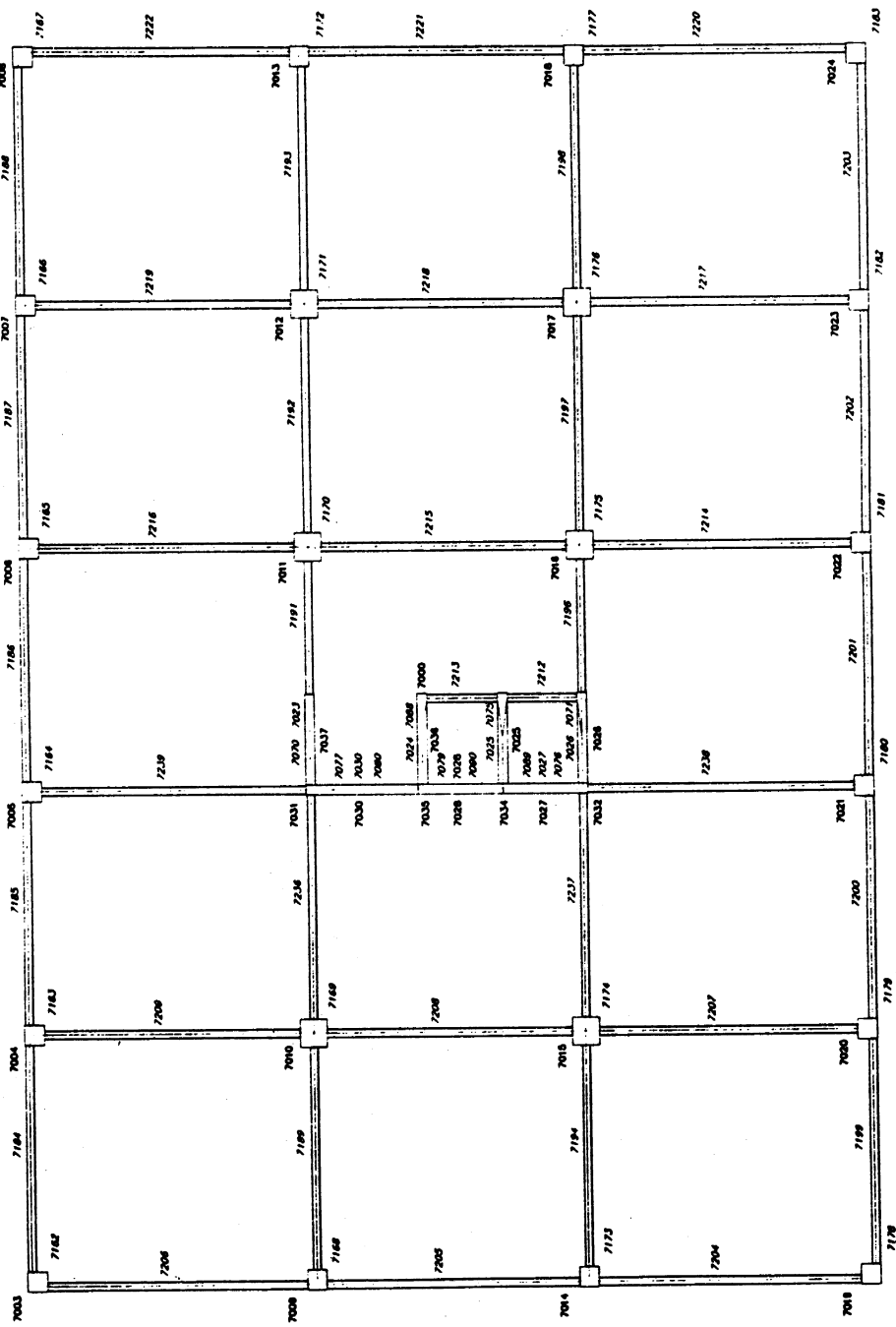
ΑΡΙΘΜΩΣΗ ΚΟΜΒΩΝ
ΑΡΙΘΜΩΣΗ ΜΕΤΩΝ



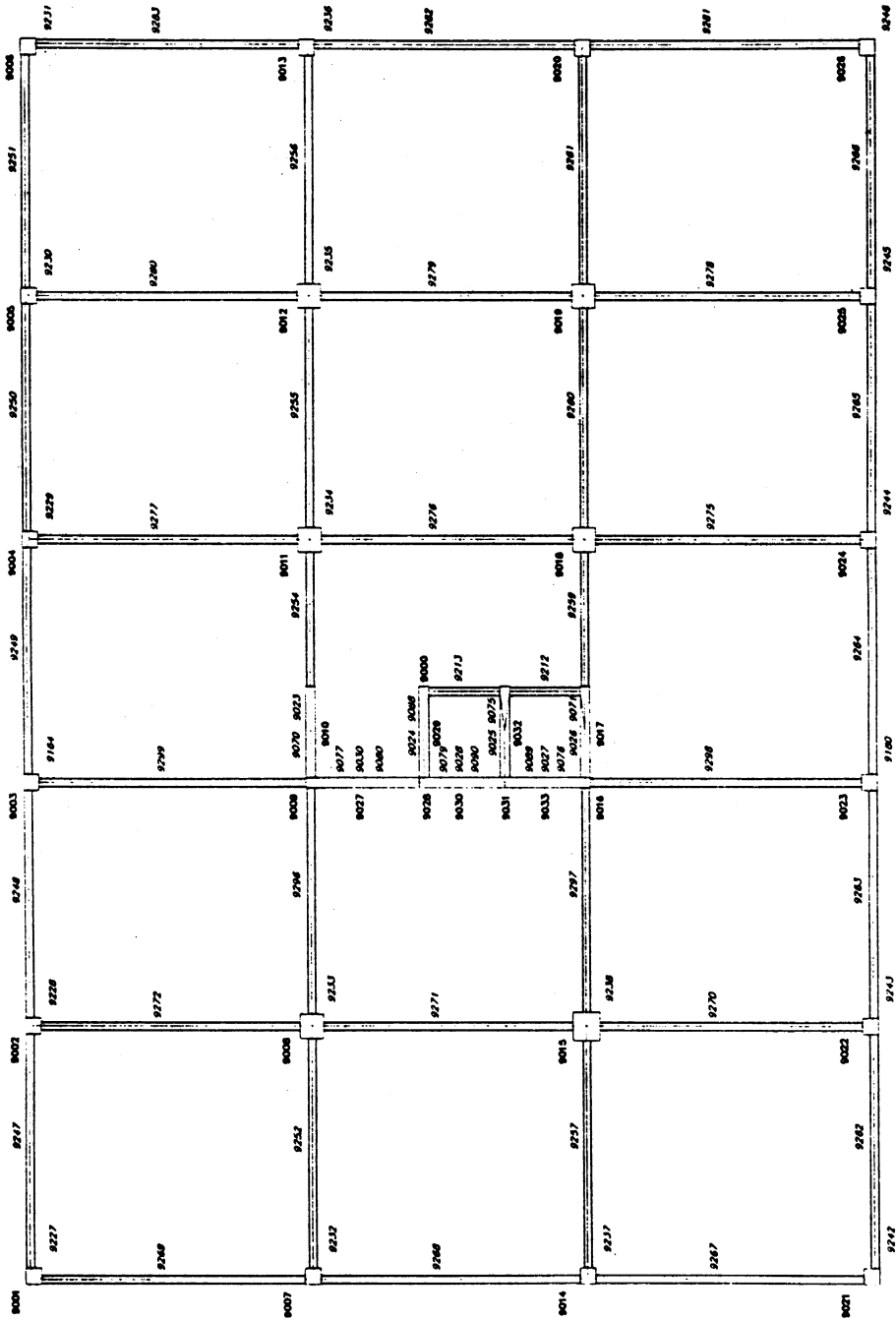
APPROXIMATE ROOMS
APPROXIMATE METERS



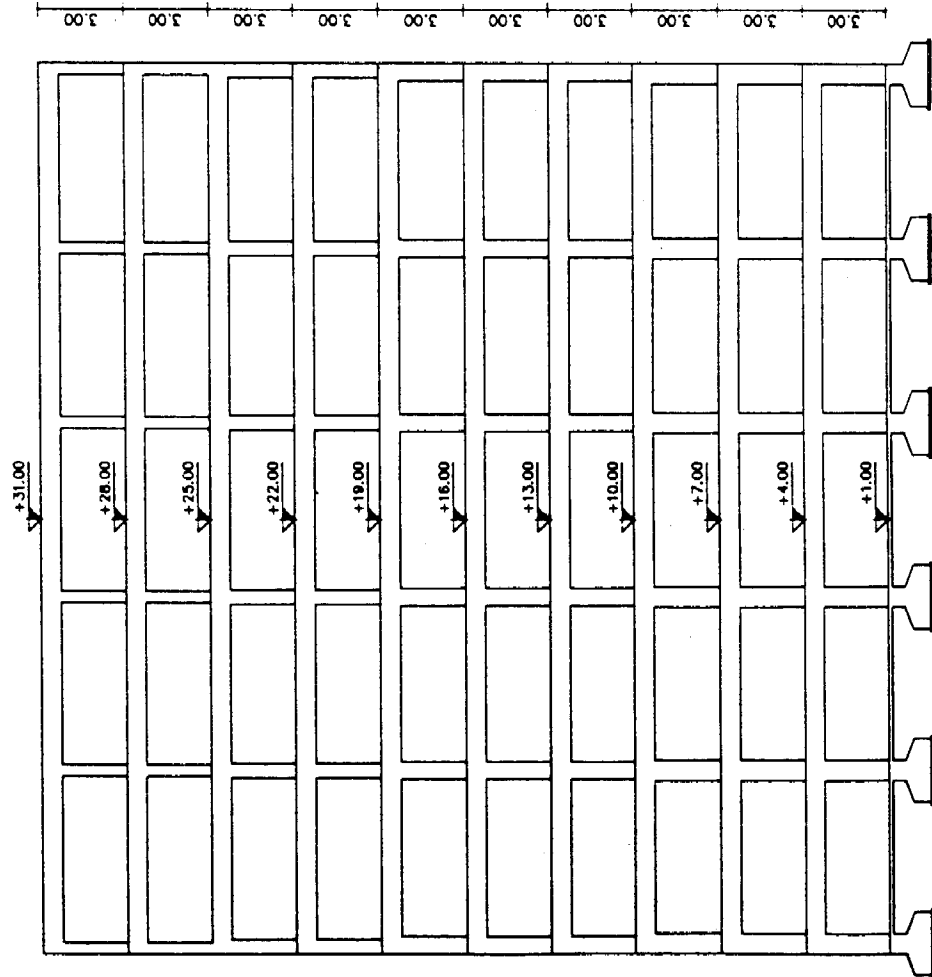
APRIMALIH KOMORON
 APRESKIPILIAK



APBHHH KOMBON
APBHHH KOMBON



APRIL 1951
 ARCHITECT



Κ Τ Ι Ρ Ι Ο Β
ΔΕΚΑΔΟΡΟΦΟ
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ
ΤΟΜΗ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:200
ΙΟΥΝΙΟΣ 1994

Π.Ι.Ι. ΠΑΡΑΛΛΑΓΗ Ι ΚΤΙΡΙΟΥ Β

Η προσομοίωση των τοιχωμάτων του ανελκυστήρα και κλιμακοστασίου με μεμονωμένα τοιχώματα συνδεδεμένα μεταξύ τους με άκαμπτα οριζόντια στοιχεία, έχει σαν αποτέλεσμα να μεγεθυνθούν οι αξονικές δυνάμεις των επιμέρους στοιχείων, ενώ λαμβάνοντας υπόψη την πραγματική μορφή του πυρήνα η καμπτική έντασή του πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την εμφανιζόμενη στα αποτελέσματα. Αυτό μας οδηγεί σε λάθος υπολογισμό του a_{CD} .

Για το λόγο αυτό παραλλάξαμε την προσομοίωση του μοντέλου του φέροντα οργανισμού χρησιμοποιώντας μόνο ένα κατακόρυφο στοιχείο στη θέση του πυρήνα με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής [και την αφαίρεση των δύο εγκάρσιων τοιχωμάτων των ανελκυστήρων.

Οι παραδοχές σχεδιασμού, οι διαστάσεις των κατακορύφων και οριζοντίων στοιχείων παρέμειναν όπως στον αρχικό φορέα.

Ακολουθήθηκε η ίδια με τον αρχικό φορέα διαδικασία επίλυσης, οι έλεγχοι και τα αποτελέσματα της οποίας φαίνονται πιο κάτω :

Οι ιδιοπερίοδοι T_x και T_z που προκύπτουν από τον τύπο του Rayleigh είναι :

$$T_x = 0.977$$

$$T_z = 0.855$$

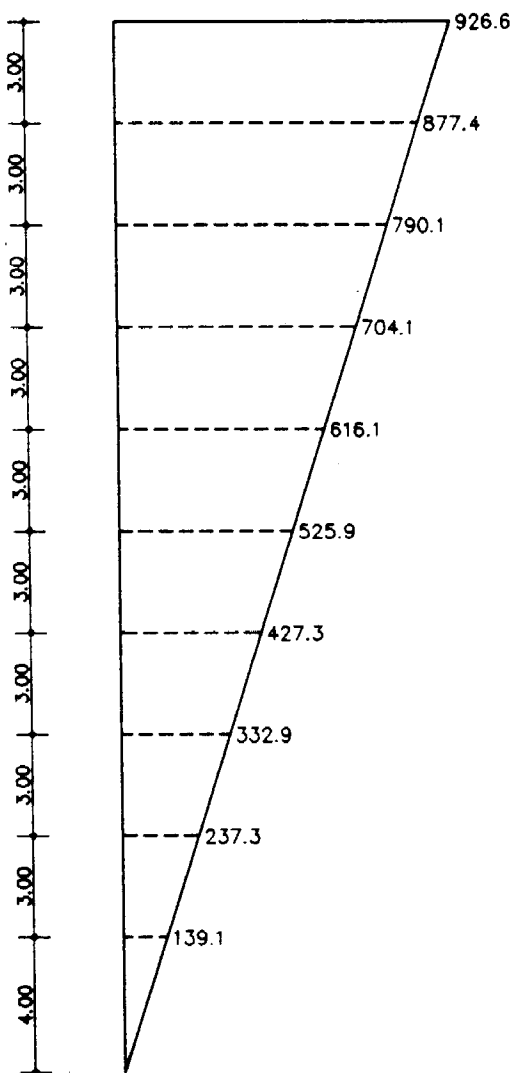
Οι πραγματικοί συντελεστές του φορέα είναι :

$$\varepsilon_x = 0.083$$

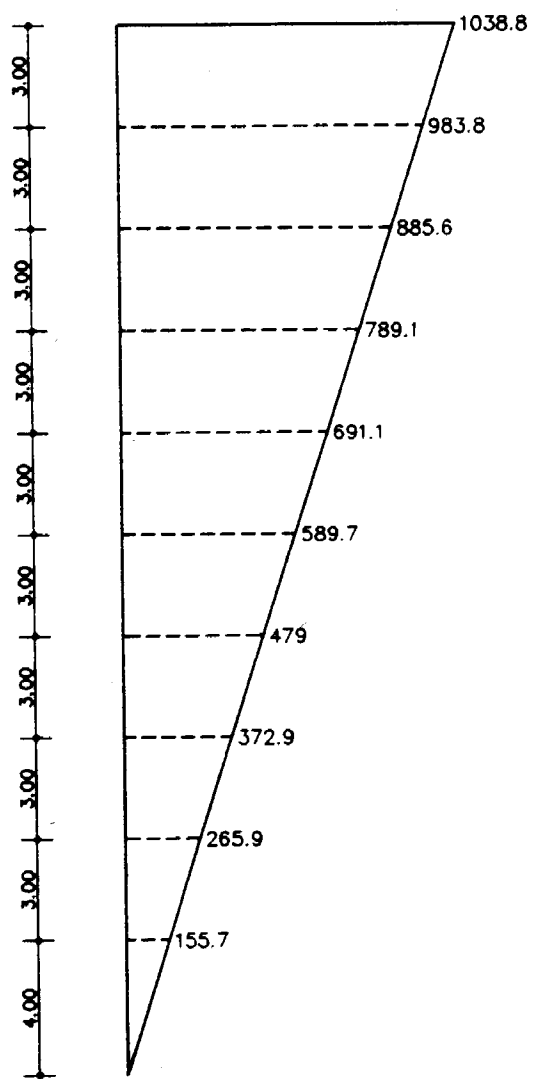
$$\varepsilon_z = 0.090$$

Η καθ' ύψος κατανομή της σεισμικής δύναμης είναι :

ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ



Σεισμός κατά X



Σεισμός κατά Z

Π.1.2 ΕΛΕΓΧΟΙ

Π.1.2.1. Έλεγχος κανονικότητας

Οι συντελεστές ξ_{ix} και ξ_{iz} για κάθε όροφο φαίνονται στον επόμενο πίνακα :

0	Δx	min/max =	.00000	.00000	Δz	min/max =	.00000	.00000
1	Δx	min/max =	3.21320	4.06926	Δz	min/max =	1.99427	2.10317
2	Δx	min/max =	7.27368	9.13777	Δz	min/max =	4.58507	4.82889
3	Δx	min/max =	11.77037	14.71123	Δz	min/max =	7.76029	8.01611
4	Δx	min/max =	16.55277	20.65359	Δz	min/max =	11.41606	11.57789
5	Δx	min/max =	21.18675	26.34930	Δz	min/max =	15.22836	15.32424
6	Δx	min/max =	25.47612	31.59318	Δz	min/max =	18.82581	19.31467
7	Δx	min/max =	29.49929	36.61124	Δz	min/max =	22.41747	23.36259
8	Δx	min/max =	32.94232	40.85156	Δz	min/max =	25.73252	27.28693
9	Δx	min/max =	35.89313	44.60819	Δz	min/max =	28.89198	31.16985
10	Δx	min/max =	38.24473	47.39161	Δz	min/max =	31.57845	34.91459

$$\xi_x = .000 \quad \xi_z = .000$$

$$\xi_x = .866 \quad \xi_z = .732$$

$$\xi_x = .861 \quad \xi_z = .731$$

$$\xi_x = .857 \quad \xi_z = .717$$

$$\xi_x = .856 \quad \xi_z = .704$$

$$\xi_x = .853 \quad \xi_z = .699$$

$$\xi_x = .851 \quad \xi_z = .712$$

$$\xi_x = .852 \quad \xi_z = .723$$

$$\xi_x = .851 \quad \xi_z = .736$$

$$\xi_x = .853 \quad \xi_z = .748$$

$$\xi_x = .851 \quad \xi_z = .766$$

Το κτίριο δεν έχει κανένα εύστρεπτο όροφο $\xi_i < 1.0$

Στους επόμενους πίνακες φαίνονται οι έλεγχοι για την αύξηση ή μείωση της δυσκαμψίας K_i και της μάζας m_i ενός εκάστου ορόφου .

Οι έλεγχοι αυτοί ικανοποιούνται και έτσι το κτίριο θεωρείται κανονικό .

Διεύθυνση x	$\Delta K_i = K_{i+1} - K_i < 0.5 K_i$		ΔK_i	$0.5 K_i$
$K_{10} = \frac{901.0}{7.415}$	=	121.5		
			- 59.2	90.35
$K_9 = \frac{1752.9}{9.701}$	=	180.7		
			- 46.3	113.5
$K_8 = \frac{2521.6}{11.106}$	=	227.0		
			- 18.4	122.7
$K_7 = \frac{3207}{13.068}$	=	245.4		
			- 30.9	138.2
$K_6 = \frac{3806.9}{13.779}$	=	276.3		
			- 13	144.7
$K_5 = \frac{4319.7}{14.929}$	=	289.3		
			- 16.3	152.8
$K_4 = \frac{4736.2}{15.498}$	=	305.6		
			- 42	173.8
$K_3 = \frac{5059.4}{14.554}$	=	347.6		
			- 53.6	200.6
$K_2 = \frac{5290.1}{13.186}$	=	401.2		
			- 113.9	257.6
$K_1 = \frac{5425.8}{10.533}$	=	515.1		

Διεύθυνση z

$$\Delta K_i = K_{i+1} - K_i < 0.5 K_i$$

		ΔK_i	$0.5 K_i$
$K_{10} = \frac{984.6}{10.163}$	= 96.9		
		- 72.8	84.9
$K_9 = \frac{1916.6}{11.293}$	= 169.7		
		- 67.4	118.6
$K_8 = \frac{2756.8}{11.627}$	= 237.1		
		- 10.9	124
$K_7 = \frac{3505.7}{12.343}$	= 248.0		
		- 91.2	169.6
$K_6 = \frac{4161.8}{12.268}$	= 339.2		
		- 45.3	192.3
$K_5 = \frac{4722}{12.28}$	= 384.5		
		- 54.6	219.6
$K_4 = \frac{5177.5}{11.792}$	= 439.1		
		- 90.9	265
$K_3 = \frac{5531.1}{10.436}$	= 530		
		- 128.2	329.1
$K_2 = \frac{5783.2}{8.787}$	= 658.2		
		- 214.1	436.15
$K_1 = \frac{5931.1}{6.799}$	= 872.3		

$$\Delta m_i = m_{i+1} - m_i$$

	Δm_i	$0.5m_i$
m10 = 615.1		
	- 29.5	322.3
m9 = 644.6		
	- 6.5	325.6
m8 = 651.1		
	- 8.5	329.8
m7 = 659.6		
	- 9.1	334.4
m6 = 668.7		
	- 10.1	339.4
m5 = 678.8		
	0.0	339.4
m4 = 678.8		
	- 6.7	342.8
m3 = 685.5		
	- 11.6	348.6
m2 = 697.1		
	- 19.7	358.4
m1 = 716.8		

Π.Ι.2.2. Έλεγχος Φαινομένων 2ας Τάξης

Κατά -x-

Στάθ- μη	Ύψος (m)	Κατακόρυφο φορτίο (kN)	Δ (mm) G+3Q+E	Οριζόντια Δύναμη (kN)	Συντε- λεστής Θ	Επιτρε- πόμενη τιμή <0.10
1	4.00	65696.1	10.533	5425.8	.032	<0.10
2	3.00	58660.7	13.186	5290.1	.049	<0.10
3	3.00	51820.8	14.554	5059.4	.050	<0.10
4	3.00	45097.2	15.498	4736.2	.049	<0.10
5	3.00	38436.9	14.929	4319.7	.044	<0.10
6	3.00	31776.6	13.779	3806.9	.038	<0.10
7	3.00	25216.0	13.068	3207.0	.034	<0.10
8	3.00	18745.4	11.106	2521.6	.028	<0.10
9	3.00	12358.1	9.701	1752.9	.023	<0.10
10	3.00	6035.4	7.415	901.0	.017	<0.10

Κατά -z-

Στάθ- μη	Ύψος (m)	Κατακόρυφο φορτίο (kN)	Δ (mm) G+3Q+E	Οριζόντια Δύναμη (kN)	Συντε- λεστής Θ	Επιτρε- πόμενη τιμή <0.10
1	4.00	65696.1	6.799	5931.1	.019	<0.10
2	3.00	58660.7	8.787	5783.2	.030	<0.10
3	3.00	51820.8	10.436	5531.1	.033	<0.10
4	3.00	45097.2	11.792	5177.5	.034	<0.10
5	3.00	38436.9	12.280	4722.0	.033	<0.10
6	3.00	31776.6	12.268	4161.8	.031	<0.10
7	3.00	25216.0	12.343	3505.7	.030	<0.10
8	3.00	18745.4	11.627	2756.8	.026	<0.10
9	3.00	12358.1	11.293	1916.6	.024	<0.10
10	3.00	6035.4	10.163	984.6	.021	<0.10

Π.Ι.2.3. Έλεγχος Σχετικών Μετατοπίσεων

Κατά -x-

Στάθ- μη	Ύψος (m)	Μέγιστη Σχετ. Μετακ. Δ(mm)	Μέλος	h (m)	Δ/h	Επιτρεπόμενη Τιμή <.005
1	4.00	4.701	1001	4.00	.0012	επιτρέπεται
2	7.00	5.860	2017	3.00	.0020	επιτρέπεται
3	10.00	6.444	3017	3.00	.0021	επιτρέπεται
4	13.00	6.871	4017	3.00	.0023	επιτρέπεται
5	16.00	6.590	5001	3.00	.0022	επιτρέπεται
6	19.00	6.074	6001	3.00	.0020	επιτρέπεται
7	22.00	5.811	7001	3.00	.0019	επιτρέπεται
8	25.00	4.906	8001	3.00	.0016	επιτρέπεται
9	28.00	4.345	9001	3.00	.0014	επιτρέπεται
10	31.00	3.219	10017	3.00	.0011	επιτρέπεται

Κατά -z-

Στάθ- μη	Ύψος (m)	Μέγιστη Σχετ. Μετακ. Δ(mm)	Μέλος	h (m)	Δ/h	Επιτρεπόμενη Τιμή <.005
1	4.00	5.085	1006	4.00	.0013	επιτρέπεται
2	7.00	6.314	2006	3.00	.0021	επιτρέπεται
3	10.00	7.027	3006	3.00	.0023	επιτρέπεται
4	13.00	7.719	4006	3.00	.0026	επιτρέπεται
5	16.00	7.596	5006	3.00	.0025	επιτρέπεται
6	19.00	7.225	6006	3.00	.0024	επιτρέπεται
7	22.00	7.285	7006	3.00	.0024	επιτρέπεται
8	25.00	6.376	8006	3.00	.0021	επιτρέπεται
9	28.00	6.140	9006	3.00	.0020	επιτρέπεται
10	31.00	4.733	10001	3.00	.0016	επιτρέπεται

Π.1.2.4. Κριτήρια αποφυγής ικανοτικού σχεδιασμού

Συνολική τέμνουσα βάσης $V_x = 5425.81 \text{ KN}$

Συνολική τέμνουσα βάσης $V_z = 5931.20 \text{ KN}$

Τέμνουσα τοιχωμάτων στην βάση $V_x = 2149.29 \text{ KN}$

Τέμνουσα τοιχωμάτων στην βάση $V_z = 4010.23$

$$\eta_{vx} = \frac{2141.29}{5425.81} = 0.396 < 0.40$$

$$\eta_{vz} = \frac{4010.23}{5931.20} = 0.676 > 0.40$$

$$V_p = 0.29 \sqrt{30.7^2 + 21.7^2} = 10.9 \text{ m}$$

$$r_w = \sqrt{\frac{\sum r_i^2 D_i}{\sum D_i}}$$

$$I_y = 21.73 \text{ m}^4 = D_i$$

$$I_z = 1.57 \text{ m}^4$$

$$A = 2.938 \text{ m}^2$$

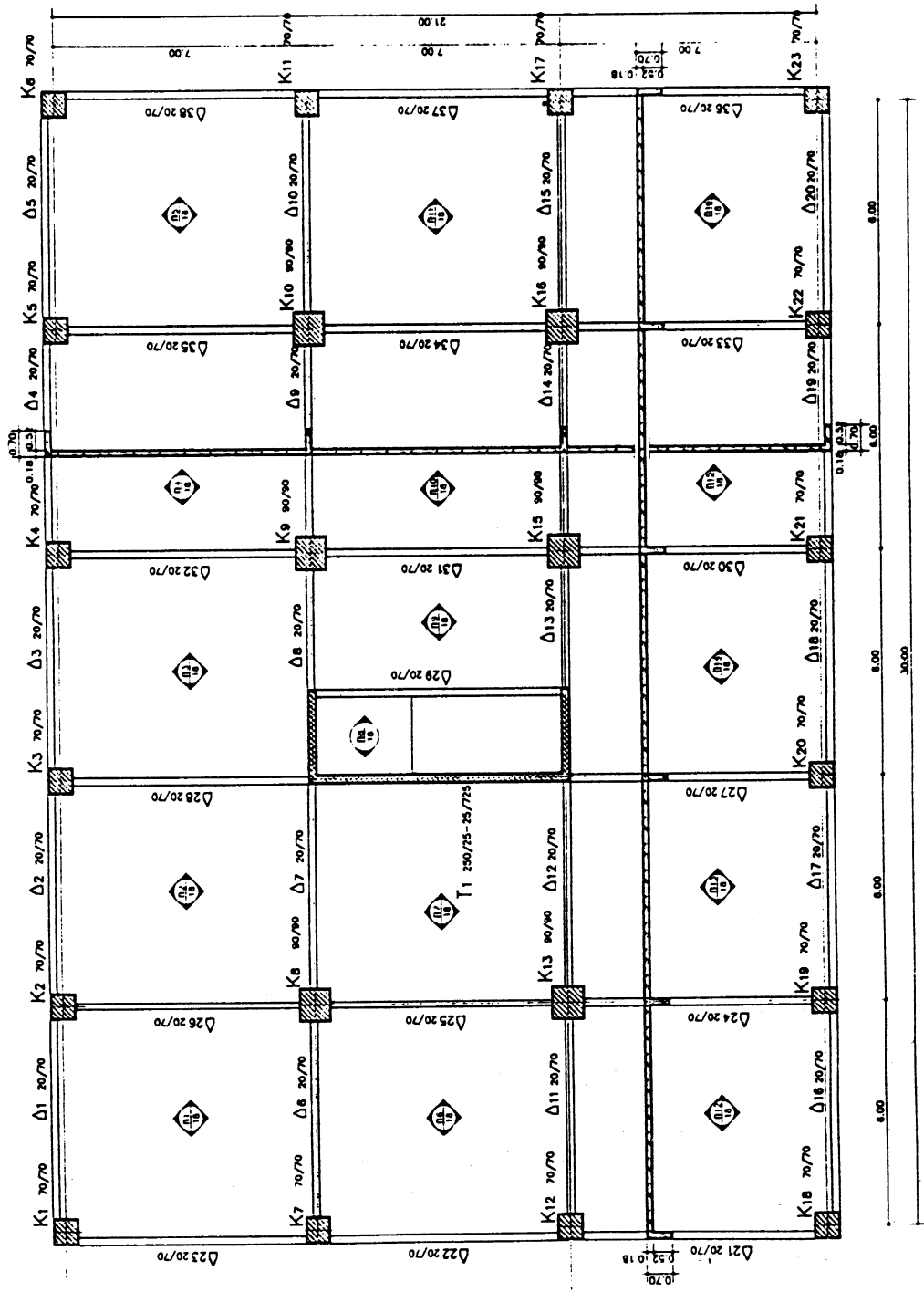
$$r_i = \sqrt{\frac{21.73 + 1.57}{2.938}} = 2.816 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} r_w &= \sqrt{(21.73 \times 2.816)^2 / 21.73} = 2.816 & \} \\ 0.116 &= \sqrt{30.7^2 + 21.7^2} = 4.36 & \} \rightarrow r_w < 4.36 \end{aligned}$$

$$\frac{r_w}{r_p} = \frac{2.816}{10.9} = 0.258 < 0.40$$

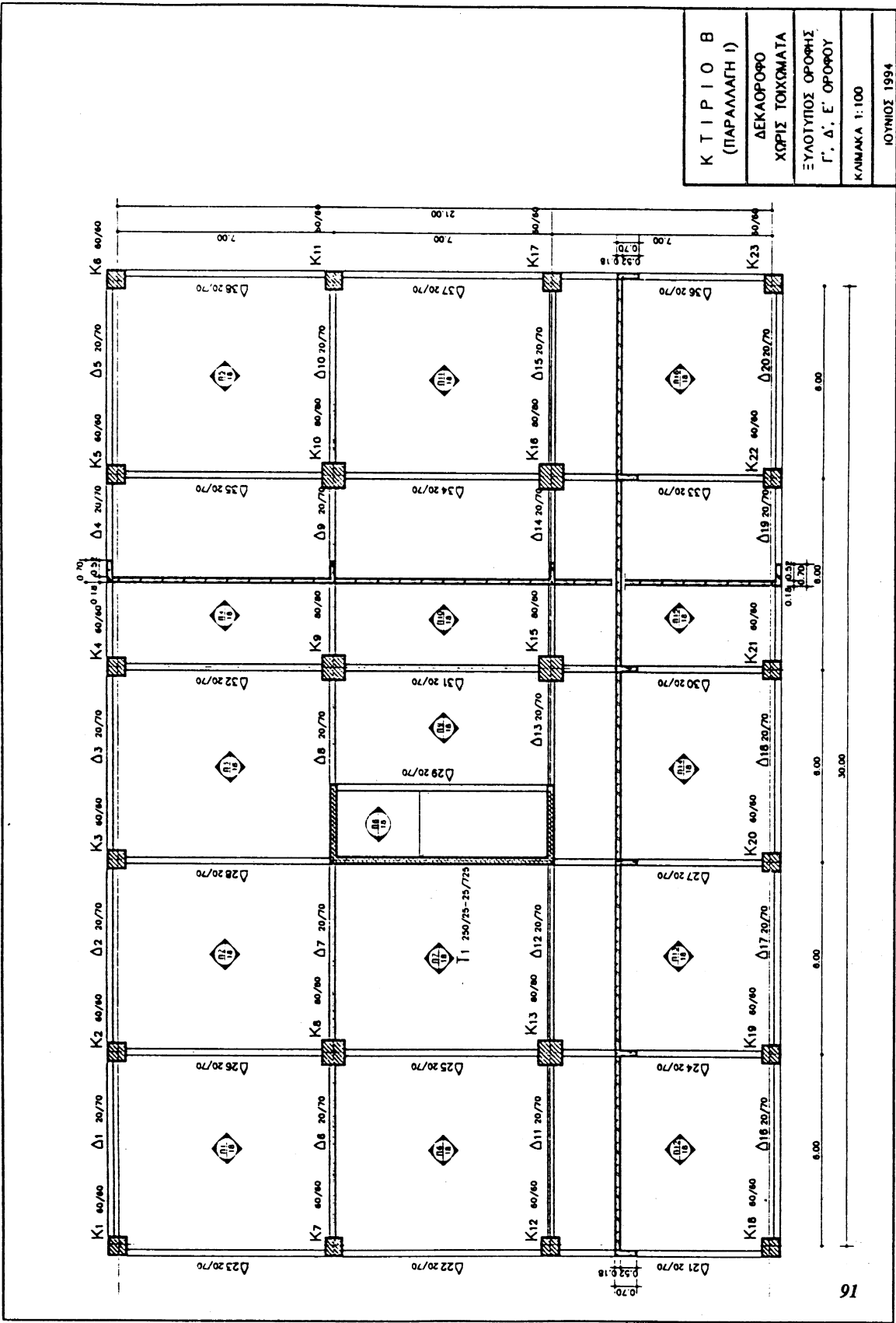
Π.1.3. Διαστασιολόγηση

Έγινε διαστασιολόγηση των ίδιων υποστυλωμάτων τα αποτελέσματα της οποίας φαίνονται ακολούθως, αλλά απαιτείται αύξηση της διατομής του πυρήνα. Έγινε έτσι και 2η παραλλαγή του μοντέλου με αύξηση της διατομής του πυρήνα.

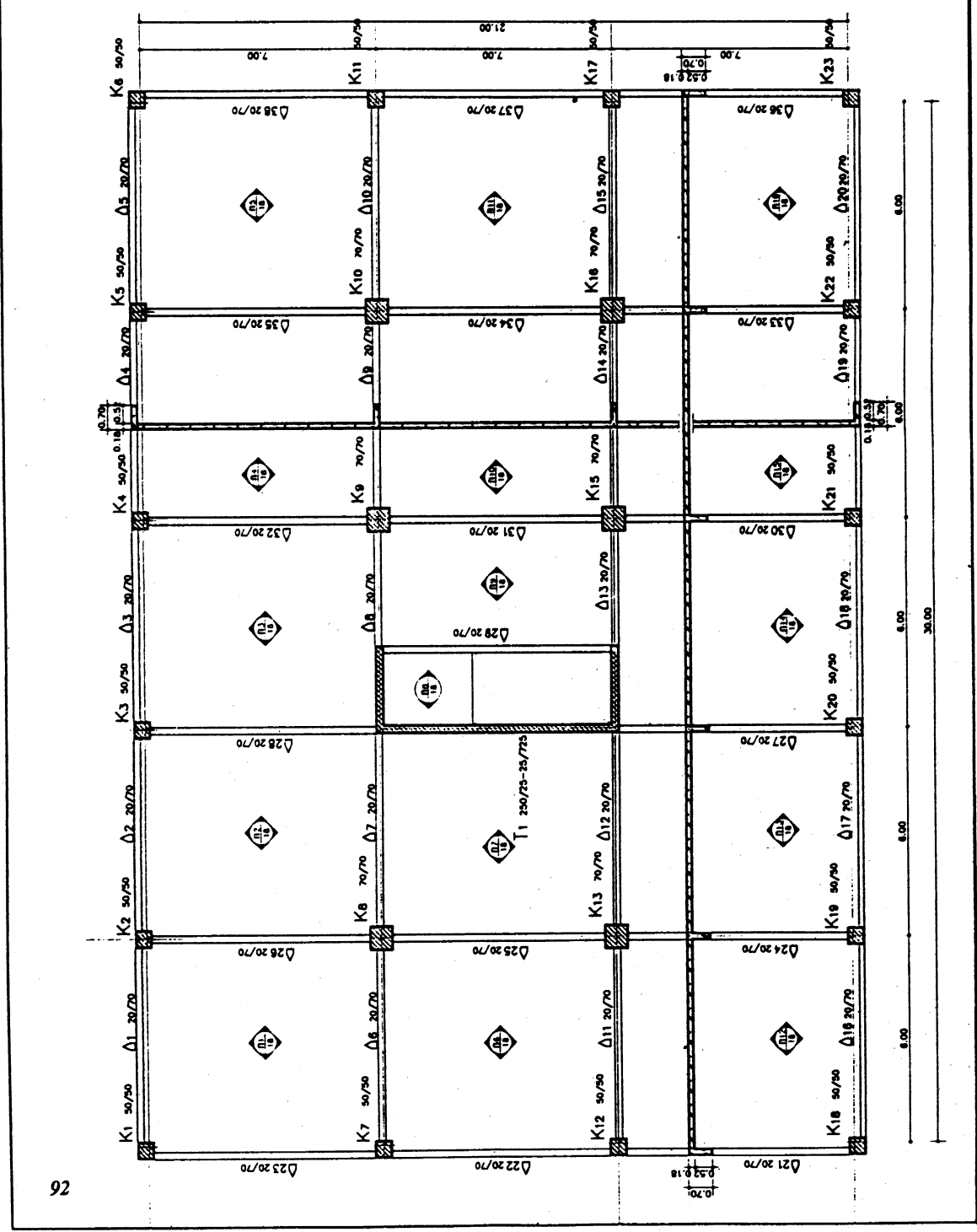


ΚΤΙΡΙΟ Β (ΠΑΡΑΛΛΑΓΗ Ι)
ΔΕΚΑΔΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ, Α', Β' ΟΡΟΦΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100
ΙΟΥΝΙΟΣ 1994

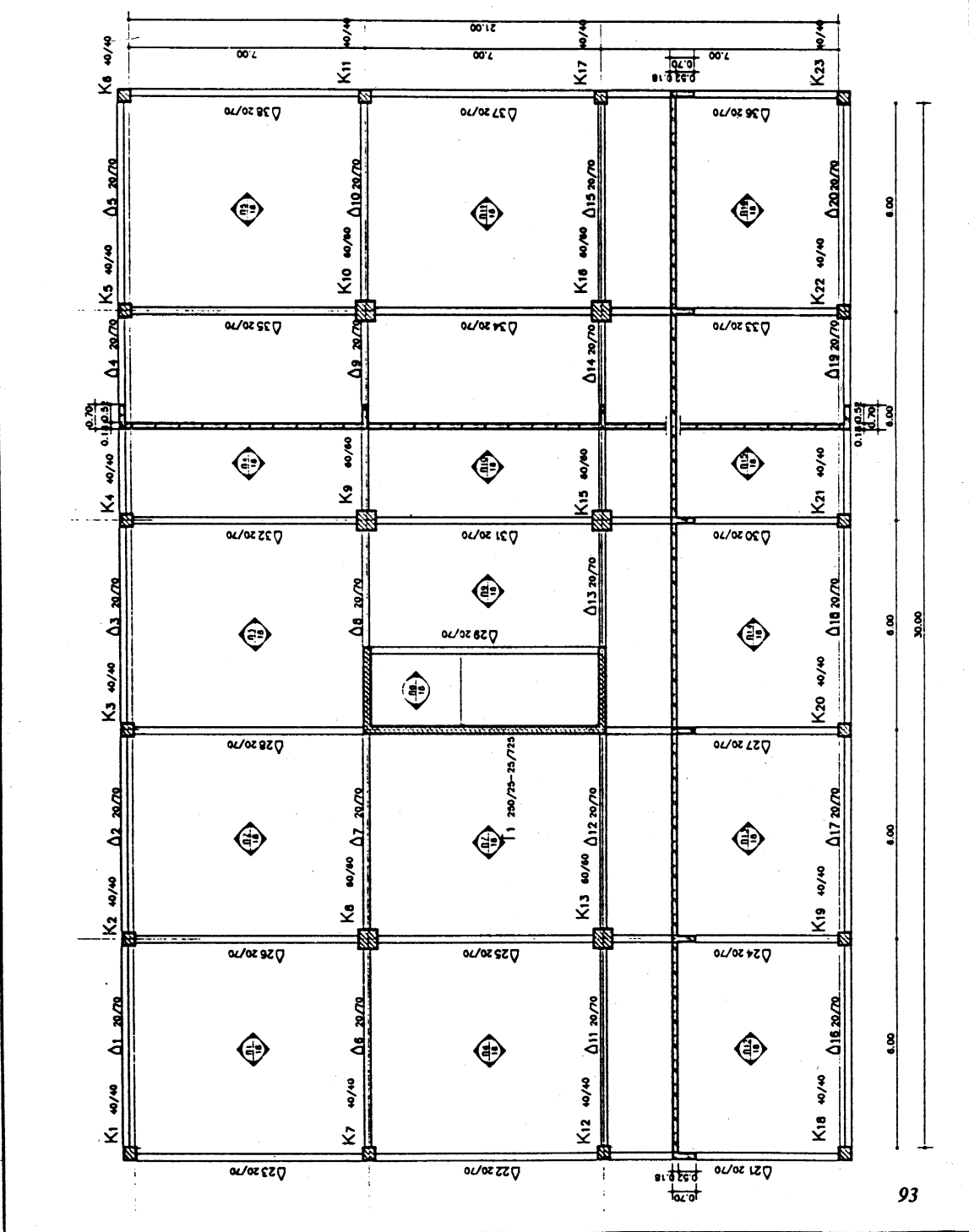
Κ Τ Ι Ρ Ι Ο Β
(ΠΑΡΑΛΛΑΓΗ Ι)
ΔΕΚΑΘΡΟΦΟ
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ
ΕΥΛΟΓΙΤΟΣ ΟΡΟΦΗΣ
Γ. Δ', Ε' ΟΡΟΦΟΥ
Κ/ΜΜΑΚΑ 1:100
ΙΟΥΝΙΟΣ 1994



ΚΤΙΡΙΟ Β
(ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ 1)
ΔΕΚΑΘΡΟΦΟ
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ
ΣΤ. Ζ', ΟΡΟΦΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100
ΙΟΥΝΙΟΣ 1994



ΚΤΙΡΙΟ Β (ΠΑΡΑΛΛΑΓΗ Ι)
ΔΕΚΑΘΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ
ΕΥΛΟΙΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ Η'. Θ' ΟΡΟΦΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100
ΙΟΥΝΙΟΣ 1994



Π.Π.1. ΠΑΡΑΛΛΑΓΗ ΙΙ ΚΤΙΡΙΟΥ Β

Στο μοντέλο της Παραλλαγής ΙΙ αυξήθηκαν οι διαστάσεις των οριζόντιων στοιχείων του [από 0.25m σε 0.40m χωρίς να αλλάξουν οι υπόλοιπες παραδοχές σχεδιασμού και ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία επίλυσης όπως στον αρχικό φορέα :

Οι ιδιοπερίοδοι T_x και T_z που προέκυψαν από τον τύπο του Rayleigh είναι :

$$T_x = 0.968$$

$$T_z = 0.82$$

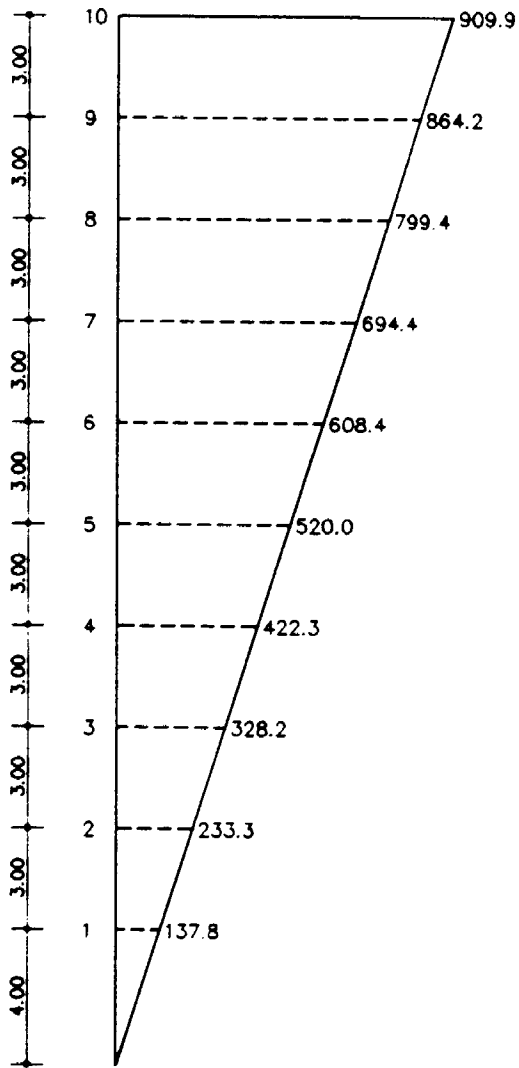
Οι πραγματικοί συντελεστές του φορέα είναι :

$$\varepsilon_x = 0.083$$

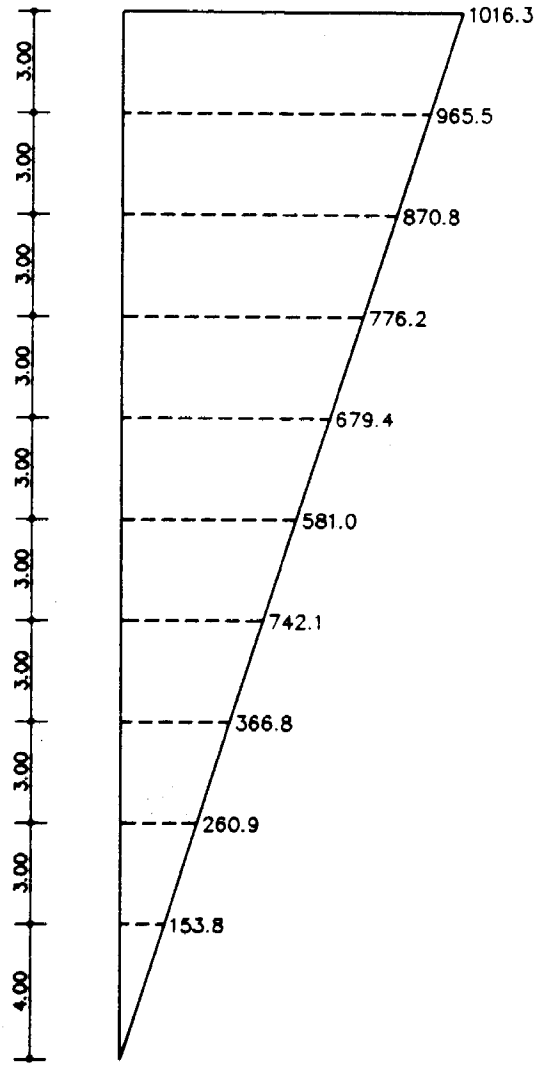
$$\varepsilon_z = 0.093$$

και η καθ' ύψος κατανομή της σεισμικής δύναμης είναι :

ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ



Σεισμός κατά X



Σεισμός κατά Z

Π.ΙΙ.2 ΕΛΕΓΧΟΙ

Οι έλεγχοι κανονικότητας, φαινομένων 2ας τάξεως και σχετικών μετατοπίσεων φαίνονται πιο κάτω :

Π.ΙΙ.2.1. Έλεγχος κανονικότητας

0	Δx	min/max =	.00000	.00000	Δz	min/max =	.00000	.00000
1	Δx	min/max =	2.88623	3.74415	Δz	min/max =	1.88911	1.94637
2	Δx	min/max =	6.69996	8.57893	Δz	min/max =	4.26924	4.42974
3	Δx	min/max =	11.04446	14.00821	Δz	min/max =	7.16028	7.32578
4	Δx	min/max =	15.69676	19.83061	Δz	min/max =	10.48817	10.56627
5	Δx	min/max =	20.25987	25.46440	Δz	min/max =	13.90112	14.05599
6	Δx	min/max =	24.52762	30.69439	Δz	min/max =	17.20371	17.71410
7	Δx	min/max =	28.51440	35.68405	Δz	min/max =	20.51519	21.44363
8	Δx	min/max =	31.98825	39.96045	Δz	min/max =	23.59094	25.07386
9	Δx	min/max =	34.99544	43.77427	Δz	min/max =	26.53578	28.67852
10	Δx	min/max =	37.52552	46.74223	Δz	min/max =	29.06130	32.15102

$$\xi_x = .000 \quad \xi_z = .000$$

$$\xi_x = .886 \quad \xi_z = .715$$

$$\xi_x = .876 \quad \xi_z = .720$$

$$\xi_x = .868 \quad \xi_z = .710$$

$$\xi_x = .865 \quad \xi_z = .700$$

$$\xi_x = .862 \quad \xi_z = .702$$

$$\xi_x = .858 \quad \xi_z = .715$$

$$\xi_x = .858 \quad \xi_z = .726$$

$$\xi_x = .857 \quad \xi_z = .737$$

$$\xi_x = .858 \quad \xi_z = .749$$

$$\xi_x = .855 \quad \xi_z = .766$$

Π.Π.2.2. Έλεγχος Φαινομένων 2ας Τάξης

Κατά -x-

Στάθ- μη	Ύψος (m)	Κατακόρυφο φορτίο (kN)	Δ (mm) G+3Q+E	Οριζόντια Δύναμη (kN)	Συντε- λεστής Θ	Επιτρε- πόμενη τιμή <0.10
1	4.00	66184.7	9.639	5497.7	.029	<0.10
2	3.00	59090.4	12.572	5359.9	.046	<0.10
3	3.00	52199.9	14.207	5126.6	.048	<0.10
4	3.00	45425.7	15.224	4798.4	.048	<0.10
5	3.00	38714.9	14.821	4376.1	.044	<0.10
6	3.00	32004.0	13.805	3856.1	.038	<0.10
7	3.00	25392.9	13.048	3247.9	.034	<0.10
8	3.00	18871.8	11.266	2553.5	.028	<0.10
9	3.00	12433.9	9.915	1774.1	.023	<0.10
10	3.00	6060.7	7.992	909.9	.018	<0.10

Κατά -z-

Στάθ- μη	Ύψος (m)	Κατακόρυφο φορτίο (kN)	Δ (mm) G+3Q+E	Οριζόντια Δύναμη (kN)	Συντε- λεστής Θ	Επιτρε- πόμενη τιμή <0.10
1	4.00	66184.7	6.559	6142.8	.018	<0.10
2	3.00	59090.4	8.295	5989.0	.027	<0.10
3	3.00	52199.9	9.797	5728.1	.030	<0.10
4	3.00	45425.7	11.073	5361.3	.031	<0.10
5	3.00	38714.9	11.565	4889.2	.031	<0.10
6	3.00	32004.0	11.601	4308.2	.029	<0.10
7	3.00	25392.9	11.724	3628.8	.027	<0.10
8	3.00	18871.8	11.095	2852.6	.024	<0.10
9	3.00	12433.9	10.818	1981.8	.023	<0.10
10	3.00	6060.7	9.758	1016.3	.019	<0.10

Π.Π.2.3. Έλεγχος Σχετικών Μετατοπίσεων

Κατά -x-

Στάθ- μη	Ύψος (m)	Μέγιστη Σχετ. Μετακ. Δ(mm)	Μέλος	h (m)	Δ/h	Επιτρεπόμενη Τιμή <.005
1	4.00	4.357	1001	4.00	.0011	επιτρέπεται
2	7.00	5.622	2017	3.00	.0019	επιτρέπεται
3	10.00	6.314	3017	3.00	.0021	επιτρέπεται
4	13.00	6.771	4017	3.00	.0023	επιτρέπεται
5	16.00	6.555	5001	3.00	.0022	επιτρέπεται
6	19.00	6.093	6001	3.00	.0020	επιτρέπεται
7	22.00	5.811	7001	3.00	.0019	επιτρέπεται
8	25.00	4.976	8001	3.00	.0017	επιτρέπεται
9	28.00	4.436	9001	3.00	.0015	επιτρέπεται
10	31.00	3.452	10001	3.00	.0012	επιτρέπεται

Κατά -z-

Στάθ- μη	Ύψος (m)	Μέγιστη Σχετ. Μετακ. Δ(mm)	Μέλος	h (m)	Δ/h	Επιτρεπόμενη Τιμή <.005
1	4.00	5.041	1006	4.00	.0013	επιτρέπεται
2	7.00	6.198	2006	3.00	.0021	επιτρέπεται
3	10.00	6.871	3006	3.00	.0023	επιτρέπεται
4	13.00	7.546	4006	3.00	.0025	επιτρέπεται
5	16.00	7.427	5006	3.00	.0025	επιτρέπεται
6	19.00	7.070	6006	3.00	.0024	επιτρέπεται
7	22.00	7.151	7006	3.00	.0024	επιτρέπεται
8	25.00	6.265	8006	3.00	.0021	επιτρέπεται
9	28.00	6.054	9006	3.00	.0020	επιτρέπεται
10	31.00	4.512	10001	3.00	.0015	επιτρέπεται

Π.ΙΙ.3. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

Στο τέλος της παρούσης έκθεσης φαίνονται τα αποτελέσματα επίλυσης των πλακών, διαστασιολόγησης συγκεκριμένων δοκών και υποστυλωμάτων και του τοιχώματος του πυρήνα .

Από τα υποστυλώματα έχουν επιλεγεί ένα γωνιακό (Κ23) , ένα μεσαίο (Κ16) και δύο ακραία (Κ17 , Κ22) και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα διαστασιολόγησής τους καθ' ύψος όπως και ο τρόπος όπλισής τους .

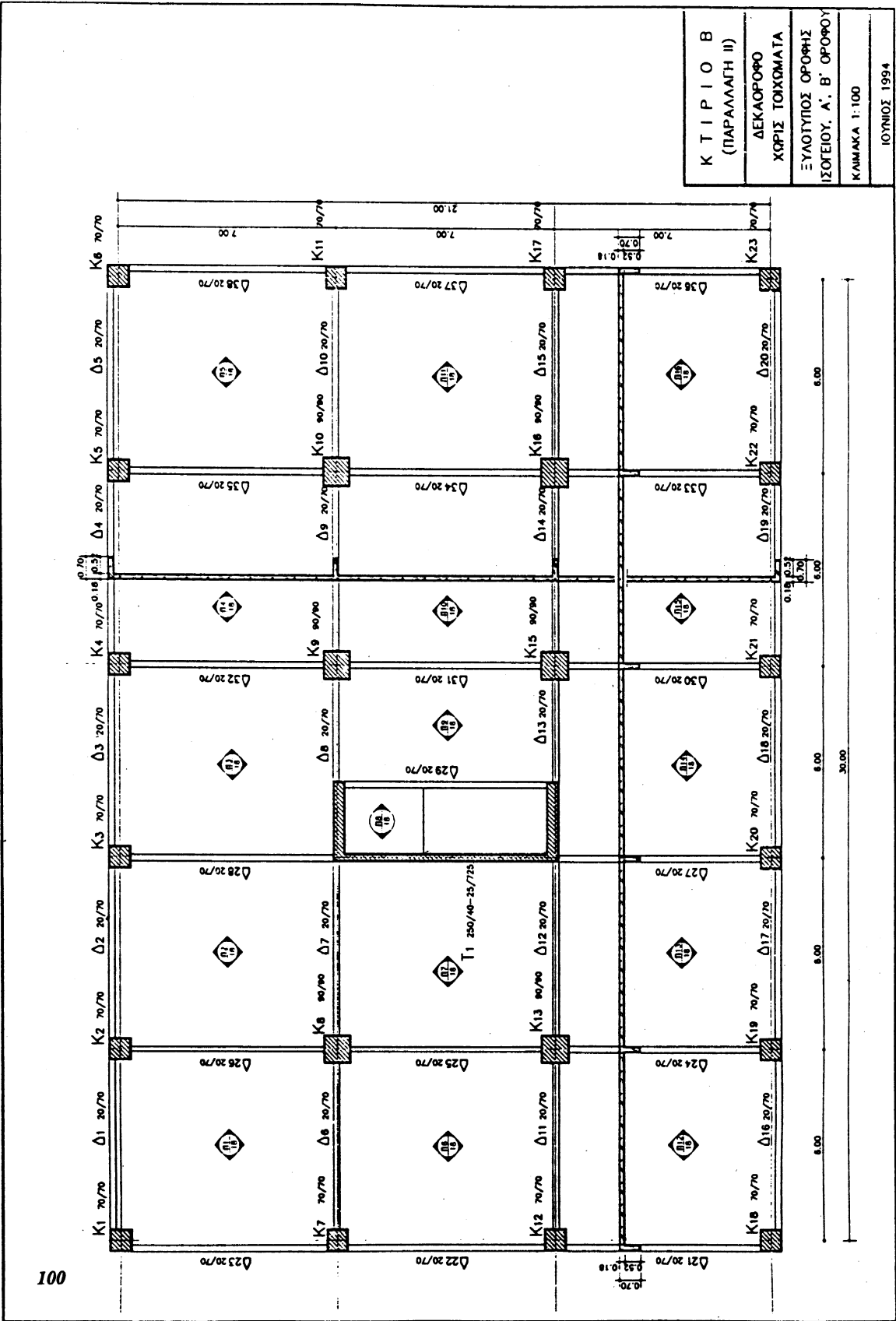
Το τοίχωμα του κλιμακοστασίου έχει διαστασιολογηθεί σαν ενιαίος πυρήνας και τα αποτελέσματα εμφανίζονται καθ' ύψος όπως και ο τρόπος όπλισής του .

Έγινε επίσης διαστασιολόγηση των δοκών σε όλους τους ορόφους που στηρίζονται στα υποστυλώματα που επιλέγηκαν .

Π.ΙΙ.4. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

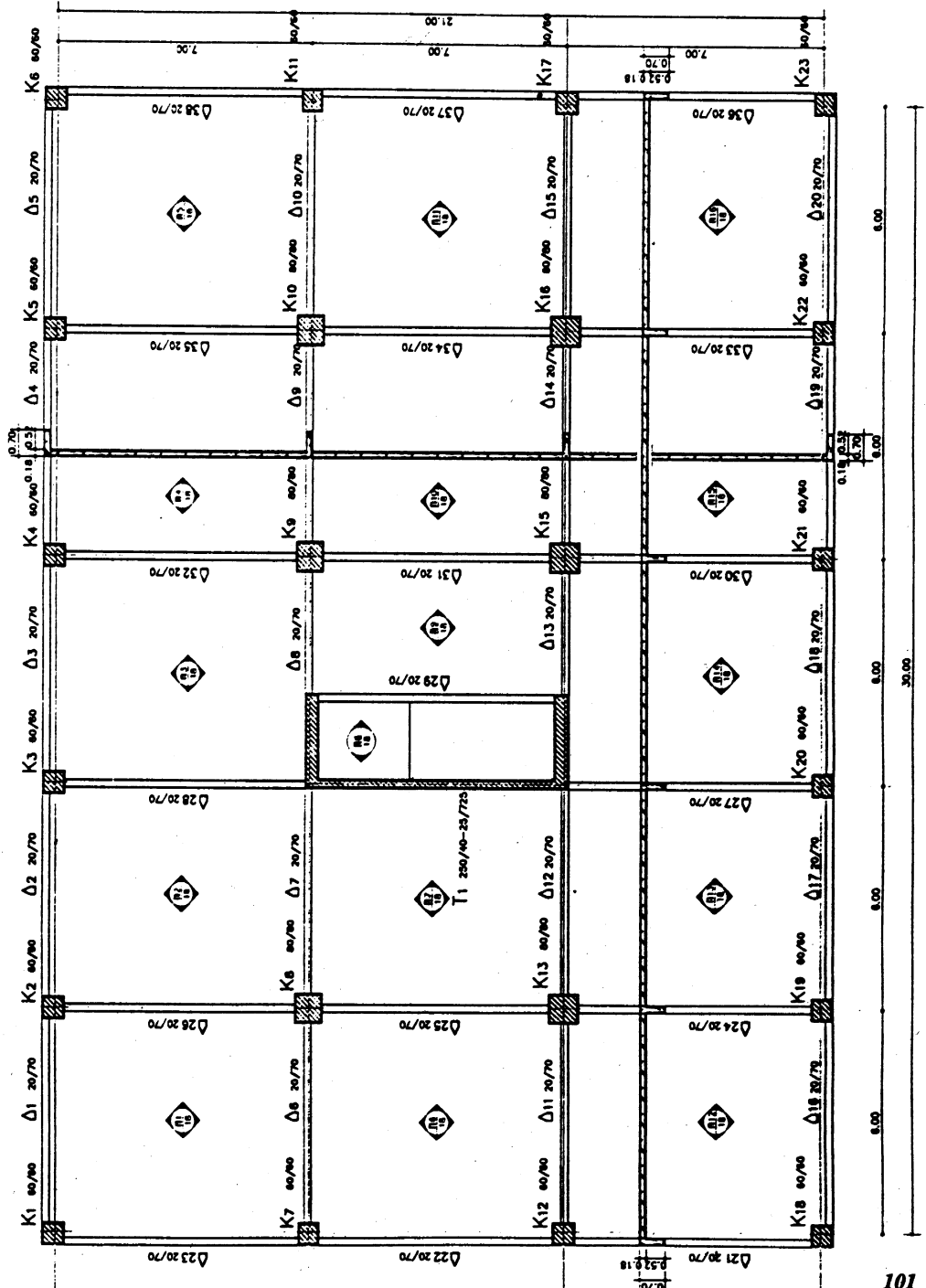
Για σκοπούς σύγκρισης αποτελεσμάτων έγινε ανάλυση του φορέα της Παραλλαγής ΙΙ με Δυναμική Ανάλυση τα αποτελέσματα της οποίας φαίνονται στο Παράρτημα Β .

Κ Τ Ι Ρ Ι Ο Β
 (ΠΑΡΑΛΛΑΓΗ ΙΙ)
 ΔΕΚΑΘΡΟΦΟ
 ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ
 ΞΥΛΟΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ
 ΙΣΟΓΕΙΟΥ, Α', Β' ΟΡΟΦΟΥ
 ΚΑΜΑΚΑ 1:100
 ΙΟΥΝΙΟΣ 1994

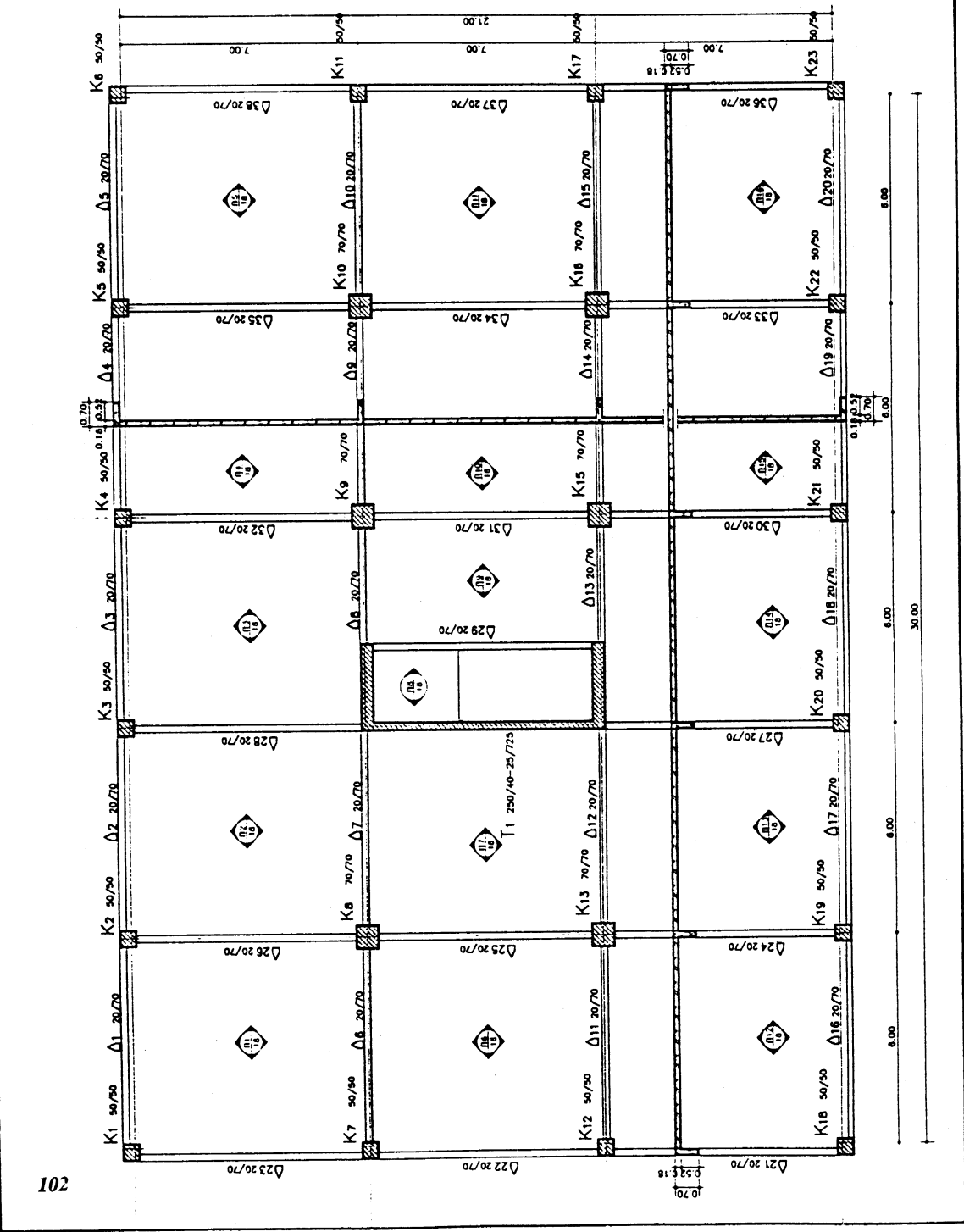


1001

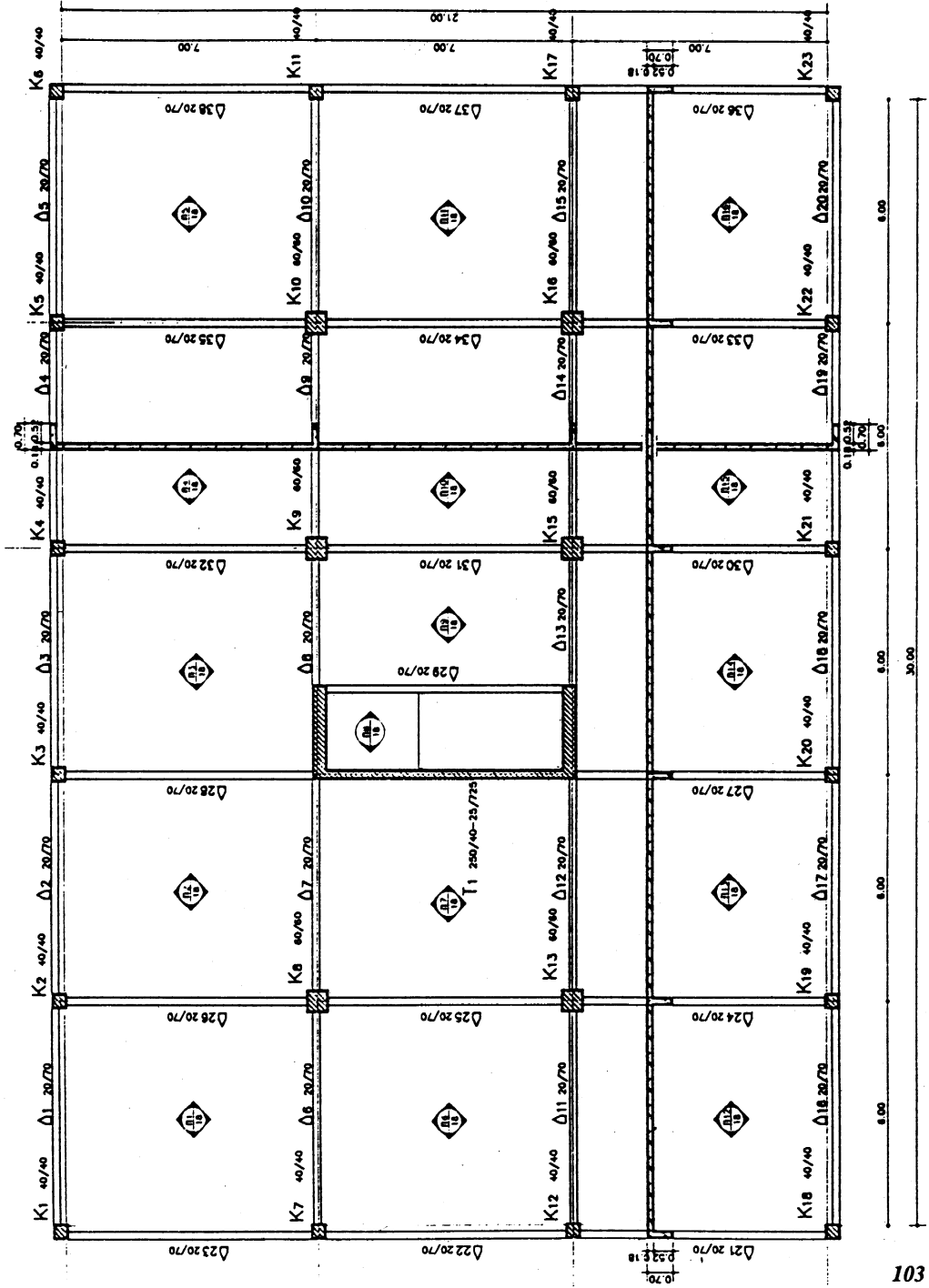
ΚΤΙΡΙΟ Β
(ΠΑΡΑΛΛΑΓΗ ΙΙ)
ΔΕΚΑΘΡΟΦΟ
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ
Γ. Δ. Ε. ΟΡΟΦΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100
ΙΟΥΝΙΟΣ 1994

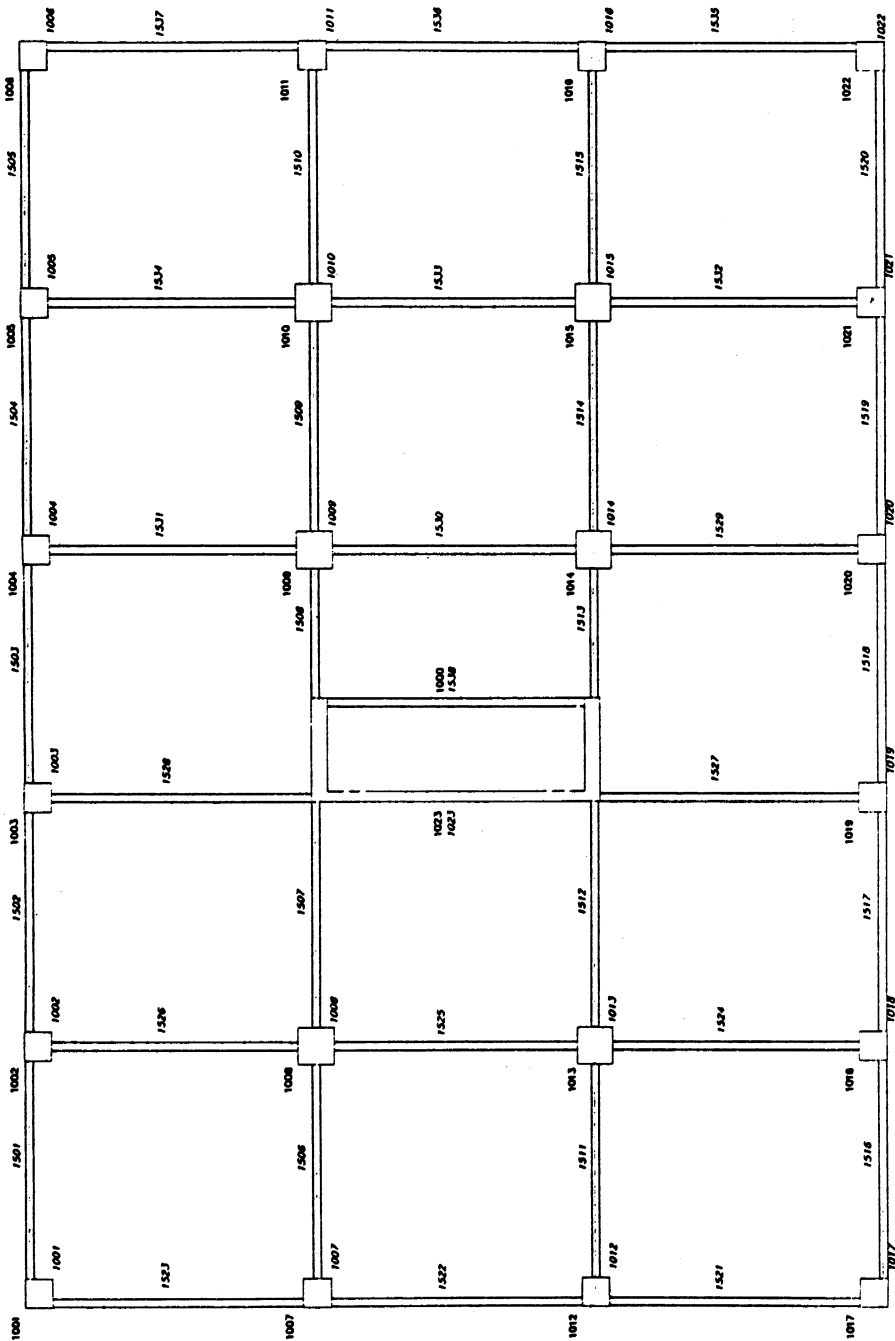


ΚΤΙΡΙΟ Β (ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ II)
ΔΕΚΑΔΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ
ΞΥΛΟΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΣΤ. Ζ'. ΟΡΟΦΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100
ΙΟΥΝΙΟΣ 1994



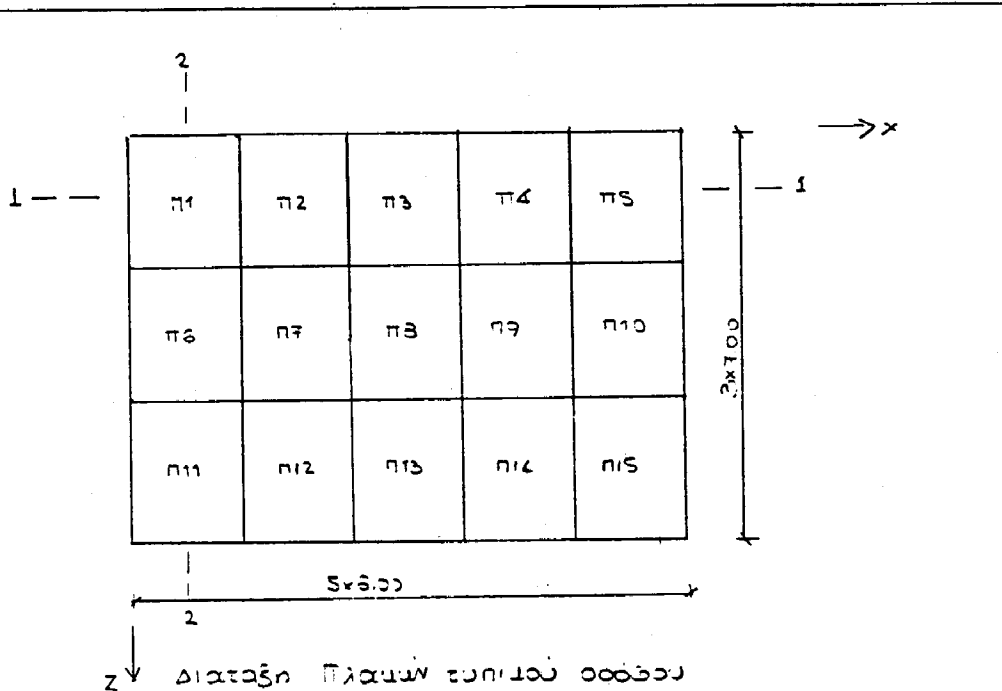
ΚΤΙΡΙΟ Β (ΠΑΡΑΛΛΑΓΗ II)
ΔΕΚΑΘΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ
ΕΥΛΑΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ Η' Θ' ΟΡΟΦΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100
ΙΟΥΝΙΟΣ 1994





ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΟ
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΟ

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΛΑΚΩΝ



Προεπιλογή πάχους πλακών

Για την απαράβατη από τον έλεγχο των βελών υαλύφης πρέπει

- $d \geq \frac{a.l_{min}}{35} \rightarrow d \geq \frac{0.8 \times 6.00}{35} \rightarrow d \geq 0.137 \quad \eta$
- $d \geq \frac{(a.l_{min})^2}{150} \rightarrow d \geq 0.154 \text{ m}$ σε περιπτώσεις που

οι πλάκες θέσαν ευαλοθτητα διαχωρισισιμό

Ευλόγησεν πάχος πλάκας: $h = 0.154 + 0.02 = 0.174 \text{ m}$
 $\rightarrow \underline{h = 0.13 \text{ m}}$

ΦΟΡΤΙΑ ΠΛΑΚΩΝ

Ιδιο βάρος	$0,18 \times 25 = 4,50 \text{ KN/m}^2$
Επιμερόσυνη	1,20 //
Τοιχοποιία	1,50 //
Μόλυβο	$G = 7,20 \text{ KN/m}^2$
Κινητά	$Q = 2,00 \text{ KN/m}^2$

ΕΠΙΛΥΣΗ ΠΛΑΚΩΝ

Η επίλυση των πλακών γίνεται για τον βασικό συνδυασμό
 $1,35G + 1,5Q = 13,40 \text{ KN/m}^2$

Η κατανομή του φορτίου γίνεται κατά Μαρτιν

Στη συνέχεια οι πλάκες επιλύονται σαν συνεχείς αψίδες
στις δύο διευδύνσεις

ΠΛΑΚΑ : Π1	ΣΥΜΠΑΓΗΣ ΤΕΤΡΑΕΡΕΙΣΤΗ
hs = 180mm	c = 15mm L1 = 6.23 m L2 = 7.22 m
Φορτία (kN/m ²)	Μονιμα: Φορτιση 1 Κινητα: Φορτιση 2
I.B.= 4.50	Επικαλυψη= 2.70 Κινητο= 2.00
ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ - ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΛΟΡΙΔΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ (ΚΑΤΑ MARCUS)	
Διευθυνση 1:	ΕΔΡΑΣΗ - ΠΑΚΤΩΣΗ Διευθυνση 2: ΕΔΡΑΣΗ - ΠΑΚΤΩΣΗ
Συντελεστής κατανομής: q1= 0.643 q2= 0.357	

ΠΛΑΚΑ : Π2	ΣΥΜΠΑΓΗΣ ΤΕΤΡΑΕΡΕΙΣΤΗ
hs = 180mm	c = 15mm L1 = 6.06 m L2 = 7.23 m
Φορτία (kN/m ²)	Μονιμα: Φορτιση 1 Κινητα: Φορτιση 2
I.B.= 4.50	Επικαλυψη= 2.70 Κινητο= 2.00
ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ - ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΛΟΡΙΔΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ (ΚΑΤΑ MARCUS)	
Διευθυνση 1:	ΠΑΚΤΩΣΗ - ΠΑΚΤΩΣΗ Διευθυνση 2: ΕΔΡΑΣΗ - ΠΑΚΤΩΣΗ
Συντελεστής κατανομής: q1= 0.503 q2= 0.497	

ΠΛΑΚΑ : Π3	ΣΥΜΠΑΓΗΣ ΤΕΤΡΑΕΡΕΙΣΤΗ
hs = 180mm	c = 15mm L1 = 5.94 m L2 = 7.22 m
Φορτία (kN/m ²)	Μονιμα: Φορτιση 1 Κινητα: Φορτιση 2
I.B.= 4.50	Επικαλυψη= 2.70 Κινητο= 2.00
ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ - ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΛΟΡΙΔΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ (ΚΑΤΑ MARCUS)	
Διευθυνση 1:	ΠΑΚΤΩΣΗ - ΠΑΚΤΩΣΗ Διευθυνση 2: ΕΔΡΑΣΗ - ΠΑΚΤΩΣΗ
Συντελεστής κατανομής: q1= 0.522 q2= 0.478	

ΠΛΑΚΑ : Π4	ΣΥΜΠΑΓΗΣ ΤΕΤΡΑΕΡΕΙΣΤΗ
hs = 180mm	c = 15mm L1 = 6.00 m L2 = 7.22 m
Φορτία (kN/m ²)	Μονιμα: Φορτιση 1 Κινητα: Φορτιση 2
I.B.= 4.50	Επικαλυψη= 2.70 Κινητο= 2.00
ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ - ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΛΟΡΙΔΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ (ΚΑΤΑ MARCUS)	
Διευθυνση 1:	ΠΑΚΤΩΣΗ - ΠΑΚΤΩΣΗ Διευθυνση 2: ΕΔΡΑΣΗ - ΠΑΚΤΩΣΗ
Συντελεστής κατανομής: q1= 0.512 q2= 0.488	

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΟΚΩΝ

* ΜΕΛΗ : 1532 1533
 * ΔΟΚΟΙ: 32 33

* Σκυροδεμα: C20 - Κυριος Οπλισμος: S400 - Συνδετηρες: S400 - Επικαλυψη: 20(mm)*

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ - ΡΟΠΕΣ ΚΑΜΨΗΣ - ΔΙΑΜΗΚΕΙΣ ΟΠΛΙΣΜΟΙ

Δοκος:	32	Μηκος(m):	6.20	Διατομη:	T	Υψος(m):	.70	Πλατος(m):	.20
Αρχη :	1021	Παχος Πλακας Ανω (m):	.18 (αρχη)	.18 (μεσον)	.18 (τελος)				
Τελος :	1015	Παχος Πλακας Κατω (m):	.00 (αρχη)	- (μεσον)	.00 (τελος)				
Θεση	Ενεργο Πλατος	max Ροπη	Απαιτουμενη Διατ Οπλ	Οπλισμοι Συνεχ	Προσθ	Συνολικη Διατ Οπλ	Ροπη Αντοκης		
	(m)	(kNm)	(mm ²)			(mm ²)	(kNm)		
Αρχη Ανω	.20	340.3	1924.	3Φ16	4Φ20	1860.	403.7		
Αρχη Κατω	.67	44.5	962.	2Φ16	2Φ16	958.	208.0		
Μεσον	2.07	138.7	611.	2Φ16	1Φ14	556.	--		
Τελος Ανω	.20	337.5	1902.	3Φ16	7Φ16	2011.	436.4		
Τελος Κατω	1.13	49.6	951.	2Φ16	2Φ20	1184.	257.1		
Σημ.:	1. Προσθ Κατω οπλ ανοιγμ επεκτεινεται: 1Φ14 προς αρχη - 1Φ14 προς τελος								
	2. Προσθ Κατω οπλ ανοιγμ δοκου επεκτεινεται προς αρχη δοκου 33: 1Φ14								
	3. Προσθ Κατω οπλ ανοιγμ δοκου 33 επεκτειν προς τελος δοκου 32: 1Φ14								

Δοκος:	33	Μηκος(m):	6.10	Διατομη:	T	Υψος(m):	.70	Πλατος(m):	.20
Αρχη :	1015	Παχος Πλακας Ανω (m):	.18 (αρχη)	.18 (μεσον)	.18 (τελος)				
Τελος :	1010	Παχος Πλακας Κατω (m):	.00 (αρχη)	- (μεσον)	.00 (τελος)				
Θεση	Ενεργο Πλατος	max Ροπη	Απαιτουμενη Διατ Οπλ	Οπλισμοι Συνεχ	Προσθ	Συνολικη Διατ Οπλ	Ροπη Αντοκης		
	(m)	(kNm)	(mm ²)			(mm ²)	(kNm)		
Αρχη Ανω	.20	326.5	1816.	2Φ16	7Φ16	1810.	392.8		
Αρχη Κατω	1.13	79.9	908.	2Φ16	2Φ20	1184.	257.1		
Μεσον	2.07	114.7	505.	2Φ16	1Φ14	556.	--		
Τελος Ανω	.20	327.2	1822.	2Φ16	7Φ16	1810.	392.8		
Τελος Κατω	.67	79.2	911.	2Φ16	2Φ14	864.	187.5		
Σημ.:	1. Προσθ Κατω οπλ ανοιγμ επεκτεινεται: 1Φ14 προς αρχη - 1Φ14 προς τελος								
	2. Προσθ Κατω οπλ ανοιγμ δοκου επεκτεινεται προς τελος δοκου 32: 1Φ14								
	3. Προσθ Κατω οπλ ανοιγμ δοκου 32 επεκτειν προς αρχη δοκου 33: 1Φ14								

ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ

Δοκος:	32	Τεμν αντοχης VRD2 (kN):	441	Συμβ σκυροδ Vcd (μη-Σεισμ)(kN):	86			
		Σεισμ τεμν (kN)- Παρεια αρχ:	maxVSd: 268.	minVSd: 15.	ζ: .06			
		Σεισμ τεμν (kN)- Παρεια τελ:	maxVSd: 240.	minVSd: -12.	ζ: -.05			
Περιοχη	Μηκος	Τεμνουσα VSd Σεισμ μη-Σεισμ	Τεμν υπολογ συνδεν Vwd	max αποστ συνδετηρων	Συνδετηρες: Αριθμ Φ(mm) s(mm)			
	(m)	(kN)	(kN)	(mm)				
αρχης	1.40	250.	198.	250.	140.	18	8	85
ενδιαμεση	3.40	192.	108.	106.	300.	17	8	195
τελους	1.40	230.	168.	115.	140.	11	8	140
Σημ.:	Στην κρισιμη περιοχη αρχης δισδιαγωνιοι συνδ. Φ 8/ 0mm κατα ±45° διτρ							
	Στην κρισιμη περιοχη τελους δισδιαγωνιοι συνδ. Φ 8/130mm κατα ±45° διτρ							

Δοκος:	33	Τεμν αντοχης VRD2 (kN):	441	Συμβ σκυροδ Vcd (μη-Σεισμ)(kN):	86			
		Σεισμ τεμν (kN)- Παρεια αρχ:	maxVSd: 218.	minVSd: -24.	ζ: -.11			
		Σεισμ τεμν (kN)- Παρεια τελ:	maxVSd: 231.	minVSd: -11.	ζ: -.05			
Περιοχη	Μηκος	Τεμνουσα VSd Σεισμ μη-Σεισμ	Τεμν υπολογ συνδεν Vwd	max αποστ συνδετηρων	Συνδετηρες: Αριθμ Φ(mm) s(mm)			
	(m)	(kN)	(kN)	(mm)				

αρχης	1.40	208.	150.	104.	140.	11	8	140
ενδιαμεση	3.30	183.	91.	97.	300.	15	8	215
τελους	1.40	221.	150.	110.	140.	11	8	140
Σημ.:	Στην κρισιμη περιοχη αρχης δισδιαγωνιοι συνδ. Φ 8/285mm κατα ±45° διτρ							
	Στην κρισιμη περιοχη τελους δισδιαγωνιοι συνδ. Φ 8/135mm κατα ±45° διτρ							

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

 * ΜΕΛΗ : 3015 2015 1015
 * ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ : 15 K16

* Σκυροδεμα: C20 - Κυρίως Οπλισμός: S400 - Συνδετήρες: S400 - Επικάλυψη: 20(mm)*

ΙΚΑΝΟΤΙΚΗ ΜΕΓΕΘΥΝΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΡΟΠΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

 * Κομβός : 2015 Ανw Υποστυλwμα (1): 3015 - Κατω Υποστυλwμα (2): 2015 *

* Επίπεδο XY - Ροπες Mz Δοκός 1 : 2515 Δοκός 2 : 2514 *

	MEc1	MEc2	MSb1	MSb2	MRb1	MRb2	aCD	MEc1cd	MEc2cd
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		(kNm)	(kNm)
EX	234.5	-416.3	263.6	-290.7	.0	.0	1.00	234.5	-416.3
EZ	-100.3	153.5	-105.4	110.6	.0	.0	1.00	-100.3	153.5

* Επίπεδο XZ - Ροπες My Δοκός 1 : 2533 Δοκός 2 : 2532 *

	MEc1	MEc2	MSb1	MSb2	MRb1	MRb2	aCD	MEc1cd	MEc2cd
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		(kNm)	(kNm)
EX	-80.3	-136.1	96.0	91.5	.0	.0	1.00	-80.3	-136.1
EZ	-179.4	356.1	-239.7	227.1	.0	.0	1.00	-179.4	356.1

 * Κομβός : 1015 Ανw Υποστυλwμα (1): 2015 - Κατω Υποστυλwμα (2): 1015 *

* Επίπεδο XY - Ροπες Mz Δοκός 1 : 1515 Δοκός 2 : 1514 *

	MEc1	MEc2	MSb1	MSb2	MRb1	MRb2	aCD	MEc1cd	MEc2cd
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		(kNm)	(kNm)
EX	63.4	-469.7	218.5	-235.6	.0	.0	1.40	88.7	-657.5
EZ	-31.7	184.5	-89.8	94.2	.0	.0	1.40	-44.4	258.3

* Επίπεδο XZ - Ροπες My Δοκός 1 : 1533 Δοκός 2 : 1532 *

	MEc1	MEc2	MSb1	MSb2	MRb1	MRb2	aCD	MEc1cd	MEc2cd
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		(kNm)	(kNm)
EX	-34.5	150.8	-82.5	79.2	.0	.0	1.00	-34.5	150.8
EZ	-76.6	378.2	-203.2	193.5	.0	.0	1.00	-76.6	378.2

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ - ΜΕΓΕΘΗ ΟΡΘΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ - ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ

Συνδυασμοί Δρασεων	Βαση			Κορυφη		
	My	Mz	N	My	Mz	N
	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)
1.35G+1.5Q	24.8	9.8	5528.8	-17.8	-13.2	5446.8
G+ψ2Q+Ex+.3Ey	151.7	-416.3	3690.8	-111.9	330.2	3630.1
G+ψ2Q-Ex-.3Ey	-120.5	416.3	3321.4	89.9	-346.5	3260.7
G+ψ2Q+Ey+.3Ex	-356.1	159.6	3641.3	240.9	-136.8	3580.5
G+ψ2Q-Ey-.3Ex	356.1	-147.4	3370.9	-263.0	120.5	3310.2

Συνδυασμοί Δρασεων	Βαση			Κορυφη		
	My	Mz	N	My	Mz	N
	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)
1.35G+1.5Q	26.5	18.5	6227.3	-13.4	-23.0	6145.3
G+ψ2Q+Ex+.3Ey	-134.4	-657.5	4149.9	72.1	234.5	4089.1
G+ψ2Q-Ex-.3Ey	167.2	657.5	3753.5	-88.5	-234.5	3692.7
G+ψ2Q+Ey+.3Ex	-378.2	196.0	4096.3	179.4	-114.7	4035.5
G+ψ2Q-Ey-.3Ex	378.2	-173.0	3807.1	-179.4	86.0	3746.3

Συνδυασμοί : Βαση : Κορυφη

Δρασεων	My (kNm)	Mz (kNm)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	N (kN)
1.35G+1.5Q	8.7	3.8	6961.1	-15.4	-17.0	6851.8
G+ψ2Q+Ex+.3Ey	-496.7	-1182.5	4629.3	25.1	88.7	4548.3
G+ψ2Q-Ex-.3Ey	496.7	1182.5	4215.5	-44.0	-88.7	4134.5
G+ψ2Q+Ey+.3Ex	-1213.3	496.3	4573.2	76.6	-42.2	4492.2
G+ψ2Q-Ey-.3Ex	1213.3	-496.3	4271.5	-76.6	21.2	4190.5

Υποστ: 3015 | Ελ. υψος(m): 3.00 | Διατομή: ΟΡΘ | by (m) : .90 | bz (m) : .90

Κατακορυφες ραβδοι : 36Φ20 | 10 ραβδοι στην by 10 ραβδοι στην bz

Περιβαλλουσα βραχυνσεων σκυροδεματος

Κορυφη Διατομης	Βαση υποστυλωματος		Κορυφη υποστυλωματος	
	Βραχυνση %	Συνδυασμος	Βραχυνση %	Συνδυασμος
1	-.064	4	-.060	2
2	-.053	1	-.056	1
3	-.068	2	-.056	4
4	-.057	1	-.052	1

Υποστ: 2015 | Ελ. υψος(m): 3.00 | Διατομή: ΟΡΘ | by (m) : .90 | bz (m) : .90

Κατακορυφες ραβδοι : 36Φ20 | 10 ραβδοι στην by 10 ραβδοι στην bz

Περιβαλλουσα βραχυνσεων σκυροδεματος

Κορυφη Διατομης	Βαση υποστυλωματος		Κορυφη υποστυλωματος	
	Βραχυνση %	Συνδυασμος	Βραχυνση %	Συνδυασμος
1	-.073	4	-.061	1
2	-.087	2	-.064	1
3	-.072	2	-.063	1
4	-.085	3	-.060	1

Υποστ: 1015 | Ελ. υψος(m): 4.00 | Διατομή: ΟΡΘ | by (m) : .90 | bz (m) : .90

Κατακορυφες ραβδοι : 36Φ20 | 10 ραβδοι στην by 10 ραβδοι στην bz

Περιβαλλουσα βραχυνσεων σκυροδεματος

Κορυφη Διατομης	Βαση υποστυλωματος		Κορυφη υποστυλωματος	
	Βραχυνση %	Συνδυασμος	Βραχυνση %	Συνδυασμος
1	-.165	4	-.070	1
2	-.163	2	-.073	1
3	-.162	5	-.071	1
4	-.159	3	-.068	1

Ραβδοι συνδεσης με θεμ.: 36Φ20 | 10 ραβδοι στην by 10 ραβδοι στην bz

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ (για minN/maxN)

Υποστ/Λωμα	Θεση	Διευθυνση/φορα διανυσματος MRd .:			
		+y (kNm)	-y (kNm)	+z (kNm)	-z (kNm)
3015	Κορυφη	2177.1/ 2200.8	-2177.1/-2200.8	2177.1/ 2200.8	-2177.1/-2200.8
	Βαση	2177.1/ 2200.8	-2177.1/-2200.8	2177.1/ 2200.8	-2177.1/-2200.8
2015	Κορυφη	2200.9/ 2211.1	-2200.9/-2211.1	2200.9/ 2211.1	-2200.9/-2211.1
	Βαση	2200.9/ 2211.1	-2200.9/-2211.1	2200.9/ 2211.1	-2200.9/-2211.1
1015	Κορυφη	2211.0/ 2205.3	-2211.0/-2205.3	2211.0/ 2205.3	-2211.0/-2205.3
	Βαση	2211.0/ 2205.3	-2211.0/-2205.3	2211.0/ 2205.3	-2211.0/-2205.3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ

Υποστυλωμα	Αντοχη VRd2 (kN)		Τεμν. Υπολ. VSd (kN)		Συμβ. Σκυρ. Vcd (kN)		Απαιτούμενο Vwd (kN)		Συνδετηρες		Wwd	
	Y	Z	Y	Z	Y	Z	Y	Z	Φ	s	Απαιτ	Διαθ
									(mm)			
3015	2586.	2586.	1871.	1871.	631.	631.	1240.	1240.	8	65	.29	.28
					εκτος κρισ. περιοχων				8	65	-	.28
2015	2586.	2586.	1695.	1695.	646.	646.	1049.	1049.	8	55	.32	.34
					εκτος κρισ. περιοχων				8	75	-	.25
1015	2586.	2586.	1406.	1406.	663.	663.	743.	743.	8	50	.35	.37
					εκτος κρισ. περιοχων				8	110	-	.17

* ΜΕΛΗ : 6015 5015 4015
 * ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ : 15

* Σκυροδεμα: C20 - Κυριος Οπλισμος: S400 - Συνδετηρες: S400 - Επικαλυψη: 20(mm)*

ΙΚΑΝΟΤΙΚΗ ΜΕΓΕΘΥΝΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΡΟΠΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

* Κομβος : 5015 Ανω Υποστυλωμα (1): 6015 - Κατω Υποστυλωμα (2): 5015 *

* Επιπεδο XY - Ροπες Mz Δοκος 1 : 5515 Δοκος 2 : 5514 *

	MEc1	MEc2	MSb1	MSb2	MRb1	MRb2	aCD	MEc1cd	MEc2cd
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		(kNm)	(kNm)
EX	349.5	-266.3	244.5	-290.5	.0	.0	1.00	349.5	-266.3
EZ	-131.8	-92.0	-92.7	-101.4	.0	.0	1.00	-131.8	-92.0

* Επιπεδο XZ - Ροπες My Δοκος 1 : 5533 Δοκος 2 : 5532 *

	MEc1	MEc2	MSb1	MSb2	MRb1	MRb2	aCD	MEc1cd	MEc2cd
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		(kNm)	(kNm)
EX	-119.8	94.1	-97.6	92.2	.0	.0	1.00	-119.8	94.1
EZ	-299.0	252.8	-254.4	235.1	.0	.0	1.00	-299.0	252.8

* Κομβος : 4015 Ανω Υποστυλωμα (1): 5015 - Κατω Υποστυλωμα (2): 4015 *

* Επιπεδο XY - Ροπες Mz Δοκος 1 : 4515 Δοκος 2 : 4514 *

	MEc1	MEc2	MSb1	MSb2	MRb1	MRb2	aCD	MEc1cd	MEc2cd
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		(kNm)	(kNm)
EX	346.0	-302.3	261.0	-302.4	.0	.0	1.00	346.0	-302.3
EZ	-135.0	107.8	-101.4	109.3	.0	.0	1.00	-135.0	107.8

* Επιπεδο XZ - Ροπες My Δοκος 1 : 4533 Δοκος 2 : 4532 *

	MEc1	MEc2	MSb1	MSb2	MRb1	MRb2	aCD	MEc1cd	MEc2cd
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		(kNm)	(kNm)
EX	116.4	106.6	101.7	95.7	.0	.0	1.00	116.4	106.6
EZ	-287.8	278.7	-260.9	241.5	.0	.0	1.00	-287.8	278.7

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ - ΜΕΓΕΘΗ ΟΡΘΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ - ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ

Συνδυασμοι Δρασεων	Βαση			Κορυφη		
	My	Mz	N	My	Mz	N
	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)
1.35G+1.5Q	14.5	17.1	3468.0	-16.2	-18.8	3403.2

G+ψ2Q+Ex+.3Ey	-85.1	-266.3	2321.0	101.3	328.8	2273.0
G+ψ2Q-Ex-.3Ey	103.1	266.3	2068.8	-121.4	-352.3	2020.8
G+ψ2Q+Ex+.3Ex	-252.8	-81.2	2288.6	281.4	-129.7	2240.6
G+ψ2Q-Ex-.3Ex	252.8	102.8	2101.2	-301.4	106.1	2053.2

Συνδυασμοί Δρασεων	Βαση			Κορυφη		
	My (kNm)	Mz (kNm)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	N (kN)
1.35G+1.5Q	18.1	21.0	4151.1	-21.2	-22.0	4086.3
G+ψ2Q+Ex+.3Ey	-95.4	-302.3	2777.4	106.6	349.5	2729.4
G+ψ2Q-Ex-.3Ey	117.9	302.3	2480.6	-133.1	-349.5	2432.6
G+ψ2Q+Ex+.3Ex	-278.7	121.0	2738.7	299.0	-145.6	2690.7
G+ψ2Q-Ex-.3Ex	278.7	-94.5	2519.3	-299.0	118.0	2471.3

Συνδυασμοί Δρασεων	Βαση			Κορυφη		
	My (kNm)	Mz (kNm)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	N (kN)
1.35G+1.5Q	14.0	9.7	4840.1	-26.1	-19.0	4775.3
G+ψ2Q+Ex+.3Ey	-171.1	-471.6	3235.7	-132.7	346.0	3187.7
G+ψ2Q-Ex-.3Ey	171.1	471.6	2897.8	100.1	-346.0	2849.8
G+ψ2Q+Ex+.3Ex	-436.5	181.1	3191.0	287.8	-146.9	3143.0
G+ψ2Q-Ex-.3Ex	436.5	-181.1	2942.5	-287.8	123.1	2894.5

Υποστ: 6015 | Ελ. υψος(m): 3.00 | Διατομή: ΟΡΘ | by (m) : .80 | bz (m) : .80

Κατακορυφες ραβδοι : 24Φ20 | 7 ραβδοι στην by | 7 ραβδοι στην bz

Περιβαλλουσα θραχυνσεων σκυροδεματος

Κορυφη Διατομης	Βαση υποστυλωματος		Κορυφη υποστυλωματος	
	Βραχυνση %	Συνδυασμος	Βραχυνση %	Συνδυασμος
1	-.044	1	-.060	5
2	-.059	2	-.066	3
3	-.044	2	-.063	4
4	-.057	3	-.065	2

Υποστ: 5015 | Ελ. υψος(m): 3.00 | Διατομή: ΟΡΘ | by (m) : .80 | bz (m) : .80

Κατακορυφες ραβδοι : 24Φ20 | 7 ραβδοι στην by | 7 ραβδοι στην bz

Περιβαλλουσα θραχυνσεων σκυροδεματος

Κορυφη Διατομης	Βαση υποστυλωματος		Κορυφη υποστυλωματος	
	Βραχυνση %	Συνδυασμος	Βραχυνση %	Συνδυασμος
1	-.069	4	-.067	5
2	-.070	2	-.072	3
3	-.063	5	-.072	4
4	-.067	3	-.074	2

Υποστ: 4015 | Ελ. υψος(m): 3.00 | Διατομή: ΟΡΘ | by (m) : .80 | bz (m) : .80

Κατακορυφες ραβδοι : 24Φ20 | 7 ραβδοι στην by | 7 ραβδοι στην bz

Περιβαλλουσα θραχυνσεων σκυροδεματος

Κορυφη Διατομης	Βαση υποστυλωματος		Κορυφη υποστυλωματος	
	Βραχυνση %	Συνδυασμος	Βραχυνση %	Συνδυασμος
1	-.097	4	-.083	2
2	-.101	2	-.068	1
3	-.093	5	-.079	4
4	-.096	3	-.060	2

Ραβδοι συνδεσης με θερ.: 24Φ20 ; 7 ραβδοι στην by 7 ραβδοι στην bz

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ (για minN/maxN)

Υποστυλωμα	Θεση	Διευθυνση/φορα διανυσματος MRd :			
		+y (kNm)	-y (kNm)	+z (kNm)	-z (kNm)
6015	Κορυφη	1346.2/ 1377.7	-1346.2/-1377.7	1346.2/ 1377.7	-1346.2/-1377.7
	Βαση	1346.2/ 1377.7	-1346.2/-1377.7	1346.2/ 1377.7	-1346.2/-1377.7
5015	Κορυφη	1387.4/ 1410.4	-1387.4/-1410.4	1387.4/ 1410.4	-1387.4/-1410.4
	Βαση	1387.4/ 1410.4	-1387.4/-1410.4	1387.4/ 1410.4	-1387.4/-1410.4
4015	Κορυφη	1414.0/ 1425.0	-1414.0/-1425.0	1414.0/ 1425.0	-1414.0/-1425.0
	Βαση	1414.0/ 1425.0	-1414.0/-1425.0	1414.0/ 1425.0	-1414.0/-1425.0

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ

Υποστυλωμα	Αντοχη VRd2 (kN)		Τερμ. Υπολ. VSd (kN)		Συμβ. Σκυρ. Vcd (kN)		Απαιτουμενο Vwd (kN)		Συνδετηρες			
	y	z	y	z	y	z	y	z	Φ	s		
									(mm)	Απαιτ Διαθ		
6015	2032.	2032.	1171.	1171.	485.	485.	686.	686.	8	70	.24	.25
					εκτος κρισ. περιοχων				8	85	-	.21
5015	2032.	2032.	1081.	1081.	500.	500.	581.	581.	8	60	.28	.29
					εκτος κρισ. περιοχων				8	105	-	.17
4015	2032.	2032.	1211.	1211.	516.	516.	695.	695.	8	55	.32	.32
					εκτος κρισ. περιοχων				8	85	-	.21

* ΜΕΛΗ : 8015 7015

* ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ : 15

* Σκυροδεμα: C20 - Κυριος Οπλισμος: S400 - Συνδετηρες: S400 - Επικαλυψη: 20(mm)*

ΙΚΑΝΟΤΙΚΗ ΜΕΓΕΘΥΝΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΡΟΠΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

* Κομβος : 7015 Ανω Υποστυλωμα (1): 8015 - Κατω Υποστυλωμα (2): 7015 *

* Επιπεδο XY - Ροπες Mz Δοκος 1 : 7515 Δοκος 2 : 7514 *

	MEc1	MEc2	MSb1	MSb2	MRb1	MRb2	aCD	MEc1cd	MEc2cd
EX	269.8	-184.9	172.1	-230.9	.0	.0	1.00	269.8	-184.9
EZ	-100.5	-68.5	-64.1	-85.4	.0	.0	1.00	-100.5	-68.5

* Επιπεδο XZ - Ροπες My Δοκος 1 : 7533 Δοκος 2 : 7532 *

	MEc1	MEc2	MSb1	MSb2	MRb1	MRb2	aCD	MEc1cd	MEc2cd
EX	-106.1	67.2	-82.2	74.1	.0	.0	1.00	-106.1	67.2
EZ	-267.2	186.2	-218.2	190.7	.0	.0	1.00	-267.2	186.2

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ - ΜΕΓΕΘΗ ΟΡΘΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ - ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ

Συνδυασμοι Δρασεων	Βαση			Κορυφη		
	My (kNm)	Mz (kNm)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	N (kN)
1.35G+1.5Q	30.9	27.9	2107.0	-32.8	-29.1	2057.4
G+ψ2Q+Ex+.3Ey	-48.0	-184.9	1407.7	68.8	230.3	1370.9
G+ψ2Q-Ex-.3Ey	86.5	184.9	1255.3	-109.6	-266.8	1218.6

G+ψ2Q+Ey+.3Ex	-186.2	-51.0	1388.5	218.5	69.2	1351.7
G+ψ2Q-Ey-.3Ex	186.2	86.0	1274.5	-259.3	-105.7	1237.8

Συνδυασμοί Δρασεων	Βαση			Κορυφη		
	My (kNm)	Mz (kNm)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	N (kN)
1.35G+1.5Q	15.4	15.6	2789.0	-21.3	-24.1	2739.4
G+ψ2Q+Ex+.3Ey	-122.0	-289.4	1866.2	92.8	269.8	1829.4
G+ψ2Q-Ex-.3Ey	122.0	289.4	1660.6	-119.4	-269.8	1623.9
G+ψ2Q+Ey+.3Ex	-312.3	106.8	1840.3	267.2	-115.7	1803.6
G+ψ2Q-Ey-.3Ex	312.3	-106.8	1686.5	-267.2	85.4	1649.8

Υποστ: 8015 | Ελ. υψος(m): 3.00 | Διατομή: ΟΡΘ | by (m) : .70 | bz (m) : .70

Κατακορυφες ραβδοι : 16Φ20 | 5 ραβδοι στην by 5 ραβδοι στην bz

Περιβαλλουσα θραχυνσεων σκυροδεματος

Κορυφη Διατομης	Βαση υποστυλωματος		Κορυφη υποστυλωματος	
	Βραχυνση %	Συνδυασμος	Βραχυνση %	Συνδυασμος
1	-.041	4	-.044	2
2	-.055	4	-.080	3
3	-.041	2	-.042	4
4	-.059	5	-.065	2

Υποστ: 7015 | Ελ. υψος(m): 3.00 | Διατομή: ΟΡΘ | by (m) : .70 | bz (m) : .70

Κατακορυφες ραβδοι : 16Φ20 | 5 ραβδοι στην by 5 ραβδοι στην bz

Περιβαλλουσα θραχυνσεων σκυροδεματος

Κορυφη Διατομης	Βαση υποστυλωματος		Κορυφη υποστυλωματος	
	Βραχυνση %	Συνδυασμος	Βραχυνση %	Συνδυασμος
1	-.095	4	-.079	5
2	-.093	2	-.086	3
3	-.093	5	-.087	4
4	-.091	3	-.084	2

Ραβδοι συνδεσης με θεμ: 16Φ20 | 5 ραβδοι στην by 5 ραβδοι στην bz

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ (για minN/maxN)

Υποστ/λωμα	Θεση	Διευθυνση/φορα διαγυσηματος MRd :			
		+y (kNm)	-y (kNm)	+z (kNm)	-z (kNm)
8015	Κορυφη	798.3/ 823.8	-798.3/ -823.8	798.3/ 823.8	-798.3/ -823.8
	Βαση	798.3/ 823.8	-798.3/ -823.8	798.3/ 823.8	-798.3/ -823.8
7015	Κορυφη	848.5/ 870.3	-848.5/ -870.3	848.5/ 870.3	-848.5/ -870.3
	Βαση	848.5/ 870.3	-848.5/ -870.3	848.5/ 870.3	-848.5/ -870.3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ

Υποστυλωμα	Αντοχη VRd2 (kN)		Τεμν. Υπολ. Vsd (kN)		Συμβ. Σκυρ. Vcd (kN)		Απαιτουμενο Vwd (kN)		Συνδετηρες Φ s Wwd			
	y	z	y	z	y	z	y	z	(mm)	Απαιτ Διαθ		
8015	1545.	1545.	700.	700.	361.	361.	339.	339.	8	90	.21	.22
					εκτος κριση περιοχων				8	125	-	.16
7015	1545.	1545.	740.	740.	377.	377.	363.	363.	8	75	.26	.27
					εκτος κριση περιοχων				8	125	-	.16

 * ΜΕΛΗ : 10015 9015
 * ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ : 15

Σκυροδεμα: C20 - Κυριος Οπλισμος: S400 - Συνδετηρες: S400 - Επικαλυψη: 20(mm)

ΙΚΑΝΟΤΙΚΗ ΜΕΓΕΘΥΝΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΡΟΠΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

* Κομβος : 9015 Ανw Υποστυλωμα (1): 10015 - Κατω Υποστυλωμα (2): 9015 *

* Επιπεδο XY - Ροπες Mz Δοκος 1 : 9515 Δοκος 2 : 9514 *

	MEc1	MEc2	MSb1	MSb2	MRb1	MRb2	aCD	MEc1cd	MEc2cd
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		(kNm)	(kNm)
EX	158.3	-119.6	92.4	-158.5	.0	.0	1.00	158.3	-119.6
EZ	-57.7	-49.3	31.5	-64.2	.0	.0	1.00	-57.7	-49.3

* Επιπεδο XZ - Ροπες My Δοκος 1 : 9533 Δοκος 2 : 9532 *

	MEc1	MEc2	MSb1	MSb2	MRb1	MRb2	aCD	MEc1cd	MEc2cd
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		(kNm)	(kNm)
EX	-74.5	38.7	57.1	46.7	.0	.0	1.00	-74.5	38.7
EZ	-188.7	118.9	-158.2	123.9	.0	.0	1.00	-188.7	118.9

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ - ΜΕΓΕΘΗ ΟΡΘΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ - ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ

Συνδυασμοι Δρασεων	Βαση			Κορυφη		
	My	Mz	N	My	Mz	N
	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)
1.35G+1.5Q	56.3	45.6	729.7	-92.8	-64.1	693.2
G+ψ2Q+Ex+.3Ey	-3.7	-119.6	481.8	7.6	128.9	454.8
G+ψ2Q-Ex-.3Ey	73.7	119.6	439.2	-123.0	-209.0	412.2
G+ψ2Q+Ey+.3Ex	-118.9	-20.8	475.0	128.1	23.4	448.0
G+ψ2Q-Ey-.3Ex	118.9	77.8	445.9	-243.5	-103.5	418.9

Συνδυασμοι Δρασεων	Βαση			Κορυφη		
	My	Mz	N	My	Mz	N
	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)
1.35G+1.5Q	21.4	21.3	1424.1	-23.5	-25.4	1387.7
G+ψ2Q+Ex+.3Ey	-81.1	-167.6	948.8	59.9	158.3	921.8
G+ψ2Q-Ex-.3Ey	81.1	167.6	849.4	-89.1	-158.3	822.4
G+ψ2Q+Ey+.3Ex	-210.0	-62.3	936.2	188.7	-73.6	909.2
G+ψ2Q-Ey-.3Ex	210.0	62.3	862.1	-188.7	41.8	835.1

Υποστ: 10015 | Ελ. υψος(m): 3.00 | Διατομη: ΟΡΘ | by (m) : .60 | bz (m) : .60

Κατακορυφες ραβδοι : 12Φ20 | 4 ραβδοι στην by 4 ραβδοι στην bz

Περιβαλλουσα βραχυνσεων σκυροδεματος

Κορυφη Διατομης	Βαση υποστυλωματος		Κορυφη υποστυλωματος	
	Βραχυνση %	Συνδυασμος	Βραχυνση %	Συνδυασμος
1	-.033	4	-.040	2
2	-.046	4	-.123	5
3	-.039	2	-.035	4
4	-.065	5	-.050	4

Υποστ: 9015 | Ελ. υψος(m): 3.00 | Διατομη: ΟΡΘ | by (m) : .60 | bz (m) : .60

Κατακορυφες ραβδοι : 12Φ20 | 4 ραβδοι στην by 4 ραβδοι στην bz

Περιβαλλουσα βραχυνσεων σκυροδεματος

Κορυφή Διατομής	Βάση υποστύλων		Κορυφή υποστύλων	
	Βραχύνση %	Συνδυασμός	Βραχύνση %	Συνδυασμός
1	-.055	4	-.079	5
2	-.094	4	-.083	3
3	-.054	5	-.089	4
4	-.094	5	-.074	2

Ραβδοί συνδέσεως με θεμ.: 12Φ20 | 4 ραβδοί στην by | 4 ραβδοί στην bz

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ (για minN/maxN)

Υποστύλωμα	Θεση	Διεύθυνση/φορα διανυσματος MRd :			
		+y (kNm)	-y (kNm)	+z (kNm)	-z (kNm)
10015	Κορυφή	432.3/ 445.5	-432.3/ -445.5	432.3/ 445.5	-432.3/ -445.5
	Βάση	432.3/ 445.5	-432.3/ -445.5	432.3/ 445.5	-432.3/ -445.5
9015	Κορυφή	499.5/ 515.7	-499.5/ -515.7	499.5/ 515.7	-499.5/ -515.7
	Βάση	499.5/ 515.7	-499.5/ -515.7	499.5/ 515.7	-499.5/ -515.7

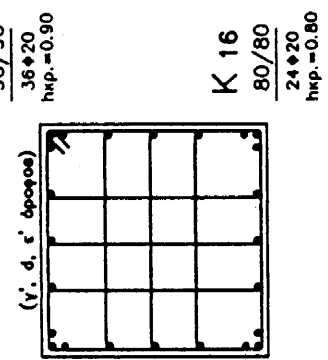
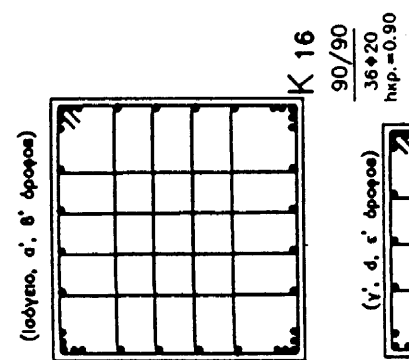
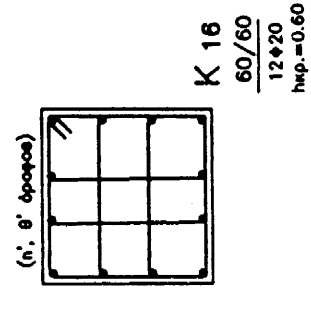
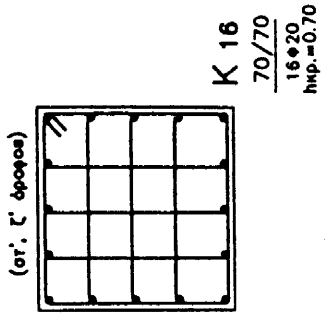
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ - ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ

Υποστύλωμα	Αντοχή VRd2 (kN)		Τεμν. Υπολ. VSd (kN)		Συμβ. Σκυρ. Vcd (kN)		Απαιτούμενο Vwd (kN)		Συνδετήρες			
	y	z	y	z	y	z	y	z	Φ	s	Wwd	Απαιτ Διαθ
10015	1124.	1124.	367.	367.	0.	0.	367.	367.	8	95	.15	.20
					εκτός κρίσ. περιοχών				8	95	-	.20
9015	1124.	1124.	438.	438.	260.	260.	179.	179.	8	90	.21	.21
					εκτός κρίσ. περιοχών				8	125	-	.15

ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

Υποστυλώμα Κ16

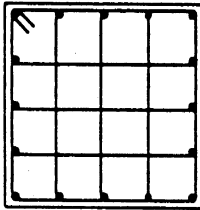
Όροφος	Διαστά. υποσ/τος	Διαμήκης οπλισμός	Συνδέτηρες	
			Κρτα. περ.	Μη κρτα. περ.
Ισόγειο	90/90	36φ20	φ8/50	φ8/50
Α' όροφος	90/90	36φ20	φ8/55	φ8/55
Β' όροφος	90/90	36φ20	φ8/65	φ8/65
Γ' όροφος	80/80	24φ20	φ8/55	φ8/55
Δ' όροφος	80/80	24φ20	φ8/60	φ8/60
Ε' όροφος	80/80	24φ20	φ8/70	φ8/70
ΣΤ' όροφος	70/70	16φ20	φ8/75	φ8/125
Ζ' όροφος	70/70	16φ20	φ8/90	φ8/125
Η' όροφος	60/60	12φ20	φ8/90	φ8/125
Θ' όροφος	60/60	12φ20	φ8/95	φ8/95



Υποσύστημα Κ17

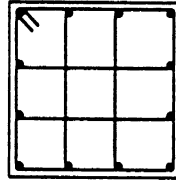
Όροφος	Διαστά. υποσ/τος	Διαμήκης οπλισμός	Συνδέτηρες	
			Κρίο. περ.	Μη κρίο. περ
Ισόγειο	70/70	16φ20	φ8/55	φ8/125
Α' όροφος	70/70	16φ20	φ8/60	φ8/125
Β' όροφος	70/70	16φ20	φ8/65	φ8/125
Γ' όροφος	60/60	12φ20	φ8/55	φ8/125
Δ' όροφος	60/60	12φ20	φ8/60	φ8/125
Ε' όροφος	60/60	12φ20	φ8/70	φ8/125
ΣΤ' όροφος	50/50	12φ18	φ8/75	φ8/125
Ζ' όροφος	50/50	12φ18	φ8/95	φ8/125
Η' όροφος	40/40	8φ20	φ8/75	φ8/125
Θ' όροφος	40/40	8φ18	φ8/110	φ8/125

(Ισόγειο, α', β' όροφος)

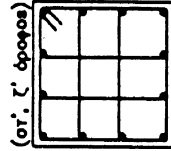


Κ 17
70/70
16φ20
ηκρ.=0.70

(γ', δ, ε' όροφος)

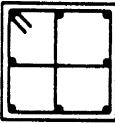


Κ 17
60/60
12φ20
ηκρ.=0.60

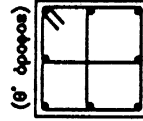


Κ 17
50/50
12φ18
ηκρ.=0.50

(η' όροφος)



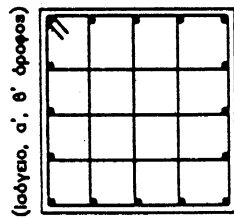
Κ 17
40/40
8φ20
ηκρ.=0.40



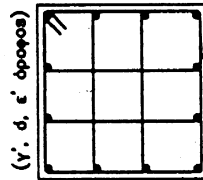
Κ 17
40/40
8φ18
ηκρ.=0.40

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ Κ22

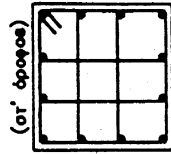
Όροφος	Διαστάθ. υποσ/τος	Διαμήκης οπλισμός	Συνδέτηρες	
			Κρυσ. περ.	Μη κρυσ. περ
Ισόγειο	70/70	16φ20	φ8/55	φ8/125
Α' όροφος	70/70	16φ20	φ8/60	φ8/125
Β' όροφος	70/70	16φ20	φ8/70	φ8/125
Γ' όροφος	60/60	12φ20	φ8/55	φ8/125
Δ' όροφος	60/60	12φ20	φ8/65	φ8/125
Ε' όροφος	60/60	12φ20	φ8/75	φ8/125
ΣΤ' όροφος	50/50	12φ20	φ8/75	φ8/125
Ζ' όροφος	50/50	12φ18	φ8/95	φ8/125
Η' όροφος	40/40	8φ20	φ8/70	φ8/125
Θ' όροφος	40/40	8φ20	φ8/110	φ8/110



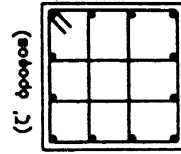
Κ 22
70/70
16φ20
ηκρ.=0.70



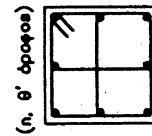
Κ 22
60/60
12φ20
ηκρ.=0.60



Κ 22
50/50
12φ20
ηκρ.=0.50



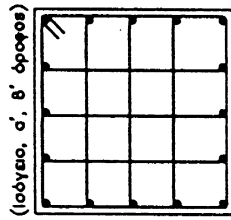
Κ 22
50/50
12φ18
ηκρ.=0.50



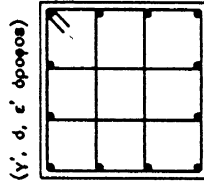
Κ 22
40/40
8φ20
ηκρ.=0.40

Υποσύστημα Κ23

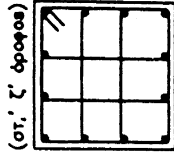
Οροφος	Διαστά. υποσ./τος	Διαμήκης οπλισμός	Συνδέτηρες	
			Κριο. περ.	Μη κριο. περ.
Ισόγειο	70/70	16φ20	φ8/75	φ8/125
Α' όροφος	70/70	16φ20	φ8/85	φ8/125
Β' όροφος	70/70	16φ20	φ8/90	φ8/90
Γ' όροφος	60/60	12φ20	φ8/75	φ8/125
Δ' όροφος	60/60	12φ20	φ8/85	φ8/125
Ε' όροφος	60/60	12φ20	φ8/95	φ8/95
ΣΤ' όροφος	50/50	12φ18	φ8/110	φ8/125
Ζ' όροφος	50/50	12φ18	φ8/125	φ8/125
Η' όροφος	40/40	8φ20	φ8/100	φ8/125
Θ' όροφος	40/40	8φ18	φ8/75	φ8/75



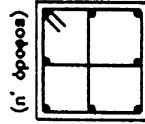
Κ 23
70/70
16φ20
h_{κρ.}=0.70



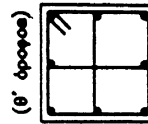
Κ 23
60/60
12φ20
h_{κρ.}=0.60



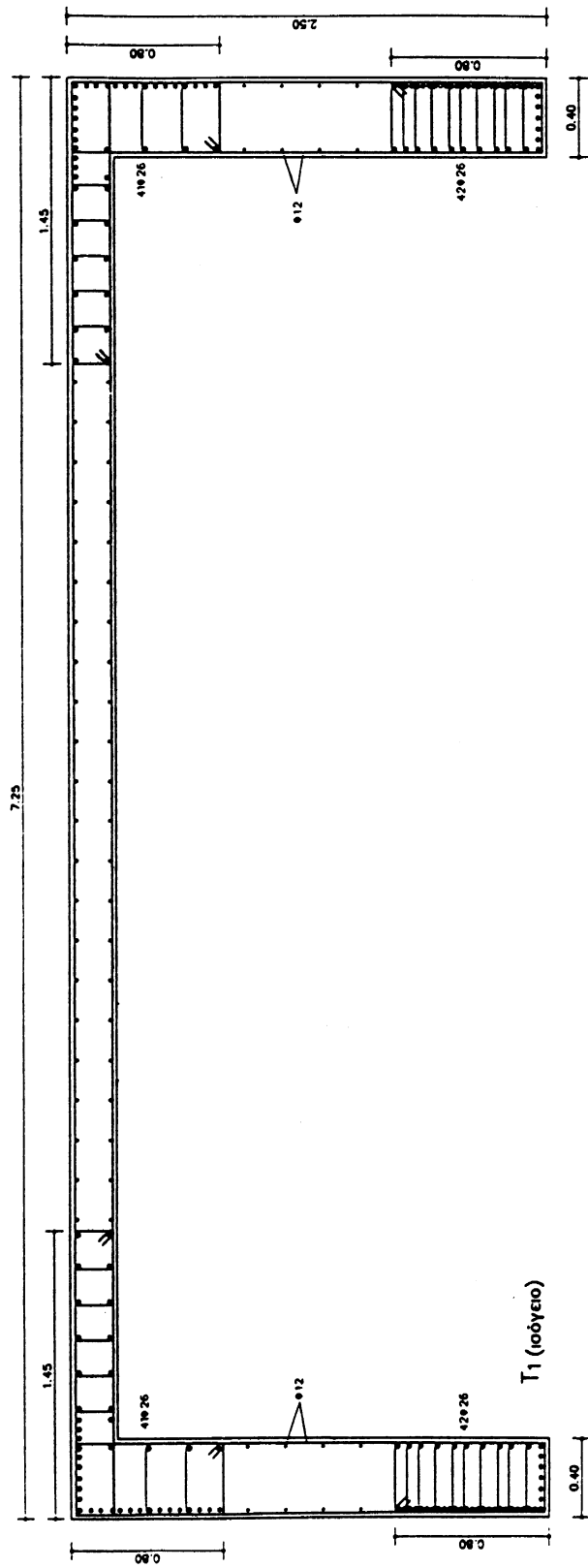
Κ 23
50/50
12φ18
h_{κρ.}=0.50

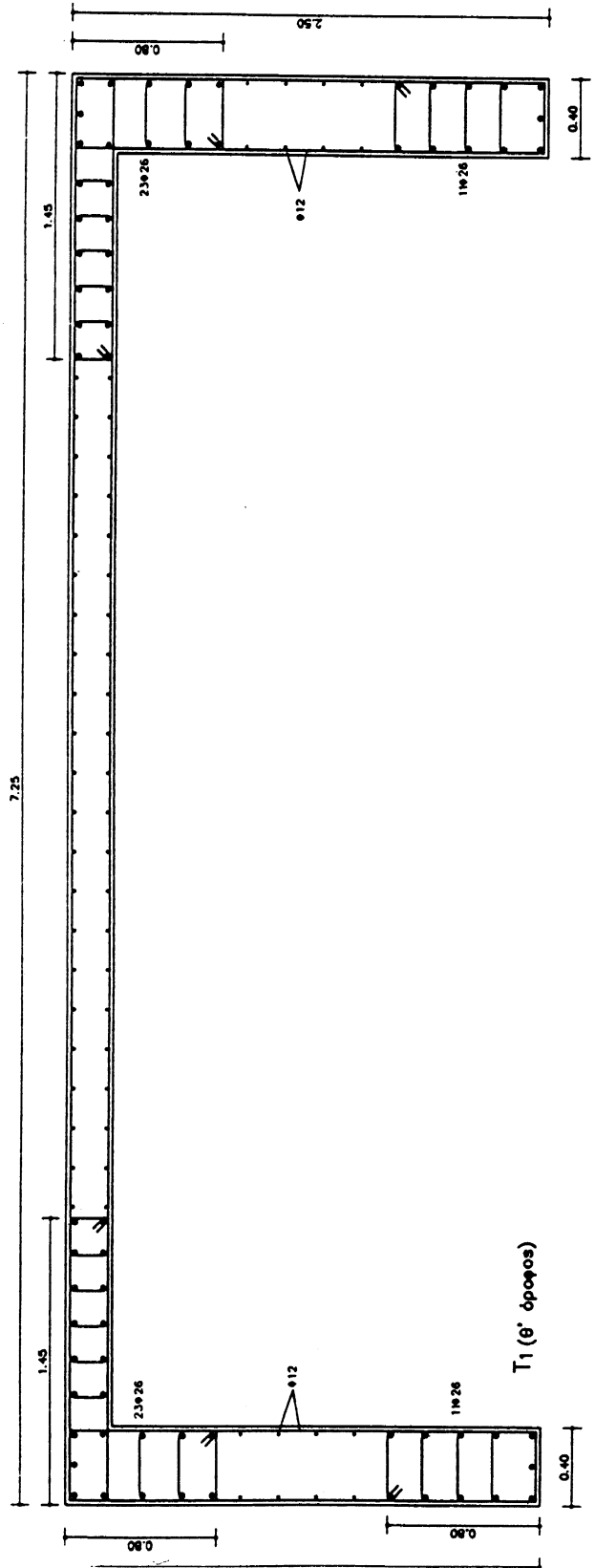


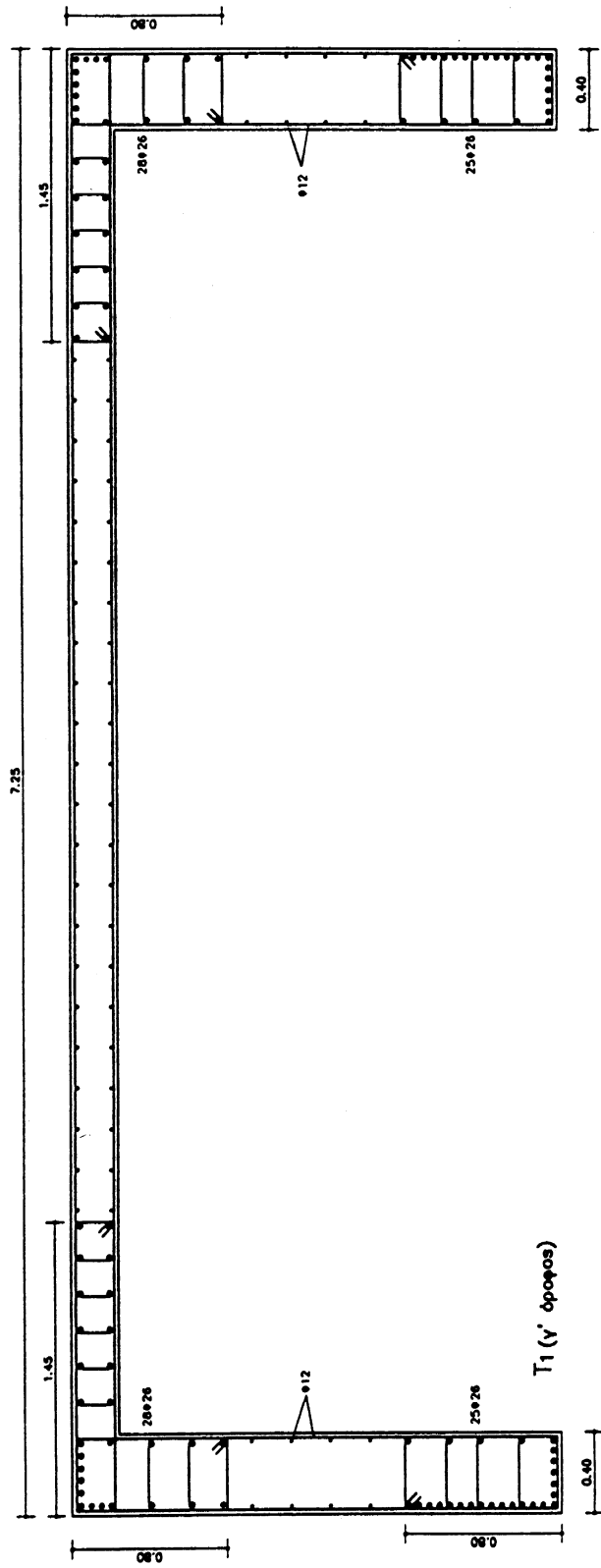
Κ 23
40/40
8φ20
h_{κρ.}=0.40

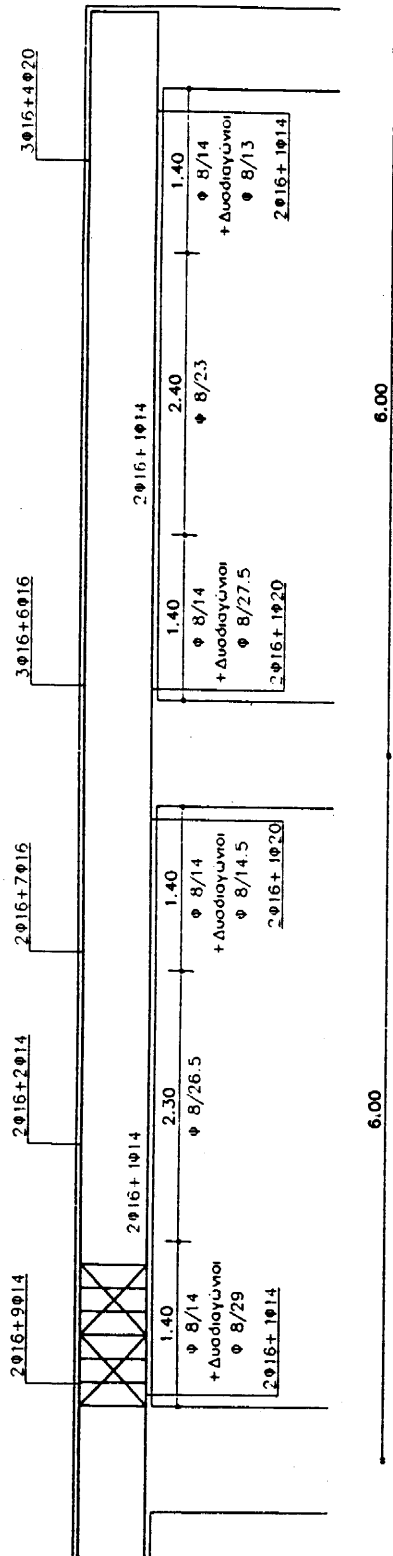


Κ 23
40/40
8φ18
h_{κρ.}=0.40









ΚΤΙΡΙΑ Γ

1. Γενικά

Μελετήθηκαν δύο κτίρια , τριώροφο και πενταώροφο, κανονικά καθ' ύψος, στα οποία μπορεί να εφαρμοστεί η ισοδύναμη στατική μεθόδος. Το τριώροφο είναι χωρίς τοιχώματα (έχει τοιχώματα στα φρέατα του ανελκυστήρα μόνο κατά τη μία διεύθυνση), υπόκειται στην υποχρέωση ελέγχου αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα. Το πενταώροφο έχει τοιχώματα προς τις δύο κατευθύνσεις έτσι ώστε να απαλλάσσεται από την υποχρέωση ελέγχου αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα. Τα δύο κτίρια, θεμελιώνονται με μεμονωμένα πέδιλα.

Τα γενικά χαρακτηριστικά του φέροντος οργανισμού φαίνονται στα σχέδια που ακολουθούν (κατόψεις ξυλοτύπων και σχηματική τομή).

2. Περιγραφή φέροντος οργανισμού

Τοιχώματα υπάρχουν στο πενταώροφο κτίριο κατά τις δύο διευθύνσεις στην περίμετρο και στο κέντρο της κάτοψης. Στο τριώροφο, υπάρχουν τοιχώματα στο κέντρο της κάτοψης (κλιμακοστάσιο - ανελκυστήρας) κατά τη μία μόνο διεύθυνση. Έτσι δεν επηρεάζουν αισθητά ούτε την καταπόνηση λόγω σεισμού στύλων και δοκών ούτε την ευστρεπτότητα του κτιρίου.

Οι πλάκες είναι συμπαγείς, πάχους 18 cm. Τα υποστυλώματα συνδέονται μεταξύ τους με δοκούς που έχουν διατομή 20 × 70 cm, ενώ αντιστοίχως 20 cm είναι το πάχος των τοιχωμάτων στο κέντρο της κάτοψης και 25 cm των τοιχωμάτων στην περίμετρο.

Στην περιοχή κλιμακοστασίου-ανελκυστήρων, δεν έχει δοθεί ιδιαίτερη σημασία στις λεπτομέρειες της κατασκευής γιατί δεν επηρεάζουν την αντισεισμική μελέτη.

Τα υποστυλώματα του πενταώροφου κτιρίου έχουν ενιαία διατομή σε κάθε όροφο και συγκεκριμένα :

Ισόγειο και 1ος όροφος	50 × 50
2ος και 3ος όροφος	40 × 40
4ος όροφος	35 × 35

με εξαίρεση τα εσωτερικά υποστυλώματα το Ισογείου, τα οποία κατά την διαστασιολόγηση άλλαξαν διατομή και έγιναν 60 × 60 cm.

Το τριώροφο κτίριο, επιλύθηκε κατ' αρχάς με διατομές υποστυλωμάτων επίσης ενιαίες.

Ισόγειο	50 × 50
1ος όροφος	40 × 40
2ος όροφος	35 × 35

Κατά την διενέργεια του ελέγχου αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα, διαπιστώθηκε η ανάγκη αλλαγής διατομής των εσωτερικών υποστυλωμάτων τα οποία έγιναν τελικώς 50/70 στο ισόγειο και 40/60 στον 1ο όροφο.

3. Γενικά χαρακτηριστικά κτιρίου

Σύμφωνα με τον Ν.Ε.Α.Κ. παρ. 3.4.1 [3], σε κτίρια μέχρι 6 ορόφους σπουδαιότητας Σ2, σε σεισμική ζώνη ΙΙ ανεξάρτητα του αν είναι κανονικά ή όχι, επιτρέπεται η εφαρμογή της ισοδύναμης στατικής μεθόδου.

Τα ισοδύναμα στατικά φορτία, θα προσδιοριστούν συναρτήσει της ιδιοπεριόδου T , σύμφωνα με την παρ. 3.4.2.

Για ορθογωνική κάτοψη είναι :

$$T = \frac{0,09 \cdot H \cdot \sqrt{H}}{\sqrt{L} \cdot \sqrt{H + p \cdot L}}$$

Με άξονα x κατά τη μικρή διάσταση της κάτοψης και y κατά τη μεγάλη, προκύπτει :

Τριώροφο : $H = 11,00 \text{ m}$, $L_x = 21,00 \text{ m}$, $L_y = 30,00 \text{ m}$.

Διεύθυνση x : $P = 0$

Διεύθυνση y : $P = \frac{4 \times 0,20 \times 2,50}{22 \times 0,40 \times 0,40} = 0,57$

$$T_x = \frac{0,09 \times 11,00 \times \sqrt{11,00}}{\sqrt{21,00} \times \sqrt{11,00 + \emptyset}} = 0,22$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 11,00 \times \sqrt{11,00}}{\sqrt{30,00} \times \sqrt{11,00 + 0,57 \times 30,00}} = 0,11$$

Πενταώροφο : $H = 16,00 \text{ m}$, $L_x = 21,00 \text{ m}$, $L_y = 30,00 \text{ m}$.

Διεύθυνση x : $P = \frac{3 \times 0,25 \times 2,50 + 0,20 \times 4,20}{18 \times 0,40 \times 0,40 + 2 \times 0,25 \times 2,50 + 4 \times 0,20 \times 2,50} = 0,45$

Διεύθυνση y : $P = \frac{2 \times 0,25 \times 2,50 + 4 \times 0,20 \times 2,50}{18 \times 0,40 \times 0,40 + 3 \times 0,25 \times 2,50 + 0,20 \times 4,20} = 0,58$

$$T_x = \frac{0,09 \times 16,00 \times \sqrt{16,00}}{\sqrt{21,00} \times \sqrt{16,00 + 0,45 \times 21,00}} = 0,25$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 16,00 \times \sqrt{16,00}}{\sqrt{30,00} \times \sqrt{16,00 + 0,58 \times 30,00}} = 0,18$$

Οι τιμές της ιδιοπεριόδου είναι σε όλες τις περιπτώσεις μικρότερες από την τιμή της T_2 της παρ. 2.2.2.4. του ΝΕΑΚ.

4. Σεισμικές κινήσεις

Οι τεταγμένες του φάσματος σχεδιασμού προσδιορίζονται σύμφωνα με την παρ.2.2.2.1. του ΝΕΑΚ.

$$R_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{B_d(T)}{q} \cdot n \cdot \theta$$

Στην παρούσα περίπτωση είναι :

Εδαφική επιτάχυνση : $\alpha = 0,16$ (πίνακας 2,2 ΝΕΑΚ)

Σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A = \alpha \cdot g$

Συντελεστής σπουδαιότητας : $\gamma_1 = 1,00$ (ΝΕΑΚ. πίνακ. 2.3)

Τροποποιημένο ελαστικό φάσμα : $\beta_d(T) = \beta_0 = 2,50$

Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς : $q = 3,50$ (ΝΕΑΚ. πίνακας 2.7)

Διορθωτικός συντελεστής : $\eta = 1,00$ (ΝΕΑΚ. παρ. 2.2.2.4.)

Συντελεστής θεμελίωσης : $\theta = 1,00$ (ΝΕΑΚ. παρ. 2.2.2.7.)

Οι οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών κινήσεων, προκύπτουν και για τα δύο κτίρια, κατά x και y.

$$R_d(T) = 0,16 \cdot g \cdot 1,00 \cdot \frac{2,50}{3,50} \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 0,114g$$

5. Σεισμικά φορτία

Το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων V_0 (τέμνουσα βάση) υπολογίζονται σύμφωνα με την παρ. 3.4.2 του ΝΕΑΚ.

$$V_0 = M \cdot R_d(T) = 0,114 \cdot (M \cdot g)$$

όπου M το σύνολο των μαζών και επομένως $M \cdot g$ το σύνολο των κατακορύφων φορτίων του συνδυασμού δράσεων :

$$S_d = G_k \pm E + \Psi_2 \cdot Q_k \quad (\text{ΝΕΑΚ, παρ. 4.1.2.1.})$$

Όπως φαίνεται αναλυτικά στο παράρτημα, το σύνολο των φορτίων για καθένα κτίριο είναι το παρακάτω (σε KN)

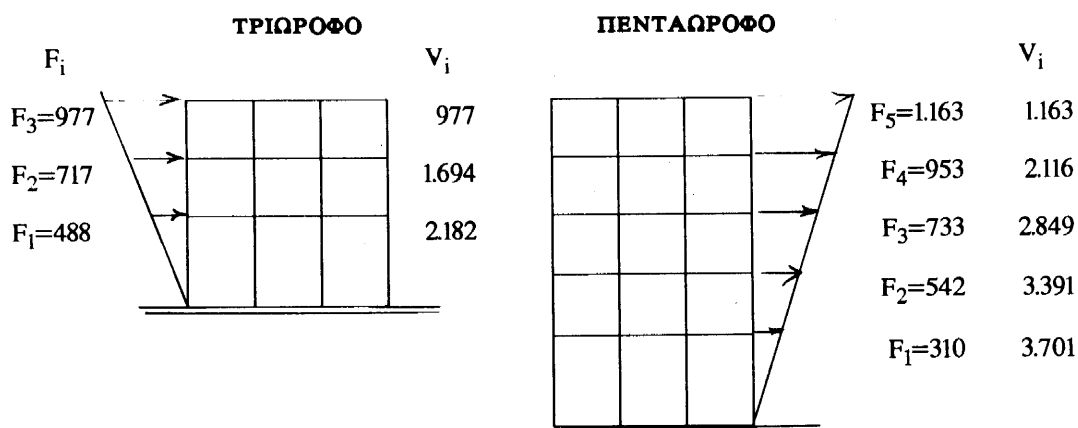
ΤΡΙΩΡΟΦΟ				ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΟ		
Οροφοι	G_K	$0,3Q_K$	Σύνολο	G_K	$0,3Q_K$	Σύνολο
4ος	-	-	-	5.931	378	6.309
3ος	-	-	-	5.981	378	6.359
2ος	5.780	378	6.158	5.981	378	6.359
1ος	5.841	378	6.219	6.337	378	6.715
Ισόγειο	6.385	378	6.763	6.337	378	6.715
Σύνολο :			19.140	Σύνολο :		32.457

$$V_0 = 19.140 \times 0,114 = 2.182 \text{ KN}$$

$$V_0 = 32.457 \times 0,114 = 3.701 \text{ KN}$$

Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος, γίνεται με τη σχέση 3.7 του ΝΕΑΚ. Για το πενταόροφο κτίριο, πρέπει να επιβεβαιωθεί ότι επιτρέπεται η εφαρμογή της σχέσης 3.7, με τον έλεγχο κανονικότητας που θα ακολουθήσει.

Η κατανομή των σεισμικών φορτίων παρουσιάζεται στο σχήμα :



Τα κέντρα βάρους των πλακών συμπίπτουν πρακτικώς με τα γεωμετρικά κέντρα. Στα σημεία αυτά εφαρμόζονται τα σεισμικά φορτία.

6. Τυχηματική εκκεντρότητα

Η τυχηματική εκκεντρότητα λαμβάνεται ίση με 0,05 L δηλαδή :

$$e_x = 0,05L_x = 1,05\text{m} \quad e_y = 0,05L_y = 1,50\text{m}$$

Τα στρεπτικά ζεύγη, σύμφωνα με την παρ. 3.2.4. του ΝΕΑΚ είναι :

Οροφοί	ΤΡΙΩΡΟΦΟ		ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΟ	
	M_x	M_y	M_x	M_y
4ος	-	-	1775	1221
3ος	-	-	1430	1001
2ος	1.466	1.026	1.100	770
1ος	1.076	753	813	569
Ισόγειο	732	512	465	326

όπου $M_x = F_x \cdot e_y$ και $M_y = F_y \cdot e_x$

7. Προσομοίωμα υπολογισμού - επίλυση χωρικού πλαισίου

Οι υπολογισμοί των στατικών μεγεθών για τους συνδυασμούς δράσεων του κανονισμού, έγινε με την επίλυση χωρικού πλαισίου. Η επίλυση έγινε με το πρόγραμμα SOFISTIK.

Το προσομοίωμα του υπολογισμού είναι ραβδωτός φορέας. Οι πλάκες δεν συμμετέχουν στον φορέα, αλλά η διαφραγματική λειτουργία των πλακών προσομοιώνεται με κατάλληλα γεωμετρικά δεδομένα των δοκών.

Στα σχήματα που ακολουθούν, φαίνονται τα προσομοιώματα του υπολογισμού και η αρίθμηση κόμβων και ράβδων. Στο κέντρο βάρους των πλακών, έχει προβλεφθεί κόμβος, στον οποίο εφαρμόζονται τα σεισμικά φορτία και το στρεπτικό ζεύγος. Ο κόμβος αυτός, συνδέεται με τους γειτονικούς με τέτοιο τρόπο ώστε οι μετακινήσεις να είναι συμβιβαστές με την συμπεριφορά απαραμόρφωτου δίσκου.

Η δυσκαμψία των φερόντων στοιχείων για τους συνδυασμούς με σεισμό ελήφθη σύμφωνα με την παρ. 3.2.3. του ΝΕΑΚ, δηλαδή, ακαμψία σταδίου I για τα υποστυλώματα και μείωση στα 2/3 ή στο 1/2 για τοιχώματα ή δοκούς αντιστοίχως.

Η στρεπτική δυσκαμψία αγνοείται. Η επίλυση για τον βασικό συνδυασμό δράσεων ($1,35G_k + 1,50Q_k$) έγινε με ακαμψίες σταδίου I.

8. Επιλύσεις χωρικού πλαισίου

Έγιναν επιλύσεις του πλαισίου για τις εξής "φορτίσεις".

α. Βασικός συνδυασμός δράσεων (κατακόρυφα φορτία)

$$S_d = 1,35G_k + 1,50Q_k \quad \text{Φόρτιση (1)}$$

β. Κατακόρυφα φορτία που συνδυάζονται με σεισμό

$$S = G + 0,3Q_k \quad \text{Φόρτιση (2)}$$

Η φόρτιση αυτή θα συνδυαστεί με τις φορτίσεις σεισμού για την αναζήτηση των δυσμενεστέρων εντατικών μεγεθών

γ. Σεισμικές δράσεις κατά μία διεύθυνση

Συμβολίζοντας με M_x και M_y τα στρεπτικά ζεύγη για σεισμό κατά x και y αντιστοίχως, έχουμε :

Φόρτιση (3) $E_x + M_x$

Φόρτιση (4) $E_x - M_x$

Φόρτιση (5) $E_y + M_y$

Φόρτιση (6) $E_y - M_y$

Οι φορτίσεις αυτές, χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο ευστρεπτότητας και ακολούθως τον έλεγχο κανονικότητας του κτιρίου.

δ. Ακολουθούν οι συνδυασμοί σεισμικών δράσεων κατά δύο διευθύνσεις, δηλαδή συνδυασμοί των φορτίσεων (3) έως (6), μετά την διόρθωση των M_x , M_y λόγω ευστρεπτότητας (εάν απαιτείται).

Εξετάζονται μόνο οι περιπτώσεις με ομόσημες M_x και M_y .

Συνδυασμός (11) : (3) + 0,3(5)

Συνδυασμός (15) : (3) - 0,3(6)

Συνδυασμός (12) : (4) - 0,3(5)

Συνδυασμός (16) : (4) + 0,3(6)

Συνδυασμός (13) : 0,3(3) + (5)

Συνδυασμός (17) : 0,3(3) - (6)

Συνδυασμός (14) : 0,3(4) - (5)

Συνδυασμός (18) : 0,3(4) + (6)

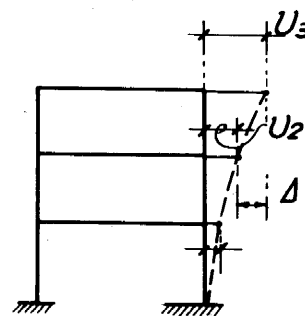
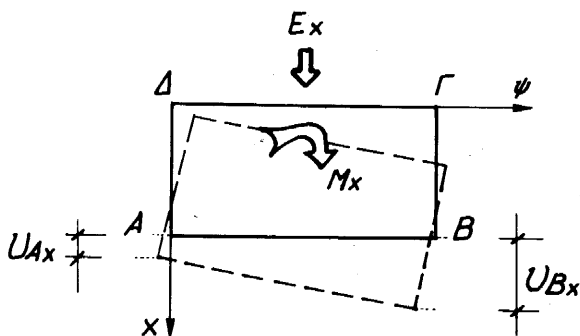
Οι φορτίσεις αυτές μαζί με τις αντίθετές τους, σε συνδυασμό με την φόρτιση (2) δίνουν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Για λόγους πρακτικούς, προηγούνται οι επιλύσεις της ομάδας γ, ώστε τα αποτελέσματα του ελέγχου ευστρεπτότητας, να ληφθούν υπόψη στις επόμενες επιλύσεις.

9. Προκαταρκτικοί έλεγχοι

9.1 Έλεγχος ευστρεπτότητας

Τα αποτελέσματα των επιλύσεων (3) + (6) χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο ευστρεπτότητας, σύμφωνα με την παρ 3.2.4 του ΝΕΑΚ.

Εξετάζονται οι μετακινήσεις στις τέσσερις γωνίες του κτιρίου και προσδιορίζονται οι σχετικές μετατοπίσεις Δ_{min} , Δ_{max} και $\Delta_m = (\Delta_{min} + \Delta_{max}) : 2$ και οι συντελεστές ξ_i .



Ετσι, για το τριώροφο προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα :

ΚΑΤΑ Χ						
Στάθμη	U_{min}	U_{max}	Δ_{min}	Δ_{max}	Δ_m	ξ
Οροφή 2ου	15,53	22,49	3,27	5,37	4,32	1,07
Οροφή 1ου	12,26	17,12	5,13	7,51	6,32	0,98
Οροφή Ισογείου	7,13	9,61	7,13	9,61	8,37	0,91

ΚΑΤΑ Υ						
Στάθμη	U_{min}	U_{max}	Δ_{min}	Δ_{max}	Δ_m	ξ
Οροφή 2ου	5,72	9,56	2,20	3,13	2,7	0,96
Οροφή 1ου	3,52	6,43	1,92	3,21	2,57	1,09
Οροφή Ισογείου	1,6	3,22	1,60	3,22	2,41	1,24

Θεωρούνται εύστρεπτοι ο 2ος όροφος για δράση κατά x, ο 1ος όροφος και το ισόγειο κατά y.

Για τους υπολογισμούς που ακολουθούν, η τυχηματική εκκεντρότητα πολλαπλασιάζεται επί του συντελεστή ξ και προκύπτουν οι νέες τιμές του στρεπτικού ζεύγους για τους 3 ορόφους αντιστοίχως, όπου $\xi' = 1,5 \xi$

$$M_x : \quad 2.353 \quad 1.076 \quad 732 \quad \text{KNm}$$

$$M_y : \quad 1.026 \quad 1.232 \quad 953 \quad \text{KNm}$$

Σημειώνεται ότι η παρουσιαζόμενη εύστρεπτότητα δεν επηρεάζει την μέθοδο υπολογισμού που ακολουθείται γιατί το κτίριο έχει μόνο 3 ορόφους (παρ. 3.4.1 και 3.4.2 του ΝΕΑΚ).

Τα αντίστοιχα αποτελέσματα για το πεντάωροφο κτίριο είναι τα εξής :

ΚΑΤΑ Χ						
Στάθμη	U_{min}	U_{max}	Δ_{min}	Δ_{max}	Δ_m	ξ
Οροφή 4ου	14,88	22,15	3,23	4,76	3,99	0,98
Οροφή 3ου	11,63	17,39	3,46	5,15	4,3	0,99
Οροφή 2ου	8,17	12,24	3,5	5,22	4,36	0,99
Οροφή 1ου	4,67	7,02	2,93	4,43	3,68	1,00
Οροφή Ισογείου	1,74	2,59	1,74	2,59	2,16	1,00

ΚΑΤΑ Υ						
Στάθμη	U_{min}	U_{max}	Δ_{min}	Δ_{max}	Δ_m	ξ
Οροφή 4ου	13,96	17,86	3,17	3,92	3,54	0,85
Οροφή 3ου	10,79	13,94	3,31	4,16	3,73	0,86
Οροφή 2ου	7,48	9,78	3,22	4,17	3,96	0,88
Οροφή 1ου	4,62	5,61	2,63	3,46	3,05	0,90
Οροφή Ισογείου	1,63	2,15	1,63	2,15	1,89	0,90

Οι τιμές του ξ δεν υπερβαίνουν το 1,0, άρα κανείς όροφος δεν θεωρείται εύστρεπτος.

9.2 Έλεγχοι κανονικότητας (NEAK, παρ. 3.4.1.[4])

Απαιτείται μόνο για το πενταώροφο, λόγω της χρησιμοποίησης της σχέσης 3,7 για την κατανομή του σεισμικού φορτίου καθ' ύψος.

Η συνθήκη α ικανοποιείται, αφού κανείς όροφος δεν είναι εύστρεπτος.
Η συνθήκη γ είναι "αυτονόητη", αφού οι μάζες είναι περίπου σταθερές κατά όροφο.

Ο έλεγχος ικανοποίησης της συνθήκης β, γίνεται ως εξής :

Από τις επιλύσεις (3) ÷ (6), λαμβάνονται οι μετακινήσεις u_{ki} του κέντρου βάρους των πλακών και υπολογίζονται οι σχετικές μετακινήσεις κατά όροφο και οι ακαμψίες των ορόφων :

$$K_i = \frac{V_i}{\Delta_{ki}}$$

Οροφοι	V_i	ΚΑΤΑ Χ			ΚΑΤΑ Υ		
		U_{ki}	Δ_{ki}	K_i	U_{ki}	Δ_{ki}	K_i
4ος	1.163	19,09	4,14	281	16,18	3,68	316
3ος	2.116	14,95	4,41	480	12,50	3,81	555
2ος	2.849	10,54	4,45	640	8,69	3,69	772
1ος	3.391	6,09	3,83	885	5,0	3,07	1.104
Ισόγειο	3.701	2,26	2,26	1.638	1,93	1,93	1.917

Διαπιστώνεται ότι δεν υπάρχουν διαφορές που να υπερβαίνουν τα όρια της παρ. 3.4.1.[4]β.

10. Δυσμενείς συνδυασμοί δράσεων

Ο συνδυασμός γίνεται σύμφωνα με την σχέση 4.1 της παρ. 4.1.2.1. του NEAK.

$$S_d = G_k \pm E + y_2 \cdot Q_k$$

Στην παρούσα περίπτωση, ο συντελεστής $y_2=0,3$ οι δε σεισμικές δράσεις :

$$E = E_x + 0,3E_y \quad \text{και} \quad E = E_y + 0,3E_x$$

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη και οι μέγιστες παραμορφώσεις προκύπτουν από συνδυασμό των αποτελεσμάτων της επίλυσης (2) με τα αποτελέσματα των επιλύσεων (11) και (18) και τα αντιθετά τους.

Στο παράρτημα Γ, παρουσιάζονται οι ακραίες τιμές των μεγεθών.

11. Δείκτης ευαισθησίας πλευρικής παραμόρφωσης θ

Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με την παρ. 4.1.2.4 του ΝΕΑΚ .

$$\theta = \frac{N_{ολ} \cdot \Delta_{ελ}}{V_{ολ} \cdot h} \cdot q \quad \text{σε κάθε όροφο.}$$

Τα μεγέθη $N_{ολ}$ και $V_{ολ}$, έχουν ήδη παρουσιαστεί (βλ. παρ. 5).

Τα μεγέθη Δ , προσδιορίζονται από τις επαλληλίες της παρ. 8. Στην παρούσα περίπτωση, επειδή η φόρτιση (2) δίνει μηδενική μετακίνηση, ο προσδιορισμός του Δ γίνεται με τα αποτελέσματα των επιλύσεων (11) έως (18).

Όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα, οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις εμφανίζονται με τους συνδυασμούς (13) και (16) κατά x και y αντιστοίχως.

Στους πίνακες που ακολουθούν, παρουσιάζεται ο υπολογισμός του δείκτη θ για τα δύο κτίρια.

ΤΡΙΩΡΟΦΟ

Στάθμη	H (m)	N (KN)	V (KN)	Δ_x	θ_x	Δ_y	θ_y
Οροφή 2ου	3,00	6.158	977	4,34	0,032	2,82	0,021
Οροφή 1ου	3,00	12.377	1.694	5,63	0,048	2,70	0,023
Ισογείο	5,00	19.140	2.182	7,16	0,043	2,55	0,015

ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΟ

Στάθμη	H (m)	N (KN)	V (KN)	Δ_x	θ_x	Δ_y	θ_y
4ος όροφος	3,00	6.309	1.163	4,16	0,026	3,70	0,023
3ος όροφος	3,00	12.668	2.116	4,41	0,030	3,81	0,026
2ος όροφος	3,00	19.027	2.849	4,47	0,034	3,70	0,028
1ος όροφος	3,00	25.742	3.391	3,82	0,033	3,08	0,027
Ισόγειο	4,00	32.457	3.701	2,27	0,023	1,93	0,020

Σύμφωνα με τα παραπάνω, παραλείπεται η επιρροή 2ας τάξεως.

12. Γωνιακή παραμόρφωση περιμετρικών τοίχων

Ελέγχεται η γωνιακή παραμόρφωση των περιμετρικών τοίχων, σύμφωνα με την παρ. 4.22 του ΝΕΑΚ.

Η γωνία στροφής των πλακών είναι πολύ μικρή και παραλείπεται (επί το δυσμενέστερο).

	ΟΡΟΦΟΣ	$\max \Delta_{\varepsilon\lambda}$	$\Delta=q/2,50 \cdot \Delta_{\varepsilon\lambda}$	H (m)	Δ/H (‰)
Τριώροφο	1ος όροφος	7,51	10,51	3,00	3,50
	Ισόγειο	9,61	13,45	5,00	2,96
Πενταώροφο	2ος όροφος	5,22	7,31	3,00	2,44
	Ισόγειο	2,59	3,63	4,00	0,91

Μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση $0,0035 < 0,005$.

13. Αποφυγή πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα

13.1 Τριώροφο κτίριο

Απαιτείται έλεγχος των υποστυλωμάτων σε κάμψη με ορθή δύναμη με ροπές ικανοτικού σχεδιασμού

$$M_{CD,C} = \alpha_{CD} \cdot M_{ec}$$

όπου

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{Rb}}{|\sum M_{Eb}|}$$

Στο παράρτημα Γ, φαίνεται ο υπολογισμός των ροπών ικανοτικού σχεδιασμού σε χαρακτηριστικούς κόμβους. Εδώ, παρουσιάζεται ενδεικτικά ο υπολογισμός για το υποστύλωμα K_9 του 1ου ορόφου, διατομής 40×40 m.

- Φόρτιση $G_x + 0,30Q_x$: $N = -710$ KN, $M_y = -33$ KNm, $M_z = 1$ KNm
- Φόρτιση E για $\max M_y$: $N = -100$ KN, $M_y = 74$ KNm, $M_z = 36$ KNm
- Φόρτιση E για $\max M_z$: $N = 12$ KN, $M_y = -11$ KNm, $M_z = 111$ KNm

Το υποστύλωμα K_9 αποτελεί πλαίσιο κατά την διεύθυνση x με τις δοκούς Δ_{31} , Δ_{39} και τα κατά την διεύθυνση y με τις Δ_8 , Δ_9 .

Τα εντατικά μεγέθη των δοκών είναι :

$$\begin{aligned}\Delta_{31} &: M_{Ed}=83 \text{ KNm}, & M_{Rd}=137 \text{ KNm} \\ \Delta_{30} &: M_{Ed}=76 \text{ KNm}, & M_{Rd}=259 \text{ KNm} \\ \Delta_8 &: M_{Ed}=99 \text{ KNm}, & M_{Rd}=111 \text{ KNm} \\ \Delta_9 &: M_{Ed}=32 \text{ KNm}, & M_{Rd}=113 \text{ KNm}\end{aligned}$$

Οι ροπές για τις δοκούς Δ_{32-33} και Δ_{8-9} έχουν ληφθεί από τις φορτίσεις που έδωσαν τις μέγιστες M_z και M_y αντιστοίχως.

Οι συντελεστές μεγεθύνσεως προκύπτουν :

$$\text{κατά } x : \alpha_{Cd} = 1,40 \times \frac{259+137}{83+76} = 2,49, \quad M_{CDc} = 2,49 \times 111 = 276 \text{ KNm}$$

$$\text{κατά } y : \alpha_{Cd} = 1,40 \times \frac{111+113}{99+32} = 1,70, \quad M_{CDc} = 1,70 \times 74 = 126 \text{ KNm}$$

Έτσι προκύπτουν τα τελικά μεγέθη για την διαστασιολόγηση :

- $N = -698 \text{ KN}$, $M_y = -44 \text{ KNm}$, $\max M_z = 276 \text{ KNm}$
- $N = -810 \text{ KN}$, $\max M_y = 126 \text{ KNm}$, $M_z = 37 \text{ KNm}$

Όπως φαίνεται στο παράρτημα Γ, ο έλεγχος των υποστυλωμάτων με τις ροπές ικανοτικού σχεδιασμού οδήγησε σε μεγάλα εμβαδά απαιτούμενου οπλισμού όπως :

$$\text{για τα } A_s = \begin{matrix} 52 & - & 31 & - & 49 & - & 80 & \text{ cm}^2 \\ K_9 & - & K_{18} & - & K_{12} & - & K_{13} & \end{matrix} \text{ αντιστοίχως}$$

Για τον λόγο αυτό, αποφασίστηκε αύξηση των διαστάσεων των εσωτερικών υποστυλωμάτων $K_8, K_9, K_{10}, K_{13}, K_{15}, K_{16}$ σε 50/70 στο ισόγειο και 40/60 στον 1ο όροφο αντί των αρχικών 50/50 και 40/40 αντιστοίχως.

Παρακάτω περιγράφονται τα αποτελέσματα του υπολογισμού του κτιρίου με τις νέες διατομές.

13.2 Πενταώροφο κτίριο

Δεν απαιτείται ο έλεγχος λόγω της κατάλληλης διαμόρφωσης του φέροντος οργανισμού, με τοιχώματα που να δίνουν ικανοποιητική δυστρεψία στο κτίριο.

Η επάρκεια και η καταλληλότητα των τοιχωμάτων ελέγχεται σύμφωνα με την παρ. 4.14.2.(β) του ΝΕΑΚ.

Η τέμνουσα των τοιχωμάτων στη βάση κάθε ορόφου όπως προκύπτει από τις επιλύσεις (3) + (6) καθώς επίσης και ο λόγος η_v φαίνονται στον πίνακα.

Οροφοι	ΚΑΤΑ Χ			ΚΑΤΑ Υ	
	Τέμνουσα ορόφου	Τέμνουσα Τοιχωμάτων	η_v	Τέμνουσα Τοιχωμάτων	η_v
3ος	2.116	1.071	0,51	1.309	0,62
2ος	2.849	1.844	0,65	2.153	0,75
1ος	3.391	2.100	0,62	2.141	0,63
Ισόγειο	3.701	3.127	0,84	3.246	0,87

Διαπιστώνεται σε όλες τις περιπτώσεις $\eta_v > 0,40$.

Για την διάταξη των τοιχωμάτων, εξετάζεται η συνθήκη

$$\frac{\Gamma_w}{\Gamma_p} \geq 0,40$$

Ο υπολογισμός της πολικής ακτίνας αδράνειας φαίνεται στο παράρτημα Γ.

$$\text{Είναι: } \quad \Sigma D_y' = 20,32 \quad \Sigma x \cdot D_y' = 216,4$$

$$\Sigma D_x' = 26,55 \quad \Sigma y \cdot D_x' = 388,9$$

Κέντρο ακαμψιών τοιχωμάτων :

$$X_k = \frac{216,4}{20,32} = 10,65\text{m} \quad Y_k = \frac{388,9}{26,55} = 14,64\text{m}$$

$$\Sigma r_i^2 \cdot D' = 3.152,1$$

$$\Gamma_w = \sqrt{\frac{3.152,1}{20,32 + 26,55}} = 8,20$$

Η πολική ακτίνα αδράνειας της κάτοψης, για ορθογωνική κάτοψη $21,00 \times 30,00$ είναι :

$$\Gamma_p = 0,29 \sqrt{21,00^2 + 30,00^2} = 10,61$$

$$\text{Τελικώς: } \quad \frac{\Gamma_w}{\Gamma_p} = \frac{8,20}{10,61} = 0,77 > 0,40$$

14. Διαστασιολόγηση μελών

Ο έλεγχος των διατομών και ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού, γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Νέου Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος για τις δυσμενέστερους συνδυασμούς δράσεων, που στην απλοποιημένη τους μορφή γράφονται :

$$S_d = 1,35 \cdot G_k + 1,50 \cdot Q_k \quad \text{και} \quad S_d = G_k + 0,30 \cdot Q_k \pm E$$

Η σειρά διαστασιολόγησης είναι η εξής :

- α) Έλεγχος δοκών σε κάμψη
Επιλογή οπλισμού
- β) Προσδιορισμός ροπών αντοχής M_{Rb}
Αποφυγή πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα
Εξαιρέσεις
Προσδιορισμός ροπών ικανοτικού σχεδιασμού υποστυλωμάτων.
- γ) Έλεγχος υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων σε κάμψη
Προσδιορισμός ροπών αντοχής M_{RC} και M_{RW}
- δ) Υπολογισμοί τεμνουσών σχεδιασμού υποστυλωμάτων
Έλεγχος υποστυλωμάτων σε διάτμηση
- ε) Υπολογισμός τεμνουσών σχεδιασμού δοκών
Έλεγχος δοκών σε διάτμηση
- στ) Υπολογισμός τεμνουσών σχεδιασμού τοιχωμάτων
- ζ) Έλεγχος τοιχωμάτων σε διάτμηση
- η) Μελέτη θεμελίωσης

Τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης, φαίνονται στο παράρτημα Γ.

Στην παρούσα έκθεση παρουσιάζεται αναλυτικά, η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων K_{13} , K_{18} , K_{19} , του τοιχώματος T_7 , των δοκών Δ_{11-12} , Δ_{16-17} , Δ_{22-23} και Δ_{25-26} που συντρέχουν στα παραπάνω υποστυλώματα-τοιχώματα και των αντίστοιχων θεμελίων.

Η διαστασιολόγηση των πύ άνω στοιχείων, παρουσιάζεται σε πίνακες, όπου φαίνεται η πορεία κάθε υπολογισμού, ενώ παράλληλα δίνονται οι βασικές σχέσεις, βάσει των οποίων γίνονται οι έλεγχοι σύμφωνα με τις διατάξεις του νέου κανονισμού ωπλισμένου σκυροδέματος και του ΝΕΑΚ.

Για τους ελέγχους χρησιμοποιούνται τα βοηθήματα εφαρμογής του Ν.Ε.Κ.Ω.Σ. του Ε.Μ.Πολυτεχνείου.

15. Θεμελίωση

15.1 Παραδοχές

Η θεμελίωση σχεδιάστηκε με την παραδοχή συνεκτικού εδάφους που δεν είναι ευπαθές σε ανακυκλική σεισμική δράση.

Θεωρείται επιτρεπόμενη τάση υπό τα χαρακτηριστικά κατακόρυφα φορτία :

$$\begin{aligned} \text{μέση τάση} &: \varepsilon\sigma = 250 \text{ KN/m}^2 \\ \text{τάση αιχμής} &: \varepsilon\sigma = 1,20 \times 250 = 300 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Για την σεισμική υπολογιστική δράση :

$$S_{fd} = S_v \pm a_{CD} \cdot S_E$$

δεχόμαστε συντελεστή ασφαλείας 1,25 έναντι της θεωρητικής ικανότητας του εδάφους. Για απλό έλεγχο επιτρεπομένων τάσεων και με την παραδοχή ότι η μέση επιτρεπόμενη τάση έχει προκύψει από την αντοχή του εδάφους με συντελεστή ασφαλείας 2,50, προκύπτει "επιτρεπόμενη τάση" υπό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων.

$$\varepsilon \sigma = 250 \times \frac{2,50}{1,25} = 500 \text{ KN / m}^2$$

Ο έλεγχος των επιτρεπομένων τάσεων, γίνεται παράλληλα με τον περιορισμό της αδρανούς περιοχής πεδίου στο 1/2 της συνολικής επιφάνειας εδράσεως.

15.2 Δράσεις

Τα εντατικά μεγέθη στη βάση του στύλου για την φόρτιση με τα κατακόρυφα χαρακτηριστικά φορτία

$$S_d = G_k + Q_k$$

λαμβάνονται για απλοποίηση από την επίλυση (1)

$$1,35 \cdot G_k + 1,50 \cdot Q_k$$

μειωμένα με τον μέσο συντελεστή ασφαλείας $\gamma \geq 1,40$.

Οι υπολογιστικές δράσεις με σεισμό, λαμβάνονται σύμφωνα με την παρ. 5.2.2 του ΝΕΑΚ

$$S_{fd} = S_v \pm a_{cd} \cdot S_E$$

όπου S_v από την επίλυση (2) : $G_k + 0,3Q_k$

S_E από τους συνδυασμούς (11) ÷ (18)

Θεωρείται ότι η βάση των υποστρωμάτων και τοιχωμάτων είναι σε θέση πιθανής πλαστικής αρθρώσεως, οπότε ο ικανοτικός συντελεστής α_{CD} υπολογίζεται από την σχέση :

$$\alpha_{CD} = 1,20 \cdot \frac{M_R}{M_E} \leq q$$

Στις παραπάνω δράσεις, προστίθεται κάθε φορά το ίδιο βάρος θεμελίου και υπερκειμένων γαιών με μέσο φαινόμενο βάρος 22 KN/m^3 .

$$G_f \equiv A_f \cdot t \cdot 22$$

15.3 Υπολογισμός θεμελίων

Η θεμελίωση σχεδιάστηκε γενικώς με μεμονωμένα πέδιλα, συνδεδεμένα προς τις δύο διευθύνσεις με συνδετήριες δοκούς.

Η μελέτη κάθε μεμονωμένου πεδίου γίνεται με την εξής σειρά :

- α) Προσδιορισμός της ελάχιστης απαιτούμενης επιφάνειας εδράσεως του θεμελίου για τον συνδυασμό : G_k+Q_k .

$$\sigma_m = \frac{N_k}{A_f} \leq 250 \text{ KN/m}^2$$

- β) Έλεγχος τάσεων αιχμής, για τον συνδυασμό G_k+Q_k
Έντατικά μεγέθη στη βάση του στύλου από την επίλψη (1)
- γ) Έλεγχος αδρανούς περιοχής για συνδυασμό σεισμικών δράσεων.
Προσδιορισμός της εκκεντρότητας κατά x και y για τα ικανοτικά μεγέθη σχεδιασμού.
- δ) Έλεγχος των μέγιστων τάσεων για συνδυασμό σεισμικών δράσεων.

Ακολουθεί ο υπολογισμός της έντασης του θεμελίου για την δυσμενέστερη κατανομή τάσεων στην έδραση και ο υπολογισμός του οπλισμού.

15.4 Παρατηρήσεις

Από τα αποτελέσματα των ελέγχων, διαπιστώνονται τα εξής :

- Τα γωνιακά υποστυλώματα, λόγω του μικρού κατακόρυφου φορτίου, επηρεάζονται έντονα από τις ικανοτικές σεισμικές δράσεις και δημιουργείται η ανάγκη μεγάλων διαστάσεων θεμελίου με μικρές τάσεις έδρασης.
- Στα κεντρικά υποστυλώματα που έχουν μεγάλο κατακόρυφο φορτίο και μικρές σχετικά ροπές, κρίσιμη για τον υπολογισμό του οπλισμού είναι η φόρτιση (1) ενώ για τα περιμετρικά υποστυλώματα και τα τοιχώματα, κρίσιμη είναι η φόρτιση με σεισμό.
- Τα τοιχώματα αναλαμβάνουν μεγάλες ροπές στο επίπεδό τους από τις σεισμικές δράσεις, οι οποίες είναι καθοριστικές για την διαμόρφωση του θεμελίου και τον οπλισμό του.
- Στην εξεταζόμενη περίπτωση, δεν είναι αναγκαία η κοινή θεμελίωση του περιμετρικού τοιχώματος με τα γειτονικά υποστυλώματα, θα μπορούσε όμως να δώσει ικανοποιητικά αποτελέσματα κυρίως η συνεργασία με το γωνιακό υποστυλώμα.

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

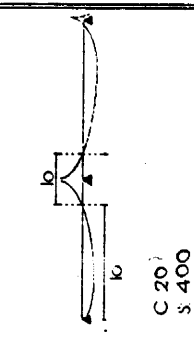
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΟΚΩΝ ΓΙΑ ΚΑΜΨΗ

(χωρίς αξονική δύναμη)

Χωρίς σεισμό $M_{sd} = 1,35M_G + 1,50M_Q$

Με σεισμό $M_{sd} = M_G + 0,3M_Q + M_E$

[KNm]



Π = ΠΜακροδοξός, Ο = Ορθογωνιακή

ΟΡΘΩΣΗ ΔΟΚΩΝ ΘΕΣΗ	ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ			ΜΕ ΣΕΙΣΜΟ			ΣΧΗΜΑ Π ή Ο	d/h (cm)	bw (cm)	M (cm)	Lo (m)	b (cm)	M/d	b/bw	μsd	1000 ωh	As1 (cm ²)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	MR KNm
	M _G	M _Q	M _{sd}	M	M _G + 0,3Q	M _{sd}													
A' Δ11				-95,2	53,5	-41,7	0	65/70	20	18	2,4	100	0,28					5Φ14	90,6
- -				- -	-53,5	-148,7	0										717	5Φ14	166,3
- -		88,7		-92,4	47,7	-44,7	Π				4,8	180		9,00	0,008	0,076	388	2Φ16	-
- -				- -	- -	-147	0				2,4	100					661	4Φ14 + 1Φ16	104,4
- -				-91,1	76,8	-143	0				2,4	100					661	4Φ14 + 1Φ16	175,6
- -				- -	-76,8	-168	0										810	4Φ14 + 1Φ16	104,4
- -		64,8		- -			Π				3,6	140		7,00	0,06	0,077	289	2Φ14	-
- -				-69,3	83,8	20,1	Π				2,4	100		5,00	0,017	0,017	0,85	2Φ16	90,6
- -				- -	-83,8	-159,1	0										754	5Φ14	166,3
- -				-42,3	60,1	17,8	Π				2,4	60		3,00	0,015	0,016	0,83	2Φ14	67,7
- -				- -	-60,1	-109,5	0										475	2Φ14 + 1Φ16	111,6
- -		30,8		- -			Π				3,6	100		5,00	0,030	0,027	139	2Φ14	-
- -				-26,7	53,8	27,1	Π				2,1	60		3,00	0,022	0,024	124	2Φ14	68,7
- -				- -	-53,8	-80,5	0										365	4Φ14	133,1

Ρη.9

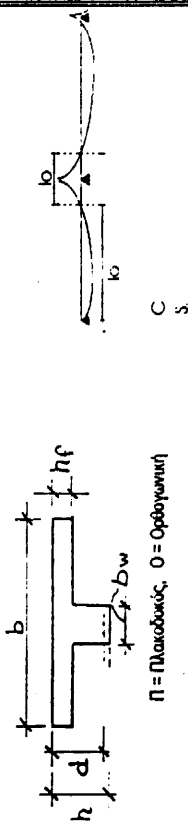
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΟΚΩΝ ΓΙΑ ΚΑΜΨΗ

(Χωρίς αξονική δύναμη)

Χωρίς σεισμό $M_{sd} = 1,35M_g + 1,50M_e$

Με σεισμό $M_{sd} = M_g + 0,3M_e + M_E$

(KNm)



Π = Πλαστικός, Ο = Ορθογώνιος

ΟΡΘΟΣ ΔΟΚΟΣ ΘΕΣΗ	ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ			ΜΕ ΣΕΙΣΜΟ		ΣΧΗΜΑ Π ή Ο	d/h (cm)	l_w (cm)	h/d (cm)	b/b_w	μsd	1000 μl	As1 (cm ²)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	MR kNm
	MG	MQ	Msd	M	Msd max/min										
A' Δ17				-38,6	49,1	10,5	65,70	20	0,28	3,00	0,003	0,01	0,37	20/14	68,7
-11-				-11-	-49,1	-87,7					0,075	0,08	4,01	40/14	133,1
-11-		23,6		-23,2	49,6	26,5				4,00	0,02	0,02	4,11	20/14	
-11-				-11-	-49,6	-72,8				3,00	0,02	0,02	4,24	20/14	68,7
Δ22				-45,9	80,8	34,9				3,25	0,02	0,03	3,30	40/14	133,1
-11-				-11-	-80,8	-127,7					0,11	0,10	6,95		
-11-		34,8		-47,4	80,8	33,4				4,50	0,03	0,03	4,54		
-11-				-11-	-80,8	-127,7				3,25	0,03	0,03	4,46		
-11-	Δ23			-54,3	88,3	34					0,11	0,119	6,05		
-11-				-11-	-88,3	-142,5				3,25	0,03	0,03	4,54		
-11-		46,7		-49,1	95,8	47,8					0,122	0,131	6,80		
-11-				-11-	-95,8	-145,9				5,50	0,04	0,04	2,41		
-11-				-11-	-96,8	-145,9				3,25	0,04	0,04	2,41		

Παθ. 9

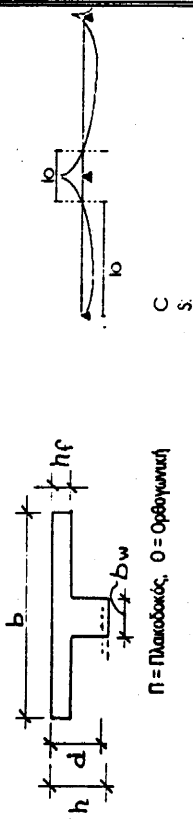
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΟΚΩΝ ΓΙΑ ΚΑΜΨΗ

(χωρίς αξονική δύναμη)

Χωρίς ασυμμό $M_{sd} = 1,35M_G + 1,50M_Q$

Με ασυμμό $M_{sd} = M_G + 0,3M_Q + M_E$

[KNm]



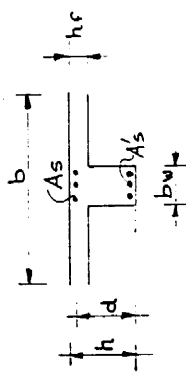
Π = Πλαστικός, Ο = Ορθογώνιος

ΟΡΘΩΣ ΔΟΚΟΣ ΘΕΣΗ	ΧΩΡΙΣ ΣΥΣΤΗΜΟ			ΜΕ ΣΥΣΤΗΜΟ				ΣΧΗΜΑ Π ή Ο	d/h (cm)	bw (cm)	hf (cm)	L ₀ (m)	b (cm)	h/d	b/bw	1000 Δf (μs)	A _{st} (cm ²)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	MR KNm
	M _G	M _Q	M _{sd}	M	M _E	M _{sd}	max												
A' Δ25				-124,6	105,3	-19,2		0	65/70	20	18	2,8	115	0,28					
- -				- -	-105,3	-22,2		0				4,2	160	8,00		0,19	0,250	1,65	
- -		281		-126,2	105,3	-20,8		Π				2,8				0,09	0,99	4,40	
- -				- -	-105,3	-23,5		0								0,19	0,234	1,85	
- -				-153,1	101,5	-51,6		0				2,8							
- -				- -	-101,5	-25,6		0								0,22	0,26	1,306	
- -				- -	-101,5	-25,6		Π				5,6	205	10,25		0,165	0,11	5,64	
- -				-125,2	98,4	-27,8		0				2,8							
- -				- -	-98,4	-24,6		0								0,19	0,22	1,124	

πίναξ 9

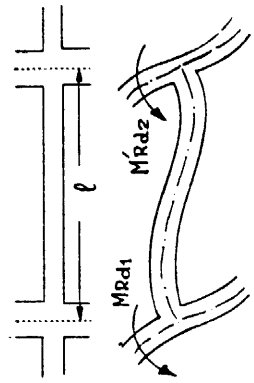
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΙΩΝ ΔΟΚΩΝ ΑΠΟ ΣΕΙΣΜΟ

(ειδικό κανόνες για αποφυγή ψαθυρής αστοχίας)



C
 $\zeta_{Rd} = 260 \text{ KN/m}^2$

M_{Rd} αναλογικά από ελεγχό κάμψης
 $M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - h/2)$



$V_E = \frac{M_{Rd1} + M_{Rdz}}{\rho} \times 1,20$
 $V_{sd} = V_0 + V_E$
 $\zeta = \frac{\min V_{sd}}{\max V_{sd}}$
 $E \cdot \eta \cdot \epsilon \cdot \chi \cdot \rho \cdot \sigma$
 $\sigma(2 + \zeta) \cdot \zeta_{Rd} \cdot b_w \cdot d \geq V_{sd}$

ΟΡΘΟΣ ΔΟΚΟΣ	l (m)	h1 (cm)	bw (cm)	h/d (cm)	As1 / As2 (cm2)	As / As' (cm2)	MRd1 / MRd2 (KNm)	MRd1 / MRd2 (KNm)	MRE1 / MRE2 (KN)	VEd / VE2 (KN)	Vsd1 / Vsd2 (KN)		Vo ΑΜΟΙΕΡ. (KN)	ελεγχος VRdE
											max	min		
A'	6	20	20	70	7,70 / 4,02	8,17	166 / 91	166 / 91	54 / -53	154 / 46	153 / -45	99		
- -	6				8,17 / 4,62	12,19	176 / 104	176 / 104	63 / -73	143 / 8	154 / -18	81		
- -	6				5,09 / 3,08	6,16	112 / 68	112 / 68	36 / -40	72 / -4	76 / 0	36		
- -	6				6,16 / 3,08	6,16	133 / 69	133 / 69	40 / -40	71 / -10	71 / 10	31	189 / 189	
- -	7				7,70 / 4,62	7,70	166 / 103	166 / 103	46 / -46	86 / -7	86 / -7	40	195 / 195	
- -	7				7,70 / 4,62	7,70	166 / 103	166 / 103	46 / -44	93 / 3	90 / -1	47		
- -	7				13,79 / 7,63	13,79	295 / 169	295 / 169	80 / -80	186 / 27	186 / -27	107		

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΟΚΩΝ ΓΙΑ ΚΑΜΨΗ

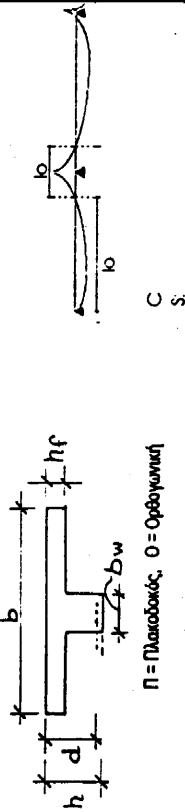
(Χωρίς αξονική δύναμη)

Χωρίς σκυρό, $M_{sd} = 1,35M_k + 1,50M_{kα}$

Με σκυρό, $M_{sd} = M_k + 0,3M_{kα} + M_E$

[KNm]

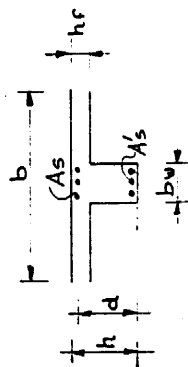
Π = Πλακαδοκός, Ο = Ορθογωνιά



ΟΡΘΟΣ ΔΟΚΟΣ ΘΕΣΗ	ΧΩΡΙΣ ΣΙΣΙΜΟ			ΜΕ ΣΙΣΙΜΟ			ΣΧΗΜΑ Π ή Ο	d/h (cm)	bw (cm)	hf (cm)	Lo (m)	b (cm)	hf/d	b/bw	μsd	1000 (μl)	Ast (cm ²)	ΟΤΛΙΣΜΟΣ	MR (KNm)	
	MG	MQ	Msd	M	ME	Msd														
A' Δ25				-124,6	105,3	-19,2	0	55,70	20	18	2,8	115	0,28							
- -				- -	-105,3	-22,9	0										0,19	0,230	11,65	
- -			281				Π				4,2	160		8,00			0,09	0,093	4,40	
- -				-126,2	105,3	-20,7	0				2,8									
- -				- -	-105,3	231,5	0													
- -				-153,1	101,5	-51,6	0				2,8									
- -				- -	-101,5	-251,6	0													
- -				-126,2	98,4	-27,8	Π				5,6	205								
- -				- -	-98,4	-224,6	0				2,8									
- -				- -	-98,4	224,6	0													
							0													

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΙΩΝ ΔΟΚΩΝ ΑΠΟ ΣΕΙΣΜΟ

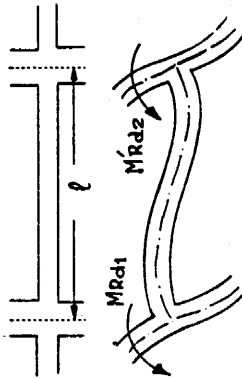
(ειδικό κανόνες για αποφυγή ψαθυρής αστοχίας)



$\zeta_{Rd} = 260 \text{ KN/m}^2$

Μετ αναλογικά από ελαγγο κλίμακας

$M_{Rd} = A_s \cdot \eta \cdot \eta d \cdot (d - \eta d/2)$



$V_E = \frac{\max V_{E1}}{l} \cdot \frac{MR_{d1} + MR_{d2}}{l} \times 1,20$

$V_{sd} = V_0 + V_E$

$\zeta = \frac{\min V_{sd}}{\max V_{sd}}$

$E \cdot \eta \cdot \epsilon \cdot \chi \cdot \sigma_s$

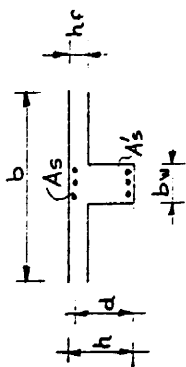
$\geq (2 + \zeta) \cdot \zeta_{Rd} \cdot b \cdot w \cdot d \geq V_{sd}$

ΟΡΘΟΣ ΔΟΚΟΣ	l (m)	M (cm)	bw (cm)	Md (cm)	As1 / As2 (cm2)	As1 / As2 (cm2)	MRd1 / MRd2 (KNm)	MRd1 / MRd2 (KNm)	VE1 / VE2 (KN)		Vo ΑΜΟΙΒ. (KN)	Vsd1 / Vsd2 (KN)		ελαγγος VVRdE
									max	min		max	min	
A'	6	20	20	70	770	402	166	91	54	-53	99	154	46	
- -	6				817	462	176	104	53	-54	81	153	-45	
- -	6				817	462	176	104	63	-73	81	143	8	
- -	6				1219	616	261	138	73	-63	36	154	-18	
- -	6				508	308	112	68	36	-40	36	72	-4	
- -	6				616	308	133	69	40	-36	36	76	0	
- -	6				616	308	133	69	40	-40	31	71	-10	189
- -	6				616	308	133	69	40	-40	31	71	10	189
- -	7				770	462	166	103	46	-46	40	86	-7	195
- -	7				770	462	166	103	46	-46	40	86	-7	195
- -	7				770	462	166	103	46	-44	47	93	3	
- -	7				770	462	152	102	44	-46	47	90	-1	
- -	7				1379	763	295	169	80	-80	107	186	27	
- -	7				1379	763	295	169	80	-80	107	186	-27	

πίνακ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΔΟΚΩΝ ΑΠΟ ΣΕΙΣΜΟ

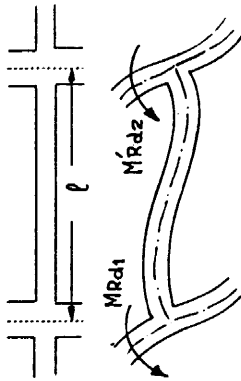
(ειδικό κανόνας για αποφυγή ψαθυρής αστοχίας)



C
 $\zeta_{Rd} = 260 \text{ KN/m}^2$

A_s \rightarrow Μrd αναλογικά από ελεγχο κάμψης

$M_{Rd1} = A_s \cdot \sigma_{yk} \cdot (d - N/2)$



$V_E = \frac{M_{Rd1} + M'_{Rd2}}{l} \times 1.20$

$V_{sd} = V_0 + V_E$

$\zeta = \frac{\min V_{sd}}{\max V_{sd}}$

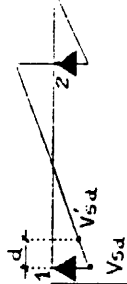
$\cdot E \cdot \eta \cdot \epsilon_x \times 0.5$

$3(2 + \zeta) \cdot \zeta_{Rd} \cdot b_w \cdot d \geq V_{sd}$

ΟΡΘΟΣ	ΔΟΚΟΣ	l (m)	N (cm)	b_w (cm)	h/d (cm)	$\frac{A_s}{A_{s2}}$ (cm ²)		$\frac{M_{Rd1}}{M_{Rd2}}$ (KNm)		$\frac{V_E}{V_{E2}}$ (KN)		V ₀ ΑΝΩΘΕΡ. (KN)	$\frac{V_{sd1}}{V_{sd2}}$ max min		$\frac{\zeta_1}{\zeta_2}$	ελεγχος VRdE
						A _{s1}	A _{s2}	M _{Rd1}	M _{Rd2}	V _{E1}	V _{E2}		max	min		
A'	26	7	20	20	70	137	763	295	169	80	78	126	205	48		
								284	171	78	80		203	46		

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΟΚΩΝ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ
(Μόνο με συνδεδητές κατακόρυφους)

C:20
fcd = 13,33 MPa
fcd = 0,25 MPa
S: 400
συνδ. S: 220
fywd = 15,1 MPa



$$VRd2 = 0,25 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cd} = 2,5 \cdot \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d$$

$$(\beta = 1)$$

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd}$$

$$\frac{V_{sw}}{S} = 0,9 \cdot \rho \cdot f_{yd}$$

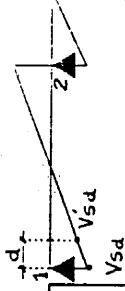
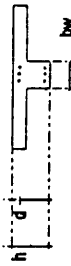
ΟΡΘΟΣ ΔΟΚΟΣ ΘΕΣΗ	l (m)	bw (cm)	h/d (cm)	VRd2 (KN)	ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ (KN)				ΜΕ ΣΕΙΣΜΟ		Asw / s (cm ² /m)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	
					VG	VQ	Vsd	Vs'd	Vcd	Vwd			Vsd
A'	1	20	70/65	433		159	114	84,5	30	154	125	11,21	Φ10/14
- -	2			- -		159	114	- -	29	153	121	11,12	Φ10/14
- -	1	20		433		133	97	84,5	12	143	120	10,76	Φ10/14
- -	2			- -		124	87	- -	3	154	131	11,69	Φ10/12
- -	1	20		433		60	44	84,5	0	72	62	5,54	Φ8/14
- -	2			- -		52	37	- -	0	76	66	5,91	Φ8/14
- -	1	20		433		51	38	81,5	0	71	62	5,52	Φ8/14
- -	2			- -		44	30	- -	0	71	62	5,52	Φ8/14

Fig. 7

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΟΚΩΝ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

(Μόνο με συνδετήρες κατακόρυφους)

C: 20
 $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$
 $f_{Rd} = 0,26 \text{ MPa}$
 $S: 400$
 συνδ. S: 220
 $f_{yd} = 59,1 \text{ MPa}$



$$V_{Rd2} = 0,25 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cd} = 2,5 \cdot f_{Rd} \cdot b_w \cdot d$$

$$(\beta = 1)$$

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd}$$

$$\frac{V_{sw}}{S} = 0,9 \cdot d \cdot f_{yd}$$

ΟΡΘΟΣ ΔΟΚΟΣ	ΘΕΣΗ	l (m)	bw (cm)	Md (cm)	VRd2 (kN)	ΧΩΡΙΣΤΕΙΣΜΟ (kN)				ΜΕ ΣΙΣΙΜΟ		Asw/s (cm ² /m)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	
						VG	VQ	Vsd	Vsd	Vcd	Vwd			Vsd
A'	22	1	700	20	433			61	46	84,5	0	86	76	Φ8/14
- -		2			- -			61	47	- -	0	86	75	Φ8/14
- -	23	1	700		433			74	56	24,5	0	93	21	Φ8/14
- -		2			"			72	54	- -	0	93	20	Φ8/14
- -	25	1	700		433			170	129	84,5		186	160	Φ10/11
- -		2			- -			171	130	- -		186	160	Φ10/11
- -	26	1	700		433			207	158	24,5	74	205	170	Φ10/10
- -		2			- -			195	145	- -	62	205	172	Φ10/10

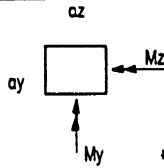
πίνα. 7

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

(κάρμψη με ορθή δύναμη.)

$$v_d = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad \mu_d = \frac{M}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_{stot} = \omega_t \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} / f_{yd}$$



C: 20
 $f_{cd} = 13333 \text{ KN/m}^2$
 S: 400
 $f_{yd}/f_{cd} = 26$

Μεγέθη KN, KNm
 * Πάκτωση σε θεμέλιο : Ροπή $1,35 M_{εc} \geq M_{sc}$

ΟΡΟΦΟΣ	α/α	az ay	Φορτίσεις			ΚΑΤΑΚΟΡ. E: max My E: max Mz			Δυσμενή μεγέθη			αναγωγή			ωtot	As (cm)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ
			N	My	Mz	N	My	Mz	vd	μd ²	μd ³						
ΙΣΟΓΕΙΟ	12 (1)	50/50				651,5	93,8	89,9	-0,20	0,06	0,05	0					16018
						604,1	40,3	331,7	-0,18	0,02	0,20	0,41			39,3		
-11-	12 (2)					-6225	95,2	-55,1	-0,19	0,06	-0,03						12018
						-5750	-47,7	241,1	-0,17	-0,03	0,14	0,28			26,8		
-11-	13 (1)	50/50				-13088	144,2	113,5	-0,28	0,06	0,03	0					20020
						-1351,8	23,4	733,9	-0,29	0,01	0,22	0,44			45,6		
-11-	13 (2)					-12581	167,3	-51	-0,27	0,07	-0,02						16020
						-12839	14,4	-465,7	-0,28	0,01	0,14	0,24			32,2		
-11-	18 (1)	50/50				-277	109,3	-92	-0,08	0,07	-0,06						16018
						-2205	22,5	294,6	-0,07	0,01	0,18	0,41			39,3		
-11-	18 (2)					-248	74,5	56,3	-0,07	0,04	0,03						12018
						-1941	-23,0	266,7	-0,06	-0,01	0,16	0,30			28,8		

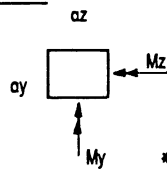
ΟΤΜ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

(κλίση με ορθή δύναμη.)

$$v_d = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad \mu_d = \frac{M}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_{stot} = \omega_t \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} / f_{yd}$$



C: 20
 $f_{cd} = 13,333 \text{ KN/m}^2$
 S:
 $f_{yd}/f_{cd} = 20,08$

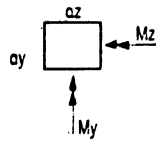
Μεγέθη KN, KNm
 * Πάκτωση σε θεμέλιο: Ροπή $1,35 M_{e,c} \geq M_{sc}$

ΟΡΟΦΟΣ	α/α	$\frac{az}{ay}$	κατακορ. E: max My E: max Mz			διωμενή μεγέθη			αναγωγή			ω_{tot}	As (cm)	ΟΠΛΙΣΜΟΣ
			Φορτίσεις	N	My	Mz	N	My	Mz	v_d	μ_d^y			
ΙΣΟΓΕΙΟ	19	50/50				-647	125,4	-1038	-0,19	0,08	-0,06	0,31	29,7	12Φ18
-1-	19	50/50				-6183	136,6	94,3	-0,19	0,08	0,06	0,27	25,9	12Φ18
						-5353	14,6	2813	-0,16	0,01	0,17			

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΡΟΠΩΝ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

$$\omega_{tot} = A_{st} \frac{f_{yd}}{b \cdot h} / f_{cd}$$

υπολογισμός $M_{Rd}^{(y)}$: αντίστοιχα N & M_z
 από τον συνδυασμό με τον $\max |M_y|$
 υπολογισμός $M_{Rd}^{(z)}$: " " " " $\max |M_z|$



$c: 20$
 $f_{cd} = 13,533 \text{ KN/m}^2$
 $S: 400$
 $\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 26$
 $MRd = \mu d \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd}$

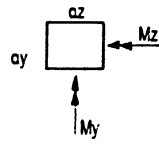
ΟΡΟΦΟΣ	a/a	az/ay	Ast ή As(y) / As(z)	ωt	MRd ^(y)						MRd ^(z)					
					avt N	avt Mz	vd	μd ^(z)	μd ^(y)	MRd ^(y)	avt N	avt My	vd	μd ^(y)	μd ^(z)	MRd ^(z)
ΙΣΟΓΕΙΟ	12 ₍₁₎	59/50	4064	0,42	-65,5	89,0	-0,2	0,05	0,10	317	604	40,3	-0,18	0,02	0,20	340
ΙΣΟΓΕΙΟ	12 ₍₂₎		3948	0,32	-62,5	-55,1	-0,19	-0,08	0,17	283	-575	-47,7	-0,17	-0,23	0,17	283
ΙΣΟΓΕΙΟ	13 ₍₁₎	50/70	6283	0,47	-130,8	113,5	-0,28	0,06	0,21	490	-135	234	-0,20	0,01	0,25	735
ΙΣΟΓΕΙΟ	13 ₍₂₎		50,26	0,37	-126,8	-51	-0,27	-0,02	-0,10	443	-122,3	144	-0,28	0,01	0,20	653
ΙΣΟΓΕΙΟ	14 ₍₁₎	59/50	39,3	0,42	-277	-92	-0,08	0,06	0,17	283	-220	22,5	-0,07	0,01	0,26	353
ΙΣΟΓΕΙΟ	14 ₍₂₎		3948	0,32	-248	59,3	-0,07	0,03	0,15	250	-192	-23	-0,06	-0,01	0,17	285

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΡΟΠΩΝ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

$$\omega_{tot} = A_{st} \frac{f_{yd}}{b \cdot h}$$

υπολογισμός $M_{Rd}^{(y)}$: αντίστοιχα N & M_z
 από τον συνδυασμό με τον $\max |M_y|$

υπολογισμός $M_{Rd}^{(z)}$: " " " " $\max |M_z|$



C: 20
 $f_{cd} = 13.933 \text{ KN/m}^2$

S:
 $\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 26$

$$MRd = \mu d \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd}$$

ΟΡΟΦΟΣ	a/a	az/ay	Ast ή As(s) / As(z)	ωt	MRd ^(y)					MRd ^(z)						
					avt N	avt Mz	vd	μd ^(z)	μd ^(y)	MRd ^(y)	avt N	avt My	vd	μd ^(y)	μd ^(z)	MRd ^(z)
ΙΣΟΓΕΙΟ	19,1	9/50	30,48	0,32	-64,7	-108	-0,19	-0,06	0,15	250	-535	14,6	-0,16	0,01	0,18	230
ΙΣΟΓΕΙΟ	19,2		30,48	0,32	-618	94,3	-0,19	0,05	0,15	250	-506	-7,7	-0,15	0,0	0,0	304

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

C : 20 , $f_{cd} = 13.333 \text{ KN/m}^2$, $Z_{rd} = 260 \text{ KN/m}^2$, $f_{ywd} = 14,84$, $f_{ywd} = 14,84$

Οπλή συνδ. S220 $f_{ywd} = 191,3 \text{ MPa}$, $f_{ywd} = 14,84$

K	ΟΡΘΟΣ	H/K	az/ay	VRd2	G+Q3Q	N	Vd = $\frac{N}{\alpha_{cd}}$	N	VRd6	Vcd	MRC	VCD,C	Vwd	$\frac{A_{sw}}{s}$	a	$\frac{A_c}{A_o}$	απ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	(ω) wdef	
		(m)	(cm)		(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KNm)	(KN)	(KN)	(cm ² /m)			(Δ)wd			
19 ₁	ΙΣΟΓΕΙ	4,65	50/50	750				175,5	146	146	250	151	5							
19 ₂	"	4,22	50/50	750				175,5	146	146	290	179	33	4,26					Φ8/12,5	

ΟΤΜ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

C : 20 , $f_{cd} = 13.33 \text{ MPa}$, $Z_{Rd} = 260 \text{ KN/m}^2$, $f_{ywd} = 101.3 \text{ MPa}$, $f_{ywd} = 14.54$

Οπλ. συνδ. S 20 $f_{ywd} = 101.3 \text{ MPa}$, $f_{cd} = 13.33 \text{ MPa}$, $Z_{Rd} = 260 \text{ KN/m}^2$, $f_{ywd} = 14.54$

$V = \frac{M_1 + M_2}{L} \cdot 1.4$

K	ΟΡΘΟΓΩΝ	H/K (m)	az/ay (cm)	VRd2	G+0,30 N (KN)	N Act/cd	VRdE (KN)	Vcd (KN)	MRC y/z (KNm)	VCD,C z/y (KN)	Vwd z/y (KN)	A _{sw} s (cm ² /m)	a	$\frac{A_c}{A_o}$	$\frac{a_n}{\omega_{wd}}$	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ω_{wdef}	
12 ₁	Ισορρο	4,65 / 0,75	50/50	750			175,5	146	317 / 283	181	35							$V_{Rd2} = 0.25 f_{cd} \cdot b \cdot d$ $V_{Cd} = \beta \cdot Z_{Rd} \cdot b \cdot d$
12 ₂	- -	- -	50/50	750			175,5	146	340 / 283	188	42	542					Ø8/12,5	$K_{pl, \text{ περιστ.}} (\omega_{wd}) \geq \frac{1}{8} (V_{cd} + 0.05) (0.35 \frac{A_c}{A_o} + 0.05)$ $\lambda_{\text{πρωτ.}} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{wd}}{0.9 \cdot d \cdot f_{ywd}}$
13 ₁	- -	- -	50/70	1050			245,7	205	490 / 443	281	76							
13 ₂	- -	- -	70/50	1082			253,5	211	735 / 658	418	207	185					Ø8/12,5	
18 ₁	- -	- -	50/50	750			175,5	146	250									
18 ₂	- -	- -	50/50	750			175,5	146	353 / 285	192	46	533					Ø8/12,5	

Fig.10

159

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ

(κάμψη με ορθή δύναμη.)

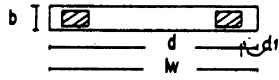
c: 20

fcd = 13,333 KN/m²

S400

fyd/fcd = 25

Μεγέθη: KN, KNm



$$\nu_d = \frac{N}{b \cdot l \cdot f_{cd}} \quad \mu_d = \frac{M}{b \cdot l^2 \cdot f_{cd}}$$

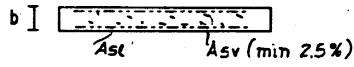
$$A_{stot} = \omega_e \cdot b \cdot l \cdot \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

ΟΡΟΦΟΣ	α/α	w/l	Φορτίσις κατακορ. +E		Διαιρετή μεγέθη		νd	μd	d1/d	ωtot	Ast	ΟΠΛΙΣΜΟΣ Asef	μRd	MRd
			N	M	N	M								
ΙΣΟΓΕΙΟ	T G1	250/25	-1180 12	-73 3062	-1168 -1192	2389 -3135	0,143	0,150	0,1 0,1	0,23	55,2			3140
	T G2	250/25	-1123 12	-49 1061	-1111 -1135		0,136		0,1 0,1		min			

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

— lw —

(Για αποφυγή ψαθυρής θραύσης.)

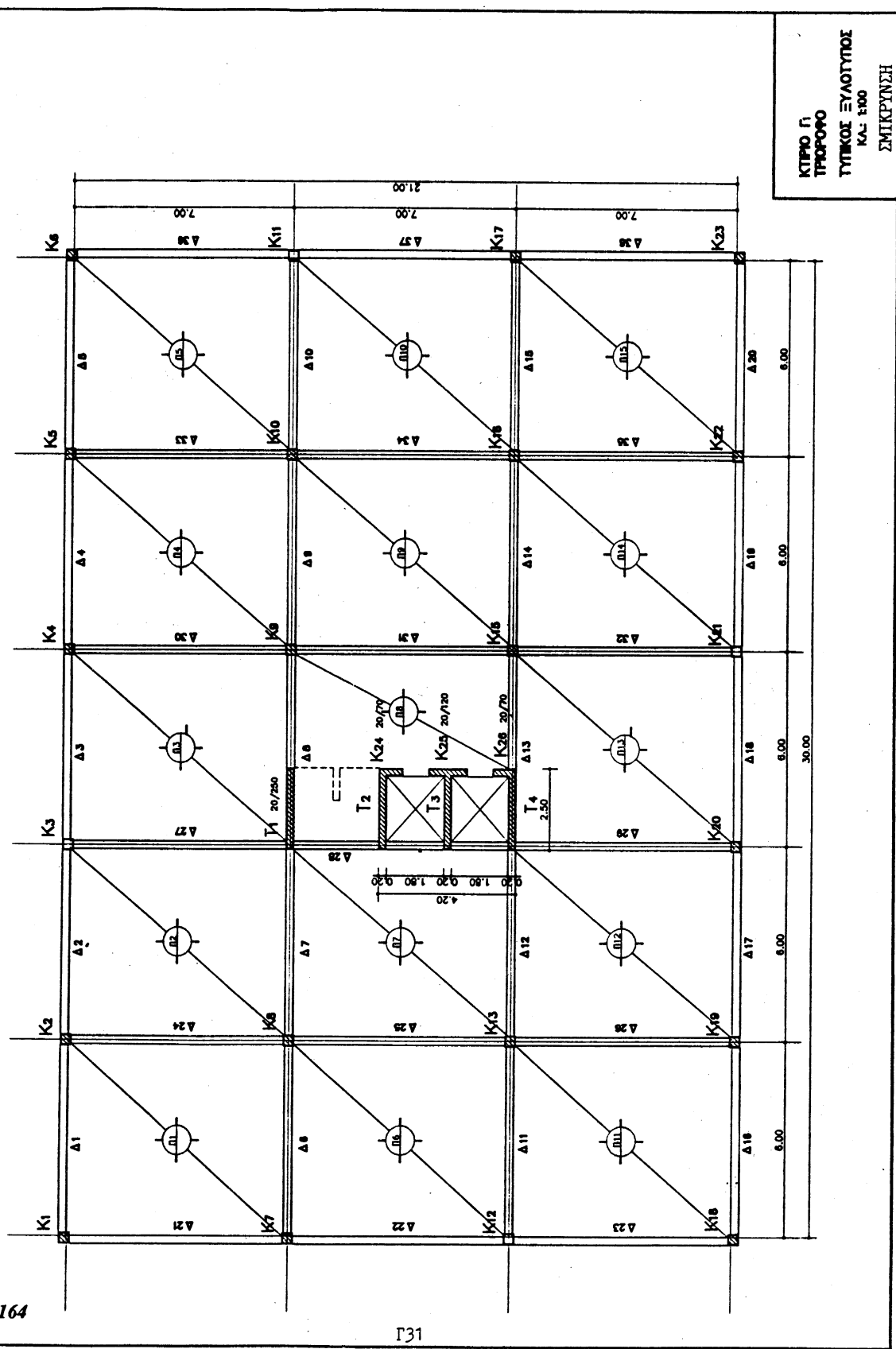


C:20 , $f_{cd} = 13333 \text{ KN/m}^2$, $\gamma_{rd} = 260 \text{ KN/m}^2$, $\sigma_{5220} f_{ywd} = 191 \text{ MPa}$

$$V_{rdz} = 10 \cdot \gamma_{rd} \cdot b \cdot lw , \alpha_{cd} = \frac{M_{Rw}}{M_{Ew}} , \gamma_{cd,w} = \alpha_{cd} \cdot \gamma_E , V_{cd} = 2.5 \cdot \gamma_{rd} \cdot b \cdot lw , \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{cd,w}}{0.9 \cdot d \cdot f_{ywd}}$$

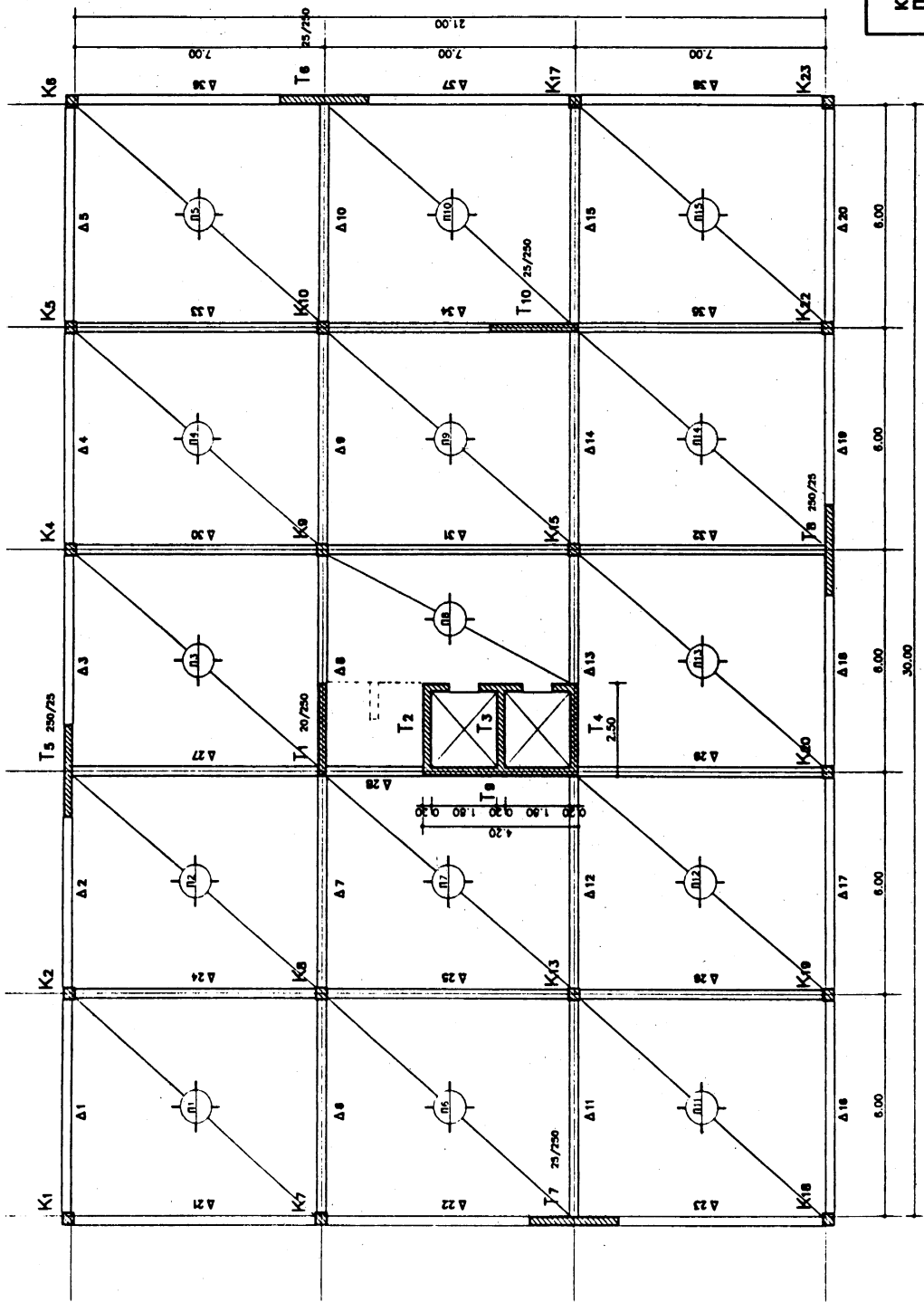
α/α	ΣΤΑΘΜΗ	b (cm)	w (cm)	V _{Rd2} (KN)	M _E (KNm)	M _{Rw} (KNm)	α_{cd}	V _E (KN)	V _{cd,v} (KN)	N	$\frac{N}{A_{ctd}}$	V _{cd}	$\frac{A_{sw}}{s}$	ΟΓΚΩΣΜΟΣ οπλ. κατ.
T ₇	ΙΣ	20	250	1300	3135	3140	140	548	767	1180	0.17	325	11.4	Φ10/14
	A.						>>	364	510	301	0.13	>	4.78	Φ10/30
	B.						>>	360	504	718	0.11	>	4.62	Φ10/30
	Γ.						>>	203	284	481	0.07	>	7.34	Φ10/21
	Δ.						>>	61	854	190	0.03	>	2.20	Φ8/30

ΣΧΕΔΙΑ



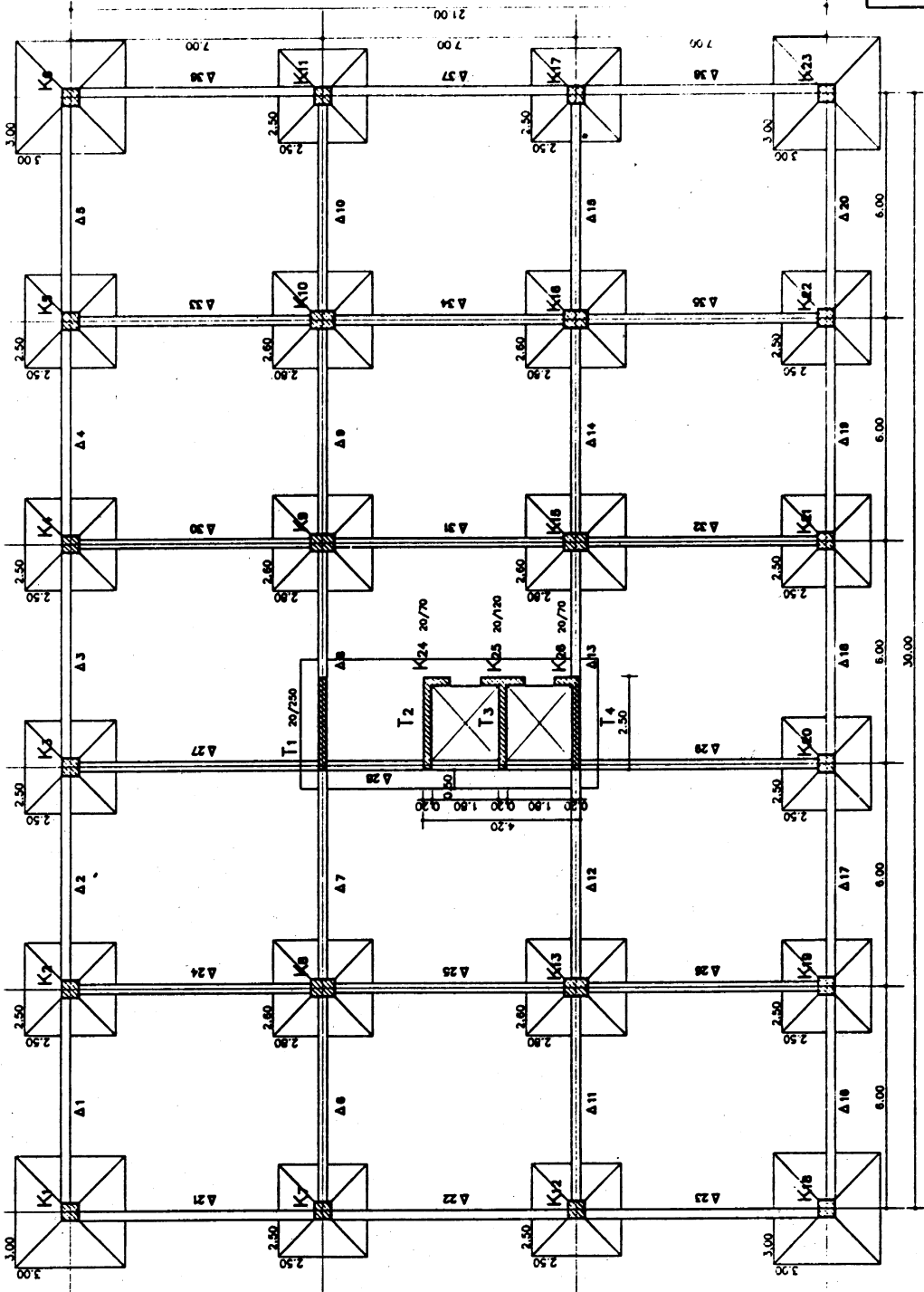
ΚΤΙΡΙΟ Γ1
ΤΥΠΙΚΟΣ ΕΠΛΟΤΥΠΟΣ
ΚΑΛ. 1:100
ΣΜΙΚΡΥΝΣΗ

ΚΤΙΡΙΟ Γ2
 ΠΕΝΤΑΘΡΟΦΟ
 ΤΥΠΙΚΟΣ ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ
 ΚΑ: 100
 ΣΜΙΚΡΥΝΣΗ



1:200

ΚΤΙΡΙΟ Γ
 ΤΡΟΦΟΦΟ
 ΕΥΛΑΤΥΤΟΙ ΒΟΛΕΙΑΣ
 ΚΑΙ 1:100
 ΣΤΑΔΙΟΝ



ΚΤΗΡΙΟ Γ
 ΠΕΝΤΑΓΩΝΟ
 ΕΥΛΟΓΗΤΟΙ ΒΕΒΛΕΜΕΝΗ
 ΚΑ: 1100
 ΣΜΚΡΠΙΝΗ

