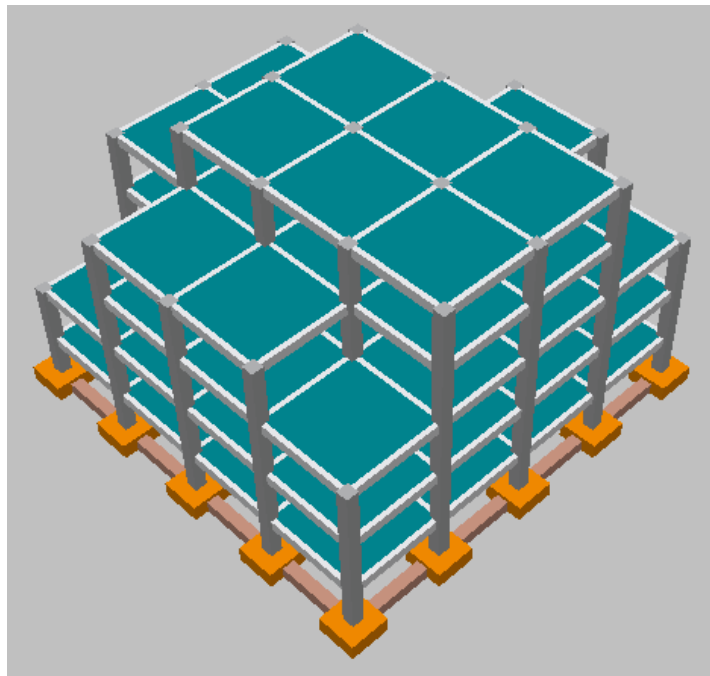


ΑΝΩΤΑΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟΥ ΤΟΜΕΑ



ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε



**ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ α ΚΤΙΡΙΩΝ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER**

Μακαντάσης Βασίλειος
Αριθμός Μητρώου: 42006

Επιβλέπων καθηγητής: Β.Γ. Μώκος, Δρ Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ, Συνεργάτης ΑΤΕΙ
Πειραιά

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/η... Μαζακέρης Βασίλειος..... του
Αρχελά φοιτητής του Τμήματος Τεχνικών Μηχανικών Τ.Ε.....

του Α.Ε.Ι Πειραιά Τ.Τ, πριν αναλάβω την εκπόνηση της Πτυχιακής Εργασίας μου, δηλώνω ότι ενημερώθηκα για τα παρακάτω:

«Η Πτυχιακή Εργασία (Π.Ε) αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο του συγγραφέα, όσο και του Ιδρύματος και θα πρέπει να έχει μοναδικό χαρακτήρα και πρωτότυπο περιεχόμενο.

Απαγορεύεται αυστηρά οποιοδήποτε κομμάτι κειμένου της να εμφανίζεται αυτούσιο ή μεταφρασμένο από κάποια άλλη δημοσιευμένη πηγή. Κάθε τέτοια πράξη αποτελεί προϊόν λογοκλοπής και εγείρει θέμα Ηθικής Τάξης για τα πνευματικά δικαιώματα του άλλου συγγραφέα. Αποκλειστικός υπεύθυνος είναι ο συγγραφέας της Π.Ε, ο οποίος φέρει και την ευθύνη των συνεπειών, ποινικών και άλλων, αυτής της πράξης.

Πέραν των όποιων ποινικών ευθυνών του συγγραφέα, σε περίπτωση που το Ίδρυμα του έχει απονεμίσει Πτυχίο, αυτό ανακαλείται με απόφαση της Συνέλευσης του Τμήματος. Η Συνέλευση του Τμήματος με νέα απόφασή της, μετά από αίτηση του ενδιαφερόμενου, του αναθέτει εκ νέου την εκπόνηση Π.Ε με άλλο θέμα και διαφορετικό επιβλέποντα καθηγητή. Η εκπόνηση της εν λόγω Π.Ε πρέπει να ολοκληρώσει εντός τουλάχιστον ενός ημερολογιακού βμήνου από την ημερομηνία ανάθεσής της. Κατά τα λοιπά εφαρμόζονται τα προβλεπόμενα στο άρθρο 18. παρ.5 του ισχύοντος Εσωτερικού Κανονισμού».

Ο Δηλών



Ημερομηνία

8-9-2016

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή κ. Β.Γ. Μώκο για τη βοήθειά του στην εκπόνηση της παρούσας πτυχιακής εργασίας καθώς επίσης και την εταιρεία ACE Hellas για την παροχή του προγράμματος Scada Pro 15 με το οποίο έγινε η ανάλυση των κτιρίων.

Περιεχόμενα

Σκοπός της εργασίας	5
Περίληψη.....	6
ΜΕΡΟΣ ΠΡΩΤΟ	7
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.....	7
1.1) Η σπουδαιότητα του σεισμού στο σχεδιασμό των κατασκευών.....	7
1.2) Η επίδραση του σεισμού στις κατασκευές	8
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2.....	9
2.1) Στάθμες επιτελεσματικότητας	9
2.2) Πλαστικές αρθρώσεις	10
2.3) Η έννοια της πλαστιμότητας	11
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3.....	12
3.1) Ελαστικά φάσματα απόκρισης.....	12
3.2) Ανελαστικά φάσματα απόκρισης.....	13
3.3) Ο δείκτης συμπεριφοράς q	13
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4.....	16
4.1) Μέθοδοι ανάλυσης των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα	16
4.2) Η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover)	16
ΜΕΡΟΣ ΔΕΥΤΕΡΟ	24
Εισαγωγή.....	24
Κτίριο 1.....	25
Κτίριο 2	54
Κτίριο 3	87
Συμπεράσματα.....	120
Αναφορές.....	121

Σκοπός της εργασίας

Σκοπός της παρούσας πτυχιακής εργασίας είναι ο προσδιορισμός του δείκτη συμπεριφοράς q , ο οποίος είναι γενικά ένας δείκτης πλαστιμότητας και είναι πολύ σημαντικός στον αντισεισμικό σχεδιασμό, κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιώντας τη μέθοδο pushover. Ο προσδιορισμός του δείκτη q γίνεται με βάση τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013) ως γινόμενο του παράγοντος υπεραντοχής q_u και του παράγοντος πλαστιμότητας q_π ($q=q_u \cdot q_\pi$).

Περίληψη

Πλέον οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί επιτρέπουν τον σχεδιασμό των κατασκευών στην ανελαστική περιοχή. Δηλαδή ο σχεδιασμός γίνεται με την παραδοχή ότι κατά τη σεισμική απόκριση κάποια στοιχεία της κατασκευής θα υποστούν βλάβες χωρίς όμως να προκαλείται σημαντική μείωση της αντοχής της. Σημαντικό στοιχείο για τον ανελαστικό σχεδιασμό αποτελεί η πλαστιμότητα της κατασκευής η οποία εκφράζεται γενικά μέσω ενός δείκτη ο οποίος ονομάζεται δείκτης συμπεριφοράς q και ο οποίος εκφράζει την ικανότητά της να παραμορφώνεται ανελαστικά χωρίς να μειώνεται σημαντικά η αντοχή της. Ο δείκτης αυτός μπορεί να ληφθεί απευθείας από πίνακες που υπάρχουν στους κανονισμούς ανάλογα με το δομικό σύστημα που εξετάζεται μπορεί όμως και να προσδιοριστεί με ακρίβεια μέσω ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover), διαδικασία η οποία αποτελεί και το αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

Η παρούσα εργασία χωρίζεται σε δύο μέρη εκ των οποίων το πρώτο περιέχει κάποιες βασικές θεωρητικές έννοιες για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών ενώ στο δεύτερο παρουσιάζονται τρία κτίρια στα οποία μέσω ανάλυσης pushover γίνεται ο προσδιορισμός του δείκτη συμπεριφοράς q για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

Όσον αφορά το θεωρητικό μέρος στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στη σπουδαιότητα του σεισμού στο σχεδιασμό των κατασκευών και της επίδρασής του σε αυτές, στο δεύτερο αναλύονται κάποιες βασικές έννοιες του αντισεισμικού σχεδιασμού όπως οι στάθμες επιτελεστικότητας, οι πλαστικές αρθρώσεις και η πλαστιμότητα της κατασκευής ενώ στο τρίτο αναφέρονται κάποια γενικά στοιχεία για τα ελαστικά και ανελαστικά φάσματα και στη συνέχεια γίνεται αναλυτική περιγραφή του δείκτη συμπεριφοράς q . Στο τέταρτο κεφάλαιο αναφέρονται γενικά οι μέθοδοι ανάλυσης κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και στη συνέχεια γίνεται ειδική αναφορά στην ανελαστική στατική ανάλυση (pushover).

ΜΕΡΟΣ ΠΡΩΤΟ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

1.1) Η σπουδαιότητα του σεισμού στο σχεδιασμό των κατασκευών

Ο σεισμός είναι μία πολύ σημαντική δράση στην οποία θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη έμφαση για τον υπολογισμό και σχεδιασμό μιας κατασκευής σε σειсмоγενείς χώρες όπως είναι η Ελλάδα. Η δράση του σεισμού προκαλεί μια επιπλέον καταπόνηση στην κατασκευή εκτός των φορτίων βαρύτητας που καλείται να φέρει καθώς δημιουργούνται οριζόντια αδρανειακά φορτία που προκαλούνται από τις αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις κατά τη διέγερση της θεμελίωσης της κατασκευής **(1)**. Για αυτό το λόγο θα πρέπει να γίνεται ειδικός σχεδιασμός έτσι ώστε η κατασκευή να μπορεί να ανταπεξέλθει αυτής της επιπλέον φόρτισης με τις λιγότερες δυνατές βλάβες. Σε αυτή τη φάση εισέρχονται στη μελέτη και τον σχεδιασμό κάποιες σημαντικές έννοιες που απαιτεί η αντισεισμική θωράκιση των κτιρίων όπως είναι οι στάθμες επιτελεστικότητας, οι πλαστικές αρθρώσεις, η πλαστιμότητα της κατασκευής, ο δείκτης συμπεριφοράς q κ.τ.λ.

Οι παλαιότεροι αντισεισμικοί κανονισμοί, συγκεκριμένα αυτοί προ του 1984, δεν λάμβαναν υπόψη τα στοιχεία αυτά κατά τον σχεδιασμό. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τα περισσότερα κτίρια τα οποία έχουν κατασκευαστεί σύμφωνα με τους παλαιούς κανονισμούς να παρουσιάζουν σημαντικά προβλήματα ως προς τη σεισμική συμπεριφορά τους. Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί (π.χ. Ευρωκώδικας 8, ΕΑΚ-2000) έχουν κατορθώσει να δημιουργήσουν ένα επαρκές σύνολο κανόνων σύμφωνα με το οποίο γίνονται όλες οι απαραίτητες ενέργειες προκειμένου να διασφαλίζεται η ασφάλεια της κατασκευής σε περίπτωση σεισμού. Αυτό οφείλεται σε μεγάλο βαθμό και στη βοήθεια που έχει προσφέρει τις τελευταίες δεκαετίες η ανάπτυξη υπολογιστικών πακέτων χάρη στα οποία μπορεί να γίνει μια αρκετά ακριβής ανάλυση του φορέα με συνέπεια ο μηχανικός να μπορεί να αποφασίζει καλύτερα για τον σχεδιασμό της κατασκευής. Έτσι τα νέα κτίρια είναι πλήρως θωρακισμένα σε περίπτωση σεισμού.

1.2) Η επίδραση του σεισμού στις κατασκευές

Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσεται ένταση, η οποία οφείλεται στην εξαναγκασμένη κίνηση στην οποία υποβάλλεται η θεμελίωση της κατασκευής με συνέπεια αυτή να τεθεί σε ταλάντωση. Το πρόβλημα που τίθεται στο μηχανικό είναι η κατάλληλη διαστασιολόγηση της κατασκευής ώστε να μπορέσει να απορροφήσει την κινητική ενέργεια υπό μορφή έργου παραμορφώσεως χωρίς να ξεπεράσει ένα ελεγχόμενο επίπεδο βλάβης που προσδιορίζεται από τον κανονισμό ανάλογα με το επίπεδο της διεγέρσεως. Έτσι, γίνεται φανερός ο σπουδαίος ρόλος που μπορεί να παίξει η ικανότητα της κατασκευής για αποθήκευση μεγάλων ποσοτήτων δυνητικής ενέργειας υπό μορφή μεγάλων παραμορφώσεων στην πλαστική περιοχή συμπεριφοράς του υλικού της **(2)**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

2.1) Στάθμες επιτελεστικότητας

Σημαντικό στοιχείο του αντισεισμικού σχεδιασμού αποτελεί ο κατάλληλος σχεδιασμός έτσι ώστε η κατασκευή να αποκριθεί με συγκεκριμένο τρόπο κατά τη σεισμική διέγερση. Αυτό απαιτεί τον προσδιορισμό ενός αποδεκτού επιπέδου βλαβών. Προκειμένου να μπορεί να γίνεται ένας ακριβής προσδιορισμός αυτού του αποδεκτού επιπέδου βλαβών που μπορεί να υποστεί μια κατασκευή, έτσι ώστε να γίνεται μια εκτίμηση για την ικανότητά της να απορροφά ενέργεια χωρίς να βλάπτεται σημαντικά η αντοχή της, έχουν καθοριστεί από τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) ορισμένες στάθμες επιτελεστικότητας. Οι στάθμες αυτές αποτελούν κατηγορίες σε μια από τις οποίες εντάσσεται η κατασκευή ανάλογα με το επιθυμητό επίπεδο βλαβών. Ο ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) στο κεφάλαιο 2.2.1 δίνει τρεις στάθμες επιτελεστικότητας συναρτήσει της πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών.

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

Πίνακας 1: Στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013)

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) στο κεφάλαιο 2.2.2 ορίζονται ως εξής οι στάθμες επιτελεστικότητας:

«Περιορισμένες βλάβες» (A): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικόν βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.

«Σημαντικές βλάβες» (B): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι

μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης

«Οιονεί κατάρρευση»(Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μή-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

Με βάση τις στάθμες αυτές μπορεί να προσδιοριστεί με μεγάλη ακρίβεια το αποδεκτό επίπεδο βλαβών σε κτίρια που έχουν σχεδιαστεί για συγκεκριμένη χρήση. Με αυτόν τον τρόπο αποφεύγονται τα γενικά συμπεράσματα για την σεισμική απόκριση των κατασκευών ανεξαρτήτως χρήσης με αποτέλεσμα να γίνεται διάκριση ανάμεσα σε κατασκευές που απαιτούν υψηλά επίπεδα ασφάλειας, όπως κτίρια γραφείων, κατοικίες κ.τ.λ. και σε κατασκευές χαμηλότερης απαίτησης ασφάλειας, όπως αγροτικά κτίσματα. Το γεγονός αυτό επίσης βοηθάει, εκτός από τη σωστή διαστασιολόγηση της κατασκευής, στη μείωση του κατασκευαστικού κόστους.

2.2) Πλαστικές αρθρώσεις

Οι σύγχρονοι κανονισμοί απαιτούν πλέον οι κατασκευές να σχεδιάζονται με βάση την ανελαστική τους συμπεριφορά. Για αυτό το λόγο, όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 2.1, είναι αναγκαίος ο προσδιορισμός ενός αποδεκτού επιπέδου βλαβών δηλαδή των στοιχείων που διαρρέουν και εισέρχονται στην πλαστική περιοχή. Τα στοιχεία αυτά παίζουν πολύ σημαντικό ρόλο στην αποτίμηση καθώς και στην πιθανή ενίσχυση της κατασκευής και προσδιορίζονται με ανελαστική στατική ανάλυση (pushover).). Όταν ένα στοιχείο υφίσταται διαρροή σε κάποια διατομή σε εκείνο το σημείο η καμπυλότητα παίρνει μεγάλες τιμές (ανελαστική καμπυλότητα). Στη πραγματικότητα η ανελαστικοποίηση του στοιχείου δεν είναι σημειακή, δεν περιορίζεται δηλαδή σε μία διατομή, αλλά περιλαμβάνει κάποιο τμήμα του στοιχείου που ονομάζεται ανελαστική περιοχή και μέσα στην οποία οι εφελκόμενοι χάλυβες ευρίσκονται σε κατάσταση διαρροής. Η ανελαστική περιοχή εφόσον είναι κατάλληλα σχεδιασμένη έχει τη δυνατότητα να υφίσταται στροφή (πλαστική στροφή) χωρίς ουσιαστική αύξηση της δρώσας ροπής. Μπορεί δηλαδή να θεωρηθεί ότι η ανελαστική περιοχή συμπεριφέρεται στο υφιστάμενο επίπεδο ροπής ως άρθρωση και για τον λόγο αυτό ονομάζεται πλαστική άρθρωση **(3)**.

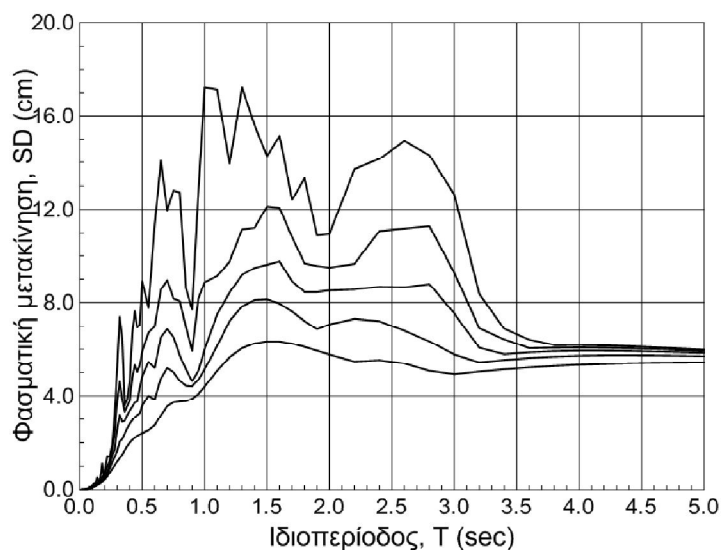
2.3) Η έννοια της πλαστιμότητας

Προκειμένου να επιτευχθεί ένας βέλτιστος αντισεισμικός σχεδιασμός προϋποτίθεται κατά τον σχεδιασμό ότι η κατασκευή παρουσιάζει έναν ελεγχόμενο βαθμό “πλάστιμης συμπεριφοράς” ή ένα παραδεκτό ελεγχόμενο επίπεδο βλαβών, όταν υφίσταται διέγερση από τον σεισμό με βάση τον οποίο έγινε ο σχεδιασμός της. Πλάστιμη συμπεριφορά κατά τη διέγερση από το σεισμό σχεδιασμού σημαίνει ότι η απόκριση της κατασκευής δεν παραμένει ελαστική αλλά κάποια στοιχεία της εισέρχονται κατά τη διάρκεια του σεισμού στη πλαστική περιοχή, υφίστανται δηλαδή βλάβες, με διατήρηση όμως στο σύνολο της κατασκευής του επιθυμητού επιπέδου ασφαλείας **(4)**.

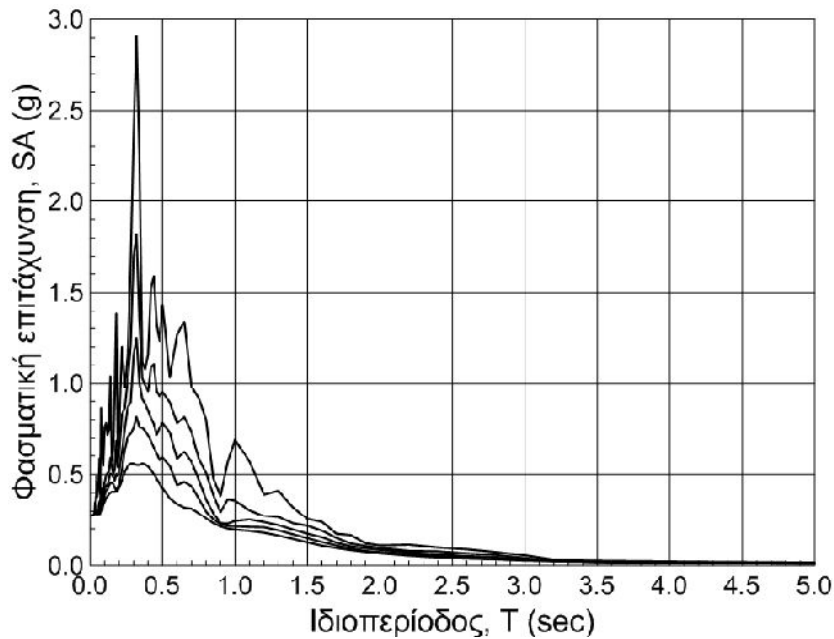
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3.1) Ελαστικά φάσματα απόκρισης

Όταν μια κατασκευή υφίσταται σεισμική διέγερση είναι κρίσιμος ο προσδιορισμός της σεισμικής απόκρισης αυτής. Αυτός ο προσδιορισμός μπορεί να γίνει μέσω των φασμάτων απόκρισης. Με αυτά, για μια συγκεκριμένη σεισμική διέγερση χωρίς να υπολογισθεί η συνολική απόκριση μιας κατασκευής και με δεδομένα μόνο τη φυσική περίοδο και το ποσοστό απόσβεσης της κατασκευής, μπορεί να προσδιορισθεί η μέγιστη επιτάχυνση, η μέγιστη ταχύτητα και η μέγιστη μετατόπισή της **(5)**. Στην ουσία, αν θεωρήσουμε για παράδειγμα ένα φάσμα απόκρισης μετατοπίσεων, τότε φάσμα απόκρισης μετατοπίσεων μιας σεισμικής διέγερσης, είναι η περιβάλλουσα των μεγίστων των αποκρίσεων όλων των δυνατών μονοβαθμίων σχηματισμών, για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Φάσματα απόκρισης υπολογίζονται για διάφορες τιμές απόσβεσης ζ . Αντίστοιχα με τα φάσματα απόκρισης μετατοπίσεων ορίζονται φάσματα αποκρίσεως ταχυτήτων και φάσματα αποκρίσεως επιταχύνσεων **(6)**. Παρακάτω δίνονται δύο σχήματα εκ των οποίων το πρώτο απεικονίζει το φάσμα μετακινήσεων και το δεύτερο το φάσμα επιταχύνσεων από το σεισμό της Καλαμάτας το 1986 για $\zeta=0, 2, 5, 10$ και 20% **(7)**.



Σχήμα 1: Φάσμα μετακινήσεων σεισμού Καλαμάτας το 1986 για $\zeta=0, 2, 5, 10$ και 20%



Σχήμα 2: Φάσμα επιταχύνσεων σεισμού Καλαμάτας το 1986 για $\zeta=0, 2, 5, 10$ και 20%

Με βάση τα φάσματα αυτά μπορεί να γίνει προσεγγιστικά μια εκτίμηση για το πώς θα συμπεριφερθεί μια κατασκευή σε περίπτωση σεισμού χωρίς να λαμβάνεται υπόψη ότι κάποια στοιχεία θα εισέλθουν στην πλαστική περιοχή δηλαδή γίνεται η παραδοχή ότι η κατασκευή θα αποκριθεί ελαστικά.

3.2) Ανελαστικά φάσματα απόκρισης

Επειδή η χρήση των ελαστικών φασμάτων απόκρισης οδηγεί σε αντιοικονομικό σχεδιασμό των κατασκευών, καθώς απαιτεί στοιχεία με μεγάλες διατομές, κρίνεται απαραίτητη η χρήση ανελαστικών φασμάτων απόκρισης **(8)**. Τα φάσματα αυτά χρησιμοποιούν την ελαστική ανάλυση στην οποία όμως έχουν εισαχθεί κάποιοι ρυθμιστικοί συντελεστές προκειμένου η σεισμική απόκριση της κατασκευής να είναι ανελαστική **(9)**. Ένας τέτοιος συντελεστής είναι και ο δείκτης συμπεριφοράς q οποίος περιγράφεται στην επόμενη παράγραφο και ο οποίος αποτελεί αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας.

3.3) Ο δείκτης συμπεριφοράς q

Όπως ειπώθηκε προηγουμένα ο σχεδιασμός πλέον των κατασκευών γίνεται με βάση την ανελαστική τους συμπεριφορά δηλαδή την θεώρηση ότι κάποια στοιχεία θα εισέλθουν στη διαρροή, θα δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις και άρα θα υποστούν ένα αποδεκτό επίπεδο βλαβών **(10)**.

Τα φάσματα σχεδιασμού που χρησιμοποιούνται είναι τα ανελαστικά τα οποία όπως αναφέρθηκε στην 3.2 χρησιμοποιούν κάποιους ρυθμιστικούς συντελεστές έτσι ώστε να λαμβάνεται έμμεσα υπόψη η ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Η κατάλληλη μείωση των τιμών του ελαστικού φάσματος απόκρισης είναι ένα δύσκολο και πολύπλοκο θέμα. Συνήθως γίνεται με τη χρήση ενός ειδικού συντελεστή, του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο δείκτης συμπεριφοράς q εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να καταναλώνει ενέργεια από ανελαστικές παραμορφώσεις, χωρίς να μειώνεται σημαντικά η αντοχή του **(11)**.

Ο δείκτης συμπεριφοράς q θα μπορούσε να χαρακτηριστεί ως ένας γενικός δείκτης πλαστιμότητας του συστήματος, με την έννοια ότι με το συντελεστή αυτόν καθορίζεται η μείωση των σεισμικών φορτίων. Εκφράζει δηλαδή ο δείκτης q την ικανότητα της κατασκευής να παραμορφώνεται ανελαστικά χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής όπως ακριβώς και ο δείκτης πλαστιμότητας μ για μεμονωμένα στοιχεία **(12)**.

Στους υπολογισμούς παίζει πολύ σημαντικό ρόλο καθώς αποτελεί τον παρονομαστή με τον οποίο θα γίνει η μείωση της τιμής της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού και η οποία πολλαπλασιάζεται με τη συνολική ταλαντευόμενη μάζα της κατασκευής και έναν συντελεστή διόρθωσης λ για τον προσδιορισμό της τέμνουσας βάσης σχεδιασμού.

Για τον υπολογισμό του δείκτη συμπεριφοράς q υπάρχουν πίνακες τόσο στον Ευρωκώδικα 8 όσο και στον ΕΑΚ-2000. Ο ΕΑΚ-2000 (Κεφ.2, Πίνακας 2.6) δίνει για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος τον παρακάτω πίνακα:

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2.00

Πίνακας 2: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q σύμφωνα με τον ΕΑΚ-2000

Οι τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q που δίνουν τόσο οι Ευρωκώδικες όσο και ο ΕΑΚ-2000 είναι προσεγγιστικές. Στην Ελλάδα αρκετά κτίρια υπολογίζονται για $q=3.5$ τιμή που όπως θα δούμε στο δεύτερο μέρος της εργασίας μερικές φορές έχει μεγάλη απόκλιση από την πραγματική. Αν η τιμή του q είναι μεγαλύτερη από την επιλεγόμενη (για την παρούσα εργασία $q=3.5$) τότε η κατασκευή δεν παρουσιάζει προβλήματα και είναι υπέρ της ασφαλείας ενώ αν είναι μικρότερη τότε η κατασκευή δεν είναι ασφαλής καθώς αυτό σημαίνει πως η τέμνουσα σχεδιασμού

είναι μεγαλύτερη που σημαίνει ότι η κατασκευή έχει σχεδιαστεί για σεισμικό φορτίο μικρότερο από ό,τι θα έπρεπε.

Για τον ακριβή προσδιορισμό του δείκτη συμπεριφοράς q απαιτείται στατική ανελαστική ανάλυση (pushover), η οποία περιγράφεται λεπτομερώς στο επόμενο κεφάλαιο. Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013) ο δείκτης q διαμορφώνεται ως γινόμενο του παράγοντος υπεραντοχής q_u και του παράγοντος πλαστιμότητας q_p . Η ακριβής διαδικασία υπολογισμού περιγράφεται στο **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4.2** του ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

4.1) Μέθοδοι ανάλυσης των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Η ανάλυση των κατασκευών σκοπεύει στον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται έτσι ώστε ο μηχανικός να γνωρίζει τα βασικά δεδομένα προκειμένου να κάνει τους απαραίτητους ελέγχους και να κρίνει αν και σε τι είδους επεμβάσεις ή ενισχύσεις (ή και τα δύο) πρέπει να προβεί έτσι ώστε να πετύχει τον βέλτιστο σχεδιασμό τόσο από άποψη ασφάλειας όσο και από άποψη οικονομικότητας. Ανάλογα με την περίπτωση και λαμβάνοντας υπόψη κάποιους συγκεκριμένους παράγοντες (πολυπλοκότητα υπολογισμών, χαρακτηριστικά του προς ανάλυση κτιρίου, σκοπός ανάλυσης κλπ) επιλέγεται η καταλληλότερη μέθοδος ανάλυσης.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) στο κεφάλαιο 5 και στην παράγραφο 5.1.1 δίνονται οι μέθοδοι ανάλυσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν. Αυτές είναι οι εξής:

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση
- Ελαστική δυναμική ανάλυση
- Ανελαστική στατική ανάλυση
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας)

Στην παρούσα πτυχιακή εργασία θα ασχοληθούμε με την ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) η οποία περιγράφεται στην επόμενη παράγραφο.

4.2) Η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover)

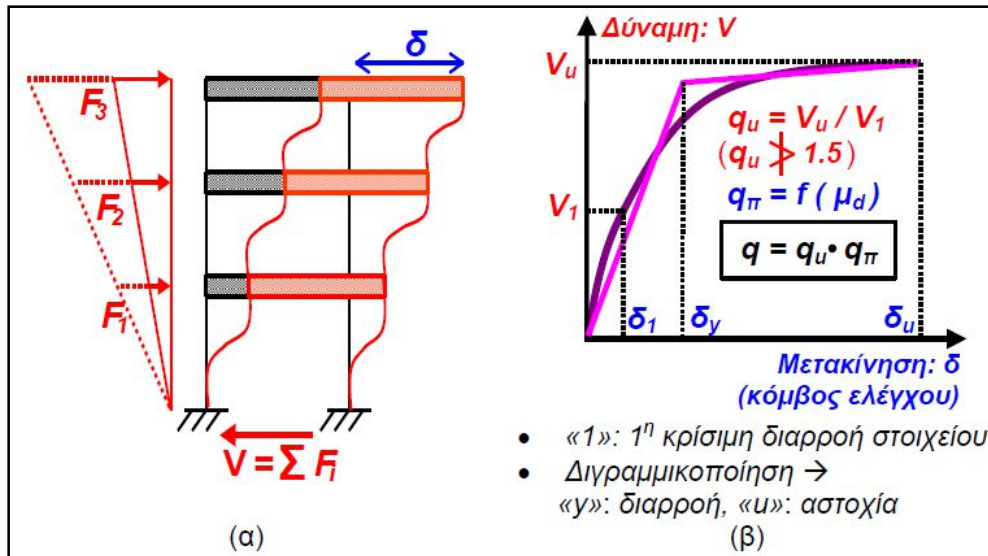
Οι μεθοδολογίες ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό υφισταμένων κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα για σεισμικά φορτία είναι οι ελαστικές αναλύσεις, στατικές ή δυναμικές, καθώς και οι ανελαστικές αναλύσεις (δηλαδή μη γραμμικές λόγω υλικού), επίσης στατικές ή δυναμικές. Οι ελαστικές μέθοδοι υιοθετούν την κλασσική γραμμική σχέση έντασης-παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής, όπου με προσεγγιστικούς τρόπους (π.χ. χρησιμοποιώντας καθολικούς ή τοπικούς δείκτες συμπεριφοράς ή πλαστιμότητας) λαμβάνουν έμμεσα υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά του φορέα. Οι μεθοδολογίες αυτές είναι απλούστερες στην εφαρμογή τους, ωστόσο είναι δυνατόν να οδηγήσουν σε λιγότερο ακριβή αποτελέσματα σε σχέση με τις αντίστοιχες ανελαστικές. Αντίθετα, οι ανελαστικές μεθοδολογίες ανάλυσης βοηθούν στην καλύτερη εποπτεία και κατανόηση της πραγματικής απόκρισης των κατασκευών, καταδεικνύοντας τόσο τους μηχανισμούς αστοχίας όσο και το ενδεχόμενο προοδευτικής κατάρρευσης. Δίδεται επομένως η δυνατότητα ελέγχου των παραμορφώσεων των άκρων των μελών, των αποθεμάτων υπεραντοχής, ως επίσης και του τρόπου ενεργοποίησης της πλαστικής συμπεριφοράς του φορέα.

Έτσι, οι ανελαστικές αναλύσεις οδηγούν σε έναν πιο ορθολογικό και ασφαλή σχεδιασμό **(13)**.

Υπάρχουν δύο είδη ανελαστικών αναλύσεων, η δυναμική και η στατική ανελαστική ανάλυση. Η δυναμική ανελαστική ανάλυση (ανάλυση χρονιοιστορίας), αποτελεί την πιο πλήρη και ρεαλιστική ανάλυση για την αποτίμηση ενός φορέα η οποία όμως είναι δύσκολη στην εφαρμογή της καθώς παρουσιάζει προβλήματα στην προσομοίωση της ανακυκλιζόμενης συμπεριφοράς των υλικών της κάτι το οποίο βρίσκεται ακόμη σε πειραματικό στάδιο. Επίσης, απαιτείται ο μηχανικός που θα διενεργήσει αυτήν την ανάλυση να έχει σημαντική εμπειρία προκειμένου να είναι σε θέση να επιλέξει τις κατάλληλες σεισμικές επιταχύνσεις οι οποίες είναι ιδιαίτερα κρίσιμες και μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά τη δυναμική ανελαστική ανάλυση. Αντίθετα, η στατική ανελαστική ανάλυση δίδει αποτελέσματα που βρίσκονται ανάμεσα στις ελαστικές μεθόδους και την ανελαστική δυναμική μέθοδο. Η στατική ανελαστική ανάλυση παρότι δεν έχει την ακρίβεια της ανελαστικής δυναμικής, δεδομένου ότι τα σεισμικά φορτία (που είναι δυναμικά) τα λαμβάνει υπόψη προσεγγιστικά ως στατικά, οδηγεί ωστόσο σε σημαντικά ακριβέστερη εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής σε σχέση με τις ελαστικές μεθόδους, ενώ η εφαρμογής της είναι πολύ πιο απλή από την αντίστοιχη ανελαστική δυναμική. Τις τελευταίες δεκαετίες κατόπιν εκτεταμένης έρευνας αναπτύχθηκαν προσομοιώματα τα οποία επιτρέπουν με ικανοποιητική ακρίβεια την εκτίμηση της συμπεριφοράς δομικών μελών ωπλισμένου σκυροδέματος μετά τη θεωρητική διαρροή τους, με τη βοήθεια κατάλληλων σχέσεων (αναλυτικών ή εμπειρικών) ή πινάκων. Αυτή είναι η αιτία που τα τελευταία χρόνια η ανελαστική στατική ανάλυση γνωρίζει ευρεία εφαρμογή στην αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό υφισταμένων κτιρίων **(13)**.

Η ανάλυση Pushover (ανελαστική στατική ανάλυση) ραβδωτών φορέων δίδει εξαιρετικά χρήσιμες πληροφορίες για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό υφισταμένων κατασκευών. Έτσι, με την ανάλυση αυτή μπορεί να προσδιοριστεί ο φορτικός συντελεστής με τον οποίο θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα επιβαλλόμενα σεισμικά φορτία, προκειμένου τα ραβδωτά στοιχεία του φορέα να φτάσουν διαδοχικά στην κατάσταση διαρροής. Επίσης, η ανάλυση Pushover παρέχει τη δυνατότητα παρακολούθησης της διαδικασίας μετάβασης του φορέα από την ελαστική στην ανελαστική κατάσταση. Η πληροφορία αυτή είναι ιδιαίτερα χρήσιμη, καθώς έτσι εντοπίζονται οι ομάδες δομικών στοιχείων που περνούν πρόωρα στην διαρροή και επομένως οι ομάδες αυτές έχουν προτεραιότητα σε ενδεχόμενη ενίσχυση. Ωστόσο, ο κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων (τοπικά και καθολικά) που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία ανάλογα με την ικανότητά τους, όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται αποτίμηση ή ανασχεδιασμός. Οι αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις πρέπει να είναι μικρότερες από τις απαιτούμενες, σύμφωνα με τους στόχους αποτίμησης ή ανασχεδιασμού που έχουν τεθεί. Δεδομένου ότι ο έλεγχος στην ανελαστική στατική ανάλυση γίνεται

κυρίως σε όρους παραμορφώσεων, η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως μέθοδος ελέγχου των μετατοπίσεων **(13)**. Στο παρακάτω σχήμα απεικονίζεται η καθ' ύψος οριζόντια κατανομή σεισμικού φορτίου και η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής.



Σχήμα 3: Καθ' ύψος Κατανομή Οριζόντιου Σεισμικού Φορτίου (α) και Καμπύλη Αντίστασης Κατασκευής (Καμπύλη Pushover) (β).

Όπου:

q : ενιαίος (καθολικός) δείκτης συμπεριφοράς

q_u : παράγοντας δείκτη συμπεριφοράς λόγω υπεραντοχής δομήματος

q_π : παράγοντας δείκτη συμπεριφοράς λόγω πλαστιμότητας δομήματος

μ_d : δείκτης πλαστιμότητας συνολικής οριζόντιας μετάθεσης δομήματος

$$q_\pi = \mu_\delta \quad \text{αν } T \geq T_C, \quad (14)$$

$$q_\pi = 1 + \frac{T}{T_C} (\mu_\delta - 1) \quad \text{αν } T \leq T_C,$$

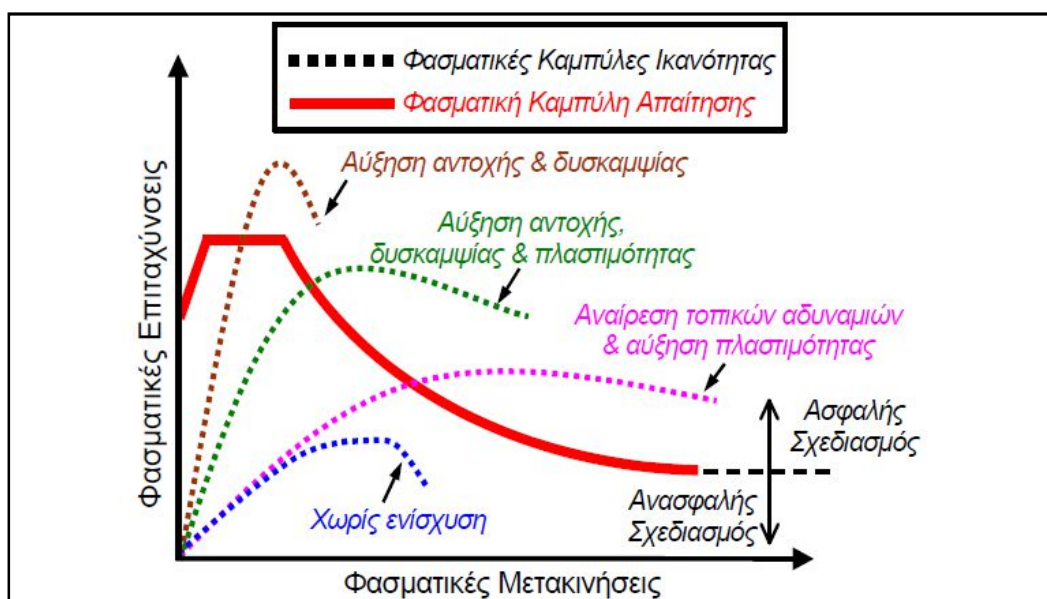
$$\mu_d = \begin{cases} 1, & \text{για } \delta_t \leq \delta_y \\ \delta_t / \delta_y, & \text{για } \delta_y < \delta_t \leq \delta_u \\ \delta_u / \delta_y, & \text{για } \delta_u < \delta_t \quad (\rightarrow \text{δεν ικανοποιείται ο έλεγχος} \\ & \text{του δομήματος σε καθολικό επίπεδο)} \end{cases} \quad (14)$$

Από την ανελαστική στατική ανάλυση προκύπτει η καμπύλη αντίστασης κατασκευής, που ονομάζεται και καμπύλη ικανότητας ή καμπύλη Pushover Σύμφωνα με το κεφάλαιο 5.7 και την παράγραφο 5.7.3.2 του ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) η καμπύλη ικανότητας χαράσσεται εν γένει σε όρους

τέμνουσας βάσης και οριζόντιας μετακίνησης ενός χαρακτηριστικού σημείου ελέγχου της οροφής της κατασκευής (το οποίο συνήθως λαμβάνεται στο κέντρο βάρους του διαφράγματος της οροφής) που ονομάζεται κόμβος ελέγχου. Η καμπύλη αντίστασης μπορεί να έχει συνεχή ή “πριονωτή” μορφή, ανάλογα με την εφαρμοζόμενη μεθοδολογία ανάλυσης. Τονίζεται ότι, για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Επίσης σημειώνεται ότι, από την καμπύλη Pushover μπορεί να προσδιοριστεί ή να επαληθευτεί ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς κατασκευής, που ορίζεται ως το γινόμενο των δεικτών υπεραντοχής και πλαστιμότητας. Η καμπύλη αντίστασης αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους και εκφράζει την ικανότητα που έχει η κατασκευή να αντιστέκεται στην απαίτηση σε μετακίνηση που επιβάλλει η σεισμική δράση (φάσμα σχεδιασμού), έτσι ώστε η συμπεριφορά της να είναι συμβατή με τους στόχους της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας. Η απαίτηση σε μετακίνηση αποτελεί εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης της κατασκευής. Η μετακίνηση αυτή ονομάζεται στοχευόμενη μετακίνηση. Επισημαίνεται ότι ο προσδιορισμός της απαίτησης σε μετακίνηση είναι πολύ δύσκολος, διότι η κίνηση του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού προκαλεί στις κατασκευές σύνθετες μετακινήσεις που μεταβάλλονται με το χρόνο, η παρακολούθηση των οποίων σε κάθε χρονικό βήμα είναι εξαιρετικά δύσκολη. Έτσι, κατόπιν εκτεταμένης έρευνας έχουν προταθεί στη διεθνή βιβλιογραφία διάφορες προσεγγιστικές μεθοδολογίες για τον προσδιορισμό της απαίτησης σε μετακίνηση κατασκευής για το σεισμό σχεδιασμού, με σημαντικότερες τη μέθοδο του συντελεστή μετακίνησης και τη μέθοδο του φάσματος ικανότητας, οι οποίες έχουν υιοθετηθεί από διάφορους αντισεισμικούς κανονισμούς. Σημειώνεται ότι και στις δύο μεθοδολογίες είναι απαραίτητη η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής. Έτσι, από τη στιγμή που έχει καθοριστεί η καμπύλη ικανότητας και η απαίτηση σε μετακίνηση, μπορεί να γίνει ο έλεγχος συμπεριφοράς της κατασκευής, τόσο σε καθολικό επίπεδο συνολικού φορέα ελέγχοντας τη στοχευόμενη μετακίνηση σε σχέση με την οριακή μετακίνηση του φορέα (π.χ. μετακίνηση τη στιγμή δημιουργίας του φορέα σε μηχανισμό), όσο και σε τοπικό επίπεδο ελέγχοντας τις αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις των άκρων των μελών σε σχέση με τις διαθέσιμες. Επισημαίνεται ότι, ο έλεγχος σε καθολικό επίπεδο προηγείται του ελέγχου σε τοπικό επίπεδο. Έτσι, εάν ο έλεγχος σε καθολικό επίπεδο δεν ικανοποιείται (δηλαδή $\delta_u < \delta_t$), τότε ο φορέας παρουσιάζει γενικευμένη ανεπάρκεια και επομένως δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχος σε τοπικό επίπεδο **(13)**.

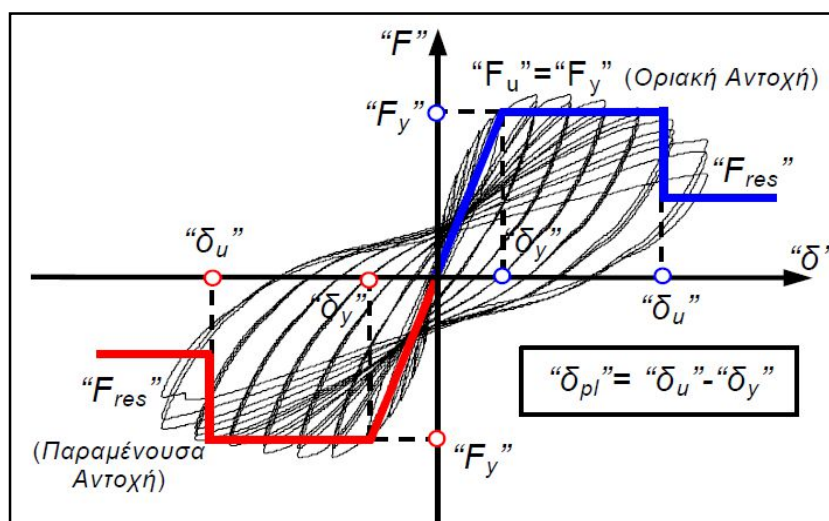
Ενώ, εάν $\delta_t \leq \delta_1$, τότε ο φορέας συμπεριφέρεται ελαστικά οπότε παρουσιάζει επάρκεια σε καθολικό και τοπικό επίπεδο και επομένως επίσης δεν απαιτείται περαιτέρω έλεγχος. Με τον έλεγχο συμπεριφοράς σε τοπικό επίπεδο εξασφαλίζεται ότι τα φέροντα στοιχεία, ως επίσης και τα μη φέροντα στοιχεία (π.χ. τοιχοπληρώσεις) εφόσον έχουν συμπεριληφθεί στο προσομοίωμα της κατασκευής,

δεν έχουν υποστεί βλάβες πέρα από τα επιτρεπτά όρια για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας, όταν υποβάλλονται στις εντάσεις και μετακινήσεις που αντιστοιχούν στην απαίτηση σε μετακίνηση. Στη μέθοδο του συντελεστή μετακίνησης, η οποία προτείνεται στον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) στο κεφάλαιο 5.7 στην παράγραφο 5.7.4.2 (χωρίς ωστόσο να επιβάλλεται), η στοχευόμενη μετακίνηση προσδιορίζεται άμεσα με τη βοήθεια κατάλληλων διορθωτικών συντελεστών (C0,C1,C2,C3). Αντίθετα, στη μέθοδο του φάσματος ικανότητας ο προσδιορισμός της απαίτησης σε μετακίνηση είναι υπολογιστικά πιο απαιτητικός, καθώς απαιτείται επαναληπτική διαδικασία, ωστόσο η μεθοδολογία αυτή παρέχει πιο εποπτική εικόνα αναφορικά με τις στρατηγικές ενίσχυσης καθώς απεικονίζει στο ίδιο γράφημα (φασματικό) την ικανότητα και την απαίτηση. Δεδομένου ότι τα σεισμικά φορτία είναι δυναμικά, είναι απαραίτητο στην ανάλυση Pushover να θεωρούνται διαφορετικές κατανομές καθ' ύψος των σεισμικών φορτίων, προκειμένου να προσεγγίζονται όσο το δυνατόν καλύτερα τα αναπτυσσόμενα αδρανειακά σεισμικά φορτία και να λαμβάνονται υπόψη ενδεχόμενες επιρροές ανώτερων ιδιομορφών (σε συνδυασμό και με ελαστικές δυναμικές αναλύσεις). Η κατανομή καθ' ύψος μπορεί να είναι ορθογωνική (δηλαδή ομοιόμορφη), ανεστραμμένη τριγωνική ή ιδιομορφική/πολύ-ιδιομορφική, όπου στην τελευταία περίπτωση η αναλογία μπορεί να είναι σταθερή ή μεταβαλλόμενη. Τονίζεται ότι, η οριζόντια σεισμική φόρτιση στην ανάλυση Pushover επιβάλλεται μονοτονικά, ενώ είναι σκόπιμο, όχι όμως και απαραίτητο, τα επιβαλλόμενα σεισμικά φορτία να αδιαστατοποιούνται έτσι ώστε η μέγιστη τιμή τους να είναι μοναδιαία (13).



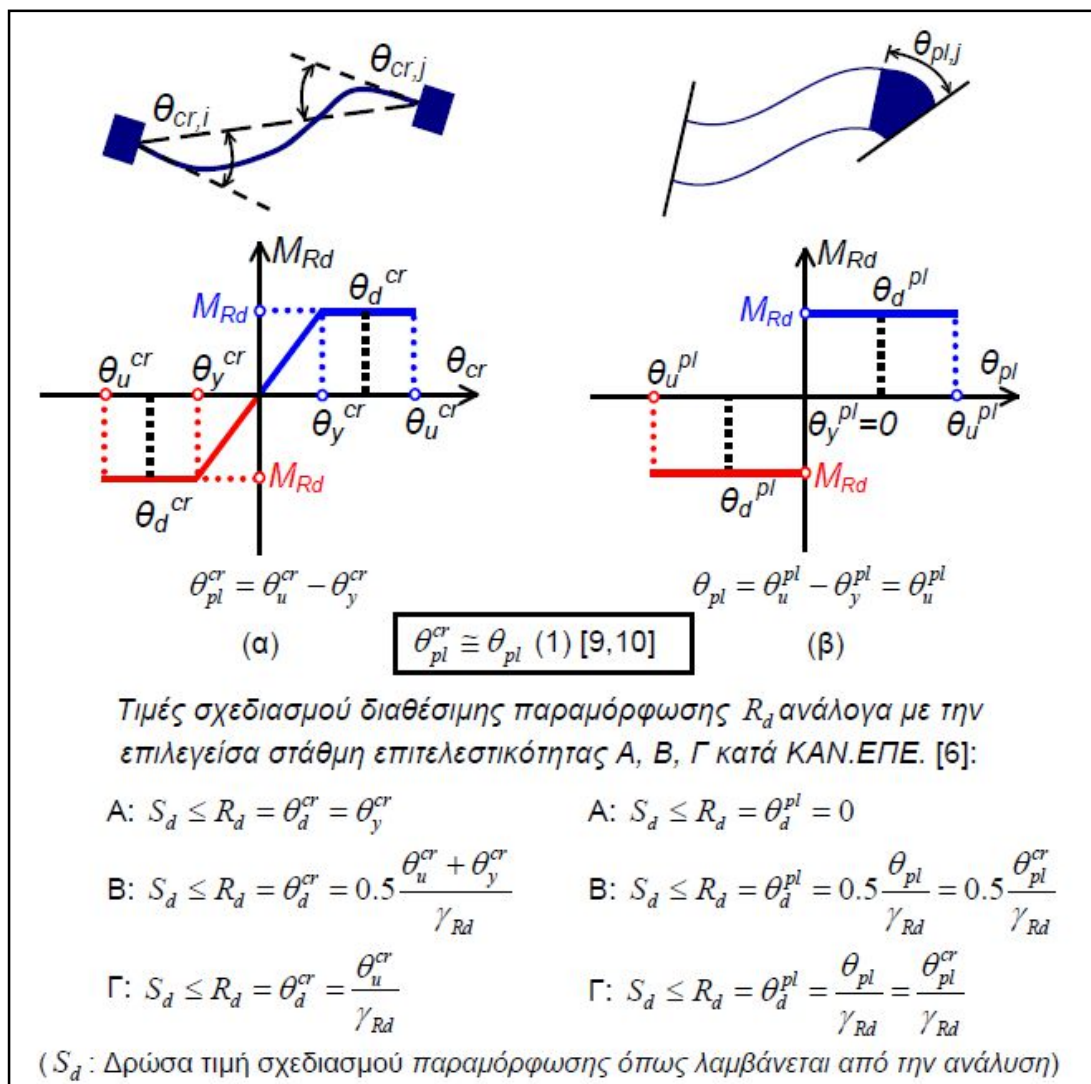
Σχήμα 4: Φασματικές Καμπύλες Ικανότητας και Φασματική Καμπύλη Απαίτησης

Επίσης, σε ένα εκλεπτυσμένο προσομοίωμα θα πρέπει στην ανάλυση Pushover να λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα γεωμετρικής μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα (φαινόμενα "P-Δ" καθολικά και "P-δ" τοπικά, στατικά και δυναμικά) σύμφωνα με τη θεωρία 2^{ης} τάξης (άμεσα με γεωμετρικό μητρώο δυσκαμψίας ή έμμεσα με κατάλληλο δείκτη σχετικής μεταθετότητας "θ"), οι τοιχοπληρώσεις (άμεσα με τη βοήθεια διατμητικού φατνώματος ή έμμεσα μέσω ισοδύναμης θλιβόμενης διαγωνίου), η επιρροή της στρέψης περί τον κατακόρυφο άξονα, η εντός του επιπέδου παραμορφωσιμότητα των διαφραγμάτων της κατασκευής («πλάκες»), ως επίσης και η αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης, σύμφωνα με τα αναφερόμενα στους σχετικούς κανονισμούς. Πρέπει εδώ να επισημανθεί ότι, στις ανελαστικές αναλύσεις ραβδωτών φορέων ωπλισμένου σκυροδέματος είναι απαραίτητο τα μη γραμμικά προσομοιώματα να βασίζονται σε μέσες (μετρίσιμες) τιμές της αντοχής των υλικών (με τυπικές αποκλίσεις κατά περίπτωση) λαμβάνοντας ταυτόχρονα υπόψη και την αντίστοιχη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, ενώ για τα ραβδωτά στοιχεία θα πρέπει να θεωρούνται κατάλληλες τιμές για τις δυσκαμψίες τους (ενεργές). Επίσης, είναι σκόπιμο να γίνεται διάκριση των φερόντων στοιχείων σε κύρια (πρωτεύοντα) και δευτερεύοντα. Ως κύρια εν γένει χαρακτηρίζονται τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία. Τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Η δυνητική διάκριση, που επαφίεται στην κρίση του μελετητή μηχανικού, σε κύρια και δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία γίνεται, αφενός για να υπάρχει η δυνατότητα να διαφοροποιούνται οι έλεγχοι για την κάθε κατηγορία στοιχείων (δηλαδή τα δευτερεύοντα επιτρέπεται να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και επομένως βλάβες απ' ό,τι τα πρωτεύοντα στοιχεία) και αφετέρου, για να μην οδηγεί ο έλεγχος στο συμπέρασμα ότι ένα κτίριο δεν είναι επαρκές λόγω της αστοχίας κάποιων μεμονωμένων στοιχείων που δεν είναι καθοριστικά για την ευστάθειά του υπό σεισμικές δράσεις **(13)**.



Σχήμα 5: Σκελετικό Διάγραμμα "F"- "δ" Δομικών Στοιχείων

Στη στατική ανελαστική ανάλυση λαμβάνεται υπόψη με άμεσο τρόπο ο καταστατικός νόμος εντατικού μεγέθους-παραμόρφωσης, που περιγράφεται με το σκελετικό διάγραμμα "F"- "δ" των δομικών στοιχείων της κατασκευής. Η μορφή του διαγράμματος "F"- "δ" πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να προσεγγίζει κατά το δυνατόν καλύτερα την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης κατά την εφαρμογή ανακυκλιζόμενης έντασης στο εξεταζόμενο μέλος. Για λόγους προσομοίωσης, συνήθως υιοθετείται ένα πολυγραμμικό διάγραμμα (Σχήμα 6), όπου ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη θεωρητική διαρροή της κρίσιμης διατομής και στη συνέχεια, έναν οριζόντιο ευθύγραμμο κλάδο (ή περίπου οριζόντιο με μικρή εν γένει κλίση, δηλαδή κράτυνση) που εκφράζει την ανελαστική απόκριση και εκτείνεται μέχρι τη θεωρητική αστοχία του μέλους, η οποία αντιστοιχεί σε απότομη πτώση της φέρουσας ικανότητάς του (π.χ. της τάξεως του 20% της αρχικής) (13).



Σχήμα 6: Γωνία Στροφής Χορδής (α) και Γωνία Στροφής Πλαστικής Άρθρωσης (β) στα Άκρα Ραβδωτού Στοιχείου.

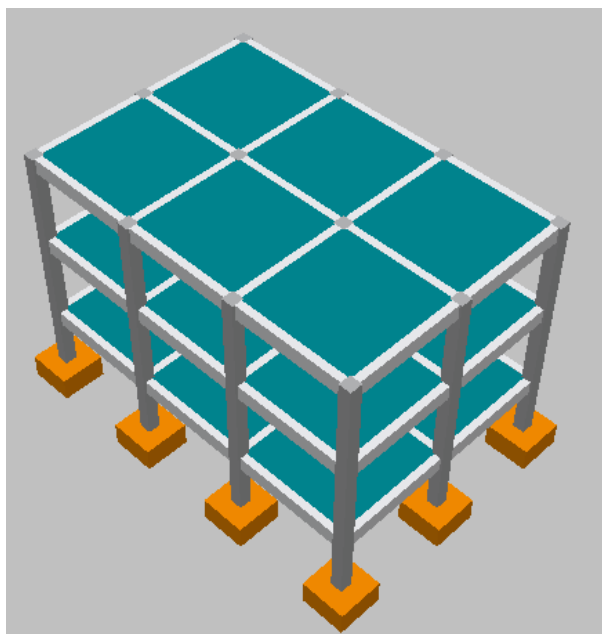
Σημειώνεται ότι στα κριτήρια επιτελεσματικότητας για τα μέλη, όταν ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφώσεων (πλάστιμη αστοχία, δηλαδή η κάμψη προηγείται της διάτμησης), οι κρίσιμες τιμές παραμόρφωσης προσδιορίζονται βάσει των τιμών διαρροής και αστοχίας του διαγράμματος "F"- δ ". Έτσι, εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, ως κατάλληλο μέγεθος "F" είναι η καμπτική ροπή αστοχίας, δηλαδή η ροπή αντοχής M_{Rd} (συνήθως) ή η ροπή διαρροής M_y , ενώ το αντίστοιχο κατάλληλο μέγεθος " δ " είναι, είτε η γωνία στροφής χορδής θ_{cr} (chord rotation), είτε η γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης θ_{pl} στα άκρα του στοιχείου (Σχήμα 6). Επισημαίνεται ότι, στην περίπτωση της κάμψης ως κατάλληλο μέγεθος " δ " δεν προσφέρεται η καμπυλότητα, διότι σε στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος δεν λαμβάνεται υπόψη η συνύπαρξη των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου **(13)**.

ΜΕΡΟΣ ΔΕΥΤΕΡΟ

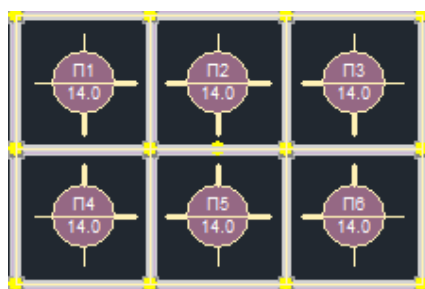
Εισαγωγή

Στο παρόν μέρος της εργασίας εξετάζονται οι περιπτώσεις τριών διαφορετικών μεταξύ τους κτιρίων. Αρχικά γίνεται μια ανάλυση σύμφωνα με τη δυναμική φασματική μέθοδο με ομόσημα στρεπτικά ζεύγη όπως ορίζει ο ΕΑΚ-2000 προκειμένου να γίνει έλεγχος του κτιρίου όσον αφορά τη σεισμική του απόκριση, να προσδιοριστεί η ιδιοπερίοδός του και να δημιουργηθούν οι συνδυασμοί δράσεων για τη διαστασιολόγησή του η οποία γίνεται σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ 2000 και ΕΑΚ-2000. Αφού πραγματοποιηθεί η διαστασιολόγηση και πριν γίνει η ανάλυση pushover γίνεται έλεγχος αντοχών για όλα τα υποστυλώματα του κτιρίου για τον υπολογισμό των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης. Αφού γίνει ο υπολογισμός των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης εκτελείται η ανάλυση pushover σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013). Οι σεισμικοί συνδυασμοί που χρησιμοποιούνται είναι **$F_x+0.3F_z$** , **$-F_x-0.3F_z$** , **$F_z+0.3F_x$** και **$-F_z-0.3F_x$** για τριγωνική και ορθογωνική κατανομή όπως προβλέπει ο ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013). Στη συνέχεια υπολογίζεται η καμπύλη αντίστασης καθώς και η διγραμμική καμπύλη αντίστασης του κτιρίου για τον προσδιορισμό των απαραίτητων δεδομένων για τους μετέπειτα υπολογισμούς. Η στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας καθώς και οι δείκτες υπεραντοχής δίνονται απευθείας από το πρόγραμμα. Χρησιμοποιώντας τα δεδομένα αυτά γίνεται προσδιορισμός του δείκτη συμπεριφοράς q σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013), όπως ορίζει το ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4.2, για κάθε σεισμικό συνδυασμό και για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

ΚΤΙΡΙΟ 1



Το παρόν κτίριο είναι τριώροφο και είναι κατασκευασμένο από σκυρόδεμα ποιότητας C20/25, χάλυβα B500C και έχει διαστάσεις πλακών 400x400cm πάχους 14cm, υποστυλωμάτων 40x40 cm και θεμελίων (μεμονωμένων πεδίων) 150x150 cm και ύψους 80 cm.



Κάτοψη ορόφων

Τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν για τη δυναμική ανάλυση είναι:

- Μόνιμα: 2 KN/m^2
- Κινητά: 1.5 KN/m^2

Η ανάλυση του κτιρίου για τους ελέγχους και για τον προσδιορισμό της ιδιοπεριόδου και τη δημιουργία των συνδυασμών φόρτισης ,σύμφωνα με τους

οποίους θα γίνει αργότερα η διαστασιολόγηση του φορέα, είναι η δυναμική φασματική ανάλυση με ομόσημα στρεπτικά ζεύγη όπως ορίζει ο ΕΑΚ-2000. Στη συνέχεια δίνονται οι παράμετροι της ανάλυσης καθώς και τα αποτελέσματα των ελέγχων και της σεισμικής δράσης.

Παράμετροι υπολογισμού

Παράμετροι Υπολογισμού	
Ζωνη Σεισμικής επικινδυνότητας	: III
Επιτάχυνση Βαρύτητας g (m/sec ²)	: 9.810
Σεισμική Επιτάχυνση εδάφους $A=\alpha \cdot g$: $0.36 \cdot 9.810=3.5316$
Κατηγορία Εδάφους	: B
Χαρακτηριστικές Περίοδοι Φάσματος	: $T1=0.15$ $T2=0.60$ (sec)
Συντελεστής-Κατηγορία Σπουδαιότητας	: $\gamma_i=1.000$ - $\Sigma 2$
Συντελεστής Επιρροής Θεμελίωσης	: $\theta=1.000$
Συντελεστής Σεισμικής Συμπεριφοράς	: $q_x=3.500$ - $q_z=3.500$
Συντελεστής Φασματικής Ενίσχυσης	: $\beta_0=2.50$
Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης	: $j=5.000\%$
Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης	: $\eta=1.000$
Γωνία Προσανατολισμού κύριων αξόνων	: 0.00

Πίνακας 1

Αποτελέσματα ελέγχων

Ελεγχος Διαφοράς Μαζών και Ακαμψιών Σταθμών Κτιρίου (& 3.5.1.[4].β,γ)									
α/α	Συν/κο	Συν.Μάζα	Συνολικές	Ακαμψίες	Διαφορές	Μαζών	-	Ακαμψιών	
Στάθμης	Υψός (M)	KN/g	$Ki \cdot 10^3$	(KNM)	($M_{i+1}-M_i$)/ M_i	-	($K_{i+1}-K_i$)/ K_i		
			(K_i-X)	(K_i-Z)	(ΔM_i)	(ΔK_i-X)	(ΔK_i-Z)		
1	3.000	86.762	337.455	337.455					
2	6.000	88.719	247.467	247.467	αυξ. 0.02	ελ. 0.26	ελ. 0.26		
3	9.000	81.379	247.467	247.467	ελ. 0.08	αυξ. 0.00	αυξ. 0.00		
Μάζες : Η Αύξηση πρέπει ≤ 0.35 - Η Ελάττωση πρέπει ≤ 0.50 Ακαμψίες : Η Αύξηση πρέπει ≤ 0.35 - Η Ελάττωση πρέπει ≤ 0.50									
Ο έλεγχος ικανοποιεί τα κριτήρια κανονικότητας της & 3.4.1.[4].β,γ									

Πίνακας 2

Κέντρο Βάρους - Κέντρο Πλασματικού Άξονα & 3.3.3 Ε.Α.Κ.							
α/α	Συν/κο	ΚΕΝΤΡΟ ΒΑΡΟΥΣ		ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΑΣΜΑΤΙΚΟΥ ΑΞΟΝΑ		Απόσταση	
Στάθμης	Υψος (m)	X Συντ. (m)	Z Συντ. (m)	X Συντ. (m)	Z Συντ. (m)	Κ.Β-Κ.Π.Α (m)	
1	3.000	6.0000	4.0000	6.0000	4.0000	0.0000	
2	6.000	6.0000	4.0000	6.0000	4.0000	0.0000	
3	9.000	6.0000	4.0000	6.0000	4.0000	0.0000	

Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως-----Αμεταθετότητα Πλαισίων----							
(ε4.1.2.2 Ε.Α.Κ)----- (ε14.3.1α Ε.Κ.Ω.Σ.2000)---							
α/α	Συν/κο	Κατακόρυφα	Σχετική	Οριζόντια	Συντ/της	Ελεγχος	
Στάθμης	Υψός (M)	Φορτία (KN)	Μετ/ση (mm)	Δύναμη (KN)	θx	2ας Τάξης Πλαισίων	
1-59	3.000	3330.502	0.8129	158.764	0.0199	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	
2-59	6.000	2176.850	1.9745	139.225	0.0360	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	
3-59	9.000	985.577	1.3605	110.460	0.0142	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	

Πίνακας 3

Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως-----Αμεταθετότητα Πλαισίων----							
(ε4.1.2.2 Ε.Α.Κ)----- (ε14.3.1α Ε.Κ.Ω.Σ.2000)---							
α/α	Συν/κο	Κατακόρυφα	Σχετική	Οριζόντια	Συντ/της	Ελεγχος	
Στάθμης	Υψός (M)	Φορτία (KN)	Μετ/ση (mm)	Δύναμη (KN)	θz	Επιρροή 2ας Τάξης	
1-27	3.000	3241.704	0.9127	162.784	0.0212	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	
2-27	6.000	2121.224	2.2290	144.559	0.0382	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	
3-59	9.000	985.577	3.6748	275.824	0.0153	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	

ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ/ ΕΠΣ=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΜΕ ΕΠΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ/ ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ

Ελεγχος Αμεταθετότητας Πλαισίων (ε14.3.1β Ε.Κ.Ω.Σ.2000)							
Διευθυνση X							
Στάθμη	αρ,ορόφων	Συν.Υψος	Κατ.Φορτία	Ακαμψίες	htot*sqrt (Fv/Kix)	Ελεγχος	
Πάκτωσης	n	htot (m)	Fv (kN)	Kix*10^3 (kNm2)	<=0.2+0.1*n	n<=3 Πλαισίων	
					<=0.6	n>=4*	
1	3	9.000	2971.446	1012.364	0.488	< 0.5 Αμετάθετα	
2	2	6.000	2006.564	742.400	0.312	< 0.4 Αμετάθετα	
3	1	3.000	1003.282	742.400	0.110	< 0.3 Αμετάθετα	

ΤΟ ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΥΨΟΣ htot ΚΑΙ Ο ΑΡΙΘΜΟΣ ΟΡΟΦΩΝ ΜΕΤΡΑΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΚΑΘΕ ΣΤΑΘΜΗ ΠΑΚΤΩΣΗΣ

Ελεγχος Αμεταθετότητας Πλαισίων (ε14.3.1β Ε.Κ.Ω.Σ.2000)							
Διευθυνση Z							
Στάθμη	αρ,ορόφων	Συν.Υψος	Κατ.Φορτία	Ακαμψίες	htot*sqrt (Fv/Kix)	Ελεγχος	
Πάκτωσης	n	htot (m)	Fv (kN)	Kix*10^3 (kNm2)	<=0.2+0.1*n	n<=3 Πλαισίων	
					<=0.6	n>=4*	
1	3	9.000	2971.446	1012.364	0.488	< 0.5 Αμετάθετα	
2	2	6.000	2006.564	742.400	0.312	< 0.4 Αμετάθετα	
3	1	3.000	1003.282	742.400	0.110	< 0.3 Αμετάθετα	

ΤΟ ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΥΨΟΣ htot ΚΑΙ Ο ΑΡΙΘΜΟΣ ΟΡΟΦΩΝ ΜΕΤΡΑΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΚΑΘΕ ΣΤΑΘΜΗ ΠΑΚΤΩΣΗΣ

Πίνακας 4

Ελεγχος Γωνιακής Παραμόρφωσης ορόφου Σ 4.2.2 Διεύθυνση Χ								
α/α	Συν/κο	Μέγιστη Δ	Υψος Ορόφου	Συντελεστής γ	Ελεγχος			
Στάθμης	Υψος (Μ)	Σχετ.Μετακ. (mm)	h (m)	$\alpha \cdot \Delta / 2.5 \cdot h \geq \Delta / h$	Ορόφου γορ=0.005			
1	3.000	0.813	3.000	0.0004	ΕΠ (γ<=γορ)			
2	6.000	1.974	3.000	0.0009	ΕΠ (γ<=γορ)			
3	9.000	1.360	3.000	0.0006	ΕΠ (γ<=γορ)			
ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ / ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ								
Ελεγχος Γωνιακής Παραμόρφωσης ορόφου Σ 4.2.2 Διεύθυνση Ζ								
α/α	Συν/κο	Μέγιστη Δ	Υψος Ορόφου	Συντελεστής γ	Ελεγχος			
Στάθμης	Υψος (Μ)	Σχετ.Μετακ. (mm)	h (m)	$\alpha \cdot \Delta / 2.5 \cdot h \geq \Delta / h$	Ορόφου γορ=0.005			
1	3.000	0.913	3.000	0.0004	ΕΠ (γ<=γορ)			
2	6.000	2.229	3.000	0.0010	ΕΠ (γ<=γορ)			
3	9.000	3.675	3.000	0.0017	ΕΠ (γ<=γορ)			
ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ / ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ								
Ελεγχος Επάρκειας Τοιχωμάτων & 4.1.4.2.β.[2] Στάθμη Αναφοράς: 0 0.000 (m)								
α/α	Τερμ. Τοιχ./Συνολ.Τερμ.	=	nvx	Τερμ. Τοιχ./Συνολ.Τερμ.	=	nvz		
Στάθμης	(Kn)	(Kn)		(Kn)	(Kn)			
1 ***	2-	0.000	518.336	0.00 ΑΠ.	34-	0.000	516.812	0.00 ΑΠ.
2	2-	0.000	453.280	0.00 ΑΠ.	34-	0.000	452.307	0.00 ΑΠ.
3	2-	0.000	275.484	0.00 ΑΠ.	34-	0.000	275.824	0.00 ΑΠ.
nv > 0.6 & 4.1.4.2.β (Ε.Α.Κ.) , nv > 0.75 & 18.4.4.2 (Ε.Κ.Ω.Σ.2000)								
*** = Στάθμη ελέγχου nv απο κανονισμό								

Πίνακας 5

Υπολογισμός Σεισμικού Αρμού & 4.1.7.2(3) Ε.Α.Κ.	
Υπολογισμός μέγιστων σεισμικών μετακινήσεων του κτιρίου σε περίπτωση εμβολισμού υποστλωμάτων απο πλάκες ή άλλα στοιχεία του παρακειμένου κτιρίου.	
Οι μετατοπίσεις πολλαπλασιάστηκαν με τον συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς α	
$\Delta = \Delta_{\text{υπολ.}} \cdot \alpha$	
Κατά χ : $\Delta x = 3.23 \text{ cm}$	Κατά z : $\Delta z = 3.87 \text{ cm}$
Προτεινόμενος σεισμικός αρμός ανευ υπολογισμού & 4.1.7.2(4)	
Σε κτίρια που βρίσκονται σε επαφή, και όταν δεν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστλωμάτων σε κανένα απο τα δύο κτίρια, το εύρος του αντίστοιχου αρμού, εφόσον δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, μπορεί να καθορίζεται με βάση τον συνολικό αριθμό των υπέρ το έδαφος εν επαφή ορόφων ως εξής:	
Κατά χ : $\Delta x = 4.00 \text{ cm}$	Κατά z : $\Delta z = 4.00 \text{ cm}$

Πίνακας 6

Αποτελέσματα σεισμικής δράσης

α/α Στάθμης	Υψόμετρο (m)	Διαστάσεις Lix (m)	Κατόψεων LIiz (m)	Συντ.ψ2 φόρτ.2	Τυχηματικές etix(m)	Εκκ/τες etiz(m)
0	0.000	12.000	8.000	0.300	1.200	0.800
1	3.000	12.000	8.000	0.300	1.200	0.800
2	6.000	12.000	8.000	0.300	1.200	0.800
3	9.000	12.000	8.000	0.300	1.200	0.800

etix = 0.100 *Lix , etiz = 0.100 *LIiz

Ιδιοπερίοδοι Κτιρίου με τον προσεγγιστικό τύπο του (Rayleigh)

Διεύθυνση Ix : TIx (sec)= 0.3094 Rd(T)= 2.5226 Rd(T)/g= 0.2571
 Διεύθυνση Iiz: TIIz(sec)= 0.3202 Rd(T)= 2.5226 Rd(T)/g= 0.2571
 Διεύθυνση γ : Tγ (sec)= 0.0088 Rd(T)= 2.5345 Rd(T)/g= 0.2584

Καθ' ύψος Κατανομή της Ισοδύναμης Στατικής Φόρτισης (Τέμνουσα-Ροπή)

-----ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ(Kn)-----ΣΤΡΕΠΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ (Knm)-----

α/α Σταθ,	Υψομ. (m)	ΦOPT.3-I (Kn)	ΦOPT.4-II (Kn)	ΦOPT.5-I Απο maxez	ΦOPT.6-I Απο minex	ΦOPT.7-II Απο maxex	ΦOPT.8-II Απο minex
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	3.000	110.590	110.590	0.000	88.472	132.708	0.000
2	6.000	226.169	226.169	0.000	180.935	271.403	0.000
3	9.000	311.188	311.188	0.000	248.950	373.425	0.000

Πίνακας 7

Ιδιοπερίοδοι Κτιρίου απο Δυναμικη Ανάλυση			
α/α Ιδιομορφής	Κυκλική Συχνότητα w (Rad/sec)	Συχνότητα v (Cycles/sec)	Περίοδος T (sec)
1	1.9617E+001	3.1221E+000	3.2029E-001
2	2.0302E+001	3.2312E+000	3.0948E-001
3	2.2742E+001	3.6196E+000	2.7628E-001
4	6.5076E+001	1.0357E+001	9.6552E-002
5	6.6506E+001	1.0585E+001	9.4475E-002
6	7.4601E+001	1.1873E+001	8.4224E-002
7	1.1515E+002	1.8326E+001	5.4567E-002
8	1.1553E+002	1.8387E+001	5.4387E-002
9	1.3049E+002	2.0768E+001	4.8150E-002
10	1.7131E+002	2.7265E+001	3.6677E-002

Πίνακας 8

Από τον πίνακα 8 παίρνουμε T=0.32029 s για τους υπολογισμούς.

Συντελεστές Συμμετοχής Ιδιομορφών			
α/α Ιδιομορφής	Διευθύνσεις στο Κύριο Σύστημα Συντεταγμένων		
	Κατά X	Κατά Y	Κατά Z
1	5.7827E-008	1.9516E-017	-1.4095E+001
2	1.4122E+001	-1.3319E-013	6.2588E-008
3	2.2828E-005	4.2900E-008	1.0295E-013
4	2.1326E-007	2.0470E-016	-5.7626E+000
5	-5.7163E+000	-2.3575E-015	-2.0553E-007
6	-1.2918E-011	1.9835E-007	6.5714E-011
7	1.6232E-007	-2.3419E-017	-4.9978E+000
8	-4.9808E+000	8.9067E-014	-1.5024E-007
9	1.7914E-012	2.1959E-007	5.0687E-012
10	4.1645E-013	8.8811E+000	4.0356E-013

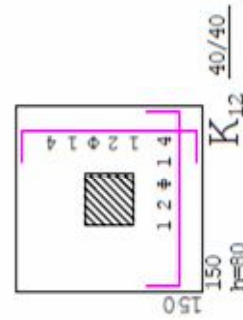
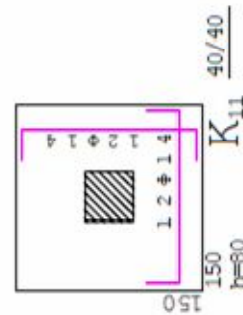
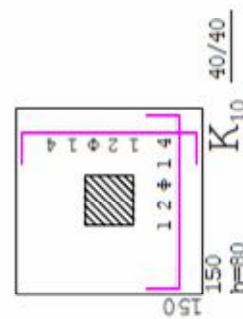
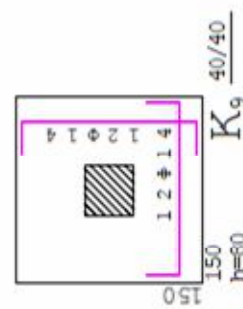
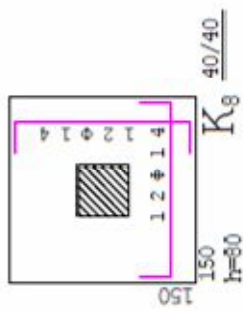
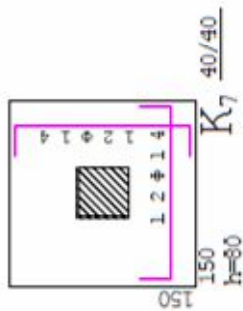
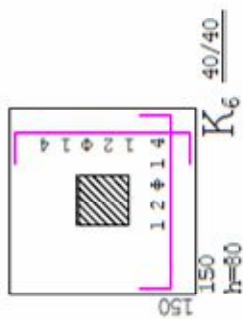
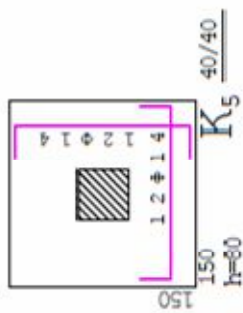
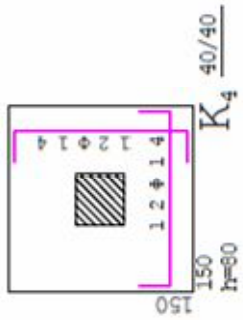
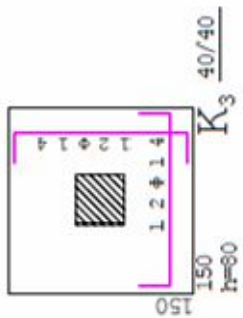
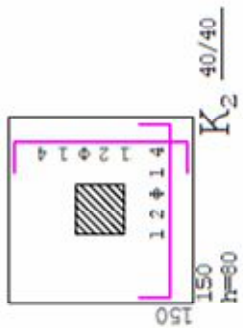
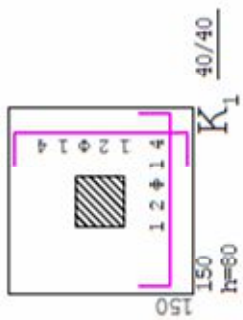
Πίνακας 9

Δράσεις Ιδιομορφικές Μάζες (Συνολική Μάζα = 256.903 kN/g)									
α/α Ιδιομορφής	Μ Ε Τ Α Φ Ο Ρ Ι Κ Ε Σ						Μ Α Ζ Ε Σ		
	κατά X	/	%	κατά Y	/	%	κατά Z	/	%
1	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	198.67	/	77.35
2	199.42	/	77.62	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00
3	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00
4	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	33.21	/	12.93
5	32.68	/	12.72	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00
6	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00
7	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	24.98	/	9.72
8	24.81	/	9.66	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00
9	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00
10	0.00	/	0.00	78.87	/	30.71	0.00	/	0.00
ΣΥΝΟΛΑ	256.90	/	100.00	78.87	/	30.71	256.86	/	100.00

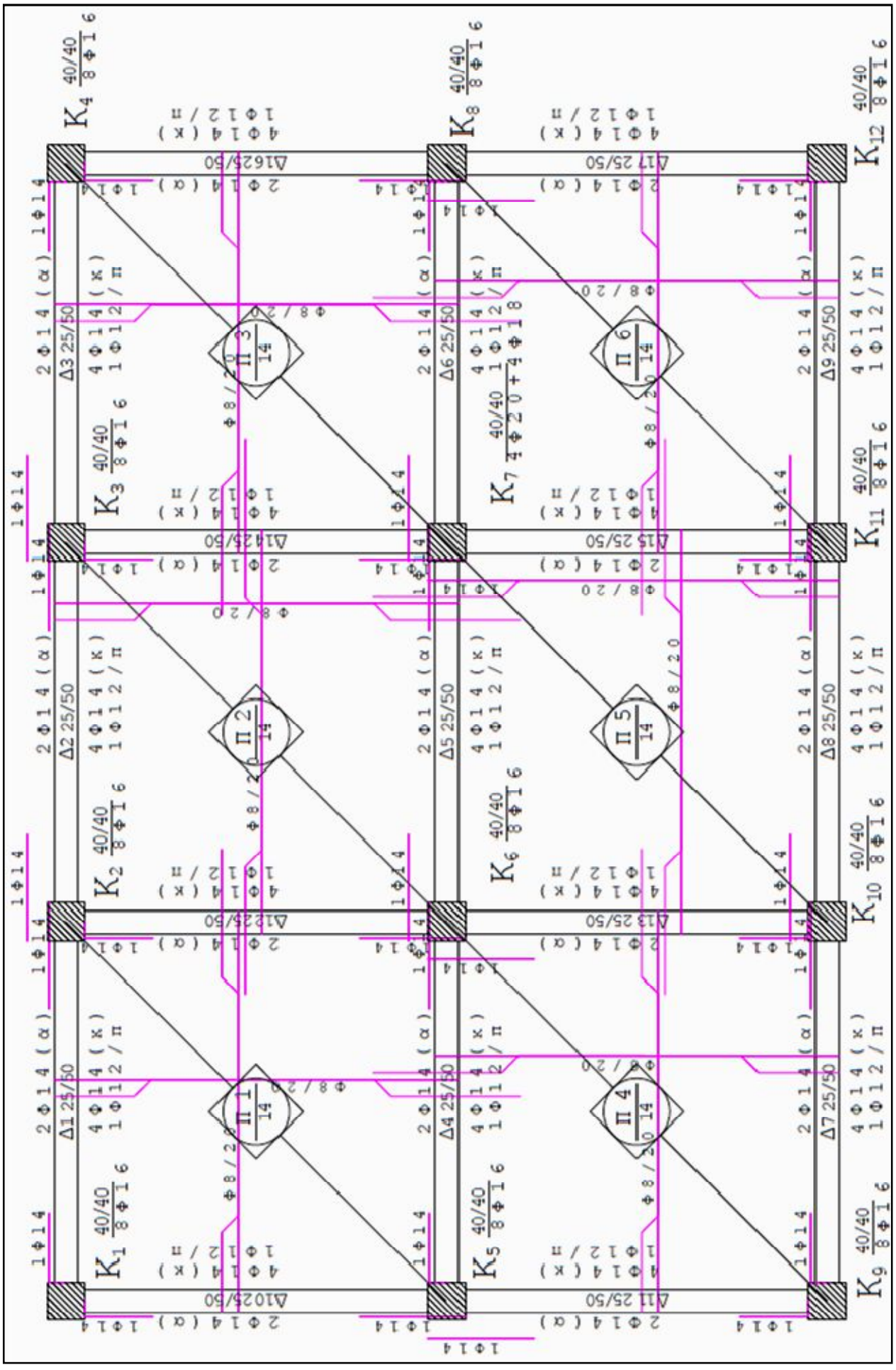
Πίνακας 10

Διαστασιολόγηση του κτιρίου

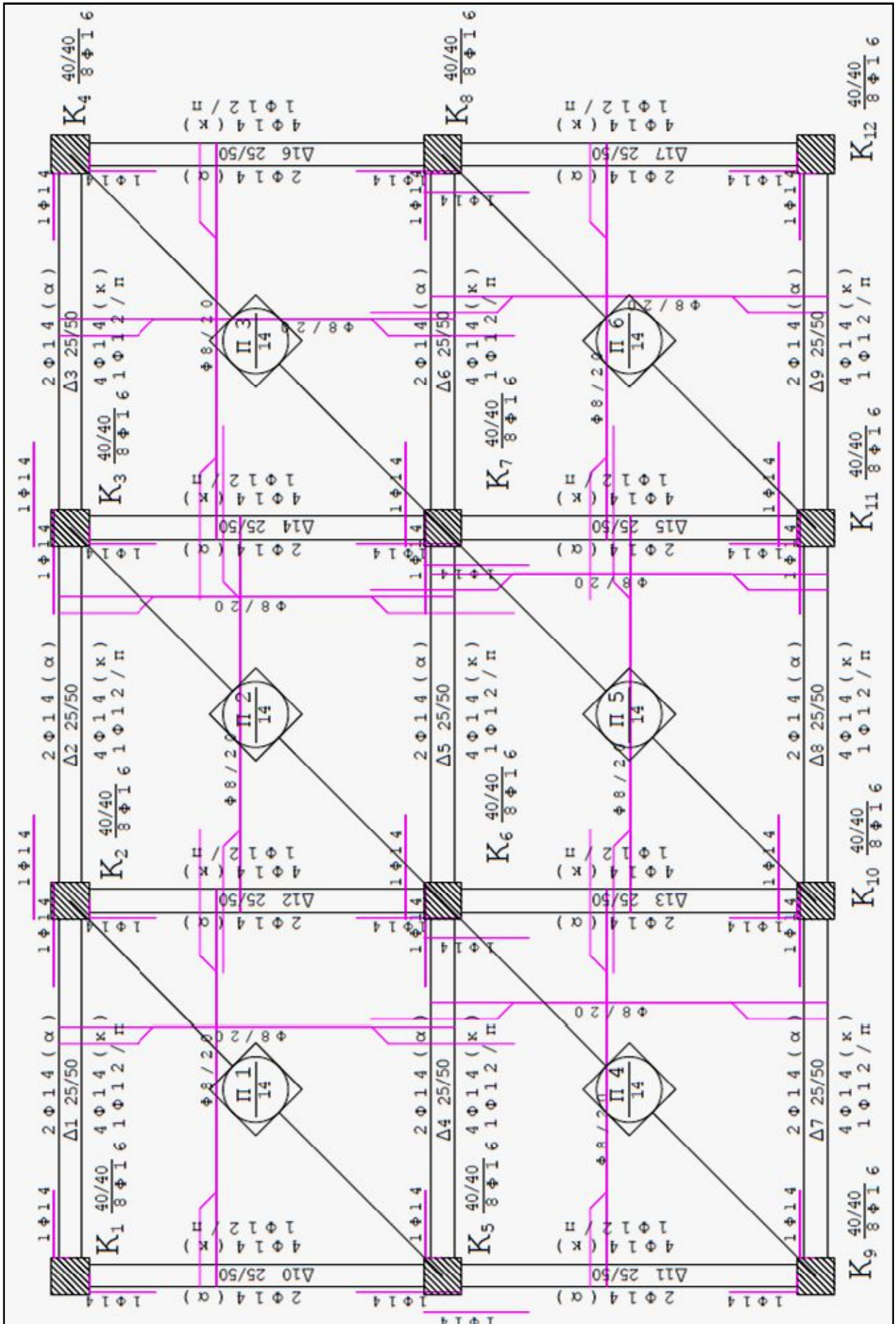
Αφού ολοκληρωθεί η ανάλυση του κτιρίου και εν συνεχεία οριστούν οι συνδυασμοί δράσεων ακολουθεί η διαστασιολόγησή του σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ-2000 και τον ΕΑΚ-2000. Στην επόμενη σελίδα παρουσιάζονται οι ξυλότυποι της θεμελίωσης και των τριών ορόφων καθώς και ο οπλισμός των υποστυλωμάτων.



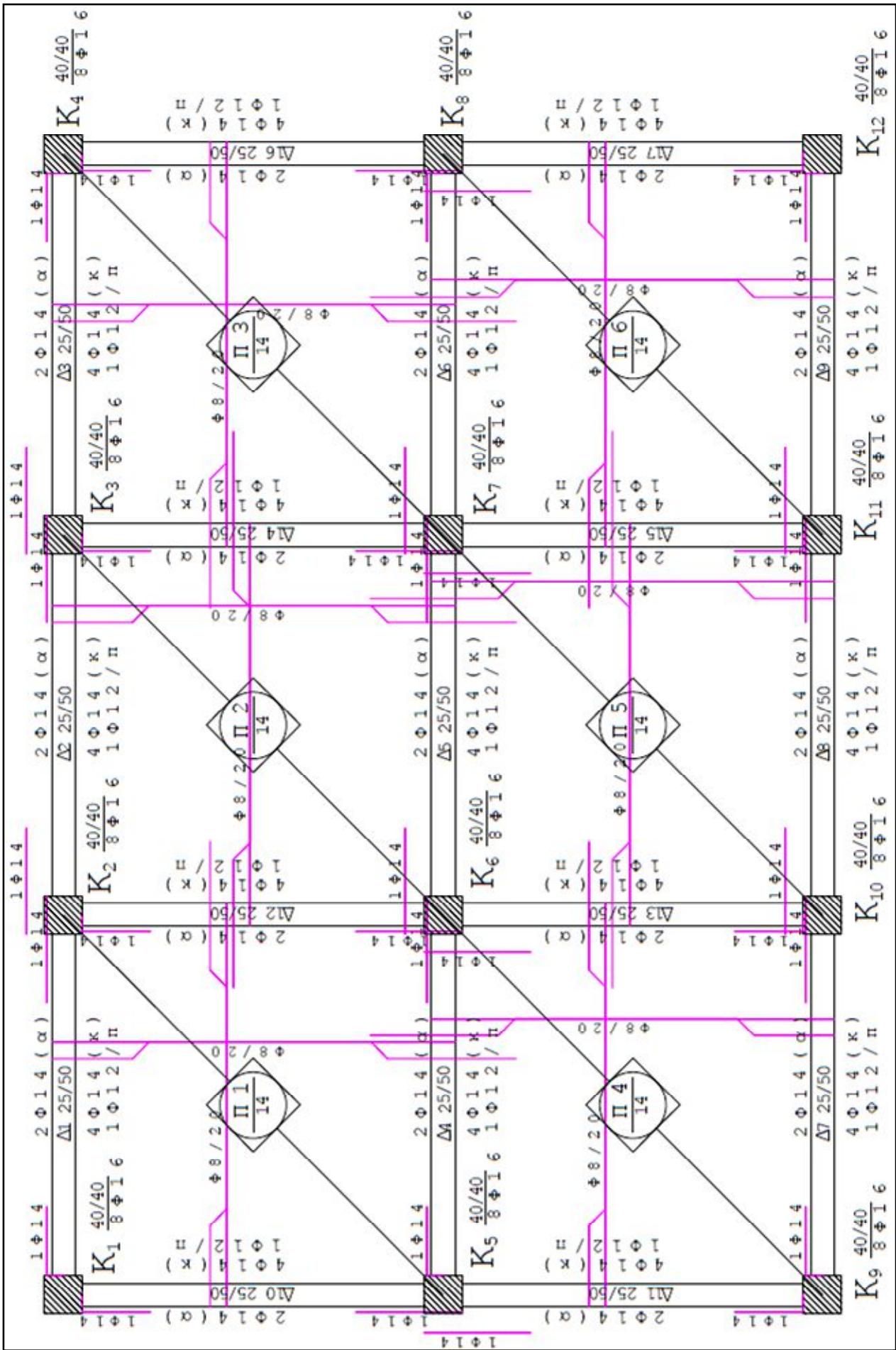
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ



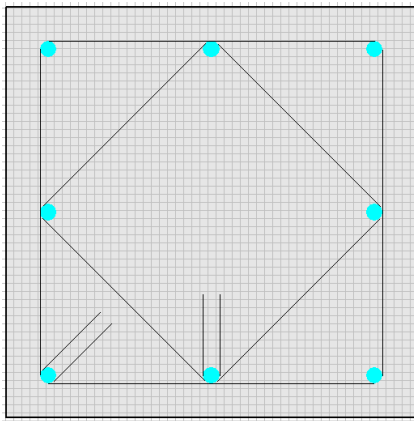
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΠΡΩΤΟΥ ΟΡΟΦΟΥ



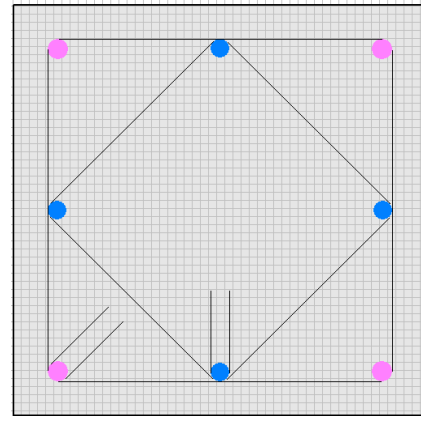
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΔΕΥΤΕΡΟΥ ΟΡΟΦΟΥ



ΞΥΛΟΥΤΥΠΟΣ ΤΡΙΤΟΥ ΟΡΟΦΟΥ

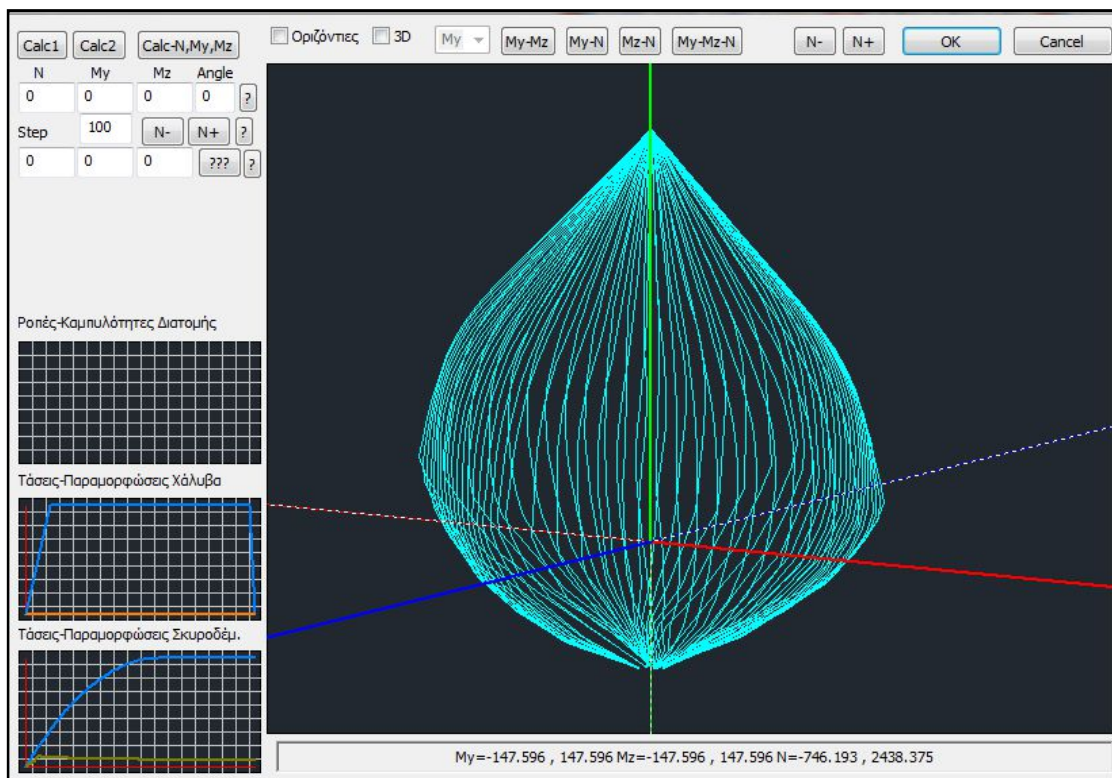


**Οπλισμός υποστυλωμάτων
8Φ16**



**Οπλισμός υποστυλώματος K7
πρώτου ορόφου
4Φ20+4Φ18**

Αφού ολοκληρωθεί η διαστασιολόγηση του κτιρίου και πριν ακολουθήσει η ανάλυση pushover πραγματοποιείται έλεγχος αντοχών για τον υπολογισμό των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης σε όλα τα υποστυλώματα του φορέα. Παρακάτω δίνεται ένα παράδειγμα υπολογισμού.



Υπολογισμός διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης M-N.

Μετά την διαστασιολόγηση και τον υπολογισμό των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης πραγματοποιείται η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013)

προκειμένου να υπολογιστούν οι καμπύλες αντίστασης του φορέα για σεισμικούς συνδυασμούς $F_x+0.3F_z$, $-F_x-0.3F_z$, $F_z+0.3F_x$ και $-F_z-0.3F_x$ για ορθογωνική και τριγωνική κατανομή όπως ορίζει ο ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013). Στους παρακάτω πίνακες δίνονται οι παράμετροι υπολογισμού καθώς και τα αποτελέσματα από τα οποία θα λάβουμε τους λόγους υπεραντοχής και τις μέγιστες μετακινήσεις.

Παράμετροι υπολογισμού

Παράμετροι Υπολογισμού	
Κλάση Πλαστιμότητας	: DCM
Τύπος φάσματος	: Τύπος 1
Ζώνη Σεισμικής επικινδυνότητας	: III
Επιτάχυνση Βαρύτητας g (m/sec ²)	: 9.810
Σεισμική Επιτάχυνση εδάφους α_{gR}	: $0.36 \cdot 9.810 = 3.5316$
Σύστημα κτιρίου κατά X	: Σύστημα Πλαισίων
Σύστημα κτιρίου κατά Z	: Σύστημα Πλαισίων
Κατηγορία Εδάφους	: B
Χαρακτηριστικές Περίοδοι φάσματος	: $T_B=0.15$ $T_C=0.50$ $T_D=2.50$ (sec)
Συντελεστής-Κατηγορία Σπουδαιότητας	: $\gamma_i=1.000$ - Σ2
Συντελεστής φασματικής Ενίσχυσης	: $\beta_0=2.50$
Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης	: $\xi=5.000\%$

Πίνακας 11

Αποτελέσματα

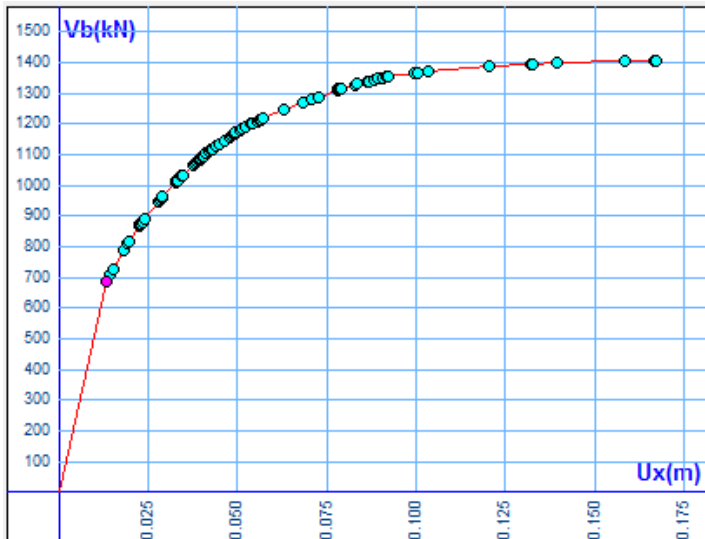
A/A	Είδος Ανάλυσης-Κατανομής	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μέγιστη Μετακ. (m)	Λόγος Υπεραντοχής
1	Τριγωνική $F_x+0.30 \cdot F_z$	1409.384	0.167	2.044
13	Τριγωνική $-F_x-0.30 \cdot F_z$	1404.488	0.148	2.037
17	Τριγωνική $F_z+0.30 \cdot F_x$	1369.842	0.163	2.037
29	Τριγωνική $-F_z-0.30 \cdot F_x$	1357.724	0.122	2.019
101	Ορθογωνική $F_x+0.30 \cdot F_z$	1576.379	0.147	2.036
113	Ορθογωνική $-F_x-0.30 \cdot F_z$	1567.007	0.115	2.024
117	Ορθογωνική $F_z+0.30 \cdot F_x$	1527.939	0.141	2.017
129	Ορθογωνική $-F_z-0.30 \cdot F_x$	1514.921	0.119	2.000
Ελάχιστος Λόγος Υπεραντοχής X =		2.024	(6)	
Ελάχιστος Λόγος Υπεραντοχής Z =		2.000	(8)	

Πίνακας 12

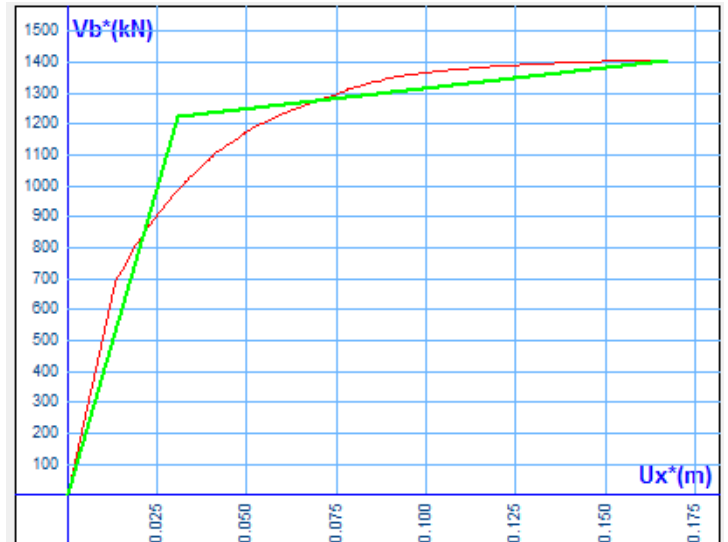
Ακολουθούν οι υπολογισμοί για τον προσδιορισμό του δείκτη συμπεριφοράς q .

Υπολογισμοί για τριγωνική κατανομή

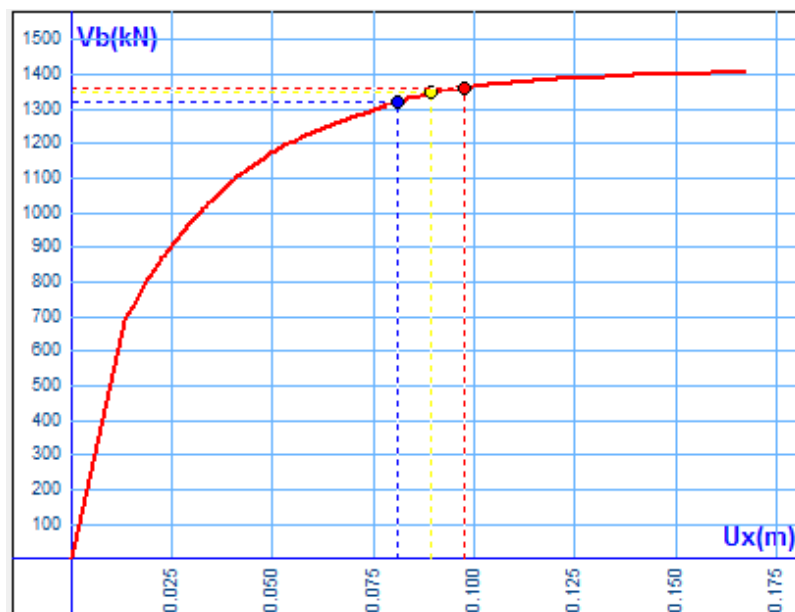
Σεισμικός συνδυασμός Fx+0.3Fz



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεσιμότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.082 / 0.028) = 2.929$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (2.929 - 1) = 2.236$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.044 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.236 = 3.354 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.089 / 0.028) = 3.179$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.179 - 1) = 2.397$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.044 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.397 = 3.596 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.097 / 0.028) = 3.464$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.464 - 1) = 2.579$$

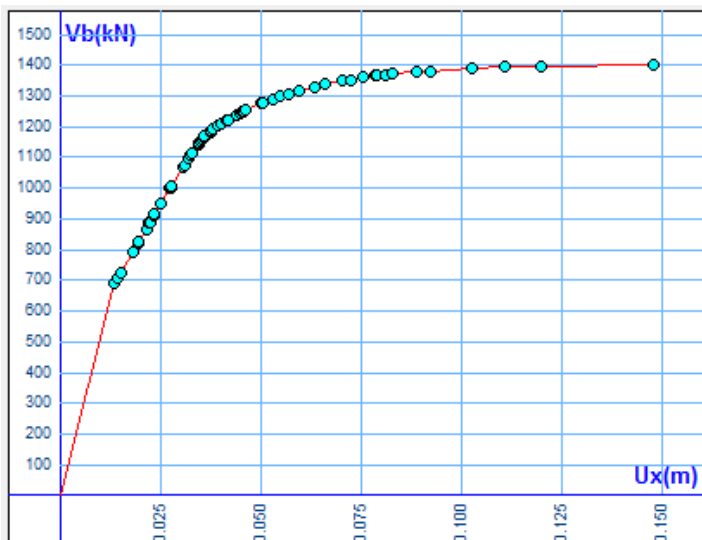
Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.044 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

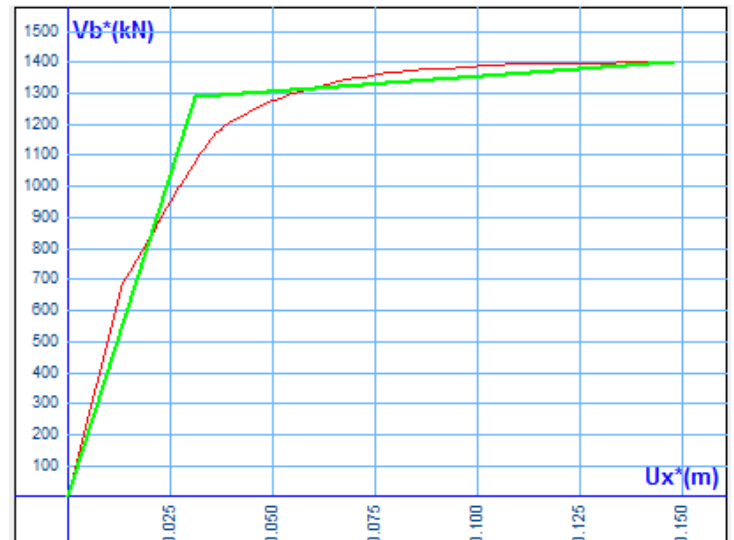
$$q = q_u \cdot q_{\pi} = 1.5 \cdot 2.579 = 3.869 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

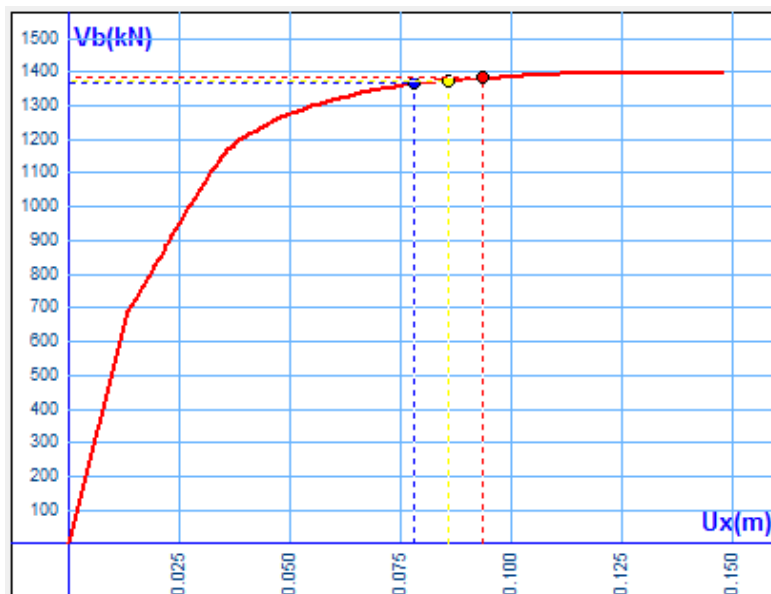
Σεισμικός συνδυασμός $-F_x - 0.3F_z$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.078 / 0.030) = 2.600$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (2.600 - 1) = 2.026$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.037 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.026 = 3.039 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.086 / 0.030) = 2.867$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (2.867 - 1) = 2.197$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.037 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.197 = 3.296 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.094 / 0.030) = 3.133$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.133 - 1) = 2.367$$

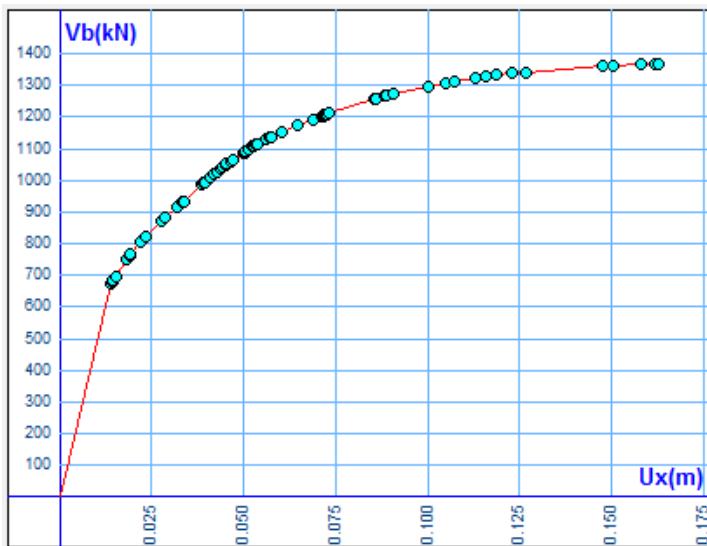
Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.037 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

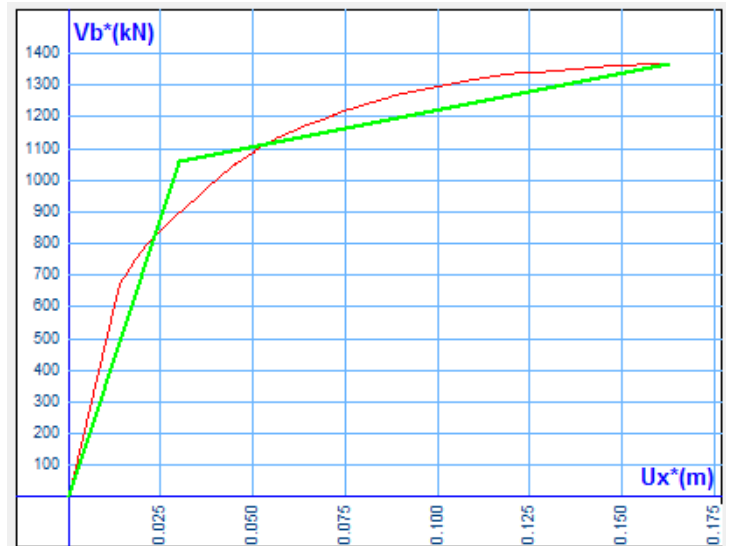
$$q = q_u \cdot q_{\pi} = 1.5 \cdot 2.367 = 3.551 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

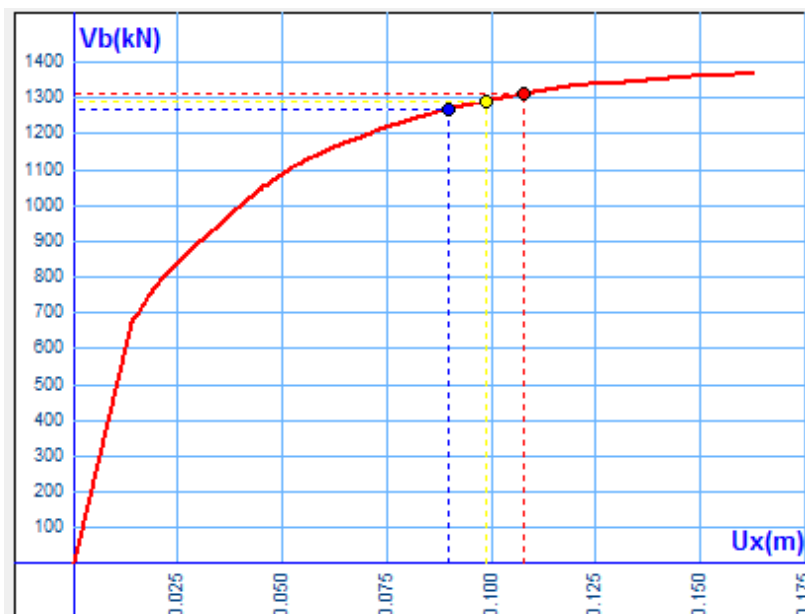
Σεισμικός συνδυασμός $F_z + 0.3F_x$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.088 / 0.028) = 3.143$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.143 - 1) = 2.374$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.037 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.374 = 3.561 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.099 / 0.028) = 3.536$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.536 - 1) = 2.626$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.037 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.626 = 3.939 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_z$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.109 / 0.028) = 3.893$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.893 - 1) = 2.854$$

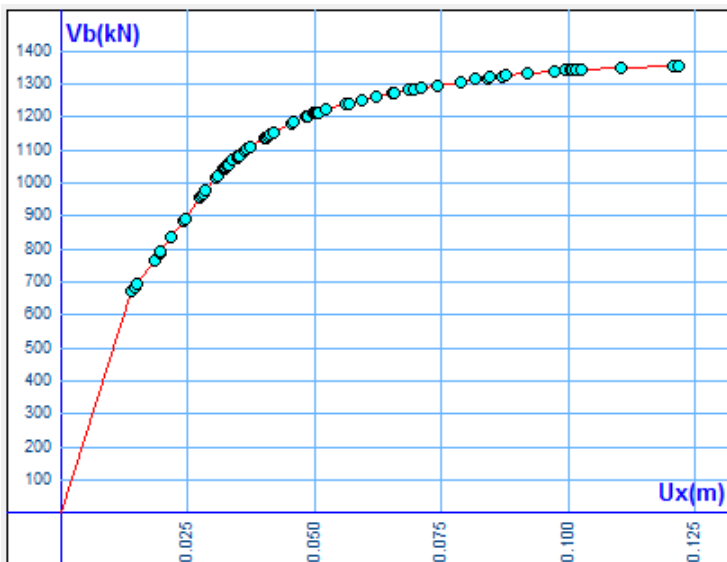
Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.037 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

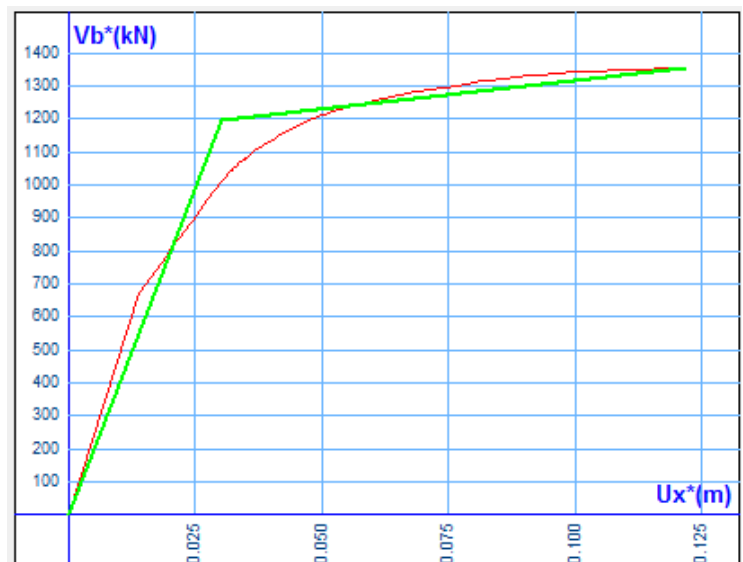
$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.854 = 4.281 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

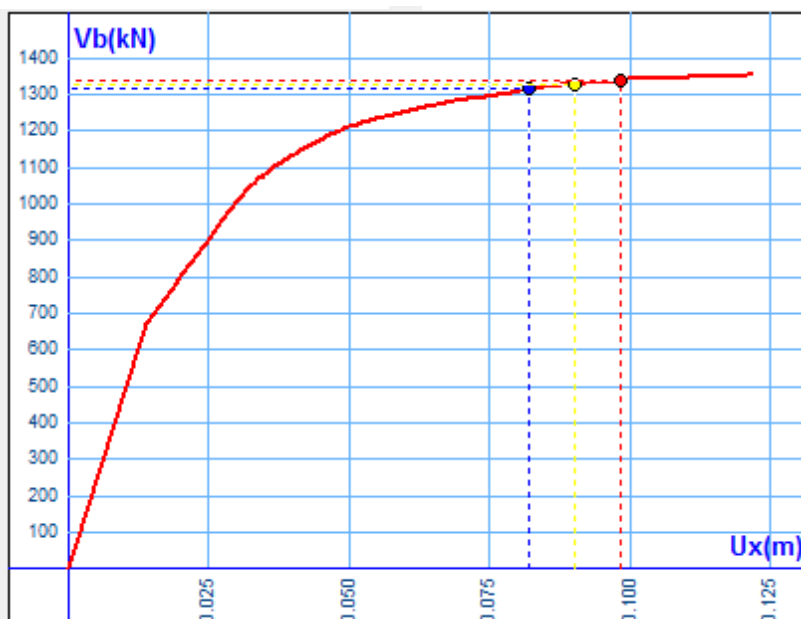
Σεισμικός συνδυασμός -Fz-0.3Fx



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.083 / 0.029) = 2.862$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (2.862 - 1) = 2.193$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.019 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.193 = 3.290 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z - 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.090 / 0.029) = 3.103$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.103 - 1) = 2.348$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.019 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.348 = 3.522 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z - 0.3F_z$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.098 / 0.029) = 3.379$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.379 - 1) = 2.525$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.019 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

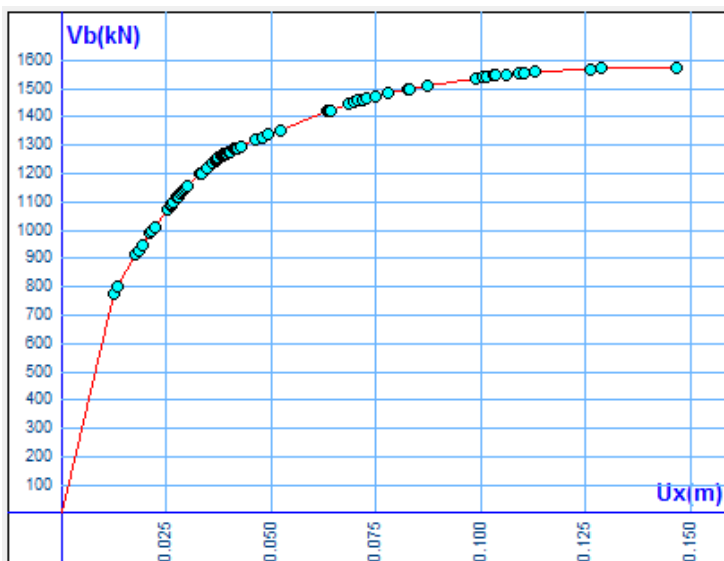
Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.525 = 3.788 > 3.5$$

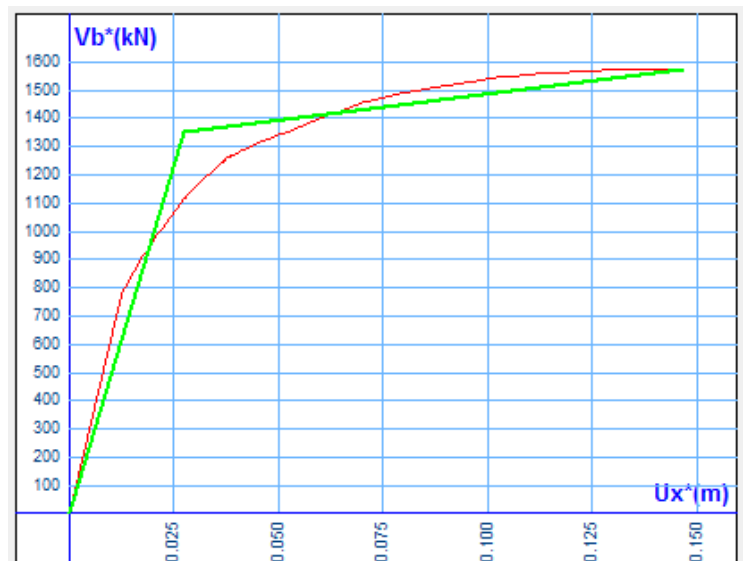
Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z - 0.3F_x$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

Υπολογισμοί για ορθογωνική κατανομή

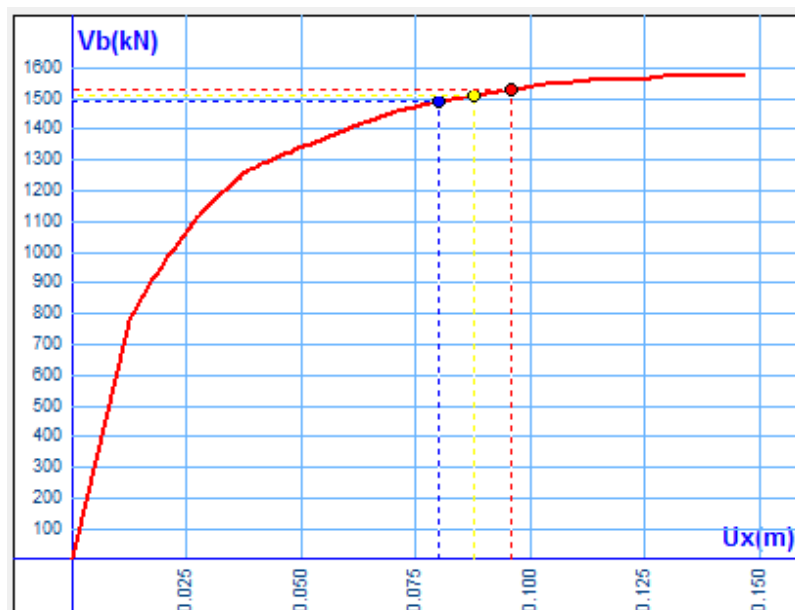
Σεισμικός συνδυασμός $F_x + 0.3F_z$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.079 / 0.027) = 2.926$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (2.926 - 1) = 2.235$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.036 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.235 = 3.356 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.088 / 0.027) = 3.259$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.259 - 1) = 2.448$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.036 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.448 = 3.672 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.096 / 0.027) = 3.556$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.556 - 1) = 2.638$$

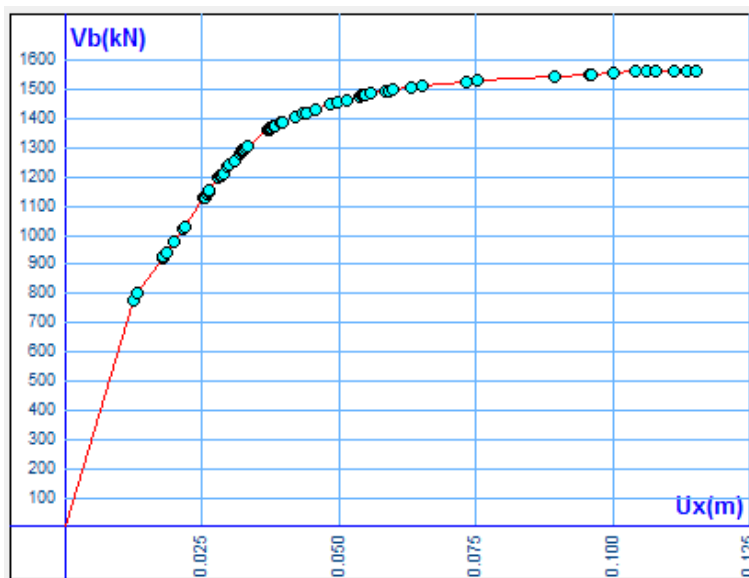
Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.036 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

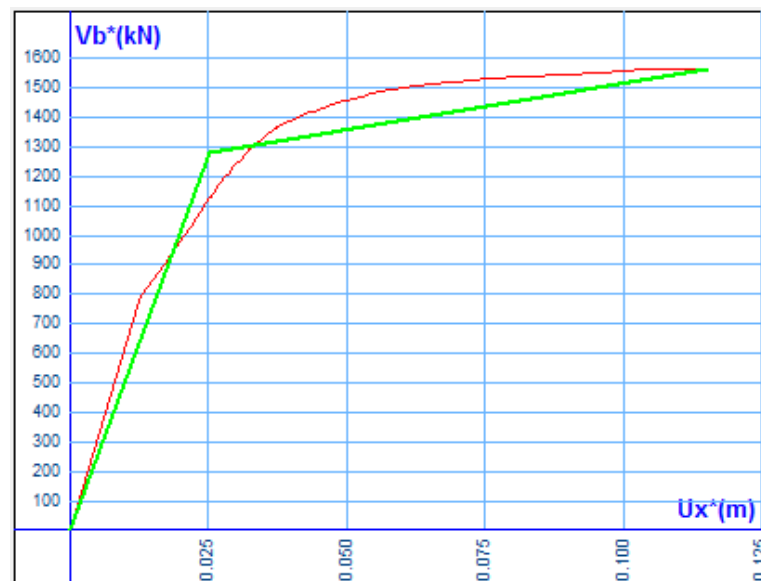
$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.638 = 3.957 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

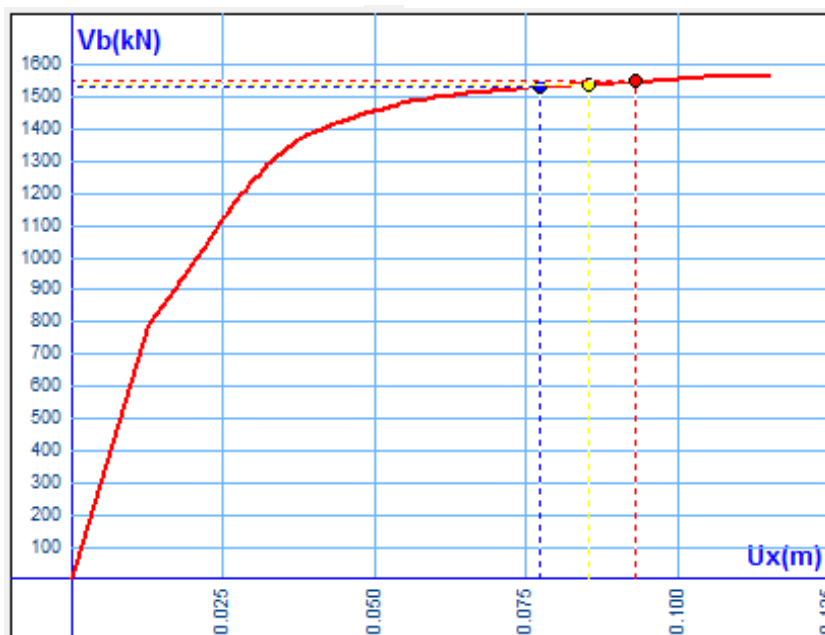
Σεισμικός συνδυασμός $-F_x - 0.3F_z$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.077 / 0.025) = 3.080$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.080 - 1) = 2.333$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.024 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.233 = 3.350 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.086 / 0.025) = 3.440$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.440 - 1) = 2.564$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.024 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.564 = 3.846 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.090 / 0.025) = 3.600$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.600 - 1) = 2.667$$

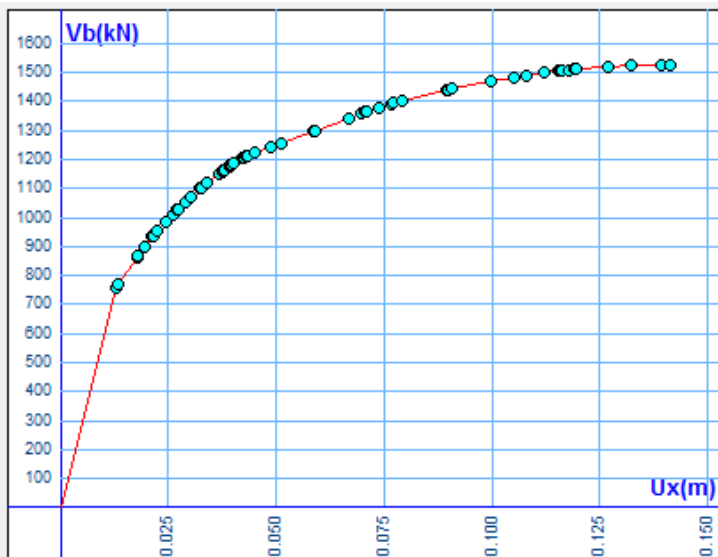
Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.024 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

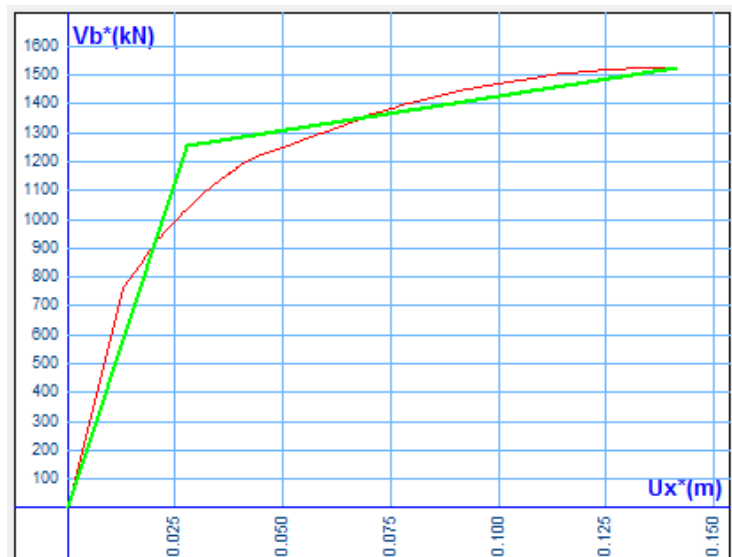
$$q = q_u \cdot q_{\pi} = 1.5 \cdot 2.667 = 4.000 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

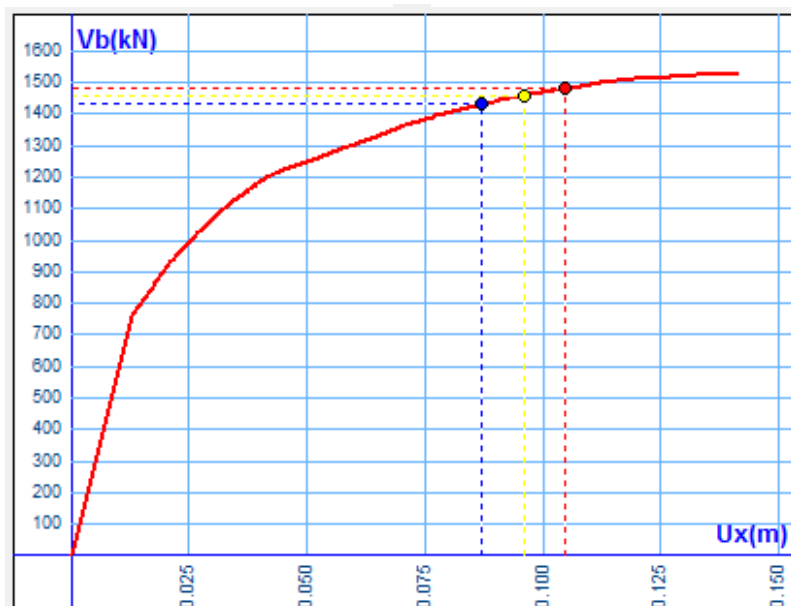
Σεισμικός συνδυασμός $F_z + 0.3F_x$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.086 / 0.027) = 3.185$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.185 - 1) = 2.400$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.017 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.400 = 3.600 > 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.097 / 0.027) = 3.593$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.593 - 1) = 2.662$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.017 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.662 = 3.993 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.105 / 0.027) = 3.889$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.889 - 1) = 2.852$$

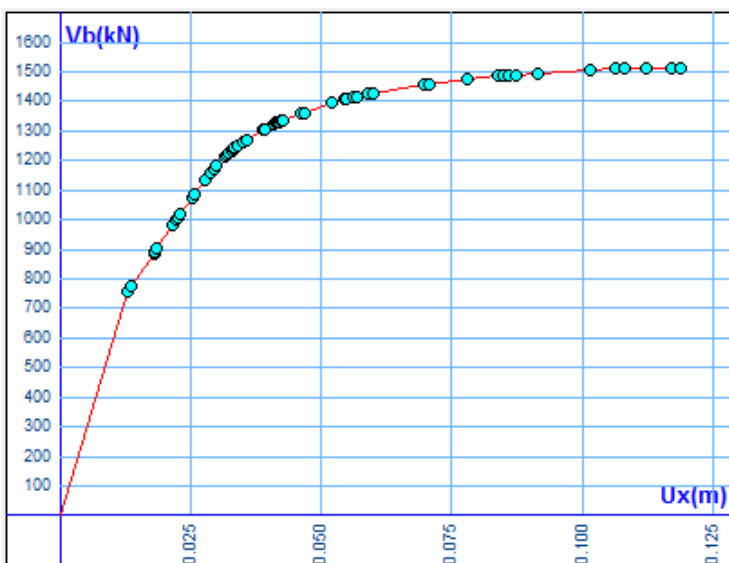
Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.017 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

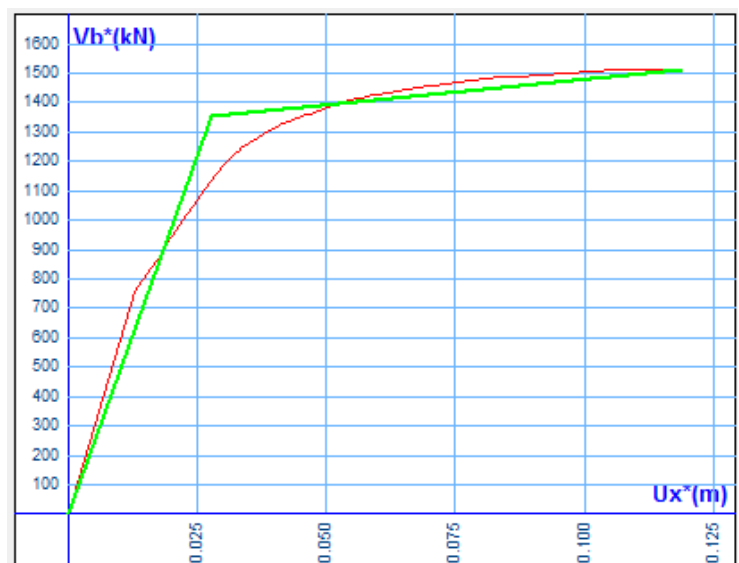
$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.852 = 4.278 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

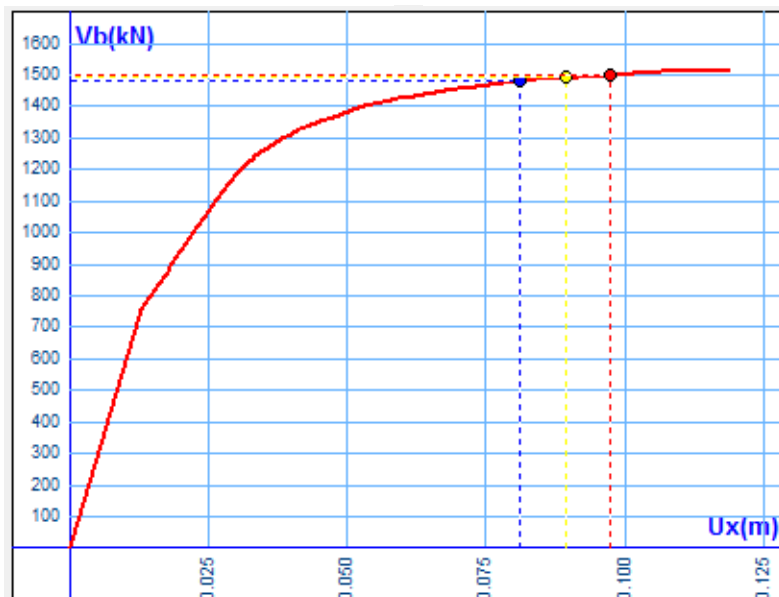
Σεισμικός συνδυασμός -Fz-0.3Fx



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu d = (0.080 / 0.027) = 2.963$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (2.963 - 1) = 2.258$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.000 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.258 = 3.387 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z - 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu d = (0.089 / 0.027) = 3.296$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.296 - 1) = 2.472$$

Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.000 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.472 = 3.708 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z - 0.3F_x$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu d = (0.97 / 0.027) = 3.593$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.32029 / 0.50) * (3.593 - 1) = 2.662$$

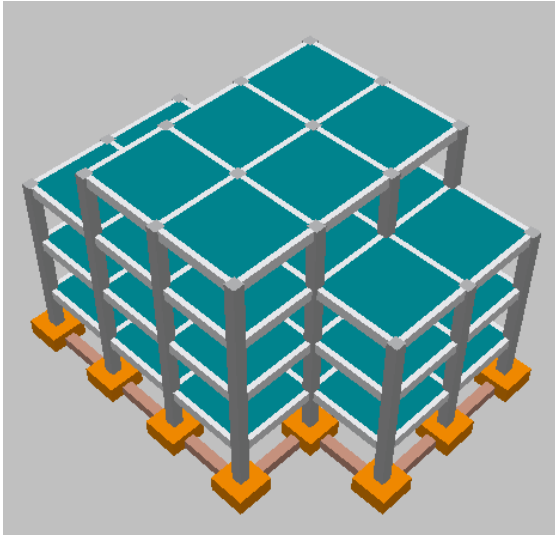
Από τον πίνακα 12 έχουμε ότι $q_u = 2.000 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

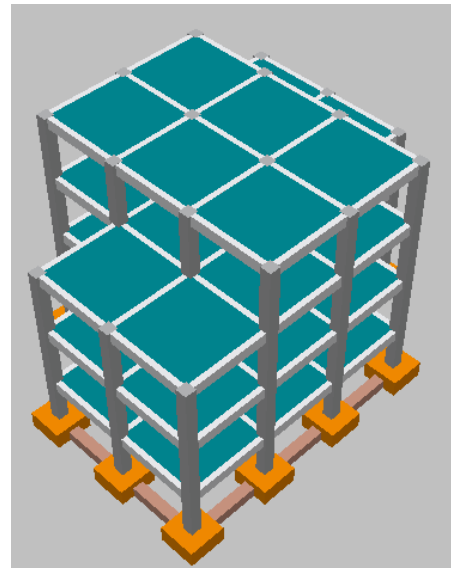
$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 2.662 = 3.993 > 3.5$$

Επειδή $q > 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z - 0.3F_x$ είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

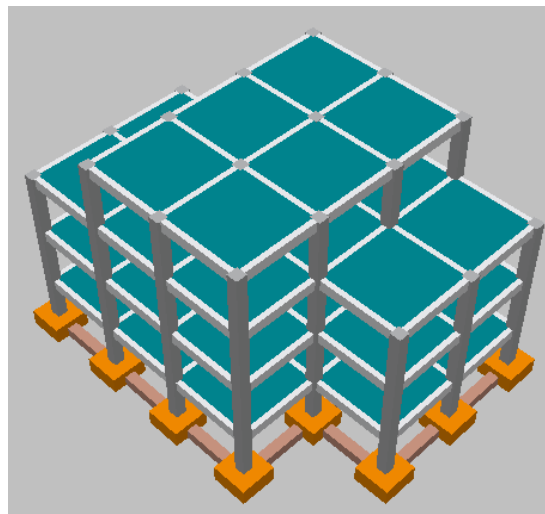
ΚΤΙΡΙΟ 2



Όψη 1

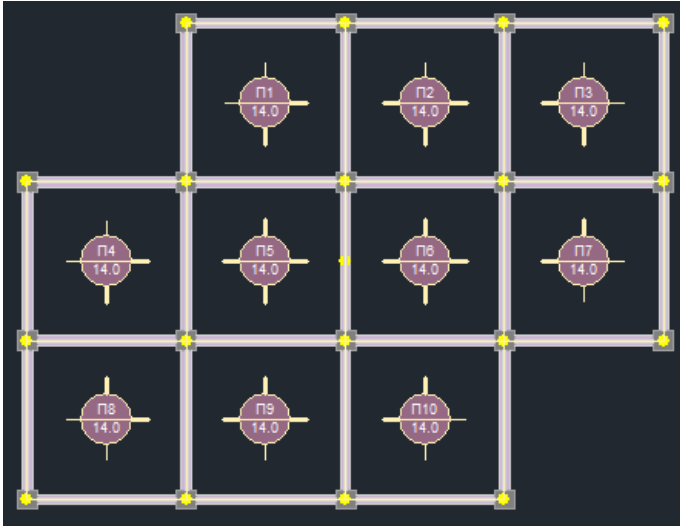


Όψη 2

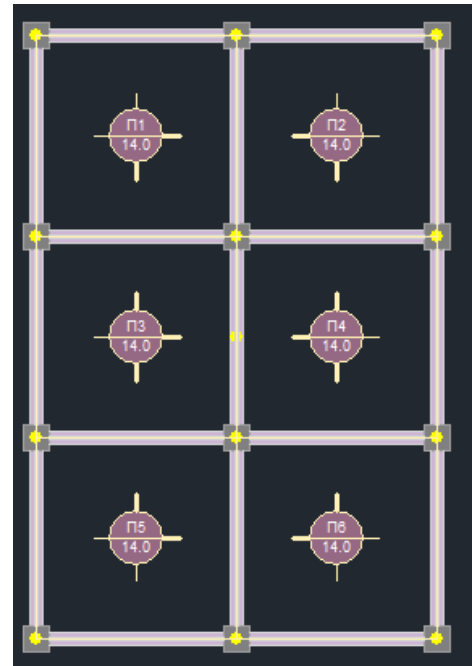


Όψη 3

Το παρόν κτίριο είναι τετραώροφο και είναι κατασκευασμένο από σκυρόδεμα ποιότητας C20/25, χάλυβα B500C και έχει διαστάσεις πλακών 400x400cm πάχους 14cm, υποστυλωμάτων 50x50 cm και θεμελίων (μεμονωμένων πεδίων) 170x170 cm και ύψους 80 cm.



Κάτοψη ορόφων 1,2 και 3



Κάτοψη τέταρτου ορόφου

Τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν για τη δυναμική ανάλυση είναι:

- Μόνιμα: 2 KN/m^2
- Κινητά: 1.5 KN/m^2

Η ανάλυση του κτιρίου για τους ελέγχους και για τον προσδιορισμό της ιδιοπεριόδου και τη δημιουργία των συνδυασμών φόρτισης, σύμφωνα με τους οποίους θα γίνει αργότερα η διαστασιολόγηση του φορέα, είναι η δυναμική φασματική ανάλυση με ομόσημα στρεπτικά ζεύγη όπως ορίζει ο ΕΑΚ-2000. Στη συνέχεια δίνονται οι παράμετροι της ανάλυσης καθώς και τα αποτελέσματα των ελέγχων και της σεισμικής δράσης.

Παράμετροι υπολογισμού

Παράμετροι Υπολογισμού	
Ζωνη Σεισμικής επικινδυνότητας	: II
Επιτάχυνση Βαρύτητας g (m/sec ²)	: 9.810
Σεισμική Επιτάχυνση εδάφους A=α*g	: 0.24*9.810=2.3544
Κατηγορία Εδάφους	: B
Χαρακτηριστικές Περίοδοι Φάσματος	: T1=0.15 T2=0.60 (sec)
Συντελεστής-Κατηγορία Σπουδαιότητας	: γ _i =1.000 - Σ2
Συντελεστής Επιρροής Θεμελίωσης	: θ=1.000
Συντελεστής Σεισμικής Συμπεριφοράς	: α _x =3.500 - α _z =3.500
Συντελεστής Φασματικής Ενίσχυσης	: β _o =2.50
Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης	: j=5.000%
Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης	: η=1.000
Γωνία Προσανατολισμού κύριων αξόνων	: 0.00

Πίνακας 13

Αποτελέσματα ελέγχων

Ελεγχος Διαφοράς Μαζών και Ακαμψιών Σταθμών Κτιρίου (& 3.5.1.[4].β,γ)							
α/α	Συν/κο	Συν.Μάζα	Συνολικές Ακαμψίες	Διαφορές Μαζών - Ακαμψιών			
Ετάθμης	Υψός (M)	KN/g	Ki*10 ³ (KNM)	(Mi+1-Mi)/Mi - (Ki+1-Ki)/Ki			
			(Ki-X)	(Ki-Z)	(ΔMi)	(ΔKi-X)	(ΔKi-Z)
1	3.000	150.999	1235.795	1235.795			
2	6.000	155.587	906.250	906.250	ανξ. 0.03	ελ. 0.26	ελ. 0.26
3	9.000	149.853	906.250	906.250	ελ. 0.03	ανξ. 0.00	ανξ. 0.00
4	12.000	85.054	604.167	604.167	ελ. 0.43	ελ. 0.33	ελ. 0.33
<p>Μάζες : Η Αύξηση πρέπει <=0.35 - Η Ελάττωση πρέπει <=0.50</p> <p>Ακαμψίες : Η Αύξηση πρέπει <=0.35 - Η Ελάττωση πρέπει <=0.50</p>							
Ο ελεγχος ικανοποιεί τα κριτήρια κανονικότητας της & 3.4.1.[4].β,γ							
Κέντρο Βάρους - Κέντρο Πλασματικού Αξονα & 3.3.3 Ε.Α.Κ.							
α/α	Συν/κο	ΚΕΝΤΡΟ ΒΑΡΟΥΣ		ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΑΣΜΑΤΙΚΟΥ ΑΞΟΝΑ		Απόσταση	
Ετάθμης	Υψος (m)	X Συντ. (m)	Z Συντ. (m)	X Συντ. (m)	Z Συντ. (m)	Κ.Β-Κ.Π.Α (m)	
1	3.000	8.0000	6.0000	8.0000	6.0000	0.0000	
2	6.000	8.0000	6.0000	8.0000	6.0000	0.0000	
3	9.000	8.0000	6.0000	8.0000	6.0000	0.0000	
4	12.000	8.0000	6.0000	8.0000	6.0000	0.0000	

Πίνακας 14

Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως-----Αμεταθετότητα Πλαισίων---						Διευθυνση X
(ε4.1.2.2 Ε.Α.Κ)----- (ε14.3.1α Ε.Κ.Ω.Σ.2000)---						*
α/α	Συν/κο	Κατακόρυφα	Σχετική	Οριζόντια	Συντ/της	Ελεγχος
Ετάθμης	Υψός (Μ)	Φορτία (ΚΝ)	Μετ/ση (mm)	Δύναμη (ΚΝ)	θx	2ας Τάξης Πλαισίων
1-65	3.000	6364.519	0.5079	224.500	0.0168	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα
2-65	6.000	4598.211	1.3821	208.505	0.0356	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα
3-65	9.000	2717.353	1.2244	181.062	0.0214	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα
4-27	12.000	988.649	1.9126	223.185	0.0099	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα
ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ/ ΕΠΣ=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΜΕ ΕΠΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ/ ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ						
Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως-----Αμεταθετότητα Πλαισίων---						Διευθυνση Z
(ε4.1.2.2 Ε.Α.Κ)----- (ε14.3.1α Ε.Κ.Ω.Σ.2000)---						*
α/α	Συν/κο	Κατακόρυφα	Σχετική	Οριζόντια	Συντ/της	Ελεγχος
Ετάθμης	Υψός (Μ)	Φορτία (ΚΝ)	Μετ/ση (mm)	Δύναμη (ΚΝ)	θz	Επιρροή 2ας Τάξης
1-27	3.000	6250.048	0.5779	233.220	0.0181	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα
2-27	6.000	4525.965	1.5824	217.971	0.0383	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα
3-27	9.000	2699.019	1.4144	178.500	0.0250	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα
4-59	12.000	973.458	1.7906	233.324	0.0087	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα
ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ/ ΕΠΣ=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΜΕ ΕΠΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ/ ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ						
Ελεγχος Αμεταθετότητας Πλαισίων (ε14.3.1β Ε.Κ.Ω.Σ.2000)						Διευθυνση X
-----						*
Ετάθμη	αρ,ορόφων	Συν.Υψος	Κατ.Φορτία	Ακαμψίες	htot*sqr(Fv/Kix)	Ελεγχος
Πάκτωσης	n	htot (m)	Fv (kN)	Kix*10^3 (kNm2)	<=0.2+0.1*n	n<=3 Πλαισίων
					<=0.6	n>=4*
1	4	12.000	6233.331	3707.386	0.492	< 0.6 Αμετάθετα
2	3	9.000	4575.529	2718.750	0.369	< 0.5 Αμετάθετα
3	2	6.000	2827.728	2718.750	0.194	< 0.4 Αμετάθετα
4	1	3.000	1079.926	1812.500	0.073	< 0.3 Αμετάθετα
ΤΟ ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΥΨΟΣ htot ΚΑΙ Ο ΑΡΙΘΜΟΣ ΟΡΟΦΩΝ ΜΕΤΡΑΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΚΑΘΕ ΣΤΑΘΜΗ ΠΑΚΤΩΣΗΣ						

Πίνακας 15

Ελεγχος Αμεταθετότητας Πλαισίων (ε14.3.1β Ε.Κ.Ω.Σ.2000)						Διευθυνση Z
-----						*
Ετάθμη	αρ,ορόφων	Συν.Υψος	Κατ.Φορτία	Ακαμψίες	htot*sqr(Fv/Kix)	Ελεγχος
Πάκτωσης	n	htot (m)	Fv (kN)	Kix*10^3 (kNm2)	<=0.2+0.1*n	n<=3 Πλαισίων
					<=0.6	n>=4*
1	4	12.000	6233.331	3707.386	0.492	< 0.6 Αμετάθετα
2	3	9.000	4575.529	2718.750	0.369	< 0.5 Αμετάθετα
3	2	6.000	2827.728	2718.750	0.194	< 0.4 Αμετάθετα
4	1	3.000	1079.926	1812.500	0.073	< 0.3 Αμετάθετα
ΤΟ ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΥΨΟΣ htot ΚΑΙ Ο ΑΡΙΘΜΟΣ ΟΡΟΦΩΝ ΜΕΤΡΑΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΚΑΘΕ ΣΤΑΘΜΗ ΠΑΚΤΩΣΗΣ						
Ελεγχος Γωνιακής Παραμόρφωσης ορόφου Σ 4.2.2 Διεύθυνση X						*
α/α	Συν/κο	Μέγιστη Δ	Υψος Ορόφου	Συντελεστής γ		Ελεγχος
Ετάθμης	Υψος (Μ)	Σχετ.Μετακ. (mm)	h (m)	q*Δ/2.5*h>=Δ/h		Ορόφου γορ=0.005
1	3.000	0.508	3.000	0.0002		ΕΠ (γ<=γορ)
2	6.000	1.382	3.000	0.0006		ΕΠ (γ<=γορ)
3	9.000	1.224	3.000	0.0006		ΕΠ (γ<=γορ)
4	12.000	1.913	3.000	0.0009		ΕΠ (γ<=γορ)
ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ / ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ						
Ελεγχος Γωνιακής Παραμόρφωσης ορόφου Σ 4.2.2 Διεύθυνση Z						*
α/α	Συν/κο	Μέγιστη Δ	Υψος Ορόφου	Συντελεστής γ		Ελεγχος
Ετάθμης	Υψος (Μ)	Σχετ.Μετακ. (mm)	h (m)	q*Δ/2.5*h>=Δ/h		Ορόφου γορ=0.005
1	3.000	0.578	3.000	0.0003		ΕΠ (γ<=γορ)
2	6.000	1.582	3.000	0.0007		ΕΠ (γ<=γορ)
3	9.000	1.414	3.000	0.0007		ΕΠ (γ<=γορ)
4	12.000	1.791	3.000	0.0008		ΕΠ (γ<=γορ)
ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ / ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ						

Πίνακας 16

Υπολογισμός Σεισμικού Αρμού & 4.1.7.2(3) Ε.Α.Κ.

Υπολογισμός μέγιστων σεισμικών μετακινήσεων του κτιρίου σε περίπτωση εμβολισμού υποστρωμάτων από πλάκες ή άλλα στοιχεία του παρακειμένου κτιρίου.

Οι μετατοπίσεις πολλαπλασιάστηκαν με τον συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς α

$$\Delta = \Delta_{\text{υπολ.}} \cdot \alpha$$

Κατά x : $\Delta x = 2.99 \text{ cm}$ Κατά z : $\Delta z = 2.89 \text{ cm}$

Προτεινόμενος σεισμικός αρμός ανευ υπολογισμού & 4.1.7.2(4)

Σε κτίρια που βρίσκονται σε επαφή, και όταν δεν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστρωμάτων σε κανένα από τα δύο κτίρια, το εύρος του αντίστοιχου αρμού, εφόσον δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, μπορεί να καθορίζεται με βάση τον συνολικό αριθμό των υπέρ το έδαφος εν επαφή ορόφων ως εξής:

Κατά x : $\Delta x = 8.00 \text{ cm}$ Κατά z : $\Delta z = 8.00 \text{ cm}$

Πίνακας 17

Αποτελέσματα σεισμικής δράσης

α/α Στάθμης	Υψόμετρο (m)	Διαστάσεις Lix (m)	Κατόψεις LIiz (m)	Συντ.ψ2 φόρτ.2	Τυχηματικές etix(m)	Εκκ/τες etiz(m)
0	0.000	16.000	12.000	0.300	1.600	1.200
1	3.000	16.000	12.000	0.300	1.600	1.200
2	6.000	16.000	12.000	0.300	1.600	1.200
3	9.000	16.000	12.000	0.300	1.600	1.200
4	12.000	8.000	12.000	0.300	0.800	1.200

etix = 0.100 *Lix , etiz = 0.100 *LIiz

Ιδιοπερίοδοι Κτιρίου με τον προσεγγιστικό τύπο του (Rayleigh)

Διεύθυνση Ix : TIx (sec)= 0.3368 Rd(T)= 1.6817 Rd(T)/g= 0.1714
 Διεύθυνση IIz: TIIz(sec)= 0.3446 Rd(T)= 1.6817 Rd(T)/g= 0.1714
 Διεύθυνση γ : Tv (sec)= 0.0084 Rd(T)= 1.6876 Rd(T)/g= 0.1720

Καθ'ύψος Κατανομή της Ισοδύναμης Στατικής Φόρτισης (Τέμνουσα-Ροπή)

α/α Σταθ.,	Υψομ. (m)	ΦOPT.3-I (Kn)	ΦOPT.4-II (Kn)	ΦOPT.5-I Απο maxez	ΦOPT.6-I Απο minez	ΦOPT.7-II Απο maxex	ΦOPT.8-II Απο minex
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	3.000	109.833	109.833	0.000	131.800	175.733	0.000
2	6.000	226.340	226.340	0.000	271.609	362.145	0.000
3	9.000	326.998	326.998	0.000	392.398	523.197	0.000
4	12.000	247.465	247.465	0.000	296.958	197.972	0.000

Πίνακας 18

Ιδιοπερίοδοι Κτιρίου απο Δυναμικη Ανάλυση			
α/α Ιδιομορφής	Κυκλική Συχνότητα ω (Rad/sec)	Συχνότητα ν (Cycles/sec)	Περίοδος T (sec)
1	1.8226E+001	2.9008E+000	3.4473E-001
2	1.8654E+001	2.9689E+000	3.3683E-001
3	2.2048E+001	3.5091E+000	2.8498E-001
4	5.7266E+001	9.1142E+000	1.0972E-001
5	5.7575E+001	9.1633E+000	1.0913E-001
6	6.4631E+001	1.0286E+001	9.7216E-002
7	1.0390E+002	1.6536E+001	6.0475E-002
8	1.0507E+002	1.6722E+001	5.9803E-002
9	1.1040E+002	1.7571E+001	5.6913E-002
10	1.6309E+002	2.5956E+001	3.8526E-002

Πίνακας 19

Από τον πίνακα 19 παίρνουμε $T=0.34473$ s για τους υπολογισμούς.

Συντελεστές Συμμετοχής Ιδιομορφών			
α/α Ιδιομορφής	Διευθύνσεις στο Κύριο Σύστημα Συντεταγμένων Κατά X Κατά Y Κατά Z		
1	-7.7340E-001	3.0358E-017	-2.0112E+001
2	-2.0126E+001	-1.4008E-009	7.7822E-001
3	3.8138E-007	-5.9566E-003	-1.4710E-008
4	-3.9367E-001	2.6021E-017	-7.8801E+000
5	-7.7809E+000	-2.7755E-012	3.8383E-001
6	8.0455E-011	5.8520E-003	2.0618E-011
7	-5.9825E+000	2.9465E-013	4.4813E-002
8	4.4165E-002	5.1615E-010	5.9682E+000
9	2.1156E-013	5.0614E-002	-7.9560E-013
10	8.7168E-011	-1.1741E+001	1.7288E-011

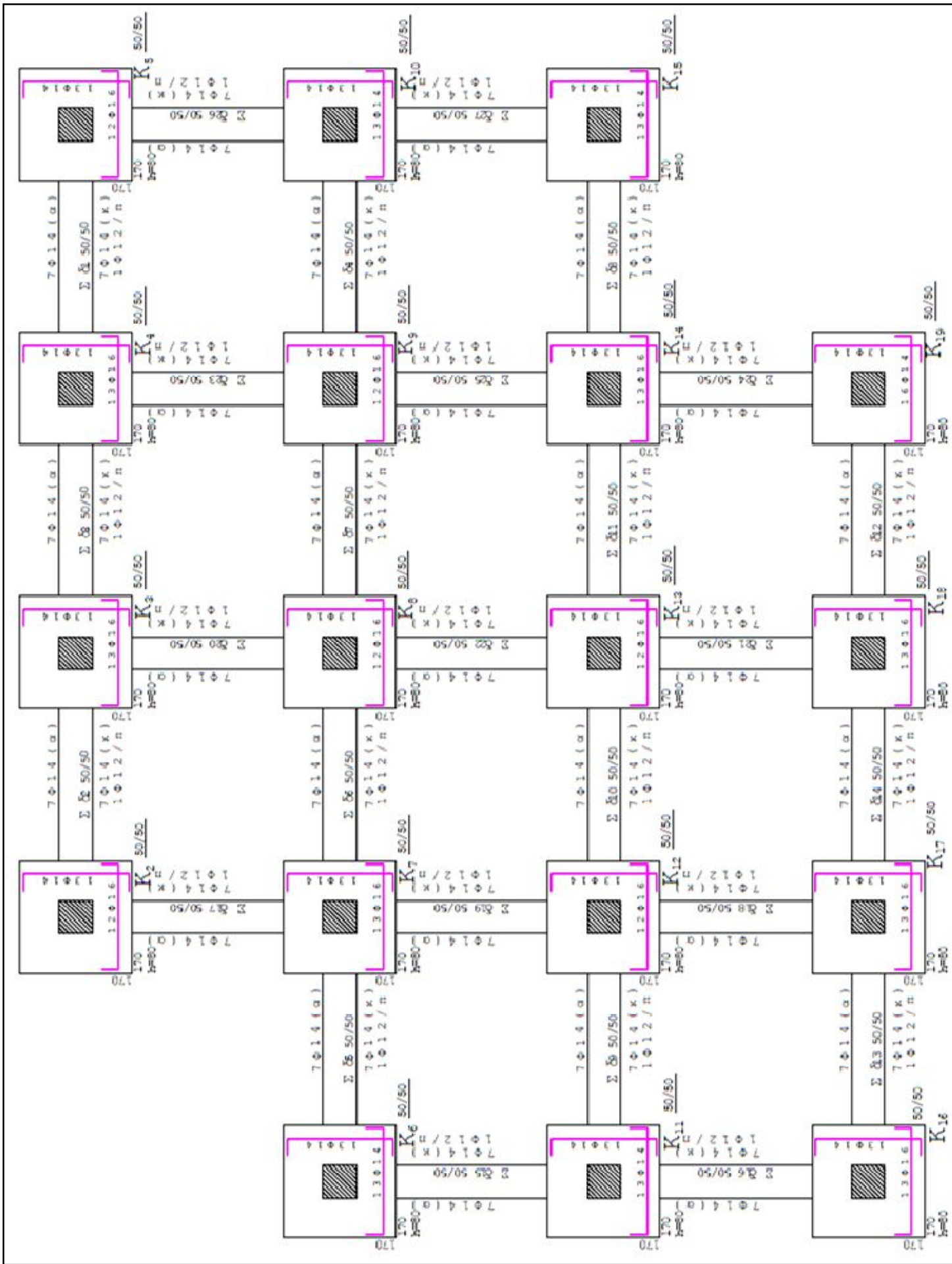
Πίνακας 20

Δρώσεις Ιδιομορφικές Μάζες (Συνολική Μάζα = 541.543 kN/g)									
α/α Ιδιομορφής	Μ Ε Τ Α Φ Ο Ρ Ι Κ Ε Σ				Μ Α Ζ Ε Σ				
	κατά Χ	/	‰	κατά Υ	/	‰	κατά Ζ	/	‰
1	0.60	/	0.11	0.00	/	0.00	404.49	/	74.70
2	405.06	/	74.80	0.00	/	0.00	0.61	/	0.11
3	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00
4	0.15	/	0.03	0.00	/	0.00	62.10	/	11.47
5	60.54	/	11.18	0.00	/	0.00	0.15	/	0.03
6	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00
7	35.79	/	6.61	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00
8	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	35.62	/	6.58
9	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00
10	0.00	/	0.00	137.85	/	25.46	0.00	/	0.00
ΣΥΝΟΛΑ	502.14	/	92.72	137.85	/	25.46	502.96	/	92.88

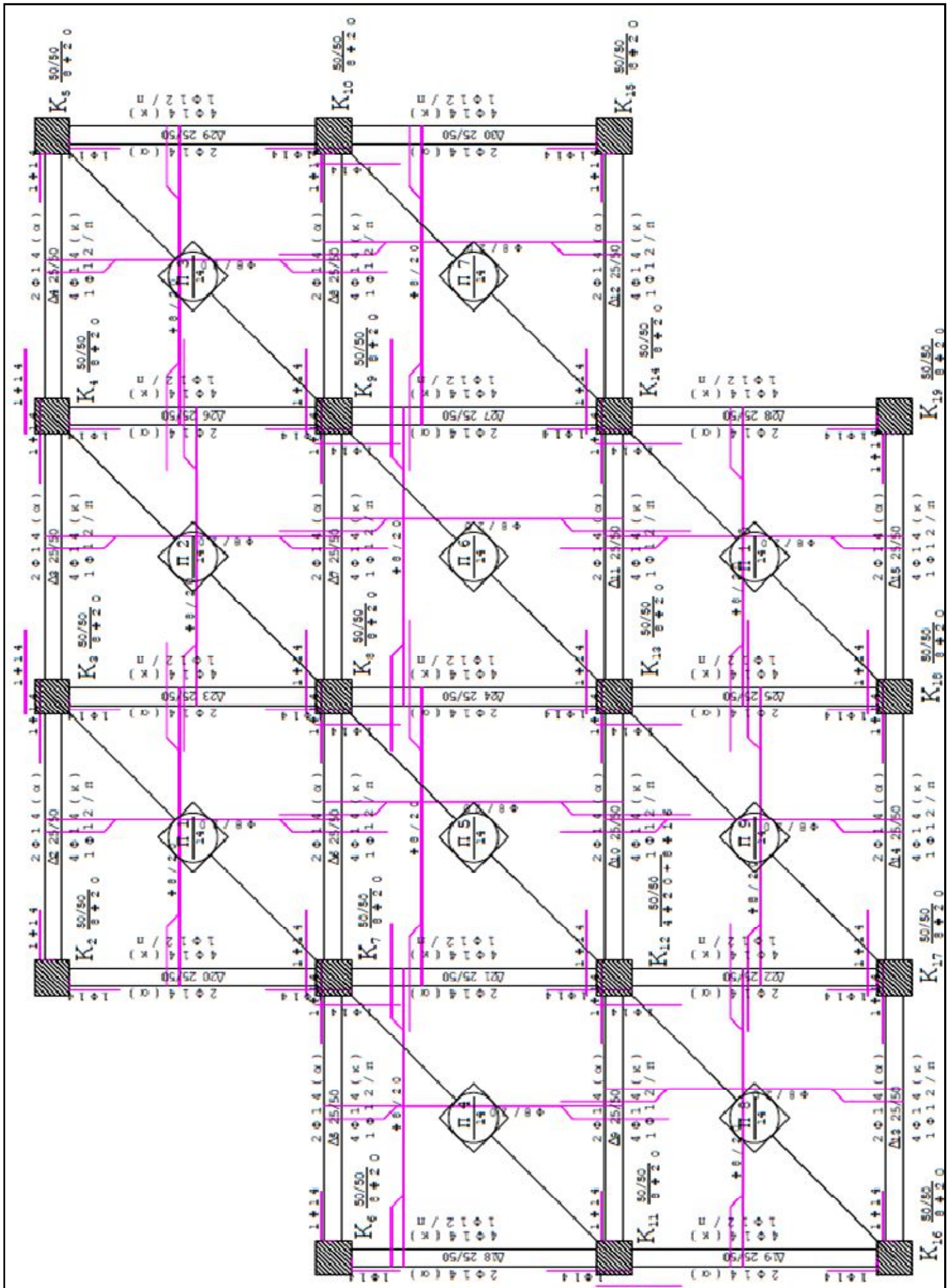
Πίνακας 21

Διαστασιολόγηση του κτιρίου

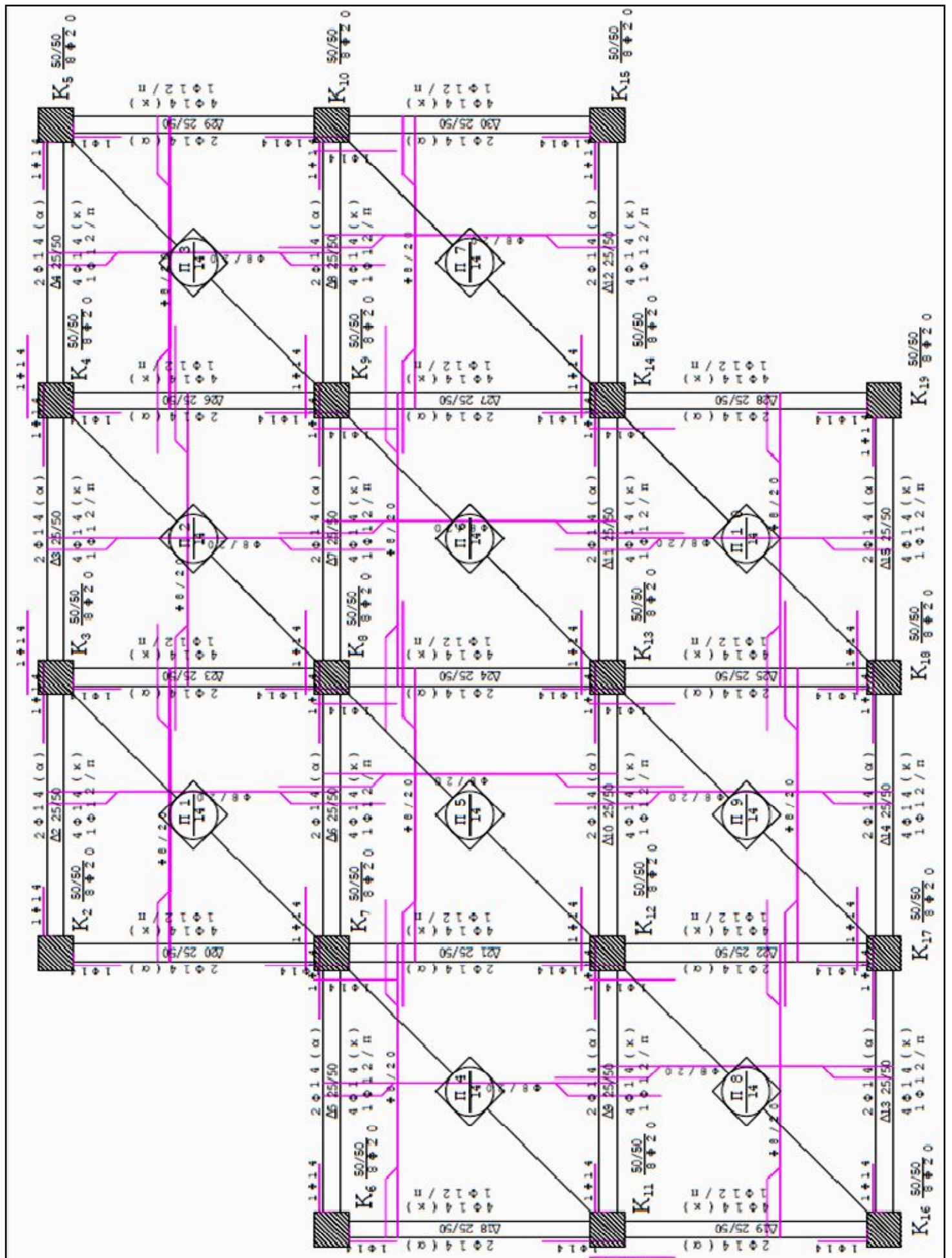
Αφού ολοκληρωθεί η ανάλυση του κτιρίου και εν συνεχεία οριστούν οι συνδυασμοί δράσεων ακολουθεί η διαστασιολόγησή του σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ-2000 και τον ΕΑΚ-2000. Στην επόμενη σελίδα παρουσιάζονται οι ξυλότυποι της θεμελίωσης και των τεσσάρων ορόφων καθώς και ο οπλισμός των υποστυλωμάτων.



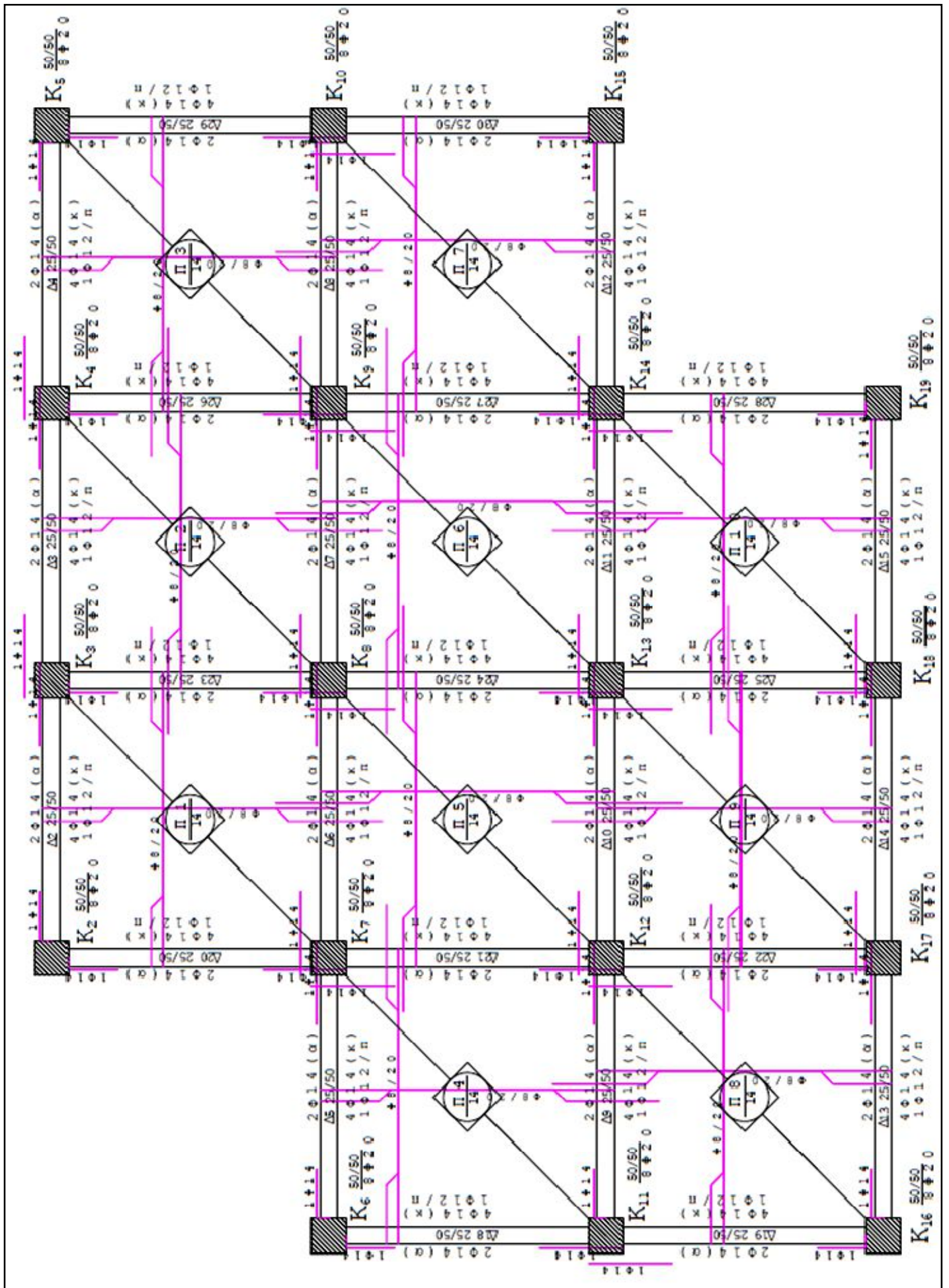
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ



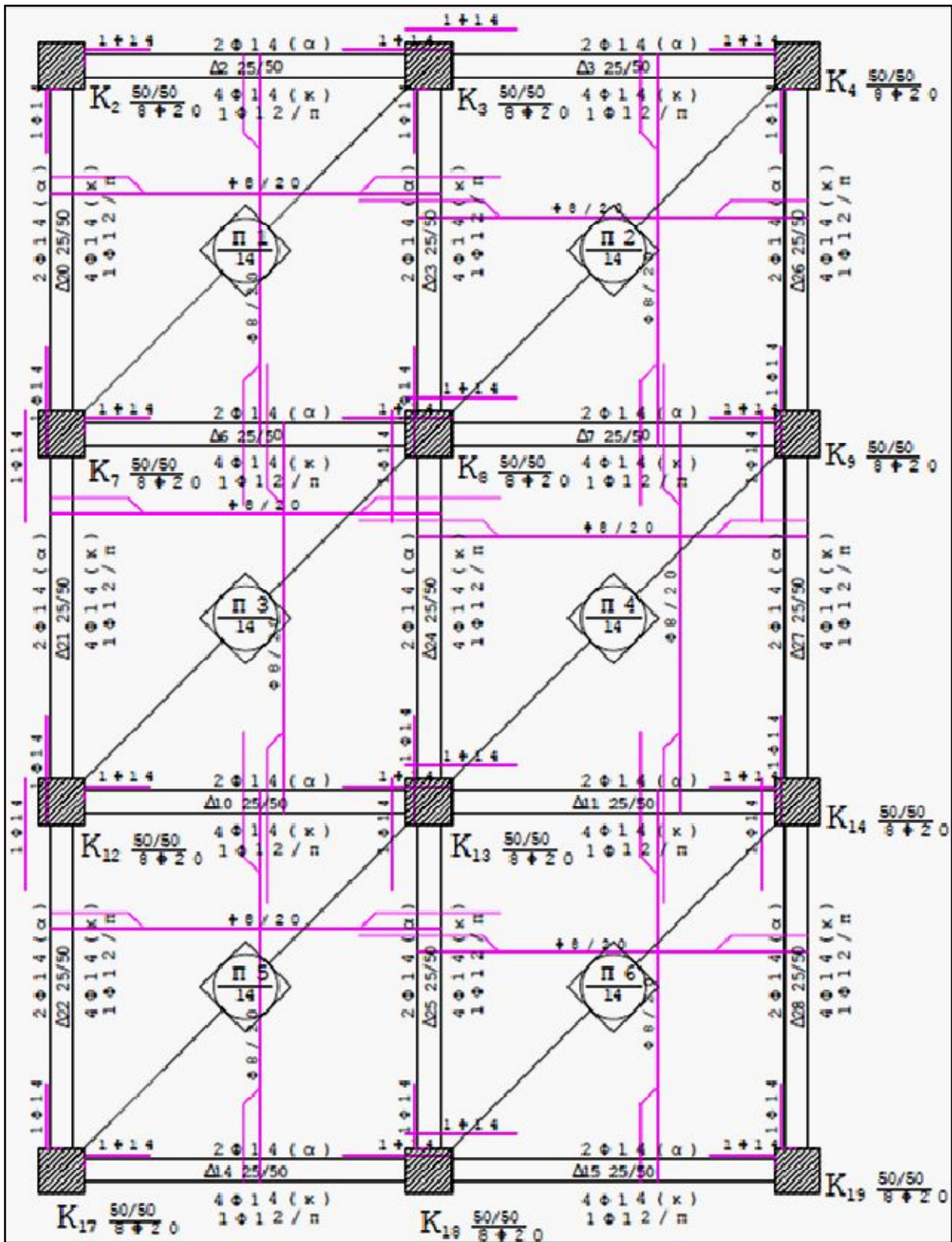
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΠΡΩΤΟΥ ΟΡΟΦΟΥ



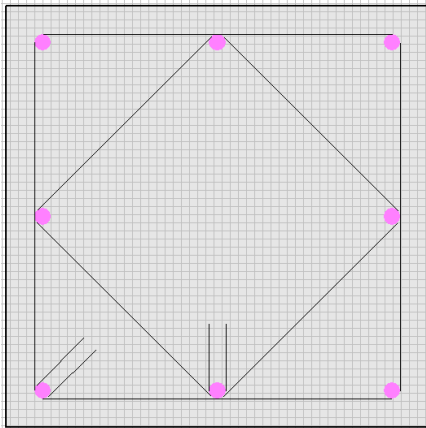
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΔΕΥΤΕΡΟΥ ΟΡΟΦΟΥ



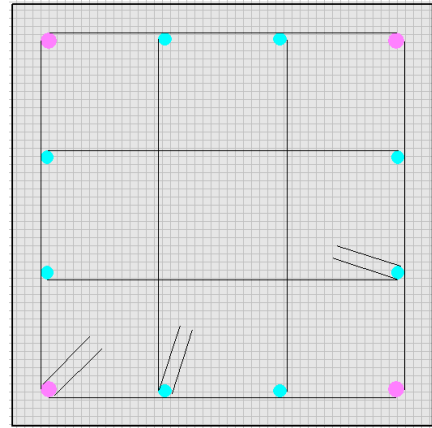
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΤΡΙΤΟΥ ΟΡΟΦΟΥ



ΕΥΛΟΥΤΥΠΟΣ ΤΕΤΑΡΟΥ ΟΡΟΦΟΥ

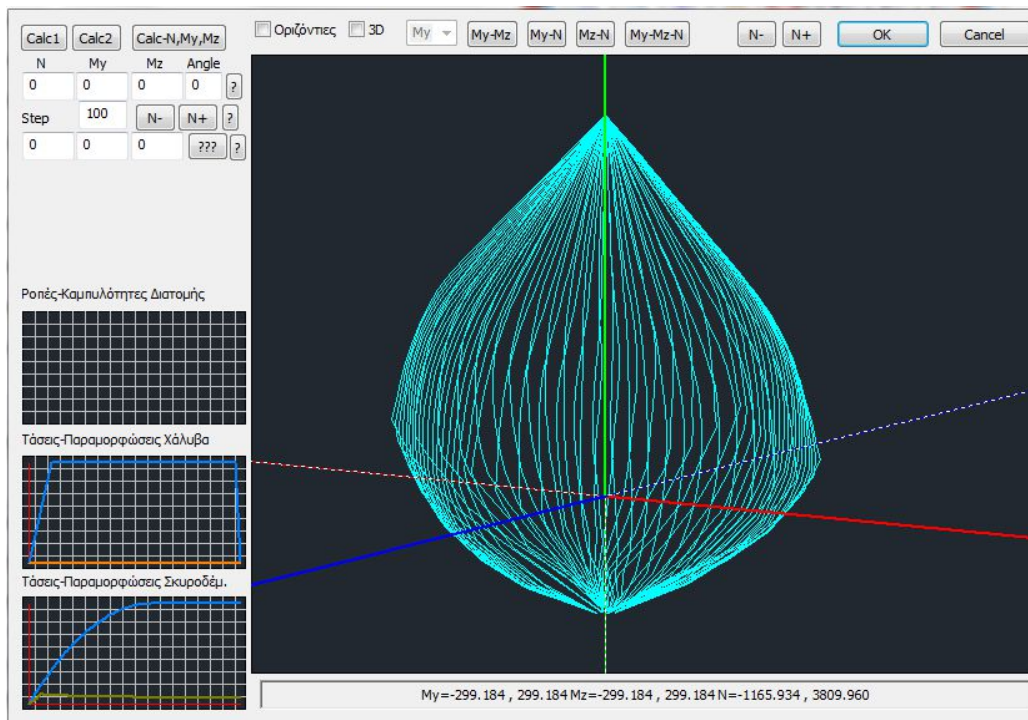


Οπλισμός υποστυλωμάτων
8Φ20



Οπλισμός υποστυλώματος K12
πρώτου ορόφου
4Φ20+8Φ16

Αφού ολοκληρωθεί η διαστασιολόγηση του κτιρίου και πριν ακολουθήσει η ανάλυση pushover πραγματοποιείται έλεγχος αντοχών για τον υπολογισμό των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης σε όλα τα υποστυλώματα του φορέα. Παρακάτω δίνεται ένα παράδειγμα υπολογισμού.



Υπολογισμός διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης M-N.

Μετά την διαστασιολόγηση και τον υπολογισμό των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης πραγματοποιείται η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) προκειμένου να υπολογιστούν οι καμπύλες αντίστασης του φορέα για σεισμικούς συνδυασμούς $F_x+0.3F_z$, $-F_x-0.3F_z$, $F_z+0.3F_x$ και $-F_z-0.3F_x$ για ορθογωνική και τριγωνική κατανομή όπως ορίζει ο ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013). Στους παρακάτω πίνακες δίνονται οι παράμετροι υπολογισμού καθώς και τα αποτελέσματα από τα οποία θα λάβουμε τους λόγους υπεραντοχής.

Παράμετροι υπολογισμού

Παράμετροι Υπολογισμού	
Κλάση Πλαστιμότητας	: DCM
Τύπος Φάσματος	: Τύπος 1
Ζωνη Σεισμικής επικινδυνότητας	: II
Επιτάχυνση Βαρύτητας g (m/sec ²)	: 9.810
Σεισμική Επιτάχυνση εδάφους a_gR	: $0.24 \cdot 9.810 = 2.3544$
Σύστημα κτιρίου κατά X	: Σύστημα Πλαισίων
Σύστημα κτιρίου κατά Z	: Σύστημα Πλαισίων
Κατηγορία Εδάφους	: B
Χαρακτηριστικές Περίοδοι φάσματος	: $T_B=0.15$ $T_C=0.50$ $T_D=2.50$ (sec)
Συντελεστής-Κατηγορία Σπουδαιότητας	: $\gamma_i=1.000$ - Σ2
Συντελεστής φασματικής Ενίσχυσης	: $\beta_o=2.50$
Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης	: $\xi=5.000\%$

Πίνακας 22

Αποτελέσματα

A/A	Είδος Ανάλυσης-Κατανομής	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μέγιστη Μετακ. (m)	Λόγος Υπεραντοχής
1	Τριγωνική $F_x+0.30 \cdot F_z$	3115.620	0.295	3.006
13	Τριγωνική $-F_x-0.30 \cdot F_z$	3124.651	0.305	3.015
17	Τριγωνική $F_z+0.30 \cdot F_x$	3143.797	0.296	3.029
29	Τριγωνική $-F_z-0.30 \cdot F_x$	3152.310	0.323	4.646
101	Ορθογωνική $F_x+0.30 \cdot F_z$	3621.811	0.292	2.765
113	Ορθογωνική $-F_x-0.30 \cdot F_z$	3374.635	0.299	2.576
117	Ορθογωνική $F_z+0.30 \cdot F_x$	3524.764	0.219	2.725
129	Ορθογωνική $-F_z-0.30 \cdot F_x$	3487.175	0.212	2.696

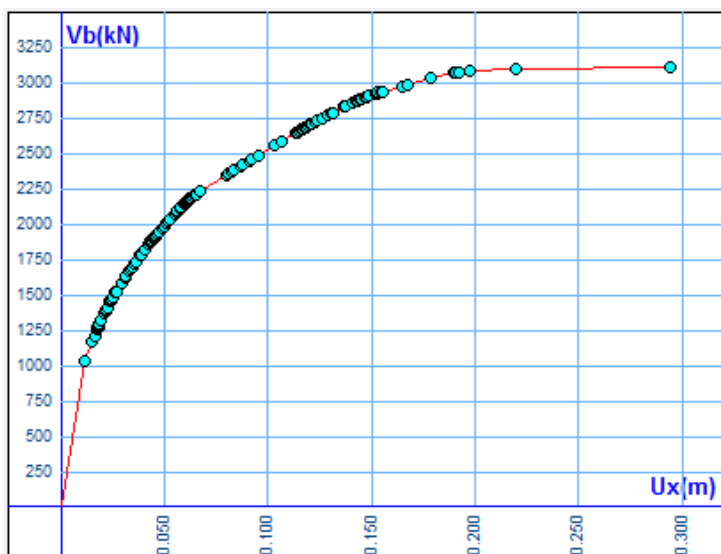
Ελάχιστος Λόγος Υπεραντοχής X =		2.576	(6)	
Ελάχιστος Λόγος Υπεραντοχής Z =		2.696	(8)	

Πίνακας 23

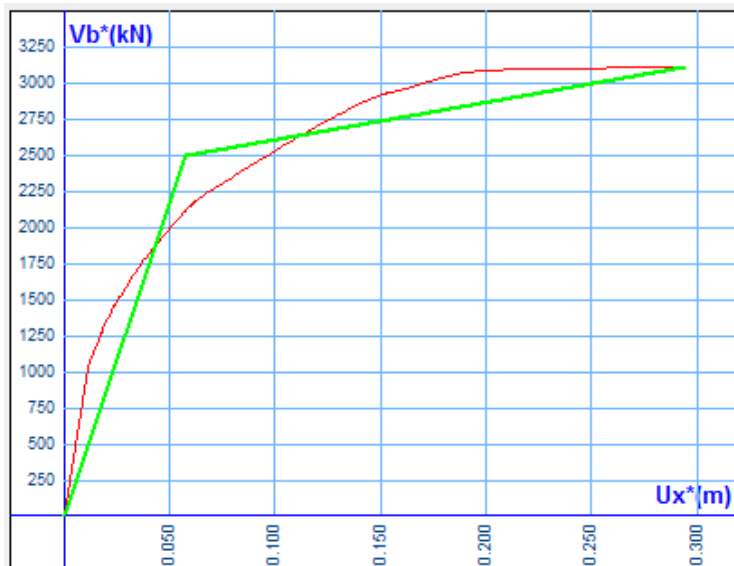
Ακολουθούν οι υπολογισμοί για τον προσδιορισμό του δείκτη συμπεριφοράς α .

Υπολογισμοί για τριγωνική κατανομή

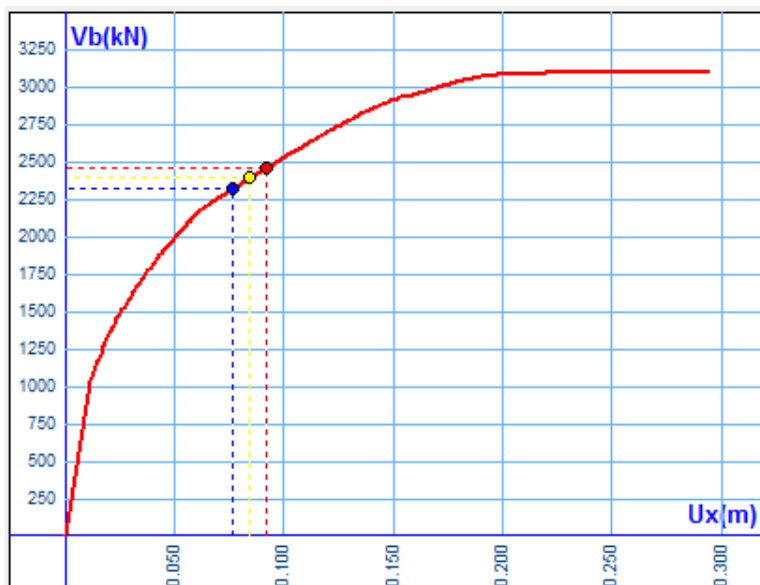
Σεισμικός συνδυασμός $F_x+0.3F_z$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.075 / 0.055) = 1.364$$

$$q_\pi = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_\pi = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.364 - 1) = 1.251$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 3.006 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_\pi = 1.5 * 1.251 = 1.877 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.088 / 0.055) = 1.600$$

$$q_\pi = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_\pi = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.600 - 1) = 1.414$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 3.006 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_\pi = 1.5 * 1.414 = 2.121 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.095 / 0.055) = 1.727$$

$$q_{\pi}=1+(T/TC)*(\mu d-1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi}=1+(0.34473/0.50)*(1.727-1)=1.502$$

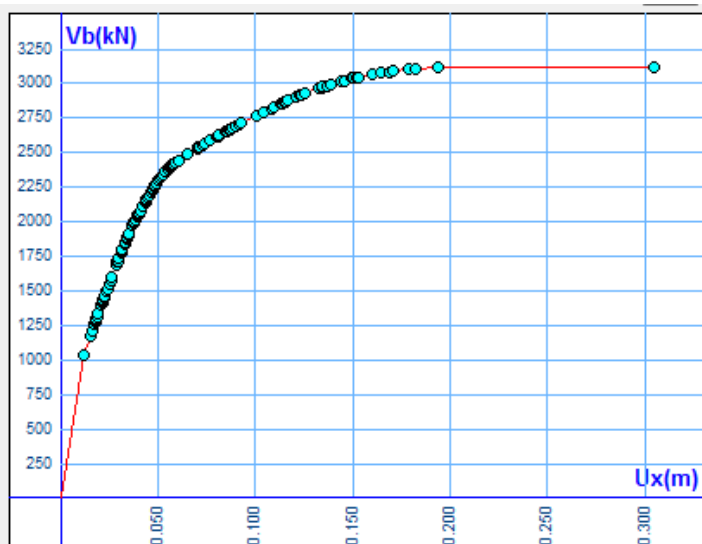
Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u=3.006 > 1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

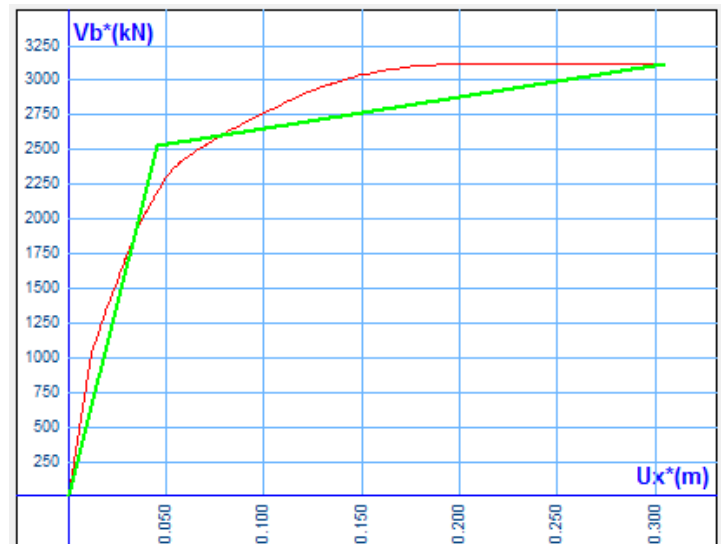
$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.502 = 2.253 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

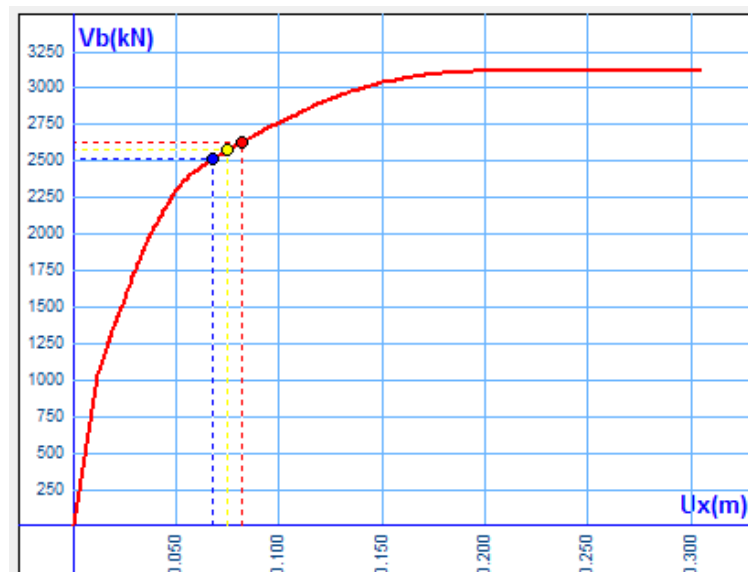
Σεισμικός συνδυασμός -Fx-0.3Fz



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.072 / 0.047) = 1.532$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.532 - 1) = 1.367$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 3.015 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.367 = 2.051 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.075 / 0.047) = 1.596$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.596 - 1) = 1.411$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 3.015 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.411 = 2.117 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.078 / 0.047) = 1.660$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.660 - 1) = 1.455$$

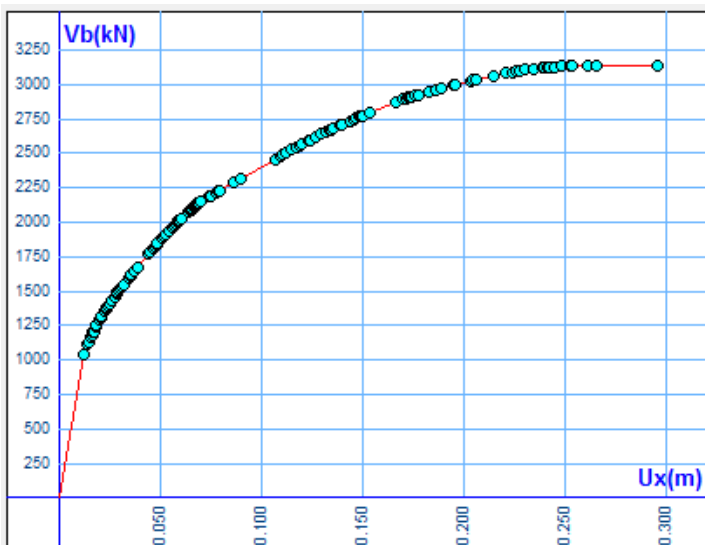
Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 3.015 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

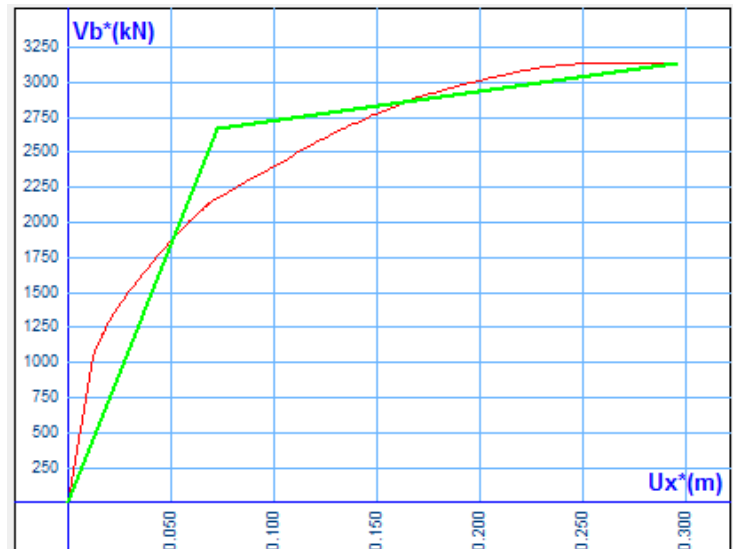
$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.455 = 2.183 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

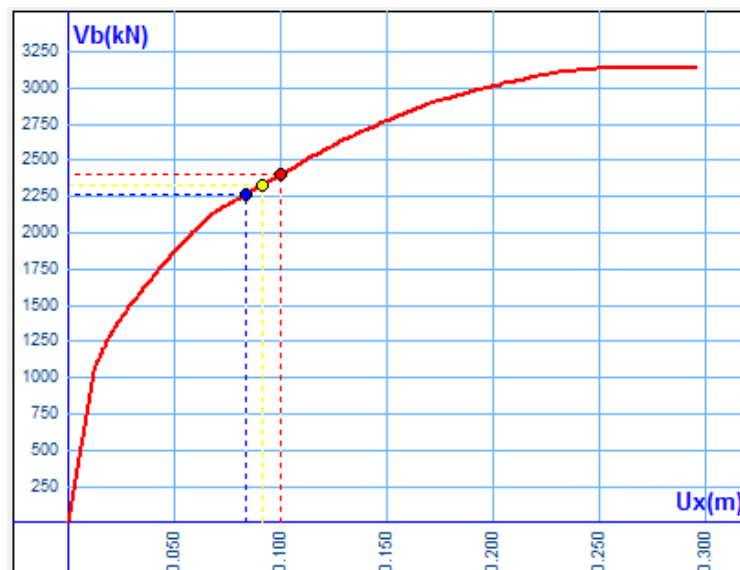
Σεισμικός συνδυασμός $F_z + 0.3F_x$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.087 / 0.072) = 1.208$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.208 - 1) = 1.144$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 3.029 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.144 = 1.715 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.095 / 0.072) = 1.319$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.319 - 1) = 1.220$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 3.029 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.220 = 1.830 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.100 / 0.072) = 1.389$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.389 - 1) = 1.268$$

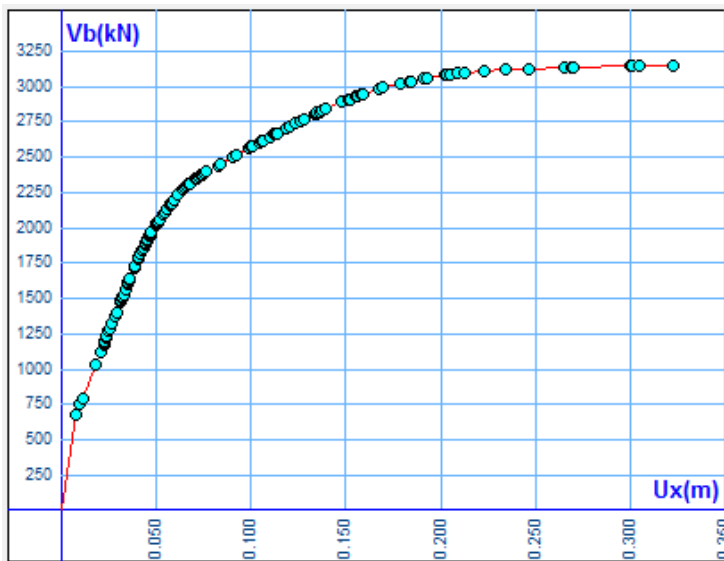
Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 3.029 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

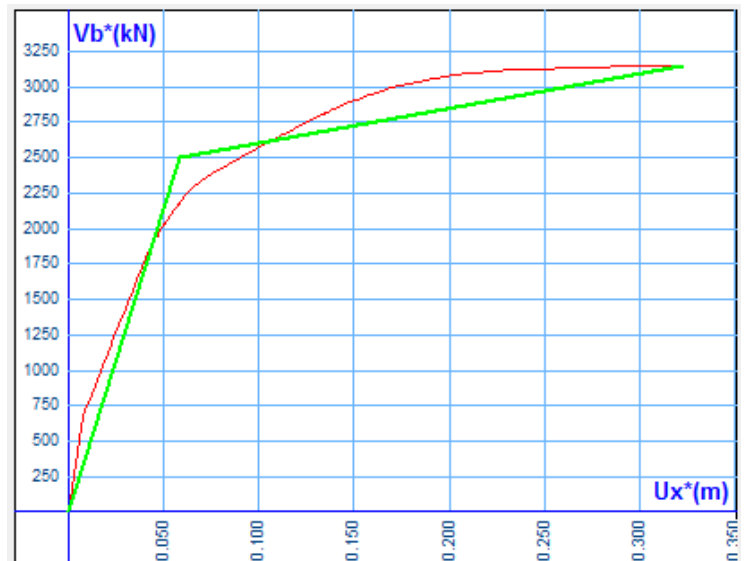
$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.268 = 1.903 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

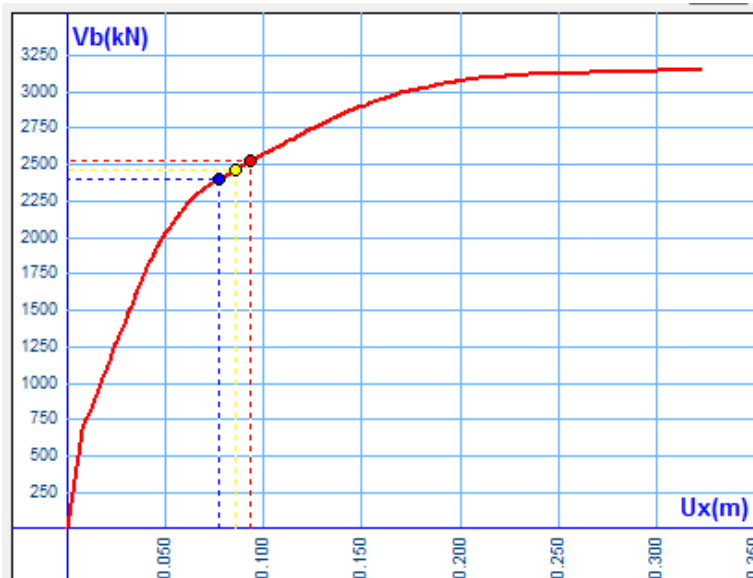
Σεισμικός συνδυασμός -Fz-0.3Fx



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.075 / 0.055) = 1.364$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.364 - 1) = 1.251$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 4.646 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.251 = 1.877 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z - 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.088 / 0.055) = 1.600$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.600 - 1) = 1.414$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 4.646 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.414 = 2.121 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z - 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.97 / 0.055) = 1.764$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.764 - 1) = 1.527$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 4.646 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

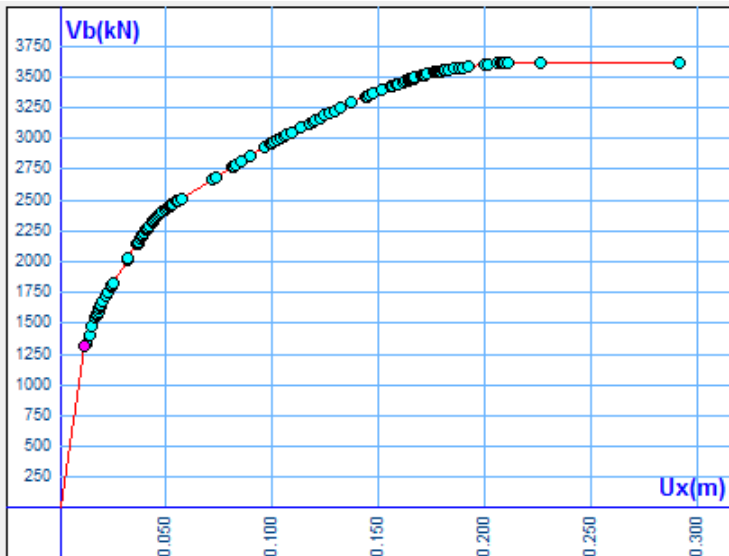
Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.527 = 2.291 < 3.5$$

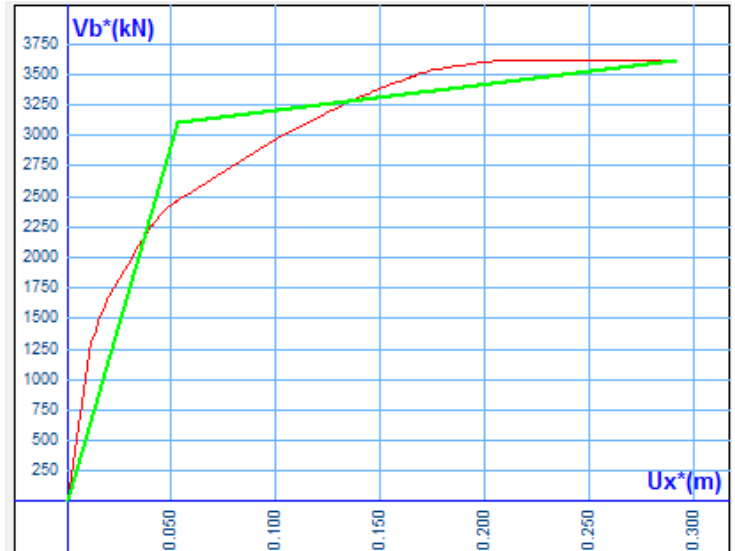
Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z - 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

Υπολογισμοί για ορθογωνική κατανομή

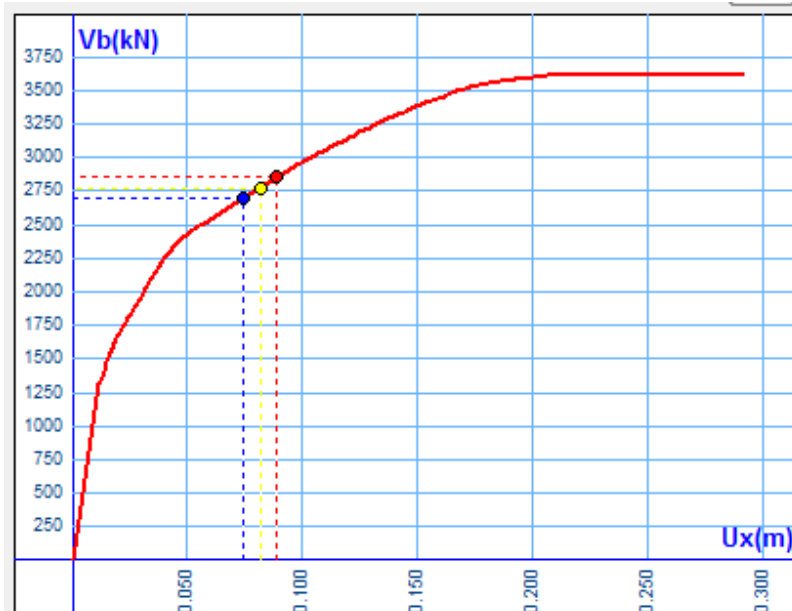
Σεισμικός συνδυασμός $F_x+0.3F_z$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta_t / \delta_y, \delta_y < \delta_t \leq \delta_u$$

$$\mu_d = (0.074 / 0.052) = 1.423$$

$$q_\pi = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_\pi = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.423 - 1) = 1.292$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 2.765 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_\pi = 1.5 * 1.292 = 1.938 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta_t / \delta_y, \delta_y < \delta_t \leq \delta_u$$

$$\mu_d = (0.080 / 0.052) = 1.538$$

$$q_\pi = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_\pi = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.538 - 1) = 1.371$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 2.765 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_\pi = 1.5 * 1.371 = 2.057 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta_t / \delta_y, \delta_y < \delta_t \leq \delta_u$$

$$\mu_d = (0.088 / 0.052) = 1.692$$

$$q_\pi = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_\pi = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.692 - 1) = 1.477$$

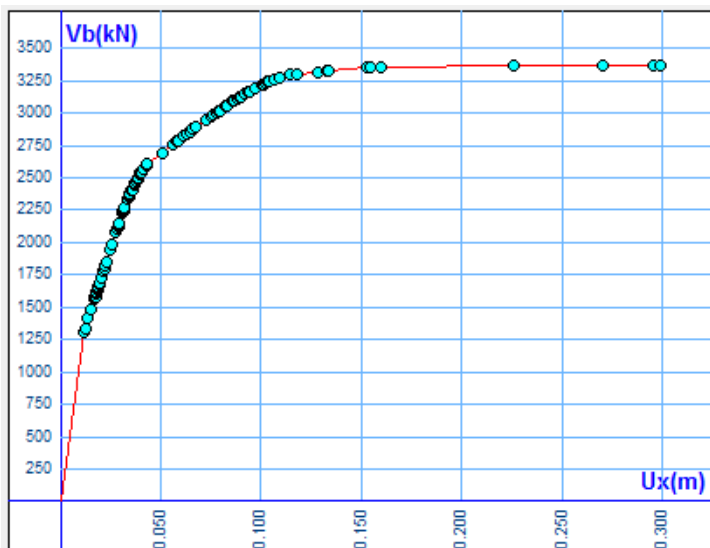
Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u=2.765>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

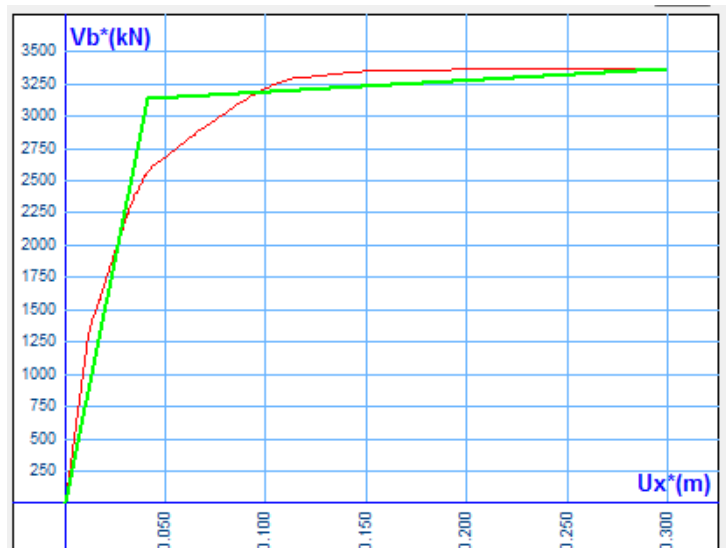
$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.477 = 2.216 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

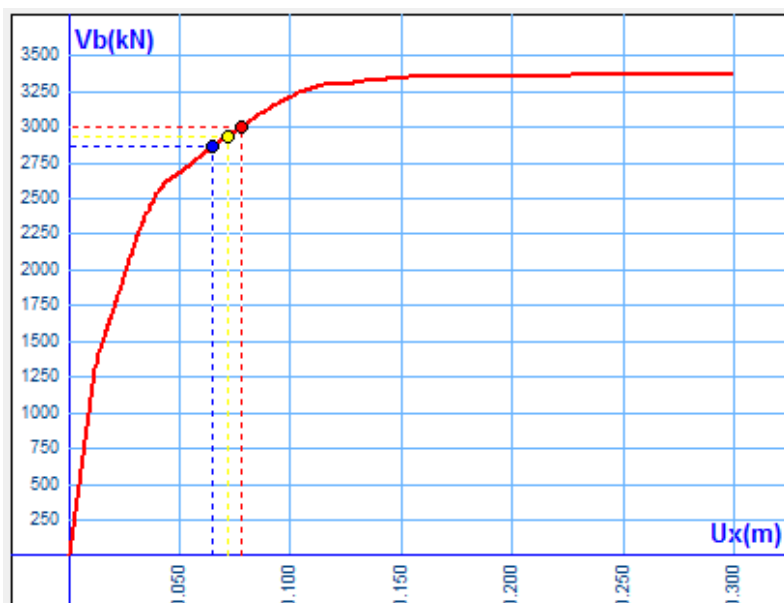
Σεισμικός συνδυασμός -Fx-0.3Fz



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.065 / 0.040) = 1.625$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.625 - 1) = 1.431$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 2.576 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.431 = 2.147 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.074 / 0.040) = 1.850$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.850 - 1) = 1.587$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 2.576 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.587 = 2.381 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.076 / 0.040) = 1.900$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.900 - 1) = 1.621$$

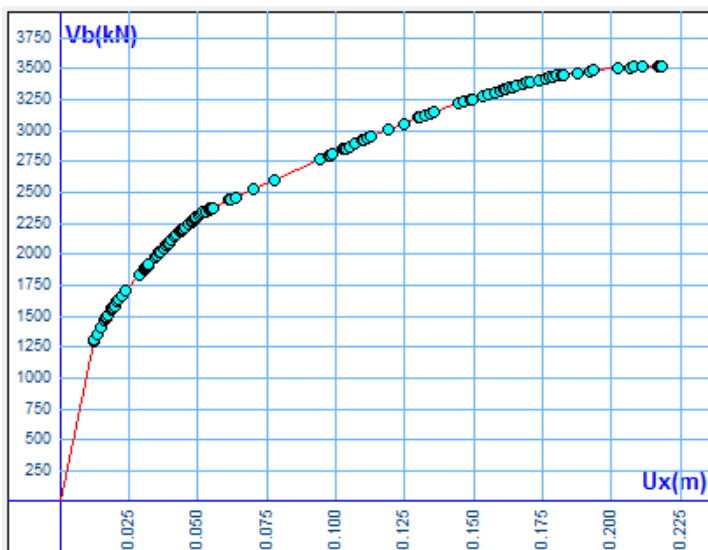
Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 2.576 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

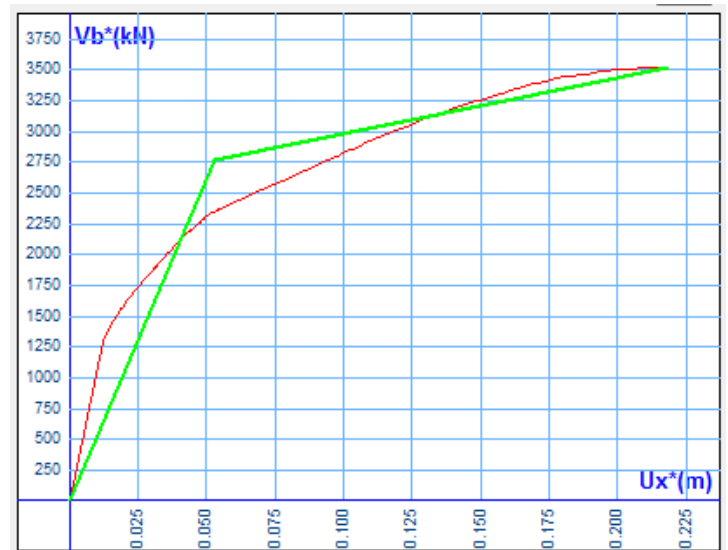
$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.621 = 2.432 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

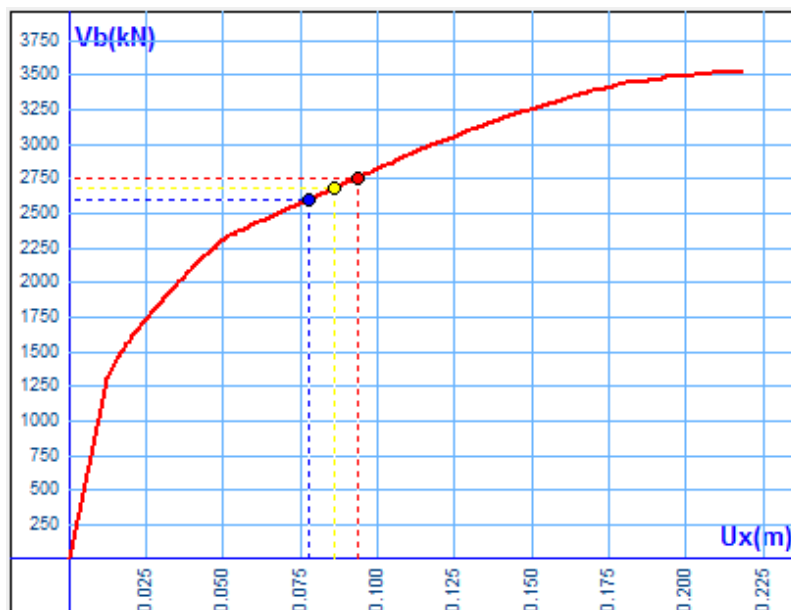
Σεισμικός συνδυασμός $F_z + 0.3F_x$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.076 / 0.051) = 1.490$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.490 - 1) = 1.338$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 2.725 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.338 = 2.007 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.086 / 0.051) = 1.686$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.686 - 1) = 1.473$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 2.725 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.473 = 2.210 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.095 / 0.051) = 1.863$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.863 - 1) = 1.595$$

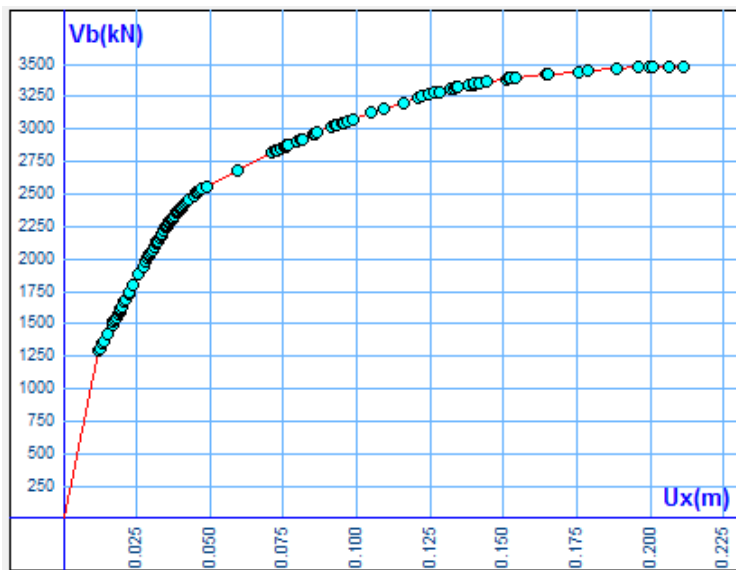
Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 2.725 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

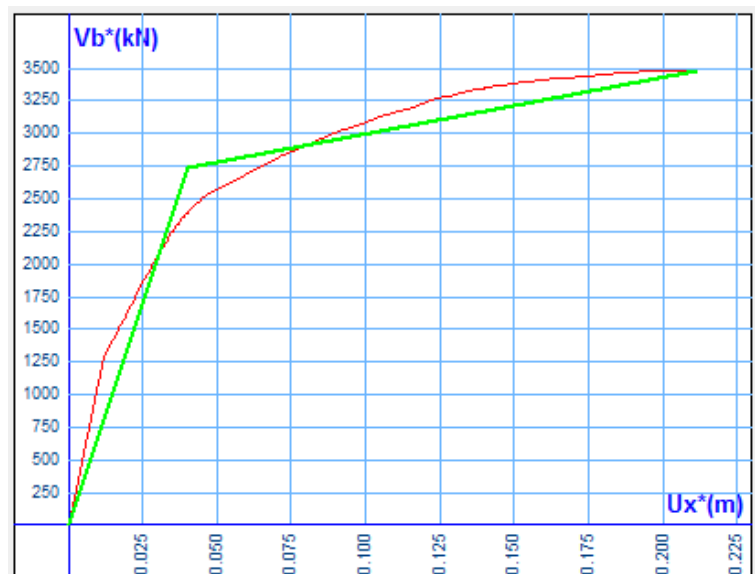
$$q = q_u \cdot q_{\pi} = 1.5 \cdot 1.595 = 2.393 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

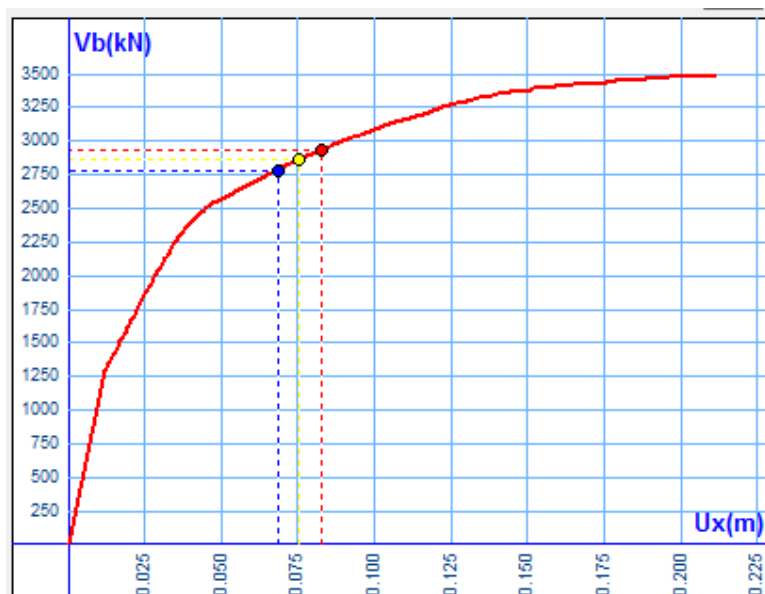
Σεισμικός συνδυασμός -Fz-0.3Fx



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.073 / 0.038) = 1.921$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (1.921 - 1) = 1.635$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 2.696 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.635 = 2.453 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z - 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.075 / 0.038) = 2.053$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (2.053 - 1) = 1.727$$

Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 2.696 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.727 = 2.591 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z - 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta t / \delta y, \delta y < \delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d = (0.085 / 0.038) = 2.237$$

$$q_{\pi} = 1 + (T/TC) * (\mu_d - 1), T \leq TC \rightarrow q_{\pi} = 1 + (0.34473 / 0.50) * (2.237 - 1) = 1.854$$

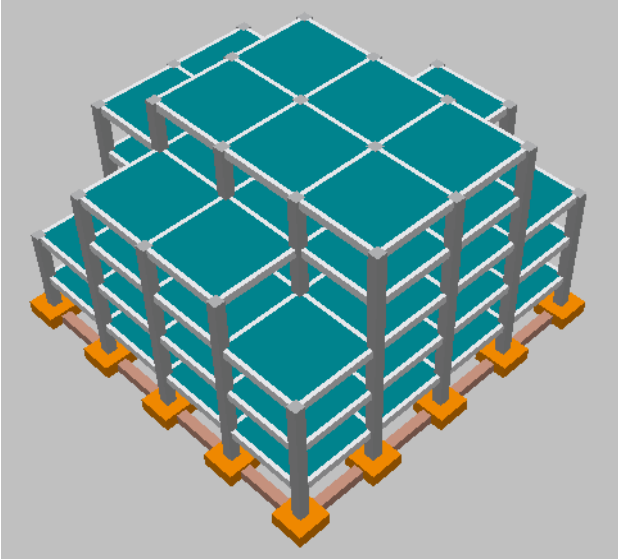
Από τον πίνακα 23 έχουμε ότι $q_u = 2.696 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

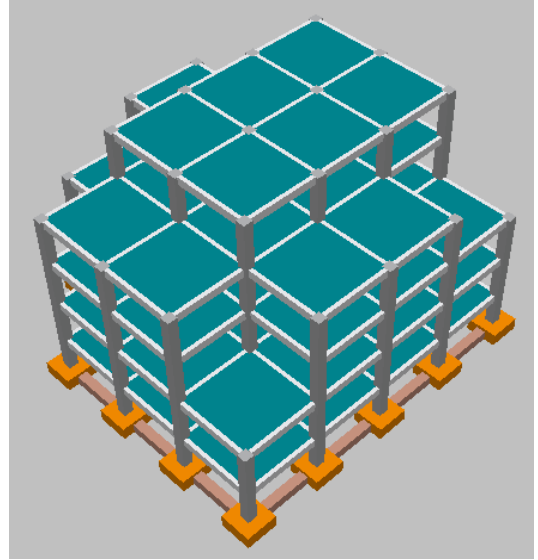
$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.854 = 2.781 < 3.$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z - 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

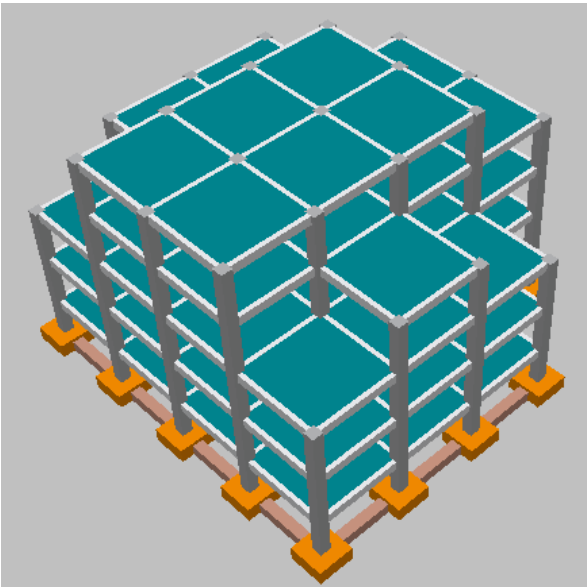
ΚΤΙΠΙΟ 3



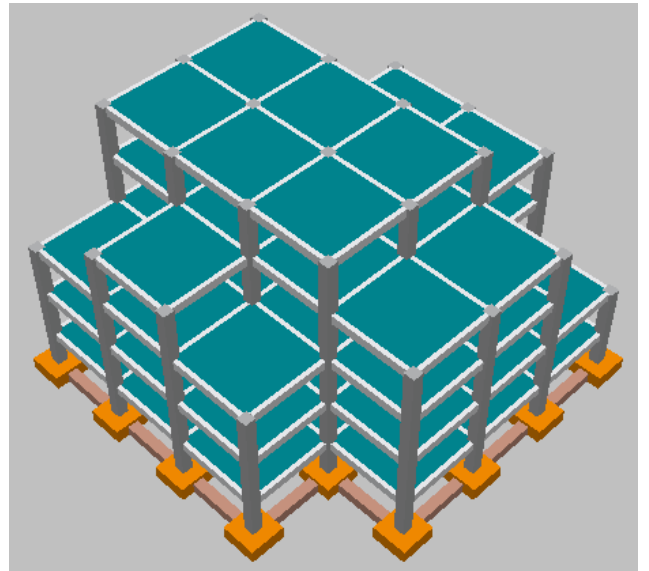
Όψη 1



Όψη 2

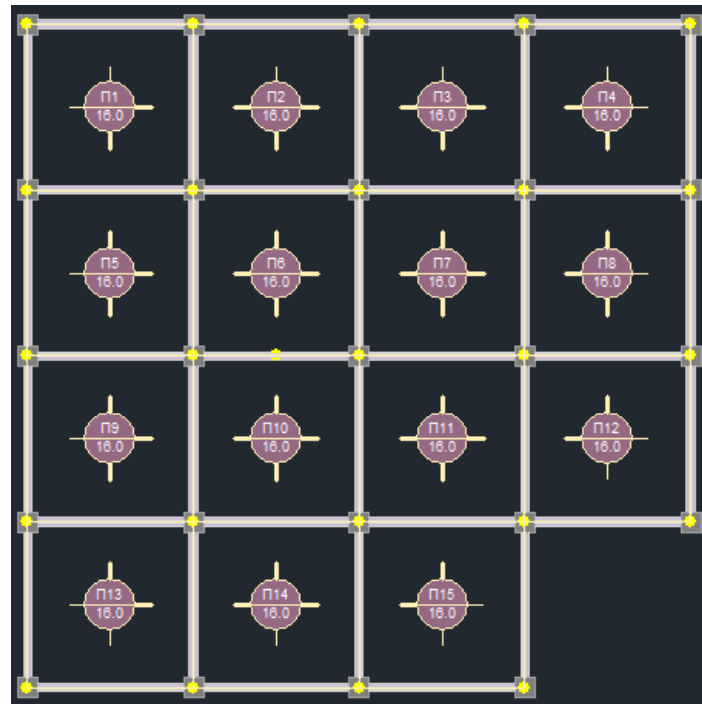


Όψη 3

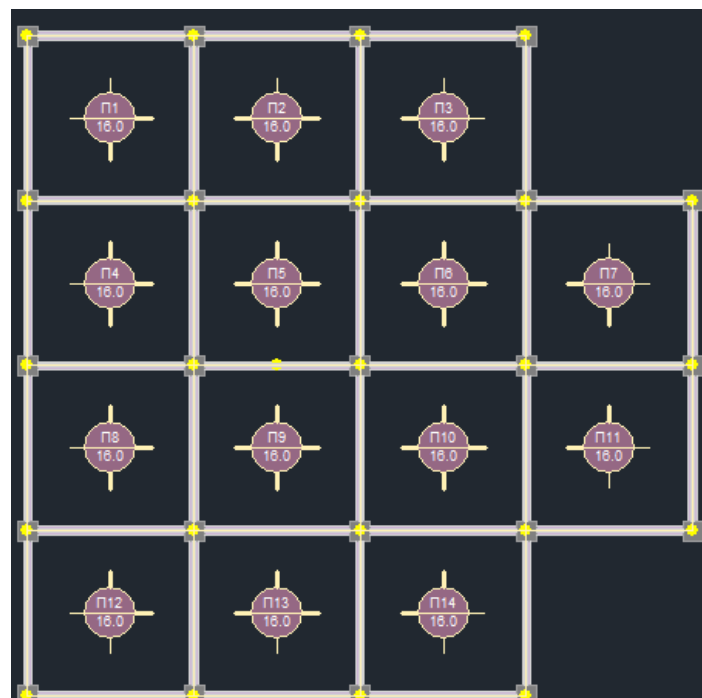


Όψη 4

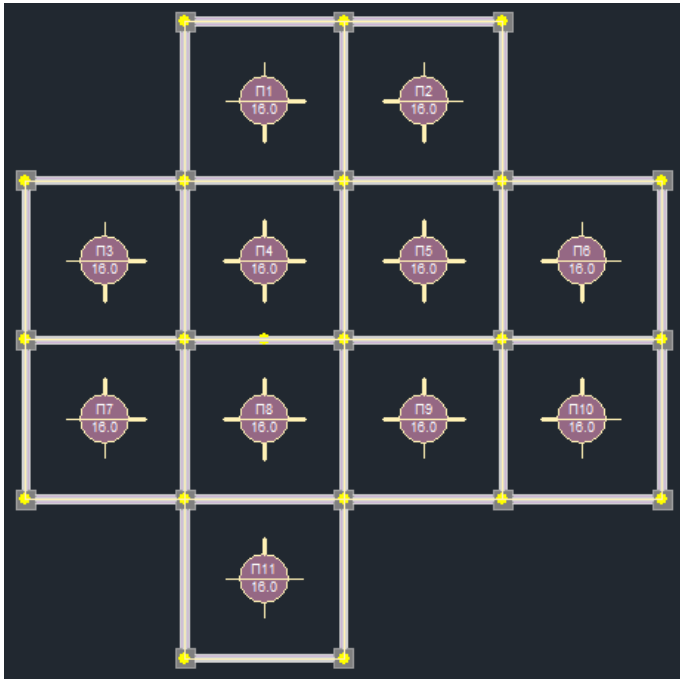
Το παρόν κτίριο είναι πενταώροφο και είναι κατασκευασμένο από σκυρόδεμα ποιότητας C20/25, χάλυβα B500C και έχει διαστάσεις πλακών 500x500cm πάχους 16cm, υποστυλωμάτων 60x60 cm και θεμελίων (μεμονωμένων πεδίων) 200x200 cm και ύψους 80 cm.



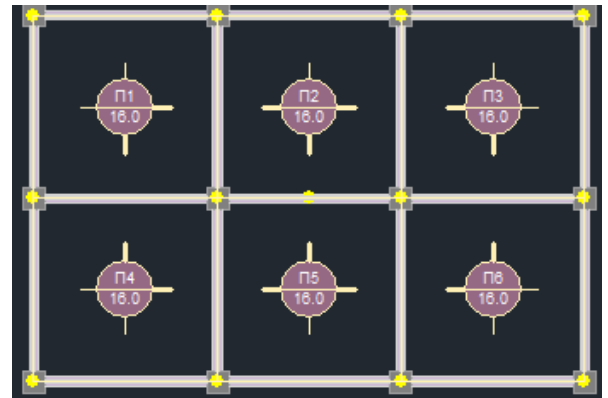
Κάτοψη ορόφων 1 και 2



Κάτοψη τρίτου ορόφου



Κάτοψη τέταρτου ορόφου



Κάτοψη πέμπτου ορόφου

Τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν για τη δυναμική ανάλυση είναι:

- Μόνιμα: 2 KN/m^2
- Κινητά: 1.5 KN/m^2

Η ανάλυση του κτιρίου για τους ελέγχους και για τον προσδιορισμό της ιδιοπεριόδου και τη δημιουργία των συνδυασμών φόρτισης, σύμφωνα με τους οποίους θα γίνει αργότερα η διαστασιολόγηση του φορέα, είναι η δυναμική φασματική ανάλυση με ομόσημα στρεπτικά ζεύγη όπως ορίζει ο ΕΑΚ-2000. Στη συνέχεια δίνονται οι παράμετροι της ανάλυσης καθώς και τα αποτελέσματα των ελέγχων και της σεισμικής δράσης.

Παράμετροι υπολογισμού

Παράμετροι Υπολογισμού	
Ζώνη Σεισμικής επικινδυνότητας	: I
Επιτάχυνση Βαρύτητας g (m/sec ²)	: 9.810
Σεισμική Επιτάχυνση εδάφους $A=\alpha \cdot g$: $0.16 \cdot 9.810=1.5696$
Κατηγορία Εδάφους	: B
Χαρακτηριστικές Περίοδοι φάσματος	: $T1=0.15$ $T2=0.60$ (sec)
Συντελεστής-Κατηγορία Σπουδαιότητας	: $\gamma_i=1.000$ - Σ
Συντελεστής Επιρροής Θεμελίωσης	: $\theta=1.000$
Συντελεστής Σεισμικής Συμπεριφοράς	: $\alpha_x=3.500$ - $\alpha_z=3.500$
Συντελεστής Φασματικής Ενίσχυσης	: $\beta_o=2.50$
Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης	: $j=5.000\%$
Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης	: $\eta=1.000$
Γωνία Προσανατολισμού κύριων αξόνων	: 0.00

Πίνακας 22

Αποτελέσματα ελέγχων

Ελεγχος Διαφοράς Μαζών και Ακαμψιών Σταθμών Κτιρίου (& 3.5.1.[4].β,γ)								
α/α	Συν/κο	Συν.Μάζα	Συνολικές Ακαμψίες		Διαφορές Μαζών - Ακαμψιών			
Στάθμης	Υψός (M)	KN/g	Κi*10 ³ (KNM)		(Mi+1-Mi)/Mi - (Ki+1-Ki)/Ki			
			(Ki-X)	(Ki-Z)	(ΔMi)	(ΔKi-X)	(ΔKi-Z)	
1	3.000	343.450	3416.727	3416.727				
2	6.000	350.881	2505.600	2505.600	ανξ.	0.02 ελ.	0.26 ελ.	0.26
3	9.000	327.041	2401.200	2401.200	ελ.	0.06 ελ.	0.04 ελ.	0.04
4	12.000	256.906	2088.000	2088.000	ελ.	0.21 ελ.	0.13 ελ.	0.13
5	15.000	133.530	1252.800	1252.800	ελ.	0.48 ελ.	0.40 ελ.	0.40
<p>Μάζες : Η Αύξηση πρέπει <=0.35 - Η Ελάττωση πρέπει <=0.50</p> <p>Ακαμψίες : Η Αύξηση πρέπει <=0.35 - Η Ελάττωση πρέπει <=0.50</p>								
Ο έλεγχος ικανοποιεί τα κριτήρια κανονικότητας της & 3.4.1.[4].β,γ								
Κέντρο Βάρους - Κέντρο Πλασματικού Άξονα & 3.3.3 Ε.Α.Κ.								
α/α	Συν/κο	ΚΕΝΤΡΟ ΒΑΡΟΥΣ		ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΑΣΜΑΤΙΚΟΥ ΑΞΟΝΑ		Απόσταση		
Στάθμης	Υψος (m)	X Συντ. (m)	Z Συντ. (m)	X Συντ. (m)	Z Συντ. (m)	Κ.Β-Κ.Π.Α (m)		
1	3.000	14.5159	9.5159	14.5159	9.5159	0.0000		
2	6.000	14.4765	9.5549	14.4765	9.5549	0.0000		
3	9.000	14.0239	9.9579	14.0239	9.9579	0.0000		
4	12.000	14.6205	9.3949	14.6205	9.3949	0.0000		
5	15.000	12.5000	10.0000	12.5000	10.0000	0.0000		

Πίνακας 23

Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως-----Αμεταθετότητα Πλαισίων---						Διευθυνση X	
----- (ε4.1.2.2 Ε.Α.Κ)----- (ε14.3.1α Ε.Κ.Ω.Σ.2000)---						*-----	
α/α	Συν/κο	Κατακόρυφα	Σχετική	Οριζόντια	Συντ/της	Ελεγχος	
Στάθμης	Υψός (Μ)	Φορτία (ΚΝ)	Μετ/ση (mm)	Δύναμη (ΚΝ)	θx	2ας Τάξης Πλαισίων	
1-50	3.000	14411.450	0.6793	264.876	0.0431	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	
2-50	6.000	10944.907	2.1003	282.184	0.0950	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	
3-52	9.000	7364.328	2.7721	295.301	0.0807	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	
4-53	12.000	4024.182	2.4612	271.534	0.0426	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	
5-53	15.000	1393.178	1.1829	139.938	0.0137	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	
*-----							
ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ/ ΕΠΣ=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΜΕ ΕΠΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ/ ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ							
Ελεγχος Επιρροών 2ας Τάξεως-----Αμεταθετότητα Πλαισίων---						Διευθυνση Z	
----- (ε4.1.2.2 Ε.Α.Κ)----- (ε14.3.1α Ε.Κ.Ω.Σ.2000)---						*-----	
α/α	Συν/κο	Κατακόρυφα	Σχετική	Οριζόντια	Συντ/της	Ελεγχος	
Στάθμης	Υψός (Μ)	Φορτία (ΚΝ)	Μετ/ση (mm)	Δύναμη (ΚΝ)	θz	Επιρροή 2ας Τάξης	
1-26	3.000	14966.002	0.7532	513.469	0.0256	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	
2-26	6.000	11396.177	2.3215	501.812	0.0615	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	
3-26	9.000	7663.874	2.5453	444.170	0.0512	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	
4-58	12.000	4184.099	4.3236	610.955	0.0345	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	
5-58	15.000	1445.432	3.3483	328.671	0.0172	ΕΠ. (<=0.1) Αμετάθετα	
*-----							
ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ/ ΕΠΣ=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ ΜΕ ΕΠΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ/ ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ							
Ελεγχος Αμεταθετότητας Πλαισίων (ε14.3.1β Ε.Κ.Ω.Σ.2000)						Διευθυνση X	
*-----							
Στάθμη	αρ, ορόφων	Συν.Υψος	Κατ.φορτία	Ακαμψίες	htot*sqr(Fv/Kix)	Ελεγχος	
Πάκτωσης	n	htot (m)	Fv (kN)	Kix*10^3 (kNm2)	<=0.2+0.1*n	n<=3 Πλαισίων	
					<=0.6	n>=4 *	
1	5	15.000	16199.931	10250.182	0.596	< 0.6	Αμετάθετα
2	4	12.000	12397.676	7516.800	0.487	< 0.6	Αμετάθετα
3	3	9.000	8422.620	7203.600	0.308	< 0.5	Αμετάθετα
4	2	6.000	4689.114	6264.000	0.164	< 0.4	Αμετάθετα
5	1	3.000	1679.978	3758.400	0.063	< 0.3	Αμετάθετα
*-----							
ΤΟ ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΥΨΟΣ htot ΚΑΙ Ο ΑΡΙΘΜΟΣ ΟΡΟΦΩΝ ΜΕΤΡΑΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΚΑΘΕ ΣΤΑΘΜΗ ΠΑΚΤΩΣΗΣ							

Πίνακας 24

Ελεγχος Αμεταθετότητας Πλαισίων (ε14.3.1β Ε.Κ.Ω.Σ.2000)						Διευθυνση Z	
*-----							
Στάθμη	αρ, ορόφων	Συν.Υψος	Κατ.φορτία	Ακαμψίες	htot*sqr(Fv/Kix)	Ελεγχος	
Πάκτωσης	n	htot (m)	Fv (kN)	Kix*10^3 (kNm2)	<=0.2+0.1*n	n<=3 Πλαισίων	
					<=0.6	n>=4 *	
1	5	15.000	16199.931	10250.182	0.596	< 0.6	Αμετάθετα
2	4	12.000	12397.676	7516.800	0.487	< 0.6	Αμετάθετα
3	3	9.000	8422.620	7203.600	0.308	< 0.5	Αμετάθετα
4	2	6.000	4689.114	6264.000	0.164	< 0.4	Αμετάθετα
5	1	3.000	1679.978	3758.400	0.063	< 0.3	Αμετάθετα
*-----							
ΤΟ ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΥΨΟΣ htot ΚΑΙ Ο ΑΡΙΘΜΟΣ ΟΡΟΦΩΝ ΜΕΤΡΑΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΚΑΘΕ ΣΤΑΘΜΗ ΠΑΚΤΩΣΗΣ							
Ελεγχος Γωνιακής Παραμόρφωσης ορόφου Σ 4.2.2 Διεύθυνση X						*-----	
α/α	Συν/κο	Μέγιστη Δ	Υψος Ορόφου	Συντελεστής γ	Ελεγχος		
Στάθμης	Υψος (Μ)	Σχετ.Μετακ. (mm)	h (m)	q*Δ/2.5*h>=Δ/h	Ορόφου γορ=0.005		
1	3.000	0.679	3.000	0.0003	ΕΠ (γ<=γορ)		
2	6.000	2.100	3.000	0.0010	ΕΠ (γ<=γορ)		
3	9.000	2.772	3.000	0.0013	ΕΠ (γ<=γορ)		
4	12.000	2.461	3.000	0.0011	ΕΠ (γ<=γορ)		
5	15.000	1.183	3.000	0.0006	ΕΠ (γ<=γορ)		
*-----							
ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ / ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ							
Ελεγχος Γωνιακής Παραμόρφωσης ορόφου Σ 4.2.2 Διεύθυνση Z						*-----	
α/α	Συν/κο	Μέγιστη Δ	Υψος Ορόφου	Συντελεστής γ	Ελεγχος		
Στάθμης	Υψος (Μ)	Σχετ.Μετακ. (mm)	h (m)	q*Δ/2.5*h>=Δ/h	Ορόφου γορ=0.005		
1	3.000	0.753	3.000	0.0004	ΕΠ (γ<=γορ)		
2	6.000	2.322	3.000	0.0011	ΕΠ (γ<=γορ)		
3	9.000	2.545	3.000	0.0012	ΕΠ (γ<=γορ)		
4	12.000	4.324	3.000	0.0020	ΕΠ (γ<=γορ)		
5	15.000	3.348	3.000	0.0016	ΕΠ (γ<=γορ)		
*-----							
ΕΠ.=ΕΠΙΤΡΕΠΕΤΑΙ / ΑΠ.=ΑΠΑΓΟΡΕΥΕΤΑΙ							

Πίνακας 25

Υπολογισμός Σεισμικού Αρμού & 4.1.7.2(3) Ε.Α.Κ.

Υπολογισμός μέγιστων σεισμικών μετακινήσεων του κτιρίου σε περίπτωση εμβολισμού υποστυλωμάτων από πλάκες ή άλλα στοιχεία του παρακειμένου κτιρίου.

Οι μετατοπίσεις πολλαπλασιάστηκαν με τον συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς α

$$\Delta = \Delta_{\text{πολ.}} \cdot \alpha$$

Κατά x : $\Delta x = 4.97 \text{ cm}$

Κατά z : $\Delta z = 6.46 \text{ cm}$

Προτεινόμενος σεισμικός αρμός ανευ υπολογισμού & 4.1.7.2(4)

Σε κτίρια που βρίσκονται σε επαφή, και όταν δεν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστυλωμάτων σε κανένα από τα δύο κτίρια, το εύρος του αντίστοιχου αρμού, εφόσον δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, μπορεί να καθορίζεται με βάση τον συνολικό αριθμό των υπέρ το έδαφος εν επαφή ορόφων ως εξής:

Κατά x : $\Delta x = 8.00 \text{ cm}$

Κατά z : $\Delta z = 8.00 \text{ cm}$

Πίνακας 26

Αποτελέσματα σεισμικής δράσης

α/α Στάθμης	Υψόμετρο (m)	Διαστάσεις Lix (m)	Κατόψεις LIIz (m)	Συντ.ψ2 φόρτ.2	Τυχηματικές etix(m)	Εκκ/τες etiz(m)
0	0.000	20.000	20.000	0.300	2.000	2.000
1	3.000	20.000	20.000	0.300	2.000	2.000
2	6.000	20.000	20.000	0.300	2.000	2.000
3	9.000	20.000	20.000	0.300	2.000	2.000
4	12.000	20.000	20.000	0.300	2.000	2.000
5	15.000	15.000	10.000	0.300	1.500	1.000

etix = 0.100 *Lix , etiz = 0.100 *LIIz

Ιδιοπερίοδοι Κτιρίου με τον προσεγγιστικό τύπο του (Rayleigh)

Διεύθυνση Ix : TIx (sec)= 0.5051 Rd(T)= 1.1211 Rd(T)/g= 0.1143
 Διεύθυνση IIZ: TIIz(sec)= 0.5198 Rd(T)= 1.1211 Rd(T)/g= 0.1143
 Διεύθυνση y : Ty (sec)= 0.0063 Rd(T)= 1.1186 Rd(T)/g= 0.1140

Καθ' ύψος Κατανομή της Ισοδύναμης Στατικής Φόρτισης (Τέμνουσα-Ροπή)

α/α Σταθ.	Υψομ. (m)	ΦΟΡΤ.3-I (Kn)	ΦΟΡΤ.4-II (Kn)	ΦΟΡΤ.5-I Απο maxex	ΦΟΡΤ.6-I Απο minex	ΦΟΡΤ.7-II Απο maxex	ΦΟΡΤ.8-II Απο minex
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	3.000	146.073	146.073	0.000	292.146	292.146	0.000
2	6.000	298.467	298.467	0.000	596.933	596.933	0.000
3	9.000	417.281	417.281	0.000	834.563	834.563	0.000
4	12.000	437.060	437.060	0.000	874.119	874.119	0.000
5	15.000	283.958	283.958	0.000	283.958	425.938	0.000

Πίνακας 27

Ιδιοπερίοδοι Κτιρίου απο Δυναμική Ανάλυση			
α/α Ιδιομορφής	Κυκλική Συχνότητα ω (Rad/sec)	Συχνότητα ν (Cycles/sec)	Περίοδος T (sec)
1	1.1886E+001	1.8916E+000	5.2864E-001
2	1.2437E+001	1.9794E+000	5.0521E-001
3	1.6297E+001	2.5937E+000	3.8555E-001
4	3.6703E+001	5.8415E+000	1.7119E-001
5	3.8810E+001	6.1769E+000	1.6189E-001
6	4.6736E+001	7.4382E+000	1.3444E-001
7	7.3462E+001	1.1692E+001	8.5530E-002
8	7.6217E+001	1.2130E+001	8.2438E-002
9	8.3295E+001	1.3257E+001	7.5433E-002
10	1.1647E+002	1.8536E+001	5.3948E-002

Πίνακας 28

Από τον πίνακα 28 παίρνουμε $T=0.52864$ s για τους υπολογισμούς.

Συντελεστές Συμμετοχής Ιδιομορφών			
α/α Ιδιομορφής	Διευθύνσεις στο Κύριο Σύστημα Κατά X	Κατά Y	Συντεταγμένων Κατά Z
1	-5.7945E+000	-2.7046E-003	-2.9339E+001
2	-3.0955E+001	-5.5596E-003	6.1099E+000
3	-1.9633E+000	-4.0652E-005	-9.7747E+000
4	-2.1285E+000	9.1072E-004	-1.2527E+001
5	1.3458E+001	1.0070E-002	-2.3996E+000
6	1.0973E+000	3.3966E-003	4.8413E+000
7	-9.1911E-001	2.3149E-003	-8.8261E+000
8	9.4528E+000	-8.8599E-002	-9.4699E-001
9	4.2835E-001	5.0907E-003	3.9205E+000
10	-1.3198E+000	1.4384E-002	-5.9762E+000

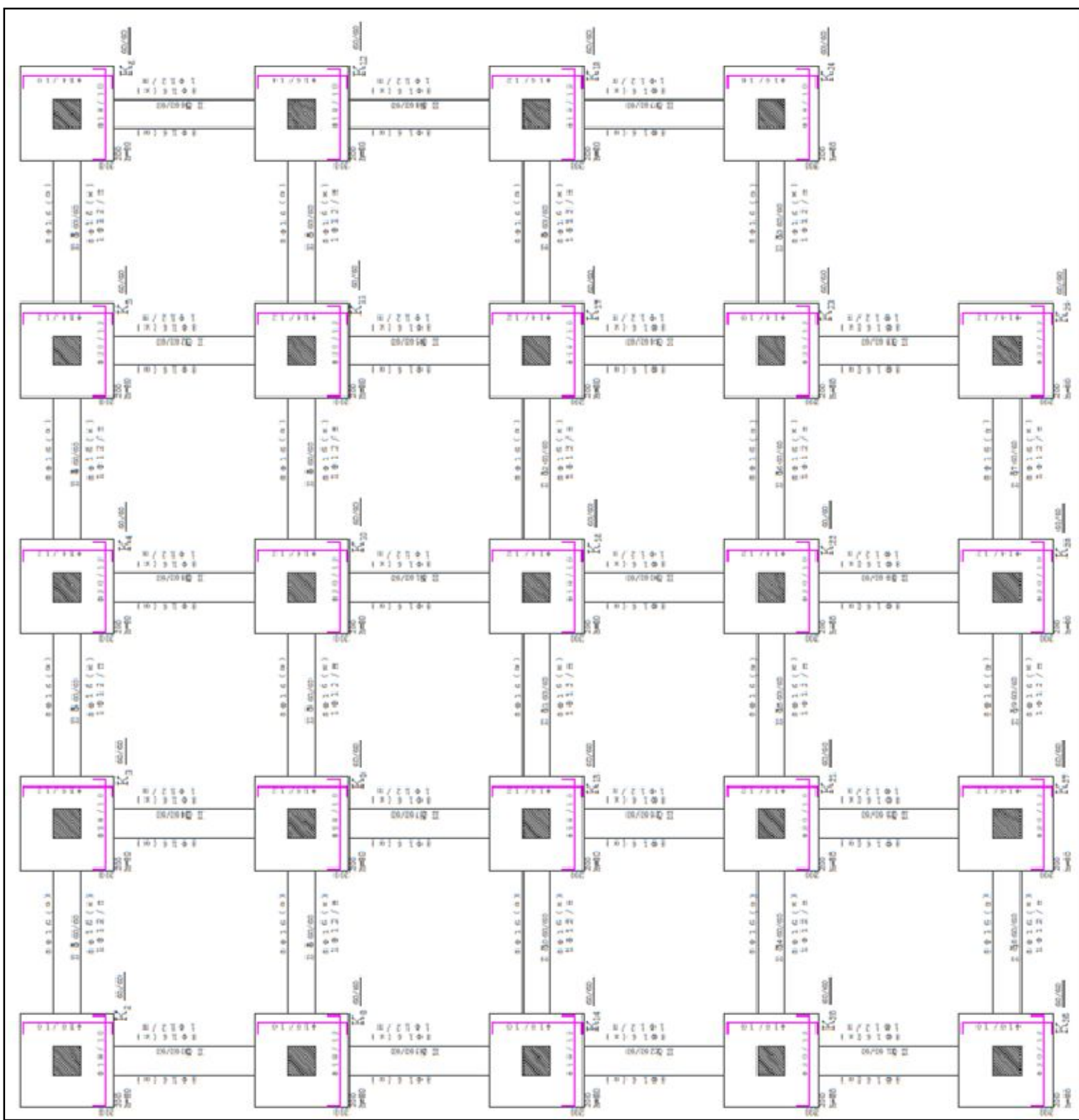
Πίνακας 29

Δρώσεις Ιδιομορφικές Μάζες (Συνολική Μάζα = 1411.883 kN/g)									
α/α Ιδιομορφής	Μ Ε Τ Α Φ Ο Ρ Ι Κ Ε Σ				Μ Α Ζ Ε Σ				
	κατά X	/	%	κατά Y	/	%			
1	33.58	/	2.38	0.00	/	0.00	860.80	/	60.97
2	958.21	/	67.87	0.00	/	0.00	37.33	/	2.64
3	3.85	/	0.27	0.00	/	0.00	95.54	/	6.77
4	4.53	/	0.32	0.00	/	0.00	156.94	/	11.12
5	181.12	/	12.83	0.00	/	0.00	5.76	/	0.41
6	1.20	/	0.09	0.00	/	0.00	23.44	/	1.66
7	0.84	/	0.06	0.00	/	0.00	77.90	/	5.52
8	89.36	/	6.33	0.01	/	0.00	0.90	/	0.06
9	0.18	/	0.01	0.00	/	0.00	15.37	/	1.09
10	1.74	/	0.12	0.00	/	0.00	35.71	/	2.53
ΣΥΝΟΛΑ	1274.62	/	90.28	0.01	/	0.00	1309.69	/	92.77

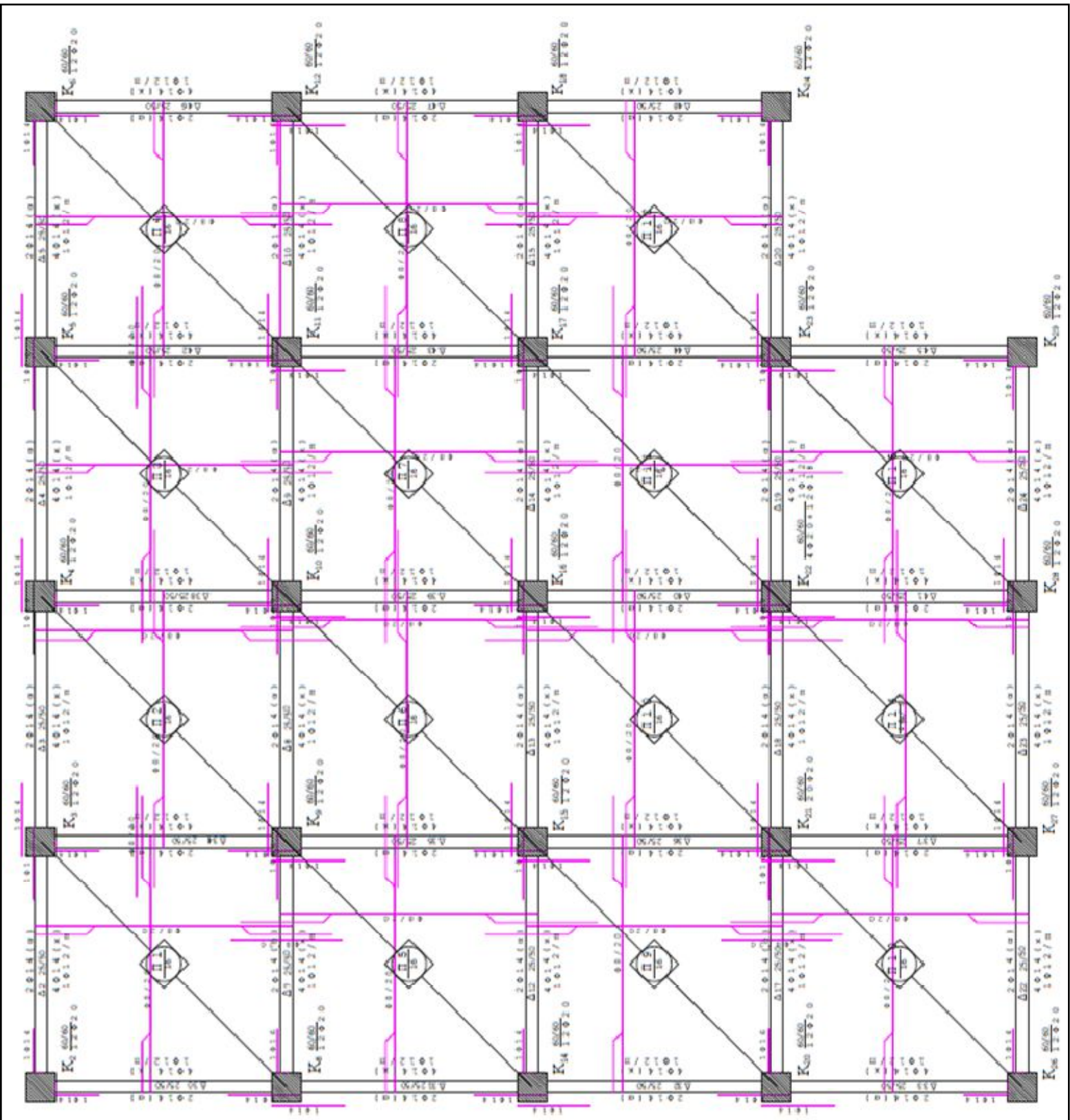
Πίνακας 30

Διαστασιολόγηση του κτιρίου

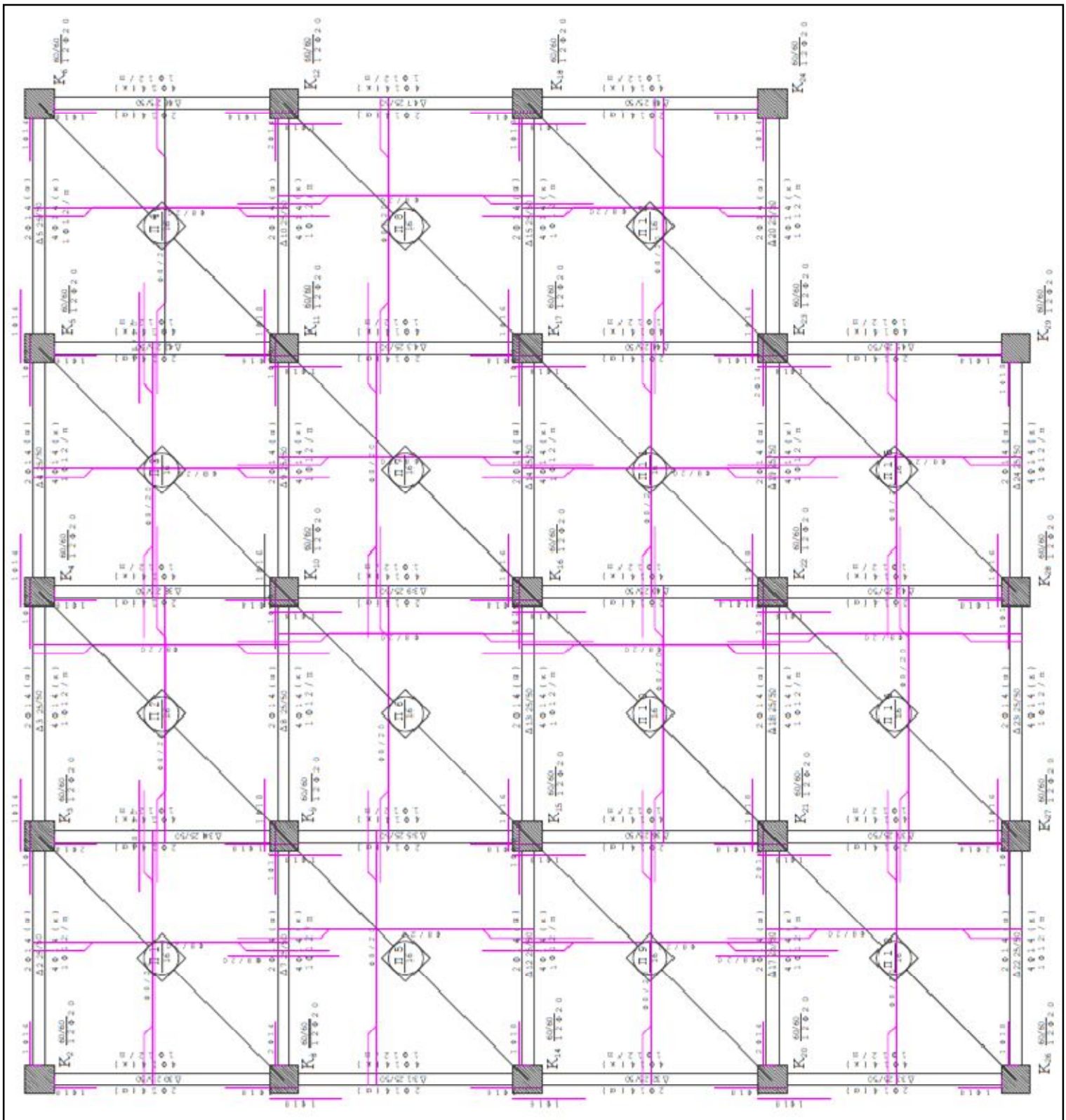
Αφού ολοκληρωθεί η ανάλυση του κτιρίου και εν συνεχεία οριστούν οι συνδυασμοί δράσεων ακολουθεί η διαστασιολόγηση του σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ-2000 και τον ΕΑΚ-2000. Στην επόμενη σελίδα παρουσιάζονται οι ξυλότυποι της θεμελίωσης και των τεσσάρων ορόφων καθώς και ο σπλισμός των υποστυλωμάτων.



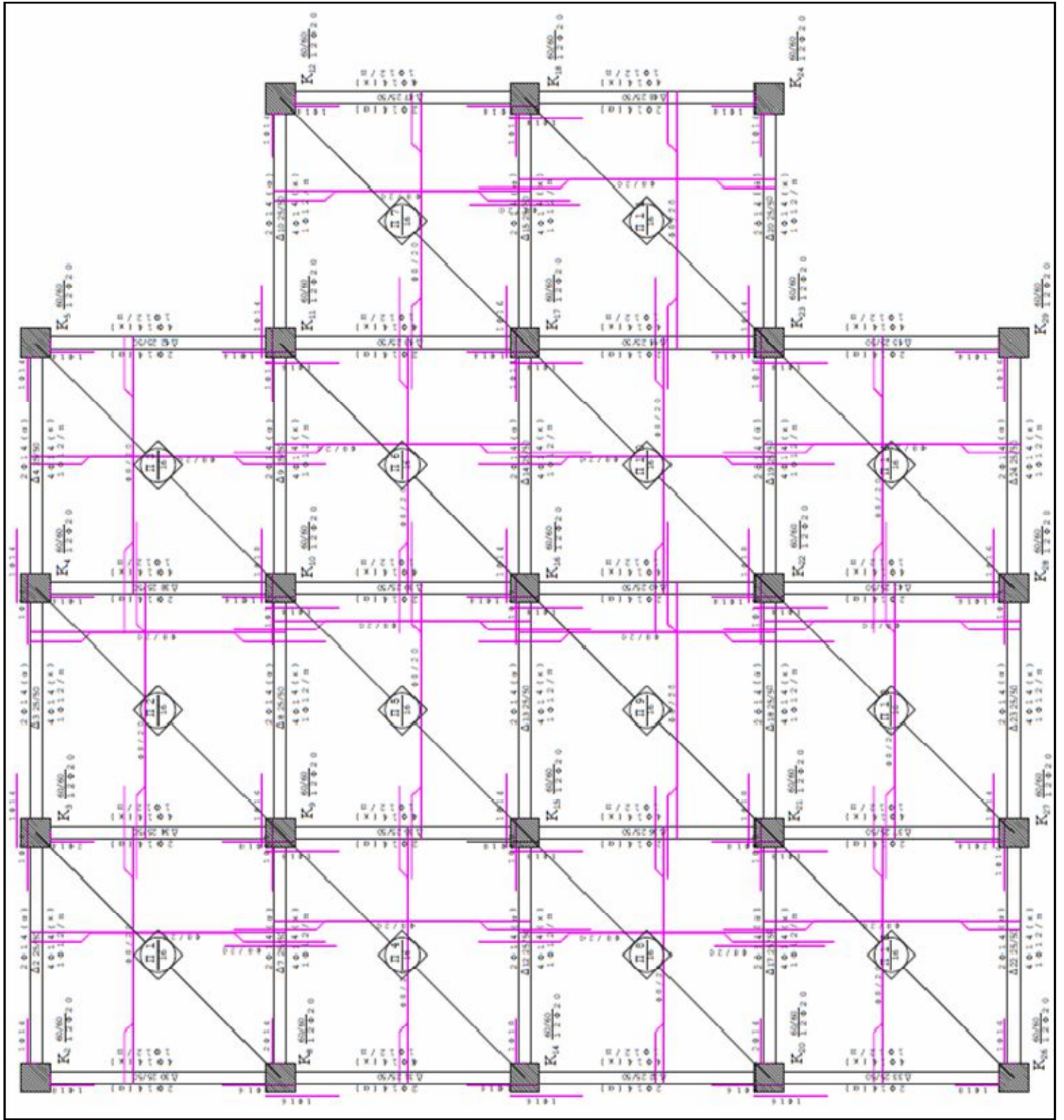
ΞΥΛΟΤΥΠΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ



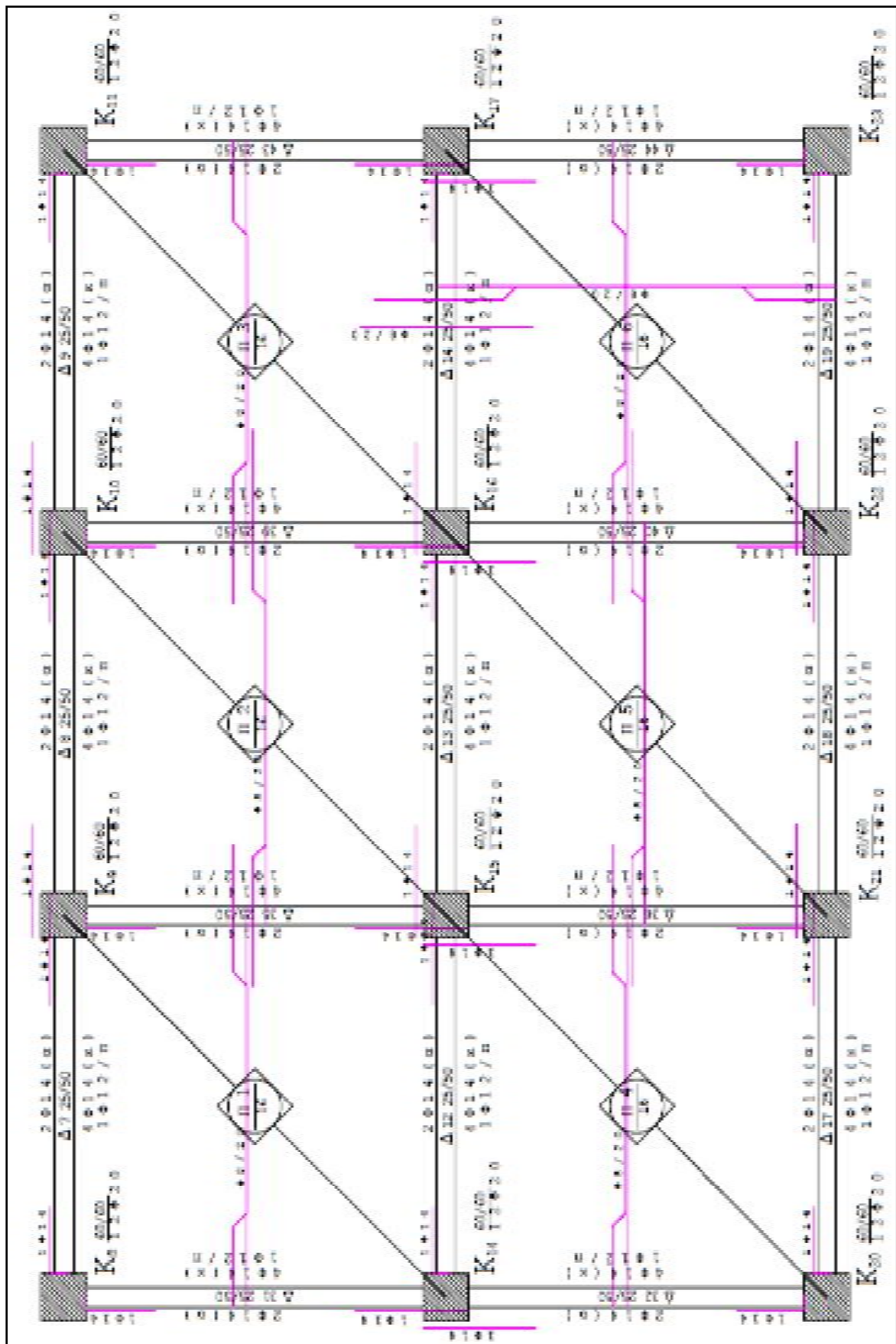
ΕΥΛΟΥΤΥΠΟΣ ΠΡΩΤΟΥ ΟΡΟΦΟΥ



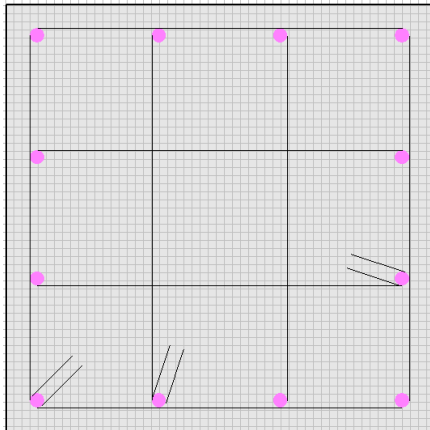
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΔΕΥΤΕΡΟΥ ΟΡΟΦΟΥ



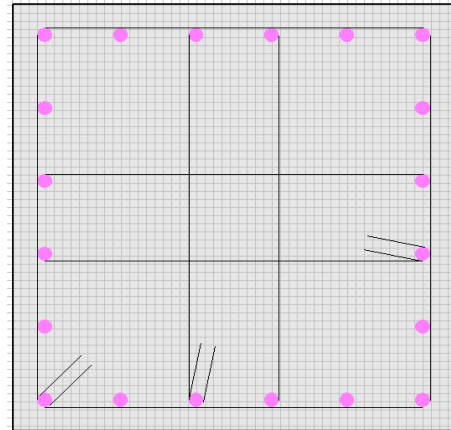
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΤΡΙΤΟΥ ΟΡΟΦΟΥ



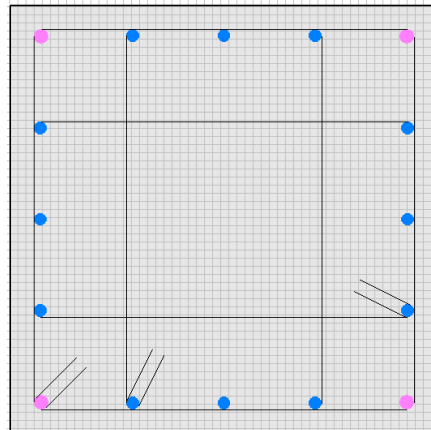
ΕΥΛΟΥΤΥΠΟΣ ΠΕΜΠΤΟΥ ΟΡΟΦΟΥ



Οπλισμός υποστυλωμάτων
12Φ20

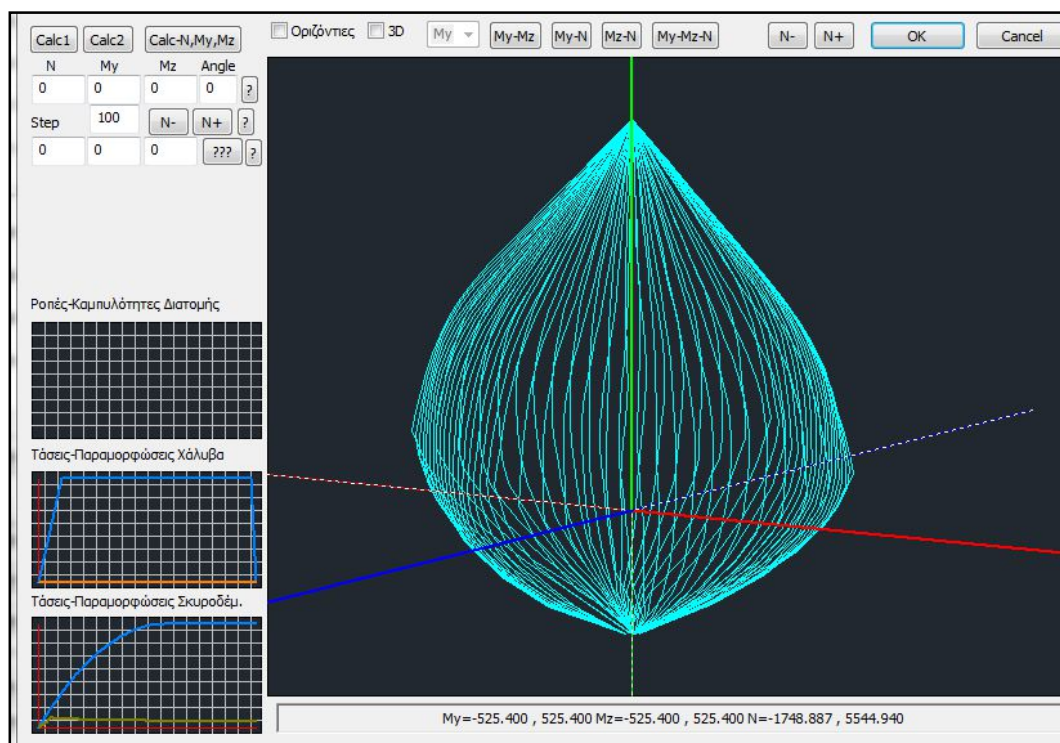


Οπλισμός υποστυλώματος K21
πρώτου ορόφου
20Φ20



Οπλισμός υποστυλώματος K22
πρώτου ορόφου
4Φ20+12Φ18

Αφού ολοκληρωθεί η διαστασιολόγηση του κτιρίου και πριν ακολουθήσει η ανάλυση pushover πραγματοποιείται έλεγχος αντοχών για τον υπολογισμό των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης σε όλα τα υποστυλώματα του φορέα. Παρακάτω δίνεται ένα παράδειγμα υπολογισμού.



Υπολογισμός διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης M-N.

Μετά την διαστασιολόγηση και τον υπολογισμό των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης πραγματοποιείται η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) προκειμένου να υπολογιστούν οι καμπύλες αντίστασης του φορέα για σεισμικούς συνδυασμούς $F_x+0.3F_z$, $-F_x-0.3F_z$, $F_z+0.3F_x$ και $-F_z-0.3F_x$ για ορθογωνική και τριγωνική κατανομή όπως ορίζει ο ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013). Στους παρακάτω πίνακες δίνονται οι παράμετροι υπολογισμού καθώς και τα αποτελέσματα από τα οποία θα λάβουμε τους λόγους υπεραντοχής.

Παράμετροι υπολογισμού

Παράμετροι Υπολογισμού	

Κλάση Πλαστιμότητας	: DCM
Τύπος Φάσματος	: Τύπος 1
Ζώνη Σεισμικής επικινδυνότητας	: I
Επιτάχυνση Βαρύτητας g (m/sec ²)	: 9.810
Σεισμική Επιτάχυνση εδάφους αg _R	: 0.16*9.810=1.5696
Σύστημα κτιρίου κατά X	: Σύστημα Πλαισίων
Σύστημα κτιρίου κατά Z	: Σύστημα Πλαισίων
Κατηγορία Εδάφους	: B
Χαρακτηριστικές Περίοδοι Φάσματος	: TB=0.15 TC=0.50 TD=2.50 (sec)
Συντελεστής-Κατηγορία Σπουδαιότητας	: γ _i =1.000 - Σ2
Συντελεστής Φασματικής Ενίσχυσης	: β _o =2.50
Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης	: ξ=5.000%

Πίνακας 31

Αποτελέσματα

Α/Α	Ανάλυση	Είδος Ανάλυσης-Κατανομής	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μέγιστη Μετακ. (m)	Λόγος Υπεραντοχής

1	Τριγωνική	F _x +0.30*F _z	6086.793	0.426	6.005
13	Τριγωνική	-F _x -0.30*F _z	6504.275	0.426	6.181
17	Τριγωνική	F _z +0.30*F _x	3952.814	0.385	34.836
29	Τριγωνική	-F _z -0.30*F _x	5776.148	0.355	5.939
101	Ορθογωνική	F _x +0.30*F _z	7316.475	0.426	5.789
113	Ορθογωνική	-F _x -0.30*F _z	8161.979	0.413	6.220
117	Ορθογωνική	F _z +0.30*F _x	3514.516	0.235	29.094
129	Ορθογωνική	-F _z -0.30*F _x	6831.220	0.388	5.633

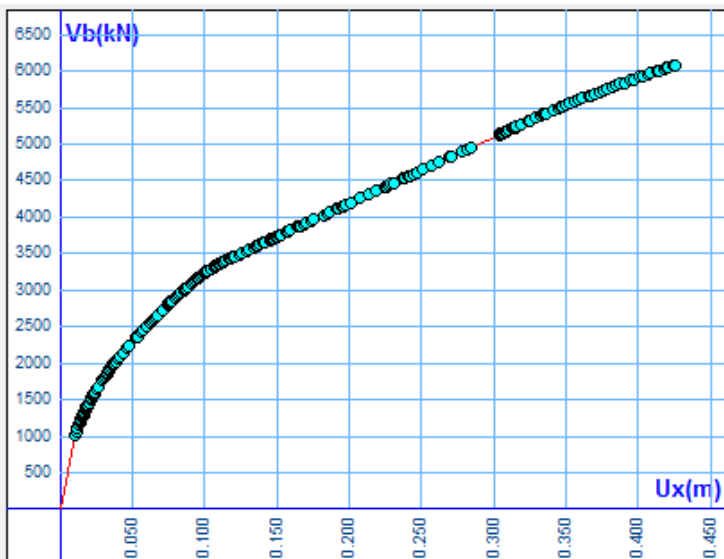
	Ελάχιστος Λόγος Υπεραντοχής X	=	5.789 (5)		
	Ελάχιστος Λόγος Υπεραντοχής Z	=	5.633 (8)		

Πίνακας 32

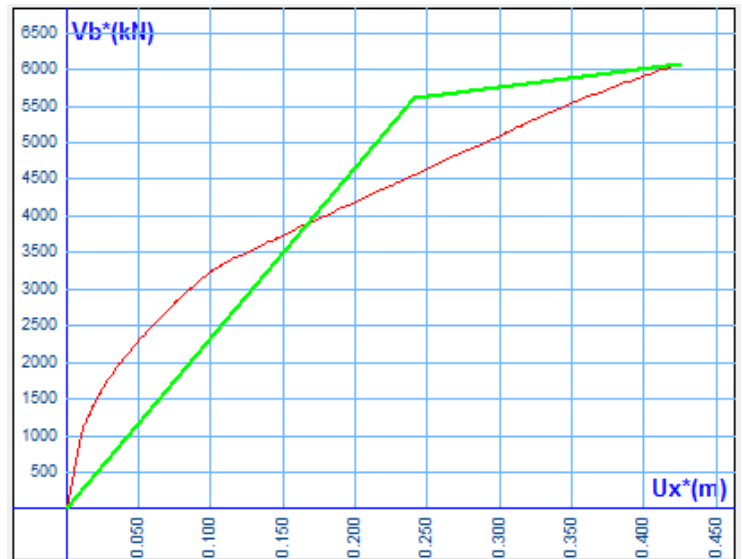
Ακολουθούν οι υπολογισμοί για τον προσδιορισμό του δείκτη συμπεριφοράς η .

Υπολογισμοί για τριγωνική κατανομή

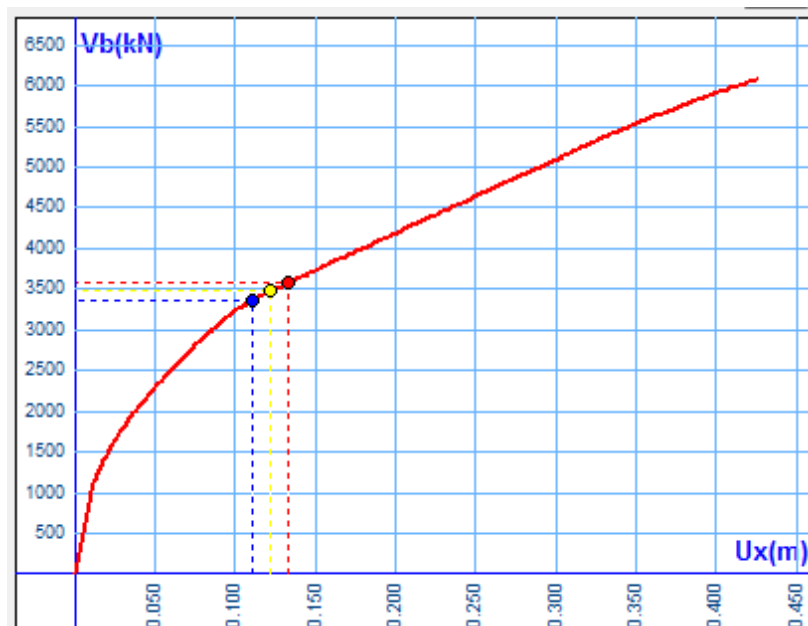
Σεισμικός συνδυασμός $F_x+0.3F_z$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d=1.0, \delta t \leq \delta y$$

$$q_{\pi}=\mu_d, T>TC$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=6.005>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q= q_u * q_{\pi}=1.5*1.0=1.500<3.5$$

Επειδή $q<3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x+0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d=1.0, \delta t \leq \delta y$$

$$q_{\pi}=\mu_d, T>TC$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=6.005>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q= q_u * q_{\pi}=1.5*1.0=1.5<3.5$$

Επειδή $q<3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x+0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d=1.0, \delta t \leq \delta y$$

$$q_{\pi}=\mu_d, T>TC$$

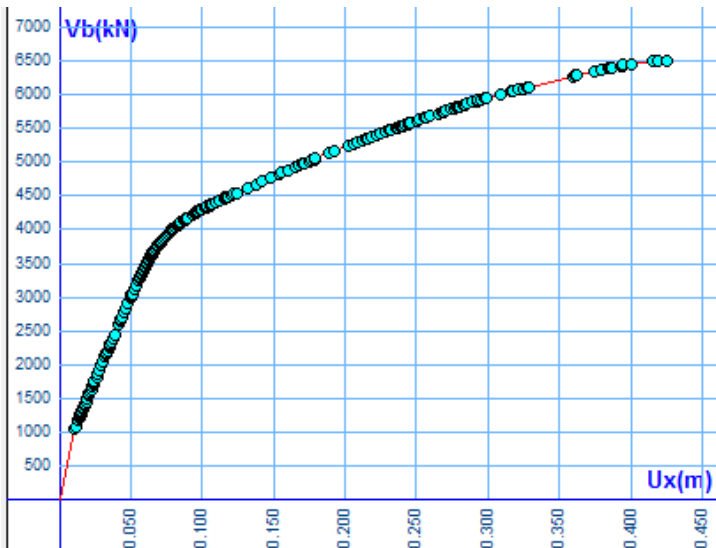
Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=6.005>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

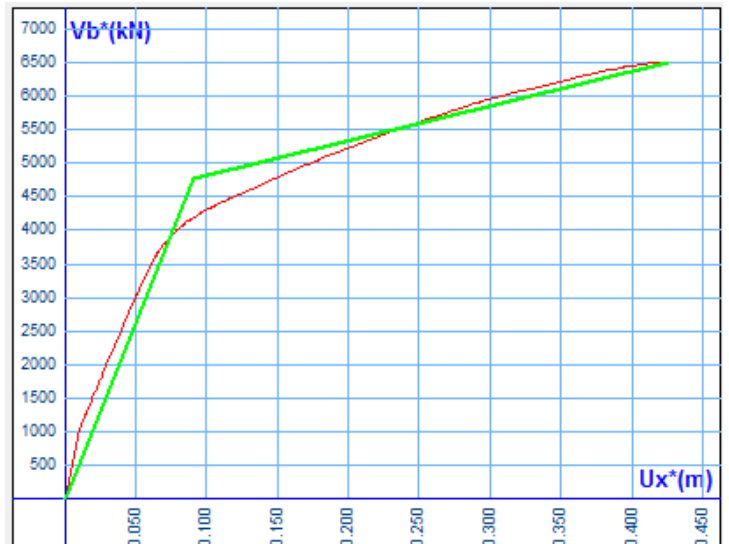
$$q= q_u * q_{\pi}=1.5*1.0=1.5<3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

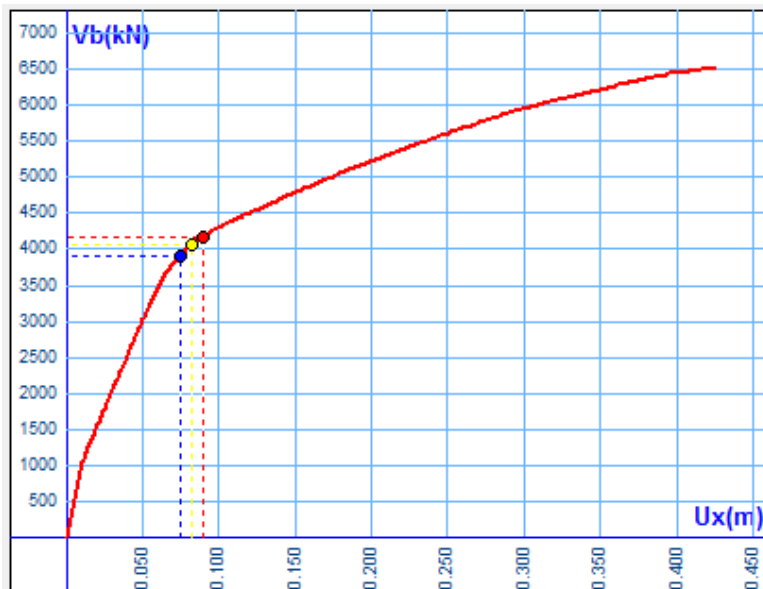
Σεισμικός συνδυασμός -Fx-0.3Fz



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d=1.0, \delta t \leq \delta y$$

$$q_{\pi}=\mu_d, T>TC$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=6.181>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q= q_u * q_{\pi}=1.5*1.0=1.5<3.5$$

Επειδή $q<3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x-0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d=1.0, \delta t \leq \delta y$$

$$q_{\pi}=\mu_d, T>TC$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=6.181>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q= q_u * q_{\pi}=1.5*1.0=1.5<3.5$$

Επειδή $q<3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x-0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d=\delta t/\delta y, \delta y<\delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d=(0.095/0.090)=1.056$$

$$q_{\pi}=\mu_d, T>TC$$

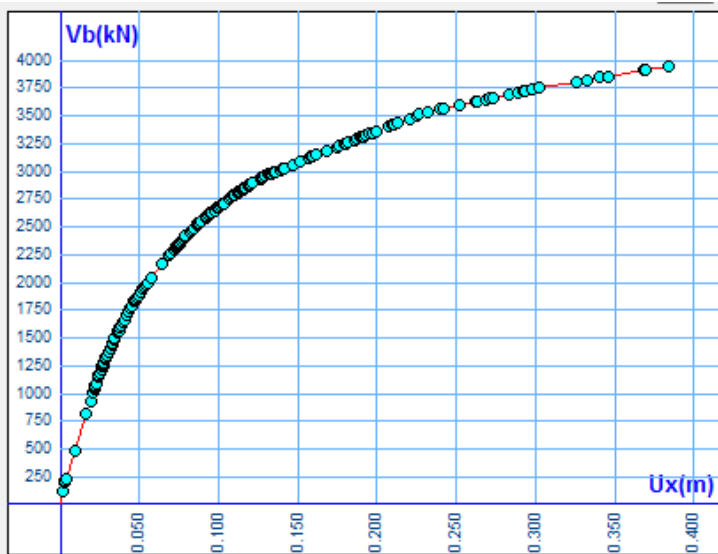
Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=6.181>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

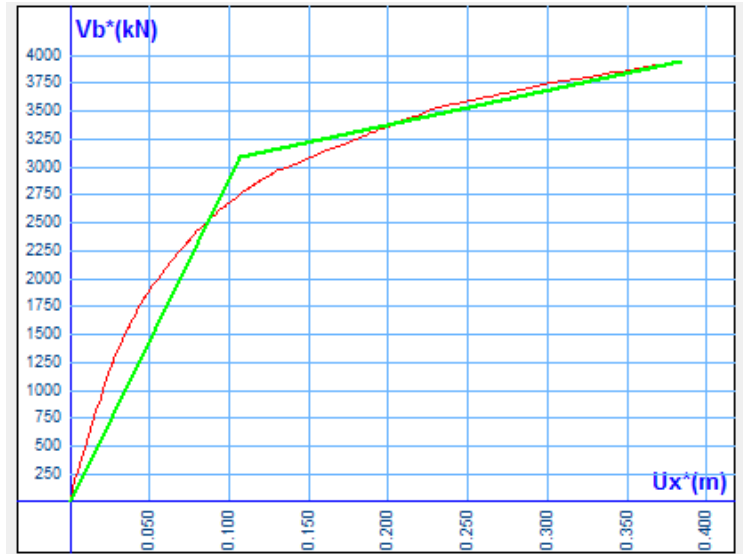
$$q= q_u * q_{\pi}=1.5*1.056=1.584<3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

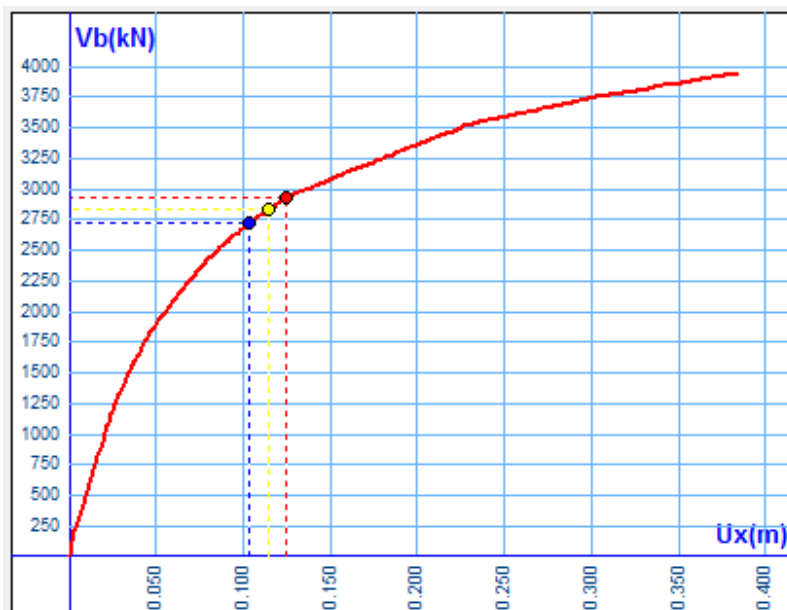
Σεισμικός συνδυασμός $F_z + 0.3F_x$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d=1.0, \delta t \leq \delta y$$

$$q_{\pi}=\mu_d, T>T_C$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=34.936>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q= q_u * q_{\pi}=1.5*1.0=1.5<3.5$$

Επειδή $q<3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z+0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d=\delta t/\delta y, \delta y<\delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d=(0.115/0.105)=1.095$$

$$q_{\pi}=\mu_d=1.095, T>T_C$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=34.836>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q= q_u * q_{\pi}=1.5*1.095=1.643<3.5$$

Επειδή $q<3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z+0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d=\delta t/\delta y, \delta y<\delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d=(0.125/0.105)=1.190$$

$$q_{\pi}=\mu_d=1.190, T>T_C$$

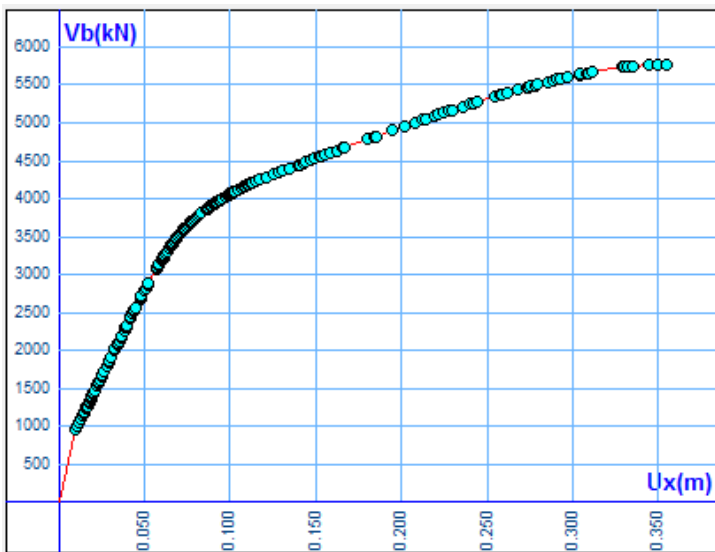
Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=34.836>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

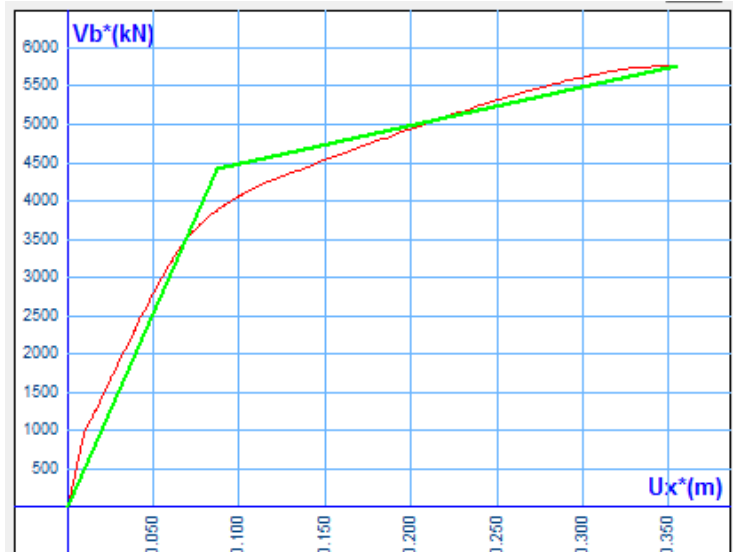
$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.190 = 1.786 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

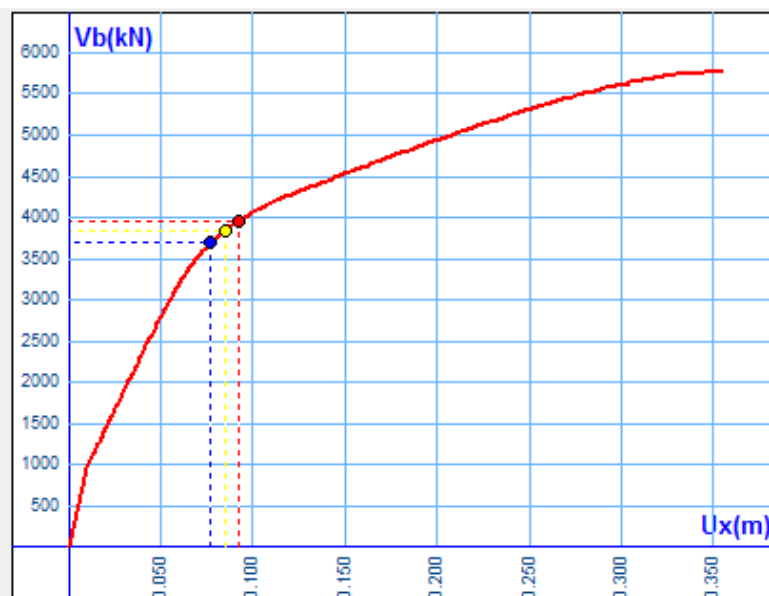
Σεισμικός συνδυασμός -Fz-0.3Fx



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d=1.0, \delta t \leq \delta y$$

$$q_{\pi}=\mu_d, T>T_C$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=5.939>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q= q_u * q_{\pi}=1.5*1.0=1.5<3.5$$

Επειδή $q<3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z-0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d=1.0, \delta t \leq \delta y$$

$$q_{\pi}=\mu_d, T>T_C$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=5.939>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q= q_u * q_{\pi}=1.5*1.0=1.5<3.5$$

Επειδή $q<3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z-0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d=\delta t/\delta y, \delta y<\delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d=(0.097/0.090)=1.078$$

$$q_{\pi}=\mu_d=1.078, T>T_C$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=5.939>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

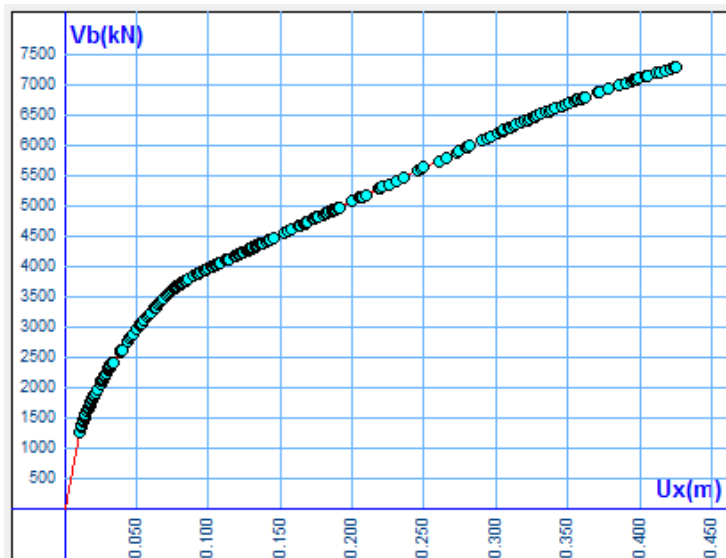
Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q= q_u * q_{\pi}=1.5*1.078=1.617<3.5$$

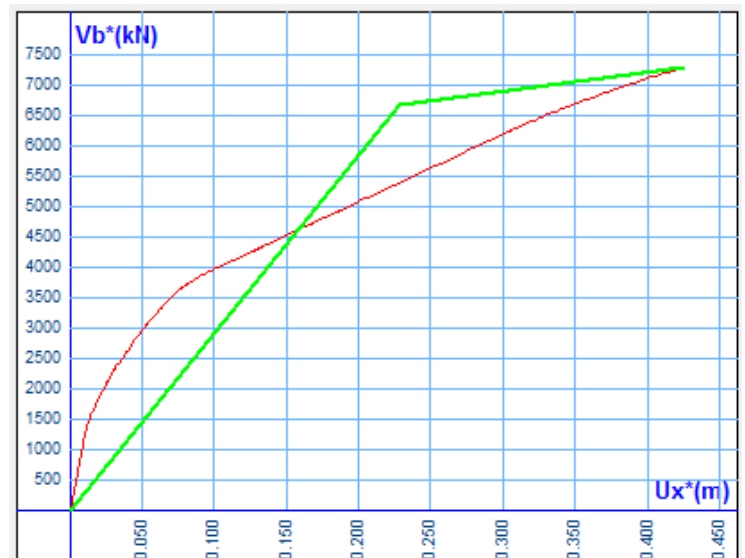
Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z - 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

Υπολογισμοί για ορθογωνική κατανομή

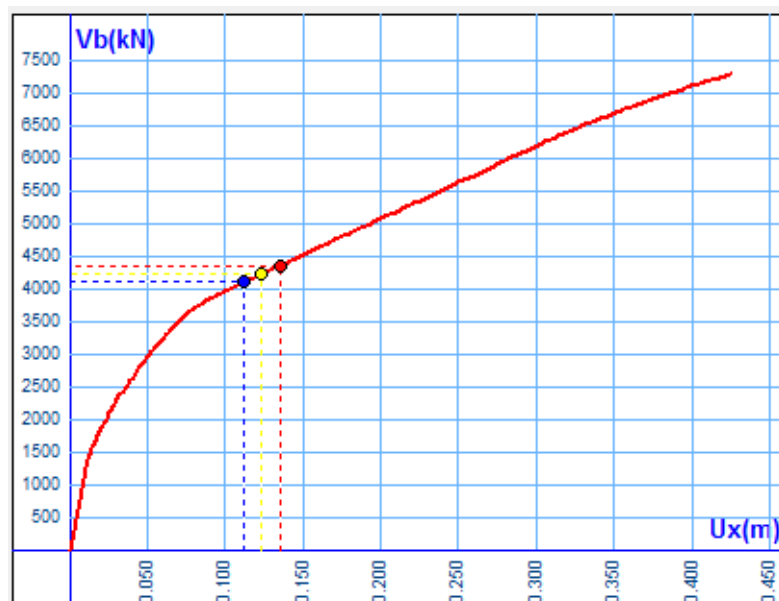
Σεισμικός συνδυασμός $F_x + 0.3F_z$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d=1.0, \delta t \leq \delta y$$

$$q_{\pi}=\mu_d, T>T_C$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=5.789>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.0 = 1.5 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d=1.0, \delta t \leq \delta y$$

$$q_{\pi}=\mu_d, T>T_C$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=5.789>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.0 = 1.5 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d=1.0, \delta t \leq \delta y$$

$$q_{\pi}=\mu_d, T>T_C$$

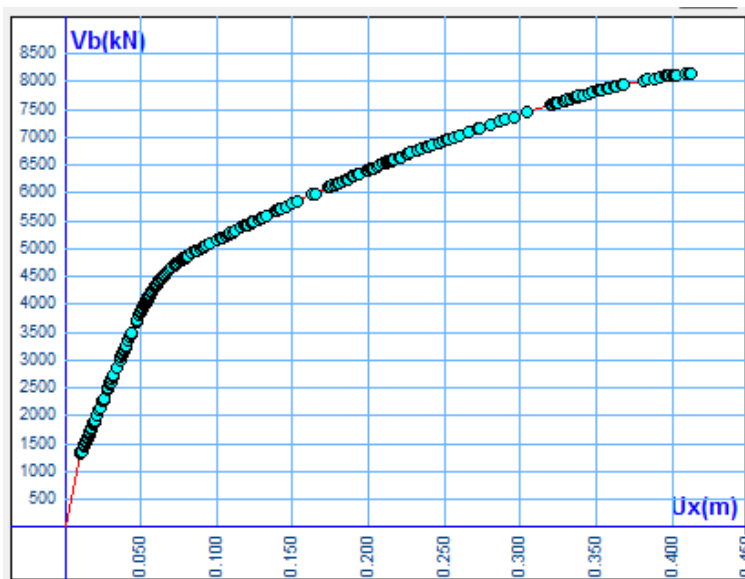
Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=5.789>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

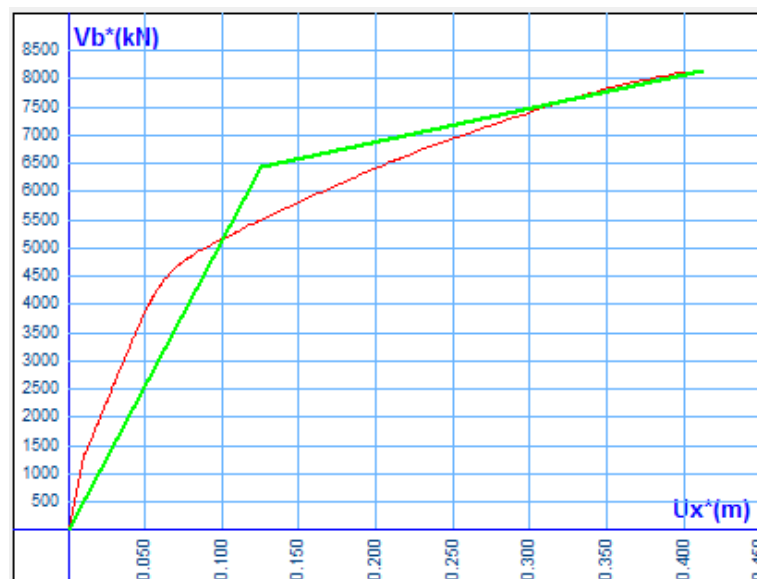
$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.0 = 1.5 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_x + 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ .

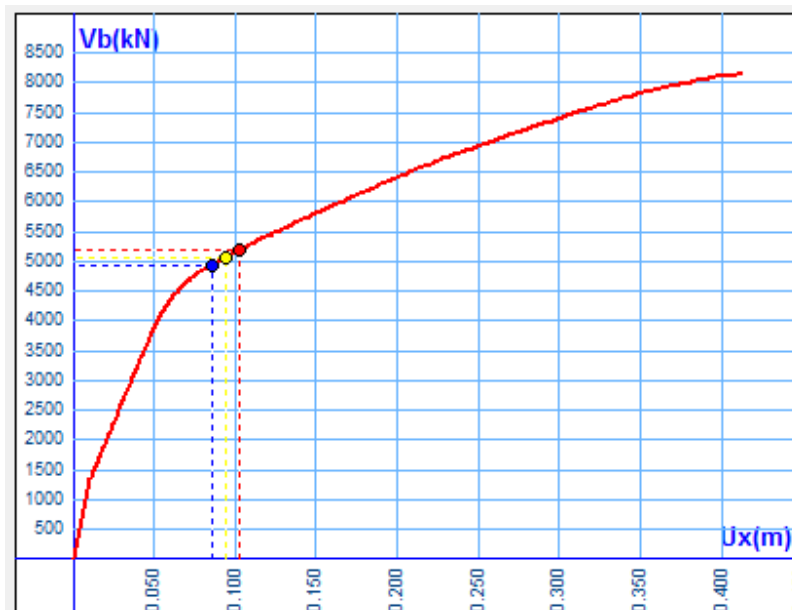
Σεισμικός συνδυασμός $-F_x - 0.3F_z$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d=1.0, \delta_t \leq \delta_y$$

$$q_\pi = \mu_d, T > T_C$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u = 6.220 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_\pi = 1.5 * 1.0 = 1.5 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d=1.0, \delta_t \leq \delta_y$$

$$q_\pi = \mu_d, T > T_C$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u = 6.220 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_\pi = 1.5 * 1.0 = 1.5 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d=1.0, \delta_t \leq \delta_y$$

$$q_\pi = \mu_d, T > T_C$$

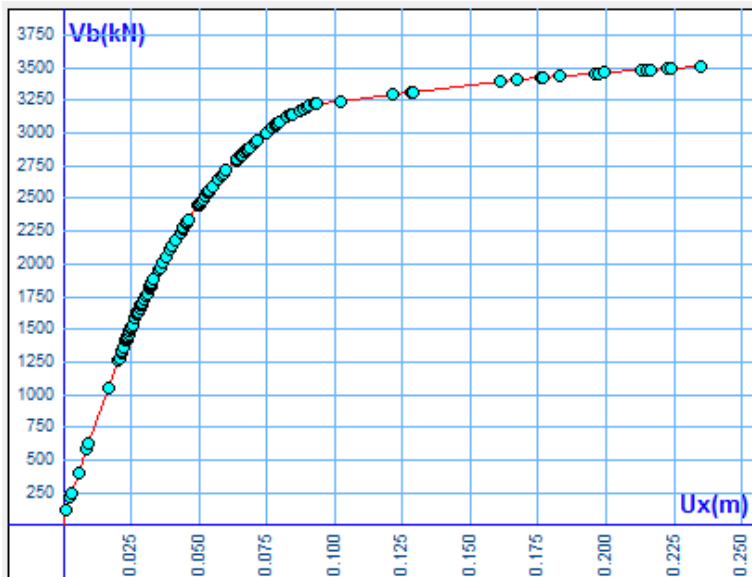
Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u = 6.220 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

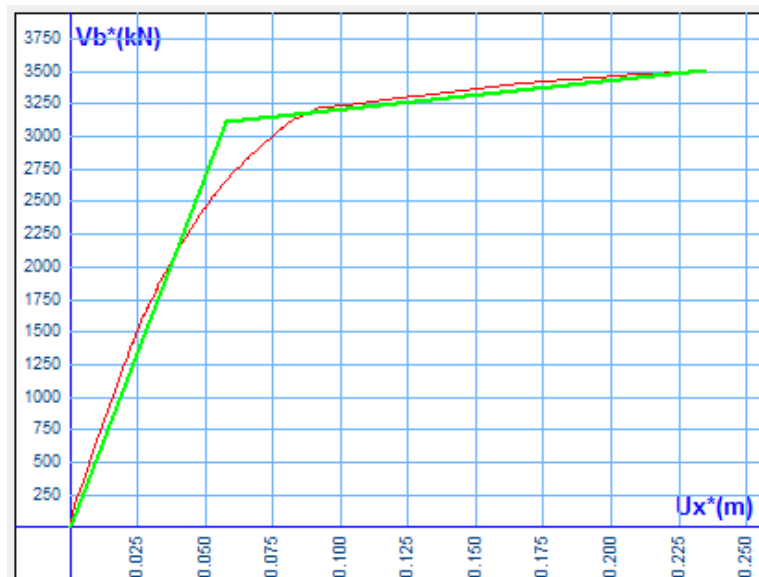
$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.0 = 1.5 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_x - 0.3F_z$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

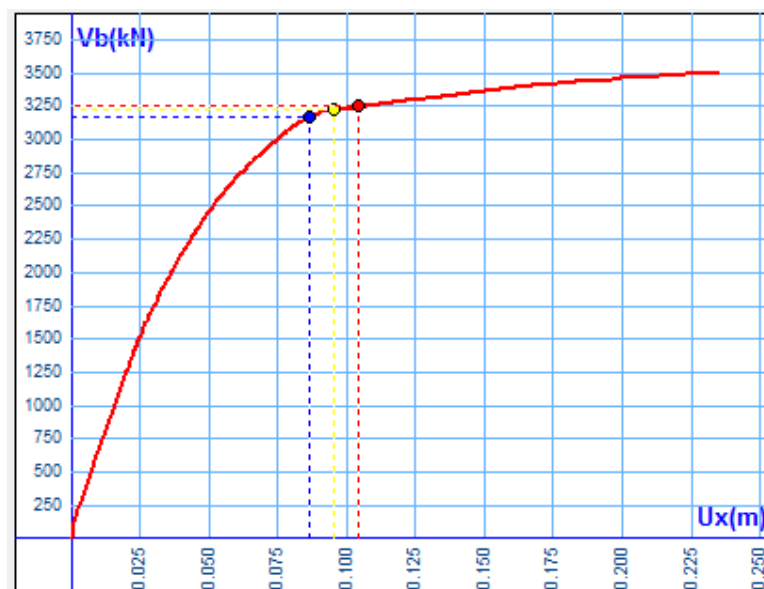
Σεισμικός συνδυασμός $F_z + 0.3F_z$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d = \delta_t / \delta_y, \delta_y < \delta_t \leq \delta_u$$

$$\mu_d = (0.086 / 0.060) = 1.433$$

$$q_{\pi} = \mu_d = 1.433, T > T_C$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u = 29.094 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.433 = 2.150 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d = \delta_t / \delta_y, \delta_y < \delta_t \leq \delta_u$$

$$\mu_d = (0.097 / 0.060) = 1.617$$

$$q_{\pi} = \mu_d = 1.617, T > T_C$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u = 29.094 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.617 = 2.426 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d = \delta_t / \delta_y, \delta_y < \delta_t \leq \delta_u$$

$$\mu_d = (0.105 / 0.060) = 1.750$$

$$q_{\pi} = \mu_d = 1.750, T > T_C$$

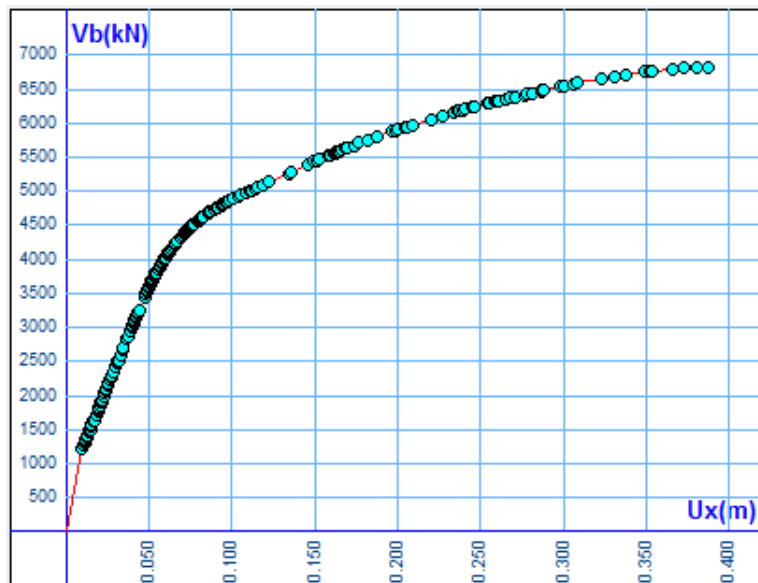
Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u = 29.094 > 1.5$ οπότε $q_u = 1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

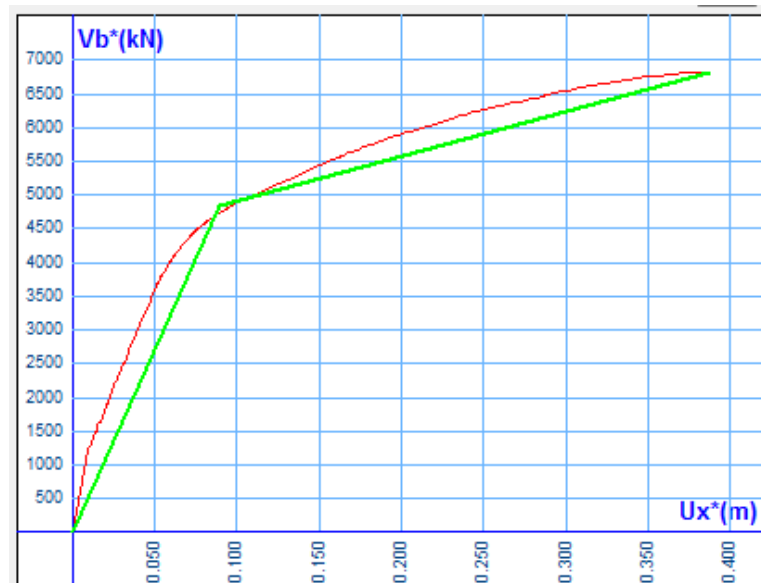
$$q = q_u \cdot q_{\pi} = 1.5 \cdot 1.750 = 2.625 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $F_z + 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

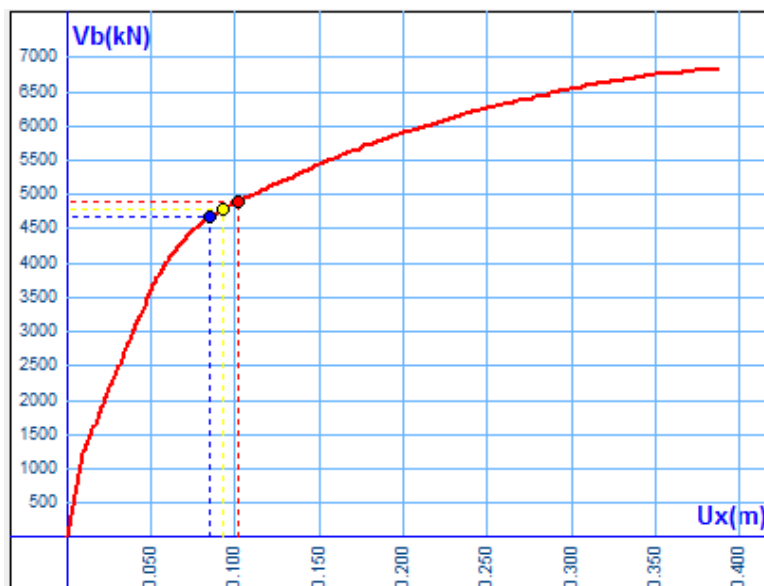
Σεισμικός συνδυασμός $-F_z - 0.3F_x$



Καμπύλη αντίστασης



Διγραμμική καμπύλη αντίστασης



Στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013) έχουμε:

Στάθμη επιτελεστικότητας Α

$$\mu_d=1.0, \delta t \leq \delta y$$

$$q_{\pi}=\mu_d, T>T_C$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=5.633>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q= q_u * q_{\pi}=1.5*1.0=1.5<3.5$$

Επειδή $q<3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z-0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α.

Στάθμη επιτελεστικότητας Β

$$\mu_d=\delta t/\delta y, \delta y<\delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d=(0.096/0.092)=1.043$$

$$q_{\pi}=\mu_d=1.043, T>T_C$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=5.633>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q= q_u * q_{\pi}=1.5*1.043=1.565<3.5$$

Επειδή $q<3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z-0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$\mu_d=\delta t/\delta y, \delta y<\delta t \leq \delta u$$

$$\mu_d=(0.102/0.092)=1.109$$

$$q_{\pi}=\mu_d=1.109, T>T_C$$

Από τον πίνακα 32 έχουμε ότι $q_u=5.633>1.5$ οπότε $q_u=1.5$

Επομένως, ο δείκτης συμπεριφοράς q είναι:

$$q = q_u * q_{\pi} = 1.5 * 1.109 = 1.664 < 3.5$$

Επειδή $q < 3.5$ το κτίριο για σεισμικό συνδυασμό $-F_z - 0.3F_x$ δεν είναι υπέρ της ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ.

Συμπεράσματα

Τα κτίρια που εξετάστηκαν παραπάνω έχουν σχεδιασθεί για $q=3.5$ όπως ορίζει ο ΕΑΚ-2000. Η τιμή αυτή του q είναι προσεγγιστική και είναι συνηθισμένη για πλαισιωτές ή μεικτές κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος στην Ελλάδα. Με τη βοήθεια της ανελαστικής στατικής ανάλυσης μπορέσαμε να προσδιορίσουμε με μεγάλη ακρίβεια την τιμή του q των κτιρίων αυτών. Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα παρατηρούμε πως ο δείκτης συμπεριφοράς q που προσδιορίστηκε είναι διαφορετικός από 3.5, κάποιες φορές μεγαλύτερος και κάποιες μικρότερος. Αν είναι μεγαλύτερος από 3.5 τότε το κτίριο είναι υπέρ της ασφαλείας ενώ αν είναι μικρότερος όχι. Η τιμή του διαφέρει ανάλογα με την κατανομή (τριγωνική ή ορθογωνική), την εξεταζόμενη διεύθυνση (X ή Z), τον σεισμικό συνδυασμό καθώς και τη στάθμη επιτελεστικότητας για κάθε κτίριο όμως μπορεί να δοθεί μια γενική εικόνα για το αν το κτίριο εμφανίζει σημαντικά προβλήματα κατά τη σεισμική απόκριση ή όχι.

Για το πρώτο κτίριο η τιμή του q σε κάθε περίπτωση βρέθηκε κοντά στο 3.5, άλλοτε λίγο μικρότερη και άλλοτε μεγαλύτερη. Σε κάποιες περιπτώσεις (δηλαδή για διαφορετική κατανομή και σεισμικό συνδυασμό) το κτίριο προέκυψε ότι είναι υπέρ της ασφαλείας. Βέβαια το γεγονός ότι προέκυψαν τιμές μικρότερες από 3.5 δεν μας επιτρέπει να θεωρήσουμε το κτίριο απόλυτα ασφαλές. Το δεύτερο κτίριο δεν είναι ασφαλές στη σεισμική απόκριση καθώς το q που προσδιορίστηκε σε όλες τις περιπτώσεις είναι μικρότερο από 3.5. Το ίδιο προέκυψε και για το τρίτο κτίριο καθώς το q προσδιορίστηκε κάποιες φορές ίσο με 1.5 και σε κάποιες άλλες λίγο πάνω από 1.5 με αποτέλεσμα να συμπεράνουμε πως δεν είναι υπέρ της ασφαλείας.

Αναφορές

- (1)** Αντισεισμικές Κατασκευές Από Σκυρόδεμα (σελ.15), Γ.Γ ΠΕΝΕΛΗΣ, Α.Ι ΚΑΠΠΟΣ
- (2)** Αντισεισμικές Κατασκευές Από Σκυρόδεμα (σελ.33), Γ.Γ ΠΕΝΕΛΗΣ, Α.Ι ΚΑΠΠΟΣ
- (3)** Σχεδιασμός Συμπεριφορά Κατασκευών Από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (σελ.186), Χρήστος Γ. Καραγιάννης
- (4)** Σχεδιασμός Συμπεριφορά Κατασκευών Από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (σελ.47), Χρήστος Γ. Καραγιάννης
- (5)** Σχεδιασμός Συμπεριφορά Κατασκευών Από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (σελ.33), Χρήστος Γ. Καραγιάννης
- (6)** Σχεδιασμός Συμπεριφορά Κατασκευών Από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (σελ.34), Χρήστος Γ. Καραγιάννης
- (7)** Βοηθητικές Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας (σελ.11), Γιάννης Ν. Ψυχάρης
- (8)** Σχεδιασμός Συμπεριφορά Κατασκευών Από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (σελ.47), Χρήστος Γ. Καραγιάννης
- (9)** Σχεδιασμός Συμπεριφορά Κατασκευών Από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (σελ.48-49), Χρήστος Γ. Καραγιάννης
- (10)** Σχεδιασμός Συμπεριφορά Κατασκευών Από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (σελ.47), Χρήστος Γ. Καραγιάννης
- (11)** Σχεδιασμός Συμπεριφορά Κατασκευών Από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (σελ.63), Χρήστος Γ. Καραγιάννης
- (12)** Σχεδιασμός Συμπεριφορά Κατασκευών Από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (σελ.63), Χρήστος Γ. Καραγιάννης
- (13)** ACE HELLAS, Βασικά Στοιχεία Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης Κατασκευών ΩΣ).
- (14)** ΚΑΝΕΠΕ (1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013)
- (15)** ΕΑΚ-2000
- (16)** ΕΚΩΣ-2000

