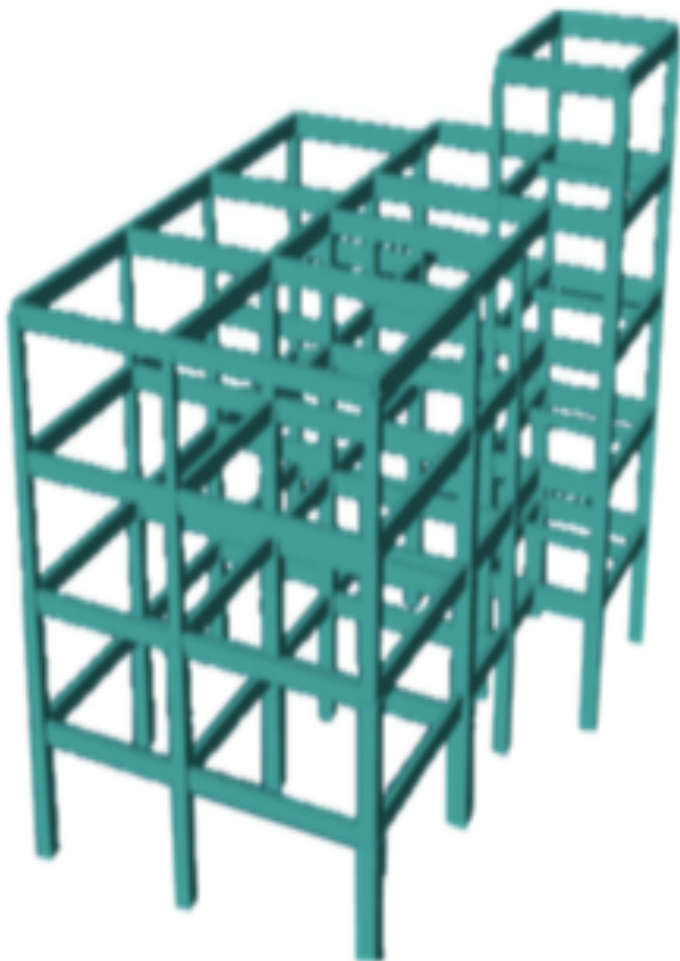




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
ΔΠΜΣ Δομοστατικός Σχεδιασμός και
Ανάλυση Κτασκευών

Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία

«Αποτίμηση και ενίσχυση φέροντος οργανισμού τετραώροφης οικοδομής με δώμα της δεκαετίας 80'»



Σπουδάστρια: **Δέσποινα Φλώρου**

Επιβλέπων: **Βλάσης Κ. Κουμούσης**
Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα Οκτώβριος 2018

Ευχαριστίες

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Καθηγητή κ. Βλάση Κουμούση για την ανάθεση της μεταπτυχιακής αυτής εργασίας, την καθοδήγησή του και το άριστο κλίμα συνεργασίας κατά την εκπόνηση της εργασίας αυτής.

Επιπλέον, οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στον κ. Δημήτριο Τζαμουράνη για την βοήθειά του, τις συμβουλές του και την στήριξη του στη διάρκεια των μεταπτυχιακών σπουδών μου.

Τέλος, ευχαριστώ πάρα πολύ τους γονείς μου για την υποστήριξη τους όλα τα χρόνια των σπουδών μου.

Abstract

The science of civil engineering has evolved to the extent that it allows us to design a completely safe construction against the earthquake. However, the majority of buildings in our country have been designed and constructed before 1984, when the earthquake design regulation of 1959, which essentially reflected the knowledge of the decade 20'-30', was essentially modified for the first time. What contributed to this was the absence of strong seismic events, such as those, which followed in the coming decades and demonstrated the weaknesses of the regulations and practices of buildings' design at that time.

In order for an intervention to be successful and effective, a good knowledge of the expected behavior of the existing structure in a future strong earthquake is required. The contemporary Codes such as American instructions FEMA, KANEPE, EC etc., focus on this direction, since a structure is designed and evaluated according to a certain performance level.

The aim of this diploma thesis is to investigate the behavior and retrofit a bearing structure of a five-storey building constructed in 80's. This building is a representative building as it has been designed and constructed according to the regulation of 1959.

In the first chapter we refer to the evaluation methods of the structure and especially the Push Over analysis as a way of estimating the inelastic deformations that will develop in the bearing structure of the building due to a possible earthquake. In this chapter several ways of retrofitting of structures are also presented, as well as examples of buildings that have been retrofitted.

In the second we briefly summarize the basic differences of the regulations followed in Greece in recent years and according to which all the structures have been built.

The first earthquake regulation was announced in 1959 and its basic points are the following: a rectangular distribution of the seismic force at the height of the building is assumed, calculated as a product of the vertical loads of the structure multiplied by a coefficient ε . The distribution of the seismic force on the vertical elements is realized based on their rigidity and if the center of rotation of the slab doesn't coincide with the center of gravity of the loads, then the effect of the moment was taken into consideration. Finally, we have the classification of the soil into four categories.

After a strong earthquake in 1984, the Greek Government introduced a framework of interventions in addition to the existing seismic regulations. The main interventions are the following: The distribution of the seismic force becomes triangular distribution instead of the rectangular one, with the highest value taken at the top of the building, the spatial function of the structure is applied, 3-the structures are now classified according to their importance into different categories. Detailed instructions are also provided on how the members

of the structure should be retrofitted, the seismic design of nodes is applied, the concept of the short column is introduced, but the earthquake loading is still regarded as static instead of dynamic and finally the analysis of cross-section is conducted with the method of the allowed stresses.

In 1993 the regulation NEAK was approved, whose main difference is that the earthquake is considered to be a dynamic loading. Finally, after some modifications in the following years, the regulation EAK in 1999 was published, which is still currently in use.

In the third chapter we mention the basic characteristics of our building, which is classified into level E2 of knowledge: normal knowledge. In addition, loads at the building and the Elastic Spectrum are described and calculated.

In the fourth chapter we describe in detail how the building was simulated in the SAP2000 V20 software program. In particular, examples of simulation of the columns, the beams, their reinforcement and the loads corresponding to each member are given.

In the fifth chapter the load-bearing capacity of the building is analyzed. All the loading combinations used are described in detail and the four matrices with the results of the elastic analysis are presented. More specifically, these matrices contain the minimum and maximum stress values for each member and their location. These values were obtained by considering all the loading combinations. Then, we conduct a modal analysis of the response spectrum and the first three eigenvalue modes are obtained. The analysis of the existing building is completed with the results of the static inelastic Push Over analysis in the two dimensions x and y, where the state of the nodes is presented when the structure reaches the desired deformation. The deformation of the building and the Push Over curve. This curve is a very important tool that helped us identify the vulnerable points of our structure so that we can make decisions about the size and the kind of the retrofitting method to be used.

The sixth chapter proposes two different ways to retrofit the structure:

1. Individual columns are selected and retrofitted.
2. We propose to build walls as an extension of the columns on the four sides of the building.

According to the first way of retrofitting, the selection of the columns at each stage was based not only on the results of the elastic and the inelastic analyses (presented in detail), but also using a plug-in of the SAP2000 software program called VIS. This plug-in allows us to control each member separately in order to have full control of the member (its reinforcement, the stress state, the reasons and the location of the failure etc.). Thus, in order for our structure to be safe and at the same time the retrofitting to be economical, a total of nine columns out of the sixteen existing columns in the building should be retrofitted.

1. In the seventh and final chapter chapter the two methods are compared according to three criteria: The construction cost, where it is concluded that the first way of retrofitting may be more expensive.

2. The architecture of the building. We cannot reach safe conclusions because we do not have the complete architectural plans in our disposal.
3. The resistance each retrofitting method attributes to the building. Based on the resistance criterion, according to the results of elastic and inelastic analyses and also on Push Over curves, we come to the conclusion that the second solution is considered better.

Περιεχόμενα

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	6
1.1 ΑΝΑΓΚΗ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΔΟΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	6
1.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	7
1.3 ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSH OVER ANALYSIS)	8
1.4 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	10
1.5 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΚΤΗΡΙΩΝ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΣΤΗΚΑΝ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ	11
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	17
ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΣΤΟΥΣ ΙΣΧΥΟΝΤΕΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ	17
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	20
ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	20
3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΗΡΙΟΥ	20
3.2 ΦΟΡΤΙΑ ΠΟΥ ΚΑΤΑΠΟΝΟΥΝ ΤΟ ΚΤΗΡΙΟ	21
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	23
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ	23
4.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	23
4.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	24
4.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΟΚΩΝ	24
4.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	27
4.5 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΦΟΡΤΙΩΝ ΣΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	27
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	28
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ	28
5.1 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ	28
5.2 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ PUSH OVER	34
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6	39
ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΑ ΜΕΤΡΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	39
6.1 ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ	39
6.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	40
6.3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕ ΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΟΙΧΕΙΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	59
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7	63
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	63
7.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΡΩΤΗ ΚΑΙ ΤΗ ΔΕΥΤΕΡΗ ΜΕΘΟΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	63
7.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΔΥΟ ΜΕΘΟΔΩΝ	63
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	65

Κεφάλαιο 1

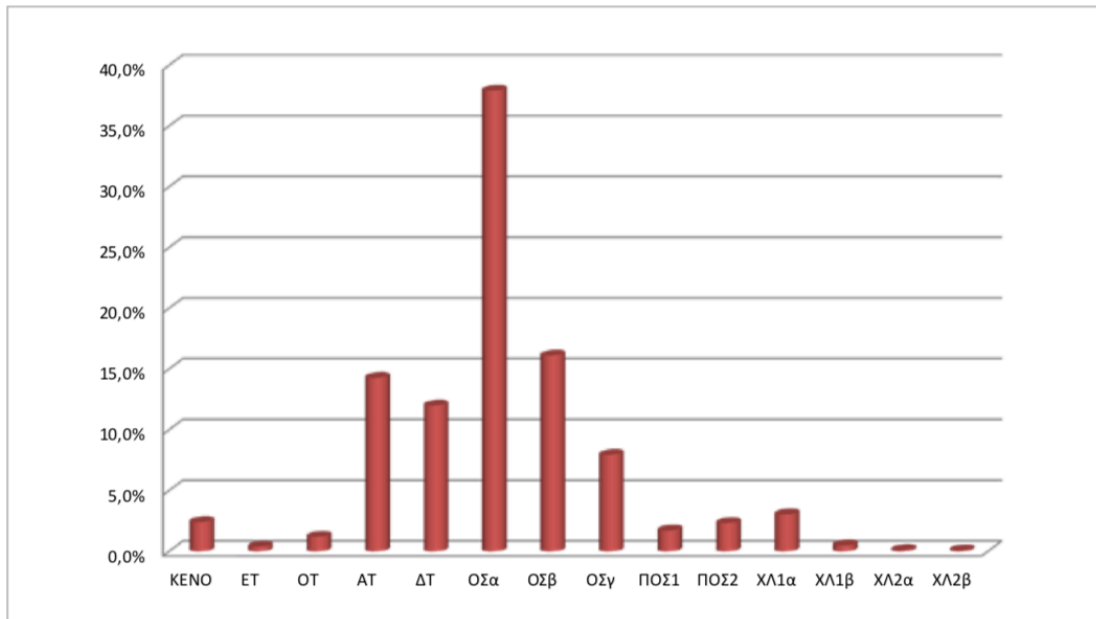
Εισαγωγή

1.1 Ανάγκη εκτίμησης σεισμικής επίδοσης των κατασκευών

Τα τελευταία χρόνια η επιστήμη του πολιτικού μηχανικού και τα υπολογιστικά μέσα έχουν προοδεύσει σε μεγάλο βαθμό έτσι ώστε να εξασφαλίζουν το λεπτομερή σχεδιασμό μιας κατασκευής με αποτέλεσμα τα νέα κτήρια να παρουσιάζουν επαρκή αντοχή, δυσκαμψία και πλαστημότητα και να αντέχουν σε ισχυρές σεισμικές δονήσεις. Όμως το μεγαλύτερο ποσοστό των κτηρίων στην Ελλάδα είναι κατασκευασμένα είτε χωρίς αντισεισμικό κανονισμό, και έχουν διαστασιολογηθεί ουσιαστικά για τα στατικά τους φορτία, είτε έχουν διαστασιολογηθεί με προγενέστερους κανονισμούς οι οποίοι δεν λάμβαναν σημαντικές παραμέτρους αντισεισμικής προστασίας. Πιο συγκεκριμένα η πλειοψηφία των κτηρίων στη χώρα μας έχει μελετηθεί και κατασκευαστεί πριν το 1984, δηλαδή πριν την πρώτη βασική τροποποίηση του Κανονισμού του 1959. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα ένα τεράστιο τμήμα των υφιστάμενων κτηρίων να υστερούν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας σε σύγκριση με τα σύγχρονα. Σύμφωνα με στοιχεία του ΟΑΣΠ, σε δείγμα 16.625 κτηρίων πάνω από το 35% των κτηρίων είναι ανήκουν σε αυτή την κατηγορία (πίνακας 1.1, διάγραμμα 1.1).

Υλικό Φέροντος Οργανισμού	Δομικός Τύπος	Κανονισμοί Μελέτης Α.Κ.: Αντισεισμικός Κανονισμός Κ.Σ.: Κανονισμός Σκυροδέματος
Οπλισμένο Σκυρόδεμα	ΟΣα	Α.Κ.: 1959 / Κ.Σ.: 1954
	ΟΣβ	Α.Κ.: 1959 με πρόσθετα άρθρα 1984 / Κ.Σ.: 1954
	ΟΣγ	Α.Κ.: ΝΕΑΚ / Κ.Σ.: ΝΕΚΟΣ
Προκατασκευή από Ο.Σ.	ΠΟΣ1	Προκατασκευασμένος πλαισιακός φέρον οργανισμός
	ΠΟΣ2	Φέρον οργανισμός με προκατασκευασμένα τοιχώματα
Φέρουσα Τοιχοποιία	ΑΤ	Άοπλη τοιχοποιία χωρίς διαζώματα ή διαφράγματα
	ΔΤ	-Άοπλη τοιχοποιία με διαζώματα και διαφράγματα από ΟΣ - Μικτό φέρον οργανισμός (τοιχοποιία και ΟΣ)
	ΟΤ	Οπλισμένη τοιχοποιία με διαφράγματα/ διαζώματα από ΟΣ
	ΕΤ	Άοπλη τοιχοποιία επισκευασμένη/ ενισχυμένη με διαζώματα/ διαφράγματα/ μανδύες από ΟΣ
μεταλλικές Κατασκευές	ΧΛ1α	Μονώροφα βιομηχανικά κτίρια, Α.Κ.: 1959, DIN 1050 (ή άλλος ξένος Κανονισμός)
	ΧΛ1β	Μονώροφα βιομηχανικά κτίρια, Α.Κ.: ΝΕΑΚ, Ευρωκώδικας 3
	γρ. 3 Δομικοί	Τύποι Κτιρίων
	Διά	ΧΛ2α
	ΧΛ2β	Πολυώροφα μεταλλικά κτίρια, Α.Κ.: ΝΕΑΚ, Ευρωκώδικας 3

(Πίνακας 1. Δομικοί Τύποι Κτιρίων)



(Διάγραμμα 1.1 Δομικοί Τύποι Κτιρίων)

Ως εκ τούτου τα τελευταία κυρίως χρόνια έχει προκύψει η ανάγκη ακριβούς αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας των υπαρχουσών κατασκευών, με σκοπό την ενίσχυσή τους, όπου αυτό απαιτείται, με το μικρότερο οικονομικό κόστος και για συγκεκριμένη σεισμική επίδοση (στάθμη επιτελεστικότητας).

Προκειμένου μια επέμβαση να είναι επιτυχής και αποτελεσματική, απαιτείται καλή γνώση της αναμενόμενης συμπεριφοράς του υφιστάμενου δομήματος στην παρούσα κατάσταση (πριν την ενίσχυση) σε κάποιο ισχυρό μελλοντικό σεισμό. Προς τούτο απαιτείται θεσμοθέτηση κριτηρίων για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων δομημάτων.

Στην κατεύθυνση αυτή κινούνται σύγχρονα κανονιστικά κείμενα όπως οι Αμερικάνικες οδηγίες της FEMA, ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων, ο EC κ.λ.π. , υιοθετούν τον σχεδιασμό και την αποτίμηση βάσει δεδομένης στάθμης επιτελεστικότητας.

1.2 Μέθοδοι αποτίμησης Κατασκευών

Οι πολιτικοί μηχανικοί σε όλο τον κόσμο παραδοσιακά είναι εκπαιδευμένοι να διαστασιολογούν τις κατασκευές με γραμμικές μεθόδους ανάλυσης χρησιμοποιώντας φάσματα σχεδιασμού και το συντελεστή q , ο οποίος εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς και η τιμή του προσδιορίζεται ανάλογα με το υλικό και το δομικό σύστημα από τον ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό. Αντικείμενο ωστόσο προβληματισμού αποτελεί η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q σε υφιστάμενες κατασκευές, αλλά και σε νέες που δεν είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

Η ανάγκη για ακριβή αποτίμηση των κατασκευών μας οδηγεί στη χρήση μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης.

Μια μέθοδος για την ακριβή αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας μιας κατασκευής είναι η μη γραμμική (time history) δυναμική ανάλυση, η οποία με προσεκτική επιλογή ομάδας επιταχυνσιογραφημάτων μπορεί να δώσει αρκετά ακριβή προσέγγιση της συμπεριφοράς της κατασκευής σε σεισμό. Η εφαρμογή

όμως της μεθόδου της μη γραμμικής (time history) δυναμικής ανάλυσης είναι ένα δύσκολο έργο και αυτό για διάφορους λόγους. Πρώτον, πρέπει να επιλεγθεί ένας αριθμός εδαφικών κινήσεων συμβατών με το σεισμικό φάσμα για την τοποθεσία. Δεύτερον, παρόλη την αυξανόμενη δύναμη των υπολογιστών, η ανελαστική προσομοίωση παραμένει μια πρόκληση και επομένως παραμένει υπολογιστικά απαιτητική. Τρίτον, απαιτείται γνώση όλων των ειδικών χαρακτηριστικών της κατασκευής. Στην παρούσα φάση η μέθοδος είναι πολύ δύσκολο να εφαρμοστεί στην πράξη για την αποτίμηση απλών κατασκευών αφού προκύπτει αντιοικονομική όσον αφορά τον απαιτούμενο χρόνο για την εκπόνηση της μελέτης.

Από τα παραπάνω προκύπτει η απαίτηση εύρεσης μιας μεθόδου απλής και λιγότερο χρονοβόρας η οποία να μπορέσει να αντικαταστήσει σε κάποιο βαθμό τη μη γραμμική (time history) δυναμική ανάλυση. Αυτή η μέθοδος και η οποία εφαρμόζεται σήμερα είναι η μη γραμμική ανελαστική στατική ανάλυση (Υπερωθητική Ανάλυση).

Η μέθοδος της Υπερωθητικής Ανάλυσης (Push Over Analysis) ή NSP (Nonlinear Static Push Over) συνίσταται σε επαυξιατική (incremental) εγκάρσια στατική φόρτιση της κατασκευής, με διαδοχική τροποποίηση του προσομοιώματος στα σημεία διαρροής, μέχρι την επίτευξη της μετατόπισης στόχου (target displacement) στην κορυφή του κτιρίου.

Η ανελαστική στατική ανάλυση θεωρείται αποδοτική και εύκολη στη χρήση μέθοδος αποτίμησης των κατασκευών αλλά παρουσιάζει αρκετά τρωτά σημεία που κάνουν απαραίτητη την περαιτέρω διερεύνηση της μεθόδου.

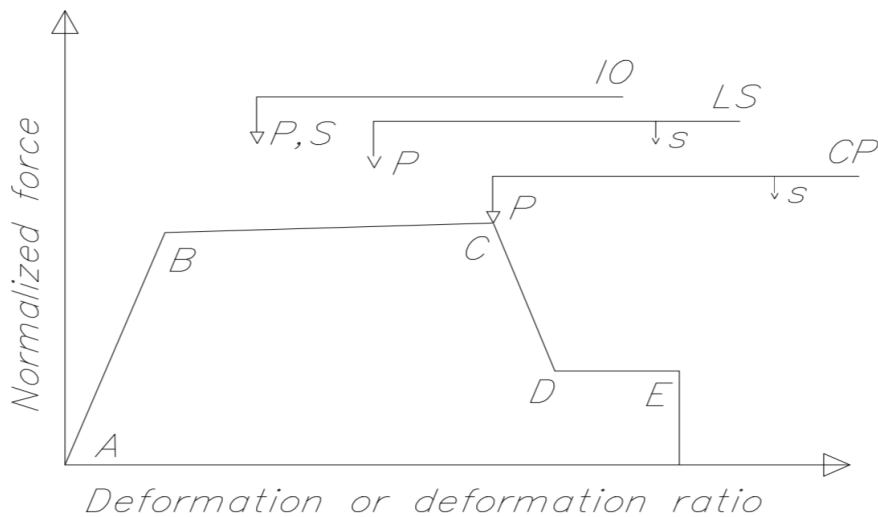
1.3 Υπερωθητική Ανάλυση (Push Over Analysis)

Κύριος στόχος της υπερωθητικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτήριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός.

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτηρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη – γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης – παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.

Το προσομοίωμα αυτό υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα τα οποία αυξάνονται μονότονα. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτηρίου, η οποία ενγένηι χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης του χαρακτηριστικού σημείου (κόμβος ελέγχου), το οποίο ενγένηι λαμβάνεται στην κορυφή του κτιρίου. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

Στην Push Over Analysis τα μέλη του φορέα δεν συμπεριφέρονται ελαστικά αλλά υπακούουν σε συγκεκριμένα μοντέλα πλαστικής παραμόρφωσης. Επιλέγονται συγκεκριμένα σημεία στα μέλη του φορέα όπου προσομοιώνονται τα μη γραμμικά φαινόμενα όπως οι πλαστικές αρθρώσεις (hinges) και μέσω αυτών ελέγχουμε τη συμπεριφορά των υλικών στις καταπονήσεις και γίνεται ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Τα μοντέλα πλαστικής παραμόρφωσης περιγράφονται μέσα από τα διαγράμματα συμπεριφοράς των υλικών τα οποία δίνονται στα κεφάλαια 2 και 5 των FEMA 273 και FEMA 356 και στο σχήμα 1.1.



(σχήμα 1.1)

Ο κάθετος άξονας αφορά δύναμη (αξονική, διατμητική ή ροπή) και ο οριζόντιος άξονας αφορά παραμόρφωση (μετατόπιση ή στρόφη). Η AB είναι περιοχή ελαστικής συμπεριφοράς. Το B είναι το σημείο διαρροής το οριακό δηλαδή σημείο πριν ξεκινήσει η πλαστικοποίηση φτάνοντας στην τελική αντοχή στο σημείο C. Ακολουθεί μείωση της αντοχής σημείο D, και τέλος μέχρι το σημείο μέγιστης παραμόρφωσης χωρίς όμως ουσιαστικά ικανότητας παραλαβής φορτίων, σημείο E.

Για τις ανάγκες ανάλυσης στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν έτοιμα διαγράμματα συμπεριφοράς του προγράμματος SAP2000 τα οποία ακολουθούν τις οδηγίες της FEMA 273.

Στάθμες επιτελεστικότητας: από το σχήμα 1.1 γίνεται έλεγχος για το αν παραβιάζονται οι απαιτούμενες στάθμες επιτελεστικότητας. Συγκεκριμένα οι τρεις στάθμες επιτελεστικότητας είναι IO (Immediate Occupancy - Άμεση εκκένωση), LS (Life Safety - Ασφάλεια Ζωής), CP (Collapse Prevention - Αποφυγή Κατάρρευσης). Επίσης τα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας καθορίζονται και από τη συνολική μετακίνηση του κτηρίου.

Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά οι τρεις στάθμες επιτελεστικότητας με βάση α) το κριτήριο βλάβης πρωτευόντων και δευτερευόντων στοιχείων και β) τα όρια παραμόρφωσης (drift level) (πίνακας 1.2).

Στάθμες Επιτελεστικότητας		
Αποφυγή Κατάρρευσης	Ασφάλεια Ζωής	Άμεση Εκκένωση
Μικρή παραμένουσα δυσκαμψία, αλλά λειτουργία υποστηλωμάτων. Μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις. Ολοκληρωτικές καταστροφές στο περιεχόμενο του κτηρίου. Το κτήριο είναι κοντά στη κατάρρευση.	Μερική παραμένουσα αντοχή και δυσκαμψία σε όλους τους ορόφους. Τα στοιχεία που φέρουν φορτία βαρύτητας λειτουργούν. Μερικές παραμένουσες παραμορφώσεις. Μερικές καταστροφές στο	Καμία παραμένουσα παραμόρφωση. Τα μέλη διατηρούν περίπου την αρχική τους αντοχή. Μερικές ρωγμές σε μη φέροντα στοιχεία.

	περιεχόμενο του κτηρίου. Το κτήριο είναι οικονομικά συμφέρον να επισκευαστεί.	Βλάβες σε ευαίσθητο μηχανικό εξοπλισμό.
Μετακίνηση 5% παροδική ή μόνιμη	Μετακίνηση 2,5% παροδική 1% μόνιμη	Μετακίνηση 0,7% παροδική Αμελητέα μόνιμη

(πίνακας 1.2)

1.4 Μέθοδοι ενίσχυσης κατασκευών

1. Ενίσχυση υφισταμένων μελών

Σε αυτή την περίπτωση υπάρχουν διάφοροι τρόποι ενίσχυσης: α) με ενίσχυση επιλεγμένων υποστυλωμάτων. Αυτό επιτυγχάνεται είτε με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος (το σκυρόδεμα μπορεί να είναι εκτοξευόμενο (gunite) στην περίπτωση όπου το πάχος της ενίσχυσης δεν υπερβαίνει τα 7cm αν τα υπερβεί τότε θεωρείται αντιοικονομική η χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και επιλέγεται η λύση του έγχυτου σκυροδέματος. Είτε με την χρήση σύνθετων υλικών (FRP). β) Ένας άλλος τρόπος ενίσχυσης είναι η κατασκευή εμφαντούμενων τοιχωμάτων αν είναι εφικτό από αρχιτεκτονικής και πρακτικής (δεν έχουν μεγάλη απόσταση δύο υποστυλώματα) πλευράς. γ) Τέλος ενίσχυση ενός υποστυλώματος και προσθήκη περυγίου υπό την μορφή τοιχώματος.

2. Προσθήκη νέων μελών

Τα πρόσθετα μέλη μπορούν να είναι είτε μεταλλικά είτε από οπλισμένο σκυρόδεμα. Παράδειγμα μπορεί να γίνει προσθήκη υποστυλωμάτων, δοκών ή και τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σε περίπτωση χρήσης μεταλλικών μελών μπορεί να γίνει η κατασκευή σιδηρών δικτυωμάτων παράλληλα με τις εξωτερικές πλευρές του κτιρίου.

Οποιαδήποτε μέθοδο ενίσχυσης και αν ακολουθήσουμε θα πρέπει να λάβουμε υπόψιν ότι πρέπει να υπολογιστεί και να εφαρμοστεί η ενίσχυση των πεδίων του κτηρίου ή η κατασκευή καινούργιων.

Κριτήρια επιλογής μεθόδου ενίσχυσης

- **Η χρήση του κτηρίου:** είναι αυτή που θα καθορίσει και την αντοχή που θέλουμε να επιτύχουμε από την ενίσχυση έτσι ώστε το κτήριο να κρίνεται ασφαλές.
- **Κόστος:** αφορά το κόστος της ενίσχυσης στο οποίο πρέπει να συμπεριλάβουμε και το κόστος από την αναστολή της χρήσης του κτηρίου. Παραδείγματος χάρη αν το κτήριο χρησιμοποιείται ως κατοικία τότε τη ενόχληση που θα έχουν οι ένοικοι από την διάρκεια και το είδος των εργασιών. Επομένως θα πρέπει επιπλέον να λάβουμε υπόψιν για τη επιλογή της μεθόδου το χρόνο (διάρκεια εργασιών) και την ενόχληση που προκαλούν οι εργασίες αυτές στη φυσιολογική λειτουργία του κτηρίου.
- **Αρχιτεκτονικές συνέπειες**

1.5 Παραδείγματα κτηρίων που εφαρμόστηκαν ενισχύσεις

Το κτίριο το οποίο είναι γνωστό σε ολόκληρη την Αθήνα και σχεδόν γνωστό σε ολόκληρο το Πανελλήνιο ,πρόκειται για το παλαιό εργοστάσιο της ζυθοποιίας ΦΙΞ επί της Λεωφόρου Συγγρού.Το κτίριο κατεδαφίστηκε εν μέρει κατά την κατασκευή του σταθμού ΜΕΤΡΟ στάση ΦΙΞ. Το υπόλοιπο κτίριο το οποίο παρέμεινε χαρακτηρίστηκε διατηρητέο μνημείο που εξέφραζε την βιομηχανική εποχή στα τέλη του 19ου αιώνα στην Αθήνα.

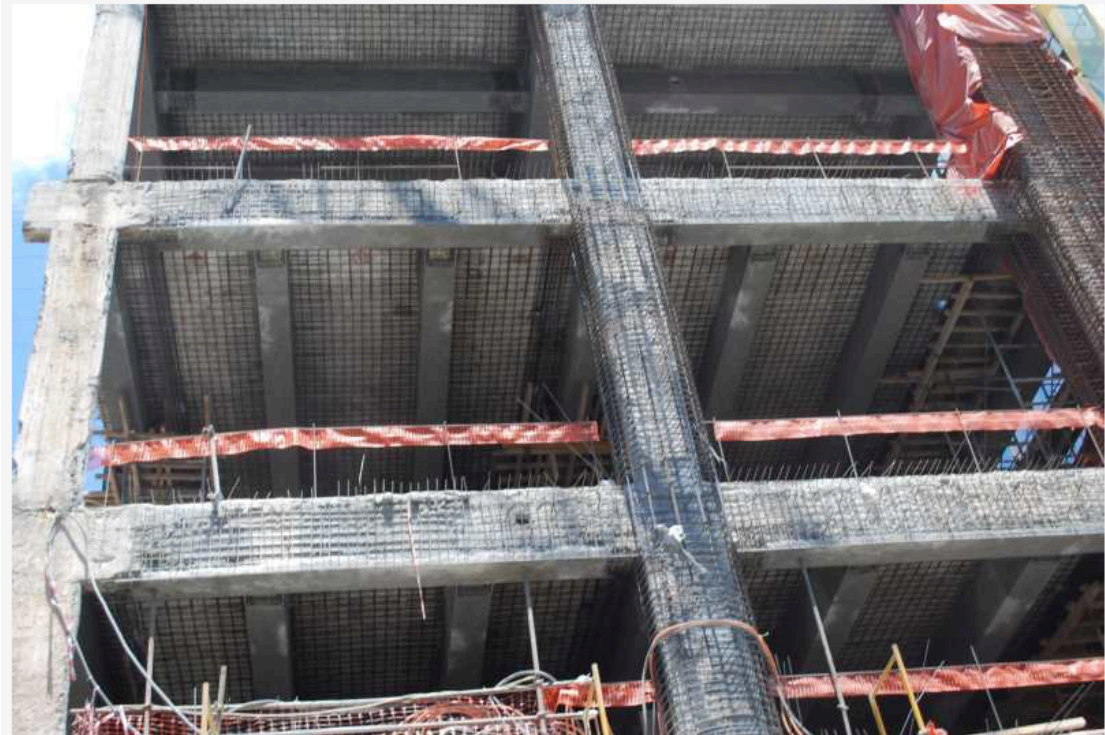
Στο κτίριο αυτό αποφασίστηκε να μεταστεγαστεί το ΕΘΝΙΚΟ ΜΟΥΣΕΙΟ ΣΥΓΧΡΟΝΗΣ ΤΕΧΝΗΣ και δημοπρατήθηκε η κατασκευή του από το Ε.Μ.Σ.Τ. με την αιγίδα του εποπτευόμενου φορέα που είναι το ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΟΛΙΤΙΣΜΟΥ.

Οι εργασίες που εκτελέστηκαν ήσαν οι παρακάτω:

- Υποστυλώματα όψεων Α. Συγγρού και Α.Φραντζή
- Εκτενής καθαρισμός με ειδικούς λειαντήρες και υδροβολή
- Αμμοβολή διαβρωμένων οπλισμών και αντιδιαβρωτική προστασία
- Αποκατάσταση φωλεών και ελλειπόντων τμημάτων και πλήρης εξυγίανση των επιφανειών με μη συρρικνούμενο,ινοπλισμένο, θιξοτροπικό κονίαμα Emaco S88c.
- Ενίσχυση όλων των στύλων και καθ' όλο το ύψος με μεταλλικά ελάσματα αμμοβολισμένα .Τα ελάσματα τοποθετήθηκαν με βάση τα σχέδια της μελέτης και όλες τις αναγκαίες προσαρμογές που απαιτήθηκαν από τα πραγματικά δεδομένα του έργου.Συγκολλήθηκαν με εποξειδική ρητίνη σε μορφή πάστας P103 και πραγματοποιήθηκε επί πλέον μηχανική-χημική αγκύρωση με θερμογαλβανισμένες ντίζες της HILTI ,πακτωμένες με εποξειδική ρητίνη Anchorfix 3+ .
- Ενίσχυση όλων των τοιχωμάτων από λιθοδομή και σκυρόδεμα επι της Α.Συγγρού με οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα .
- Ενίσχυση των κεντρικών κυκλικών στύλων με οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
- Εκτενής καθαρισμός με λειαντήρες και υδροβολή του συνόλου των επιφανειών του διατηρητέου τμήματος του κτιρίου(υποστυλώματα,πλάκες,δοκοί,τοιχώματα).
- Αμμοβολή όλων των επιφανειών ,καθαίρεση σαθρών και ημιαποκολλημένων τμημάτων και αντιδιαβρωτική προστασία των οπλισμών.
- Ενίσχυση όλων των κυκλικών υποστυλωμάτων του Διατηρητέου με οπλισμούς ,βλήτρα και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
- Ενίσχυση του συνόλου των πλακών και δοκών του Διατηρητέου κτιρίου με οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
- Ενίσχυση των τοιχωμάτων του υπογείου της Καλλιρόης με οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
- Βλητρώσεις και αγκυρώσεις όλων των οπλισμών στα υφιστάμενα πέδιλα.
- Κατασκευή και τοποθέτηση όλων των οπλισμών ,βλητρώσεις και αγκυρώσεις στα υποστυλώματα με οβάλ μορφή(«φασόλια») της οδού Καλλιρόης.
- Εξασφάλιση όλων των συνδέσεων του Διατηρητέου κτιρίου σε όλα τα επίπεδα με τα προστιθέμενα νέα ένθετα κτίρια με κατάλληλες

αγκυρώσεις οπλισμών, βλήτρων, ντιζών και κατάλληλων ηλεκτροσυγκολλήσεων όλων των «χαλινών» συνδέσεως των δοκών.

- Προετοιμασία οπλισμοί και διαμπερείς αγκυρώσεις σε όλα τα επίπεδα όλων πλακών του διατηρητέου κτιρίου στην άνω ίνα.



(εικόνα 1: ενίσχυση υφιστάμενων μελών στην φάση αυτή έχουν τοποθετηθεί οι οπλισμοί και αναμένεται η σκυροδέτηση.)



(εικόνα 2: ενίσχυση πεδίων)



(εικόνα 3: ενίσχυση υποστηλώματος με μεταλλικές λάμες)



(εικόνα 4: εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος - gunite)

Στο παρακάτω κτήριο πραγματοποιήθηκε ενίσχυση με τη μέθοδο της προσθήκης μεταλλικών τοιχωμάτων εξωτερικά και σε παράθεση με το κτίριο τα οποία συνδέονται με κατάλληλους κοχλίες διαμπερώς στις θέσεις των δοκών (εικόνα 5). Τα μεταλλικά τοιχώματα συνδέονται στη βάση τους με κατάλληλα αγκύρια με νέα ισχυρά πέδιλα από σπλισμένο σκυρόδεμα (εικόνα 6). Παράλληλα ενισχύονται οι δοκοί συνδεόμενοι με το σύστημα με κατάλληλα μεταλλικά ελάσματα, αλλά και με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα όπου απαιτείται από τη μελέτη.



(εικόνα 5)



(εικόνα 6)

Ενίσχυση πολυώροφου κτιρίου με υπόγεια Parking με ινοπλισμένα πολυμερή (ανθρακοϋφάσματα -ανθρακοελάσματα) διαφόρων τύπων.Εν συνεχεία προστασία των σύνθετων υλικών με ειδικό πυροεπίχρισμα πάχους 40mm για προστασία απο ενδεχόμενη φωτιά.Το κτίριο βρίσκεται επί της Βασ. Σοφίας 112 και η ενίσχυση προέκυψε λόγω της νέας χρήσης των 1ου ,2ου υπογείων καθώς και του ισογείου και ημιωρόφου σε νέο κατάστημα Leroy Merlin (εικόνες 7,8 και 9).



(εικόνα 7)



(εικόνα 8)



(εικόνα 9)

Κεφάλαιο 2

ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΣΤΟΥΣ ΙΣΧΥΟΝΤΕΣ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ

A. Ο πρώτος ολοκληρωμένος κανονισμός αντιμετώπισης του σεισμού σε οικοδομικά έργα ανακοινώθηκε το 1959 με το Βασιλικό Διάταγμα 19 – 25/259. Οι βασικές αρχές του κανονισμού ήταν ότι:

1. Με τον κανονισμό αυτό ελαμβάνετο ορθογωνική κατανομή της σεισμικής δύναμης κατά το ύψος του κτηρίου, που προέκυπτε με πολλαπλασιασμό των κατακορύφων φορτίων και τους αντίστοιχους σεισμικούς συντελεστές ϵ .

Ο συντελεστής ϵ καθορίζετο ως ποσοστό της επιτάχυνσης της βαρύτητας (g) και δίδεται για κάθε περιοχή βάσει της σεισμικότητας αυτής.

2. Οι τιμές του συντελεστή ϵ ελαμβάνοντο από τον πίνακα 7.1:

Σεισμικότητα της Περιοχής	Επικινδυνότητα Εδάφους		
	(α)	(β)	(γ)
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,08	0,12	0,16

(πίνακας 7.1)

3. Η σεισμική δύναμη κατανέμετο στα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα και τοιχώματα) βάσει της ακαμψίας. Η ακαμψία του στοιχείου ελαμβάνεται θεωρώντας το άνω άκρο αρθρωτό ή πακτωμένο ανάλογα με τη θέση του ορόφου στο κτήριο.
4. Εάν το κέντρο στροφής της πλάκας οροφής δεν συνέπιπτε με το κέντρο βάρους των φορτίων (κατακόρυφα) του ορόφου τότε λόγω της ροπής που προέκυπτε, ελαμβάνετο και η επίδραση της ροπής αυτής.
5. Το έδαφος κατετάσεται σε τέσσερις κατηγορίες από απόψεως σεισμικής επικινδυνότητας:
 - (a) Έδαφος μικράς σεισμικής επικινδυνότητας
 - (b) Έδαφος μέτριας σεισμικής επικινδυνότητας
 - (c) Έδαφος μεγάλης σεισμικής επικινδυνότητας

(d) Έδαφος εξαιρετικής σεισμικής επικινδυνότητας.

B. Μετά από τον σεισμό των Αλκυονίδων (1981) έγιναν επεμβάσεις σε μερικές διατάξεις του κανονισμού. Οι επεμβάσεις αυτές περιλαμβάνονται στο ΦΕΚ 2398/16 - 4 - 1984 και η εφαρμογή τους άρχισε από το 1985.

Βασικές επεμβάσεις:

1. Η κατανομή της σεισμικής δύναμης στους ορόφους είναι τριγωνική με την μεγαλύτερη τιμή στην κορυφή του κτηρίου με βάση τον τύπο:

$$H = \varepsilon \cdot \frac{n \cdot N_z \cdot h_z}{\sum_{i=1}^n N_i h_i}$$

Όπου N: το συνολικό κατακόρυφο φορτίο στη στάθμη θεμελίωσης.

n: ο αριθμός των ορόφων.

N_z, N_i : το κατακόρυφο φορτίο που αντιστοιχεί στη στάθμη z ή στην i αντίστοιχα.

h_z, h_i : οι αποστάσεις της στάθμης από τη στάθμη θεμελίωσης που αντιστοιχεί στη στάθμη z ή στην i αντίστοιχα.

H: το οριζόντιο σεισμικό φορτίο υπολογισμού στη στάθμη z με

$$\varepsilon \cdot N = \sum_{i=1}^n H_i$$

και συνολική τέμνουσα $Q_z = \sum_{i=1}^n H_i$

2. Λαμβάνεται η αλληλεπίδραση των ορόφων. Δηλαδή (χωρική λειτουργία του κτηρίου). Υπάρχει η δυνατότητα να εφαρμοστεί το μοντέλο του μονώροφου μόνο για κτήρια με το πολύ τρεις ορόφους. Για την διευκόλυνση της επίλυσης επιτρέπεται η εφαρμογή των «συζευγμένων πλαισίων» ή η απλοποιητική κατά Muto.
3. Συμπεριλήφθη και η κατάταξη των κτηρίων σε σπουδαιότητα κατά τον πίνακα 7.2:

Σεισμικότητα	Μεγάλη	Συνήθης
I και II	1,50	1,00
III	1,20	1,00

(πίνακας 7.2)

4. Αντιμετωπίζονται φαινόμενα «δευτέρας τάξης» και περιορισμός του σχετικού βέλους μεταξύ δύο γειτονικών πλακών καθ' ύψος.
5. Πως πρέπει να οπλίζονται τα τοιχώματα και στον κορμό και τα άκρα και ορίζεται το κρίσιμο μήκος του τοιχώματος και των στύλων, ομοίως και το κρίσιμο μήκος στα άκρα δοκού με τον καθορισμό των απαιτούμενων συνδετήρων.
6. Ομοίως τίθεται ο ικανοτικός έλεγχος κόμβων.
7. Αντιμετωπίζονται τα υποστυλώματα που είναι «κοντά» στην κατασκευή ή υπολογιστικά $\max \frac{M}{Q \cdot d} < 3,5$, όπου M: η ροπή κάμψης και Q: η τέμνουσα και d: το ύψος της διατομής.

8. Πολλές κατασκευαστικές διατάξεις, π.χ. τοποθέτηση οπλισμού καθώς και τις απαιτούμενες ποσότητες, οι διαστάσεις διατομών σκυροδέματος κ.α.
Στον ανωτέρο κανονισμό και στις Πρόσθετες Διατάξεις του 1985, η δράση του σεισμού θεωρείται στατική και όχι δυναμική.
9. Ο έλεγχος των διατομών γίνεται με τη μέθοδο των επιτρεπωμένων τάσεων (Β.Διάταγμα 18/2/1954).
- Γ. Το 1993 εγκρίθηκε ο Νέος Αντισεισμικός Κανονισμός (ΝΕΑΚ) με την απόφαση Δ16γα/08/32/ΦΝ275/30.9.1993 (ΦΕΚ613Β) και τέθηκε σε εφαρμογή με την απόφαση Δ16γ/15/663/5/10.10.1994 και τροποποιήθηκε με την απόφαση Δ17α/04/46/ΦΝ/275/20.6.1995. Ο κανονισμός αυτός συνοδεύεται με τον νέο κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος (ΝΕΚΩΣ) στον οποίο εφαρμόζεται, για τον έλεγχο των διατομών, η μέθοδος των μερικών συντελεστών ασφαλείας. Η έγκριση του ΝΕΚΩΣ έγινε με την απόφαση Δ11ε/0/30/123/31.12.91 και τροποποιήθηκε με την απόφαση Δ11β/13/3.3.1995.
Στον ΝΕΑΚ αναπτύσσεται και η Δυναμική δράση του σεισμού που είναι η σημαντικότερη. Ο Κανονισμός αυτός εφαρμόστηκε μέχρι το έτος 2000.
- Δ. Το 1999 εγκρίθηκε ο Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, εκδόθηκε το 2000 με αριθμό απόφασης Δ17α/141/3ΦΝ275. Ο κανονισμός αυτός (Ε.Α.Κ.) (ΦΕΚ218Β'/2012 - 1999) αποτελεί αναθεώρηση του ισχύοντος Ν.Ε.Α.Κ. στον οποίο έγιναν κάποιες τροποποιήσεις και συμπληρώσεις, οι οποίες εκρίθησαν αναγκαίες.
Ο κανονισμός Ε.Α.Κ. μαζί με κάποιες συμπληρώσεις ισχύει μέχρι σήμερα.

Κεφάλαιο 3

Αντικείμενο εργασίας

3.1 Περιγραφή κτηρίου

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η αποτίμηση και η ενίσχυση του φέροντος οργανισμού μίας τετραώροφης πολυκατοικίας οπλισμένου σκυροδέματος με δώμα με σύγχρονες μεθόδους ανάλυσης και σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς.

Στόχος της είναι η διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς της πολυκατοικίας για απαίτηση στόχου επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού B1 «Ασφάλεια ζωής ενοίκων» σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (πίνακας 3.1). Συνδυασμένοι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού κτηρίου $i=1,2$

Στάθμη επιτελεστικότητας Μη-Φέροντος οργανισμού	Στάθμη επιτελεστικότητας Φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Ai – αι	Bi – αι	Δεν επιτρέπεται
Προστασία ζωής	Ai – βι	Bi – βι	Γi – βι
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	Δεν επιτρέπεται	Bi – γι	Γi – γι

Το δόμημα διαθέτει τα εξής χαρακτηριστικά (πίνακας 3.1):

Χαρακτηριστικά κτηρίου	
Κατηγορία κτηρίου	Πολυκατοικία
Αριθμός ορόφων	5 όροφοι (ισόγειο, Α – Β – Γ όροφοι και δώμα)
Έτος κατασκευής	1972
Θέση κτηρίου	Αττική
Δόμημα χωρίς εμφανείς βλάβες ή φθορές	
Κανονισμοί	
Σκυρόδεμα	Β.Δ. 18/8/54
Αντισεισμικός	Β.Δ. 25/2/59
Ποιότητα υλικών	1 Σιδηρός οπλισμός ST I 2 Σκυρόδεμα B160
Σεισμικότητα	II (γ) με $\varepsilon=0,12$
Έδαφος	Επικινδυνότητα II (γ) με $\sigma_{εδ}=1,50\text{kg/cm}^2$
Διαπιστωθείσα αντοχή σκυροδέματος	17 MPa

(πίνακας 3.1)

Προκειμένου να γίνει μία ικανοποιητική εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του κτηρίου έγινε συλλογή στοιχείων (έρευνα του ιστορικού του

δομήματος). Από της έρευνα αυτή προέκυψαν τα εξής στοιχεία: το κτήριο κατασκευάστηκε το 1972 σε μία φάση κατασκευής και έκτοτε δεν έχει γίνει καμία επέμβαση στο σκελετό του. Επίσης το κτήριο δεν παρουσιάζει καμία εμφανή βλάβη στον φέροντα οργανισμό.

Η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτηρίου γίνεται βάση της εγκεκριμένης μελέτης (παράρτημα σχεδίων), η οποία θεωρούμε ότι έχει εφαρμοσθεί ακριβώς (μιας και δεν υπάρχει δυνατότητα εφαρμογής μη καταστροφικών ελέγχων στο κτήριο).

Σύμφωνα με τα παραπάνω καταλήγουμε ότι έχουμε επίπεδο γνώσης **ΕΓ2: Κανονική γνώση**. Στο συμπέρασμα αυτό καταλήξαμε έχοντας συλλέξει όλες τις απαιτούμενες πληροφορίες, όπως ορίζονται από τον ευρωκώδικα 8 μέρος 3: α) ο σκελετός του κτηρίου αποτελείται από δοκούς και υποστυλώματα των οποίων οι διαστάσεις και οι θέσεις είναι αυτές που φαίνονται στα σχέδια της εγκεκριμένης μελέτης. β) Η θεμελίωση του κτηρίου γίνεται με μεμονωμένα πέδιλα γ) και η τάση του εδάφους λαμβάνεται $\sigma_{εδ}=1,50\text{kg/cm}^2$. δ,ε) τα υλικά, οι διαστάσεις και διατομές των στοιχείων είναι αυτές που περιγράφονται στην εγκεκριμένη μελέτη στ) ο συντελεστής $q = 1,5$ η χρήση του κτηρίου θα είναι η ίδια κτήριο κατοικιών η) οι δράσεις που επιβάλλονται στο κτήριο υπολογίζονται αναλυτικά παρακάτω (3.2). Και τέλος θ) δεν υπάρχουν βλάβες στο κτήριο.

3.2 Φορτία που καταπονούν το κτήριο

Κατακόρυφα φορτία:

1) Φορτία πλακών:

a) Μόνιμα φορτία:

i) Ίδιον βάρος

ii) Φορτία επικαλύψεων: στις πλάκες του δώματος και του τρίτου ορόφου λαμβάνεται ως φορτίο μόνωσης $1,20\text{ KN/m}^2$ και στις υπόλοιπες πλάκες των ορόφων λαμβάνεται $1,20\text{ KN/m}^2$ ως φορτίο επίστρωσης των δαπέδων.

b) Ωφέλιμα φορτία:

i) Για πλάκες εσωτερικές ορόφων: $2,0\text{ KN/m}^2$ (εθνικό προσάρτημα EC)

ii) Για προβόλους: $5,0\text{ KN/m}^2$ (εθνικό προσάρτημα EC)

iii) Για τις πλάκες οροφής Γ' ορόφου και Δώματος (μη βατό): $2,0\text{ KN/m}^2$

iv) Για πλάκες κλιμακοστασίων: $3,50\text{ KN/m}^2$

2) Φορτία δοκών:

a) Μόνιμα φορτία

i) Ίδιον βάρος

ii) Φορτίο μπατικών (περιμετρικών) τοίχων: $3,60\text{ KN/m}^2$

iii) Φορτίο δρομικών (εσωτερικών) τοίχων: $2,10\text{ KN/m}^2$

Στους πίνακες του παραρτήματος παρουσιάζονται αναλυτικά οι υπολογισμοί των φορτίων σε κάθε πλάκα (πίνακες 1.2 έως 1.4) και σε κάθε δοκό (πίνακες 1.5 έως 1.7). Για την κατανομή των φορτίων των πλακών στις δοκούς υπολογίστηκαν τα εμβαδά που αντιστοιχούσαν σε κάθε δοκό όπως αυτά φαίνονται στο παράρτημα των σχεδίων.

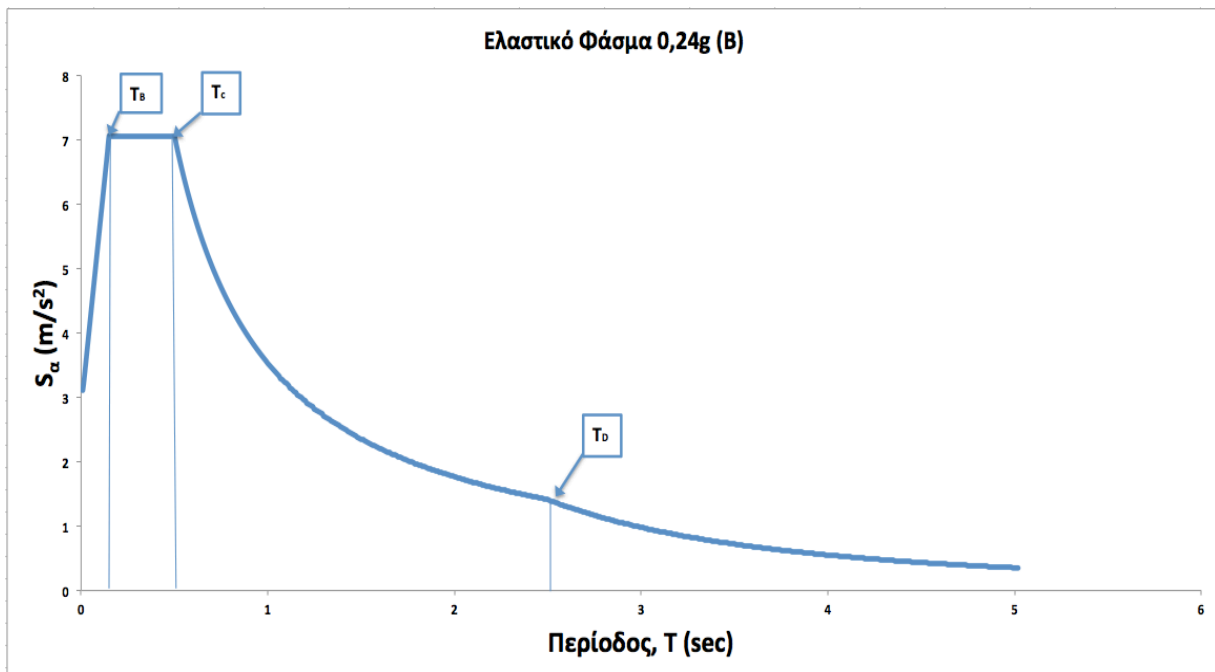
Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της εν λόγω κατασκευής γίνεται για επιτάχυνση εδάφους $0,24g$. Ακόμα το υφιστάμενο κτήριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II (EAK2003) με κατηγορία εδάφους B (πίνακας 1.8) και συνήθη σπουδαιότητα. Το ελαστικό φάσμα

ψευδοεπιταχύνσεων, όπως διαμορφώνεται από τις παραπάνω συνθήκες απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα (σχήμα 3.1).

Εδαφικός τύπος	T _B	T _C	T _D	S	α	η
B	0.15	0.5	2.5	1.2	2.3544	1

(πίνακας 3.2)

- $S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \text{ για } 0 \leq T \leq T_B$
- $S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \text{ για } T_B \leq T \leq T_C$
- $S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \text{ για } T_C \leq T \leq T_D$
- $S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \text{ για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$



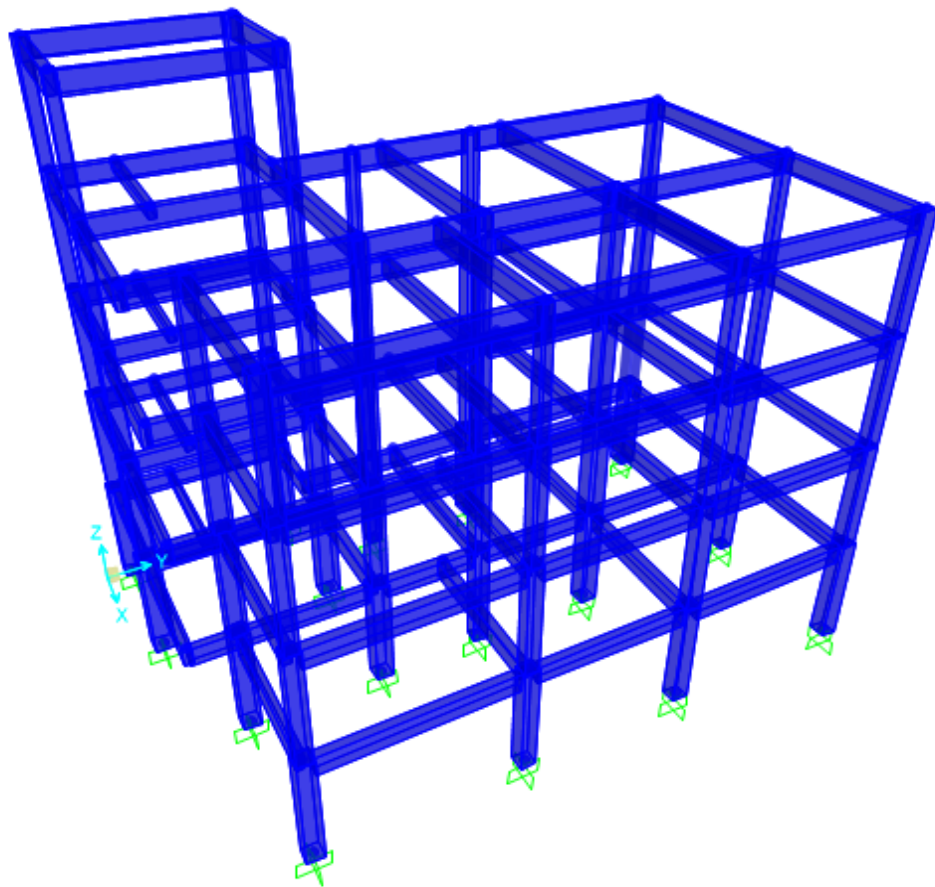
(σχήμα 3.1)

Κεφάλαιο 4

Προσομοίωση κτηρίου

4.1 Προσομοίωση κατασκευής

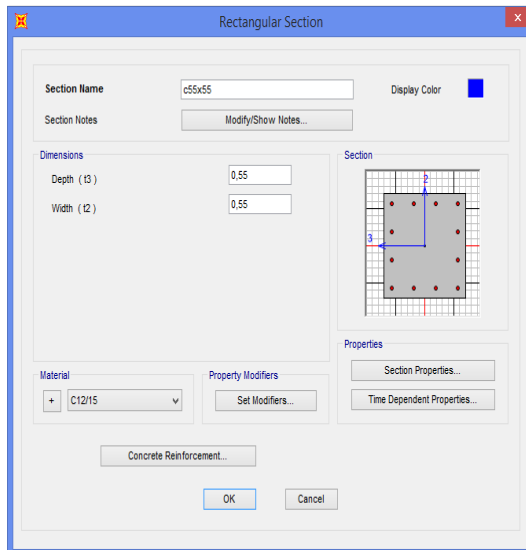
Το μοντέλο το οποίο προσομοιώθηκε στις αναλύσεις είναι αυτό που εικονίζεται στο στιγμιότυπο 4.1. Για τη δημιουργία αυτού του μοντέλου, όμως έγιναν παραδοχές, σύμφωνα με τις δυνατότητες του προγράμματος που χρησιμοποιήθηκε, SAP2000, αλλά και με τις υποδείξεις του EC 8. Όλες οι παραδοχές αλλά και οι λεπτομέρειες κατασκευής του προσομοιώματος παρουσιάζονται αναλυτικά στο κεφάλαιο αυτό. Το κτήριο προσομοιώθηκε με δοκούς και υποστυλώματα.



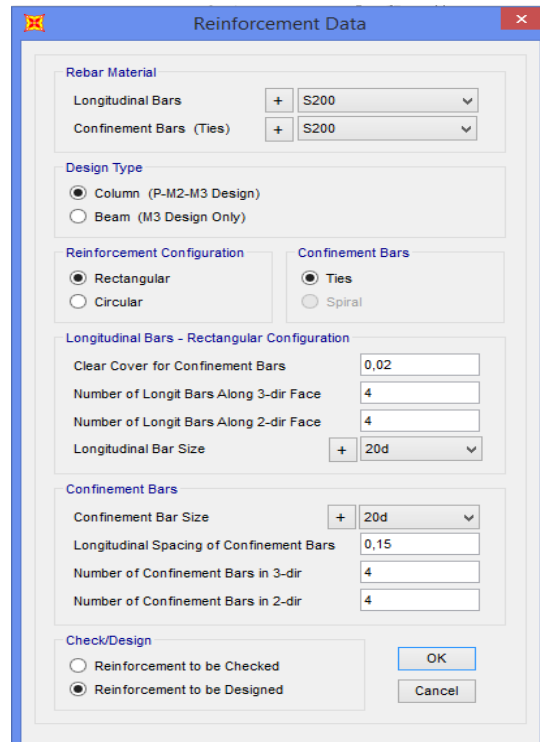
(στιγμιότυπο 4.1)

4.2 Προσομοίωση υποστυλωμάτων

Η προσομοίωση των υποστυλωμάτων έγινε ως εξής: δόθηκε η διατομή του υποστυλώματος, ο οπλισμός του και η ποιότητα των υλικών, σκυροδέματος – χάλυβα (στιγμιότυπα 4.2,4.3).



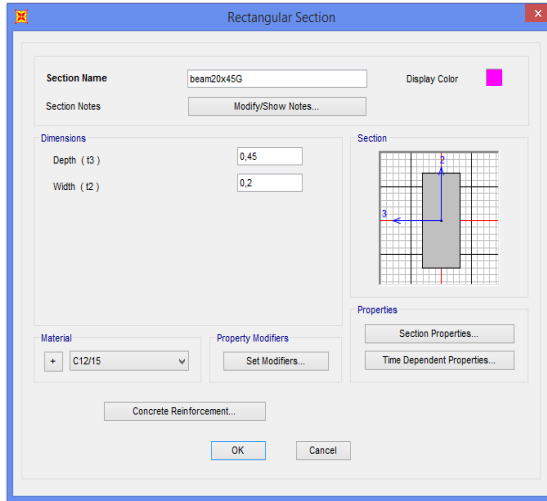
(στιγμιότυπο 4.2)



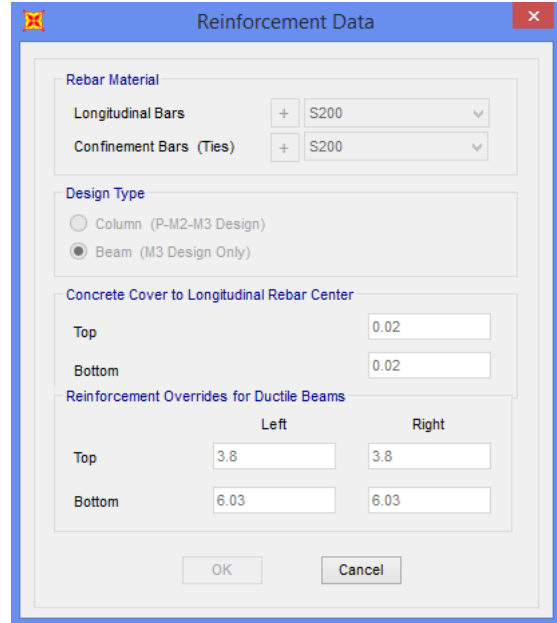
(στιγμιότυπο 4.3)

4.3 Προσομοίωση δοκών

Για την προσομοίωση των δοκών δόθηκε η διατομή κάθε δοκού, ο οπλισμός της και η ποιότητες των υλικών. Για την προσομοίωση του οπλισμού χρησιμοποιήθηκε η εξής παραδοχή: θεωρούμε ότι στο 50% του μήκους της δοκού έχει κάτω το σύνολο των σιδηρών οπλισμών που φαίνονται στα σχέδια και πάνω το μοντάζ των δοκών (2Φ10) που χρησιμοποιείται για κατασκευαστικούς λόγους. Στο 25% του μήκους της έχει τα μισά σίδερα από αυτά του ανοίγματος (σε περίπτωση περιττού αριθμού σιδηρών θεωρούμε στρογγυλοποίηση προς τα πάνω π.χ. άνοιγμα 5Φ20 τότε στη στήριξη θεωρούμε άνω οπλισμό 3Φ20 και κάτω οπλισμό 2Φ20, παράδειγμα δοκοσειράς Δ1 – Δ2, σχήμα 2.1). Στους οπλισμούς αυτούς προστίθεται ο τυχόν πρόσθετος και σε περίπτωση συνέχειας με διπλανή δοκό και τα άνω σίδερα της δοκού με την οποία συνεργάζεται (πίνακας 4.1 έως 4.3). Καθώς στο SAP2000 μπορεί να δοθεί μόνο ο άνω και ο κάτω οπλισμός της δοκού ο οποίος παραμένει ίδιος σε όλο το μήκος της (στιγμιότυπα 4.4,4.5). Αναλυτικά οι υπολογισμοί των σιδηρών οπλισμών παρουσιάζεται στους πίνακες 4.1 έως 4.3.



(στιγμιότυπο 4.4)



(στιγμιότυπο 4.5)

Οροφή Ισογείου - Α - Β' ορόφου															
Τελικός Οπλισμός cm ²															
Δοκοί	Μήκος	Οπλισμός			Πρόσθετος Αριστερά			Πρόσθετος Δεξιά			Μονταζ	Κάτω	Άνω		
Δ1 (20/45)	4.6	5	Φ	16	1	Φ	12	2	Φ	16	2	Φ	10	7.04	5.09
Δ2 (20/45)	3.6	5	Φ	16	2	Φ	16				2	Φ	10	7.04	4.81
Δ3 (20/50)	4.7	6	Φ	18							2	Φ	10	11.45	4.60
Δ4 (20/50)	3.6	6	Φ	18							2	Φ	10	11.45	4.60
Δ5 (20/50)	4.7	5	Φ	20							2	Φ	10	11.00	5.50
Δ6 (20/50)	3.75	5	Φ	20							2	Φ	10	11.00	5.50
Δ7 (20/55)	2.85	5	Φ	20							2	Φ	10	11.00	5.50
Δ8 (20/55)	3.3	4	Φ	16							2	Φ	10	6.03	2.80
Δ9 (20/30)	3.05	5	Φ	18							2	Φ	10	8.91	4.60
Δ10 (20/55)	3.55	5	Φ	14							2	Φ	10	5.39	3.09
Δ11 (20/55)	2.9	5	Φ	16							2	Φ	10	7.04	3.80
Δ12 (20/55)	3.5	5	Φ	16							2	Φ	10	7.04	3.80
Δ13 (20/50)	4.1	6	Φ	20							2	Φ	10	14.14	5.50
Δ14 (20/55)	2	4	Φ	14				2	Φ	16	2	Φ	10	4.62	3.33
Δ15 (20/55)	3.05	5	Φ	20	2	Φ	16	2	Φ	14	2	Φ	10	11.00	7.27
Δ16 (20/55)	4.45	5	Φ	18	2	Φ	14				2	Φ	10	8.91	5.37
Δ17 (20/50)	4.2	6	Φ	20							2	Φ	10	14.14	5.50
Δ18 (20/50)	2.95	5	Φ	16	2	Φ	20	1	Φ	14	2	Φ	10	7.04	5.76
Δ19 (20/50)	2.4	5	Φ	14	1	Φ	14				2	Φ	10	5.39	3.48
Δ20 (20/50)	2.9	5	Φ	12				1	Φ	18	2	Φ	10	3.96	3.12
Δ21 (20/50)	4.45	5	Φ	16	1	Φ	18				2	Φ	10	7.04	4.44
Δ22 (20/50)	4.75	4	Φ	18				2	Φ	16	2	Φ	10	7.63	4.34
Δ23 (20/50)	4	4	Φ	16	2	Φ	16	1	Φ	16	2	Φ	10	6.03	4.30
Δ24 (20/50)	4.45	5	Φ	16	1	Φ	16				2	Φ	10	7.04	4.30

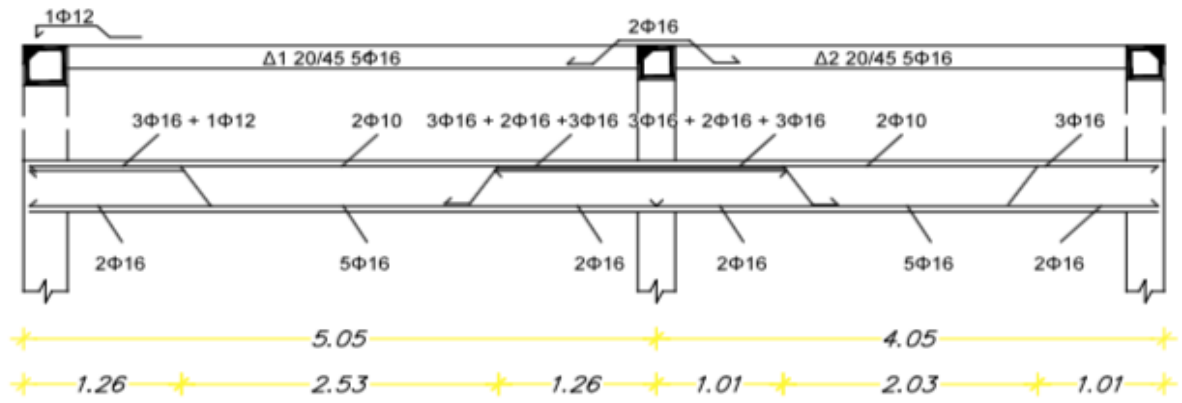
(πίνακας 4.1)

Όροφή Γ' ορόφου															
Τελικός Οπλισμός cm2															
Δοκοί	Μήκος	Οπλισμός			Πρόσθετος Αριστερά			Πρόσθετος Δεξιά			Μονταζ			Κάτω	Άνω
Δ1 (20/45)	4.6	4	Φ	16	1	Φ	12	2	Φ	16	2	Φ	10	6.03	4.08
Δ2 (20/45)	3.6	4	Φ	16	2	Φ	16				2	Φ	10	6.03	3.80
Δ3 (20/50)	4.7	4	Φ	18							2	Φ	10	7.63	3.33
Δ4 (20/50)	3.6	4	Φ	18							2	Φ	10	7.63	3.33
Δ5 (20/50)	4.7	4	Φ	20							2	Φ	10	9.42	3.93
Δ6 (20/50)	3.75	4	Φ	20							2	Φ	10	9.42	3.93
Δ7 (20/55)	2.85	4	Φ	14							2	Φ	10	4.62	2.32
Δ8 (20/55)	3.3	4	Φ	14							2	Φ	10	4.62	2.32
Δ9 (20/30)	3.05	4	Φ	16							2	Φ	10	6.03	2.80
Δ10 (20/55)	3.55	4	Φ	10							2	Φ	10	2.36	1.57
Δ11 (20/55)	2.9	4	Φ	12							2	Φ	10	3.39	1.92
Δ12 (20/55)	3.5	5	Φ	12							2	Φ	10	3.96	2.48
Δ13 (20/50)	4.1	5	Φ	18							2	Φ	10	8.91	4.60
Δ14 (20/55)	2	4	Φ	12				2	Φ	16	2	Φ	10	3.39	2.92
Δ15 (20/55)	3.05	2	Φ	12							1	Φ	10	1.70	0.96
		2	Φ	14	2	Φ	16	2	Φ	14	1	Φ	10	4.01	3.90
Δ16 (20/55)	4.45	4	Φ	16	2	Φ	14				2	Φ	10	6.03	3.57
Δ17 (20/50)	4.2	5	Φ	18							2	Φ	10	8.91	4.60
Δ18 (20/50)	2.95	2	Φ	12							1	Φ	10	1.70	0.96
		2	Φ	16	2	Φ	20	1	Φ	14	1	Φ	10	4.71	4.31
Δ19 (20/50)	2.4	5	Φ	12	1	Φ	14				2	Φ	10	3.96	2.87
Δ20 (20/50)	2.9	4	Φ	12				1	Φ	18	2	Φ	10	3.39	2.55
Δ21 (20/50)	4.45	4	Φ	16	1	Φ	18				2	Φ	10	6.03	3.43
Δ22 (20/50)	4.75	4	Φ	16				2	Φ	16	2	Φ	10	6.03	3.80
Δ23 (20/50)	4	4	Φ	12	2	Φ	16	1	Φ	16	2	Φ	10	3.39	3.42
Δ24 (20/50)	4.45	4	Φ	14	1	Φ	16				2	Φ	10	4.62	2.83

(πίνακας 4.2)

Όροφή Δώματος															
Τελικός Οπλισμός cm2															
Δοκοί	Μήκος	Οπλισμός			Πρόσθετος Αριστερά			Πρόσθετος Δεξιά			Μονταζ			Κάτω	Άνω
Δ7 (20/55)	2.85	4	Φ	14							2	Φ	10	4.62	2.32
Δ11 (20/55)	2.9	4	Φ	12							2	Φ	10	3.39	1.92
Δ13 (20/50)	4.1	5	Φ	18							2	Φ	10	8.91	4.60
Δ17 (20/50)	4.2	5	Φ	18							2	Φ	10	8.91	4.60

(πίνακας 4.3)



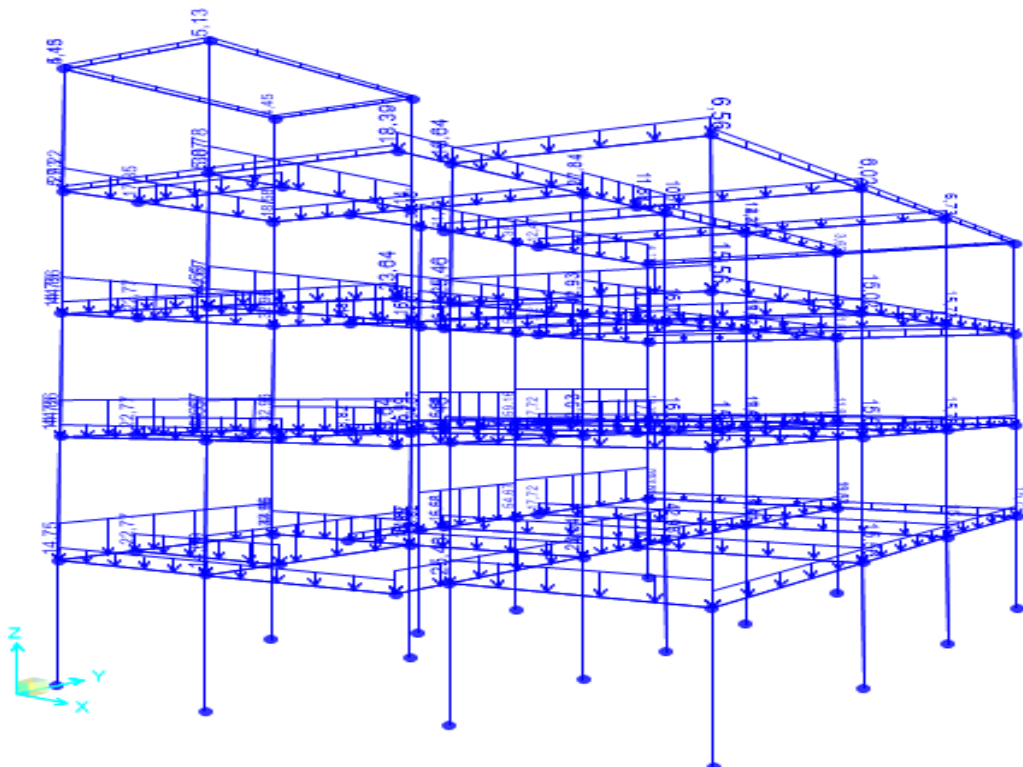
(σχήμα 4.1)

4.4 Προσομοίωση Θεμελίωσης

Στην προσομοίωση της εν λόγω κατασκευής το κτίριο θεωρήθηκε πακτωμένο στη βάση του.

4.5 Εισαγωγή φορτίων στο προσομοίωμα

Στη συνέχεια εφαρμόζουμε σε κάθε δοκό το φορτίο που της αναλογεί όπως αυτά έχουν υπολογιστεί στο Κεφάλαιο 2 (στιγμιότυπο 4.6).



(στιγμιότυπο 4.6)

Κεφάλαιο 5

Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του υφιστάμενου δομήματος

5.1 Ελαστικές αναλύσεις

Κατά την διαδικασία της αποτίμησης της υφιστάμενης κατασκευής έγιναν ελαστικές αναλύσεις. Αρχικά έγινε ελαστική ανάλυση οριζόντιας φόρτισης κατά την οποία προσδιορίστηκαν οι δυσμενέστερες τιμές της αξονικής δύναμης, της τέμνουσας και των ροπών σε όλα τα υποστυλώματα και σε όλες τις δοκούς (πίνακες 5.1 έως 5.4, όπου στους 5.1 και 5.3 παρουσιάζονται οι δυσμενέστερες τιμές αξονικής, τέμνουσας και ροπής και στους 5.2 και 5.4 οι όροφοι όπου παρουσιάζουν αυτές τις τιμές. Στο τέλος κάθε πίνακα φαίνεται το δυσμενέστερο μέλος) έχοντας λάβει υπόψιν όλες τις αναλύσεις (φασματική ανάλυση, ανάλυση χρονοϊστορίας) για τους συνδυασμούς φόρτισης:

1. $1,35G+1,5Q$
2. $G+0,3Q+E_x$
3. $G+0,3Q-E_x$
4. $G+0,3Q+E_y$
5. $G+0,3Q-E_y$
6. $G+0,3Q+E_x+0,3E_y$
7. $G+0,3Q-E_x-0,3E_y$
8. $G+0,3Q+E_x-0,3E_y$
9. $G+0,3Q-E_x+0,3E_y$
10. $G+0,3Q+0,3E_x+E_y$
11. $G+0,3Q-0,3E_x-E_y$
12. $G+0,3Q+0,3E_x-E_y$
13. $G+0,3Q-0,3E_x+E_y$

Στη συνέχεια έγινε ιδιομορφική ανάλυση του φάσματος απόκρισης για τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής αλλά και τον έλεγχο της επίδρασης των ανώτερων ιδιόμορφων στην συμπεριφορά της κατασκευής (πίνακας 5.5).

➤ Ανάλυση οριζόντιας φόρτισης (πλευρική)

ΔΟΚΟΣ		Q		M	
		min	max	min	max
Δ1	1	-53.816	123.192	-201.3198	211.2303
Δ2	2	-46.787	128.227	-207.4522	184.9904
Δ3	3	-70.737	132.227	-266.2665	121.5807
Δ4	4	-83.62	205.466	-308.0521	333.903
Δ5	5	-75.74	126.475	-256.9928	124.0121
Δ6	6	-67.204	118.773	-223.5142	87.132
Δ7	7	-82.525	314.53	-347.9872	348.7355
Δ8	8	-63.354	243.68	-348.4824	318.5646
Δ9	10	-74.557	75.356	-34.923	35.6105
Δ10	11	-113.104	216.863	-289.5075	314.8211
Δ11	12	-48.213	255.841	-317.4923	323.6885
Δ12	13	-62.484	87.289	-46.135	163.75
Δ13	17	-256.18	267.813	-378.8018	296.9666
Δ14	16	-157.472	156.101	-196.2407	73.1292
Δ15	15	-332.852	326.929	-424.037	262.3496
Δ16	14	-364.51	347.111	-451.2838	298.938
Δ17	18	-253.973	266.02	-372.107	297.7835
Δ18	22	-200.387	195.361	-242.4732	277.5972
Δ19	21	-281.739	263.51	-241.4115	239.1193
Δ20	20	-188.62	189.785	-262.3788	211.5601
Δ21	19	-149.06	143.978	-249.223	206.6666
Δ22	25	-112.743	110.377	-174.7359	163.7222
Δ23	24	-110.09	102.38	-165.6674	141.9832
Δ24	23	-114.187	109.86	-193.0676	147.3785
		-364.51	347.111	-451.2838	348.7355
		Δ_16	Δ_16	Δ_16	Δ_7

(πίνακας 5.1)

ΔΟΚΟΣ		Q		M	
		min	max	min	max
Δ1	1	Ισόγειο	Α Όροφος	Α Όροφος	Α Όροφος
Δ2	2	Β Όροφος	Ισόγειο	Α Όροφος	Ισόγειο
Δ3	3	Ισόγειο	Α Όροφος	Α Όροφος	Α Όροφος
Δ4	4	Β Όροφος	Α Όροφος	Ισόγειο	Α Όροφος
Δ5	5	Β Όροφος	Α Όροφος	Α Όροφος	Α Όροφος
Δ6	6	Β Όροφος	Α Όροφος	Α Όροφος	Α Όροφος
Δ7	7	Ισόγειο	Ισόγειο	Ισόγειο	Ισόγειο
Δ8	8	Α Όροφος	Ισόγειο	Α Όροφος	Ισόγειο
Δ9	10	Β Όροφος	Α Όροφος	Α Όροφος	Β Όροφος
Δ10	11	Β Όροφος	Α Όροφος	Ισόγειο	Α Όροφος
Δ11	12	Α Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Ισόγειο

Δ12	13	Ισόγειο	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Α' Όροφος
Δ13	17	Ισόγειο	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Α' Όροφος
Δ14	16	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Α' Όροφος
Δ15	15	Ισόγειο	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Ισόγειο
Δ16	14	Β' Όροφος	Ισόγειο	Α' Όροφος	Α' Όροφος
Δ17	18	Ισόγειο	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Α' Όροφος
Δ18	22	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Α' Όροφος
Δ19	21	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο
Δ20	20	Ισόγειο	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Α' Όροφος
Δ21	19	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο
Δ22	25	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο
Δ23	24	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο
Δ24	23	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο
		Β' Όροφος	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο

(πίνακας 5.2)

		Q		M		N	
Υποσύλωμα		min	max	min	max	min	max
K1	39	5.591	222.177	-331.1411	501.1429	-1357.669	254.004
K2	36	-70.722	360.925	-403.0324	758.9975	-2255.939	266.632
K3	34	-14.659	189	-286.0313	280.9689	-876.067	228.179
K4	30	-17.825	181.503	-247.5267	370.9638	-1232.009	740.575
K5	26	-68.073	160.021	-242.8315	349.2304	-1151.338	651.741
K6	31	4.186	300.299	-458.4972	559.6281	-1532.176	-21.383
K7	27	-61.316	252.687	-277.589	486.1762	-1494.171	570.458
K8	40	1.891	175.348	-261.5618	256.7766	-759.067	70.433
K9	37	-21.942	244.986	-342.4414	411.6029	-1407.883	262.728
K10	35	0.406	204.048	-306.3873	305.7556	-1113.424	4.409
K11	32	-9.821	223.224	-284.7814	400.0151	-1099.99	57.396
K12	28	0.556	173.199	-219.168	354.0825	-1180.437	384.181
K13	41	1.757	107.378	-120.9171	220.2148	-574.9	-9.144
K14	38	-4.665	142.909	-194.8159	275.1931	-952.179	13.34
K15	33	0.56	122.385	-179.667	233.5303	-854.244	0.307
K16	29	-19.62	126.705	-174.7798	211.5581	-915.71	215.741
		-70.722	360.925	-458.4972	758.9975	-2255.939	740.575
		K2	K2	K6	K2	K2	K4

(πίνακας 5.3)

		Q		M		N	
Υποσύλωμα		min	max	min	max	min	max
K1	39	Δώμα	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Ισόγειο
K2	36	Α' Όροφος	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Ισόγειο
K3	34	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο

K4	30	Δώμα	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Ισόγειο
K5	26	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Ισόγειο
K6	31	Γ' Όροφος	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Γ' Όροφος
K7	27	Α' Όροφος	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Ισόγειο
K8	40	Ισόγειο	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο
K9	37	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Ισόγειο
K10	35	Ισόγειο	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Ισόγειο	Γ' Όροφος
K11	32	Α' Όροφος	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Ισόγειο
K12	28	Γ' Όροφος	Ισόγειο	Β' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Ισόγειο
K13	41	Ισόγειο	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Γ' Όροφος
K14	38	Α' Όροφος	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Β' Όροφος
K15	33	Γ' Όροφος	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Ισόγειο
K16	29	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Ισόγειο
		Α' Όροφος	Ισόγειο	Α' Όροφος	Ισόγειο	Ισόγειο	Ισόγειο

(πίνακας 5.4)

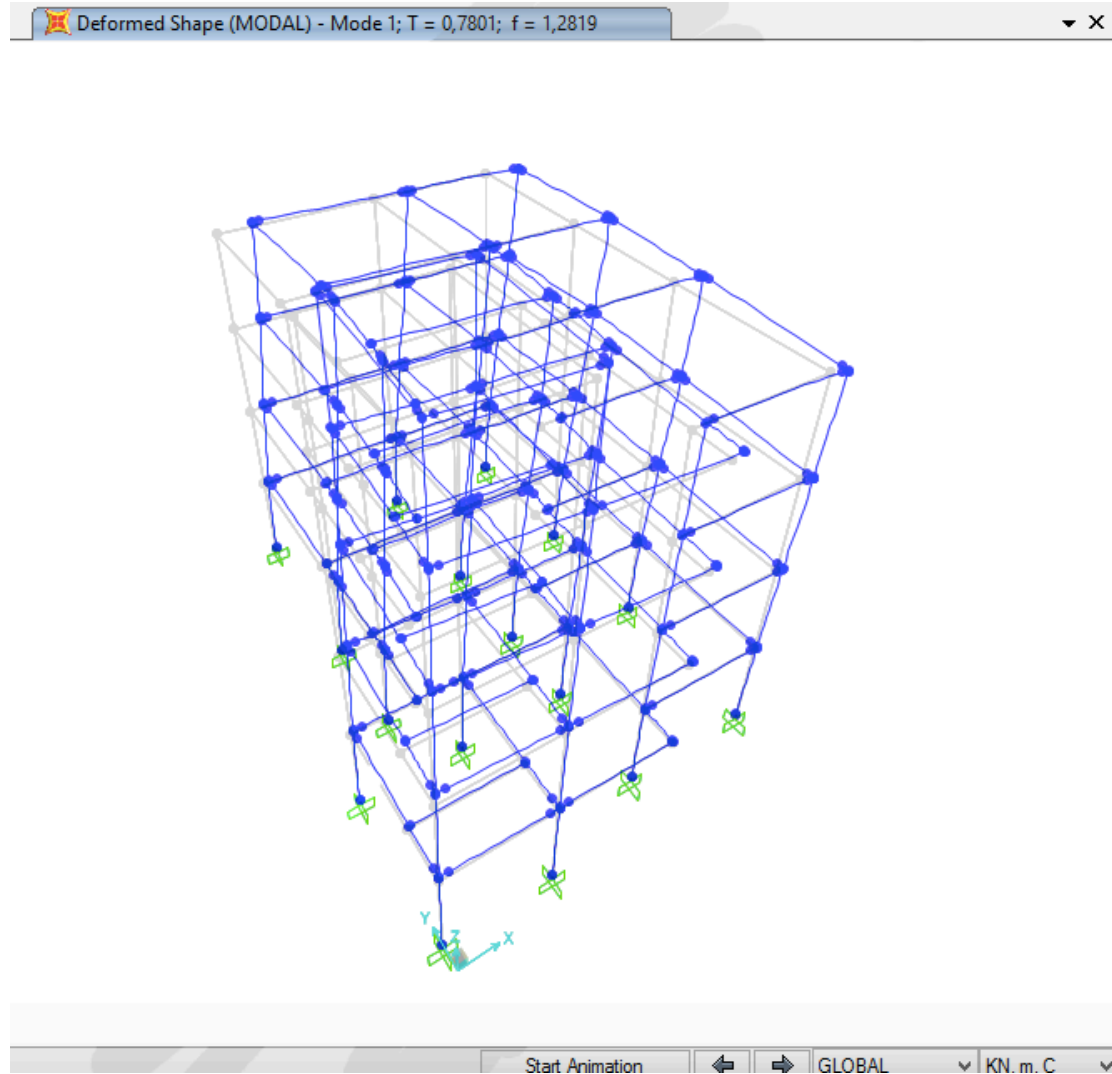
➤ **Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (γραμμική)**

Από τα ποσοστά συμμετοχής της μάζας που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή για κάθε διεύθυνση εκτιμάται η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών στην συμπεριφορά της κατασκευής. Υψηλές τιμές των ποσοστών αυτών υποδηλώνουν πως η κατασκευή αποκρίνεται κυρίως σύμφωνα με το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής της. Ακολουθούν οι πίνακες με τα δυναμικά χαρακτηριστικά για το κτίριο.

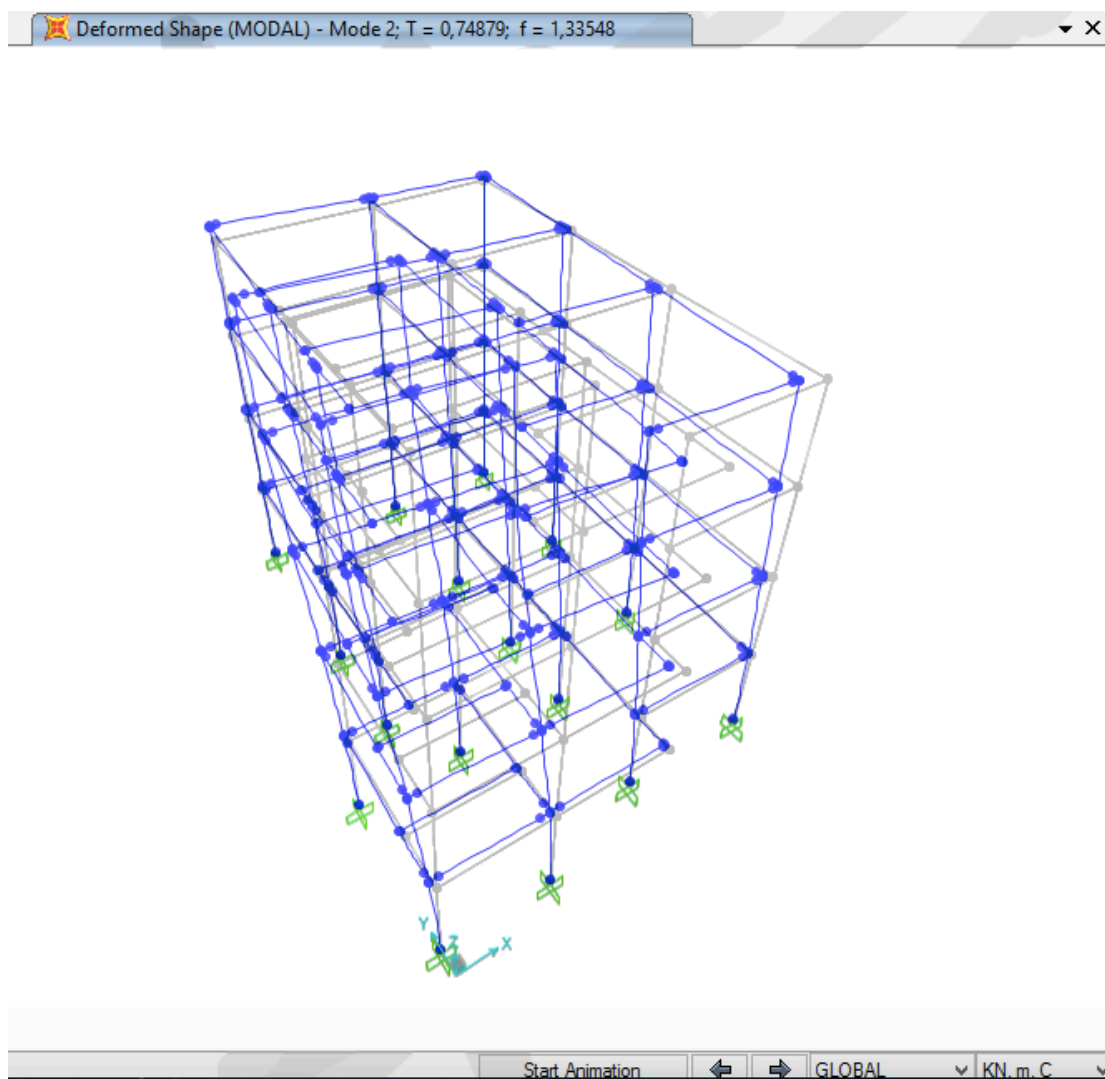
ΠΟΣΟΣΤΟ ΤΑΛΑΝΤΟΥΜΕΝΗΣ ΜΑΖΑΣ				
Ιδιομορφές	Ιδιοπερίοδοι	UX	UY	RZ
	Sec			
1	0,780095	0,61787	0,02734	0,0944
2	0,748792	0,0878	0,50354	0,13742
3	0,668438	0,03321	0,19422	0,50996
4	0,522048	0,00216	0,01968	0,00142
5	0,475505	0,0057	0,00628	0,00407
6	0,370079	0,00024	0,00004093	0,0001
7	0,354772	6,944E-07	0,00063	0,00082
8	0,306629	0,01183	0,06748	0,02036
9	0,300609	0,10157	0,00831	0,00092
10	0,279906	0,000009541	0,00482	0,06003
11	0,262529	0,00001375	0,0019	0,00865
12	0,249621	0,008	0,00012	0,00393
13	0,237707	0,00024	0,02019	0,02979
14	0,232726	0,00001283	0,01921	0,00003858
15	0,216063	0,01038	0,00025	0,00089
16	0,210785	0,00863	0,00000716	0,01
17	0,208968	0,00511	0,00016	0,00167
18	0,200593	0,00038	0,000001459	0,00021

(πίνακας 5.5)

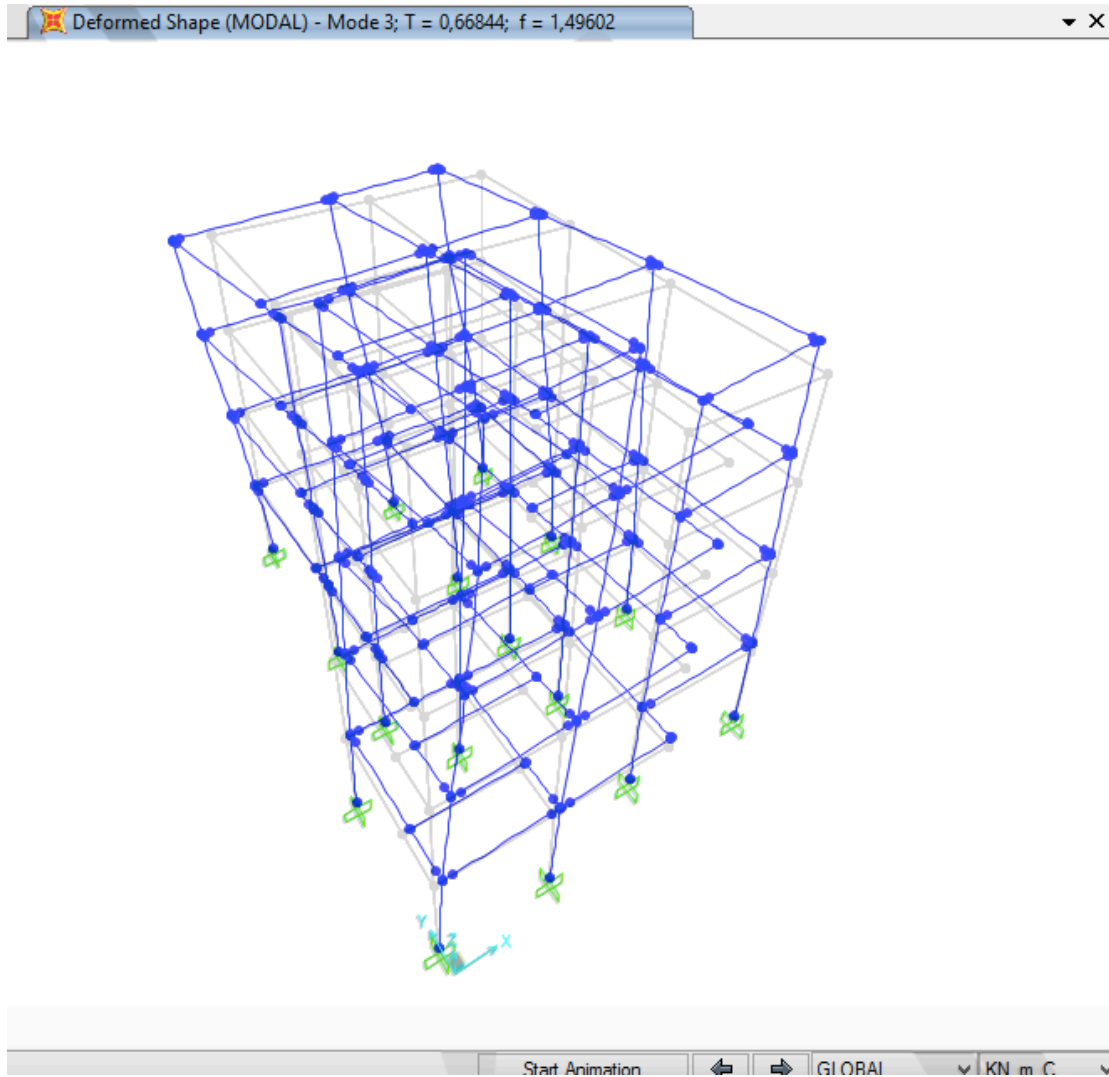
Για το κτίριο κατά την x-διεύθυνση η 1η καμπτική ιδιομορφή έχει τιμή ιδιοπεριόδου 0.78 sec με δρώσα κατά x 61.8% της συνολικής μάζας του κτιρίου ενώ η 2η κατά την y- διεύθυνση έχει τιμή 0.75 sec με δρώσα μάζα κατά y 50.4% της συνολικής μάζας του κτιρίου (στιγμιότυπα 5.1, 5.2, 5.3).



(στιγμιότυπο 5.1) Ιδιομορφή 1^η T=0,78sec καμπτική κατά x



(στιγμιότυπο 5.2) Ιδιομορφή 2^η T=0,75sec καμπτική κατά y



(στιγμιότυπο 5.3) Ιδιομορφή 3^η T=0,67sec στρεπτική

5.2 Στατική ανελαστική μέθοδος Push Over

Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτήρια στα οποία η επιρροή των ιδιομορφών δεν είναι σημαντική (δηλαδή υπάρχει ιδιομορφή που μεταφέρει περίπου 65% της σεισμικής μάζας). Σε περίπτωση που η επιρροή είναι σημαντική επιτρέπεται να εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μία συμπληρωματική δυναμική ανελαστική μέθοδο.

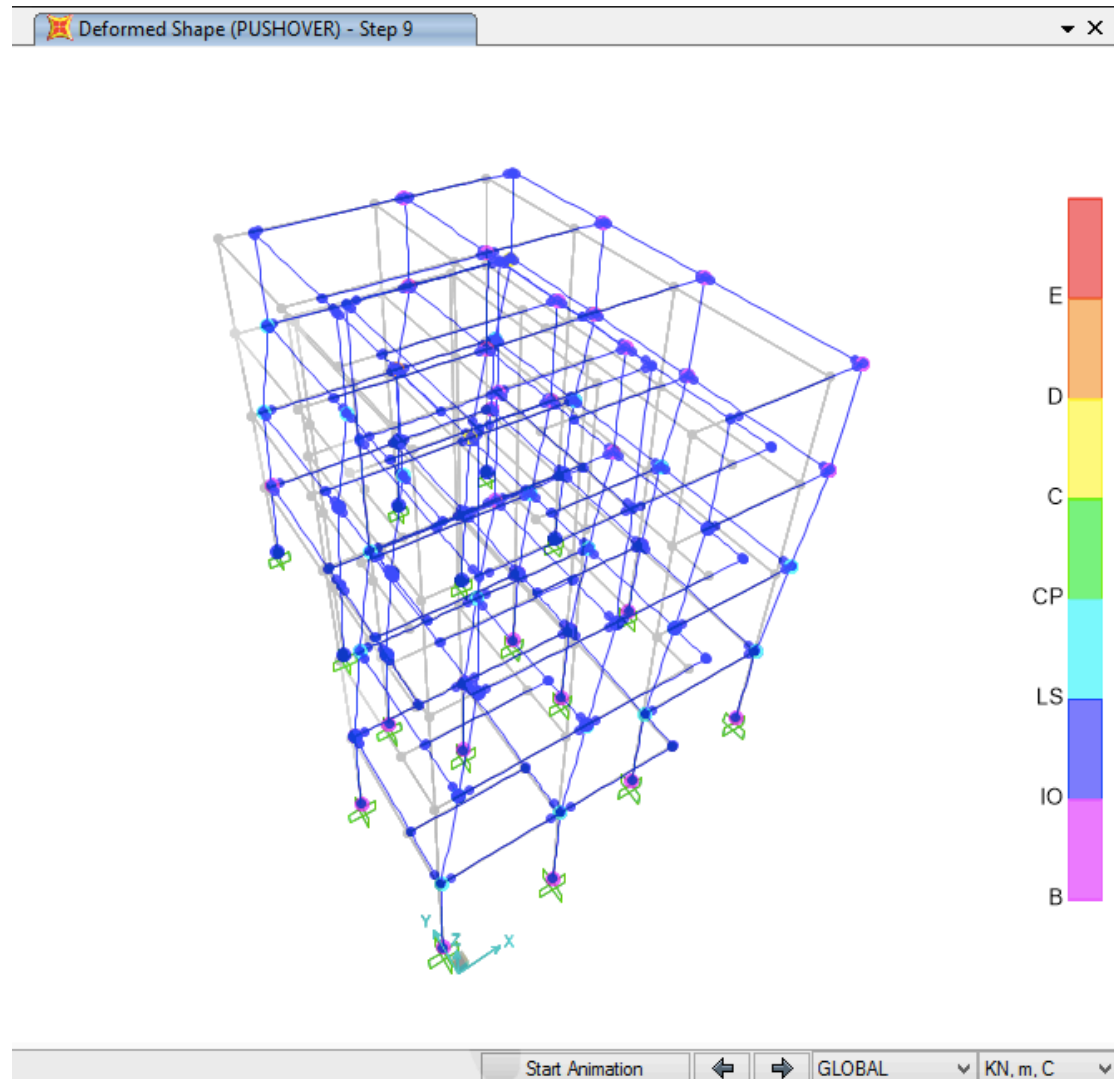
Η ανάλυση Push Over χρησιμοποιείται για την κατασκευή της καμπύλης αντίστασης του κτηρίου. Η καμπύλη αυτή χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης - μετακίνησης του κόμβου ελέγχου. Κατά την ανάλυση το προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Στην πρακτική εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η χάραξη της καμπύλης αντίστασης μέχρι ένα σημείο που αντιστοιχεί σε μετακίνηση μεγαλύτερη από εκείνη για την οποία θα γίνει ο έλεγχος (στοχευόμενη).

Μετά την κατασκευή της καμπύλης αντίστασης η μη γραμμική σχέση που συνδέει την τέμνουσα βάσης με την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου μπορεί να αντικατασταθεί από μια εξιδανικευμένη καμπύλη (διγραμμική) προκειμένου να

υπολογιστεί η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e και η αντίστοιχη δύναμη διαρροής V_y του κτιρίου.

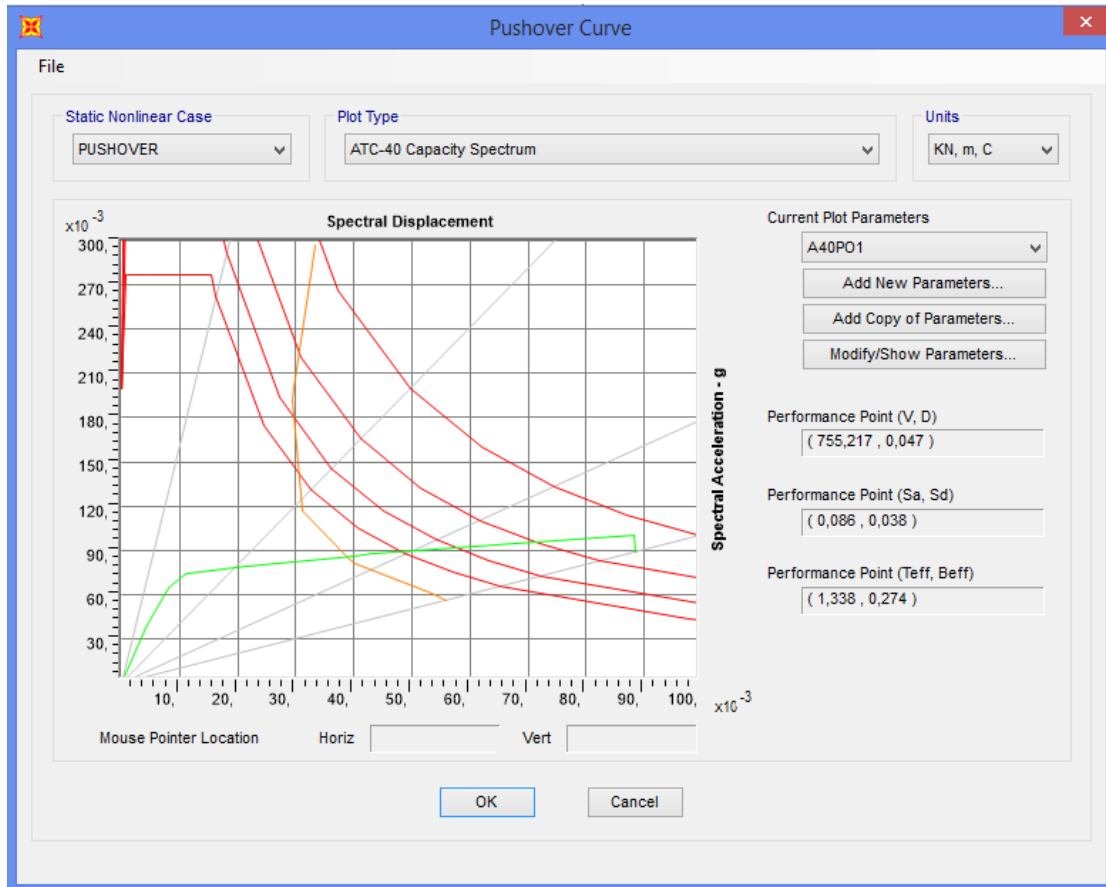
Η ανάλυση του κτιρίου θα γίνει σε δύο διευθύνσεις. Οι έλεγχοι, κατά την αποτίμηση του δομήματος με ανελαστική ανάλυση, στα μέλη γίνεται σε όρους παραμορφώσεων (γωνία στροφής χορδής) και σε όρους δυνάμεων (τέμνουσα) και ο τελικός στόχος σ' αυτό το στάδιο θα είναι ο προσδιορισμός της σεισμικής απαίτησης για το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα.

- **Αποτελέσματα μη - γραμμικής ανάλυσης κατά x**



(στιγμιότυπο 5.4)

Στο στιγμιότυπο 5.4 φαίνεται ο παραμορφωμένος φορέας στο τελικό βήμα (step 9), όπου επιτυγχάνεται η στοχευμένη μετακίνηση και την κατάσταση στην οποία βρίσκονται οι κόμβοι. Παρατηρούμε ότι σημαντικός αριθμός κόμβων έχει φτάσει στη στάθμη «προστασία ζωής» και οι κόμβοι αυτοί βρίσκονται κυρίως στις γωνίες του κτιρίου και στην περιοχή του κλιμακοστασίου.



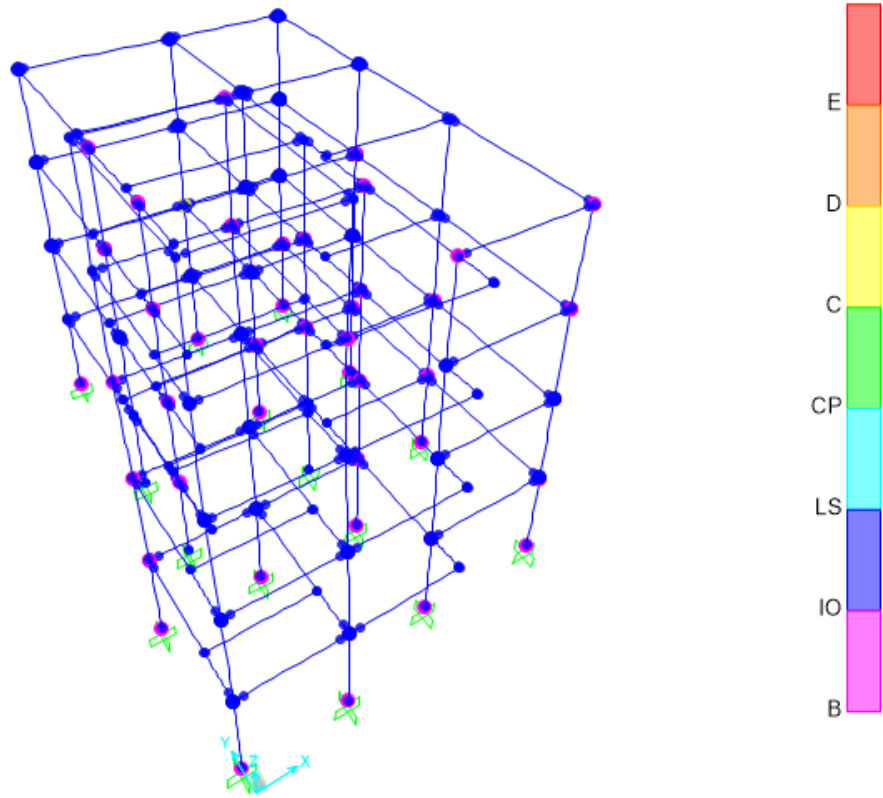
(στιγμιότυπο 5.5)

Στο στιγμιότυπο 5.5 φαίνεται η καμπύλη Push – Over και πιο συγκεκριμένα πρόκειται για την καμπύλη αντοχής όπου με πράσινο χρώμα φαίνεται η ικανότητα του κτηρίου και με πορτοκαλί η απαιτήσεις του κτηρίου σε σχέση με το ελαστικό φάσμα. Τέλος παρατηρούμε ότι το $T_{eff}=1,338$ που προσδιορίζει το σημείο τομής της πράσινης και της πορτοκαλί γραμμής το οποίο βρίσκεται όπως θα δούμε στο στιγμιότυπο 5.6 ότι βρίσκεται μεταξύ του βήματος 5 και 6 (step 5 – step 6).

LoadCase Text	Step Unitless	Teff Sec	Beff Unitless	SdCapacity m	SaCapacity Unitless	SdDemand m	SaDemand Unitless	Alpha Unitless	PFPi Unitless
PUSHOVER	0	0,673223	0,05	0	0	0,033446	0,297078	1	1
PUSHOVER	1	0,673223	0,05	0,004207	0,037365	0,033446	0,297078	0,77661	1,250787
PUSHOVER	2	0,711495	0,07575	0,008153	0,064834	0,031702	0,252105	0,77084	1,197448
PUSHOVER	3	0,772063	0,124002	0,010855	0,073309	0,029703	0,200602	0,772326	1,200938
PUSHOVER	4	0,786147	0,135051	0,011361	0,074005	0,029417	0,191612	0,774191	1,198528
PUSHOVER	5	1,037521	0,247062	0,021246	0,079456	0,031087	0,116257	0,788894	1,217775
PUSHOVER	6	1,360078	0,276518	0,039591	0,086161	0,03886	0,08457	0,787468	1,210339
PUSHOVER	7	1,410514	0,278226	0,04315	0,087311	0,040194	0,081329	0,784544	1,21446
PUSHOVER	8	1,878955	0,279742	0,08835	0,100742	0,053416	0,060909	0,72287	1,218848
PUSHOVER	9	2,009503	0,347829	0,088591	0,088318	0,055907	0,055735	0,719213	1,197839

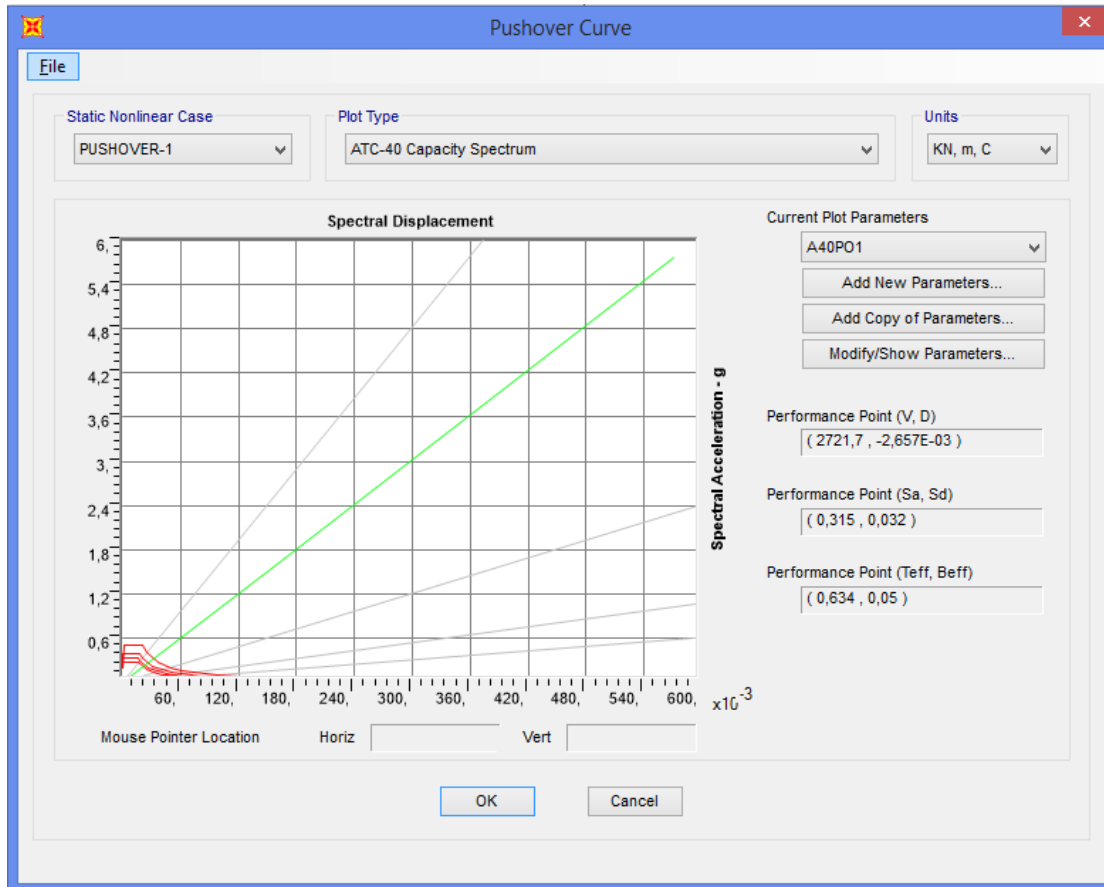
(στιγμιότυπο 5.6)

▪ Αποτελέσματα μη - γραμμικής ανάλυσης κατά y



(στιγμιότυπο 5.7)

Στο στιγμιότυπο 5.7 φαίνεται ο παραμορφωμένος φορέας στο τελικό βήμα όπου επιτυγχάνεται η στοχευμένη μετακίνηση και την κατάσταση στην οποία βρίσκονται οι κόμβοι.



(στιγμιότυπο 5.8)

Στο στιγμιότυπο 5.8 φαίνεται η καμπύλη Push – Over και πιο συγκεκριμένα με πράσινο χρώμα φαίνεται η ικανότητα του κτηρίου και με πορτοκαλί η απαιτήσεις του κτηρίου σε σχέση με το ελαστικό φάσμα με $T_{eff}=0,634$.

Κεφάλαιο 6

Προτεινόμενα μέτρα ενίσχυσης

6.1 Ενισχύσεις μελών

Με τον όρο ενίσχυση νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού. Τα κριτήρια επιλογής της δομητικής επέμβασης προκύπτουν με βάση τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την αποτίμηση του δομήματος καθώς και από τη φύση και την έκταση των βλαβών ή φθορών (όταν υπάρχουν), λαμβάνονται αποφάσεις επεμβάσεων με στόχο αφενός μεν την ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού, αφετέρου δε την ελαχιστοποίηση του κόστους και την εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών. Τύποι επεμβάσεων παρουσιάζονται παρακάτω.

- Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται εναλλακτικά με την επιλεκτική ή συνολική ενίσχυση των δομικών στοιχείων ή με προσθήκη νέων στοιχείων που αναλαμβάνουν μέρος ή το σύνολο των σεισμικών δράσεων (π.χ. τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα ή δικτυώματα από χάλυβα, τοιχοποιία πλήρωσης, διαζώματα από χάλυβα, ξύλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα σε κτίρια από τοιχοποιία κ.λπ.). Στην περίπτωση αυτήν, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στο σχεδιασμό της θεμελίωσης λόγω της αύξησης της μάζας του δομήματος αλλά και των σεισμικών φορτίων.

- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης των μελών. Η αύξηση της μετελαστικής ικανότητας παραμόρφωσης επιτυγχάνεται με βελτίωση της περίσφιξης των υφιστάμενων μελών, π.χ. με εξωτερικούς συνδετήρες, χαλύβδινα ελάσματα, ινοπλισμένα πολυμερή κ.λπ.
- Διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών και μη-κανονικοτήτων □ Η διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών συνίσταται στην άρση εκείνων των χαρακτηριστικών που συνεπάγονται δυσμενή αντισεισμική συμπεριφορά. Ενδεικτικά αναφέρονται: Η τροποποίηση του δομητικού συστήματος (κατάργηση ορισμένων αρμών, κατάργηση ευαίσθητων

δομικών στοιχείων, τροποποίηση προς μια πιο κανονική και πιο πλάσσιμη μορφή) Προσθήκη ελαστικών συνδέσμων μεταξύ της ψαθυρής τοιχοποιίας και του περιβάλλοντος στοιχείου, όταν τούτο επιτρέπεται από την αντοχή της τοιχοποιίας -Τοπική ή συνολική τροποποίηση δομικών στοιχείων που έχουν ή δεν έχουν πάθει βλάβες -Πλήρης αντικατάσταση ανεπαρκών μελών ή μελών που έχουν πάθει εκτεταμένες βλάβες -Ανακατανομή έντασης (π.χ. μέσω εξωτερικής προέντασης)

- Μείωση των σεισμικών απαιτήσεων. Η μείωση των σεισμικών απαιτήσεων επιτυγχάνεται με τη μείωση της μάζας του δομήματος, την τροποποίηση του δομητικού συστήματος με στόχο την ευεργετική αλλαγή της ιδιοπεριόδου του δομήματος (π.χ. μέσω συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας), κ.λ.π.

Οι δύο προτεινόμενοι τρόποι ενίσχυσης για την κατασκευή μας είναι οι εξής:

- Σταδιακή ενίσχυση υποστυλωμάτων σε συνέχεια με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής. Με αυτό τον τρόπο ενισχύονται σταδιακά ορισμένα υποστυλώματα, τρέχουμε τις αναλύσεις από τις οποίες βγάζουμε συμπεράσματα για το ποια υποστυλώματα θα ενισχύσουμε στην συνέχεια.
- Προσθήκη τοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος σε συνέχεια με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής. Από τις αναλύσεις του κτηρίου επιλέγονται τέσσερις θέσεις όπου κατασκευάζονται τοιχεία.

6.2 Ενίσχυση υποστυλωμάτων

Η ενίσχυση ενός υποστυλώματος, αφορά την διαδικασία επέμβασης με την οποία αυξάνεται η φέρουσα ικανότητα του ή γενικότερα βελτιώνεται η συμπεριφορά του. Οι τεχνικές ενίσχυσης των υποστυλωμάτων μπορούν να διακριθούν σε δύο βασικές κατηγορίες ανάλογα με την αύξηση ή όχι της διατομής του υποστυλώματος. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι τεχνικές στις οποίες δεν αυξάνεται η διατομή του υποστυλώματος και η ενίσχυση επιτυγχάνεται με ενεργή περίσφιγξη του στοιχείου. Η ενίσχυση αυτή μπορεί να γίνει με τη χρήση επικολλητών κολλάρων μεταλλικών ή FRP, με τη χρήση προεντεταμένων κολλάρων από χάλυβα ή FRP (με τη μορφή ταινίας πακεταρίσματος), με τη χρήση σπειροειδούς οπλισμού, με ολόσωμο μανδύα από ινοπλισμένα πολυμερή ή ακόμη και με την τεχνική του μεταλλικού κλωβού.

Στην δεύτερη κατηγορία η ενίσχυση επιτυγχάνεται με αύξηση της διατομής του υποστυλώματος με νέες στρώσεις σκυροδέματος και νέους οπλισμούς,

κατασκευάζοντας ένα μανδύα γύρω από το αρχικό στοιχείο.



(Εικόνα 6.1) Περίσφιξη με ολόσωμο μανδύα από FRP



(Εικόνα 6.2) Επέμβαση με μεταλλικό κλωβό



(Εικόνα 6.3) Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος

➤ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Η τεχνική της κατασκευής μανδύων σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητάς τους. Συνήθως εφαρμόζεται σε περιπτώσεις υποστυλωμάτων με σοβαρές βλάβες ή γενικότερα όταν διαπιστώνεται ιδιαίτερη ανεπάρκεια της αντοχής τους ή άλλων χαρακτηριστικών τους. Η τεχνική περιλαμβάνει την αύξηση της διατομής του υποστυλώματος με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά και μπορεί να εκτείνεται είτε σε όλο το μήκος του υποστυλώματος (ολικός μανδύας) είτε σε ένα μόνο τμήμα του (τοπικός μανδύας). Ακόμη ο μανδύας μπορεί να περιβάλλει ολόκληρη τη διατομή (κλειστός μανδύας) ή τμήμα αυτής (ανοιχτός μανδύας) σε περιπτώσεις υποστυλωμάτων ευρισκόμενα στα όρια με άλλη οικοδομή.

➤ ΕΙΔΗ ΜΑΝΔΥΩΝ

Τα είδη των μανδύων που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση υποστυλωμάτων είναι :

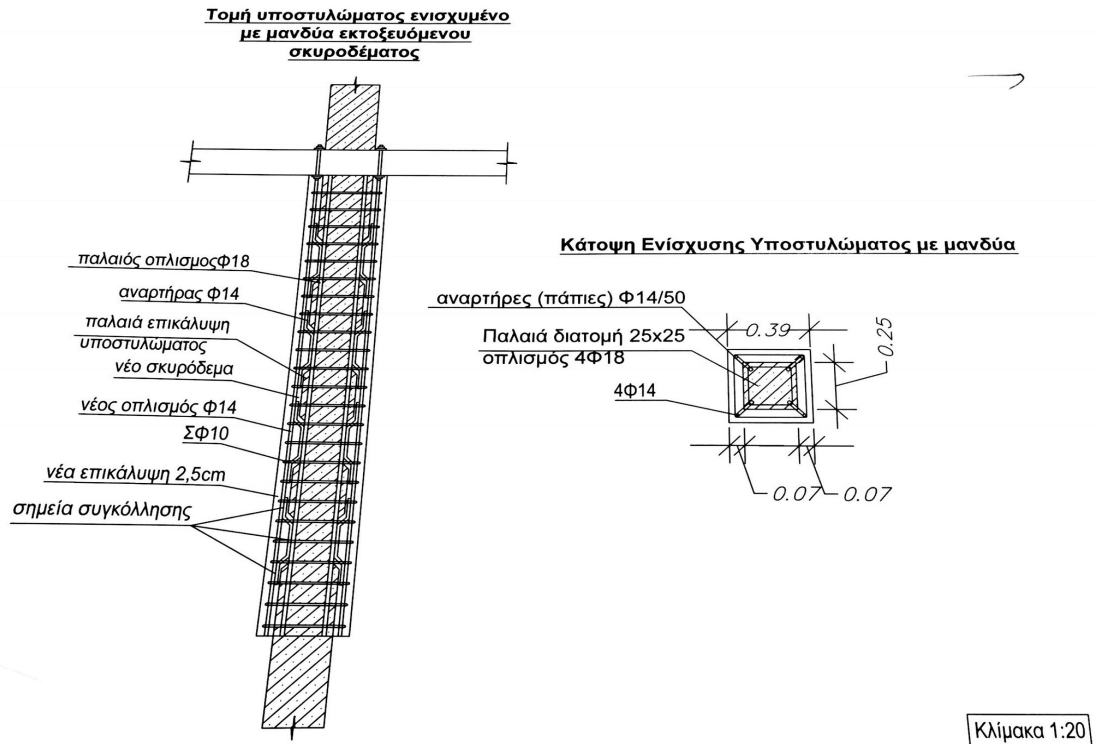
1. Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα. Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται όταν ο μανδύας που πρόκειται να κατασκευαστεί έχει πάχος μεγαλύτερο από 8 cm. Για τη σκυροδέτηση του μανδύα απαιτείται η χρήση ξυλοτύπου.
2. Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη πρακτική για την περίπτωση που το συνολικό πάχος του μανδύα δεν υπερβαίνει τα 10 cm. Αν και δεν απαιτείται ξυλότυπος, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα. Για το σκοπό αυτό γίνεται συνήθως χρήση οδηγών. Το μεγαλύτερο πρόβλημα αυτών των μανδύων είναι ότι η συστολή ξήρανσης του σκυροδέματος είναι μεγαλύτερη έναντι των άλλων.
3. Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα. Το κυριότερο πλεονέκτημα αυτού του είδους των μανδύων είναι η εύκολη σκυροδέτηση ακόμα και παρουσία πυκνού διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού. Η διαδικασία εφαρμογής του σκυροτσιμεντοπήγματος περιλαμβάνει την τοποθέτηση αδρανών σε καλούπια και στη συνέχεια την πλήρωση των μεταξύ τους κενών με υγροποιημένο τσιμέντο υπό πίεση. Η συστολή ξηράνσεως μειώνεται στο ελάχιστο. Η χρήση της συγκεκριμένης τεχνικής δεν είναι διαδεδομένη στη χώρα μας.

4. Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα. Με τη χρησιμοποίηση ειδικών σκυροδεμάτων ή τσιμεντοκονιαμάτων είναι δυνατόν να υλοποιηθούν μανδύες εξαιρετικά μικρού πάχους. Το βασικό μειονέκτημα είναι το αυξημένο κόστος κατασκευής τους.

Η σειρά συνήθως που απαιτείται για την κατασκευή μανδύων (κλειστών) οπλισμένου σκυροδέματος είναι η παρακάτω:

- 1) Στην αρχή αποφορτίζονται και υποστυλώνονται οι πλάκες και οι δοκοί που συντρέχουν στο προς ενίσχυση υποστύλωμα.
- 2) Έπειτα απομακρύνεται το αποδιοργανωμένο σκυρόδεμα και αποκαθίσταται η συνέχεια του υποστυλώματος επισκευάζοντας τις τυχόν προϋπάρχουσες τοπικές βλάβες (π.χ. λυγισμένες ράβδοι οπλισμού).
- 3) Αποκαλύπτονται οι οπλισμοί σε θέσεις που έχουν προεπιλεγεί για συγκόλληση με νέους οπλισμούς (εφόσον προβλέπεται).
- 4) Διανοίγονται και προετοιμάζονται οι κατάλληλες οπές στις θέσεις αγκύρωσης των νέων ράβδων οπλισμού και στις θέσεις που τυχόν προβλέπονται βλήτρα.
- 5) Εκτραχύνεται καλά η επιφάνεια του σκυροδέματος με επιμέλεια σε βάθος 6 mm με κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό (π.χ. με “ ματσακόνι” όχι απλώς με σφυρί και καλέμι), ή ακόμη καλύτερα με υδροαμμοβολή, έτσι ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή.
- 6) Καθαρίζεται επιμελώς η επιφάνεια του υποστυλώματος χρησιμοποιώντας αέρα υπό πίεση.
- 7) Αγκυρώνονται στα άκρα τους οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού με χημική πάκτωση με τη χρήση υποστυλώμα.[8] κόλλας.

Για κατασκευαστική ευκολία είναι δυνατόν να μην αγκυρωθούν απευθείας οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού, αλλά να προηγηθεί η αγκύρωση μικρότερων τμημάτων ράβδων οπλισμού επί των οποίων στην συνέχεια θα “ ματιστούν” οι νέες ράβδοι.



(εικόνα 6.4) Κλειστός μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος

Κατασκευαστικές λεπτομέρειες για την τοποθέτηση των FRP :

Η εφαρμογή των σύνθετων ινοπλισμένων σα μέσο ενίσχυσης είναι γενικά μια εύκολη διαδικασία. Εξαιρεση αποτελεί η τοποθέτηση για ενίσχυση FRP σε κάμψη. Τα στοιχεία τα οποία τοποθετούνται πρέπει να αγκυρώνονται επαρκώς στους κόμβους πράγμα το οποίο είναι εξαιρετικά δύσκολο. Για να εξασφαλισθεί η συνέχεια (αγκύρωση) των οπλισμών στο κόμβο πρέπει είτε οι δοκοί να έχουν μικρότερο πλάτος από τα υποστυλώματα είτε να χρησιμοποιούνται οπλισμοί σύνθετων υλικών μικρού πλάτους π.χ. μορφής ράβδων. Αντιθέτως η τοποθέτηση ελασμάτων ή υφασμάτων για ενίσχυση σε διάτμηση ή για περίσφιξη είναι αρκετά εύκολη. Καταρχήν απαιτείται απομάκρυνση του επιφανειακού γαλακτώματος του στοιχείου στην περιοχή όπου θα γίνει επιβολή του υφάσματος. Οι επιφάνειες πρέπει να καθαριστούν μέχρι να αποκαλυφθούν τα αδρανή (συνήθως γίνεται με χρήση μηχανικού τριβίου). Μικροκοιλότητες στην επιφάνεια του σκυροδέματος πρέπει να γεμιστούν με παχύρρευστο υλικό, το οποίο είναι συνήθως εποξειδικός στόκος, αποτελούμενο από δύο συστατικά με συγκεκριμένη αναλογία και χαρακτηριστικά, όπως ο χρόνος εργασιμότητας (2-3hr), που δίνονται από τον προμηθευτή. Γενικά κάθε ίχνος σκόνης που θα μπορούσε να επηρεάσει δυσμενώς την πρόσφυση του συγκολλητικού υλικού πρέπει να απομακρυνθεί από την επιφάνεια. Επίσης η επιφάνεια πρέπει να είναι εξομαλυσμένη και σχετικά λεία, ώστε να υπάρχει συνεχής επαφή του σύνθετου υλικού και του σκυροδέματος και για να μη πληγώνεται ο μανδύας από τυχόν

εξογκώματα. Απαραίτητη είναι η σωστή διαμόρφωση των γωνιών του στοιχείου, ώστε να αποφύγουμε τις συγκεντρώσεις τάσεων στο μανδύα στις γωνίες. Μια καμπυλότητα των 3cm κρίνεται γενικά αποδεκτή. Όμως επειδή με την αφαίρεση του σκυροδέματος δημιουργείται ανώμαλη επιφάνεια πρέπει να τοποθετούμε επισκευαστικό μη συρρικνωμένο κονίαμα με αντοχή αποκόλλησης από το σκυρόδεμα γύρω στα 1.5-2.5 Μpa. Επίσης το ύψος του υφάσματος πρέπει να είναι το μέγιστο μεταξύ του και το ύψος που χρειάζεται για να εσωκλείει τη μάτιση. Η τοποθέτηση του υφάσματος γίνεται ως εξής:

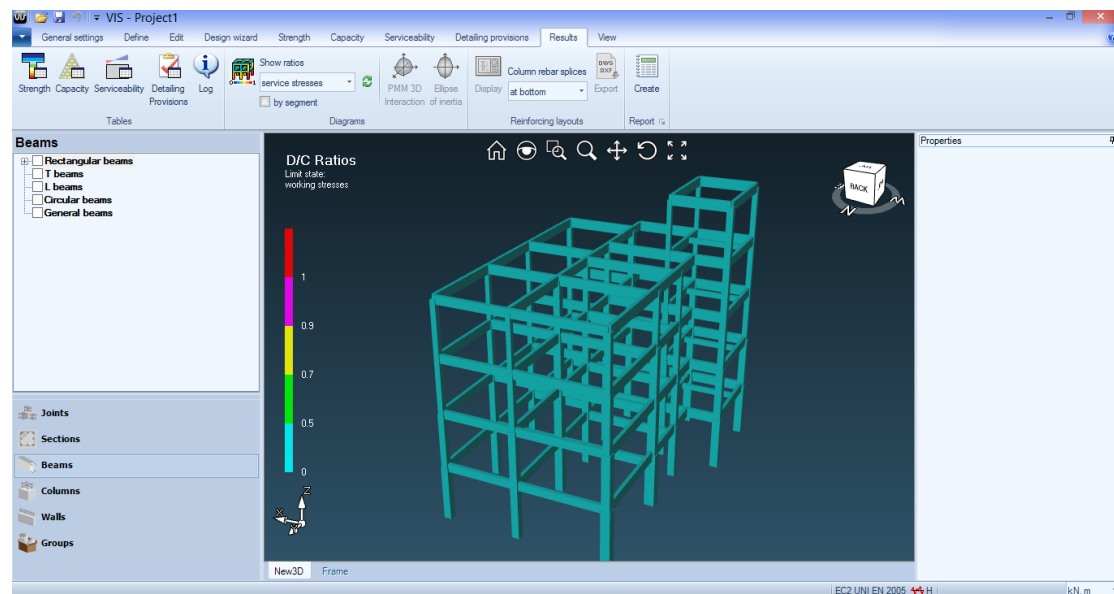
Προοδευτικά τοποθετείται στρώση ρητίνης πάνω στην οποία επικολλείται το σύνθετο υλικό το οποίο πρέπει να μην είναι χαλαρό και ύστερα από τη τοποθέτηση του να πιέζεται ώστε να μην εγκλωβίζεται αέρας. Η επικόλληση πολλαπλών στρώσεων εξασφαλίζεται μέσω της συνεχούς περιτύλιξης με ύφασμα και της ταυτόχρονης εφαρμογής ρητίνης πάνω σε κάθε στρώση υφάσματος. Στο τέλος πρέπει να γίνεται παράθεση των άκρων που πρέπει να είναι περίπου ίσο με το μισό της μεγαλύτερης πλευράς. Επίσης πρέπει να αφήνεται αρμός στη βάση του υποστυλώματος ώστε να εξασφαλίζεται η ανεμπόδιστη στροφή του και το ύφασμα να επικαλύπτεται με μια επιφανειακή στρώση επίχρισης τόσο για αισθητικούς λόγους όσο όπως προαναφέρθηκε για να αποφεύγεται η επαφή τους με τον ήλιο.

- **Πρώτη λύση ενίσχυσης υφιστάμενης κατασκευής**

Έτσι λοιπόν ως πρώτη λύση ενίσχυσης προτείνεται η σταδιακή ενίσχυση υποστυλωμάτων, η επιλογή των υποστυλωμάτων που ενισχύονται προέκυψε από τις παραπάνω ελαστικές και ανελαστικές αναλύσεις. Κυρίως από τις ανελαστικές για τους εξής λόγους: Έχει ήδη αναφερθεί ότι μια σύγχρονη διαδικασία για την εκτίμηση του μεγέθους επέμβασης σε ένα υφιστάμενο κτίριο είναι σκόπιμο να στηρίζεται σε μη-γραμμικές αναλύσεις και συγκεκριμένα στη μη-γραμμική στατική ανάλυση. Η παρατήρηση αυτή συνδέεται με τα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης αναλυτικής διαδικασίας, τα οποία έχουν οδηγήσει στην καθιέρωση της χρήσης της για την αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας υφιστάμενων κτιρίων. Το βασικότερο από αυτά είναι η δυνατότητα «αποτύπωσης» της συμπεριφοράς του φορέα σε ένα διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετατόπισης το οποίο περιλαμβάνει όλες τις απαραίτητες πληροφορίες για τον χαρακτηρισμό μιας κατασκευής ως επαρκούς ή μη. Αυτό επιτυγχάνεται με τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετατόπισης και την τοποθέτησή της στην ανωτέρω καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, στην οποία μπορούν να εντοπισθούν αντίστοιχες τιμές μετατόπισης που αφορούν την ικανοποίηση των κριτηρίων επιτελεστικότητας από τα μέλη, ο έλεγχος των οποίων γίνεται

συνήθως κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Συνεπώς η ικανοποίηση των απαιτήσεων για συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας προϋποθέτει να προκύψει η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t μικρότερη από την κρίσιμη που αντιστοιχεί στην παραβίαση των αντίστοιχων κριτηρίων δ_{crit} , διαφορετικά το υπό μελέτη κτίριο απαιτείται να ενισχυθεί.

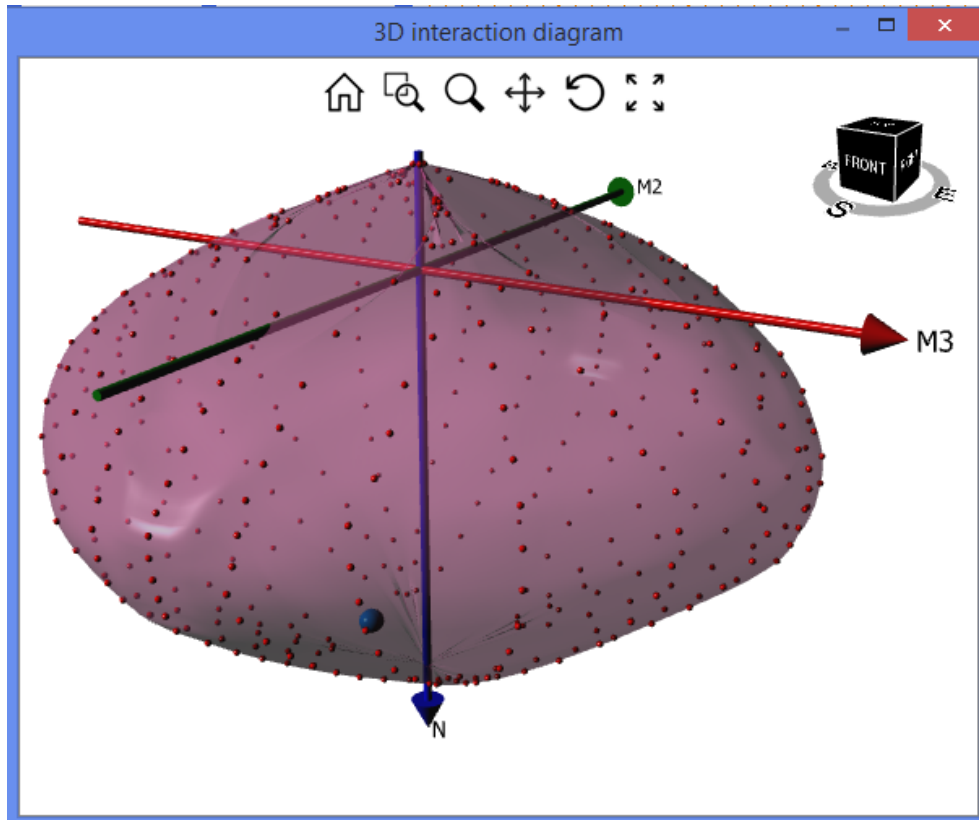
Τέλος για την ανάγνωση των αποτελεσμάτων, που μας οδήγησαν στην τελική επιλογή των υποστυλωμάτων, χρησιμοποιήσαμε και ένα plug - in του προγράμματος SAP2000 που λέγεται VIS. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα έχει αναπτυχθεί από τη CSI Italia και μπορείτε να το κατεβάσετε από την ιστοσελίδα <http://www.csi-italia.eu/software/vis/>. Το γραφικό περιβάλλον του προγράμματος φαίνεται στο στιγμιότυπο 6.1.



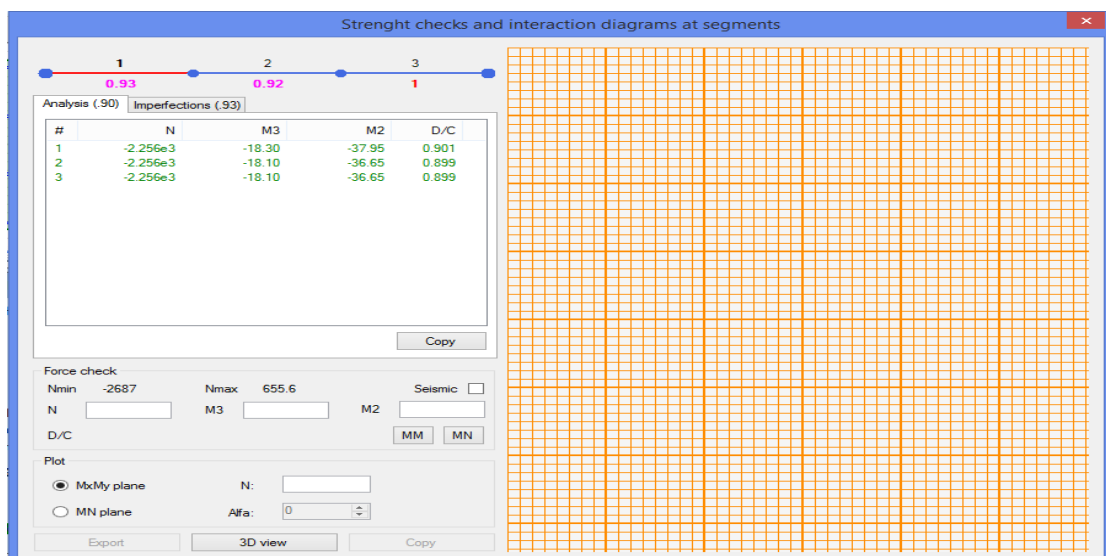
(στιγμιότυπο 6.1)

Το συγκεκριμένο plug - in εφαρμόζει ευροκώδικες και έχει πολλές δυνατότητες οι οποίες διευκολύνουν την ανάλυση ενός κτηρίου και ανταποκρίνονται στις Ελληνικές απαιτήσεις π.χ. μπορεί να ελέγχει μόνο του τους οπλισμούς κάθε μέλους και να κάνει διορθώσεις (και το SAP2000 έχει αυτή τη δυνατότητα ωστόσο με το VIS καλύπτονται άλλες αδυναμίες π.χ. συνδετήρες στις δοκούς), επιπλέον μπορούμε να επεμβαίνουμε και να αλλάζουμε τους οπλισμούς ενός μέλους. Αλλά στην περίπτωση μας όπου έχουμε ένα υφιστάμενο κτήριο δεν μας επιτρέπεται να χρησιμοποιήσουμε αυτές τις δυνατότητες του προγράμματος. Για την ανάλυση του δικού μας κτηρίου χρησιμοποιήσαμε κυρίως τη δυνατότητα του προγράμματος να μας παρουσιάζει αναλυτικά αποτελέσματα. Πιο συγκεκριμένα όπως φαίνεται στα στιγμιότυπα 6.2,6.3,6.7 έχουμε αναλυτικούς ελέγχους αντοχής και διαγράμματα αλληλεπίδρασης σε κάθε μέλος ξεχωριστά. Στα στιγμιότυπα 6.4 και 6.5 βλέπουμε την απεικόνιση της διατομής επάνω αριστερά με τους οπλισμούς και από κάτω τους ελέγχους της διατομής, τέλος στα δεξιά είναι η κατά μήκος απεικόνιση του διαμήκη οπλισμού και στο στιγμιότυπο 6.4 τους συνδετήρες της διατομής. Για

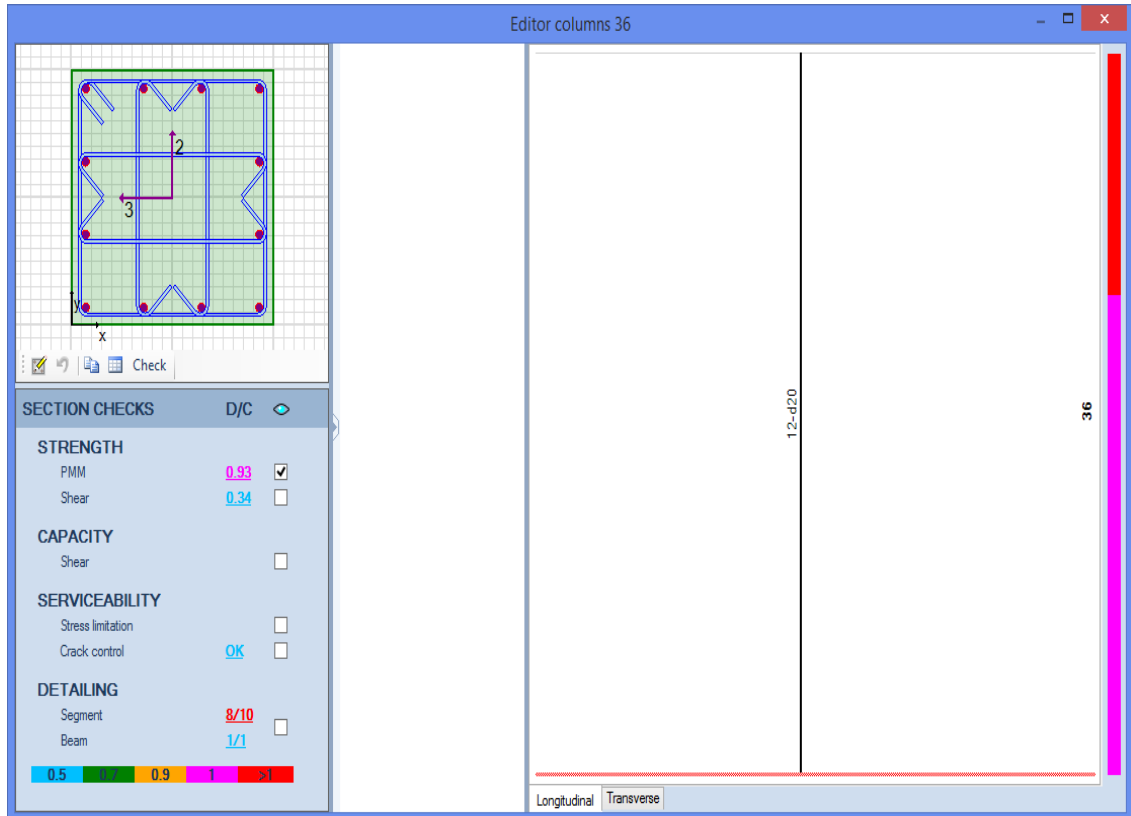
οποιαδήποτε πληροφορία θέλουμε μπορούμε να πατήσουμε πάνω στους αριθμούς των ελέγχων και έχουμε αναλυτικούς πίνακες. Παραδείγματος χάρη το στιγμιότυπο 6.7, όπου φαίνονται λεπτομέρειες για τους οπλισμούς και κάθε φορά που δεν καλύπτονται δίπλα εμφανίζεται η αιτιολογία. Παρακάτω παρουσιάζονται τα στιγμιότυπα που περιγράφουμε (τα στιγμιότυπα 6.2 έως 6.8 αφορούν το υποστύλωμα K2).



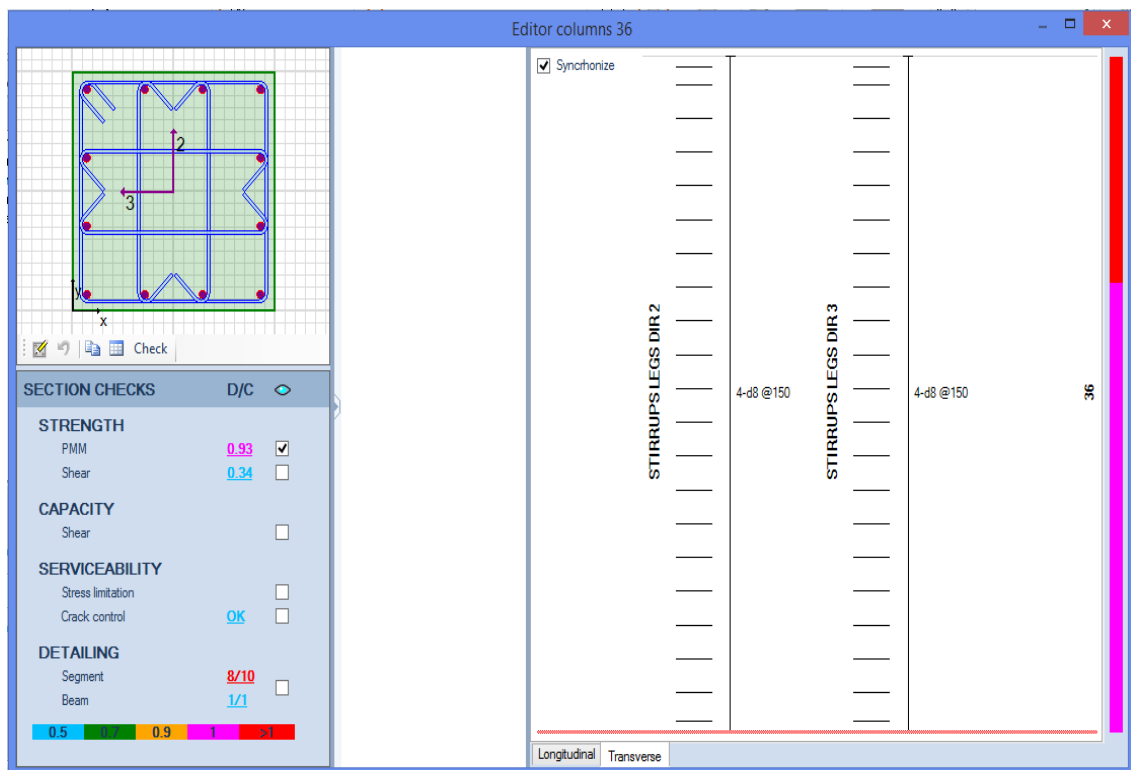
(στιγμιότυπο 6.2)



(στιγμιότυπο 6.3)



(στιγμιότυπο 6.4)



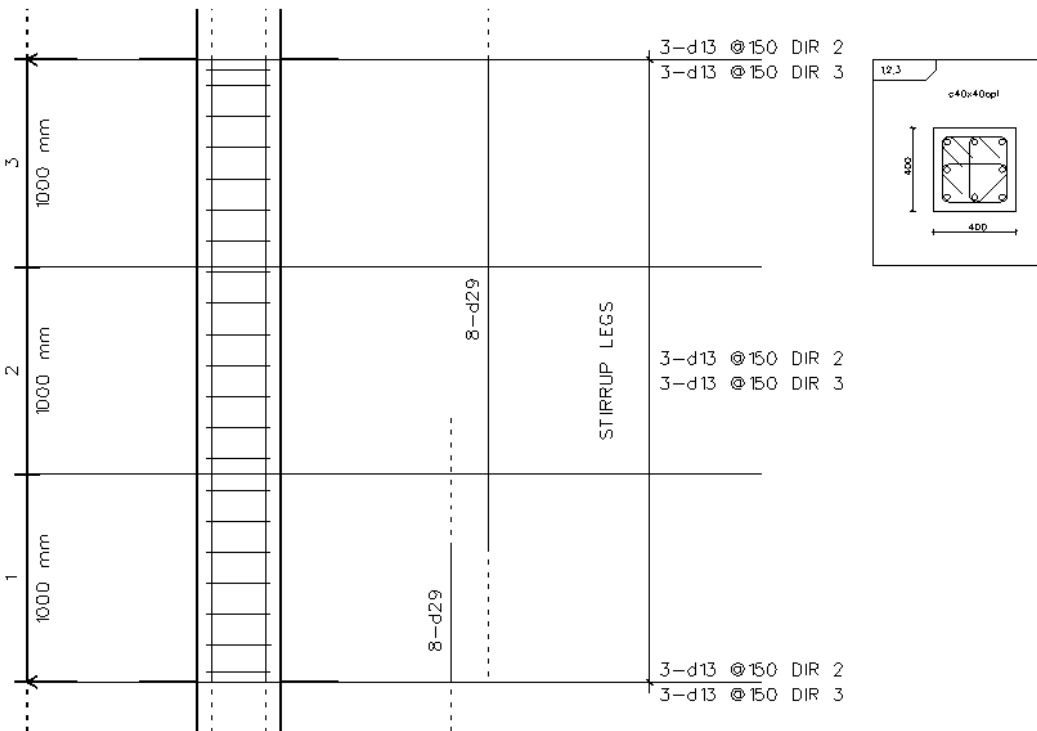
(στιγμιότυπο 6.5)

Detailing and limits of reinforcing		
Nom	Result	Details
Check area of reinforcement at base of 1st floor column	OK	
Segment #1		
Check minimum area of longitudinal reinforcement	OK	
Check minimum diameter of longitudinal rebars	OK	
Check maximum area of longitudinal reinforcements	OK	
Check minimum number of longitudinal rebars	OK	
Check minimum diameter of stirrups/ties	OK	
Check stirrups/ties maximum spacing	FAILED	Spacing should be less than 12cm, 16.73cm and 12.5cm.
Check minimum number of stirrups/ties	OK	
Check element dimensions	OK	
Check longitudinal reinforcement to cross section area ratio	OK	
Check volumetric mechanical ratio of confinement hoops	FAILED	Volumetric mechanical ratio of hoops at column base should not be less than 0.12.
Segment #2		
Check minimum area of longitudinal reinforcement	OK	
Check minimum diameter of longitudinal rebars	OK	
Check maximum area of longitudinal reinforcements	OK	
Check minimum number of longitudinal rebars	OK	
Check minimum diameter of stirrups/ties	OK	
Check stirrups/ties maximum spacing	OK	
Check minimum number of stirrups/ties	OK	
Check element dimensions	OK	
Check longitudinal reinforcement to cross section area ratio	OK	
Segment #3		
Check minimum area of longitudinal reinforcement	OK	
Check minimum diameter of longitudinal rebars	OK	

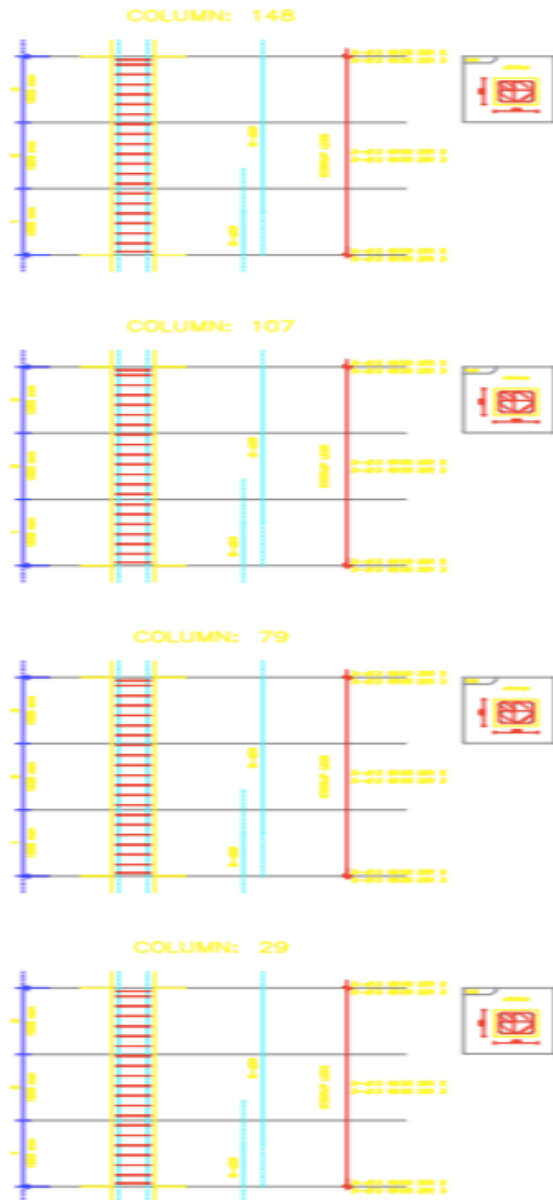
(στιγμιότυπο 6.7)

Τέλος μία ακόμη δυνατότητα του προγράμματος είναι ο σχεδιασμός της διατομής με τους οπλισμούς και η αποθήκευση σε αρχείο AutoCAD (στιγμιότυπα 6.8 και 6.9).

COLUMN: 29



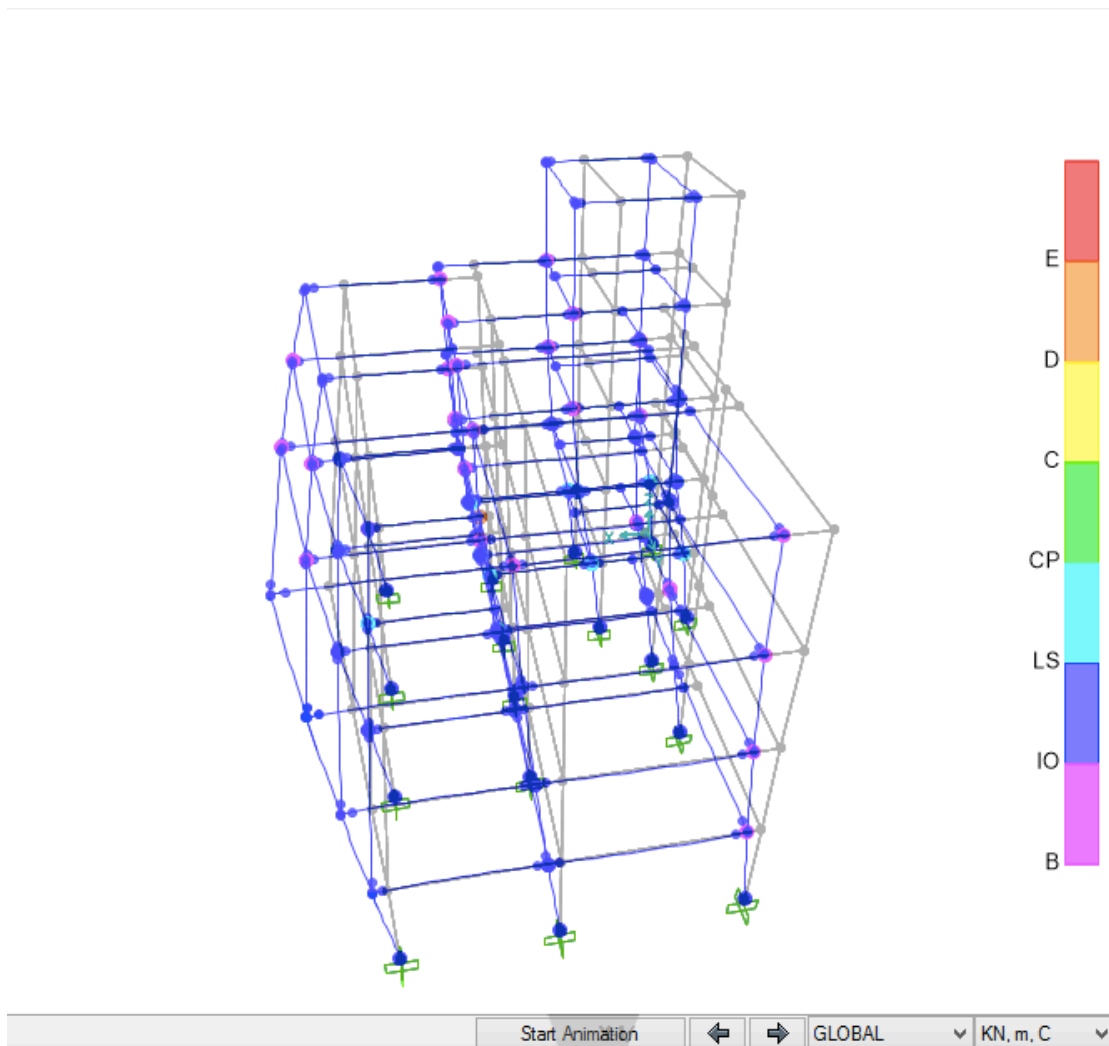
(στιγμιότυπο 6.8)



(στιγμιότυπο 6.9)

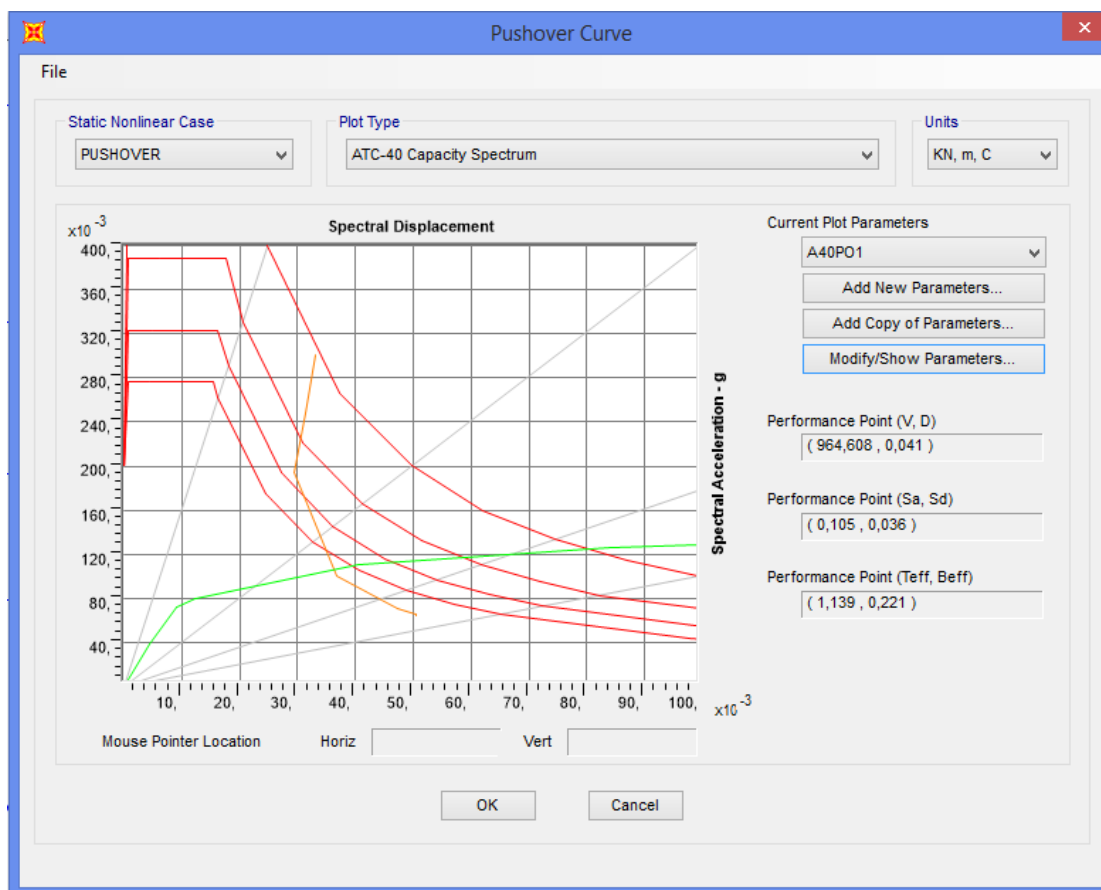
Έτσι έχοντας τις πληροφορίες που μας επιτρέπουν να βγάλουμε συμπεράσματα επιλέγουμε κατά την πρώτη ενίσχυση να ενισχύσουμε τα υποστυλώματα K_{13} και K_{16} σε όλους τους ορόφους. Τα οποία προσομοιώνονται σε όλο το ύψος τους με υποστυλώματα διατομής 40x40 τα οποία αποτελούνται από σκυρόδεμα αντοχής C20/25. Αυτή η θεώρηση έγινε καθώς στο sap2000 δεν μπορεί να γίνει ακριβής προσομοίωση ενός σύνθετου υποστυλώματος. Έτσι θεωρούμε ότι η αντοχή ενός υφιστάμενου υποστυλώματος μπορεί να φτάσει την αντίστοιχη αντοχή ενός υποστυλώματος 40x40 με τη βοήθεια μανδύα ο οποίος αποτελείται είτε από οπλισμένο σκυρόδεμα είτε από σύνθετα υλικά.

- Αποτελέσματα μη - γραμμικής ανάλυσης



(στιγμιότυπο 6.10)

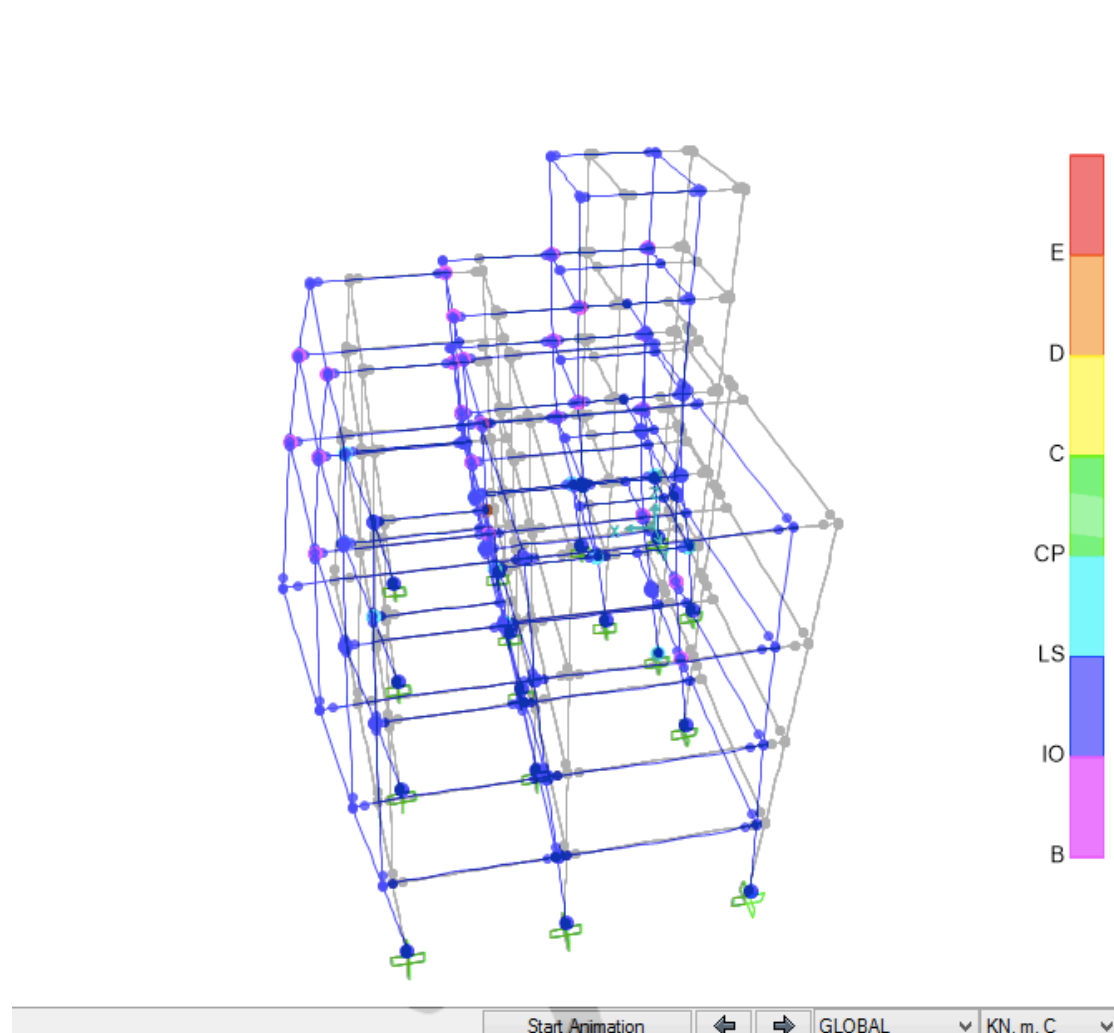
Στο στιγμιότυπο 6.10 φαίνεται ο παραμορφωμένος φορέας σε σύγκριση με τον αρχικό (απαραμόρφωτο) φορέα. Παρατηρούμε ότι ο φορέας βελτιώθηκε καθώς ο αριθμός κόμβων έχει φτάσει στη στάθμη «προστασία ζωής» έχει μειωθεί και όπως φαίνεται στο στιγμιότυπο 6.11 το $T_{eff}=1,338 > T_{eff}=1,139$.



(στιγμιότυπο 6.11)

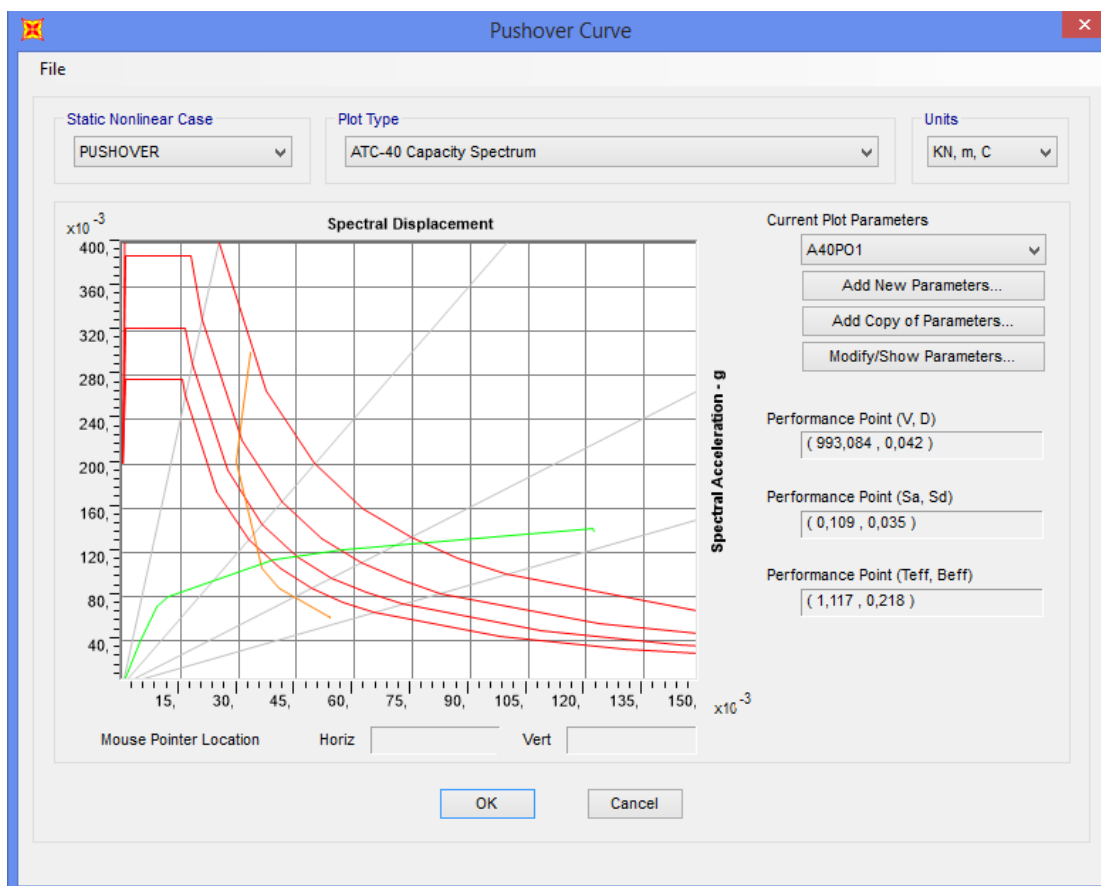
Στη συνέχεια ενισχύεται κατά τη δεύτερη ενίσχυση επιλέγεται το υποστύλωμα K_1 σε όλο το ύψος του κτηρίου και προσομοιώνεται με υποστύλωμα διατομής 50x50.

- **Αποτελέσματα μη - γραμμικής ανάλυσης**



(στιγμιότυπο 6.12)

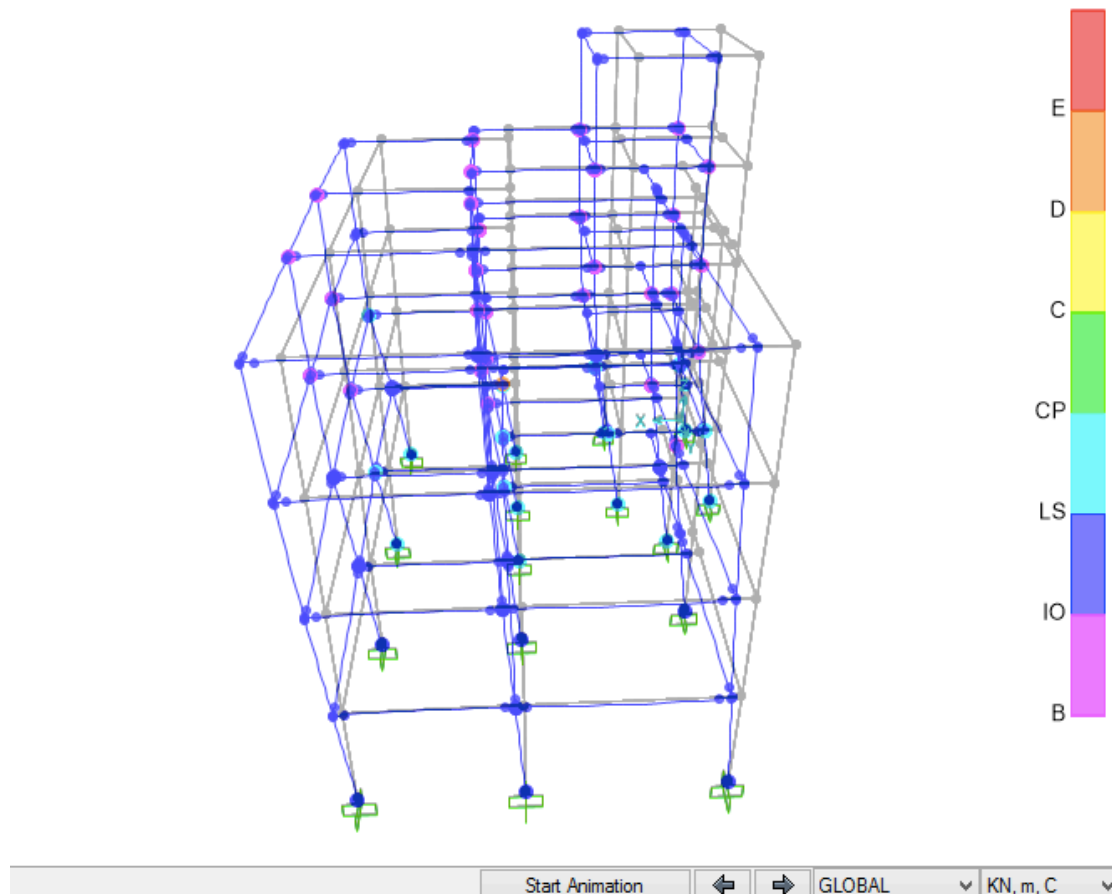
Στο στιγμιότυπο 6.12 φαίνεται ο παραμορφωμένος φορέας σε σύγκριση με τον αρχικό (απαραμόρφωτο) φορέα. Παρατηρούμε ότι ο φορέας βελτιώθηκε καθώς ο αριθμός κόμβων έχει φτάσει στη στάθμη «προστασία ζωής» έχει μειωθεί και όπως φαίνεται στο στιγμιότυπο 6.13 το $T_{eff}=1,338 > T_{eff}=1,139 > T_{eff}=1,117$.



(στιγμιότυπο 6.13)

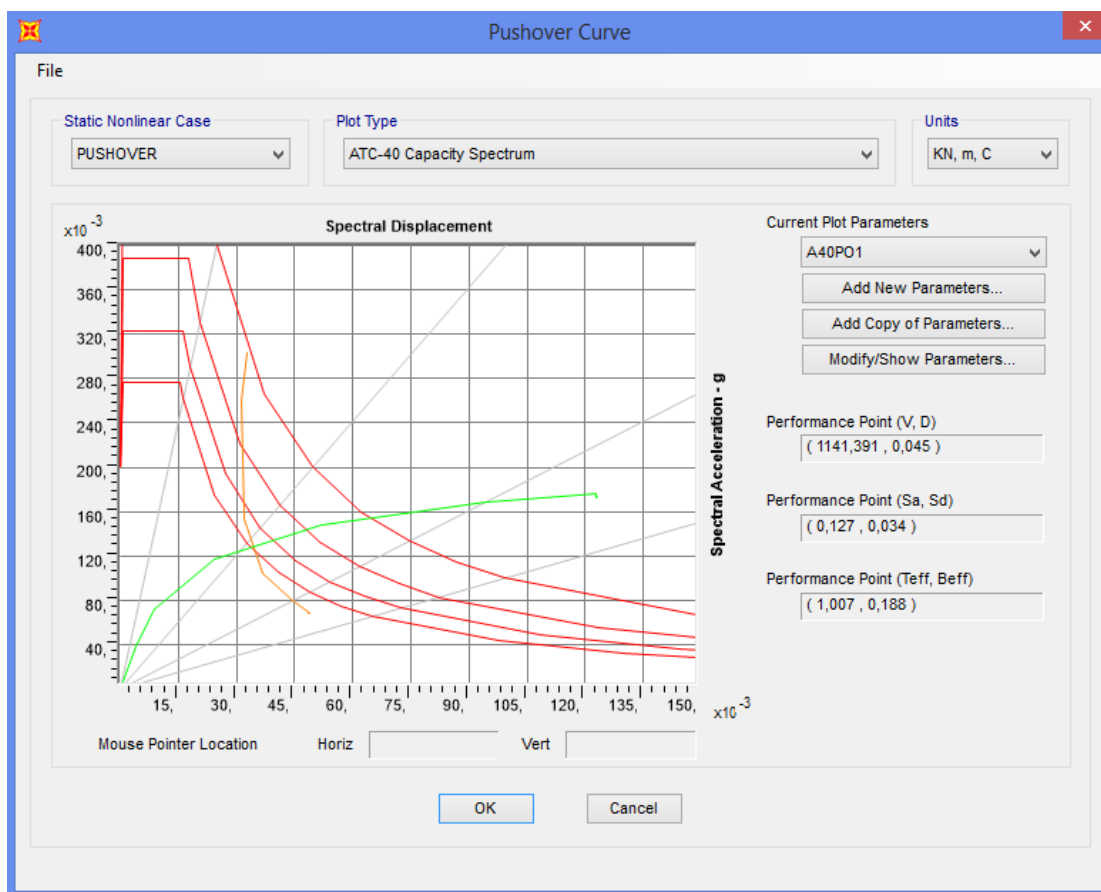
Τα υποστυλώματα που ενισχύονται στην τρίτη ενίσχυση είναι τα: K₂ και K₉ σε όλο το ύψος του κτηρίου και προσομοιώνεται αντίστοιχα με υποστύλωμα διατομής 55x55 και 45x45.

- Αποτελέσματα μη - γραμμικής ανάλυσης



(στιγμιότυπο 6.14)

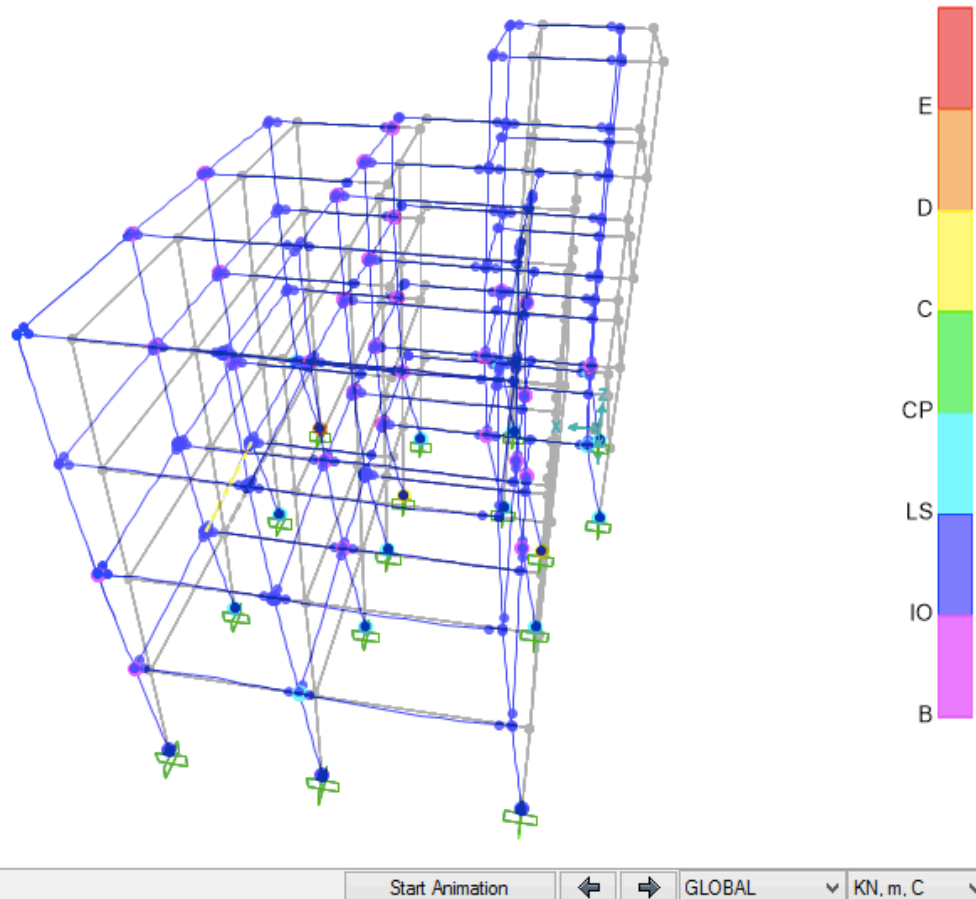
Στο στιγμιότυπο 6.14 φαίνεται ο παραμορφωμένος φορέας σε σύγκριση με τον αρχικό (απαραμόρφωτο) φορέα. Παρατηρούμε ότι ο φορέας βελτιώθηκε καθώς ο αριθμός κόμβων έχει φτάσει στη στάθμη «προστασία ζωής» έχει μειωθεί και όπως φαίνεται στο στιγμιότυπο 6.15 το $T_{\text{eff}}=1,338 > T_{\text{eff}}=1,139 > T_{\text{eff}}=1,117 > T_{\text{eff}}=1,007$.



(στιγμιότυπο 6.15)

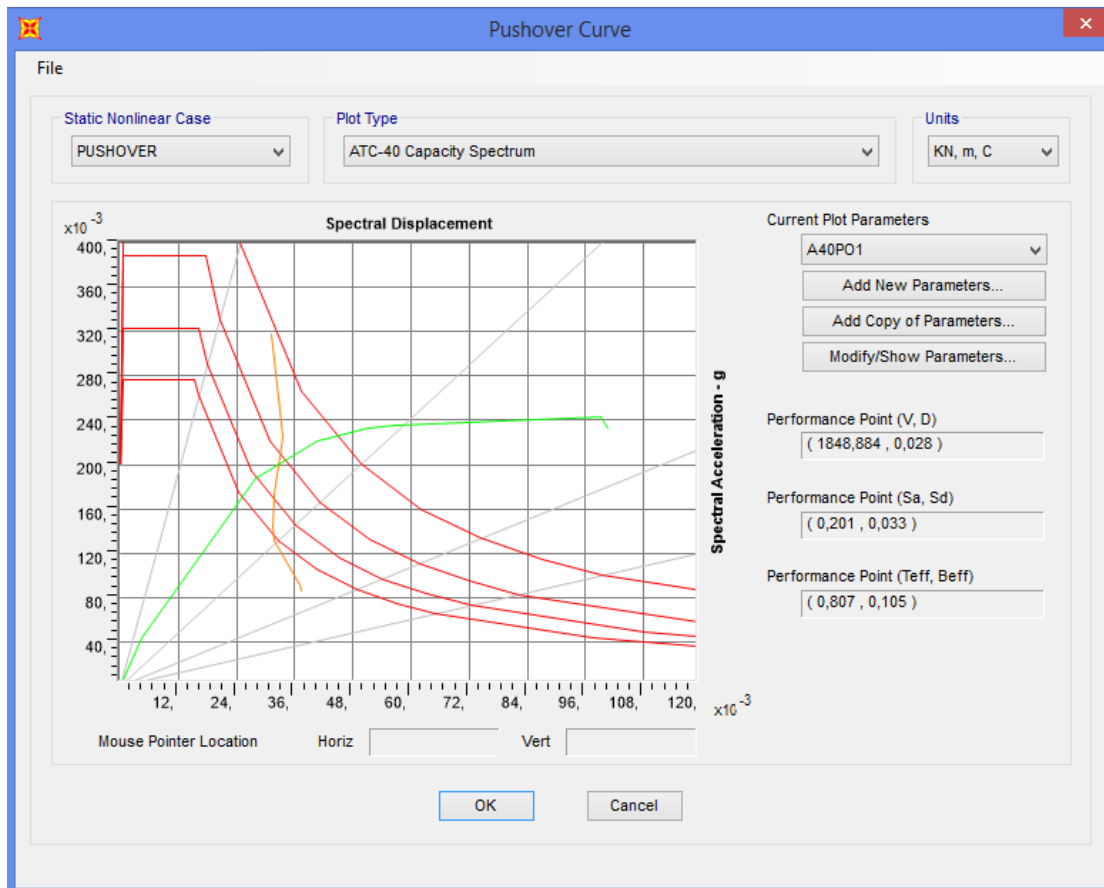
Τέλος στην τέταρτη ενίσχυση θα γίνει ενίσχυση του κλιμακοστασίου με τα υποστυλώματα: K₄, K₅, K₆ και K₇ να ενισχύονται σε όλο το ύψος του κτηρίου και να προσομοιώνονται: το K₆ και το K₅ με υποστυλώματα διατομής 50x50 και τα K₄ και K₇ με υποστυλώματα διατομής 45x45.

- Αποτελέσματα μη - γραμμικής ανάλυσης



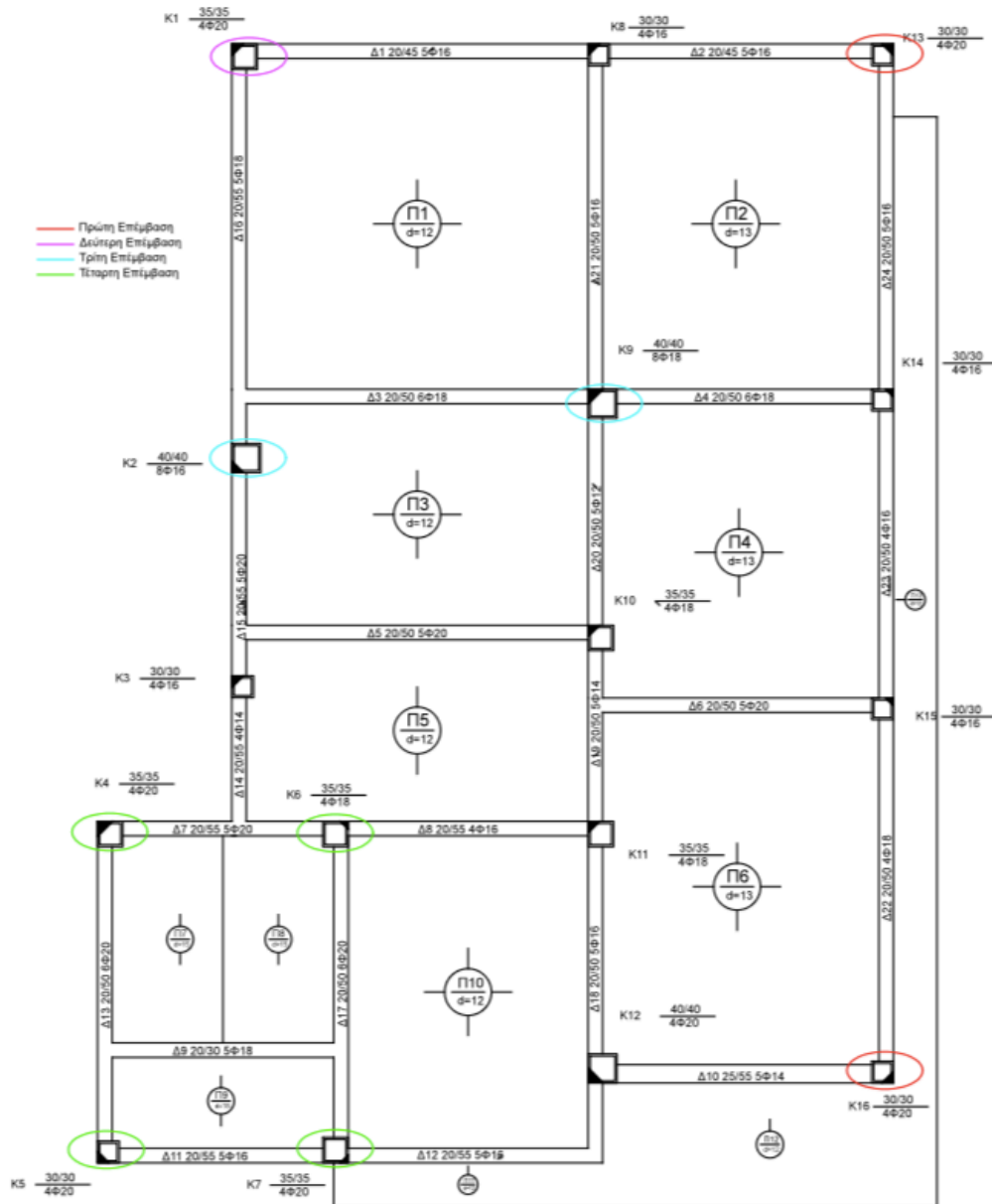
(στιγμιότυπο 6.16)

Στο στιγμιότυπο 6.16 φαίνεται ο παραμορφωμένος φορέας σε σύγκριση με τον αρχικό (απαραμόρφωτο) φορέα. Παρατηρούμε ότι ο φορέας βελτιώθηκε καθώς ο αριθμός κόμβων έχει φτάσει στη στάθμη «προστασία ζωής» έχει μειωθεί και όπως φαίνεται στο στιγμιότυπο 6.17 το $T_{\text{eff}}=1,338 > T_{\text{eff}}=1,139 > T_{\text{eff}}=1,117 > T_{\text{eff}}=1,007 > T_{\text{eff}}=0,807$.



(στιγμιότυπο 6.17)

Στο σημείο αυτό θα τερματίσουμε τις ενισχύσεις των υποστυλωμάτων, συνολικά ενισχύθηκαν 9 υποστυλώματα (σχέδιο 6.1) από τα 16 που διαθέτει το κτήριο. Η απόκριση του κτηρίου βελτιώθηκε σημαντικά όπως φαίνεται στα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων.



(σχέδιο 6.1)

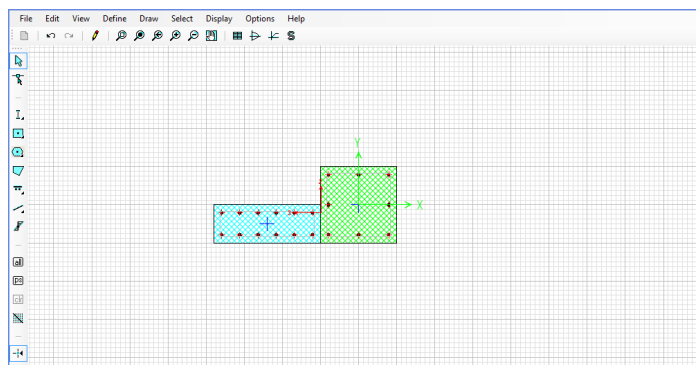
6.3 Ενίσχυση του κτηρίου με την κατασκευή τοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της αποτίμησης το κτήριο έχει σημαντικές βλάβες στην στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» για τον σεισμό με εδαφική επιτάχυνση 0.24g και επομένως κρίνεται απαραίτητη η δομητική ενίσχυση του κτηρίου. Τόσο η αύξηση δυσκαμψίας, με σκοπό τον περιορισμό των συνολικών μετακινήσεων και παραμορφώσεων, όσο και η αύξηση της πλαστιμότητας στα υπάρχοντα-πρωτεύοντα μέλη, πρώιμη αστοχία τους λόγω εξάντλησης της, είναι ένα εύλογο σενάριο ενίσχυσης του δομήματος.

Ο δεύτερος τρόπος επέμβασης προτείνει τη κατασκευή τοιχείων στις τέσσερις πλευρές του κτηρίου. Τα τοιχώματα αυτά κατασκευάζονται ως

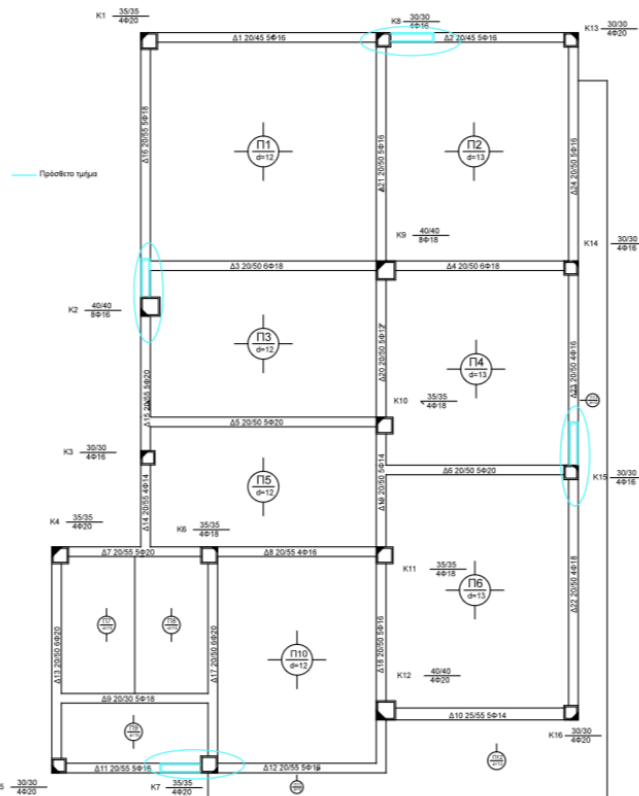
συνέχεια των υφιστάμενων υποστυλωμάτων, για αύξηση της αντοχής αλλά και για να μην υπάρχουν προβλήματα στρέψης μετά και από την ενίσχυση του τοιχώματος. Έχουν πλάτος προσθήκης 25cm (όσο και ο τοίχος) και συνολικό μήκος μαζί με το υποστήλωμα 1,20m. Η ενίσχυση των τοιχωμάτων και των υποστυλωμάτων προέκυψαν έπειτα από διαδικασία υπολογισμού λαμβάνοντας υπόψη την στατική και κατασκευαστική επάρκεια, την αρχιτεκτονική καθώς και την βέλτιστη οικονομικά λύση.

Η σύνθετη διατομή προσομοιώθηκε στο SAP2000 από το section design με το οποίο σχεδιάστηκαν οι υφιστάμενοι οπλισμοί (στιγμιότυπο 6.18).



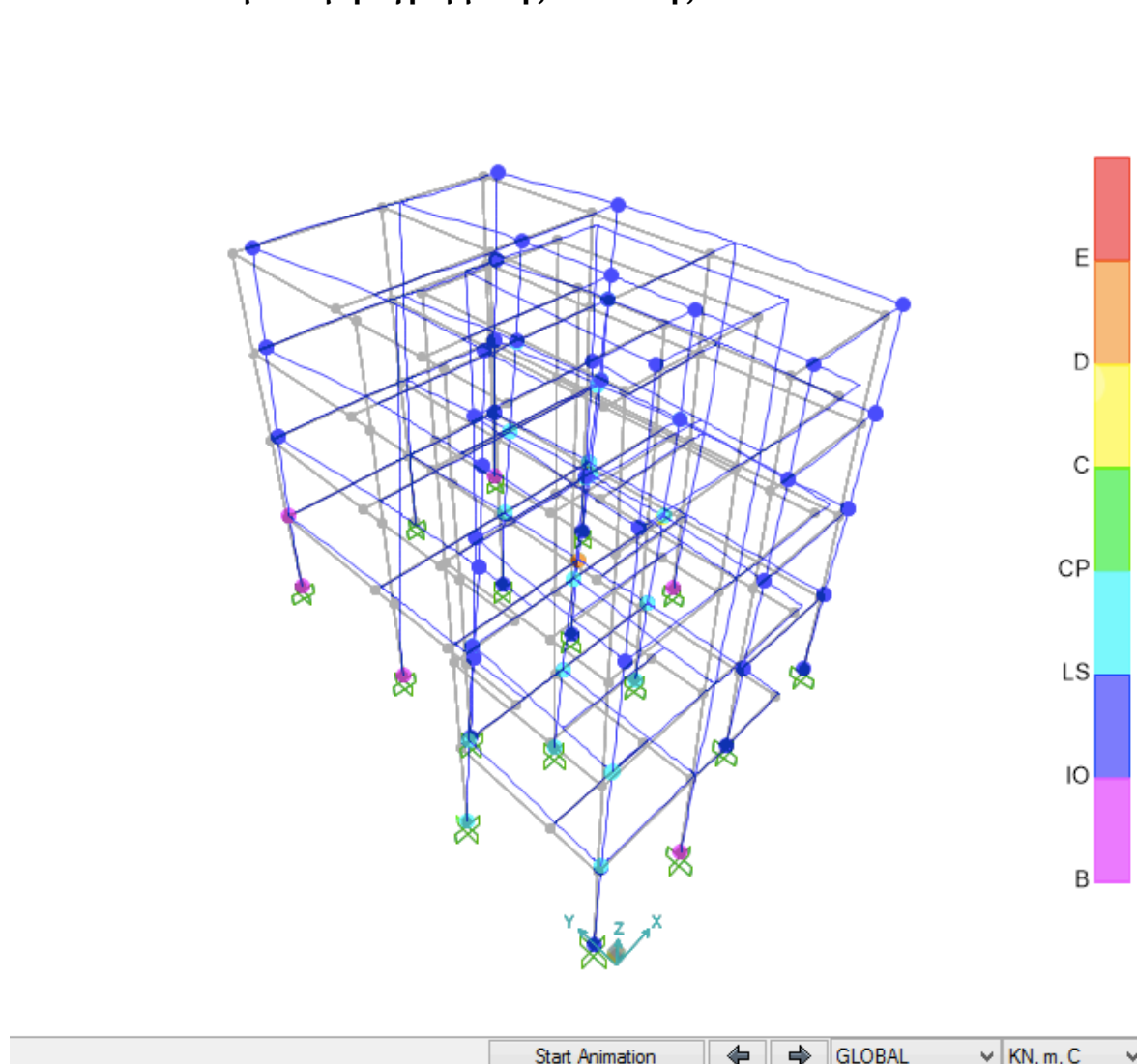
(στιγμιότυπο 6.18)

Οι θέσεις που τοποθετήθηκαν τα τοιχεία φαίνονται στο σχέδιο 6.2.

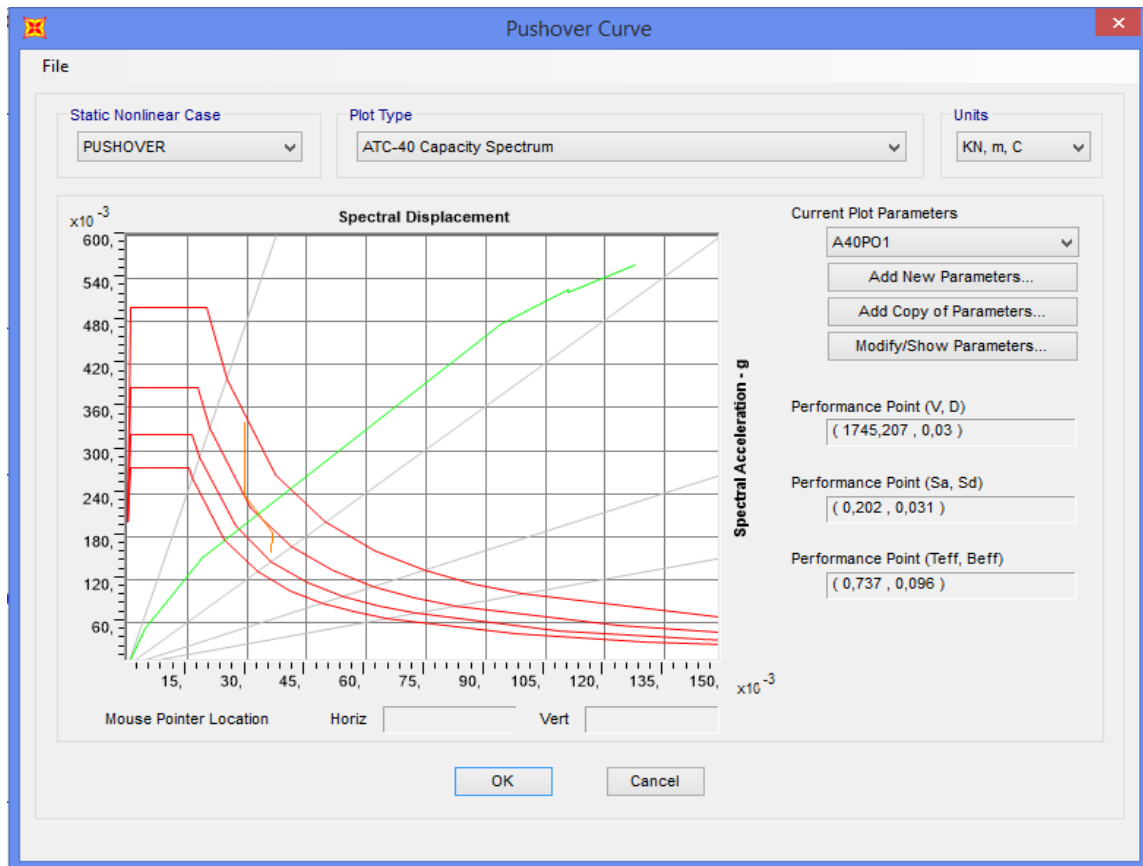


(σχέδιο 6.2)

▪ Αποτελέσματα μη - γραμμικής ανάλυσης



(στιγμιότυπο 6.19)



(στιγμιότυπο 6.20)

Στο στιγμιότυπο 6.19 φαίνεται ο παραμορφωμένος φορέας σε σχέση με τον αρχικό απαραμόρφωτο φορέα. Παρατηρούμε ότι ο φορέας βελτιώθηκε και όπως φαίνεται στο στιγμιότυπο 6.20 το $T_{eff}=0,737 < T_{eff}=0,807 < T_{eff}=1,338$.

Κεφάλαιο 7

Συμπεράσματα

7.1 Συμπεράσματα για την πρώτη και τη δεύτερη μέθοδο ενίσχυσης

Και στις δύο μεθόδους η ενισχυμένη κατασκευή μπορεί να παραλάβει τη μετατόπιση που απαιτείται. Θα μπορούσαν για μεγαλύτερη ασφάλεια να ενισχυθούν τα δοκάρια στα πλαίσια που έγινε προσθήκη τοιχωμάτων με πτερύγια.

Αξιοποιώντας τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης του αρχικού φορέα και με την εφαρμογή των ανελαστικών φασμάτων απαίτησης μπορέσαμε να εκτιμήσουμε κατά προσέγγιση το μέγεθος της επέμβασης. Η μετατόπιση διαρροής δε παραμένει σταθερή όπως υποθέσαμε αλλά αυξάνεται. Αυτό συμβαίνει διότι η καμπυλότητα των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων αυξάνεται αφού κατά την ενίσχυση χρησιμοποιείται χάλυβας μεγαλύτερης αντοχής και επιπλέον τα ενισχυμένα στοιχεία έχουν υψηλή αντοχή και δε διαρρέουν γρήγορα.

Στην ανάλυση θεωρήσαμε ότι τα ενισχυμένα στοιχεία συμπεριφέρονται ως μονολιθικά με μειωμένους συντελεστές ακαμψίας και αντοχής. Αυτό αποτελεί μια παραδοχή καθώς δε λήφθηκε υπόψη η διαφορά της αξονικής δύναμης στα υφιστάμενα και στα πρόσθετα.

Η θεμελίωση θα πρέπει να ενισχυθεί καθώς τα ενισχυμένα στοιχεία έχουν πολύ μεγάλη ροπή και επιπλέον θα πρέπει να εκτιμηθεί η φέρουσα ικανότητα του εδάφους. Και να γίνει ακριβής υπολογισμός των βλήτρων που συνδέουν το υφιστάμενο υποστύλωμα με το πρόσθετο τμήμα του τοιχείου ή με τον μανδύα.

7.2 Σύγκριση των δύο μεθόδων

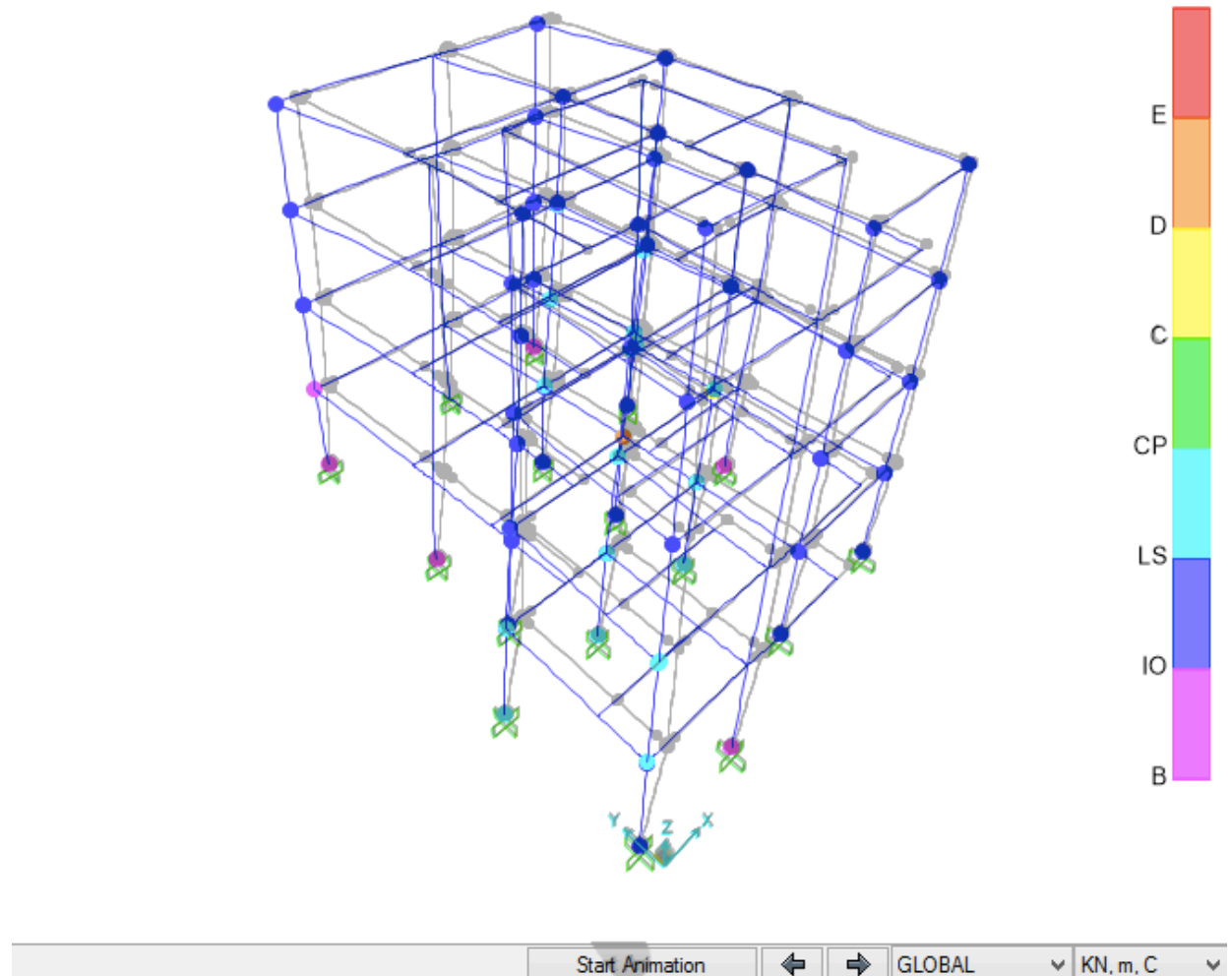
Η σύγκριση των δύο μεθόδων θα γίνει σύμφωνα με τα εξής κριτήρια:

1. Κόστος κατασκευής
2. Αρχιτεκτονική του κτηρίου
3. Αντοχή

Το κόστος της πρώτης μεθόδου είναι αυξημένο σε σχέση με τη δεύτερη καθώς ενισχύεται πολύ μεγαλύτερος αριθμός υποστυλωμάτων (και των πεδίων τους) και επιπλέον τα δύο υποστυλώματα από τα εννέα που ενισχύονται βρίσκονται στο εσωτερικό του κτηρίου. Γεγονός που θα προκαλέσει και μεγαλύτερη ενόχληση στους ενοίκους.

Από αρχιτεκτονικής πλευράς η ενίσχυση των υποστυλωμάτων είναι μάλλον συμφερότερη, αλλά δεν είναι δυνατόν να είμαστε βέβαιοι καθώς δεν έχουμε στη διάθεσή μας τα αρχιτεκτονικά σχέδια του κτηρίου. Αλλά και η λύση των τοιχείων ίσως να μην είναι απαγορευτική καθώς δεν πρόκειται για ιδιαίτερα μεγάλα τοιχεία.

Όσον αφορά τώρα την αύξηση της αντοχής του κτηρίου, και οι δύο μέθοδοι μας οδηγούν σε ένα ασφαλές αντισεισμικό κτήριο. Όμως η δεύτερη έχει καλύτερη συμπεριφορά όπως προκύπτει από την καμπύλη PushOver $T_{eff}=0,737 < T_{eff}=0,807 < T_{eff}=1,338$ και όπως φαίνεται και από το στιγμιότυπο 7.1 όπου φαίνεται ο παραμορφωμένος φορέας σε σύγκριση με τον παραμορφωμένο φορέα από την ενίσχυση των υποστυλωμάτων (μέθοδος 1).



(στιγμιότυπο 7.1)

Βιβλιογραφία

1. EC8[EN 1998-1 : 2004] Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 1 : «Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια».
2. EC2[EN 1992-1-1 : 2004] «Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα» Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια.
3. ΚΑΝ.ΕΠΕ. «ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ» ΟΑΣΠ.
4. ΕΑΚ 2000 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, ΟΑΣΠ.
5. ΕΚΩΣ 2000 Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000, ΟΑΣΠ.
6. Βλάσης Κ. Κουμούσης “ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΩΝ ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ” Σημειώσεις προπτυχιακού μαθήματος, Αθήνα 1998.
7. Βλάσης Κ. Κουμούσης “ΒΕΛΤΙΣΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ” Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος, Αθήνα 1998.
8. ATC-40 « Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Vol.1» November 1996, California .
9. FEMA 356 « Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.» November 2000, Washington D.C .
10. ΦΑΡΔΗΣ Μ. «ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ» Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος, Πάτρα 2005.
11. CHOPRA A. «Δυναμική των Κατασκευών, Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική», εκδόσεις Γκιούρδα Αθήνα 2008.
12. ASCHHEIM M., BLACK E. «Yield Point Spectra for Seismic Design and Rehabilitation», Earthquake Spectra, Vol 16, No. 2, pp.317-335.
13. ASCHHEIM M. «Seismic Design Based on the Yield Displacement», Earthquake Spectra, Vol 18, No. 4, pp.581-600.
14. <http://www.oasp.gr>
15. <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>
16. <http://www.vis-concretedesign.com>
17. <https://www.antoxi.gr>
18. <http://users.ntua.gr/vkoum/>

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΠΙΝΑΚΩΝ

ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ-Α-Β ΟΡΟΦΟΥ				
Πλάκες	ΜΟΝΙΜΑ (KN/m ²)		ΚΙΝΗΤΑ (KN/m ²)	
Π1	Ίδιον βάρος	3.00	Εσωτερική πλάκα	2.00
	Φορτίο δαπέδου	1.20		
	Σύνολο	4.20		
Π2	Ίδιον βάρος	3.25	Εσωτερική πλάκα	2.00
	Φορτίο δαπέδου	1.20		
	Σύνολο	4.45		
Π3	Ίδιον βάρος	3.00	Εσωτερική πλάκα	2.00
	Φορτίο δαπέδου	1.20		
	Σύνολο	4.20		
Π4	Ίδιον βάρος	3.25	Εσωτερική πλάκα	2.00
	Φορτίο δαπέδου	1.20		
	Σύνολο	4.45		
Π5	Ίδιον βάρος	3.00	Εσωτερική πλάκα	2.00
	Φορτίο δαπέδου	1.20		
	Σύνολο	4.20		
Π6	Ίδιον βάρος	3.25	Εσωτερική πλάκα	2.00
	Φορτίο δαπέδου	1.20		
	Σύνολο	4.45		
Π7	Ίδιον βάρος	5.63	Κλιμακοστάσιο	3.50
	Φορτίο δαπέδου	1.20		
	Σύνολο	6.83		
Π8	Ίδιον βάρος	5.63	Κλιμακοστάσιο	3.50
	Φορτίο δαπέδου	1.20		
	Σύνολο	6.83		
Π9	Ίδιον βάρος	5.63	Κλιμακοστάσιο	3.50
	Φορτίο δαπέδου	1.20		
	Σύνολο	6.83		
Π10	Ίδιον βάρος	3.00	Εσωτερική πλάκα	2.00
	Φορτίο δαπέδου	1.20		
	Σύνολο	4.20		
Π11	Ίδιον βάρος	3.00	Εξώστης	5.00
	Φορτίο δαπέδου	1.20		
	Σύνολο	4.20		
Π12	Ίδιον βάρος	3.00	Εξώστης	5.00
	Φορτίο δαπέδου	1.20		
	Σύνολο	4.20		
Π13	Ίδιον βάρος	3.00	Εξώστης	5.00
	Φορτίο δαπέδου	1.20		
	Σύνολο	4.20		

(πίνακας 1.1)

ΟΡΟΦΗ Γ ΟΡΟΦΟΥ					
		ΜΟΝΙΜΑ (KN/m ²)		ΚΙΝΗΤΑ (KN/m ²)	
Πλάκες					
Π1	Ίδιον βάρος		3.00	Ταράτσα	2.00
	Φορτίο μόνωσης		1.20		
	Σύνολο		4.20		
Π2	Ίδιον βάρος		3.25	Ταράτσα	2.00
	Φορτίο μόνωσης		1.20		
	Σύνολο		4.45		
Π3	Ίδιον βάρος		3.00	Ταράτσα	2.00
	Φορτίο μόνωσης		1.20		
	Σύνολο		4.20		
Π4	Ίδιον βάρος		3.25	Ταράτσα	2.00
	Φορτίο μόνωσης		1.20		
	Σύνολο		4.45		
Π5	Ίδιον βάρος		3.00	Ταράτσα	2.00
	Φορτίο μόνωσης		1.20		
	Σύνολο		4.20		
Π6	Ίδιον βάρος		3.25	Ταράτσα	2.00
	Φορτίο μόνωσης		1.20		
	Σύνολο		4.45		
Π7	Ίδιον βάρος		5.63	Κλιμακοστάσιο	3.50
	Φορτίο δαπέδου		1.20		
	Σύνολο		6.83		
Π8	Ίδιον βάρος		5.63	Κλιμακοστάσιο	3.50
	Φορτίο δαπέδου		1.20		
	Σύνολο		6.83		
Π9	Ίδιον βάρος		5.63	Κλιμακοστάσιο	3.50
	Φορτίο δαπέδου		1.20		
	Σύνολο		6.83		
Π10	Ίδιον βάρος		3.00	Ταράτσα	2.00
	Φορτίο μόνωσης		1.20		
	Σύνολο		4.20		
Π11	Ίδιον βάρος		3.00	Ταράτσα	2.00
	Φορτίο μόνωσης		1.20		
	Σύνολο		4.20		
Π12	Ίδιον βάρος		3.00	Ταράτσα	2.00
	Φορτίο μόνωσης		1.20		
	Σύνολο		4.20		
Π13	Ίδιον βάρος		3.00	Ταράτσα	2.00
	Φορτίο μόνωσης		1.20		
	Σύνολο		4.20		

(πίνακας 1.2)

ΔΩΜΑ				
ΜΟΝΙΜΑ (KN/m ²)		ΚΙΝΗΤΑ (KN/m ²)		
Πλάκες				
Π1	Ίδιον βάρος	3.00	Μη βατή πλάκα δώματος	2.00
	Φορτίο μόνωσης	1.20		
	Σύνολο	4.20		

(πίνακας 1.3)

ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ-Α-Β ΟΡΟΦΟΥ				
ΜΟΝΙΜΑ (KN/m)		ΚΙΝΗΤΑ (KN/m)		
Δοκοί				
Δ1	Ίδιον βάρος	1.65	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	1.99
	Φορτίο τοιχοποιΐας	9.18		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π1	4.17		
	Σύνολο	15.00		
Δ2	Ίδιον βάρος	1.60	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	1.63
	Φορτίο τοιχοποιΐας	9.18		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π2	2.65		
	Σύνολο	13.43		
Δ3	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	5.94
	Φορτίο τοιχοποιΐας	5.25		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π1	7.08		
	Από Π3	5.40		
	Σύνολο	19.62		
Δ4	Ίδιον βάρος	1.85	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	5.56
	Φορτίο τοιχοποιΐας	5.25		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π2	6.27		
	Από Π4	6.11		
	Σύνολο	19.47		
Δ5	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	5.44
	Φορτίο τοιχοποιΐας	5.25		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π3	5.40		
	Από Π5	6.03		
	Σύνολο	18.58		
Δ6	Ίδιον βάρος	1.85	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	5.34

	Φορτίο τοιχοποιΐας	5.25		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π4	5.86		
	Από Π6	6.02		
	Σύνολο	18.98		
Δ7	Ίδιον βάρος	2.15		
	Φορτίο τοιχοποιΐας	8.82		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π7	6.51		
	Από Π8	5.75		
	Από Π5	2.28		
	Από Δ15	9.60		
	Σύνολο	35.11	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	7.38
Δ8	Ίδιον βάρος	2.15		
	Φορτίο τοιχοποιΐας	5.15		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π5	6.62		
	Από Π10	5.23		
	Σύνολο	19.14	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	5.64
Δ9	Ίδιον βάρος	0.75		
	Φορτίο τοιχοποιΐας	5.67		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π7	6.09		
	Από Π8	5.37		
	Από Π9	5.64		
	Σύνολο	23.52	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	8.77
Δ10	Ίδιον βάρος	2.15		
	Φορτίο τοιχοποιΐας	8.82		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π6	6.36		
	Από Π12	10.28		
	Σύνολο	27.61	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	15.10
Δ11	Ίδιον βάρος	2.00		
	Φορτίο τοιχοποιΐας	8.82		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π9	5.93		
	Σύνολο	16.75	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	3.04
Δ12	Ίδιον βάρος	2.15	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	4.95

	Φορτίο τοιχοποιΐας	8.82		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π10	2.84		
	Από Π11	3.02		
	Σύνολο	16.84		
Δ16	Ίδιον βάρος	2.15		
	Φορτίο τοιχοποιΐας	8.82		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π1	4.06		
	Από Π3	0.16		
	Από Δ3	46.12		
	Σύνολο	61.31	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	16.42
Δ15	Ίδιον βάρος	2.15		
	Φορτίο τοιχοποιΐας	8.82		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π3	2.09		
	Από Δ5	43.75		
	Σύνολο	56.82	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	13.81
Δ14	Ίδιον βάρος	2.15		
	Φορτίο τοιχοποιΐας	8.82		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	-		
	Σύνολο	10.97	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	-
Δ13	Ίδιον βάρος	1.75		
	Φορτίο τοιχοποιΐας	9.00		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Δ9	35.86		
	Σύνολο	46.61	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	13.37
Δ17	Ίδιον βάρος	1.90		
	Φορτίο τοιχοποιΐας	5.25		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π10	3.56		
	Από Δ9	35.86		
	Σύνολο	46.57	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	15.07
Δ21	Ίδιον βάρος	1.90		
	Φορτίο τοιχοποιΐας	5.25		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π1	7.04		
	Από Π2	7.23		
	Σύνολο	21.42	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	6.60
Δ20	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	4.94

	Φορτίο τοιχοποιίας	5.25		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π3	3.82		
	Από Π4	6.94		
	Σύνολο	17.91		
Δ19	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	10.95
	Φορτίο τοιχοποιίας	5.25		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π6	2.10		
	Από Δ6	35.58		
	Σύνολο	44.83		
Δ18	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	8.50
	Φορτίο τοιχοποιίας	5.25		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π6	9.62		
	Από Π10	8.77		
	Σύνολο	25.54		
Δ24	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	4.92
	Φορτίο τοιχοποιίας	9.00		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π2	4.17		
	Από Π13	2.56		
	Σύνολο	17.63		
Δ23	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	5.02
	Φορτίο τοιχοποιίας	9.00		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π4	2.90		
	Από Π13	3.12		
	Σύνολο	16.92		
Δ22	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	5.25
	Φορτίο τοιχοποιίας	9.00		
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π6	3.45		
	Από Π13	3.11		
	Σύνολο	17.46		

(πίνακας 1.4)

ΟΡΟΦΗ Γ ΟΡΟΦΟΥ			
ΜΟΝΙΜΑ (KN/m)		ΚΙΝΗΤΑ (KN/m)	
Δοκοί			

Δ1	Ίδιον βάρος	1.65	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	1.99
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π1	4.17		
	Σύνολο	5.82		
Δ2	Ίδιον βάρος	1.60	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	1.63
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π2	3.62		
	Σύνολο	5.22		
Δ3	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	5.94
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π1	7.08		
	Από Π3	5.40		
	Σύνολο	14.37		
Δ4	Ίδιον βάρος	1.85	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	5.56
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π2	6.27		
	Από Π4	6.11		
	Σύνολο	14.22		
Δ5	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	5.44
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π3	5.40		
	Από Π5	6.03		
	Σύνολο	13.33		
Δ6	Ίδιον βάρος	1.85	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	5.34
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π4	5.86		
	Από Π6	6.02		
	Σύνολο	13.73		
Δ7	Ίδιον βάρος	2.15	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	7.38
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π7	6.51		
	Από Π8	5.75		
	Από Π5	2.28		
	Από Δ15	1.88		
	Σύνολο	18.58		
Δ8	Ίδιον βάρος	2.15	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	5.64
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π5	6.62		
	Από Π10	5.23		

	Σύνολο	14.00		
Δ9	Ίδιον βάρος	0.75	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	8.77
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π7	6.09		
	Από Π8	5.37		
	Από Π9	5.64		
	Σύνολο	17.85		
Δ10	Ίδιον βάρος	2.15	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	7.75
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π6	6.36		
	Από Π12	10.28		
	Σύνολο	18.79		
Δ11	Ίδιον βάρος	2.00	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	3.04
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π9	5.93		
Δ12	Ίδιον βάρος	2.15	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	2.79
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π10	2.84		
	Από Π11	3.02		
	Σύνολο	8.02		
Δ16	Ίδιον βάρος	2.15	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	15.97
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π1	4.06		
	Από Π3	0.16		
	Από Δ3	33.78		
	Σύνολο	40.15		
Δ15	Ίδιον βάρος	2.15	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	13.81
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π3	2.09		
	Από Δ5	31.39		
	Σύνολο	35.63		
Δ14	Ίδιον βάρος	2.15	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	-
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Σύνολο	2.15		
Δ13	Ίδιον βάρος	1.75	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	13.37
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Δ9	27.22		
	Σύνολο	28.97		

Δ17	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	15.07
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π10	3.56		
	Από Δ9	27.22		
	Σύνολο	32.68		
Δ21	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	6.60
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π1	7.04		
	Από Π2	7.23		
	Σύνολο	16.17		
Δ20	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	4.94
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π3	3.82		
	Από Π4	6.94		
	Σύνολο	12.66		
Δ19	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	10.95
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π6	2.10		
	Από Δ6	25.74		
	Σύνολο	29.74		
Δ18	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	8.50
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π6	9.62		
	Από Π10	8.77		
	Σύνολο	20.29		
Δ24	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	3.09
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π2	4.17		
	Από Π13	2.56		
	Σύνολο	8.63		
Δ23	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	2.79
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π4	2.90		
	Από Π13	3.12		
	Σύνολο	7.92		
Δ22	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς	3.03
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς			
	Από Π6	3.45		
	Από Π13	3.11		

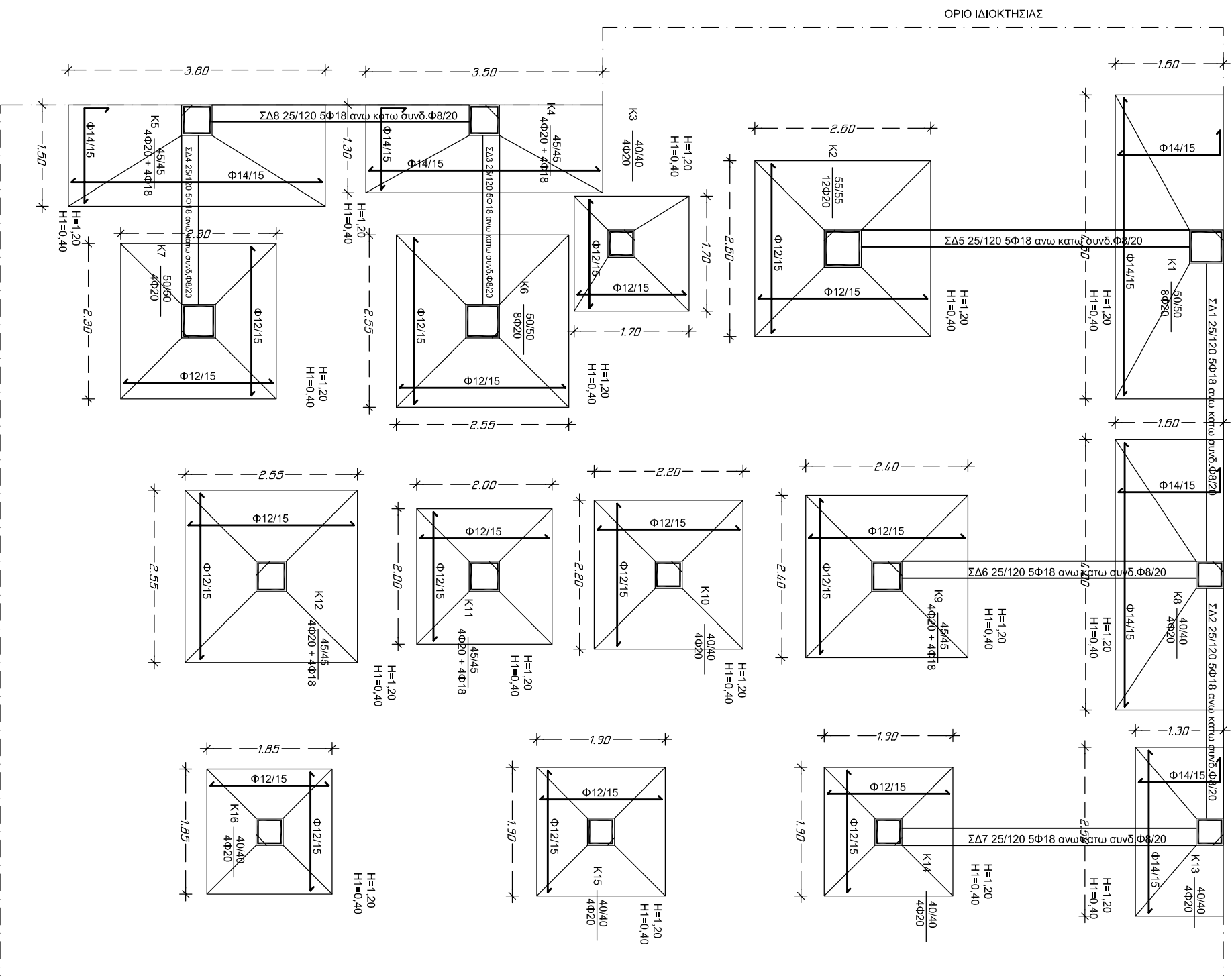
	Σύνολο	8.46	
--	---------------	-------------	--

(πίνακας 1.5)

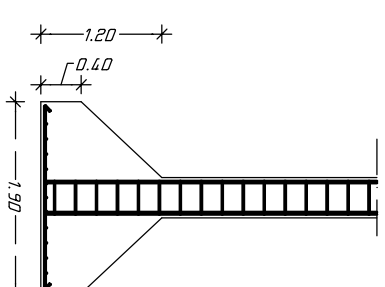
ΔΩΜΑ			
ΜΟΝΙΜΑ (KN/m)		ΚΙΝΗΤΑ (KN/m)	
Δοκοί			
Δ7	Ίδιον βάρος	2.15	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς		
	Από Π1	4.45	
	Σύνολο	6.60	
			2.12
Δ11	Ίδιον βάρος	2.00	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς		
	Από Π1	4.45	
	Σύνολο	6.45	
			2.12
Δ13	Ίδιον βάρος	1.75	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς		
	Από Π1	5.13	
	Σύνολο	6.88	
			2.44
Δ17	Ίδιον βάρος	1.90	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς
	Φορτίο που μεταβιβάζεται από τις πλάκες στις δοκούς		
	Από Π1	5.13	
	Σύνολο	7.03	
			2.44

(πίνακας 1.6)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΣΧΕΔΙΩΝ



Τομή πηλίου υψοστυλίου K15



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- Ορθολογός διαμορφός και αποσχίσεις, όπου δεν σημειώνεται τουλάχιστον 500mm.
- Συνδεδεμένες δοκούς γενικά κάταστοι και με διάκενο Φ8/20 (S200).
- Στις μεταβείτε ορθολογίων μήκος επικάλυψης τουλάχιστον 1,00m με διαμορφωση εγκάρσιου και τριγωνική των συνδέσεων στο μισό της απόστασης.
- Ορθολογία δοκών από τους αναπορφορμένους ορθολογίους κλιπώνονται οι μισοί και οι άλλοι μισοί προεκτείνονται μέχρι την προπαία του στύλου (ή δοκού έδρασης) στο γειτονικό άνοιγμα. Οι κλιπώνονται ορθολογία προχωρούν μετά στα εκατέρωθεν ανοίγματα σε μήκος L=0,30L, όπου L το θεωρητικό μήκος συνδέματος, μετά στο οποίο επεκτείνονται οι κλιπώνονται ορθολογία.
- Στις σημεία ο θάμβουμένος ορθολογός (όπου απαιτείται) θα εκτείνεται σε μήκος ίσο προς το δημόσιο του ύψους της αναχόμενης δοκού.
- Στους προβόλους (πάκες - δοκοί) επεκτείνονται τα άκρα του αναχόμενου συνδέματος.
- Μοντάζε δοκών
 - α) για δοκάρια με $d_o \leq 0,60$ 2Φ10 και όχι μικρότερο του 1/4 του κύριου ορθολογίου
 - β) για δοκάρια με $d_o > 0,60$ 2Φ12 και όχι μικρότερο του 1/4 του κύριου ορθολογίου
 - γ) για περιστασιακά δοκάρια εκάστου ορθολογίου montage 1Φ12 ανά 20cm.
- Στις πιαγές των δοκών με $d_o \leq 0,60$ τοποθετούνται οπίσθια Φ12 ώστε να μην μειώνουν καθ' ύψος αποστάσεις μεγαλύτερες από 30cm.

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

1.	Σκυρόδεμα	C12/15
2.	Χάλυβας καταγωγής S200	S200
3.	Στοιμικός συντελεστής	$\alpha = 0,24$
4.	σ έδαφους	150kg/m ² (0,15Mpa)
5.	Προβλεψη	0
6.	Φορτίο	

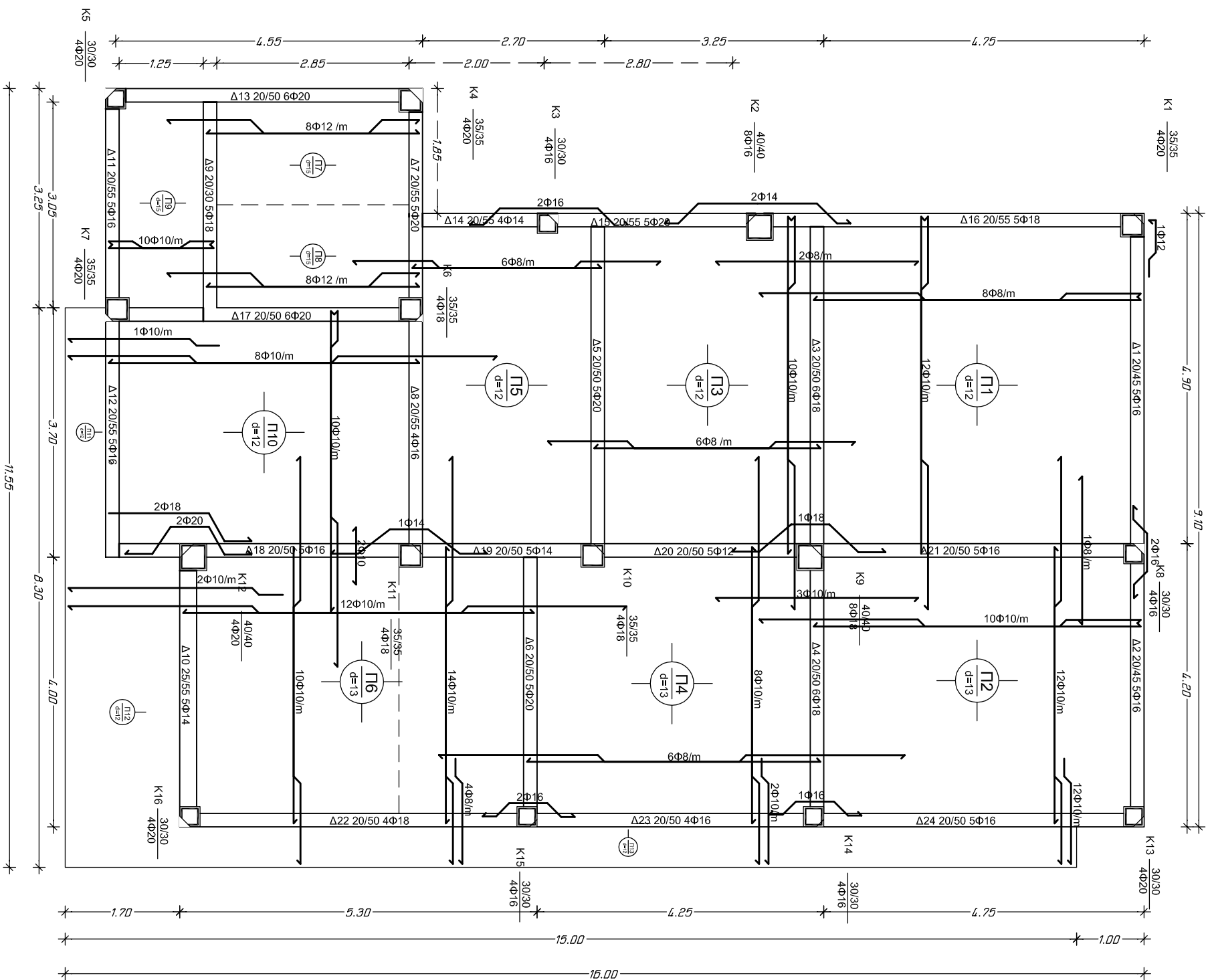
A. ΜΟΝΙΜΑ

1. Ίδιον βάρος σκυροδέματος 2500kg/m²(25kN/m³)
2. Επικάλυψη
3. Τοιχοποιία

1. Διάμετρος 200kg/m²(2kN/m²)
2. κατοικιών 100kg/m²(1kN/m²)
3. κλιμακίων 100kg/m²(1kN/m²)
1. ηχοαπορρόφηση 360kg/m²(3,6kN/m²)
2. βρομική 210kg/m²(2,1kN/m²)

B. ΚΙΝΗΤΑ

1. Γενικά
 - Διάμετρος 150kg/m²(1,5kN/m²)
 - κατοικιών 200kg/m²(2kN/m²)
 - κλιμακίων 350kg/m²(3,5kN/m²)
 - έξωστών 500kg/m²(5kN/m²)



Πίνακας Υποστοιχών		
A οροφος	Ισογειο	
K1	45/45 4Φ20 + 4Φ16	50/50 8Φ20
K2	45/45 8Φ20	55/55 12Φ20
K3	35/35 4Φ18	40/40 4Φ20
K4	40/40 4Φ20	45/45 4Φ20 + 4Φ18
K5	40/40 4Φ20	45/45 4Φ20 + 4Φ18
K6	45/45 4Φ20 + 4Φ18	50/50 8Φ20
K7	40/40 4Φ20	50/50 8Φ20
K8	40/40 4Φ20	40/40 4Φ20
K9	45/45 4Φ20 + 4Φ18	45/45 4Φ20 + 4Φ18
K10	40/40 4Φ20	40/40 4Φ20
K11	40/40 4Φ20	45/45 4Φ20 + 4Φ18
K12	40/40 4Φ20	45/45 4Φ20 + 4Φ18
K13	35/35 4Φ20	40/40 4Φ20
K14	35/35 4Φ18	40/40 4Φ20
K15	35/35 4Φ18	40/40 4Φ20
K16	35/35 4Φ20	40/40 4Φ20

ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- Ορθάνομος διαμοιγής και αποτοxicεύεις όπου δεν σημειώνεται τουλάχιστον 500g/m.
- Ξυλότυπες δοκών γενικά κλειστοί και με ελάχιστο Φ8/20 (S200).
- Στις μεμβρές οπλισμένων μήκους επικάλυψης τουλάχιστον 1,00m με διαμόρφωση συγκόλλητου και πύκνωση των συνδετήρων στο μισό της απόστασης.
- Οπλισματι δοκών, από τους αναμορφωμένους οπλισμούς κάμπτονται οι μισοί και οι άλλοι μισοί προεκτείνονται μέχρι την παρταή του στύλου (ή δοκού έδρασης) στο γενικό ένωγμα. Οι κάμπτιμενοι οπλισμοί προχωρούν μετά στα εκατόβεν ανωλύματα σε μήκος L=0,30L όπου L το θεωρητικό μήκος ανωλύματος μετά στο οποίο επεκτείνονται οι κάμπτιμενοι οπλισμοί.
- Στις σπινδιές ο θηβαίενος οπλισμός (όπου απαιτείται) βα εκτείνεται σε μήκος ίσο προς το διαήκασο του ύψους της συνεχόμενης δοκού.
- Στους προβόλους (πλάκες - δοκούς) επεκτείνονται τα λαξά του συνεχόμενου ανωλύματος.
- Μονταζε δοκών
 - για δοκάρια με do=0,60 2Φ10 και όχι μικρότερο του 1/4 του κύριου οπλισμού
 - για δοκάρια με do>0,60 2Φ12 και όχι μικρότερο του 1/4 του κύριου οπλισμού
 - για περιβαλυμενα δοκάρια ελάχιστος οπλισμός μονταζε 1Φ12 ανά 20cm.
- Στις παρτεές των δοκών με do>=0,60 τοποθετούνται σιδερα Φ12 ύστερ να μην μείνουν καθ'ύψους αποστάσεις μεγαλύτερες από 30cm.

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

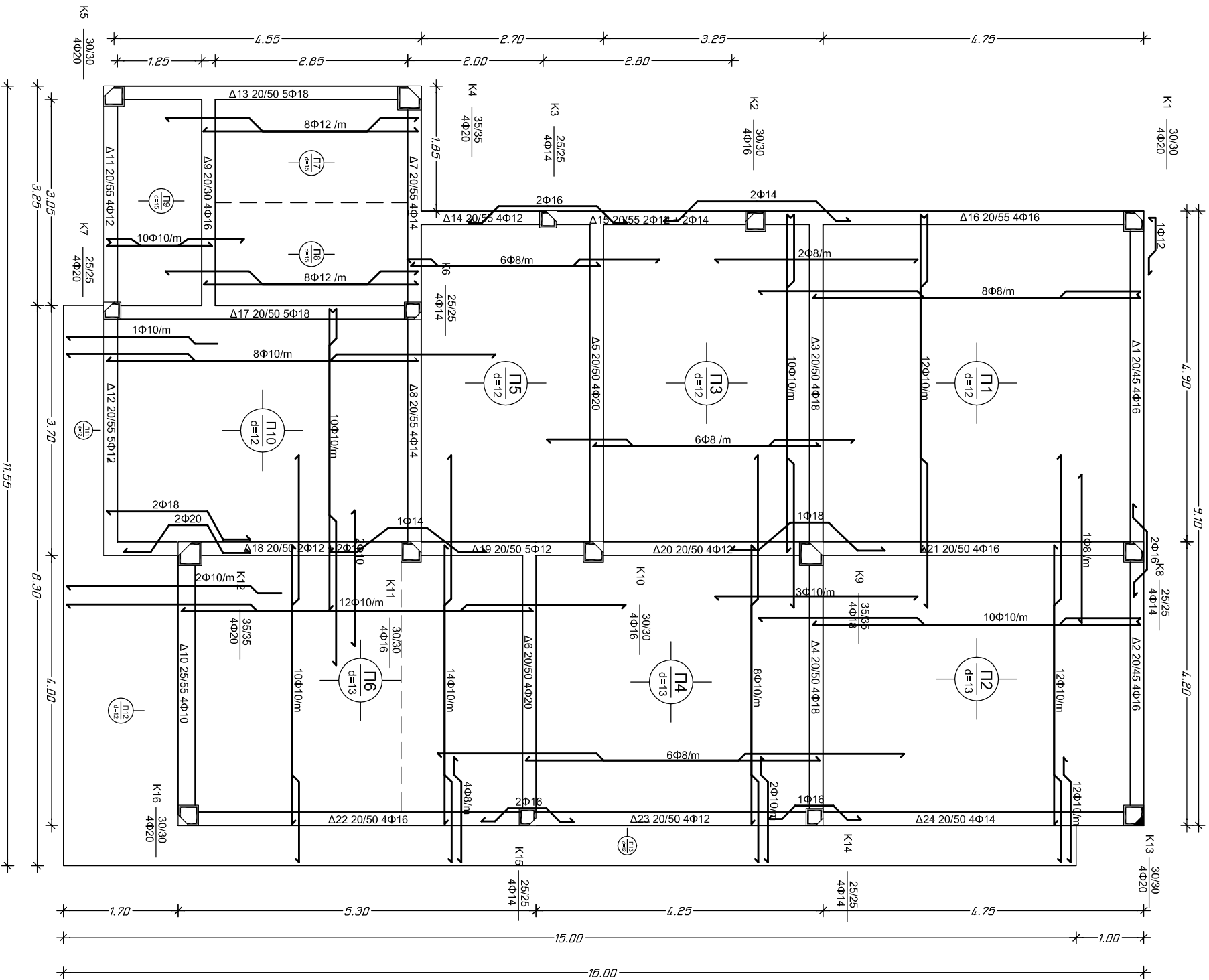
- | | | |
|----|---------------------|---------------------------------|
| 1. | Σκυροδέμα | C12/15 |
| 2. | Χάλυβας κατηγορίας | S200 |
| 3. | Στεγνός συντελεστής | ε=0,24 |
| 4. | σ εδούφους | 150kg/m ² (20,15Mpa) |
| 5. | Προβλεψη | 0 |
| 6. | Φορτα | |

A. ΜΟΝΙΜΑ

- Ίσιον βάρος σκυροδέματος 2500kg/m²(25kN/m²)
- Επικάλυψη
 - δύματος 200kg/m²(2kN/m²)
 - κατοκίων 100kg/m²(1kN/m²)
 - καλυκίων 100kg/m²(1kN/m²)
- Τοιχοποια
 - μυρική 360kg/m²(3,6kN/m²)
 - δρωμική 210kg/m²(2,1kN/m²)

B. ΚΙΝΗΤΑ

- Γενικά
 - δύματος 150kg/m²(1,5kN/m²)
 - κατοκίων 200kg/m²(2kN/m²)
 - καλυκίων 350kg/m²(3,5kN/m²)
- έξωστων 500kg/m²(5kN/m²)



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

1. Ορθολογός διαμορφής και αποσχετικής, όπου δεν σημειώνεται τουλάχιστον 500mm.
2. Συνδεδεμένες δοκούς γενικά κλαστοί και με διάκενο Φ8/20 (S200).
3. ΣΤΙΣ μεμβράεις οπλισμών μήκος επικάλυψης τουλάχιστον 1.00m με διαμόρφωση εγκάρσιου και τίκκωση των συνδέτηρων στο μπόσ της απόστασης.
4. Ορθολογία δοκών από τους αναγοροροφούμενους ορθολογιάς κάρτηγονται οι μπόσι και οι δάδοι μπόσι προεκτείνονται μέχρι την προοιά του οτύλου (η δοκοί έδραση) στο γατοικό άκωγιο. Οι κάρτηόμενοι ορθολογία προογυροών μέσο στα εκατέροθεν ακωγιοματα σε μήκος L=Φ·30L όπου L το θεωρητικό μήκος ακωγιοματα μέσο στο οτύλο επεκτείνονται οι κάρτηόμενοι ορθολογία.
5. ΣΤΙΣ στριβέεις ο θλωβόμενος ορθολογία (όπου απαιτείται) θεα εκτείνεται σε μήκος ίσο προς το διακόσιο του ύμους της αναογόμενης δοκοί.
6. Στους στριβέειους (τρίακες - δοκοί) επεκτείνονται τα άδετα του αναογόμενου ακωγιοματα.
7. **Μονταζε δοκών**
 α) για δοκάρια με do<=0.60 2Φ10 και όχι μικρότερο του 1/4 του κύριου ορθολογίου
 β) για δοκάρια με do>0.60 2Φ12 και όχι μικρότερο του 1/4 του κύριου ορθολογίου
 γ) για τριτακτωγέια δοκάρια ελάχιστος ορθολογία montage 1Φ12 ανά 20cm.
8. ΣΤΙΣ παοατέεις των δοκών με do<=0.60 τοποθετούνται ούδερα Φ12 ύστεα να μην μέκωυν καθ' ύμους ακωστρίοταεις μέγλωύτερες από 30cm.

ΠΑΡΑΔΟΧΕΙ

1. Σκυροδέμα	C12/15
2. Χάλυβας κάρτηγοταεις	S200
3. Στοιμικός συντελεστής	ε=0.24
4. σ έδραους	150kg/m ² (0.15Mpa)
5. Προβλέπειη	0
6. Φοοτία	

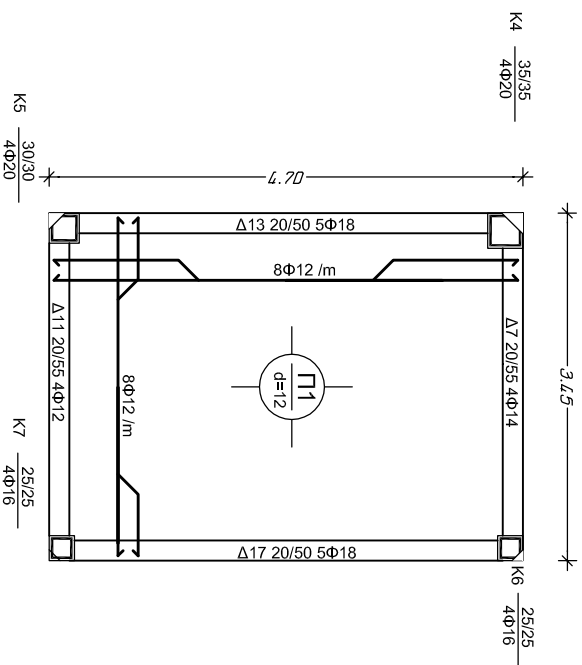
A. ΜΟΝΙΜΑ

1. Ίλιον βάρος οκυροδέματος 2500kg/m²(25kN/m³)
2. Επικάλυψη
 1. δώματος 200kg/m²(2kN/m²)
 2. κροακίων 100kg/m²(1kN/m²)
3. Τοιγοοτοια
 1. κάρηκων 100kg/m²(1kN/m²)
 1. μτοιακή 360kg/m²(3.6kN/m²)
 2. δρωική 210kg/m²(2.1kN/m²)

B. ΚΙΝΗΤΑ

1. Γενικά δώματος 150kg/m²(1.5kN/m²)
- κροακίων 200kg/m²(2kN/m²)
- κάρηκων 350kg/m²(3.5kN/m²)
- έξωοτιών 500kg/m²(5kN/m²)

Τίτλος σχεδίου: Ξυλότυπος οροφής Δώματος



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- Ορθολογός διαμοίχης και αποσβέσεως όπου δεν σημειώνεται τουλάχιστον 5φ8/m.
- Συνδεδεμένες δοκόνες γενικά κλειστά και με ελάχιστο φ8/20 (S200).
- Στις μιστές ορθολογίων μήκος επικάλυψης τουλάχιστον 1,00m με διευκόλυνση αγκύρωσης και πύκνωση των συνδέσεων στο μισό της απόστασης.
- Ορθολογία δοκών από τους αναμενόμενους ορθολογικούς κλίμακες οι μισοί και οι άλλοι μισοί προεκτείνονται μέχρι την προβάση του στήλου (ή δοκού έδρασης) στο ναυπηγικό άνοιγμα. Οι καμπυλωμένες ορθολογίες προχωρούν μέσα στα εκτεταθέν ανοίγματα σε μήκος L=0,30L όπου L το βεληνητικό μήκος ανοίγματος μέσα στο οποίο εκτελούνται οι καμπυλωμένες ορθολογίες.
- Στις συνδέσεις ο θάλαμος ορθολογίας (όπου απαιτείται) θα εκτείνεται σε μήκος ίσο προς το διπλάσιο του ύψους της συνεχόμενης δοκού.
- Στους τριβόλους (πλάκες - δοκούς) εκτελούνται τα λαξά του συνεχόμενου ανοίγματος.
Montage δοκών α) για δοκάρια με $d \leq 0,60$ 2Φ10 και όχι μικρότερο του 1/4 του κύριου ορθολογίου β) για δοκάρια με $d > 0,60$ 2Φ12 και όχι μικρότερο του 1/4 του κύριου ορθολογίου γ) για μεταλλοσυνεμένα δοκάρια ελάχιστος ορθολογικός montage φ12 ανά 20cm.
- Στις παρτέρες των δοκών με $d \leq 0,60$ τοποθετούνται οριζόντια φ12 ώστε να μην μένουν καθ' ύψος αποστάσεις μεγαλύτερες από 30cm.

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

- Σκυροδέμα C12/15
- Χάλυβας κατηγορίας S200
- Στοιμικός συντελεστής $e=0,24$
- σ εδάφους 150kg/m²(0,15MPa)
- Προβλεψη 0
- Φορτία

A. ΜΟΝΙΜΑ

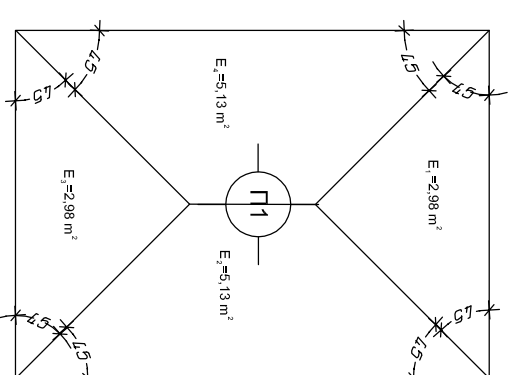
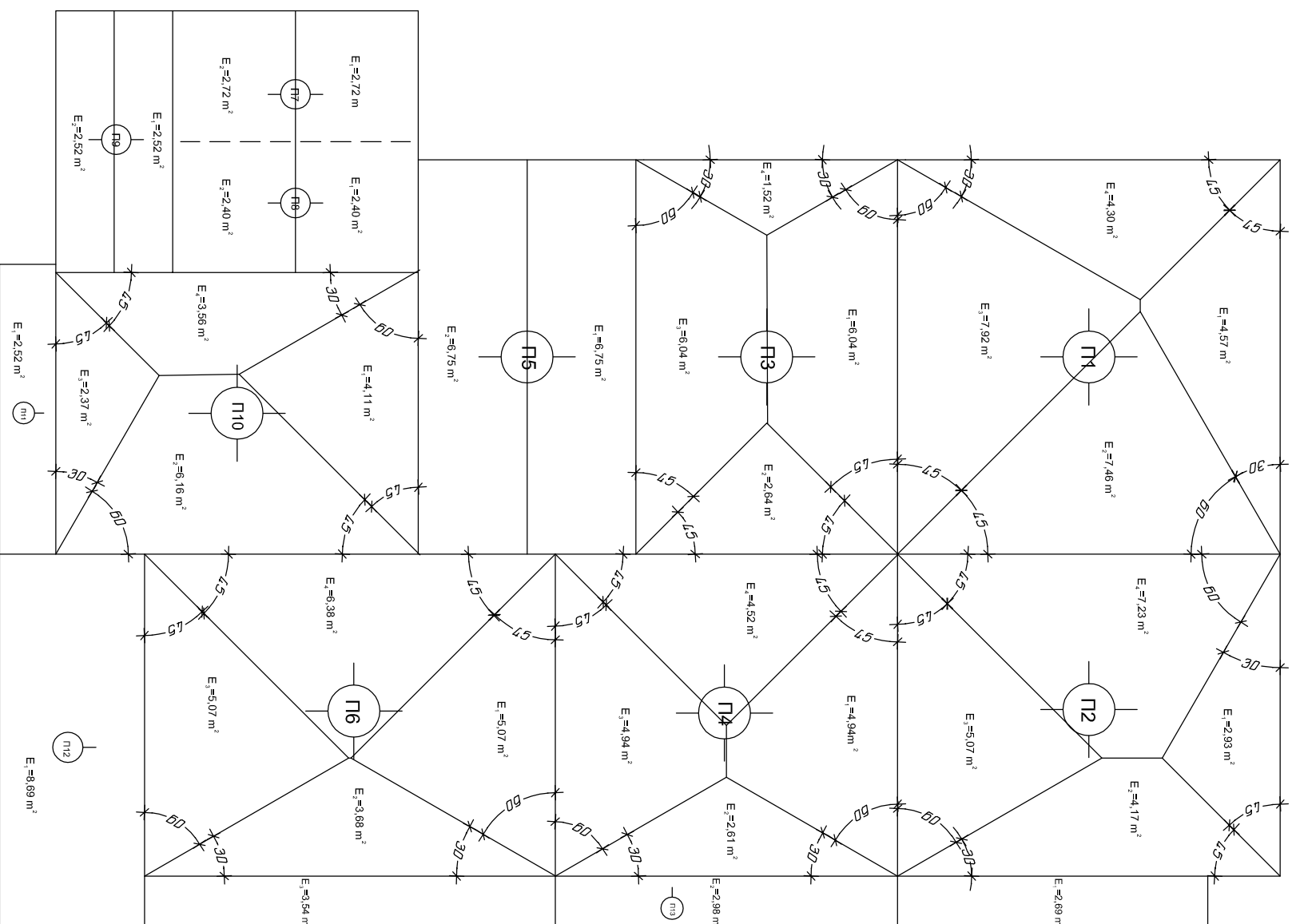
1. Ίσιον βάρος σκυροδέματος 2500kg/m²(25kN/m²)
2. Επικάλυψη 1. δώματος 200kg/m²(2kN/m²)
2. κατοικίων 100kg/m²(1kN/m²)
3. κλημάτων 100kg/m²(1kN/m²)
3. Τοιχοποιία 1. μιστική 360kg/m²(3,6kN/m²)
2. δομοική 210kg/m²(2,1kN/m²)

B. ΚΙΝΗΤΑ

1. Γενικά δώματος 150kg/m²(1,5kN/m²)
κατοικίων 200kg/m²(2kN/m²)
κλημάτων 350kg/m²(3,5kN/m²)
εξωστών 500kg/m²(5kN/m²)

Κλίμακα
1/75

Τίτλος σχεδίου: Κατανομή Φορτίων Πλακών



ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

1. Σκυρόδεμα C12/15
2. Χαλύβας κατηγορίας S200
3. Ζεωμικός συντελεστής $\epsilon=0,24$
4. σ εδάφους 150kg/m²(0,15Μpa)
5. Πρόβλεψη 0
6. Φορτίο

A. ΜΟΝΙΜΑ

1. Ίσον βάρος σκυροδέματος 2500kg/m²(25κn/m³)
2. Επικάλυψη 1. δώματος 200kg/m²(2κn/m²)
2. κατοικιών 100kg/m²(1κn/m²)
3. κλιμακων 100kg/m²(1κn/m²)
3. Τοιχοποιία 1. μισοίτοιχο 360kg/m²(3,6κn/m²)
2. όμοιοίτοιχο 210kg/m²(2,1κn/m²)

B. ΚΙΝΗΤΑ

1. Γενικά δώματος 150kg/m²(1,5κn/m²)
κατοικιών 200kg/m²(2κn/m²)
κλιμακων 350kg/m²(3,5κn/m²)
εξωτερικών 500kg/m²(5κn/m²)