



# ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική εργασία

## Βέλτιστος Σχεδιασμός Επεμβάσεων Ενίσχυσης σε Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα



Εκπονήτρια: Σκουληκάρη Ευαγγελία  
Επιβλέπων Καθηγητής: Λαγαρός Νικόλαος

ΑΘΗΝΑ  
ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2012

## Ευχαριστίες

Πρώτα απ' όλα θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή κ. Νίκο Λαγαρό για την ανάθεση της διπλωματικής αυτής εργασίας που αφορά ένα πολύ σημαντικό και επίκαιρο θέμα. Τον ευχαριστώ επίσης για την πολύτιμη καθοδήγησή του, την ενθάρρυνσή του και το άριστο κλίμα συνεργασίας. Οι γνώσεις του, η οργανωτικότητά του και η συνεχής ενασχόλησή του με το θέμα έπαιξαν καθοριστικό ρόλο στην εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Στη συνέχεια, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον υποψήφιο διδάκτορα κ. Νίκο Μπάκα για την επίλυση αποριών μου σχετικές με το λογισμικό SAP2000, αλλά και όλη την ομάδα του OPTIMUS. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την καλή μου φίλη και συνάδελφο Εύα Ταμπακάκη για τη στήριξη και φυσικά τη βοήθεια που μου προσέφερε.

Τέλος, ευχαριστώ πάρα πολύ την οικογένειά μου για την υποστήριξη και την εμπιστοσύνη που μου δείχνει τόσα χρόνια, αλλά και τους φίλους μου για τη συμπαράσταση και την κατανόησή τους.

## Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου κτιρίου και την διερεύνηση της ανάγκης ή όχι για ενίσχυση. Εξετάζει επίσης τους διαφορετικούς τρόπους ενίσχυσης και στοχεύει στον βέλτιστο σχεδιασμό. Για την αποτίμηση του φορέα χρησιμοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση Pushover.

Το *πρώτο κεφάλαιο* περιγράφει τους κανονισμούς, στα πλαίσια των οποίων έγινε η ανάλυση, η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός της υπό μελέτη κατασκευής.

Στο *δεύτερο κεφάλαιο* παρουσιάζεται ο φορέας και το αντίστοιχο προσομοίωμα που δημιουργήθηκε με στόχο την ανάλυσή του στο SAP2000. Καθορίζονται οι ιδιότητες των υλικών, τα χαρακτηριστικά των διατομών, οι φορτίσεις που επιβάλλονται καθώς και ο σεισμός σχεδιασμού.

Στο *τρίτο κεφάλαιο* περιγράφονται κάποιες διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) που αναφέρονται σε ρυθμίσεις κυρίως για το υφιστάμενο δόμημα. Επιπλέον αναπτύσσεται ο αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας. Τέλος, αναλύονται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της στατικής ανελαστικής ανάλυσης Pushover και οι μέθοδοι υπολογισμού του σημείου επιτελεστικότητας για την αποτίμηση της κατασκευής.

Στο *τέταρτο κεφάλαιο* φαίνεται αναλυτικά η διαδικασία της ανάλυσης και αποτίμησης του παρόντος κτιρίου με τη βοήθεια του προγράμματος SAP2000.

Στο *πέμπτο κεφάλαιο* περιγράφονται οι τρόποι με τους οποίους μπορεί να ενισχυθεί μια κατασκευή όπως επίσης και οι οδηγίες και περιορισμοί που υποβάλλονται από τους κανονισμούς.

Στο *έκτο κεφάλαιο* παρουσιάζεται το θεωρητικό υπόβαθρο του βέλτιστου σχεδιασμού και το εργαλείο με το οποίο χρησιμοποιείται, την υπολογιστική πλατφόρμα OPTIMUS.

Στο *έβδομο και τελευταίο κεφάλαιο* φαίνεται η διαδικασία της ενίσχυσης των βλαμμένων στοιχείων της κατασκευής με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, αλλά και με υφάσματα CFRP. Ακόμα, ακολουθείται η διαδικασία εύρεσης της βέλτιστης λύσης για κάθε είδος ενίσχυσης με τη βοήθεια του OPTIMUS και παρατίθενται τα αποτελέσματα της αποτίμησης της πλέον βέλτιστα ενισχυμένης κατασκευής.

**Λέξεις κλειδιά:** Μη γραμμική στατική ανάλυση, Μανδύες ΟΣ, Υφάσματα ΙΟΠ, Βέλτιστος Σχεδιασμός

## Abstract

This diploma thesis concerns the assessment of seismic behaviour and capacity of an existing building and investigates/examines the potential need of some parts of the structure to be strengthened. Different retrofitting methods are presented and discussed thoroughly and in conclusion the optimum rehabilitation design is determined. As a case study, a four storey residential building, constructed from reinforced concrete, was selected and assessed for its capacity using the nonlinear static analysis (Pushover analysis).

More specifically, in the *first chapter* there is an overview of the codes used not only to evaluate the building's seismic behaviour but also to redesign it.

In the *second chapter*, there is an analytical description of the building and how exactly it is simulated in SAP2000. Materials' properties, sections' shape and characteristics, the applied loads and the design spectrum are defined, too.

The *third chapter* refers to numerous regulations and restrictions implied by a Greek retrofitting code named KAN.EPE. In order to ensure that any building is able to resist the design earthquake, there is a method integrated, based on specific performance criteria. In fact, this unit clarifies the basic principles of the Pushover Analysis and describes different methods to find the target point (base reaction- top displacement) in order to assess the capacity of the building.

The *fourth chapter* indicates the steps followed in SAP2000 until the analysis runs, as well as the analysis results.

In the *fifth chapter*, alternative ways and instructions of retrofitting each inadequate element of any structure in general are suggested.

In the *sixth chapter* there is a theoretical approach concerning the optimum design and the algorithms thanks to which, the optimization is feasible to be achieved.

The *last chapter* deals with the procedure of implementing strengthening techniques, such as CFRP wrapping or RC jacketing, to those elements that have been damaged. Furthermore the crucial aim, in other words the optimum solution of seismic retrofit, is reached due to the computing platform called OPTIMUS. Last but not least, comparative results between the initial building and the retrofitted ones are presented widely.

**Key words:** Nonlinear Static (Pushover) Analysis, RC jacketing, CFRP wrapping, Optimum Design

## Περιεχόμενα

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	5
1.1. Αντικείμενο εργασίας.....	5
1.2. Σύγχρονες Μέθοδοι Ανάλυσης και Ισχύοντες Κανονισμοί.....	6
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	7
2.1. Στοιχεία του υφιστάμενου κτιρίου .....	7
2.2. Προσομοίωση και μορφολογία του φορέα .....	7
2.3. Περιγραφή των υλικών.....	8
2.4. Περιγραφή των διατομών.....	9
2.5. Καθορισμός των φορτίσεων .....	10
2.6. Στηρίξεις επί του εδάφους .....	11
2.7. Διαφραγματική Λειτουργία .....	12
2.8. Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού .....	12
3. ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	15
3.1. Εισαγωγή.....	15
3.2. Διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ για Αποτίμηση και Ανασχεδιασμό σύμφωνα με την Ανελαστική Στατική Μέθοδο .....	15
3.2.1. Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία.....	15
3.2.2. Στάθμες Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	16
3.2.3. Διερεύνηση και Τεκμηρίωση Φέροντος Οργανισμού Υφιστάμενου Δομήματος – Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) .....	17
3.2.4. Προτεινόμενες μέθοδοι ανάλυσης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	18
3.2.5. Ισοδύναμο Μονοβάθμιο Σύστημα .....	23
3.2.6. Μεθοδολογία ATC-40 [7] .....	24
3.2.7. Μέθοδος των Συντελεστών .....	28
3.2.8. Έλεγχος Ασφαλείας.....	31
3.2.9. Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Δομικών Μελών Φορέα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	34

4. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSHOVER ΣΤΟ SAP2000 ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	43
4.1. Ορισμός των κριτηρίων αστοχίας των υλικών .....	43
4.2. Διάγραμμα Ροπών Καμπυλοτήτων των Διατομών.....	44
4.3. Ορισμός των πλαστικών αρθρώσεων των διατομών.....	49
4.4. Ανελαστική Ανάλυση.....	54
4.5. Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης .....	59
5. ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ.....	77
5.1.Εισαγωγή.....	77
5.2. Βασικές έννοιες.....	77
5.2.1. Επεμβάσεις- Επισκευές-Ενισχύσεις .....	77
5.2.2. Στρατηγικές Επεμβάσεων.....	78
5.3. Ενίσχυση Υποστυλωμάτων .....	78
5.3.1.Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με αύξηση της διατομής.....	79
5.3.2. Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με Περίσφιγξη.....	81
5.4. Διαστασιολόγηση Επεμβάσεων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	84
5.4.1. Διεπιφάνεια παλαιών και νέων υλικών.....	84
5.4.2. Μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα.....	85
5.4.3. Ενίσχυση με περίσφιγξη .....	87
6. ΒΕΛΤΙΣΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ.....	93
6.1. Εισαγωγή.....	93
6.2. Μαθηματικό Μοντέλο Βελτιστοποίησης .....	94
6.2.1. Διατύπωση.....	94
6.2.2 Αντικειμενική συνάρτηση .....	94
6.2.3 Μεταβλητές σχεδιασμού.....	95
6.2.4 Συναρτήσεις Περιορισμού.....	95
6.3. Κατηγορίες βελτιστοποίησης των κατασκευών .....	96
6.3.1. Εισαγωγή .....	96
6.3.2 Βελτιστοποίηση των μεγεθών των διατομών .....	96
6.3.3 Βελτιστοποίηση σχήματος κατασκευών.....	97
6.3.4 Βελτιστοποίηση της τοπολογίας.....	98
6.4. Μέθοδοι βέλτιστου σχεδιασμού.....	99

6.4.1. Γενικά .....	99
6.4.2. Μαθηματικές ή Αιτιοκρατικές Μέθοδοι.....	99
6.4.3. Μεταευσριστικές ή Δαρβίνειες μέθοδοι .....	102
6.5. Εργαλείο Ανάλυσης των Κατασκευών OPTIMUS .....	106
6.5.1. Σχεδιασμός κώδικα συμβατικού με τις μεθόδους ανάλυσης .....	106
6.5.2. Σχεδιαστικό εργαλείο .....	106
6.5.3. Γραφικό περιβάλλον εργασίας, το λειτουργικό σύστημα και ανάπτυξη .....	108
7. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΚΑΙ ΒΕΛΤΙΣΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΥΣ.....	111
7.1. Υλοποίηση των ενισχύσεων στο SAP2000 .....	111
7.1.1. Εισαγωγή .....	111
7.1.2. Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος .....	112
7.1.3. Ενίσχυση με υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα (CFRP) .....	113
7.1.4. Αποτίμηση της ενισχυμένης κατασκευής και συγκριτικά αποτελέσματα .....	116
7.2. Βέλτιστος σχεδιασμός των ενισχύσεων στο OPTIMUS .....	125
7.2.1. Εισαγωγή .....	125
7.2.2. Διατύπωση του προβλήματος .....	125
7.2.3. Αποτελέσματα του βέλτιστου σχεδιασμού .....	128
8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	131
Βιβλιογραφία.....	135

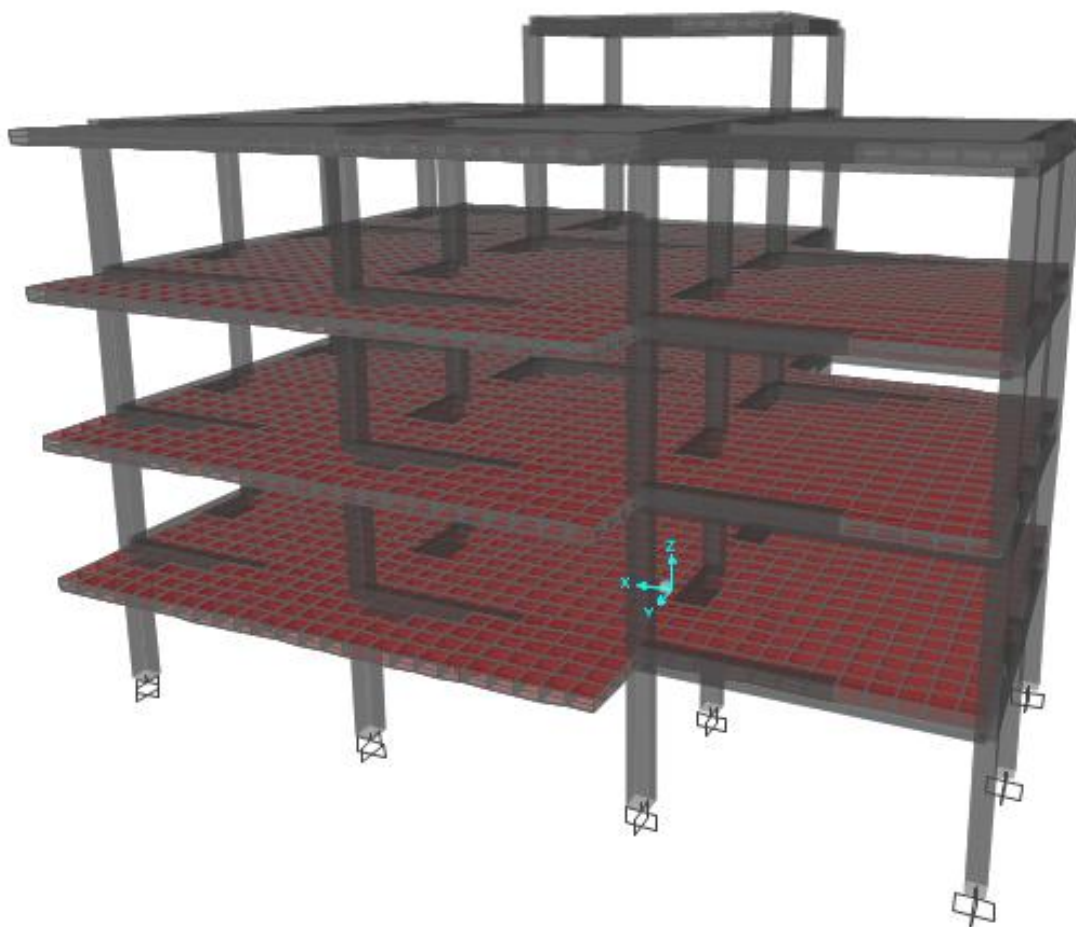




## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1. Αντικείμενο εργασίας

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η ανάλυση και αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του εικονιζόμενου κτιρίου, καθώς και η ενίσχυσή του με τρόπο τέτοιο ώστε να εξασφαλίζεται η βέλτιστη συμπεριφορά της κατασκευής στο σεισμό σε συνδυασμό με το χαμηλότερο δυνατό κόστος.



Σχ.1.1. Τρισδιάστατη απεικόνιση του προσομοιώματος της κατασκευής στο SAP2000.

Η προσομοίωση του φορέα και οι διάφορες αναλύσεις θα πραγματοποιηθούν με τη βοήθεια του προγράμματος SAP2000v15.

## 1.2. Σύγχρονες Μέθοδοι Ανάλυσης και Ισχύοντες Κανονισμοί

Για τις ανάγκες της εργασίας, έγινε χρήση ανελαστικής ανάλυσης και ειδικότερα της μη-γραμμικής μεθόδου στατικής υπερωθητικής ανάλυσης («pushover analysis»). Η συγκεκριμένη μέθοδος δίνει τη δυνατότητα προσέγγισης της πραγματικής συμπεριφοράς της κατασκευής υπό την επίδραση του σεισμού, αποτυπώνει δηλαδή τη σταδιακή διαρροή των μελών της κατασκευής μέχρι το σχηματισμό του μηχανισμού κατάρρευσης. Επίσης, προσδιορίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας του φορέα.

Οι κανονισμοί με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση, η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός του κτιρίου είναι οι εξής:

- Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ)
- Ευρωκώδικας 8
- Αμερικανικός Κανονισμός ATC-40 (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings)

## **2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

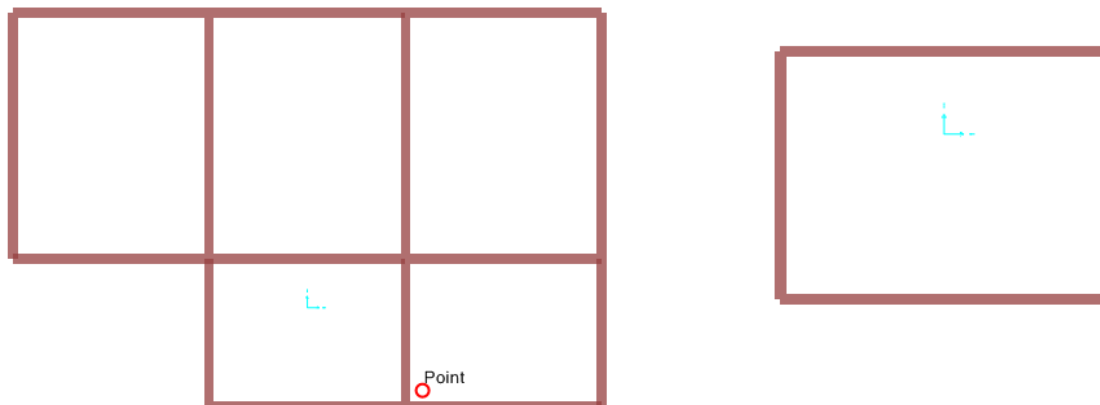
### **2.1. Στοιχεία του υφιστάμενου κτιρίου**

Το υπό μελέτη κτίριο είναι κατ' αρχάς υποθετικό, πρόκειται για μια πολυκατοικία, που τοποθετείται χωρικά στην περιοχή των Αμπελοκήπων και χρονικά στη δεκαετία του 1970. Αποτελείται από 4 ορόφους και το δώμα κι έχει χρήση κατοικίας. Ο σχεδιασμός του κτιρίου θεωρείται ότι έγινε με βάση τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 1954) [1] και τον τότε ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό του 1959.

### **2.2. Προσομοίωση και μορφολογία του φορέα**

Το κτίριο αναλύεται ως ένα χωρικό προσομοίωμα, στο οποίο αμελείται η επιρροή της τοιχοποιίας στην ανάληψη των οριζόντιων φορτίων του σεισμού. Γίνεται λοιπόν η παραδοχή ότι τα φορτία αυτά αναλαμβάνονται από τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία, δηλαδή απ' τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Τα τελευταία προσομοιάζονται με γραμμικά στοιχεία πλαισίου 6 βαθμών ελευθερίας και δίνονται απλοποιητικά ως ορθογωνικές διατομές. Ακόμα, οι πλάκες εισάγονται ως πεπερασμένα στοιχεία, επιφανειακά, μέσω των οποίων μεταφέρονται τα ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία των πλακών στις δοκούς. Οι υπάρχουσες τοιχοποιίες δεν εισάγονται στο μοντέλο. Ωστόσο η επίδρασή τους δεν αμελείται, αφού λαμβάνονται υπόψη ως φορτία γραμμικά κατανεμημένα στις δοκούς. Τέλος, οι στηρίξεις της κατασκευής θεωρούνται πακτώσεις.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η μορφολογία του φορέα. Οι κατόψεις δε διαφέρουν από όροφο σε όροφο παρά μόνο στο δώμα όπως ήταν αναμενόμενο. Σε κάθε όροφο αντιστοιχούν  $180\text{m}^2$ , με διαστάσεις όπως φαίνονται στα ακόλουθα σχήματα και το ύψος κάθε ορόφου είναι 3m.



Σχ.2.1. Κάτοψη ορόφων, δώματος αντίστοιχα.

Επισημαίνεται ότι εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία των πλακών στο πρόγραμμα με τον εξαναγκασμό κοινής μετατόπισης των κόμβων που βρίσκονται στην ίδια στάθμη. Επίσης, η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα μειώνονται σταδιακά από τη βάση του κτιρίου και προς τα πάνω.

### 2.3. Περιγραφή των υλικών

Η ποιότητα του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε στην κατασκευή του φέροντος οργανισμού της παρούσας πολυκατοικίας είναι C20/25 και το μέτρο ελαστικότητας είναι  $E_c=30\text{GPa}$ . Το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος είναι  $25\text{kN/m}^3$ . Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ[2], όσο αφορά στις αντοχές των υλικών του υφιστάμενου δομήματος χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές κι όχι οι χαρακτηριστικές που χρησιμοποιούνται για τα προστιθέμενα υλικά. Επομένως, σύμφωνα με το [3], η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος ορίζεται ως εξής:

$$f_{cm}=(f_{ck}+8(\text{MPa}))/\gamma_m=28\text{MPa}/1,1=25,454\text{MPa}.$$

Στην περίπτωση του χάλυβα η ποιότητα είναι S355 με όριο διαρροής  $f_y=355\text{MPa}/\gamma_m=355\text{MPa}/1,1=322,727\text{MPa}$ . Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα είναι  $E_s=199\text{GPa}$  και το ειδικό βάρος  $78,6\text{kN/m}^3$ .

Οι ιδιότητες κάθε υλικού εισάγονται στο SAP2000 με τη διαδικασία:

Define→Materials→Add New Material

**Material Property Data**

General Data  
 Material Name and Display Color: C20/25  
 Material Type: Concrete  
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass  
 Weight per Unit Volume: 24.9926  
 Mass per Unit Volume: 2.5485  
 Units: KN, m, C

Isotropic Property Data  
 Modulus of Elasticity, E: 30000000  
 Poisson's Ratio, U: 0.2  
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 5.500E-06  
 Shear Modulus, G: 12500000

Other Properties for Concrete Materials  
 Specified Concrete Compressive Strength, f<sub>c</sub>: 25454.545  
 Lightweight Concrete  
 Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display  
 OK Cancel

**Material Property Data**

General Data  
 Material Name and Display Color: S355  
 Material Type: Rebar  
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass  
 Weight per Unit Volume: 76.9728  
 Mass per Unit Volume: 7.849  
 Units: KN, m, C

Isotropic Property Data  
 Modulus of Elasticity, E: 1.999E+08  
 Poisson's Ratio, U: 0.3  
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05  
 Shear Modulus, G: 76903069

Other Properties for Rebar Materials  
 Minimum Yield Stress, F<sub>y</sub>: 322727.3  
 Minimum Tensile Stress, F<sub>u</sub>: 463636.4  
 Expected Yield Stress, F<sub>ye</sub>: 355000.  
 Expected Tensile Stress, F<sub>ue</sub>: 510000.

Switch To Advanced Property Display  
 OK Cancel

Σχ.2.2. Εισαγωγή των υλικών (σκυρόδεμα και χάλυβας) στο SAP2000.

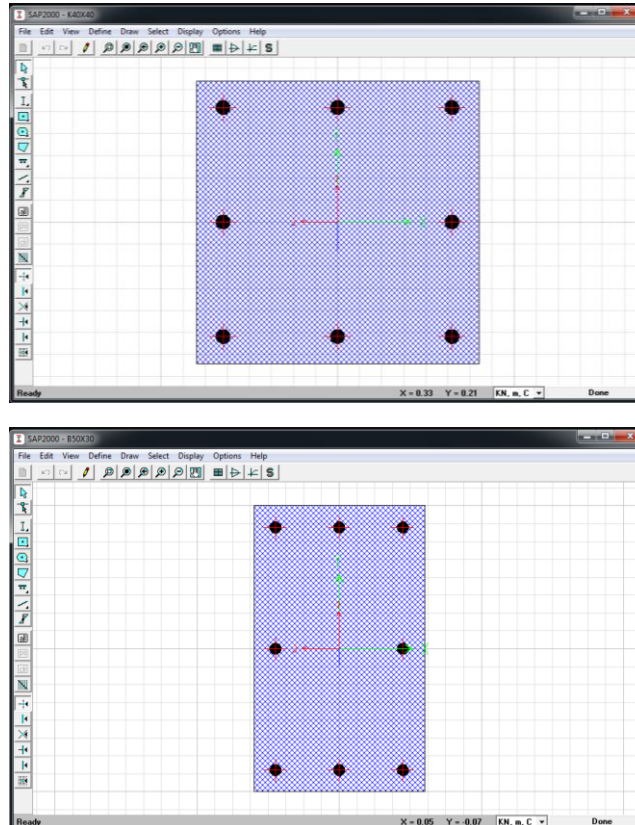
## 2.4. Περιγραφή των διατομών

Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν και τα αντίστοιχα σίδερα είναι:

- Για υποστυλώματα  
 K35X35 (6Φ20)  
 K40X40 (8Φ20)  
 K45X45 (8Φ25)
- Για δοκούς  
 Δ40x20 (6Φ16)  
 Δ50X30 (8Φ20)

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων εισάγονται στο πρόγραμμα με την εντολή:

Define → Frame Sections → Add New Property → Other → Section Designer



Σχ.2.3. Δημιουργία υποστυλωμάτων και δοκών αντίστοιχα στο SAP2000.

## 2.5. Καθορισμός των φορτίσεων

Τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή είναι τα εξής:

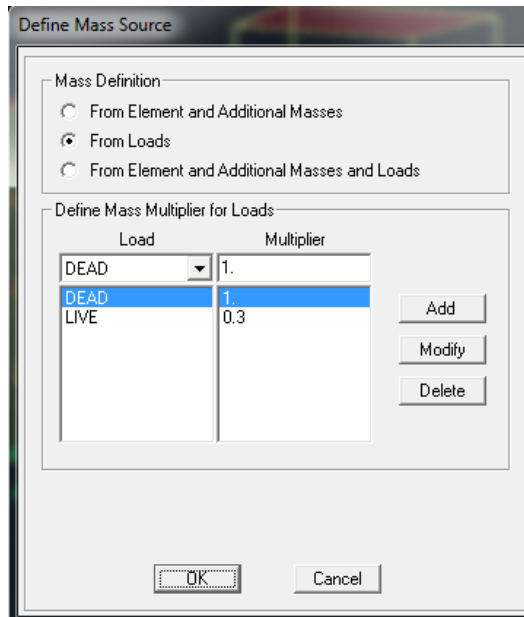
ΜΟΝΙΜΑ:

- ΙΒ Οπλισμένου Σκυροδέματος:  $25 \text{ kN/m}^3$
- Δρομική Οπτοπλινθοδομή:  $1,75 \text{ kN/m}^2$
- Μπατική Οπτοπλινθοδομή:  $3,00 \text{ kN/m}^2$
- Επικάλυψη δωματίων:  $1,50 \text{ kN/m}^2$
- Επικάλυψη δώματος:  $2,00 \text{ kN/m}^2$
- Επικάλυψη εξωστών:  $1,50 \text{ kN/m}^2$

ΚΙΝΗΤΑ:

- Δωματίων:  $2,00 \text{ kN/m}^2$
- Δώματος:  $2,00 \text{ kN/m}^2$
- Εξωστών:  $5,00 \text{ kN/m}^2$

Για να υπολογισθεί αυτόματα η ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής απ' το SAP2000[4], ορίζονται οι παρακάτω παράμετροι στο πρόγραμμα ώστε να προκύψει απ' το συνδυασμό των φορτίων  $G+0,3Q$ .



Σχ.2.4. Ορισμός της ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου.

## 2.6. Στηρίξεις επί του εδάφους

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, οι στηρίξεις είναι πλήρεις πακτώσεις. Για να εισαχθούν, αφού επιλέγονται τα σημεία των υποστυλωμάτων που βρίσκονται σε επαφή με το έδαφος ακολουθείται η διαδικασία:

Assign→Join→Restrains

Έπειτα δεσμεύονται όλοι οι βαθμοί ελευθερίας, όπως φαίνεται στο σχήμα:

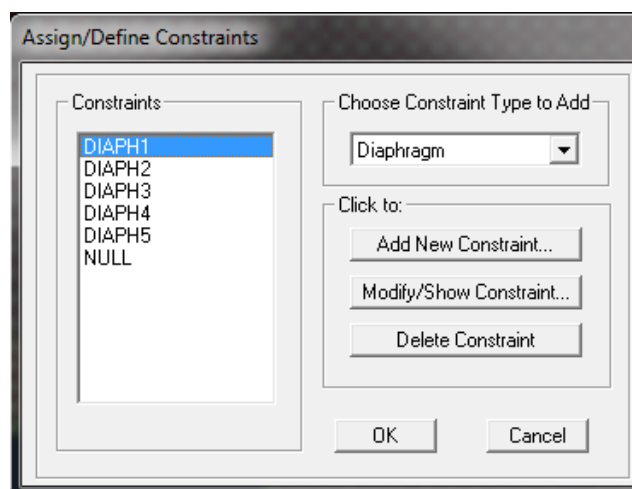


Σχ.2.5. Εισαγωγή στηρίξεων στο SAP2000.

## 2.7. Διαφραγματική Λειτουργία

Για να εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία των πλακών στο SAP2000 απαραίτητη προϋπόθεση είναι όλα τα σημεία της ίδιας στάθμης να έχουν κοινή μετατόπιση. Τα διαφράγματα παραμένουν πρακτικώς απαραμόρφωτα μέσα στο επίπεδό τους λόγω της μεγάλης αντοχής και δυσκαμψίας τους. Κατά την επιβολή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων θεωρούνται 3 βαθμοί ελευθερίας ανά όροφο (δύο μετακινήσεις και μία στροφή). Για την επίτευξη της διαφραγματικής λειτουργίας επιλέγονται όλοι κόμβοι κάθε ορόφου και στη συνέχεια χρησιμοποιείται η εντολή:

Assign → Joint → Constraints → Diaphragm



Σχ.2.6. Εισαγωγή των διαφραγμάτων στο SAP2000.

## 2.8. Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιείται για την αποτίμηση της κατασκευής στη μέθοδο ATC-40 υπολογίστηκε με βάση τον Ευρωκώδικα 8 [5] και ορίζεται από τους τύπους:

$$\Phi_e(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot \theta \cdot \beta_0 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T < T_B$$

$$\Phi_e(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_0 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$\Phi_e(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$\Phi_e(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D < T$$



όπου:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	A (g)	Κατηγορία Σπουδαιότητας	$\gamma_i$	Κατηγορία Εδάφους	$T_1$ (sec)	$T_2$ (sec)
I	0.16	$\Sigma_1$	0.85	A	0.10	0.40
II	0.24	$\Sigma_2$	1.00	B	0.15	0.60
III	0.36	$\Sigma_3$	1.15	Γ	0.20	0.80
		$\Sigma_4$	1.30	Δ	0.20	1.20

Περίπτωση θεμελίωσης	Συντ/στής θεμελίωσης $\theta$
Κατηγ. εδάφ. A & B	1.00
Κατηγ. εδάφ. Γ & Δ και δεν συντρέχει μία από τις παρακάτω περιπτώσεις	1.00
Κατηγ. εδάφ. Γ & Δ και το κτίριο διαθέτει 1 υπόγειο	0.90
Κατηγ. εδάφ. Γ & Δ και θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση	0.90
Κατηγ. εδάφ. Γ & Δ και θεμελίωση με πασσάλους με δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή	0.90
Κατηγ. εδάφ. Γ & Δ και το κτίριο διαθέτει 2 τουλάχιστον υπόγεια	0.80
Κατηγ. εδάφ. Γ & Δ, το κτίριο διαθέτει 1 τουλάχιστον υπόγειο και θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση	0.80
Κατηγ. εδάφ. Γ & Δ και θεμελίωση με πασσάλους με ενιαίο κεφαλόδεσμο	0.80

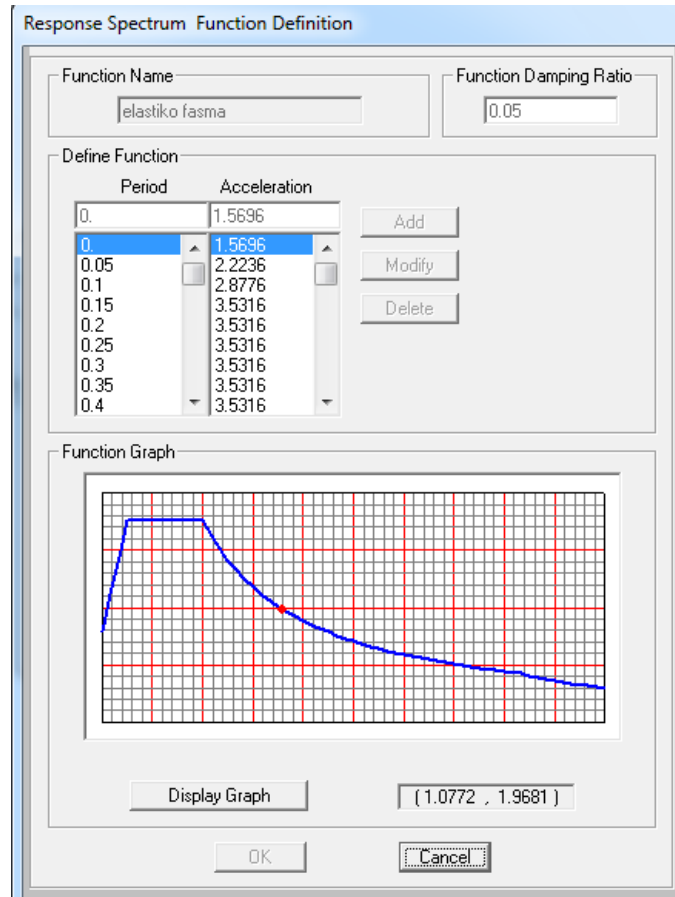
και  $\eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta + 5}}$ ,  $\zeta = 5\%$  για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα

Στην περίπτωση του υφιστάμενου δομήματος χρησιμοποιήθηκαν οι εξής παράμετροι:

- $\alpha_g = \gamma_i \cdot \alpha_R = 0,16g$  για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1
- $\gamma_i = 1$  για κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου II.
- Κατηγορία εδάφους B (περιοχή Αμπελοκήπων) κι επομένως  $T_B = 0,15sec$ ,  $T_C = 0,60sec$ ,  $T_D = 2,50sec$ .
- Συντελεστής φασματικής μεγέθυνσης  $\beta_0 = 2,50$ .
- Συντελεστής θεμελίωσης  $\theta = 1,00$ .

Η εισαγωγή του φάσματος στο SAP2000 γίνεται με την εντολή:

Define → Functions → Response Spectrum → User Defined



Σχ.2.7. Εισαγωγή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού στο SAP2000.

### **3. ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ**

#### **3.1. Εισαγωγή**

Η διαφορά της μη γραμμικής από τη γραμμική ανάλυση είναι ότι στην πρώτη ο φορέας εξακολουθεί να δέχεται επιπλέον σεισμικά φορτία ακόμα και αν έχουν διαρρεύσει κάποια απ' τα μέλη του, μέχρι να αστοχήσουν. Αυτό επιτυγχάνεται με τις παραμορφώσεις των μελών του. Είναι σημαντικό όμως, όταν ο φορέας αστοχήσει, να έχει επέλθει πρώτα διαρροή των μελών του υπό κάμψη κι έπειτα υπό τέμνουσα, ώστε η συμπεριφορά της κατασκευής να είναι πλάστιμη κι όχι ψαθυρή.

Πρακτικά επιδιώκεται να προσδιοριστούν οι ανελαστικές παραμορφώσεις των δομικών στοιχείων της κατασκευής ταυτόχρονα με την επιβολή σ' αυτήν της σεισμικής δράσης με την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός της υφιστάμενης κατασκευής. Στόχος λοιπόν είναι μια προκαθορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει ορισθεί με βάση τους κανονισμούς.

«Αποτίμηση» μίας νέας ή υφιστάμενης κατασκευής σημαίνει εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας (Φ.Ι.) λαμβάνοντας υπόψη κριτήρια σύμφωνα με τους κανονισμούς, όπως είναι οι στάθμες επιτελεστικότητας. Περιλαμβάνει επίσης και έλεγχο ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων φέρουσας ικανότητας που επιβάλλονται από τους κανονισμούς. Ακόμα, με τον όρο «ανασχεδιασμός» νοείται κάθε είδους δομητικής επέμβασης που γίνεται στον υφιστάμενο φορέα με σκοπό είτε την αποκατάσταση (επισκευή) της φέρουσας ικανότητάς του είτε την αύξηση της (ενίσχυση).

Στη συνέχεια γίνεται χρήση του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ)[2] για τις ανάγκες των αναλύσεων.

#### **3.2. Διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ για Αποτίμηση και Ανασχεδιασμό σύμφωνα με την Ανελαστική Στατική Μέθοδο**

##### **3.2.1. Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία**

Πρωτεύοντα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που εκτός του ότι συμμετέχουν στη δυσκαμψία και στην κατανομή των εντάσεων στο φορέα, συμβάλλουν και στην παραλαβή οριζόντιων σεισμικών φορτίων. Αντίθετα, τα δευτερεύοντα δομικά στοιχεία συνεισφέρουν στην ανάληψη των κατακόρυφων δράσεων, αλλά όχι στην αντίσταση έναντι του σεισμού, λόγω της χαμηλής δυσκαμψίας ή αντοχής ή

πλαστιμότητάς τους. Κατά συνέπεια, για τα δευτερεύοντα στοιχεία ισχύουν άλλα κριτήρια και συντελεστές. Εφόσον δεν είναι κρίσιμα για την αστοχία του φορέα επιτρέπονται πιο σημαντικές βλάβες απ' ό,τι στα πρωτεύοντα στοιχεία, καθώς και μεγαλύτερες μετακινήσεις.

### 3.2.2. Στάθμες Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής από την παράγραφο 2.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

#### α. «Άμεση Χρήση Μετά το Σεισμό» - Immediate Occupancy (A)

Είναι μία κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν πολύ αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στον φέροντα οργανισμό.

#### β. «Προστασία Ζωής» - Life Safety (B)

Είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά το σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να προκληθούν ουσιώδεις φθορές στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

#### γ. «Οιονεί Κατάρρευση» - Collapse Prevention (C)

Είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά το σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες σοβαρές (μη-επισκευάσιμες κατά την πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά το σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Ακολουθεί συνοπτική παρουσίαση σε πίνακα των σταθμών επιτελεστικότητας συναρτήσει της πιθανότητας υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά το σεισμό	Προστασία Ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πιν.3.1.Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές, πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%. Επίσης, η πιθανότητα υπέρβασης 50% (μέγιστη ανεκτή) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 475 ετών. Σημειώνεται άλλωστε ότι ο ΕΑΚ2000[6] προτείνει στόχο σχεδιασμού B1 «Προστασία Ζωής», για πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 10% εντός 50 ετών.

Η ίδια στάθμη επιτελεστικότητας B1 «Προστασία Ζωής» επιλέγεται τελικώς ως στόχος αποτίμησης του υπό μελέτη φορέα.

### 3.2.3. Διερεύνηση και Τεκμηρίωση Φέροντος Οργανισμού Υφιστάμενου Δομήματος – Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

Όπως αναφέρεται στο Κεφάλαιο 3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.: «Πριν από οποιαδήποτε μελέτη ή κατασκευή επέμβασης, απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφιστάμενου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστούν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Προς τούτο απαιτείται η αποτύπωση του δομήματος και της κατάστασής του, η σύνταξη ιστορικού της κατασκευής και της συντήρησής του, η καταγραφή των τυχόν βλαβών, καθώς και η εκτέλεση επί τόπου διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων». Όσο περισσότερες πληροφορίες συλλεχθούν για το υφιστάμενο δόμημα, τόσο ακριβέστερη θα είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης ικανότητας του. Ανάλογα λοιπόν με την επάρκεια των δεδομένων καθορίζεται η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων (Σ.Α.Δ.) και ακολούθως ανάλογα με τη Σ.Α.Δ.

που έχει αποδοθεί επιλέγονται και οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_f$  για τις δράσεις και  $\gamma_m$  για τα δεδομένα των υφιστάμενων ή/και προστιθέμενων υλικών σε συνδυασμό με τους κατάλληλους  $\gamma_{Rd}$ . (§3.6 και 3.7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Διακρίνονται τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων:

- Υψηλή
- Ικανοποιητική
- Ανεκτή

Στην παρούσα εργασία λαμβάνεται η Σ.Α.Δ. ως «Ικανοποιητική» κι επιλέγονται οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας των υλικών  $\gamma_m$  όπως υπαγορεύεται στο κεφάλαιο 4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., μιας που δεν υπήρξε η δυνατότητα πραγματοποίησης επιτόπου αποτίμησης βλαβών και μετρήσεων για τη διαπίστωση της αντοχής των υλικών στο κτίριο.

#### **3.2.4.Προτεινόμενες μέθοδοι ανάλυσης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

Στα Κεφάλαια 2 και 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναλύονται οι επιτρεπόμενες μέθοδοι ανάλυσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν κατά την αποτίμηση ενός υφιστάμενου φορέα. Μέσω των μεθόδων αυτών προσδιορίζονται τα δρώντα εντατικά μεγέθη ή/και οι απαιτούμενες πλαστικές γωνίες στροφής όλων των δομικών στοιχείων του κτιρίου υπό το σεισμό σχεδιασμού και τους προβλεπόμενους άλλους συνδυασμούς δράσεων.

Παρατίθενται ενδεικτικά όλες οι μέθοδοι ανάλυσης. Να σημειωθεί ότι το πεδίο εφαρμογής κάθε μεθόδου ανάλυσης εξαρτάται από την εκπλήρωση μιας σειράς προϋποθέσεων, κανονικότητας κυρίως (Κεφάλαιο 5 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς, υπό τις προϋποθέσεις της §5.5, ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς, υπό τις προϋποθέσεις της §5.6, ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- Ανελαστική στατική ανάλυση, υπό τις προϋποθέσεις της §5.7. Στην περίπτωση αυτή συνιστάται η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.

- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας), υπό τις προϋποθέσεις της §5.7. Στην περίπτωση αυτή συνιστάται και πάλι η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- Σε ειδικές περιπτώσεις, μόνο για την αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων, επιτρέπεται να γίνεται προσεγγιστική αναλυτική εκτίμηση της έντασης, χωρίς λεπτομερή ανάλυση προσομοιώματος του συνόλου του κτιρίου (§5.3).
- Εκτός από τις παραπάνω αναλυτικές μεθόδους, μόνο για την αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων, σε ειδικές περιπτώσεις και για συγκεκριμένους σκοπούς, είναι δυνατόν να χρησιμοποιούνται εμπειρικές μέθοδοι (§5.1.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ).

#### 3.2.4.1. Παραδοχές Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

Αποτέλεσμα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι ο προσδιορισμός των ανελαστικών παραμορφώσεων των δομικών στοιχείων όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Ουσιαστικά γίνεται ο υπολογισμός των γωνιών στροφής  $\theta$  σε σχέση με τη ροπή  $M$  των δομικών μελών, έναντι του υπολογισμού των εντατικών μεγεθών (δύναμη- μετακίνηση) που εφαρμόζεται σε άλλες μεθόδους ανάλυσης. Κατόπιν συγκρίνονται με τις αντίστοιχες επιτρεπόμενες τιμές, όπως ορίζονται στο Κεφάλαιο 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ακόμη, ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία (§5.7.3.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ). Στην περίπτωσή μας η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται με το λογισμικό SAP2000.

Παρουσιάζονται οι βασικές παραδοχές της ανελαστικής στατικής ανάλυσης όπως προσδιορίζονται στην §5.7 ΚΑΝ.ΕΠΕ:

- i. Το προσομοίωμα του κτιρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Δηλαδή γίνεται για κάθε δομικό μέλος ο υπολογισμός του νόμου  $M-1/r$  (σχέση ροπών- καμπυλοτήτων, εύρεση γωνιών στροφής χορδής και αστοχίας).
- ii. Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά

τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης (V- D) χαρακτηριστικού σημείου του προσομοιώματος (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στην κορυφή του (βλ. §5.7.3.2, 5.7.4.2) . Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

- iii. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.
- iv. Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση δt) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου.
- v. Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως περιγράφονται αυτές από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και από τον Ευρωκώδικα 8.

#### **3.2.4.2. Κατανομές Οριζόντιων Φορτίων κατά την Ανελαστική Στατική Ανάλυση**

Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος, σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Επιπλέον απαιτείται να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο κατανομές φορτίων, ώστε να καλύπτονται ανακρίβειες λόγω της μετελαστικής συμπεριφοράς κάποιων στοιχείων ή λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Ακόμα, εφαρμόζονται σε δύο αντίθετες διευθύνσεις (θετική- αρνητική) κι ο έλεγχος γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.

Κάποιες από τις πιο συνηθισμένες κατανομές των φορτίων είναι οι ακόλουθες:

- «Ιδιομορφική»
  - i.Κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στη



θεωρούμενη διεύθυνση. Η χρήση της κατανομής αυτής επιτρέπεται μόνο εφόσον η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα του φορέα ξεπερνά το 75%.

ii. Ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή οριζόντιων φορτίων καθ' ύψος σύμφωνα με την §3.5.2 του ΕΑΚ2000[6] (φορτία ισοδύναμης στατικής ανάλυσης).

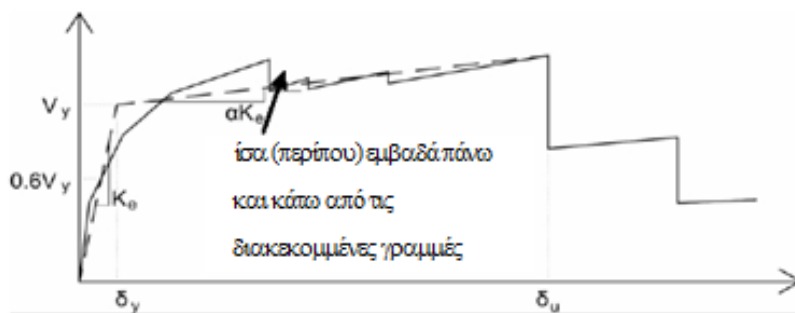
➤ «Ομοιόμορφη»

Κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης (ορόφου). Ισοδυναμεί δηλαδή με ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης.

### 3.2.4.3. Εξιδανικευμένη Καμπύλη Αντίστασης V-D

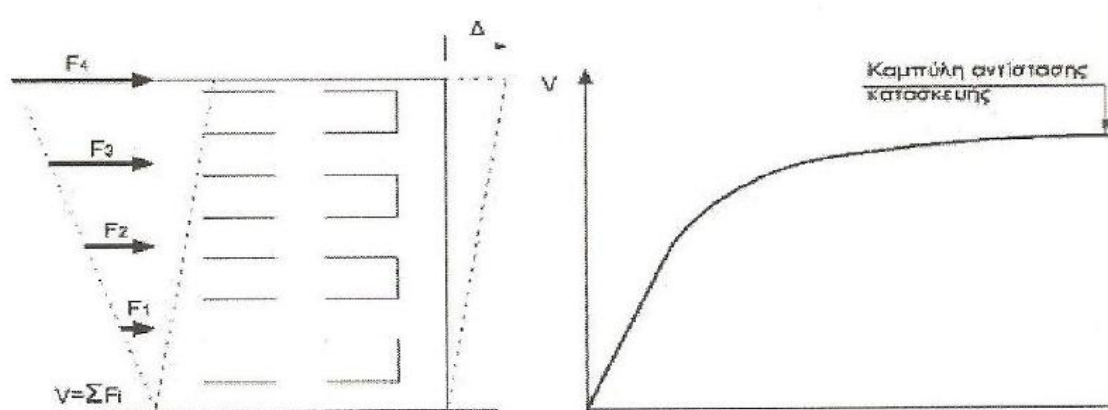
Σκοπός της ανάλυσης pushover είναι ο καθορισμός της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων με τη δημιουργία της ιδεατής καμπύλης αντίστασης F-δ κάθε δομικού στοιχείου. Στη συνέχεια κατασκευάζεται η καμπύλη αντίστασης (capacity curve) όλου του φορέα, η οποία στην ουσία δείχνει τη σχέση της μετατόπισης κορυφής του φορέα με το επιβαλλόμενο φορτίο. Η μέθοδος στηρίζεται στην ιδέα σταδιακής αύξησης των οριζόντιων φορτίων που προκαλεί σταδιακή διαρροή κάποιων μελών μέχρι την αστοχία.

Η καμπύλη αντίστασης του φορέα όμως αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη. Αυτή η καμπύλη συνίσταται να είναι διγραμμική, με κλίση του πρώτου κλάδου  $K_e$  και του δεύτερου  $\alpha K_e$ . Οι δύο γραμμές που συνθέτουν το διγραμμικό διάγραμμα χαράσσονται με τέτοιο τρόπο ώστε να επιτευχθεί ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις διακακομιμένες γραμμές



Σχ.3.1. Εξιδανίκευση Καμπύλης Αντίστασης Κατασκευής με Διγραμμική Καμπύλη

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e$  προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση με το 60% της  $V_y$ .

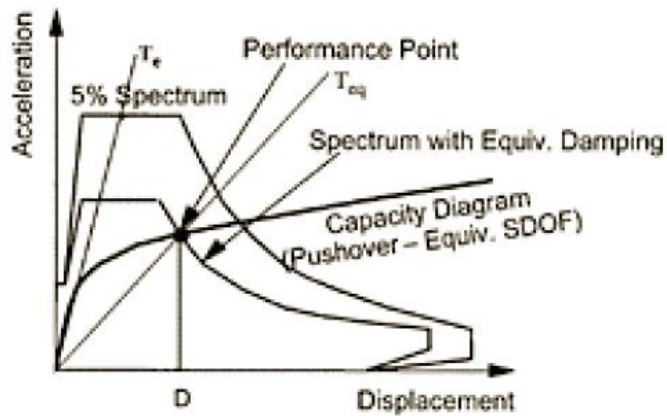


Σχ.3.2. Κατασκευή Καμπύλη Αντίστασης Φορέα

#### 3.2.4.4. Στοχευόμενη Μετακίνηση

Για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης μετατρέπεται το πολυβάθμιο σύστημα σε ισοδύναμο μονοβάθμιο με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου, το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος. Υπολογίζεται λοιπόν η μετακίνηση του μονοβάθμιου συστήματος και κατόπιν μετασχηματίζεται σε μετακίνηση του πολυβάθμιου συστήματος.

Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα SAP2000[4] το οποίο παράγει την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής και το διάγραμμα ADRS ( $S_a$ -  $S_d$ : Acceleration-Displacement Response Spectrum) σύμφωνα με τη μέθοδο ATC-40 του αντίστοιχου αμερικάνικου κανονισμού[7]. Σημειώνεται και το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής (Performance Point), δηλαδή το σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για δεδομένη απόσβεση όταν και τα δύο είναι εκφρασμένα σε μορφή ADRS. Στο σημείο αυτό έχει επέλθει ισορροπία μεταξύ της διαθέσιμης αντοχής(capacity) της κατασκευής και της απαίτησης(demand) που υπαγορεύει το φάσμα σχεδιασμού ύστερα από μια σειρά δοκιμών.



Σχ.3.3. Εύρεση Σημείου Επιτελεστικότητας

### 3.2.5. Ισοδύναμο Μονοβάθμιο Σύστημα

Αν η κατανομή των φορτίων είναι ανεστραμμένη τριγωνική και  $\Phi_{TOP}=1$ , τότε για να μετατραπεί ένα μέγεθος του πολυβάθμιου συστήματος στο αντίστοιχο του ισοδύναμου μονοβάθμιου, εφαρμόζεται η σχέση:

$$Q = \Gamma \cdot Q^*$$

όπου:

- $Q$ , το αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα
- $Q^*$ , το μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
- $\Gamma$ , ο συντελεστής συμμετοχής που δίνεται απ' τον τύπο

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

Όπου  $m^* = \sum m_i \Phi_i$ , η συνολική μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Για να μετατραπεί η καμπύλη ικανότητας σε φάσμα ικανότητας μορφής ADRS του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$S_a = V/\alpha \cdot m_{ολ}$$

$$S_d = \Delta/\Gamma$$

Όπου:

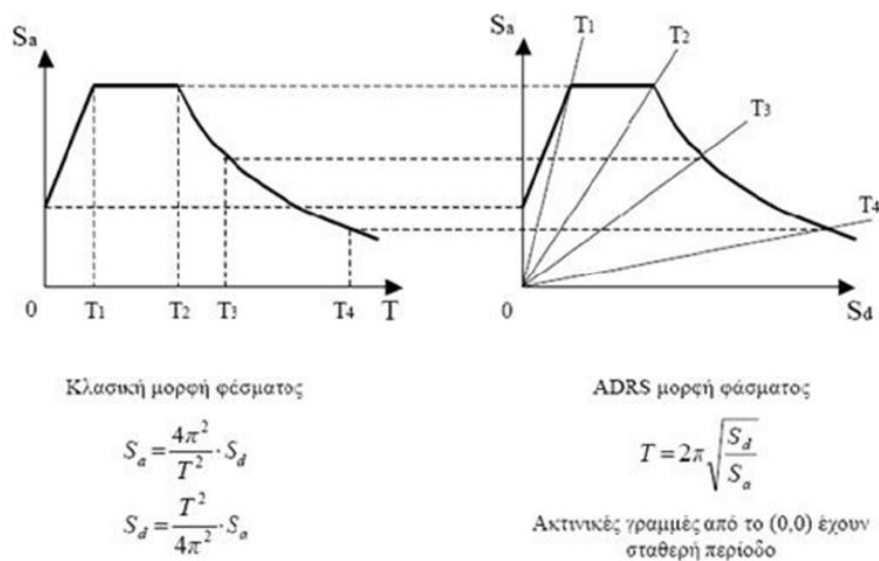
- $V$ , η τέμνουσα βάσης
- $m_{ολ}$ , η συνολική μάζα του πολυβάθμιου συστήματος
- $\Delta$ , η μετακίνηση κορυφής
- $\alpha$ , το ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής

$$\alpha = \Gamma \cdot \sum m_i \Phi_i / m_{ολ} = \Gamma \cdot m^* / m_{ολ}$$

### 3.2.6. Μεθοδολογία ATC-40 [7]

#### Βήμα 1<sup>ο</sup>

Μετατροπή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για  $\zeta=5\%$  σε μορφή ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), όπως φαίνεται παραστατικά στα παρακάτω σχήματα.



Σχ.3.4. Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε μορφή ADRS

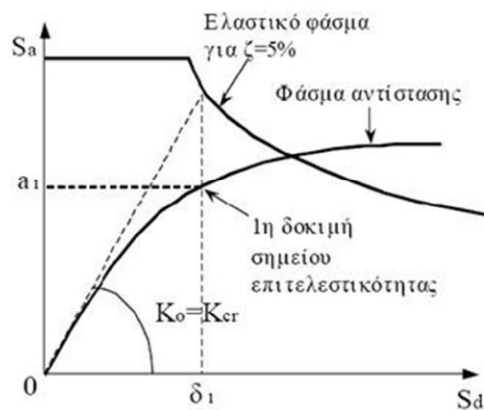
#### Βήμα 2<sup>ο</sup>

Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας (capacity curve) της κατασκευής και έπειτα μετατροπή της σε φάσμα ικανότητας (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Βήμα 3<sup>ο</sup>

Υπολογισμός του 1<sup>ου</sup> σημείου δοκιμής.

Θεωρείται δυσκαμψία ρηγματωμένης διατομής. Απ' το σημείο τομής της εφαπτομένης με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού με απόσβεση  $\zeta=5\%$  προσδιορίζεται η μετακίνηση  $\delta_1$  και στη συνέχεια υπολογίζεται το 1<sup>ο</sup> υπονήγιο σημείο επιτελεστικότητας ( $a_1, \delta_1$ ), όπου  $a_1$  είναι η επιτάχυνση που αντιστοιχεί στη μετακίνηση  $\delta_1$  και προκύπτει απ' το φάσμα ικανότητας της κατασκευής.

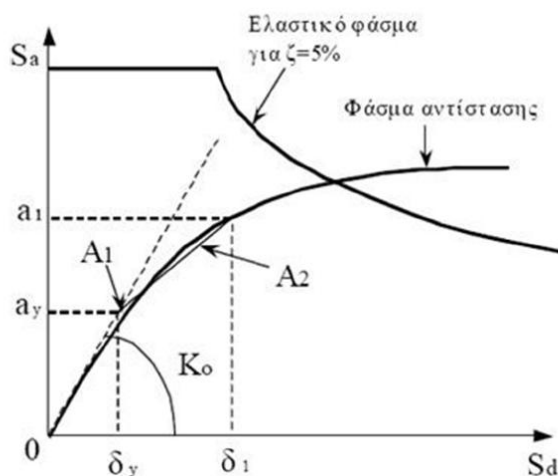


Σχ.3.5. Εύρεση 1<sup>ου</sup> σημείου δοκιμών

Βήμα 4<sup>ο</sup>

Κατασκευή διγραμμικού διαγράμματος.

Όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, φέρεται ευθεία απ' το 1<sup>ο</sup> σημείο δοκιμών έτσι ώστε τα εμβαδά  $A_1$  και  $A_2$  να είναι περίπου ίσα. Το σημείο τομής της ευθείας αυτής με την εφαπτομένη είναι το σημείο διαρροής.



Σχ.3.6.Κατασκευή διγραμμικού φάσματος αντίστασης

Βήμα 5<sup>ο</sup>

Υπολογισμός ενεργού απόσβεσης

$$\zeta_{\text{eff}} = \zeta_{\text{el}} + \zeta_{\text{υστ}}$$

όπου

$\zeta_{\text{el}}$ , η απόσβεση της κατασκευής όταν συμπεριφέρεται ελαστικά και  $\zeta_{\text{el}} = 0.05$  για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα

$\zeta_{\text{υστ}}$ , η υστερητική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς

Σύμφωνα με τον Chopra[8]

$$\zeta_{\text{υστ}} = E_D / 4\pi \cdot E_{s0} = 0,637 \cdot (\alpha_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot \alpha_u) / \alpha_u \cdot \delta_u$$

Λόγω όμως της υπερεκτίμησης της υστερητικής απόσβεσης για σεισμούς μακράς διάρκειας, χρησιμοποιείται ένας διορθωτικός συντελεστής  $\kappa$ , ανάλογα με την ποιότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την αναμενόμενη σεισμική διέγερση.

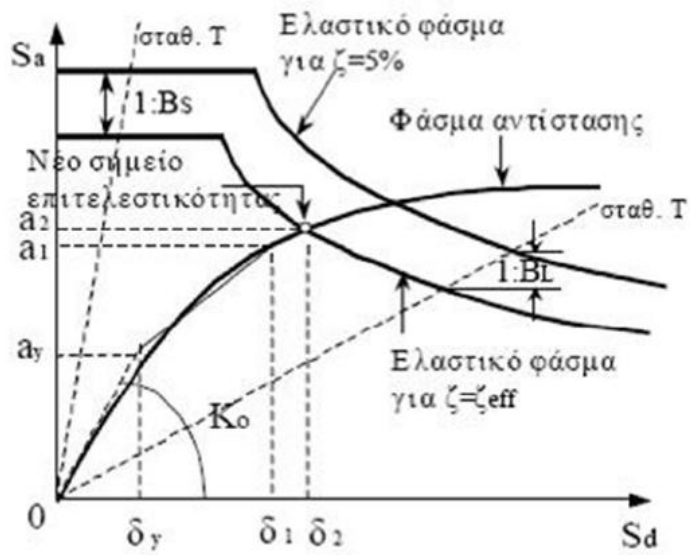
Επομένως γίνεται:  $\zeta_{\text{eff}} = 5 + 63,7 \cdot \kappa \cdot (\alpha_y \delta_1 - \alpha_1 \delta_y) / \alpha_1 \delta_1$

Σε αυτό το σημείο υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα που αντιστοιχεί σε απόσβεση  $\zeta = \zeta_{\text{eff}}$  πολλαπλασιάζοντας τις τιμές του ελαστικού φάσματος  $\zeta = 5\%$  με τους συντελεστές  $SR_a$ ,  $SR_v$ .

$$SR_a = 3,21 - 0,68 \ln \zeta_{\text{eff}} / 2,12 \geq SR_{a,\text{min}}$$

$$SR_v = 2,31 - 0,41 \ln \zeta_{\text{eff}} / 1,65 \geq SR_{v,\text{min}}$$

Το νέο υποψήφιο σημείο επιτελεστικότητας ( $\alpha_2, \delta_2$ ) υπολογίζεται ως το σημείο τομής του φάσματος σχεδιασμού με  $\zeta_{\text{eff}}$  με το φάσμα ικανότητας της κατασκευής.



Σχ.3.7. Κατασκευή ελαστικού φάσματος απόκρισης με  $\zeta = \zeta_{eff}$  και εύρεση νέου σημείου επιτελεστικότητας

Βήμα 6<sup>ο</sup>

Έλεγχος σύγκλισης

Θεωρείται ότι υπάρχει σύγκλιση του αποτελέσματος όταν:

$$0.95\delta_{n-1} < \delta_n < 1.05\delta_{n-1}$$

Εάν η σχέση αυτή δεν ικανοποιείται, τότε τίθεται  $\delta_{n-1} = \delta_n$  και  $\alpha_{n-1} = \alpha_n$  και επαναλαμβάνεται η διαδικασία από το βήμα 5. Όταν επιτευχθεί η σύγκλιση, τότε καθορίζεται το σημείο επιτελεστικότητας  $(\alpha_n, \delta_n)$ , όπου  $\delta_n = \delta^*$  είναι η μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, δηλαδή η στοχευόμενη μετακίνηση.

Βήμα 7<sup>ο</sup>

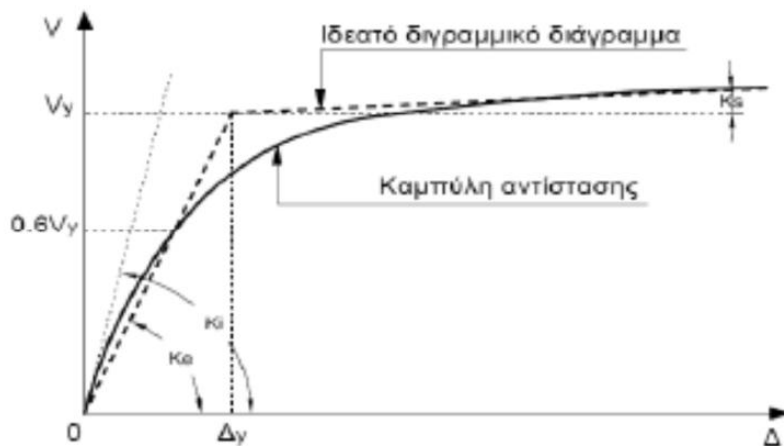
Υπολογίζεται η μετακίνηση κορυφής του πολυβάθμιου συστήματος  $\Delta$  από τη σχέση  $\Delta = S_d \cdot \Gamma$ , αν όπου  $S_d$  τεθεί η  $\delta^*$ .

### 3.2.7. Μέθοδος των Συντελεστών

Αντίστοιχη μέθοδος αναφέρεται και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ[2].

#### Βήμα 1<sup>ο</sup>

Έχοντας κατασκευάσει την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, ακολουθεί η κατασκευή του ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος.



Σχ.3.8.Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος της καμπύλης αντίστασης

- Κατασκευή του μετελαστικού κλάδου κατά την κρίση του μηχανικού ορίζοντας τη δυσκαμψία  $K_s = \alpha K_e$  ( $0 \leq \alpha \leq 0,10$ ) και θεωρώντας ότι η αντίστοιχη ευθεία διέρχεται από το σημείο που η καμπύλη αντίστασης έχει γίνει οριζόντια.
- Ορισμός της ισοδύναμης ελαστικής δυσκαμψίας  $K_e$  από την ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο πάνω στην καμπύλη αντίστασης που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής  $V_y$ .
- Ορισμός της τέμνουσας διαρροής  $V_y$  από το σημείο τομής των ευθειών με κλίση  $K_e$  και  $K_s$  για τον ελαστικό και ανελαστικό κλάδο αντίστοιχα.

#### Βήμα 2<sup>ο</sup>

Υπολογισμός της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου  $T_e$ .

$$T_e = T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$



Από ελαστική δυναμική ανάλυση υπολογίζουμε την ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο της κατασκευής  $T_i$  κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση καθώς και την αντίστοιχη πλευρική ελαστική δυσκαμψία  $K_i$ .

### Βήμα 3<sup>ο</sup>

Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης κορυφής  $\Delta_t$ .

$$\Delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

Σύμφωνα με τον FEMA 356:

- $C_0$ : συντελεστής που συσχετίζει την πραγματική μετακίνηση της κορυφής  $\Delta$  με τη φασματική μετακίνηση  $S_d$  του ισοδύναμου ελαστικού φορέα. Ισχύει ότι:

$$\Delta = \Gamma \cdot S_d \cdot \Phi_{TOP}$$

όπου  $\Gamma$  ο συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

Επομένως,  $C_0 = \Gamma \cdot \Phi_{TOP}$ .

Αν  $\Phi_{top} = 1$ , τότε  $C_0 = \Gamma$ .

Για τον υπολογισμό του συντελεστή συμμετοχής μπορούν να χρησιμοποιούνται οι τιμές  $\Phi_i$  που αντιστοιχούν στην 1<sup>η</sup> ιδιομορφή ή οι τιμές που αντιστοιχούν στην παραμόρφωση του κτιρίου όταν πραγματοποιείται η στοχευόμενη μετακίνηση.

Διαφορετικά, οι τιμές του συντελεστή  $C_0$  δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Αριθμός Ορόφων	Διατμητικά Κτίρια		Λοιπά Κτίρια
	Τριγωνική Κατανομή Φορτίων	Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων	Οποιαδήποτε κατανομή φορτίων
1	1,0	1,0	1,0
2	1,2	1,15	1,2
3	1,2	1,2	1,3
5	1,3	1,2	1,4
10 <sup>+</sup>	1,3	1,2	1,5

Πιν.3.2 Τιμές του συντελεστή  $C_o$ 

- $C_1$ : συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού, όπως φαίνεται στις ακόλουθες σχέσεις:

$$C_1 = 1.0 \quad , \text{για } T_e \geq T_s$$

$$C_1 = \frac{1.0 + (R - 1) \cdot T_s/T_e}{R} \quad , \text{για } T_e \geq T_s$$

$$C_1 \leq 1.5 \quad , \text{για } T_e \leq 1.0$$

- $T_s$ : η περίοδος που ορίζεται από το σημείο τομής του τμήματος του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση, δηλαδή το οριζόντιο τμήμα, και του τμήματος με σταθερή ταχύτητα, που είναι ο φθίνων κλάδος. Κατά συνέπεια  $T_s = T_2$  (κατά ΕΑΚ2000,[6]).
- $R$ : συντελεστής συμπεριφοράς που εκφράζει το λόγο της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα και δίνεται από τη σχέση:

$$R = \frac{S_a/g}{V_y/W} \cdot C_m$$

- $S_a$ : φασματική επιτάχυνση σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο  $T_e$ .
- $V_y$ : τέμνουσα διαρροής σύμφωνα με τη διγραμμική απεικόνιση της καμπύλης αντίστασης. Απλοποιητικά (και προς το μέρος της ασφάλειας) ο λόγος  $V_y/W$  μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,15 για κτίρια με μικτό σύστημα και 0,10 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

- **W**: συνολικό βάρος της κατασκευής
- **C<sub>m</sub>**: συντελεστής δρώσας μάζας (για συνεκτίμηση ανώτερων ιδιομορφών), που λαμβάνεται ίσος με 1,0 για μονώροφα και διώροφα κτίρια, 0,90 για πλαίσια με τρεις ή παραπάνω ορόφους, 0,80 για κτίρια με τοιχώματα με τρεις ή παραπάνω ορόφους και 1,0 για τις λοιπές περιπτώσεις.
- **C<sub>2</sub>**: συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα:

Στάθμη Επιτελεστικότητας	T=0.1sec		T≥T <sub>2</sub>	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
Άμεση Χρήση	1,0	1,0	1,0	1,0
Προστασία Ζωής	1,3	1,0	1,1	1,0
Οιονεί Κατάρρευση	1,5	1,0	1,2	1,0

Πιν.3.3. Τιμές του συντελεστή C<sub>2</sub>

Εναλλακτικά επιτρέπεται η χρήση της τιμής C<sub>2</sub>=1,0 απ' ευθείας.

- C<sub>3</sub>: συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξης. Στις συνήθεις περιπτώσεις κτιρίων από ΟΣ ή τοιχοποιία, ο συντελεστής λαμβάνεται C<sub>3</sub>=1,0.

### 3.2.8. Έλεγχος Ασφαλείας

#### 3.2.8.1. Ανίσωση Ασφαλείας και Συντελεστές Ασφαλείας Υλικών

Στο Κεφάλαιο 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ[2] παρατίθενται τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας, κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό, σε όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών ανάλογα

- ✓ με την μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε
- ✓ με τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας (πλάστιμο ή ψαθυρό)

και τα κριτήρια αυτά ποικίλλουν και δίνονται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ξεχωριστά.

Η βασική μορφή της ανίσωσης ασφαλείας σύμφωνα με το Κεφάλαιο 4 ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι η εξής:

$$S_d < R_d$$

όπου:

$$S_d = \gamma_{sd} \cdot S (S_k \cdot \gamma_f)$$

$$R_d = (1/ \gamma_{Rd}) \cdot R (R_k / \gamma_m)$$

όπου

- $S_d, R_d$  οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών/ παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις και των αντίστοιχων διαθέσιμων αντιστάσεων,
- $S_k, R_k$  οι αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων και ιδιοτήτων των υλικών αντίστοιχα.
- $\gamma_f, \gamma_m$  οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών.
- $\gamma_{sd}, \gamma_{Rd}$  οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων.

	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΛΕΓΧΟΥ					
	ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ			ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ		
	ΥΦΙΣΤΑΜΕ ΝΑ ΥΛΙΚΑ	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ		ΥΦΙΣΤΑΜΕ ΝΑ ΥΛΙΚΑ	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
		Ναι	Όχι		Ναι	Όχι
Αντιπροσω- πευτικές Τιμές	$\bar{X} - s$ [2]	$X_k$ [2]	$X_k$	$\bar{X}$ [3]	$\bar{X}$	$\bar{X}$
Επιμέρους Συντελεστές Ασφαλείας Υλικών $\gamma_m$	Αναλόγως Σ.Α.Δ	Αναλόγως διατομής ή/και προσπελασιμότητας		Αναλόγως Σ.Α.Δ	Αναλόγως διατομής ή/και προσπελασιμότητας	
	$\gamma_c = 1.50 \pm 0.15$ $\gamma_s = 1.15 \pm 0.10$	$\gamma_m$ (1.05 ή 1.20)	Αυξημένοι	$\gamma_m = 1.10 \pm 0.10$	$\gamma_m = 1.15$ ή 1.25	$\gamma_m = 1.15$ ή 1.25
Σ.Α.Δ Ικανοποιητική	$\gamma_c = 1.50$ $\gamma_s = 1.15$ [4]			$\gamma_m = 1.10$		
Σ.Α.Δ Ανεκτή	$\gamma_c = 1.65$ $\gamma_s = 1.25$			$\gamma_m = 1.20$		
Σ.Α.Δ Υψηλή	$\gamma_c = 1.35$ $\gamma_s = 1.05$			$\gamma_m = 1.00$		

Πιν.3.4. Τιμές Ιδιοτήτων Υλικών και επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

## Μέσες τιμές ιδιοτήτων υλικών

### Υφιστάμενα υλικά

Η αντιπροσωπευτική τιμή ισούται με τη μέση για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων ή τη μέση τιμή μειωμένη κατά μία τυπική απόκλιση για έλεγχο σε όρους δυνάμεων.

Η μέση τιμή αντοχής ενός δομικού στοιχείου ορίζεται ως η διαπιστωμένη «ονομαστική» (μετρημένη) κατά τα προβλεπόμενα στο Κεφάλαιο 3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στην περίπτωση που δεν υπάρχει αυτή η συνατότητα είθισται για σκυρόδεμα και χάλυβα αντίστοιχα να λαμβάνεται μέση τιμή αντοχής:

- $f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa}$  ( $f_{ck}$  = χαρακτηριστική τιμή αντοχής, π.χ. C20)
- $f_{ym} = f_{yk}$  ( $f_{yk}$  = χαρακτηριστική τιμή αντοχής, π.χ. S400)

### Προστιθέμενα υλικά

Η αντιπροσωπευτική τιμή ισούται με τη μέση τιμή για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων, ενώ με τη χαρακτηριστική τιμή για έλεγχο σε όρους δυνάμεων.

### 3.2.8.2. Έλεγχοι Κριτηρίων Επιτελεστικότητας (§9.2, 9.3.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Για την ανελαστική στατική ανάλυση τα κριτήρια επιτελεστικότητας ορίζονται ως εξής:

$$S_d < R_d$$

Για πλαστικούς τρόπους αστοχίας ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφώσεων και ισχύει τόσο για τα πρωτεύοντα στοιχεία όσο και για τα δευτερεύοντα:

- $S_d$ , η τιμή του παραμορφωσιακού μεγέθους  $\delta$  από την ανελαστική ανάλυση (γωνία στροφής  $\theta$ , καμπυλότητα  $1/r$ ) με  $\gamma_{sd}$  κατά την §4.5.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ ( $\gamma_{sd}=1,00$  για κτίρια χωρίς βλάβες ή επεμβάσεις).
- $R_d$ , η τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, άλλη για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

Συγκεντρωτικά:

A. «Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό»  $\theta < \delta_y = \theta_y$

B. «Προστασία Ζωής»  $\theta < \delta_d = 0.5(\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd}$

Γ. «Οιονεί Κατάρρευση»  $\theta < \delta_d = \theta_u / \gamma_{Rd}$

Στη συγκεκριμένη εργασία, όλα τα στοιχεία θεωρούνται πρωτεύοντα. Επίσης, για την  $R_d$  χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών και ο συντελεστής  $\gamma_{Rd}$  λαμβάνεται ίσος με 1,80, επειδή ως δ δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η πλαστική γωνία στροφής και η τιμή της κατά την αστοχία είναι  $\theta_{upl}$

Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας, για τις στάθμες επιτελεστικότητας B και Γ ο έλεγχος γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών, με:

- $S_d$ , το εντατικό μέγεθος από την ανελαστική ανάλυση, με  $\gamma_{sd}$  κατά την §4.5.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- $R_d$ , η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους δυνάμεων, υπολογισμένη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών και συντελεστές ασφαλείας υλικού  $\gamma_m$  κατά την §4.5.3 και το Κεφ.8 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### **3.2.9. Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Δομικών Μελών Φορέα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ**

Στο SAP2000 τα δομικά στοιχεία προσομοιάζονται με το μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας ή σημειακών πλαστικών αρθρώσεων. Το κάθε μέλος θεωρείται ελαστικό στοιχείο με στρωφικά ελατήρια στα άκρα του, που ενεργοποιούνται με τη διαρροή του στοιχείου. Τα άκρα δηλαδή του μέλους αποτελούν πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, με στόχο την απορρόφηση σεισμικής ενέργειας.

Η συμπεριφορά των στρωφικών ελατηρίων εκφράζεται μέσω ενός ανελαστικού νόμου M- $\theta$  που καθορίζεται από το χρήστη με την εισαγωγή στο πρόγραμμα των αντοχών σε όρους παραμορφώσεων ( $\theta_y, \theta_u$ ) με γνώμονα τους κανονισμούς. Για κάθε ξεχωριστή διατομή απαιτείται υπολογισμός της στρωφής διαρροής, της στρωφής αστοχίας, της ροπής διαρροής και της ροπής αστοχίας, διαδικασία που πραγματοποιείται απευθείας στο SAP2000.



## ❖ ΚΛΑΔΟΣ AB

Στην περιοχή αυτή φαίνεται η μετελαστική συμπεριφορά του μέλους από την παραμόρφωση διαρροής  $\delta_y$  έως την παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$ , όπου και χάνει σημαντικό μέρος της αντοχής του.

## ❖ ΚΛΑΔΟΣ BC

Μετά την παραμόρφωση αστοχίας μειώνεται σε σημαντικό βαθμό η αντίσταση του μέλους  $F_{res}$  που ισούται με  $0,2F_{max}$ , δηλαδή  $F_{res}=0,2F_u$ .

## ❖ ΚΛΑΔΟΣ CD

Η αντίσταση του μέλους  $F_{res}$  παραμένει σταθερή υπό αυξανόμενη παραμόρφωση μέχρι την οριστική απώλεια της αντοχής του μέλους λόγω φορτίων της βαρύτητας. Αυτό συμβαίνει όταν η παραμόρφωση φτάσει την τιμή  $\delta_{res}$ . Σε μεγέθη γωνίας στροφής χορδής λαμβάνεται  $\theta_{res}=3\theta_{u,pl}$  τόσο για δοκούς όσο και για υποστυλώματα.

❖ Το σημείο E εκφράζει τον επιθυμητό συνδυασμό αντίστασης-παραμόρφωσης του στοιχείου για τη στάθμη επιτελεστικότητας B «Προστασία Ζωής».

### 3.2.9.2. Πλάστιμη και Ψαθυρή Συμπεριφορά

Για να εκτιμηθεί σωστά η συμπεριφορά των δομικών στοιχείων αλλά και του φορέα ολόκληρου πρέπει πρώτα να προσδιοριστεί αν ο τρόπος αστοχίας των μελών είναι πλάστιμος ή ψαθυρός. Πλάστιμος θεωρείται αν επέρχεται πρώτα η διαρροή σε κάμψη κι έπειτα σε διάτμηση, σε αντίθετη περίπτωση είναι ψαθυρός.

Πλάστιμη συμπεριφορά (έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων)

- $F_y = M_y$  και  $F_u = M_u$ , αν η F εκφράζεται σε όρους ροπών
- $F_y = M_{Vy}$  και  $F_u = M_{Vu}$ , αν η F εκφράζεται σε όρους δυνάμεων

Ψαθυρή Συμπεριφορά (έλεγχοι σε όρους δυνάμεων)

Παρατηρείται όταν  $V_u < VM_u$  ή  $\mu_\theta < 2,0$ , όπου:

- $V_u = V_{RD} = V_{Rd1} + V_{wd}$  διατμητική αντοχή μέλους σύμφωνα με τις αντίστοιχες σχέσεις του ΕΚΩΣ.
- $V_{Mu} = M_u / (\alpha_s \cdot h)$ , η τέμνουσα κατά τη στιγμή της καμπτικής διαρροής



όπου  $\alpha_s = M / (V \cdot h)$  ο «λόγος διάτμησης» του μέλους και  $M_y$  η ροπή τη στιγμή της καμπτικής διαρροής.

Ισχύει:

- $F_y = M_{Vy}$  και  $F_y = M_{Vu}$ , αν οι F εκφράζονται σε όρους ροπών.
- $F_y = F_u = V_u$ , αν οι F εκφράζονται σε όρους τεμνουσών.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ στοιχεία με πλάστιμη συμπεριφορά θα πρέπει να ελέγχονται σε όρους δυνάμεων έναντι του ενδεχομένου μετελαστικής αστοχίας από διάτμηση λόγω εξασθένησης της διατμητικής αντοχής κατά την ανακύκλιση των παραμορφώσεων.

### 3.2.9.3. Παραμόρφωση Διαρροής Στοιχείου

Κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., με την απλοποιητική παραδοχή ότι  $M_u = M_y$ , υπολογίζεται η παραμόρφωση διαρροής κάθε στοιχείου ως εξής:

Για πλάστιμη συμπεριφορά

- Για δοκούς ή υποστυλώματα

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_s + a_v \cdot z}{3} + 0.0014 \cdot \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \varphi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (\text{Σχέση Σ.2, Κεφάλαιο 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ})$$

- Για τοιχώματα

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_s + a_v \cdot z}{3} + 0.0013 + \varphi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (\text{Σχέση Σ.3, Κεφάλαιο 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ})$$

- ✓  $L_s$ , η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών και δίνεται από τον τύπο:  $L_s = \alpha_s \cdot h = M/V$  στην ακραία διατομή του στοιχείου
- ✓  $h$  (m) : το ύψος της διατομής.

- ✓  $(1/r)_y$  ή  $\phi_y$  : η καμπυλότητα διαρροής του δομικού στοιχείου.
- ✓  $f_y$  και  $f_c$  (MPa): μέσες τιμές αντοχών σκυροδέματος και χάλυβα αντίστοιχα,  
 $\gamma_m = 1.10$ .
- ✓  $d_b$  (m) : η μέση διάμετρος του οπλισμού διατομής.
- ✓  $z$  (m) : εσωτερικός μοχλοβραχίονας δυνάμεων, λαμβάνεται ως  $h - 2 \cdot d_1 = d - d_1$  για δοκούς ή υποστυλώματα και  $0,8h$  για τοιχώματα.
- ✓  $\alpha_v z$ , όρος που εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης.
- ✓  $V_{Rd1}$ , η τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου.
- ✓  $V_{My} = M_y / L_s$ , η τιμή της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή.
- ✓  $\alpha_v = 1$  αν  $V_{Rd1} < V_{My}$  και  $\alpha_v = 0$  αν  $V_{Rd1} > V_{My}$

Εναλλακτικά το μήκος  $L_s$  εκτιμάται όπως παρακάτω:

- Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού,  $L_s = L/2$ .
- Σε δοκούς που συνδέονται με κατακόρυφο στοιχείο μόνο στο ένα άκρο, το  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα της δοκού,  $L_s = L$ .
- Σε υποστυλώματα, το  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό της καθαρής απόστασης δοκών με τις οποίες το υποστυλώμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο κάμψης,  $L_s = L/2$ .
- Στα τοιχώματα, το  $L_s$  μπορεί να λαμβάνεται σε κάθε όροφο διαφορετικό και ίσο με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του τοιχώματος στο κτίριο,  $L_s = L/2$ .

Για ψαθυρή συμπεριφορά

$$\theta_{y,\psi\alpha\theta\upsilon\rho\acute{o}} = \theta_{y,\pi\lambda\acute{\alpha}\sigma\tau\iota\mu\omicron} \cdot V_{Rd} \cdot L_s / M_y$$

$$\acute{o}\pi\upsilon V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd}$$

#### 3.2.9.4. Γωνία Στροφής Αστοχίας $\theta_u$ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής  $\theta_u$  κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985

διατάξεις για αντισεισμικότητα:

$$\theta_{u,m} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[ \frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot (a_s)^{0.35} \cdot 25^{(a_{ps} \cdot f_{yw}/f_c)} (1.25^{100 \cdot \rho_d})$$

(Σ.8α, Κεφάλαιο 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ)

όπου:

- $\alpha_s = M/V \cdot h = L_s/h$  ο λόγος διάτμησης.
- $\omega, \omega'$ : μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος)
- $v = N/b \cdot h \cdot f_c$ : όπου  $b$ = το πλάτος θλιβόμενης ζώνης  
 $h$ = το ύψος της διατομής  
 $f_c$ = η μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος
- $\rho_s = A_{sx}/b_w \cdot sh$ : γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση φόρτισης.
- $\rho_d$ : γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.

Λόγω απουσίας του αντίστοιχου οπλισμού λαμβάνεται  $\rho_s, \rho_d=0$ .

Σημειώνεται ότι για τα τοιχώματα «που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί σύμφωνα με τις μετά το 1985 διατάξεις αντισεισμικότητας», η αρχική σχέση υπολογισμού της  $\theta_u$  πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή 0,58.

Η διαθέσιμη πλαστική γωνία στροφής προσδιορίζεται με τον ακόλουθο τρόπο

$$\theta_{u,pl} = \theta_u - \theta_y$$

### 3.2.9.5. Ενεργός Δυσκαμψία Στοιχείων Ο.Σ.

Η μείωση της δυσκαμψίας των δομικών στοιχείων λόγω της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος πρέπει να λαμβάνεται υπόψη μέσω της ενεργού δυσκαμψίας τους,  $K_{eff}$  έναντι της  $K_{el} (=E_c \cdot I)$  γεωμετρικής δυσκαμψίας.

Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
Υποστύλωμα εσωτερικό	0.8K <sub>el</sub>
Υποστύλωμα περιμετρικό	0.6K <sub>el</sub>
Τοίχωμα, μη-ρηγματωμένο	0.7K <sub>el</sub>
Τοίχωμα, ρηγματωμένο	0.5K <sub>el</sub>
Δοκός	0.4K <sub>el</sub>

Πιν.3.5. Ενεργός δυσκαμψία δομικών στοιχείων

Για τις πλακοδοκούς επιτρέπεται να ληφθεί  $I_g = (1.5 \text{ ή } 2.0) I_w$ , όπου  $I_w$  η ροπή αδράνειας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνο.

Εναλλακτικά και σύμφωνα με την §7.2.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ ισχύει ότι  $K_{\text{eff}} = M_y L_s / 3\theta_y$ .

Για να συνοπολογισθεί η μείωση της δυσκαμψίας στο λογισμικό SAP2000 τοποθετείται ο συντελεστής  $K_{\text{eff}} / K_{\text{el}}$  στα modifiers έκαστης διατομής στη θέση moment of inertia around 2,3.

### 3.2.9.6. Μείωση διατμητικής αντοχής στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων

Η διατμητική αντοχή,  $V_R$ , ενός δομικού στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος που υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις μειώνεται ανάλογα με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος της γωνίας στροφής χορδής στη διατομή της μέγιστης ροπής. Αν το μέγεθος αυτό αναχθεί στο μέγεθος της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή στο ίδιο σημείο, προκύπτει  $\mu_{\theta}^{\text{pl}} = \mu_{\theta} - 1 = \theta_u^{\text{pl}} / \theta_y$ . Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου ορίζεται ως εξής:

➤ Για δοκούς και υποστυλώματα

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5, \mu_{\theta}^{\text{pl}})) \left[ 0,16 \max(0,5; 100 \rho_{\text{tot}}) (1 - 0,16 \min(5, \alpha_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right]$$

όπου:

- $h$ , το ύψος της διατομής
- $x$ , το ύψος της θλιβόμενης ζώνης

- $N$ , αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)
- $\alpha_s$ , λόγος διάτμησης
- $A_c$ , εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος, ίση με  $b_w d$  σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$  και στατικό ύψος  $d$ , ή με  $\pi D_c^2/4$  όπου  $D_c$  η διάμετρος πυρήνα διατομής εντός των συνδετήρων σε κυκλικές διατομές.
- $f_c$ , η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (MPa)
- $\rho_{tot}$ , συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου)
- $V_w$ , συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή
- Για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$$

όπου

$\rho_w$ , το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού

$z$ , ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων

$f_{yw}$ , η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού

- Για κυκλικές διατομές

$$V_w = \frac{\pi A_{sw}}{2 s} f_{yw} (D - 2c)$$

όπου

$A_{sw}$ , το εμβαδόν της διατομής ενός κυκλικού συνδετήρα

$s$ , η απόσταση μεταξύ διαδοχικών συνδετήρων

$c$ , η επικάλυψη του οπλισμού

- Αντίστοιχα για τοιχώματα

$$V_{R,max} = 0,85 \left(1 - 0,06 \min(5; \mu_s^{pl})\right) \left(1 + 1,8 \min(0,15; \frac{N}{A_c f_c})\right) \left(1 + 0,25 \max(1,75; 100 \rho_{tot})\right) \left(1 - 0,2 \min(2; \alpha_s)\right) \sqrt{f_c} b_w z$$

- Για κοντά υποστυλώματα

$$V_{R,max} = \frac{4}{7} \left(1 - 0,02 \min(5; \mu_s^{pl})\right) \left(1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c}\right) \left(1 + 0,45 (100 \rho_{tot})\right) \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin 2\delta$$

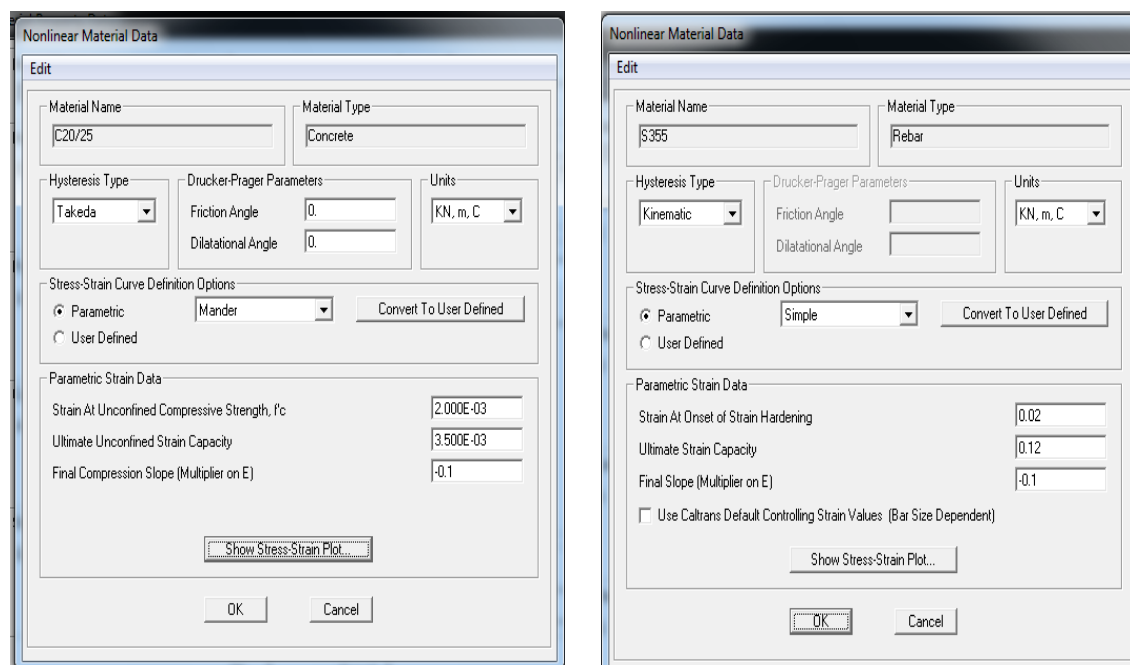


## 4. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSHOVER ΣΤΟ SAP2000 ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σ' αυτήν την ενότητα θα γίνει λεπτομερής περιγραφή όλων των βημάτων που ακολουθούνται για την ορθή εισαγωγή των δεδομένων στο πρόγραμμα SAP2000[4] με βάση τους περιορισμούς και τις διάφορες παραμέτρους που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ[2]. Επίσης θα παρουσιαστούν όλα τα στάδια μέχρι την ολοκλήρωση της ανάλυσης καθώς και τα αποτελέσματά της.

### 4.1. Ορισμός των κριτηρίων αστοχίας των υλικών

Πρώτα απ' όλα πρέπει να γίνει η εισαγωγή στο SAP2000 των μη-γραμμικών χαρακτηριστικών των υλικών, δηλαδή του σκυροδέματος και του χάλυβα. Αυτό επιτυγχάνεται με τη διαδικασία Define→Materials→Modify→Switch to Advanced Property Display→Nonlinear Material Data. Στο τελευταίο στάδιο, όπως φαίνεται και στις ακόλουθες φωτογραφίες, συμπληρώνονται οι παραμορφώσεις διαρροής και αστοχίας για το σκυρόδεμα και για το χάλυβα. Για το σκυρόδεμα ισχύει ότι  $\epsilon_c=2\%$  και  $\epsilon_{cu}=3,5\%$ , ενώ για το χάλυβα ισχύει  $\epsilon_{su}=0,02$ .



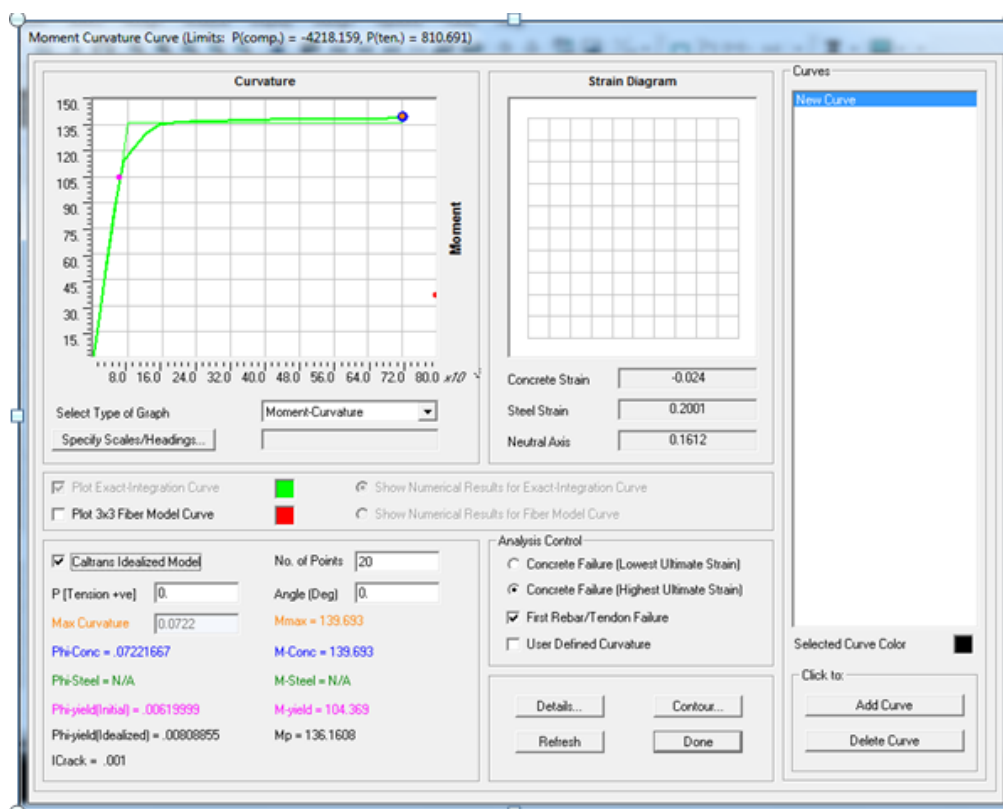
Σχ.4.1. Εισαγωγή κριτηρίων αστοχίας σκυροδέματος και χάλυβα αντίστοιχα.

## 4.2. Διάγραμμα Ροπών Καμπυλοτήτων των Διατομών

Για καθεμιά διατομή σχηματίζεται ένα διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων μέσω του Section Designer. Η σειρά εντολών ώστε να εμφανισθεί το διάγραμμα είναι: Define→Frame Sections→Section Designer→Show Moment-Curvature Curve. Με τη βοήθεια αυτού του διαγράμματος προσδιορίζονται οι καμπυλότητες διαρροής και αστοχίας ( $\phi_y$  και  $\phi_u$  αντίστοιχα), όπως επίσης και οι ροπές διαρροής και αστοχίας ( $M_y$ ,  $M_u$  αντίστοιχα), [9],[10]. Σύμφωνα ωστόσο με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ[2] θα μπορούσαμε να χρησιμοποιήσουμε απλοποιητικά ως ροπή αστοχίας τη ροπή διαρροής, κάτι το οποίο τελικά δεν επιλέχθηκε στην παρούσα εργασία.

Από τα δεδομένα του παρακάτω σχήματος γίνεται η εξής αντιστοίχιση:

- ✓ Phi-yield (initial)→  $\phi_y$
- ✓ Phi-Conc→ $\phi_u$
- ✓ M-yield→  $M_y$
- ✓ M-Conc→  $M_u$



Σχ.4.2. Προσδιορισμός των  $\phi_y$ ,  $\phi_u$ ,  $M_y$ ,  $M_u$  μέσω του Section Designer



Στη συνέχεια υπολογίζονται οι γωνίες στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας ( $\theta_y$  και  $\theta_u$  αντίστοιχα) για κάθε στοιχείο της κατασκευής σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν στην §3.2.9.3 και 3.2.9.4. Για τον υπολογισμό τους στην περίπτωση των υποστυλωμάτων είναι απαραίτητο να προσδιοριστούν οι αξονικές δυνάμεις τους για το συνδυασμό G+0,3Q.

Στοιχεία	Διατομή	L	$M_y$	$M_u$	$\varphi_y$	$\varphi_u$	$d_{bl}$	$L_v$	$\theta_y$	$\theta_{um}$	$\theta_{u,pl}$
D1	B50X30	3.75	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	1.875	0.0063	0.0469	0.0406
D2	B50X30	3.75	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	1.875	0.0063	0.0469	0.0406
D3	B50X30	6.00	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	3.000	0.0080	0.0553	0.0474
D4	B50X30	4.50	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	2.250	0.0069	0.0500	0.0432
D5	B50X30	6.00	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	3.000	0.0080	0.0553	0.0474
D6	B50X30	6.00	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	3.000	0.0080	0.0553	0.0474
D7	B50X30	4.50	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	2.25	0.0069	0.0500	0.0432
D8	B50X30	3.75	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	1.875	0.0063	0.0469	0.0406
D9	B50X30	3.75	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	1.875	0.0063	0.0469	0.0406
D10	B50X30	6.00	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	3.000	0.0080	0.0553	0.0474
D11	B50X30	6.00	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	3.000	0.0080	0.0553	0.0474
D12	B50X30	6.00	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	3.000	0.0080	0.0553	0.0474
D13	B50X30	3.75	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	1.875	0.0063	0.0469	0.0406
D14	B50X30	3.75	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	1.875	0.0063	0.0469	0.0406
D15	B50X30	3.75	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	1.875	0.0063	0.0469	0.0406
D16	B50X30	3.75	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	1.875	0.0063	0.0469	0.0406
D17	B50X30	6.00	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	3.000	0.0080	0.0553	0.0474
D18	B50X30	6.00	131.08	182.77	0.0048	0.0627	0.02	3.000	0.0080	0.0553	0.0474
D19	B20X40	4.50	58.36	70.04	0.0061	0.0824	0.016	2.250	0.0077	0.0607	0.0529
D20	B20X40	6.00	58.36	70.04	0.0061	0.0824	0.016	3.000	0.0092	0.0671	0.0579
D21	B20X40	4.50	58.36	70.04	0.0061	0.0824	0.016	2.250	0.0077	0.0607	0.0529
D22	B20X40	6.00	58.36	70.04	0.0061	0.0824	0.016	3.000	0.0092	0.0671	0.0579

Πιν.4.1. Υπολογισμός των γωνιών στροφής  $\theta_y, \theta_u, \theta_{u,pl}$  για τις δοκούς

Στοιχείο	Διατομή	Άκρο	L	N	$M_y$	$M_u$	$\varphi_y$	$\varphi_u$	$d_{bl}$	$L_v$	$\theta_y$	$\theta_{um}$	$\theta_{u,pl}$
K1	C40X40	i	3.0	-640.49	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0388	0.0328
		j		-628.49							0.0060	0.0390	0.0330
K2	C40X40	i	3.0	-484.28	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0407	0.0347
		j		-472.29							0.0060	0.0408	0.0348
K3	C40X40	i	3.0	-323.10	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0065	0.0427	0.0361
		j		-311.10							0.0065	0.0428	0.0363
K4	C40X40	i	3.0	-158.85	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0065	0.0448	0.0382
		j		-146.85							0.0065	0.0449	0.0384
K5	C35X35	i	3.0	-558.97	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0066	0.0445	0.0378
		j		-549.79							0.0066	0.0446	0.0380
K6	C35X35	i	3.0	-413.53	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0066	0.0470	0.0404

Στοιχείο	Διατομή	Άκρο	L	N	M <sub>y</sub>	M <sub>u</sub>	φ <sub>y</sub>	φ <sub>u</sub>	d <sub>bl</sub>	L <sub>v</sub>	θ <sub>y</sub>	θ <sub>um</sub>	θ <sub>u,pl</sub>
		j		-404.35							0.0066	0.0472	0.0406
K7	C35X35	i	3.0	-274.51	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0072	0.0496	0.0424
		j		-265.32							0.0072	0.0498	0.0426
K8	C35X35	i	3.0	-136.85	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0072	0.0523	0.0451
		j		-127.66							0.0072	0.0525	0.0453
K9	C35X35	i	3.0	-416.59	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0066	0.0470	0.0403
		j		-407.41							0.0066	0.0471	0.0405
K10	C35X35	i	3.0	-314.13	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0066	0.0489	0.0422
		j		-304.95							0.0072	0.0490	0.0419
K11	C35X35	i	3.0	-208.44	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0072	0.0509	0.0437
		j		-199.25							0.0072	0.0511	0.0439
K12	C35X35	i	3.0	-101.30	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0072	0.0530	0.0459
		j		-92.11							0.0072	0.0532	0.0461
K13	C35X35	i	3.0	-641.67	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0066	0.0431	0.0364
		j		-632.48							0.0066	0.0432	0.0366
K14	C35X35	i	3.0	-530.26	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0066	0.0449	0.0383
		j		-521.08							0.0066	0.0451	0.0385
K15	C35X35	i	3.0	-413.01	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0066	0.0470	0.0404
		j		-403.84							0.0066	0.0472	0.0406
K16	C35X35	i	3.0	-292.89	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0072	0.0493	0.0421
		j		-283.71							0.0072	0.0494	0.0423
K17	C35X35	i	2.2	-173.43	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.1	0.0064	0.0463	0.0399
		j		-166.72							0.0064	0.0464	0.0400
K18	C45X45	i	3.0	-	187.08	247.02	0.00560	0.06260	0.025	1.5	0.0071	0.0321	0.0251
		j		1446.90							-	0.0071	0.0322
K19	C40X40	i	3.0	-	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0338	0.0278
		j		1107.89							-	0.0060	0.0339
K20	C40X40	i	3.0	-784.64	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0372	0.0312
		j		-772.65							0.0060	0.0373	0.0313
K21	C40X40	i	3.0	-469.54	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0408	0.0348
		j		-457.54							0.0060	0.0410	0.0350
K22	C35X35	i	2.2	-154.93	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.1	0.0064	0.0466	0.0402
		j		-148.19							0.0064	0.0467	0.0403
K23	C40X40	i	3.0	-	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0347	0.0287
		j		1018.16							-	0.0060	0.0349
K24	C40X40	i	3.0	-772.83	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0373	0.0313
		j		-760.84							0.0060	0.0375	0.0315

Στοιχείο	Διατομή	Άκρο	L	N	M <sub>y</sub>	M <sub>u</sub>	φ <sub>y</sub>	φ <sub>u</sub>	d <sub>bl</sub>	L <sub>v</sub>	θ <sub>y</sub>	θ <sub>um</sub>	θ <sub>u,pl</sub>
K25	C40X40	i	3.0	-521.73	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0402	0.0342
		j		-509.73							0.0060	0.0404	0.0344
K26	C40X40	i	3.0	-265.89	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0065	0.0434	0.0368
		j		-253.89							0.0065	0.0435	0.0370
K27	C40X40	i	3.0	-	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0348	0.0288
		j		1010.93 -998.94							0.0060	0.0349	0.0289
K28	C40X40	i	3.0	-757.27	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0375	0.0315
		j		-745.27							0.0060	0.0376	0.0316
K29	C40X40	i	3.0	-504.31	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0404	0.0344
		j		-492.31							0.0060	0.0406	0.0346
K30	C40X40	i	3.0	-251.96	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0065	0.0436	0.0370
		j		-239.97							0.0065	0.0437	0.0372
K31	C45X45	i	3.0	-	187.08	247.02	0.00560	0.06260	0.025	1.5	0.0071	0.0329	0.0258
		j		1347.07 - 1331.89							0.0071	0.0330	0.0259
K32	C40X40	i	3.0	-	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0344	0.0284
		j		1046.09 - 1034.10							0.0060	0.0346	0.0286
K33	C40X40	i	3.0	-750.57	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0376	0.0316
		j		-738.57							0.0060	0.0377	0.0317
K34	C40X40	i	3.0	-455.52	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0410	0.0350
		j		-443.54							0.0060	0.0412	0.0352
K35	C35X35	i	2.2	-155.78	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.1	0.0064	0.0466	0.0402
		j		-149.04							0.0064	0.0467	0.0403
K36	C45X45	i	3.0	-	187.08	247.02	0.00560	0.06260	0.025	1.5	0.0071	0.0319	0.0248
		j		1481.38 - 1466.21							0.0071	0.0320	0.0249
K37	C40X40	i	3.0	-	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0335	0.0275
		j		1138.16 - 1126.16							0.0060	0.0336	0.0276
K38	C40X40	i	3.0	-811.02	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0369	0.0309
		j		-799.03							0.0060	0.0371	0.0311
K39	C40X40	i	3.0	-493.50	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0406	0.0346
		j		-481.50							0.0060	0.0407	0.0347
K40	C35X35	i	2.2	-174.57	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.1	0.0064	0.0463	0.0399
		j		-167.83							0.0064	0.0464	0.0400
K41	C40X40	i	3.0	-990.20	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0350	0.0290
		j		-978.20							0.0060	0.0351	0.0291
K42	C40X40	i	3.0	-759.40	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0375	0.0315
		j		-747.41							0.0060	0.0376	0.0316

Στοιχείο	Διατομή	Άκρο	L	N	M <sub>y</sub>	M <sub>u</sub>	φ <sub>y</sub>	φ <sub>u</sub>	d <sub>bl</sub>	L <sub>v</sub>	θ <sub>y</sub>	θ <sub>um</sub>	θ <sub>u,pl</sub>
K43	C40X40	i	3.0	-515.61	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0403	0.0343
		j		-503.62							0.0060	0.0404	0.0344
K44	C40X40	i	3.0	-261.75	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0065	0.0434	0.0369
		j		-249.76							0.0065	0.0436	0.0371
K45	C45X45	i	3.0	-	187.08	247.02	0.00560	0.06260	0.025	1.5	0.0071	0.0328	0.0258
		j		1352.91 -1337.73							0.0071	0.0329	0.0259
K46	C40X40	i	3.0	-	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0349	0.0289
		j		1002.65 -990.65							0.0060	0.0350	0.0290
K47	C40X40	i	3.0	-665.82	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0385	0.0325
		j		-653.83							0.0060	0.0387	0.0327
K48	C40X40	i	3.0	-335.91	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0065	0.0425	0.0360
		j		-323.91							0.0065	0.0426	0.0361
K49	C40X40	i	3.0	-744.99	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0377	0.0317
		j		-733.00							0.0060	0.0378	0.0318
K50	C40X40	i	3.0	-561.77	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0397	0.0337
		j		-549.77							0.0060	0.0399	0.0339
K51	C40X40	i	3.0	-374.50	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0065	0.0420	0.0355
		j		-362.50							0.0065	0.0422	0.0356
K52	C40X40	i	3.0	-184.91	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0065	0.0444	0.0379
		j		-172.91							0.0065	0.0446	0.0381
K53	C35X35	i	3.0	-680.94	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0066	0.0424	0.0358
		j		-671.76							0.0066	0.0426	0.0359
K54	C35X35	i	3.0	-510.20	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0066	0.0453	0.0387
		j		-501.01							0.0066	0.0455	0.0388
K55	C35X35	i	3.0	-339.20	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0066	0.0484	0.0418
		j		-330.02							0.0066	0.0486	0.0419
K56	C35X35	i	3.0	-168.42	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0072	0.0517	0.0445
		j		-159.23							0.0072	0.0519	0.0447
K57	C35X35	i	3.0	-534.87	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0066	0.0449	0.0382
		j		-525.69							0.0066	0.0450	0.0384
K58	C35X35	i	3.0	-402.33	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0066	0.0472	0.0406
		j		-393.14							0.0066	0.0474	0.0408
K59	C35X35	i	3.0	-339.20	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0066	0.0484	0.0418
		j		-330.02							0.0066	0.0486	0.0419
K60	C35X35	i	3.0	-168.42	77.59	91.55	0.00718	0.08670	0.02	1.5	0.0072	0.0517	0.0445
		j		-159.23							0.0072	0.0519	0.0447
K61	C40X40	i	3.0	-663.26	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0386	0.0326
		j		-651.26							0.0060	0.0387	0.0327
K62	C40X40	i	3.0	-498.95	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0060	0.0405	0.0345

Στοιχείο	Διατομή	Άκρο	L	N	M <sub>y</sub>	M <sub>u</sub>	φ <sub>y</sub>	φ <sub>u</sub>	d <sub>bl</sub>	L <sub>v</sub>	θ <sub>y</sub>	θ <sub>um</sub>	θ <sub>u,pl</sub>
		j		-486.95							0.0060	0.0406	0.0346
K63	C40X40	i	3.0	-331.89	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0065	0.0425	0.0360
		j		-319.89							0.0065	0.0427	0.0362
K64	C40X40	i	3.0	-163.23	104.37	139.69	0.00612	0.07220	0.02	1.5	0.0065	0.0447	0.0382
		j		-151.23							0.0065	0.0449	0.0383

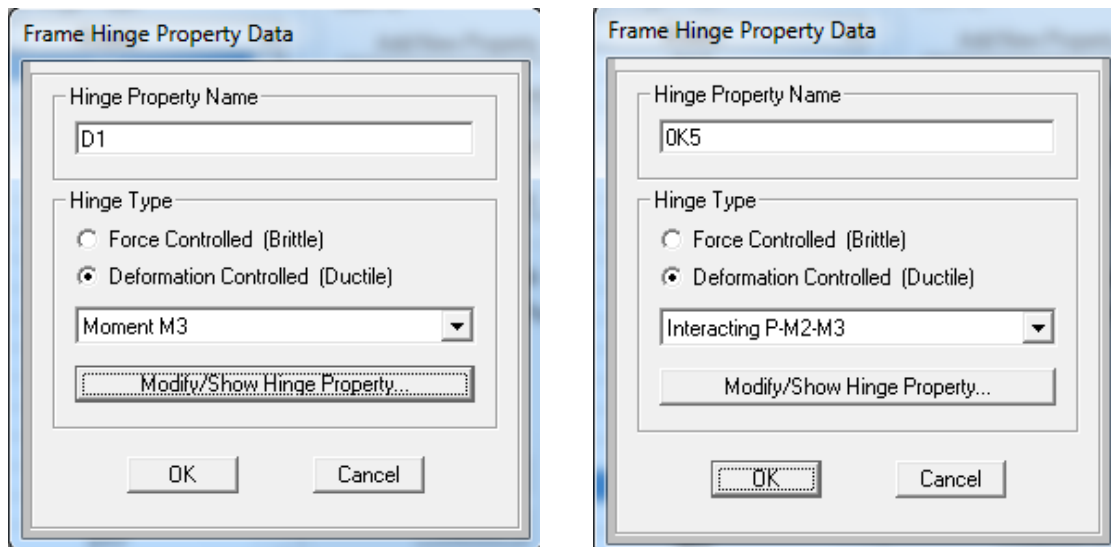
Πιν.4.2. Υπολογισμός των γωνιών στροφής  $\theta_y, \theta_w, \theta_{u,pl}$  για τα υποστυλώματα

### 4.3. Ορισμός των πλαστικών αρθρώσεων των διατομών

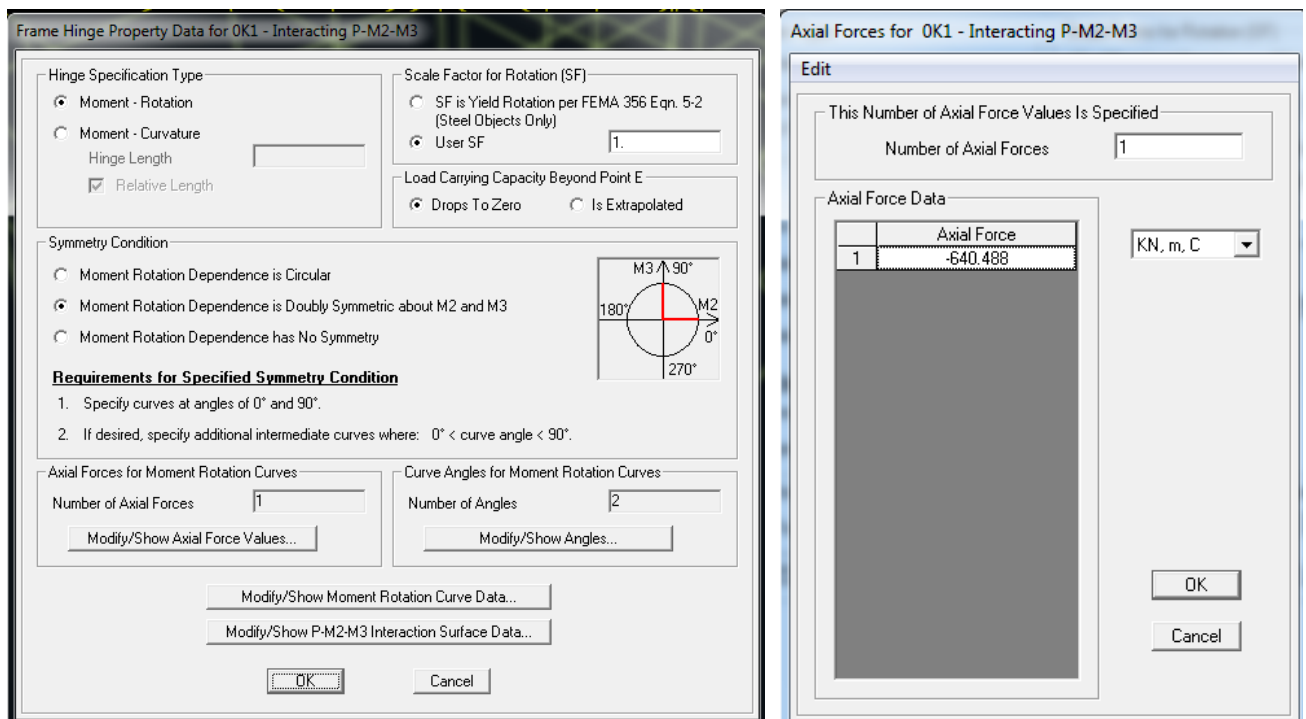
Επόμενο στάδιο είναι να καθοριστούν τα χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης των διατομών. Τελικός στόχος της ανάλυσης είναι να προβλεφθεί ο τρόπος αλλά και τα σημεία εκδήλωσης ανελαστικών παραμορφώσεων στην κατασκευή. Η διαδικασία ξεκινά με την εντολή:

Define → Section Properties → Hinge Properties → Add New Property → Concrete.

Αρχικά, επιλέγεται πλάστιμος τρόπος αστοχίας (Ductile), καθώς και έλεγχος μετακινήσεων (Deformation Control). Έπειτα, για τις δοκούς κρίσιμη ορίζεται η αστοχία λόγω καμπτικής ροπής περί τον άξονα 3-3 (Moment M3), ενώ για τα υποστυλώματα κρίσιμη θεωρείται η αλληλεπίδραση της αξονικής δύναμης P και των ροπών περί τους άξονες 2-2 και 3-3 (Interacting P-M2-M3). Ως εκ' τούτου απαιτείται να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις για όλες τις δοκούς χωριστά χρησιμοποιώντας κάθε φορά τη ροπή διαρροής της καθεμιάς, οι οποίες αργότερα θα εφαρμοστούν στα άκρα των στοιχείων. Αντίστοιχα, για τον ορισμό των πλαστικών αρθρώσεων που θα εφαρμοστούν στα άκρα των υποστυλωμάτων χρειάζεται να ληφθούν υπόψη οι αξονικές δυνάμεις που ασκούνται σε κάθε υποστυλώμα και που προκύπτουν από το συνδυασμό G+0,3Q.



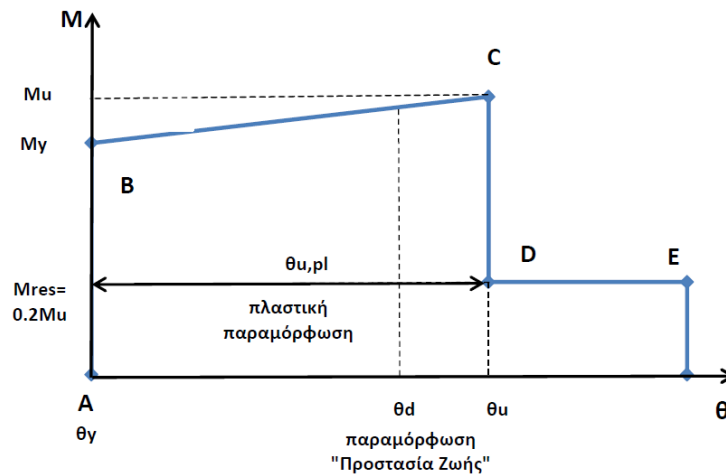
Σχ.4.3. Εισαγωγή των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων σε δοκούς και υποστυλώματα αντίστοιχα



Σχ.4.4. Εισαγωγή των αξονικών δυνάμεων στα υποστυλώματα

Στη συνέχεια θα δοθεί λεπτομερώς ο τρόπος με τον οποίο συμπληρώνονται σωστά τα χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης των διατομών στο SAP2000 με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ[2].

Η ιδεατή καμπύλη παραμόρφωσης M-θ που καλείται ο χρήστης να συμπληρώσει στο πρόγραμμα για κάθε στοιχείο είναι της μορφής:



Σχ.4.5. Καμπύλη παραμόρφωσης M-θ δομικού μέλους

- Στάθμη επιτελεσματικότητας «Άμεση Χρήση μετά το σεισμό»  
Σ' αυτήν αντιστοιχεί το σημείο A και η γωνία διαρροής λαμβάνεται απλοποιητικά μηδενική.

Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να γίνουν οι κατάλληλες τροποποιήσεις όσο αφορά και τα υπόλοιπα μεγέθη. Επομένως, ως γωνία αστοχίας χρησιμοποιείται η τιμή:

$$\theta_{u,pl} = \theta_u - \theta_y \rightarrow \theta_u = \theta_{u,pl}$$

- Στάθμη Επιτελεσματικότητας «Προστασία Ζωής»  
Στην περίπτωση αυτή ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προβλέπει ως μέγιστη γωνία την:

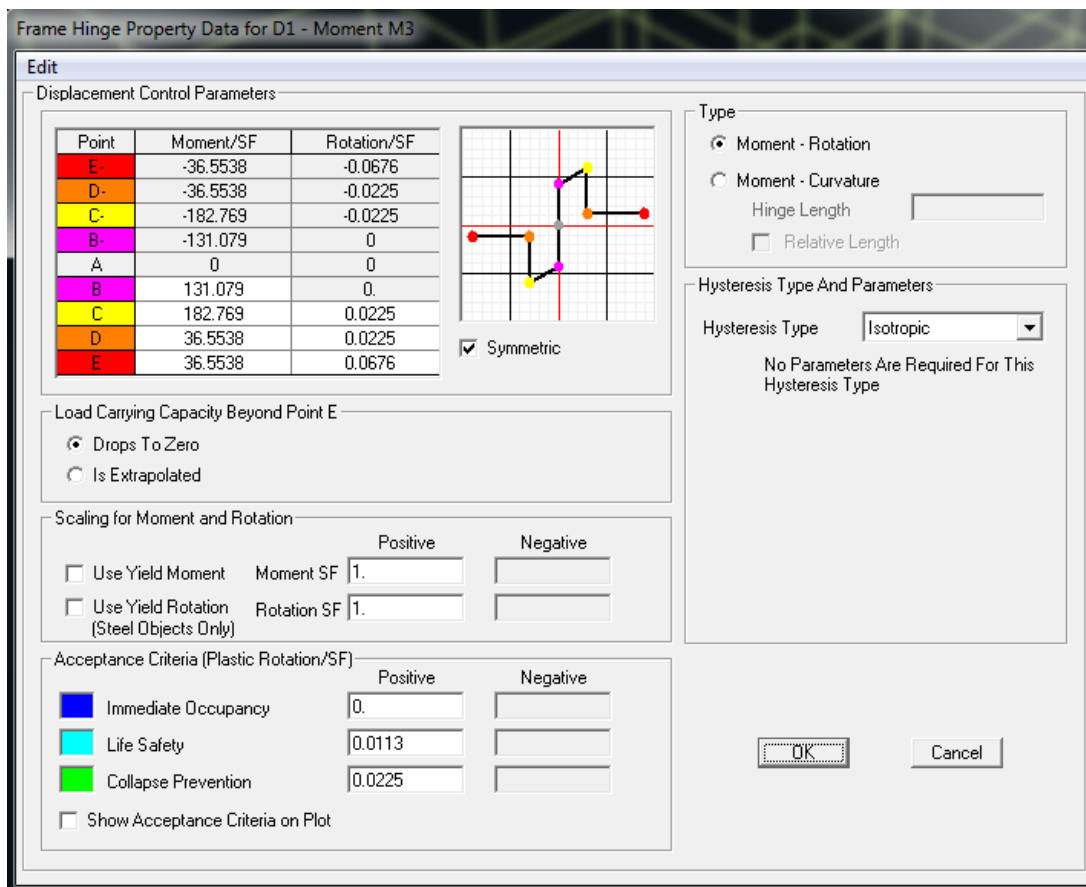
$$\theta_d = (\theta_u + \theta_y) / (2 \cdot \gamma_{Rd}) - \theta_y \rightarrow \theta_d = \theta_u / (2 \cdot \gamma_{Rd}) = \theta_{u,pl} / (2 \cdot \gamma_{Rd})$$

- Στάθμη Επιτελεσματικότητας «Οιονεί Κατάρρευση»  
Στην περίπτωση αυτή ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προβλέπει ως μέγιστη γωνία την:

$$\theta_{du} = \theta_u / \gamma_{Rd} = \theta_{u,pl} / \gamma_{Rd}$$

όπου  $\gamma_{Rd} = 1,80$ .

Συνοπτικά για τις δοκούς χρησιμοποιούνται[9]:



Σχ.4.6. Εισαγωγή χαρακτηριστικών πλαστικοποίησης για τις δοκούς

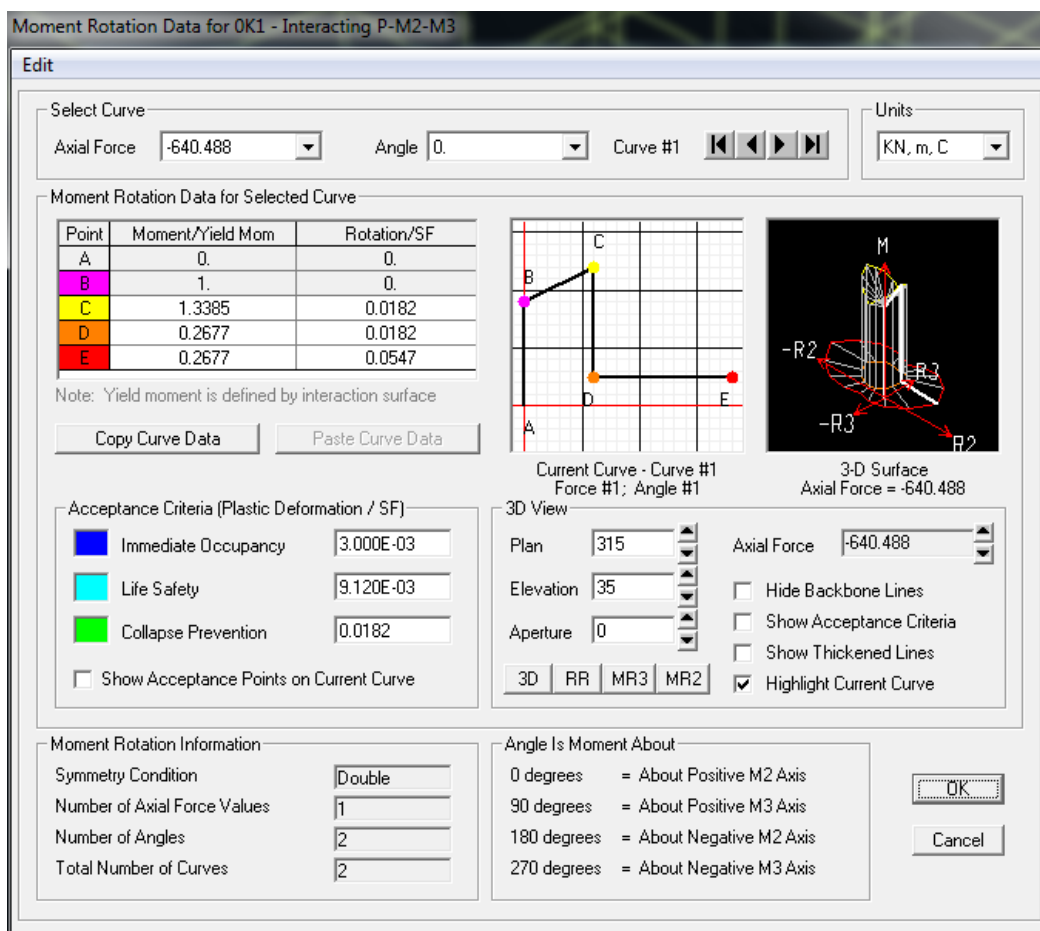
Σημείο	Moment	Rotation
A	0	0
B	$M_y$	0
C	$M_u$	$\theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$
D	$0,2 \cdot M_u$	$\theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$
E	$0,2 \cdot M_u$	$3 \cdot \theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$

Σ.Ε.	$\theta_d$
«Α.Χ.»	0
«Π.Ζ.»	$\theta_{u,pl}/(2 \cdot \gamma_{Rd})$
«Ο.Κ.»	$\theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$

Πιν.4.3. Εισαγωγή δεδομένων  $M-\theta$  και επιτελεσματικότητας στο SAP2000 κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ για τις δοκούς.



Αντίστοιχα για τα υποστυλώματα χρησιμοποιούνται:



Σχ.4.7. Εισαγωγή χαρακτηριστικών πλαστικοποίησης για τις δοκούς

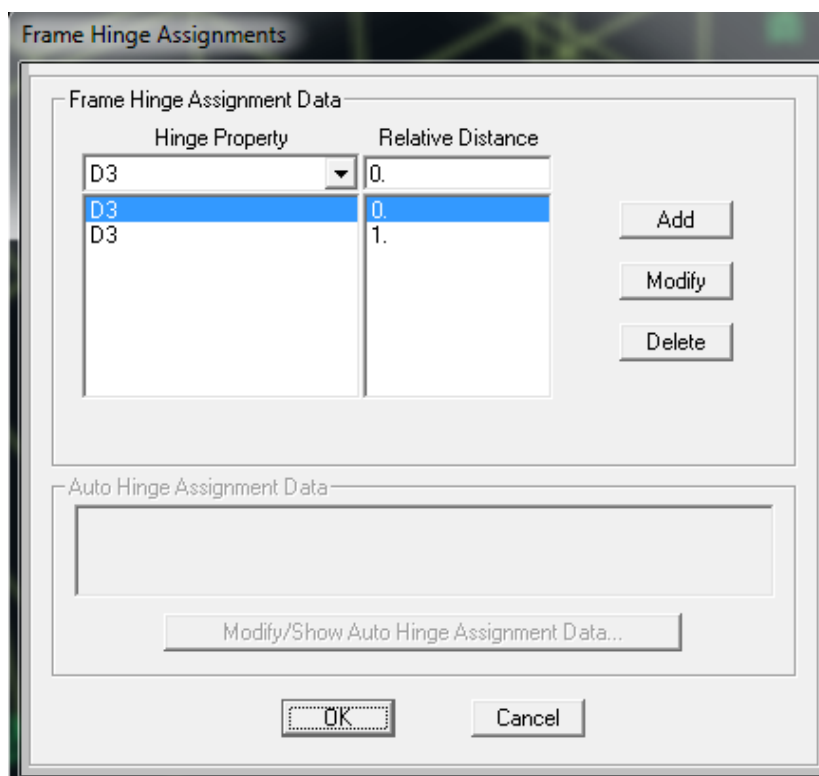
Σημείο	Moment	Rotation
A	0	0
B	1	0
C	$M_u / M_y$	$\theta_{u,pl} / \gamma_{Rd}$
D	$0,2 \cdot M_u / M_y$	$\theta_{u,pl} / \gamma_{Rd}$
E	$0,2 \cdot M_u / M_y$	$3 \cdot \theta_{u,pl} / \gamma_{Rd}$

Σ.Ε.	$\theta_d$
«Α.Χ.»	0
«Π.Ζ.»	$\theta_{u,pl} / (2 \cdot \gamma_{Rd})$
«Ο.Κ.»	$\theta_{u,pl} / \gamma_{Rd}$

Πιν.4.4. Εισαγωγή δεδομένων M-θ και επιτελεστικότητας στο SAP2000 κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ για τις δοκούς.

Τέλος, η εισαγωγή όλων αυτών των πλαστικών αρθρώσεων σε όλα τα δομικά μέλη ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία. Αφού επιλεγθεί το συγκεκριμένο στοιχείο:

Assign → Frame → Hinges



Σχ. 4.8. Εφαρμογή των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων.

#### 4.4. Ανελαστική Ανάλυση

Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζεται η διαδικασία της εκτέλεσης στο SAP2000 της ανελαστικής ανάλυσης και εκτίθενται τα αποτελέσματα αυτής, με βάση τα οποία γίνεται η αποτίμηση του φορέα.

##### Κατανομές οριζόντιων φορτίων καθ' ύψος

Όπως έχει αναφερθεί στην §3.2.4.2. οι συνδυασμοί οριζόντιας φόρτισης ορίζονται σύμφωνα με δύο τουλάχιστον διαφορετικές κατανομές, στη συγκεκριμένη περίπτωση σύμφωνα με την ομοιόμορφη και την ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή. Οι προκύπτοντες συνδυασμοί είναι οι εξής:  $\pm X \pm 0,3 \cdot Y$  και  $\pm Y \pm 0,3 \cdot X$ . Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται με τους δυσμενέστερους απ' αυτούς.

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ/ΚΑΤΑΝΟΜΗ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ
+X±0,3·Y	Ομοιόμορφη +X+0,3·Y	Τριγωνική +X+0,3·Y
	Ομοιόμορφη +X-0,3·Y	Τριγωνική +X-0,3·Y
-X±0,3·Y	Ομοιόμορφη -X+0,3·Y	Τριγωνική -X+0,3·Y
	Ομοιόμορφη -X-0,3·Y	Τριγωνική -X-0,3·Y
+Y±0,3·X	Ομοιόμορφη +Y+0,3·X	Τριγωνική +Y+0,3·X
	Ομοιόμορφη +Y-0,3·X	Τριγωνική +Y-0,3·X
-Y±0,3·X	Ομοιόμορφη -Y+0,3·X	Τριγωνική -Y+0,3·X
	Ομοιόμορφη -Y-0,3·X	Τριγωνική -Y-0,3·X

Πιν.4.5. Κατανομές Οριζόντιας Φόρτισης

Για τον ορισμό της τριγωνικής κατανομής λαμβάνεται υπόψη η πρώτη ιδιομορφή. Η μέγιστη τιμή αντιστοιχεί στον τέταρτο όροφο (χωρίς το δώμα) και ισούται με 1, μειώνεται σταδιακά στους υπόλοιπους ορόφους μέχρι που μηδενίζεται στο ισόγειο. Η παραπάνω φόρτιση εφαρμόζεται στα κέντρα μάζας κάθε ορόφου με την παρακάτω διαδικασία και για τις δύο διευθύνσεις X και Y.

Define → Load Patterns → EXSTAT (QUAKE, User Loads) → Modify Lateral Load Pattern

Diaphragm	Diaphragm Z	FX	FY	MZ	X	Y
DIAPH5	14,2	0,	0,	0,		
DIAPH4	12,	1,	0,	0,		
DIAPH3	9,	0,75	0,	0,		
DIAPH2	6,	0,5	0,	0,		
DIAPH1	3,	0,25	0,	0,		

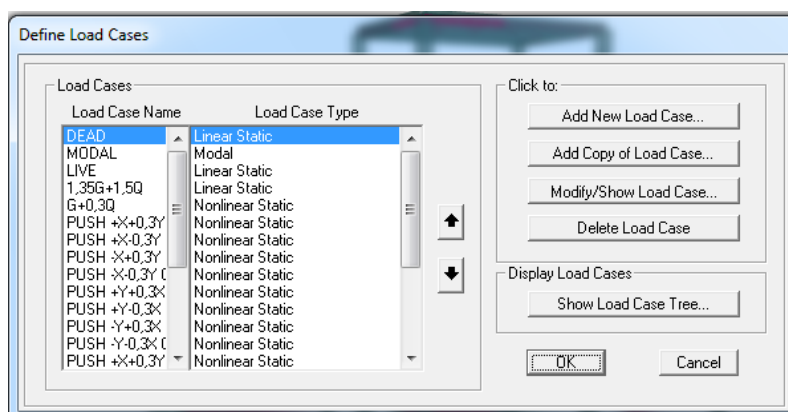
User Specified Application Point  
 Apply at Center of Mass

Additional Ecc. Ratio (all Diaph.)

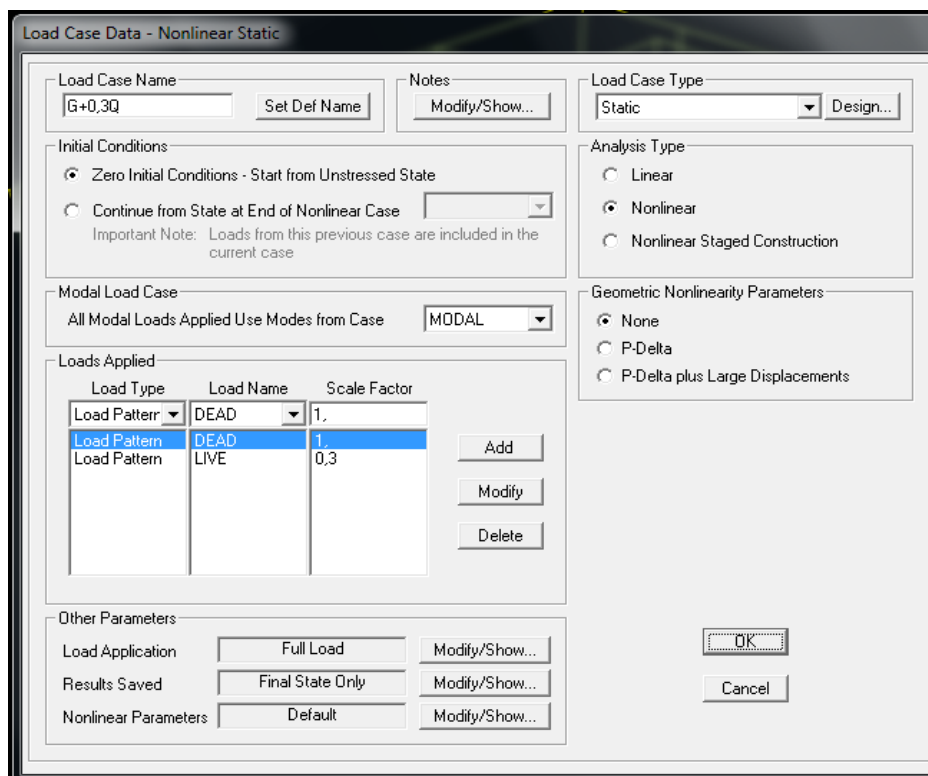
Σχ.4.9. Εισαγωγή της τριγωνικής κατανομής κατά X στο SAP2000.

Στη συνέχεια γίνεται η επιβολή των φορτίων σε 2 φάσεις. Αρχικά επιβάλλονται τα μόνιμα και τα κινητά φορτία με το συνδυασμό  $G+0,3Q$ , ώστε να προκληθούν οι αντίστοιχες εντάσεις και παραμορφώσεις. Σημειώνεται ότι οι αρχικές συνθήκες θεωρούνται μηδενικές και αποθηκεύεται το τελευταίο στάδιο της ανάλυσης. Έπειτα εισάγονται οι 16 ανελαστικές αναλύσεις του παραπάνω πίνακα, έχοντας ως σημείο εκκίνησης την ολοκλήρωση της μη- γραμμικής στατικής ανάλυσης  $G+0,3Q$ . Η διαδικασία φαίνεται στα ακόλουθα σχήματα.

Define → Load Cases → Add New Load Case



Σχ.4.10. Ορισμός των Load Cases στο SAP2000.



Σχ.4.11. Ορισμός μη- γραμμικής ανάλυσης για το συνδυασμό  $G+0,3Q$ .

**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name: PUSH +X+0,3Y OMOID Set Def Name Modify/Show... Notes

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:  
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case: G+0,3Q  
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:  
 Linear  
 Nonlinear  
 Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:  
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Geometric Nonlinearity Parameters:  
 None  
 P-Delta  
 P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	1.
Accel	UX	1.
Accel	UY	0.3

Add Modify Delete

Other Parameters:  
 Load Application: Displ Control Modify/Show...  
 Results Saved: Multiple States Modify/Show...  
 Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

OK Cancel

Σχ.4.12 Ορισμός ομοιόμορφης κατανομής οριζόντιων φορτίων

**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name: PUSH +X+0,3Y TRIG Set Def Name Modify/Show... Notes

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:  
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case: G+0,3Q  
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:  
 Linear  
 Nonlinear  
 Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:  
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Geometric Nonlinearity Parameters:  
 None  
 P-Delta  
 P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

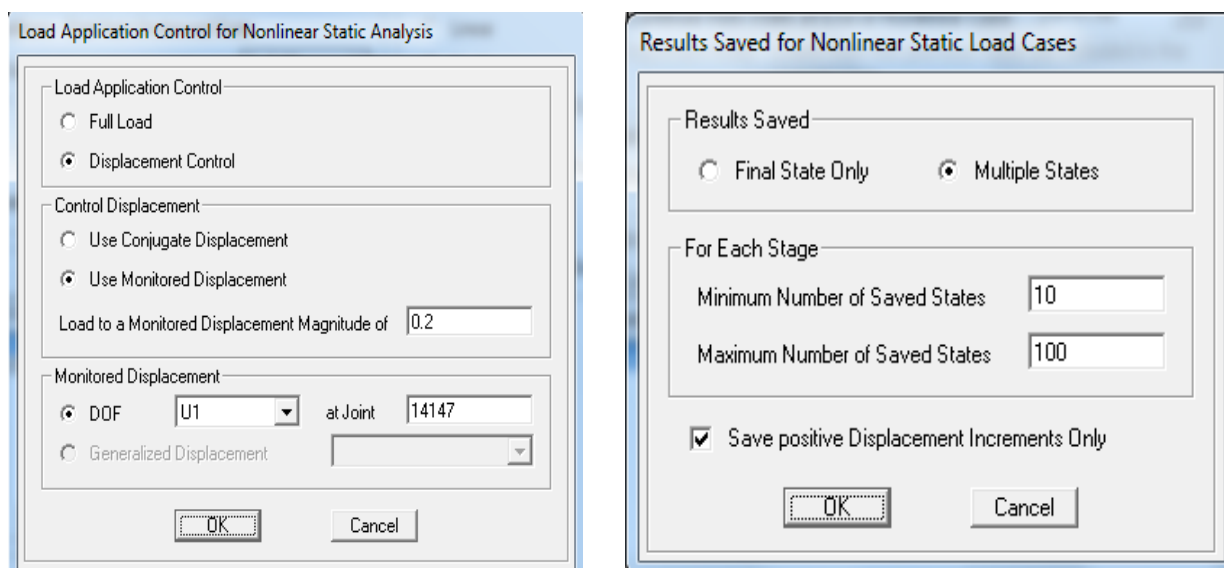
Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	EXSTAT	1.
Load Pattern	EXSTAT	1.
Load Pattern	EYSTAT	0.3

Add Modify Delete

Other Parameters:  
 Load Application: Displ Control Modify/Show...  
 Results Saved: Multiple States Modify/Show...  
 Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

OK Cancel

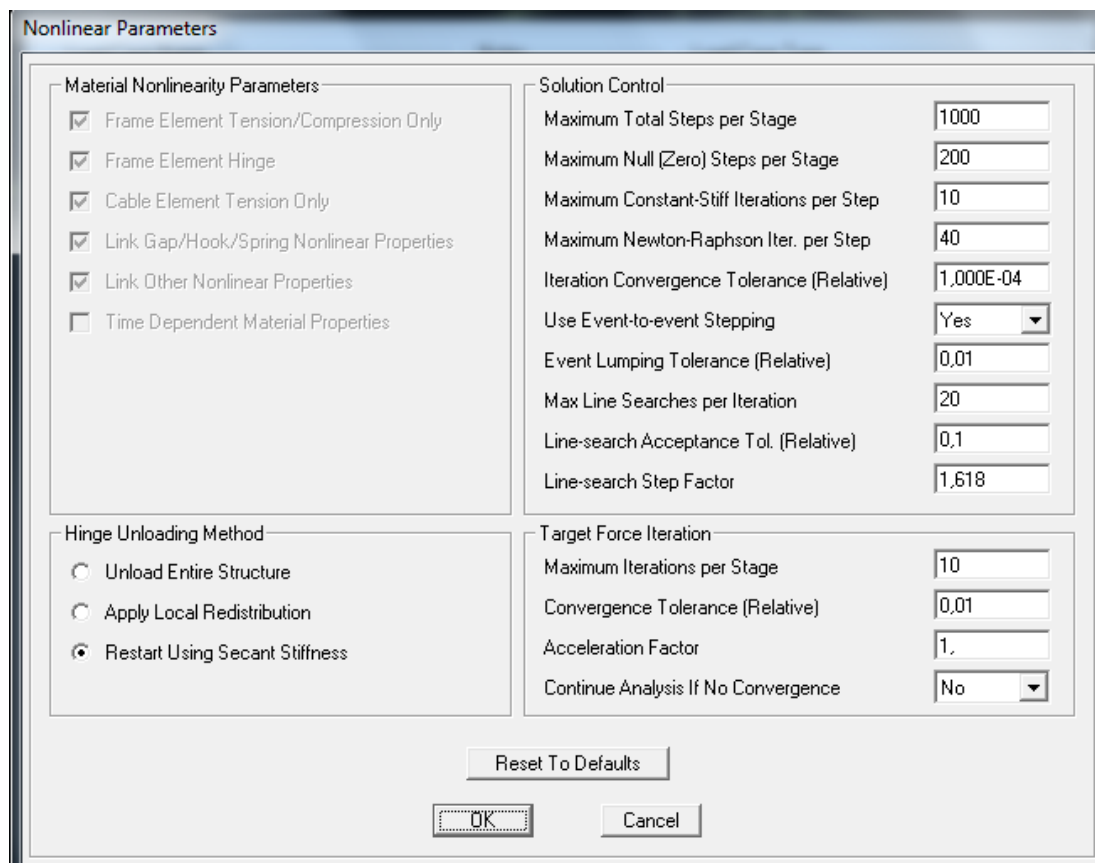
Σχ.4.13. Ορισμός τριγωνικής κατανομής οριζόντιων φορτίων



Σχ.4.14α. Παράμετροι Συνδυασμών Φόρτισης

Όπως διακρίνεται στο παραπάνω σχήμα, επιλέγεται η μέθοδος ελεγχόμενης μετακίνησης. Ορίζεται ως κόμβος ελέγχου ο 14147, που είναι ο πλησιέστερος στο κέντρο βάρους του 4<sup>ου</sup> ορόφου, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ως ελεγχόμενη μετακίνηση τίθεται 0,2m, η οποία όμως είναι κατά πολύ μεγαλύτερη από την αναμενόμενη μετακίνηση αστοχίας. Οι οριζόντιες φορτίσεις μεταβάλλονται επαυξητικά και σταδιακά μέχρι η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου να φτάσει την ελεγχόμενη, εκτός βέβαια αν αστοχήσει νωρίτερα.

Ακολουθεί η παρουσίαση των παραμέτρων των μη- γραμμικών αναλύσεων [11]. Σε όλες τις περιπτώσεις χρησιμοποιούνται 1000 Maximum Total Steps per Stage και 200 Maximum Null (Zero) Steps per Stage. Επίσης, γίνεται χρήση της επιλογής «Restart Using Secant Stiffness», με την οποία κάθε φορά που κάποιο στοιχείο αστοχεί, επαναλαμβάνεται η διαδικασία λαμβάνοντας υπόψη πλέον τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.

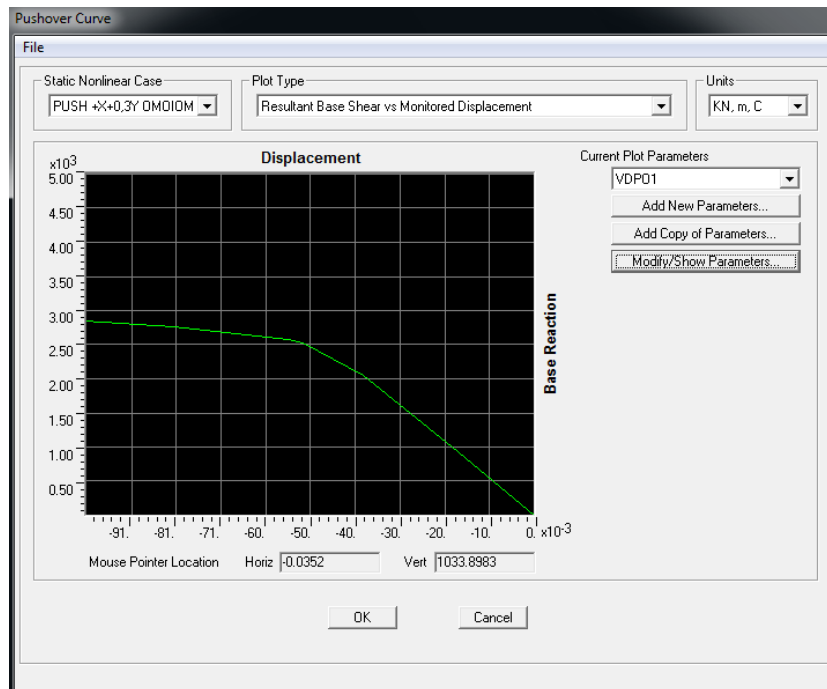


Σχ.4.14β. Παράμετροι Συνδυασμών Φόρτισης

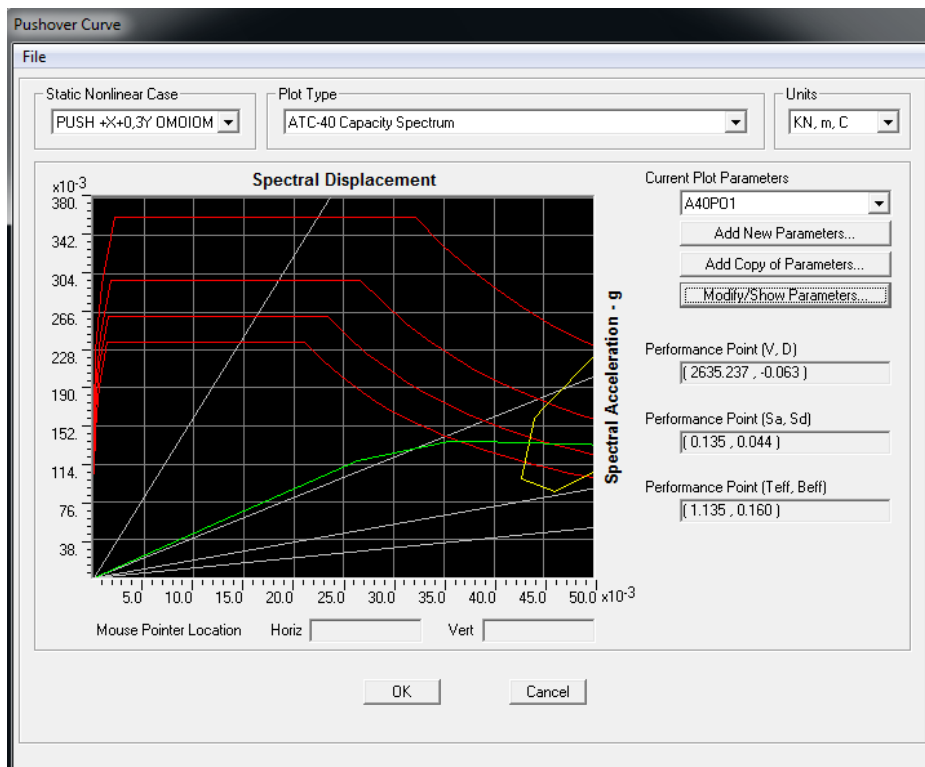
#### 4.5. Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης

Παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης, εκτίθενται οι καμπύλες αντίστασης V-D και τα φάσματα ικανότητας σε μορφή ADRS (Sa-Sd) και γίνεται αποτίμηση του φορέα σε κάθε περίπτωση. Στα σχήματα μορφής ADRS με κόκκινο χρώμα δίνεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού με βάση τον EC8 και μια σειρά μειωμένων αποκρίσεων. Η πράσινη καμπύλη αποτελεί το φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Τέλος η τομή της κίτρινης γραμμής (απαίτησης) και της πράσινης (ικανότητας) αποτελεί το σημείο επιτελεστικότητας για στάθμη «Προστασία Ζωής».

**I. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά +X (δυσμενέστερος συνδυασμός +X+0,3Y)**



Σχ.4.15. Καμπύλη Αντίστασης

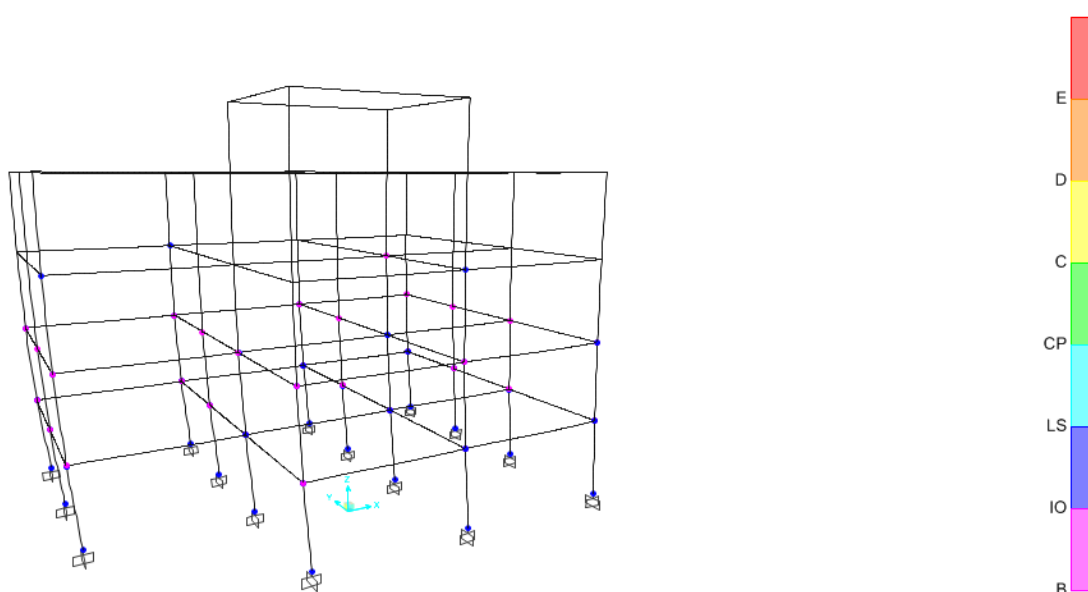


Σχ.4.16. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεσματικότητας κατά ATC-40.



Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά +X+0,3Y πραγματοποιήθηκε σε 15 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V, D) = (2635,237, -0,063) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 4 και 5.

PUSH +X+0,3Y ΟΜΟΙΟΜ		
Βήμα	V (KN)	D (m)
3	2413.815	-0.0521
4	<b>2473.44</b>	<b>-0.0554</b>
<b>ΣΕ</b>	<b>2635.24</b>	<b>-0.0630</b>
5	<b>2640.59</b>	<b>-0.0813</b>
6	2732.575	-0.1013

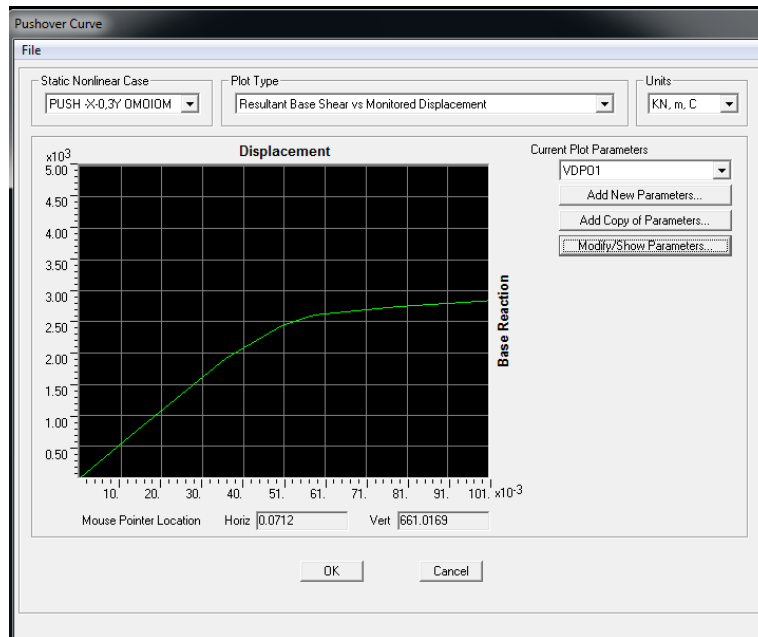


Σχ.4.17. Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο Σημείο Επιτελεστικότητας

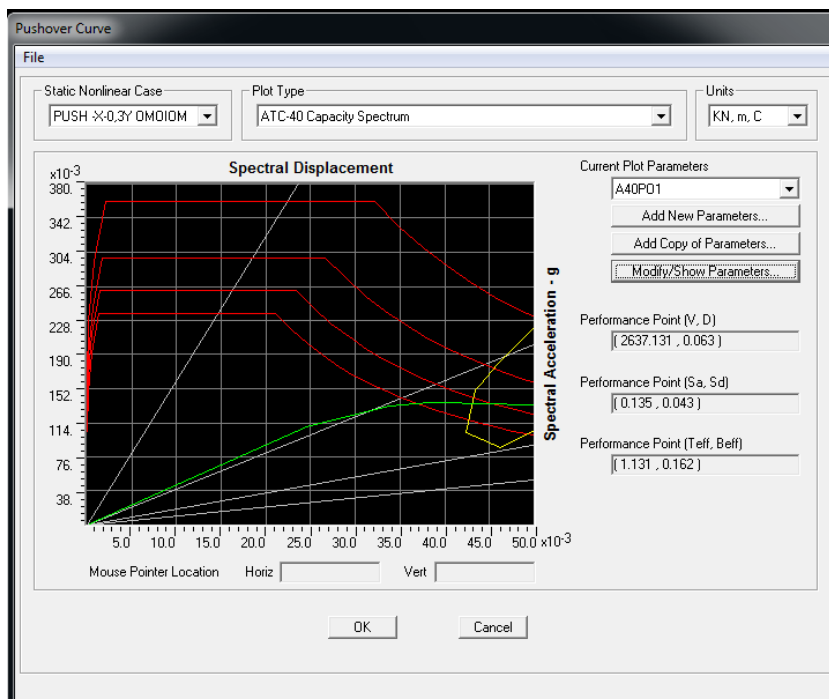
PUSH +X+0,3Y ΟΜΟΙΟΜ											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
3	2413.8	-0.05208	233	27	28	0	0	0	0	0	288
4	2473.4	-0.05543	221	33	34	0	0	0	0	0	288
<b>5</b>	<b>2641</b>	<b>-0.0813</b>	<b>201</b>	<b>30</b>	<b>57</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>288</b>
6	2732.6	-0.10127	200	2	67	17	0	0	2	0	288

Στο σημείο επιτελεστικότητας παρατηρείται ότι 87 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή (ροζ, μπλε, γαλάζιο), κανένα όμως δεν έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».

**II. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά -X (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -X-0,3Y)**



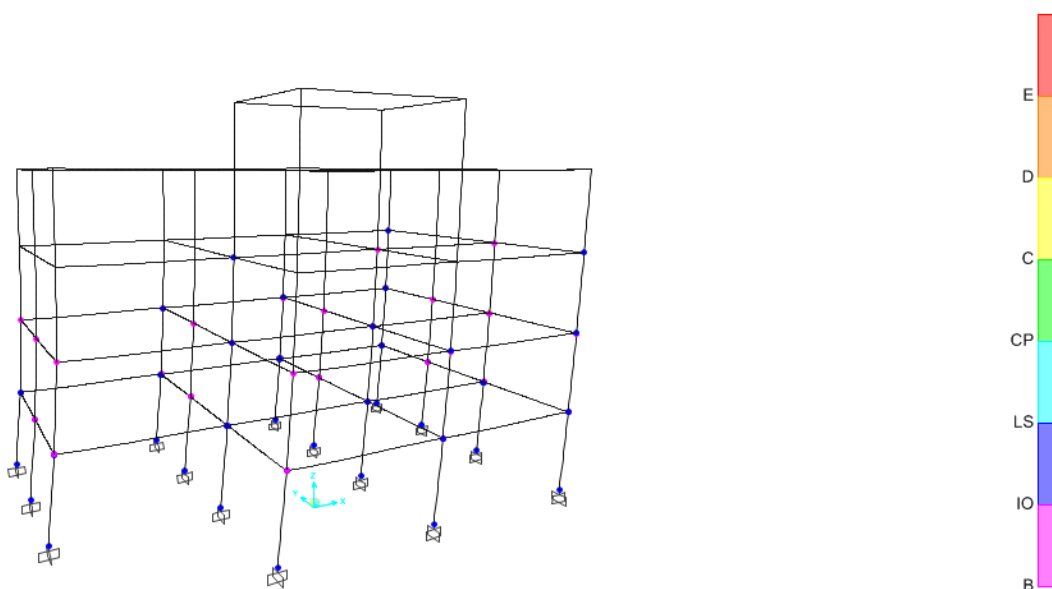
Σχ.4.18. Καμπύλη Αντίστασης



Σχ.4.19. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεσματικότητας κατά ATC-40.

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά  $-X-0,3Y$  πραγματοποιήθηκε σε 16 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, D) = (-2637,131, 0,063)$  εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 5 και 6.

PUSH -X-0,3Y ΟΜΟΙΟΜ		
Βήμα	V (KN)	D (m)
4	-2474.68	0.0561
<b>5</b>	<b>-2492.94</b>	<b>0.0578</b>
<b>ΣΕ</b>	<b>-2637.13</b>	<b>0.0630</b>
<b>6</b>	<b>-2644.65</b>	<b>0.0789</b>
7	-2722.54	0.1026

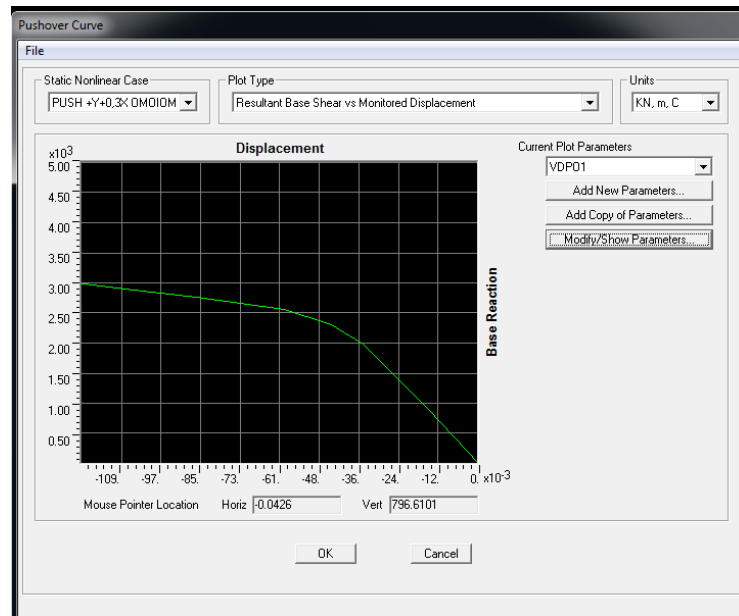


Σχ.4.20. Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο Σημείο Επιτελεστικότητας

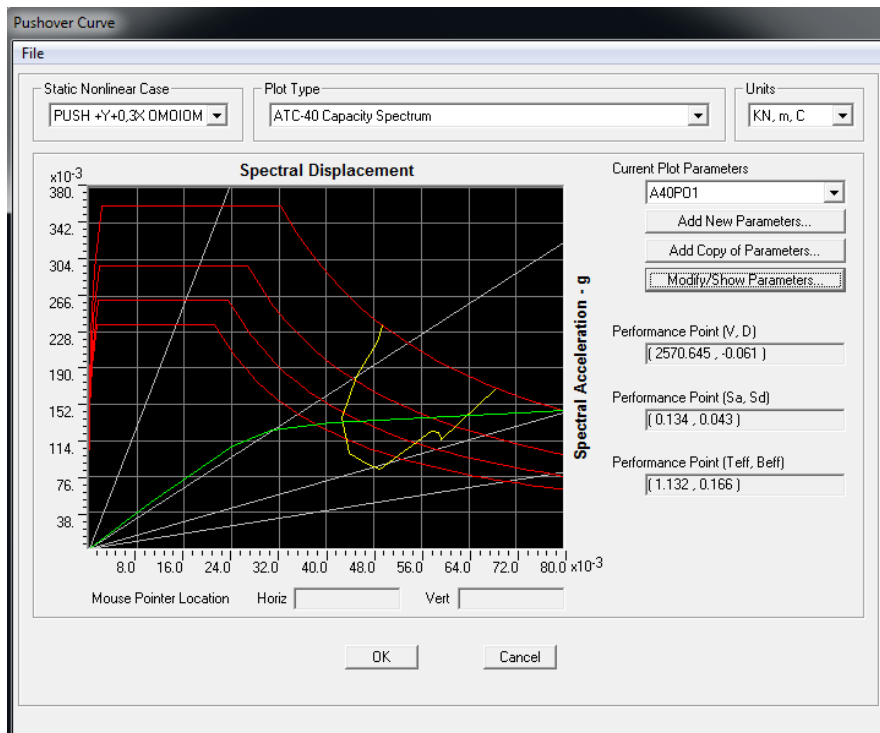
PUSH -X-0,3Y ΟΜΟΙΟΜ											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
4	-2474.68	0.0561	220	33	35	0	0	0	0	0	288
5	-2492.94	0.0578	215	34	39	0	0	0	0	0	288
<b>6</b>	<b>-2644.65</b>	<b>0.0789</b>	<b>199</b>	<b>32</b>	<b>57</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>288</b>
7	-2722.54	0.1026	197	5	69	16	0	0	1	0	288

Στο σημείο επιτελεστικότητας παρατηρείται ότι 89 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή, κανένα όμως δεν έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και  $\sigma'$  αυτήν την περίπτωση.

III. Ομοιόμορφη κατανομή κατά +Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο +Y+0,3X)



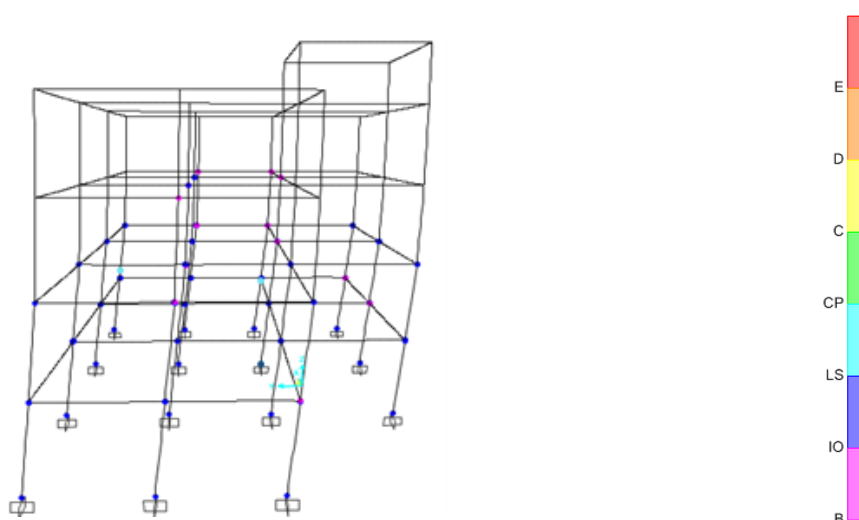
Σχ.4.21. Καμπύλη Αντίστασης



Σχ.4.22. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεσματικότητας κατά ATC-40.

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά +Y+0,3X πραγματοποιήθηκε σε 14 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V, D) = (2570,645, -0,061) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 4 και 5.

PUSH +Y+0,3X ΟΜΟΙΟΜ		
Βήμα	V (KN)	D (m)
3	2214.94	-0.0448
<b>4</b>	<b>2444.41</b>	<b>-0.0590</b>
<b>ΣΕ</b>	<b>2570.65</b>	<b>-0.0610</b>
<b>5</b>	<b>2643.07</b>	<b>-0.0861</b>
6	2779.03	-0.1080

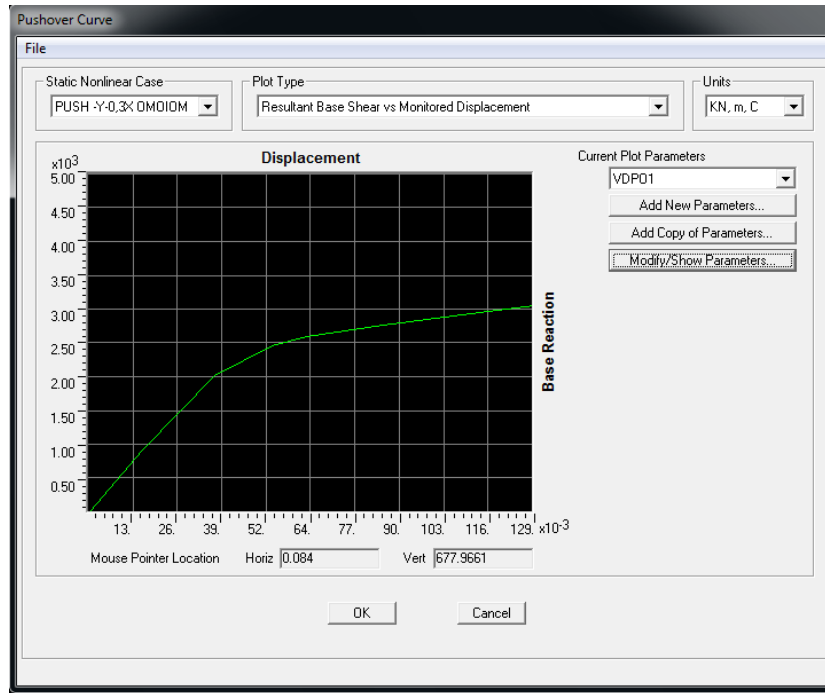


Σχ.4.23. Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο Σημείο Επιτελεστικότητας

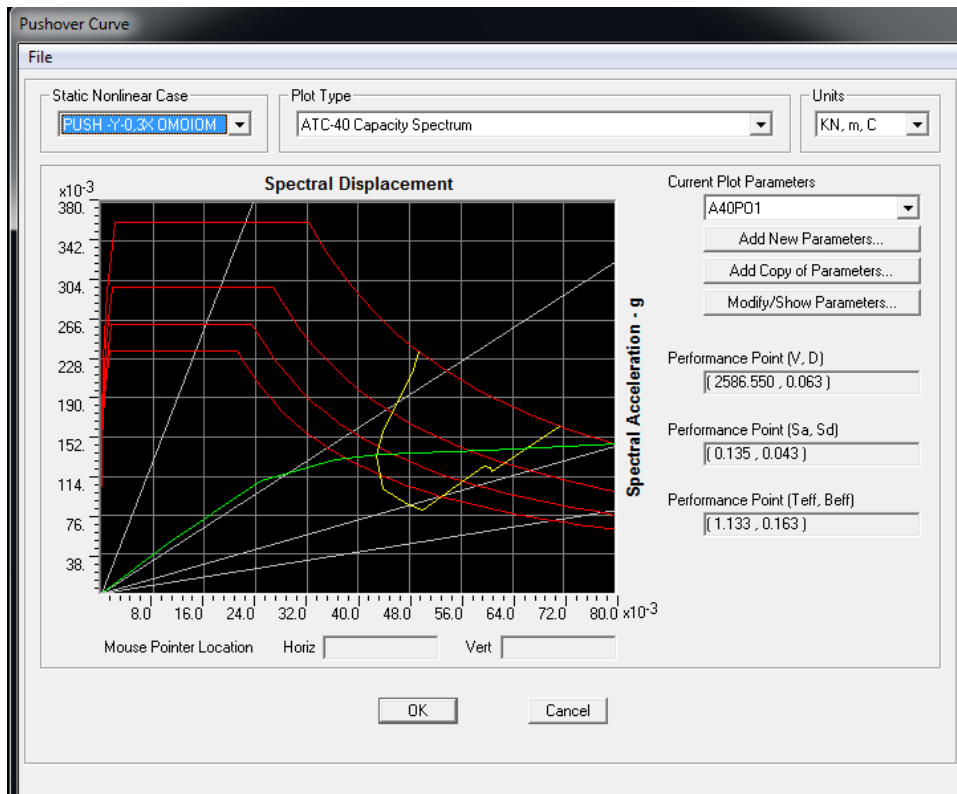
PUSH +Y+0,3X ΟΜΟΙΟΜ											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
3	2214.94	-0.0448	230	27	31	0	0	0	0	0	288
4	2444.41	-0.0590	203	36	49	0	0	0	0	0	288
<b>5</b>	<b>2643.07</b>	<b>-0.0861</b>	<b>186</b>	<b>12</b>	<b>88</b>	<b>2</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>288</b>
6	2779.03	-0.1080	178	14	71	25	0	0	0	0	288

Στο σημείο επιτελεστικότητας παρατηρείται ότι 102 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή. Όμως 2 απ' αυτά, τα υποστυλώματα Y15 και Y13 στη στάθμη του 1<sup>ου</sup> ορόφου, έχουν ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» κι έχουν εισέλθει στη στάθμη «Αποφυγή Οιονεί Κατάρρευσης».

**IV. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά -Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Y-0,3X)**



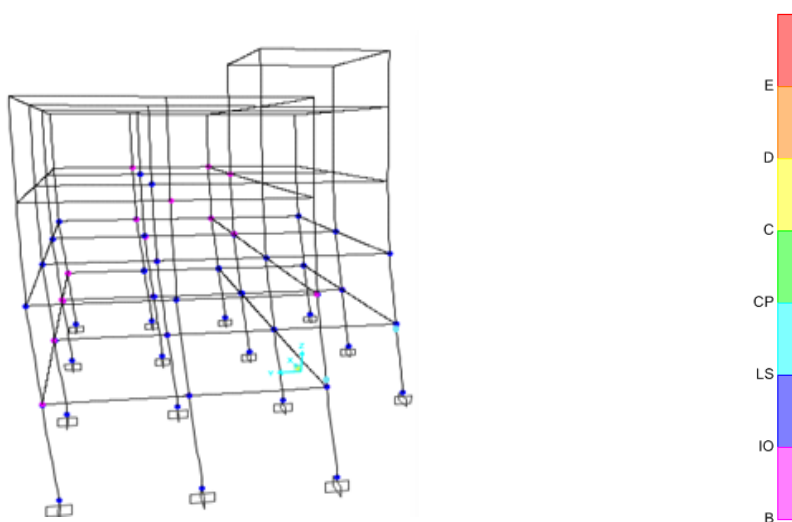
Σχ.4.24. Καμπύλη Αντίστασης



Σχ.4.25. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεσματικότητας κατά ATC-40.

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά  $-Y-0,3X$  πραγματοποιήθηκε σε 13 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, D) = (-2586,55, 0,063)$  εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 4 και 5.

PUSH -Y-0,3X ΟΜΟΙΟΜ		
Βήμα	V (KN)	D (m)
3	-2354.42	0.0533
<b>4</b>	<b>-2485.96</b>	<b>0.0620</b>
<b>ΣΕ</b>	<b>2586.55</b>	<b>0.0633</b>
<b>5</b>	<b>-2644.78</b>	<b>0.0856</b>
6	-2823.49	0.1138

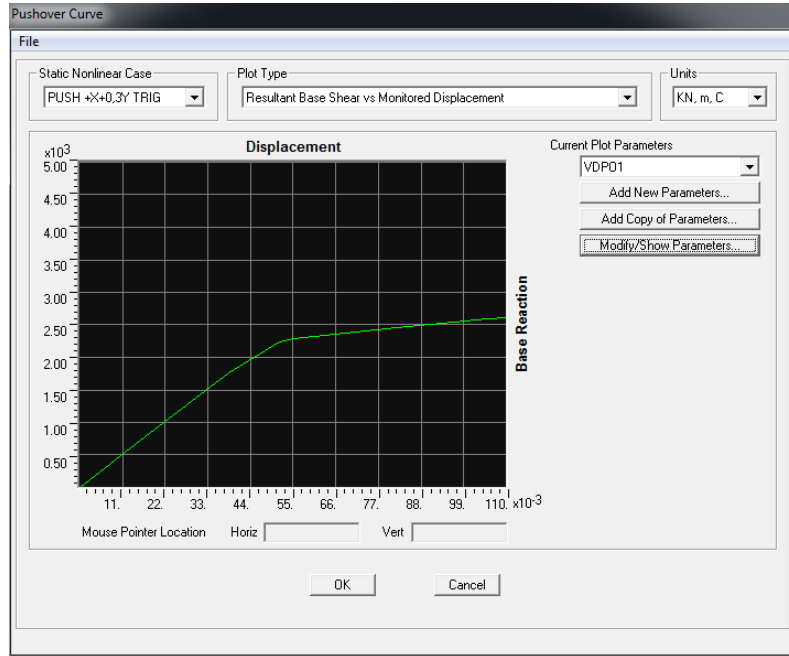


Σχ.4.26. Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο Σημείο Επιτελεστικότητας

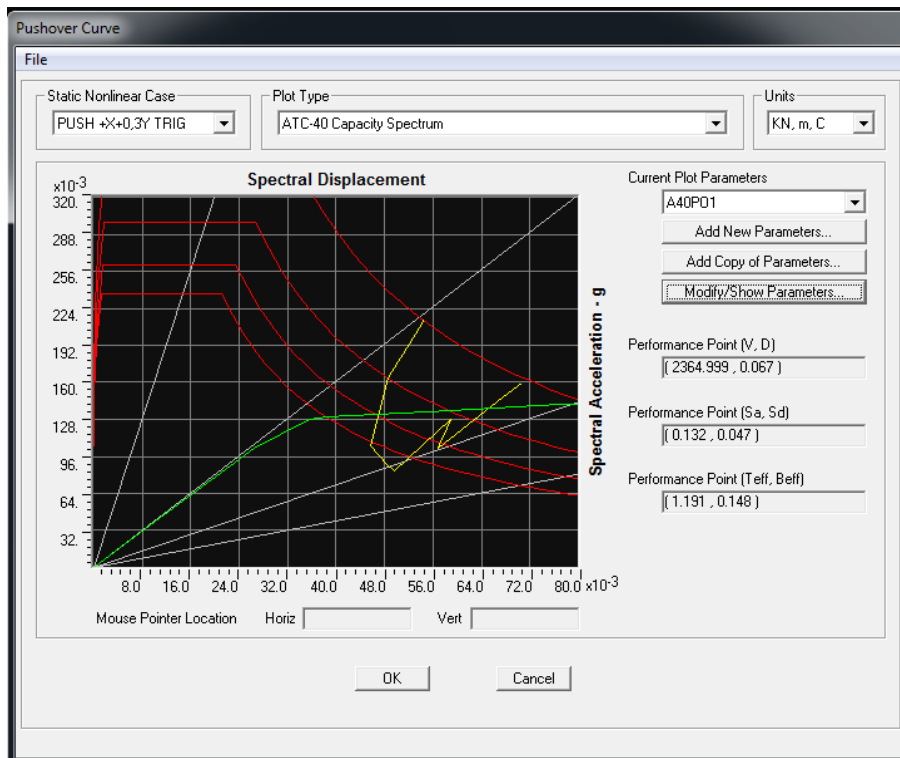
PUSH -Y-0,3X ΟΜΟΙΟΜ											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
3	-2354.42	0.0533	213	33	42	0	0	0	0	0	288
4	-2485.96	0.0620	193	57	38	0	0	0	0	0	288
<b>5</b>	<b>-2644.8</b>	<b>0.0856</b>	<b>182</b>	<b>17</b>	<b>87</b>	<b>2</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>288</b>
6	-2823.49	0.1138	174	15	67	30	2	0	0	0	288

Στο σημείο επιτελεστικότητας παρατηρείται ότι 106 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή. Όμως 2 απ' αυτά, τα υποστυλώματα Y1 και Y4 στη στάθμη του 1<sup>ου</sup> ορόφου, έχουν ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» κι έχουν εισέλθει στη στάθμη «Αποφυγή Οιονεί Κατάρρευσης».

**V. Τριγωνική Κατανομή κατά +X (δυσμενέστερος συνδυασμός +X+0,3Y)**



Σχ.4.27. Καμπύλη Αντίστασης

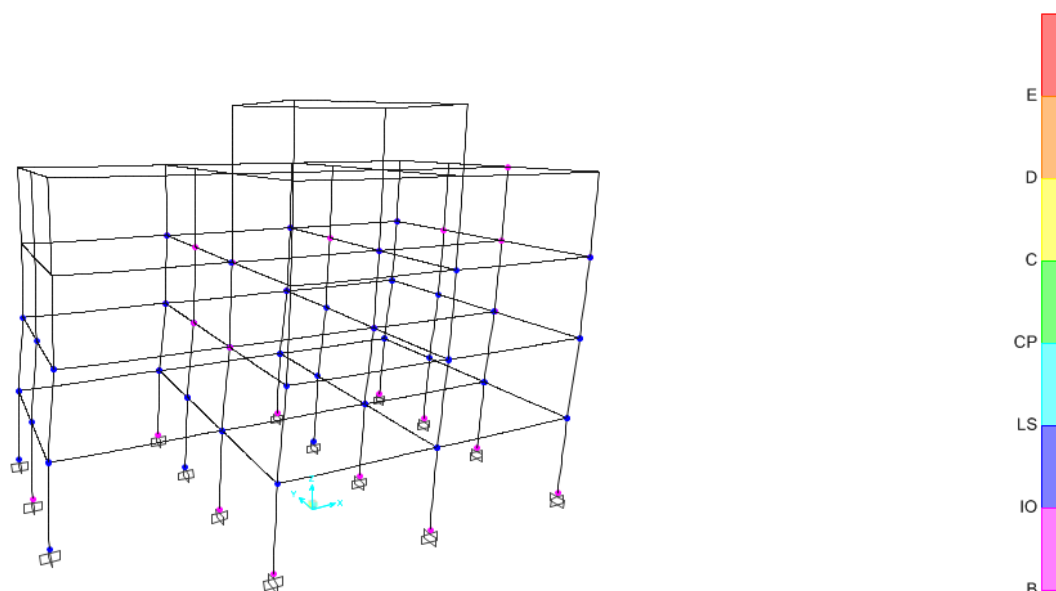


Σχ.4.28. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεσματικότητας κατά ATC-40.



Η τριγωνική ανάλυση κατά +X+0,3Y πραγματοποιήθηκε σε 16 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V, D) = (-2364,999, 0,0670) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 4 και 5.

PUSH +X+0,3Y TRIG		
Βήμα	V (KN)	D (m)
3	-2138.013	0.05140
4	<b>-2193.203</b>	<b>0.05513</b>
<b>ΣΕ</b>	<b>-2364.999</b>	<b>0.06700</b>
5	<b>-2369.941</b>	<b>0.08159</b>
6	-2476.906	0.10516

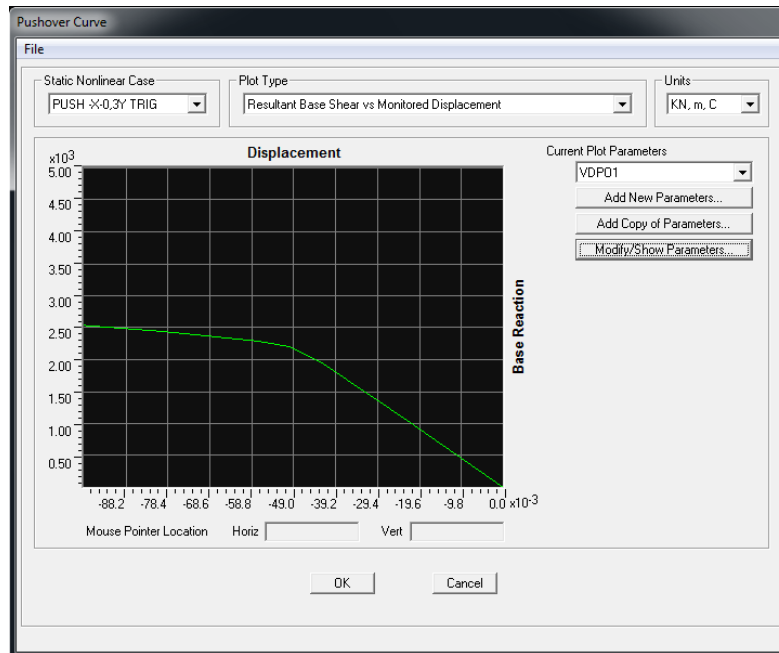


Σχ.4.29. Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο Σημείο Επιτελεστικότητας

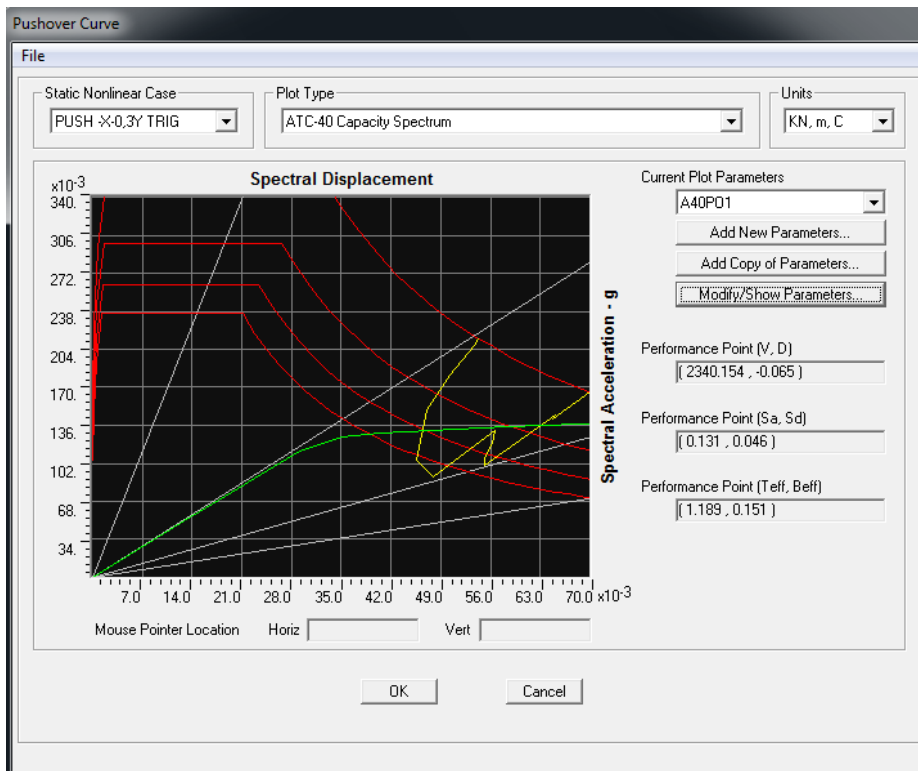
PUSH +X+0,3Y TRIG											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
3	-2138.013	0.05140	230	36	22	0	0	0	0	0	288
4	-2193.203	0.05513	214	51	23	0	0	0	0	0	288
<b>5</b>	<b>-2369.941</b>	<b>0.08159</b>	<b>191</b>	<b>28</b>	<b>69</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>288</b>
6	-2476.906	0.10516	169	41	51	24	3	0	0	0	288

Στο σημείο επιτελεστικότητας παρατηρείται ότι 97 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή, αλλά κανένα δεν έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».

**VI. Τριγωνική κατανομή κατά -X (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -X-0,3Y)**



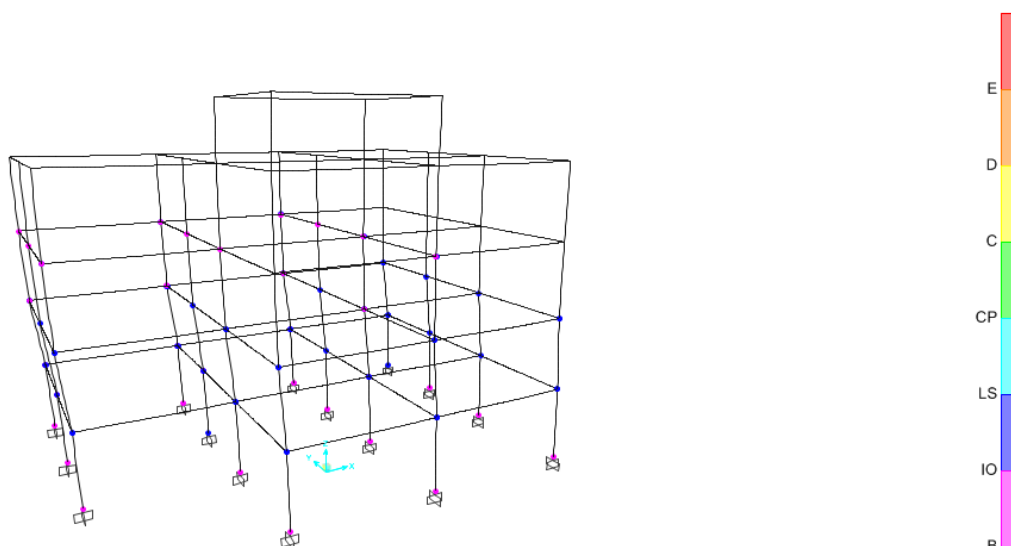
Σχ.4.30. Καμπύλη Αντίστασης



Σχ.4.31. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας κατά ATC-40.

Η τριγωνική ανάλυση κατά  $-X-0,3Y$  πραγματοποιήθηκε σε 16 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας  $(V, D) = (2340,154, -0,065)$  εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 5 και 6.

PUSH -X-0,3Y TRIG		
Βήμα	V (KN)	D (m)
4	2107.36	-0.0503
5	<b>2195.98</b>	<b>-0.0573</b>
<b>ΣΕ</b>	<b>2340.15</b>	<b>-0.0650</b>
6	<b>2352.03</b>	<b>-0.0796</b>
7	2432.77	-0.0992

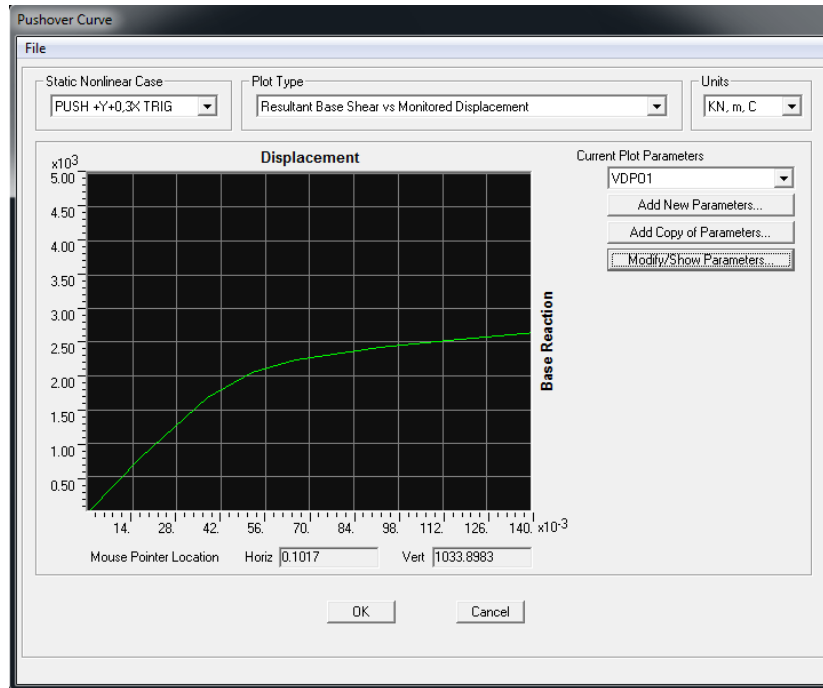


Σχ.4.32. Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο Σημείο Επιτελεστικότητας

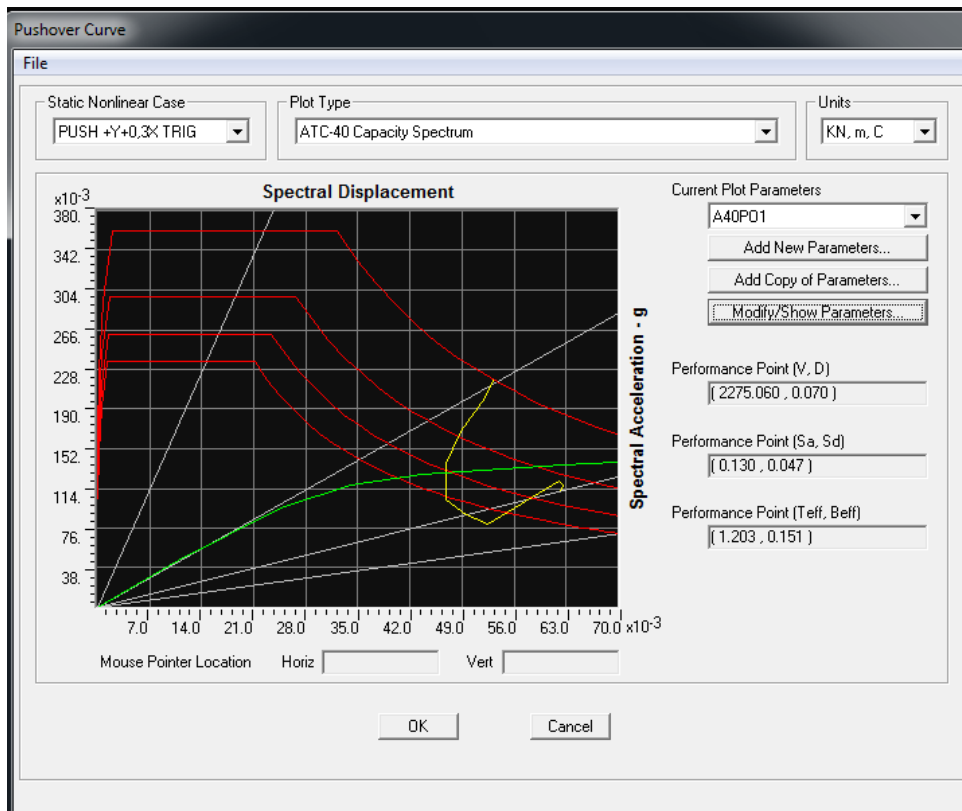
PUSH -X-0,3Y TRIG											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
4	2107.36	-0.0503	225	38	25	0	0	0	0	0	288
5	2195.98	-0.0573	206	49	33	0	0	0	0	0	288
6	<b>2352.03</b>	<b>-0.0796</b>	<b>193</b>	<b>30</b>	<b>65</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>288</b>
7	2432.77	-0.0992	175	41	50	19	1	0	2	0	288

Στο σημείο επιτελεστικότητας παρατηρείται ότι 95 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή, κανένα όμως δεν έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».

**VII. Τριγωνική κατανομή κατά +Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο +Y+0,3X)**



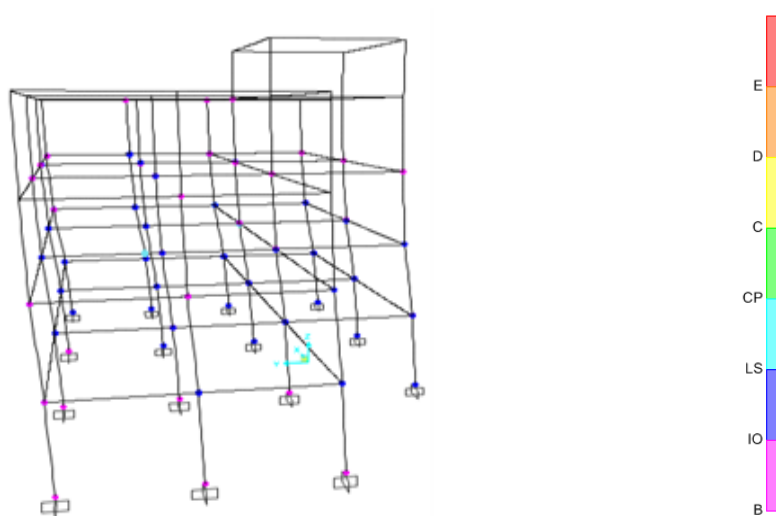
Σχ.4.33. Καμπύλη Αντίστασης



Σχ.4.34. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεσματικότητας κατά ATC-40.

Η τριγωνική ανάλυση κατά +Y+0,3X πραγματοποιήθηκε σε 11 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V, D) = (-2275,06, 0,070) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 4 και 5.

PUSH +Y+0,3X TRIG		
Βήμα	V (KN)	D (m)
3	-1966.00	0.0516
<b>4</b>	<b>-2149.39</b>	<b>0.0654</b>
<b>ΣΕ</b>	<b>-2275.06</b>	<b>0.0700</b>
<b>5</b>	<b>-2321.37</b>	<b>0.0921</b>
6	-2440.90	0.1175

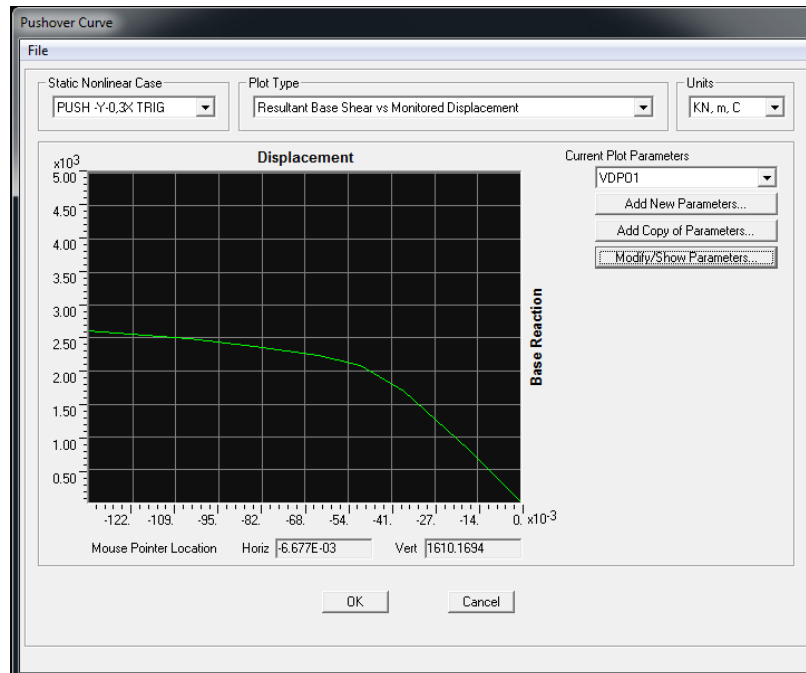


Σχ.4.35. Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο Σημείο Επιτελεστικότητας

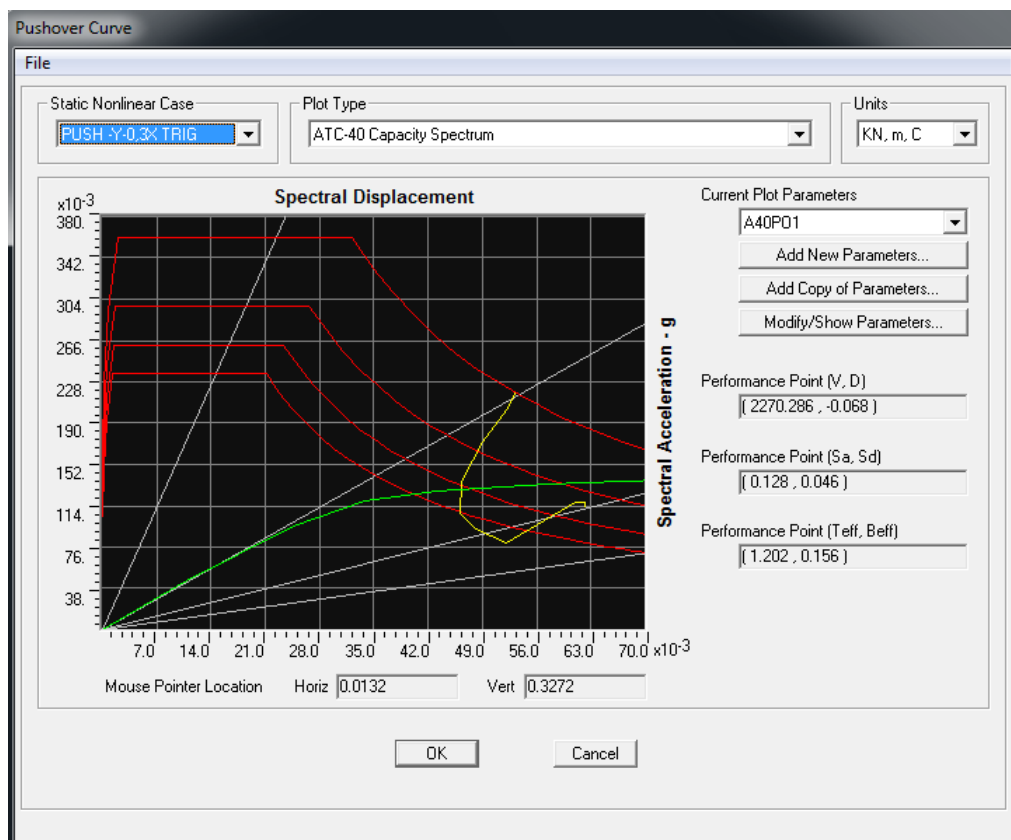
PUSH +Y+0,3X TRIG											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
3	-1966.00	0.0516	220	33	35	0	0	0	0	0	288
4	-2149.39	0.0654	188	45	55	0	0	0	0	0	288
<b>5</b>	<b>-2321.37</b>	<b>0.0921</b>	<b>161</b>	<b>33</b>	<b>93</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>288</b>
6	-2440.90	0.1175	148	28	97	15	0	0	0	0	288

Στο σημείο επιτελεστικότητας παρατηρείται ότι 127 από τα άκρα των στοιχείων έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή. Όμως 1 απ' αυτά, συγκεκριμένα το υποστύλωμα Y14 στη στάθμη του 1<sup>ου</sup> ορόφου, έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» κι έχει εισέλθει στη στάθμη «Αποφυγή Οιονεί Κατάρρευσης».

**VIII. Τριγωνική Κατανομή κατά -Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Y-0,3X)**



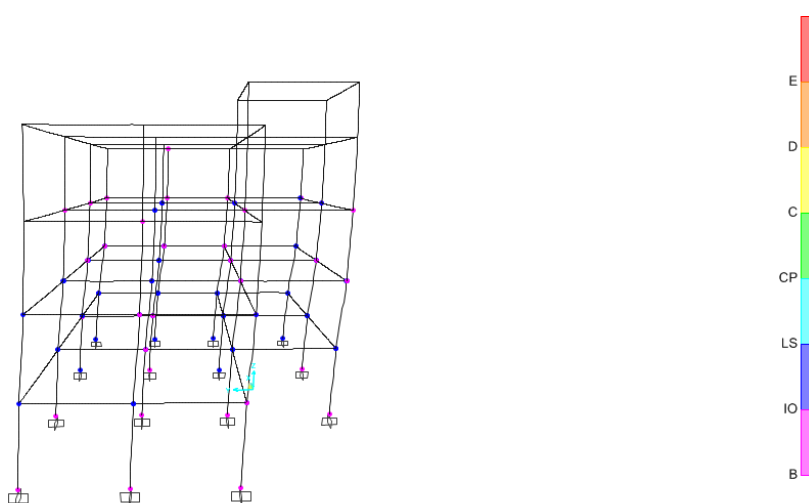
Σχ.4.36. Καμπύλη Αντίστασης



Σχ.4.37. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεσματικότητας κατά ATC-40.

Η τριγωνική ανάλυση κατά  $-Y-0,3X$  πραγματοποιήθηκε σε 11 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V, D) = (2270,286, -0,068) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 4 και 5.

PUSH -Y-0,3X TRIG		
Βήμα	V (KN)	D (m)
3	1992.75	-0.0507
4	<b>2144.05</b>	<b>-0.0638</b>
<b>ΣΕ</b>	<b>2270.29</b>	<b>-0.0680</b>
5	<b>2278.34</b>	<b>-0.0840</b>
6	2381.41	-0.1049



Σχ.4.38. Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στο Σημείο Επιτελεστικότητας

PUSH -Y-0,3X TRIG											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
3	1992.75	-0.0507	220	34	34	0	0	0	0	0	288
4	2144.05	-0.0638	187	52	49	0	0	0	0	0	288
5	<b>2278.34</b>	<b>-0.0840</b>	<b>172</b>	<b>37</b>	<b>79</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>288</b>
6	2381.41	-0.1049	156	32	88	12	0	0	0	0	288

Στο σημείο επιτελεστικότητας όπως φαίνεται 116 σημεία έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή, κανένα όμως δεν έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».

Συνοπτικά, 5 από τα άκρα των στοιχείων συνολικά δείχνουν να έχουν υπερβεί το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Αυτό όμως δεν είναι επιθυμητό κι ως εκ τούτου η κατασκευή πρέπει να ενισχυθεί.





## 5. ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

### 5.1. Εισαγωγή

Ένα πολύ συχνό φαινόμενο στην Ελλάδα είναι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα να έχουν υποστεί βλάβες μικρής ή μεγάλης έκτασης λόγω των σεισμών. Η φυσική φθορά με το χρόνο κι άλλες αιτίες όπως η έλλειψη κατάλληλων μέτρων συντήρησης των κατασκευών ή η αλλαγή χρήσης του κτιρίου, οδηγούν στη σταδιακή μείωση της αντοχής των επιμέρους μελών. Έτσι παρουσιάζεται η ανάγκη για επεμβάσεις στα βληθέντα κτίρια.

Γενικά, υπάρχουν διάφορες εναλλακτικές επεμβάσεων σε κάθε ξεχωριστή περίπτωση που ενδέχεται να οδηγούν σε αποδεκτή λύση. Πρώτα απ' όλα όμως πρέπει να γίνει η αξιολόγηση της υφιστάμενης κατασκευής, με την οποία θα γίνει αντιληπτό ποια στοιχεία έχουν αστοχήσει, τι είδους αστοχία είναι και πόσο σημαντικές είναι η ζημιές. Στη συνέχεια, ο Μηχανικός θα πρέπει να εκτιμήσει ποια διαδικασία επέμβασης είναι η καταλληλότερη και μαζί με τον Κύριο του Έργου να αποφασίσουν τη βέλτιστη λύση. Αυτό προϋποθέτει να έχει προκαθοριστεί η επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή η επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής έναντι των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού.

### 5.2. Βασικές έννοιες

#### 5.2.1. Επεμβάσεις- Επισκευές-Ενισχύσεις

Σύμφωνα με το Κεφάλαιο 2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ[2], με τον όρο «επέμβαση» νοείται οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα τη στοχευόμενη μεταβολή των υφιστάμενων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή και δομήματος κι έχει ως συνέπεια την τροποποίηση της απόκρισής του.

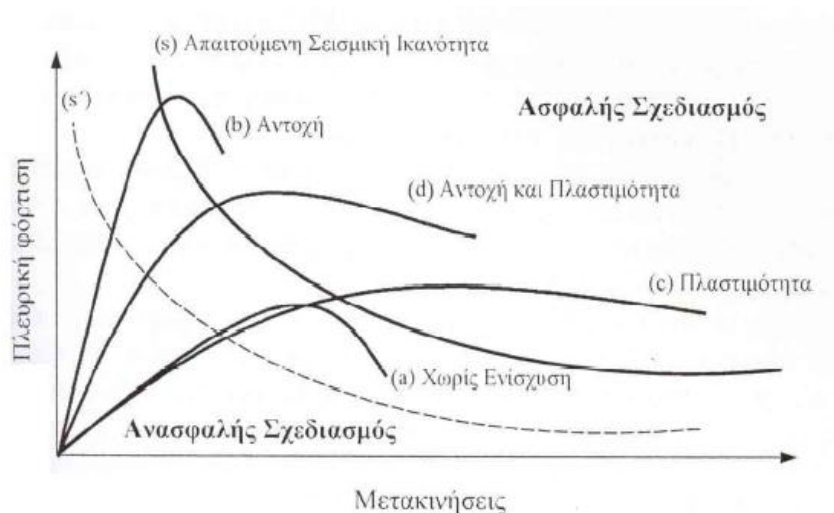
Με τον όρο «επισκευή» νοείται η διαδικασία επέμβασης σ' ένα δόμημα που έχει βλάβες με σκοπό την αποκατάσταση των προ της βλάβης μηχανικών χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων και την επαναφορά του στην αρχική φέρουσα ικανότητά του.

Με τον όρο «ενίσχυση» νοείται η διαδικασία επέμβασης σ' ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, με στόχο την αύξηση της φέρουσας ικανότητας ή της πλαστιμότητας του στοιχείου ή του φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτή του αρχικού σχεδιασμού.

### 5.2.2. Στρατηγικές Επεμβάσεων [12,13]

Οι στρατηγικές επεμβάσεων διακρίνονται σε τέσσερις κατηγορίες:

- Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα
- Αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής
- Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής (π.χ. σεισμική μόνωση)



Σχ.4.1. Στρατηγικές ενισχύσεων

### 5.3. Ενίσχυση Υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα είναι τα στοιχεία στα οποία κυρίως επικεντρώνονται οι ενισχύσεις. Εξάλλου αυτά συγκεντρώνουν το μεγαλύτερο ποσοστό βλαβών λόγω των σεισμών, εξαιτίας των μεγάλων επιβαλλόμενων παραμορφώσεων και των αυξημένων απαιτήσεων πλαστιμότητας. Όταν λοιπόν τα υποστυλώματα καλούνται να παραλάβουν μεγαλύτερα φορτία από τη διαθέσιμη αντοχή τους, τότε απαιτείται ενίσχυση.

Οι μέθοδοι ενίσχυσης υποστυλωμάτων διακρίνονται κυρίως σε δύο κατηγορίες, ανάλογα με το αν η ενίσχυση επιτυγχάνεται με ή χωρίς αύξηση της διατομής του

στοιχείου. Οι τεχνικές της πρώτης κατηγορίας στηρίζονται στην κατασκευή μανδύα γύρω απ' την παλαιά διατομή, προσθέτοντας στρώσεις σκυροδέματος και πρόσθετο οπλισμό. Αντίθετα, οι μέθοδοι της δεύτερης κατηγορίας αφήνουν τις διαστάσεις των διατομών αμετάβλητες εφαρμόζοντας ενεργό περίσφιγξη στο στοιχείο.

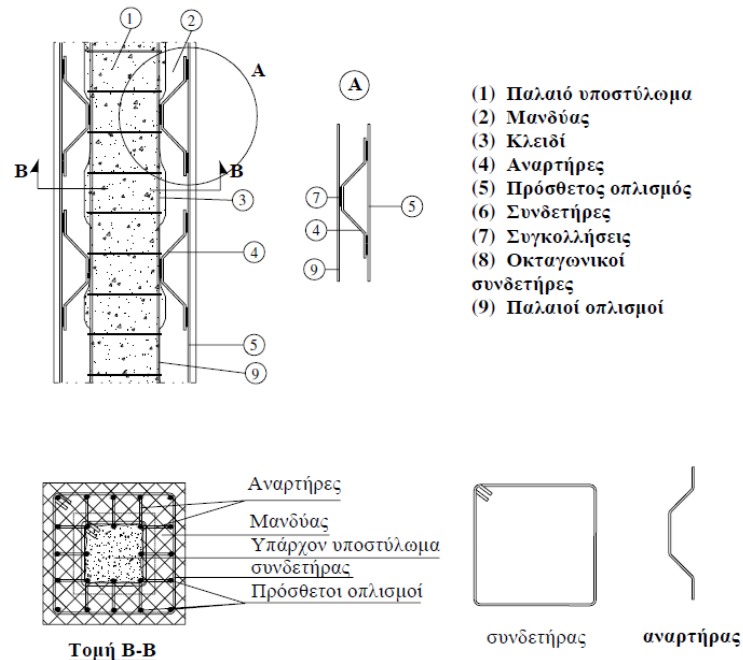
### **5.3.1. Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με αύξηση της διατομής [12,14]**

Σε περιπτώσεις που τα υποστυλώματα εμφανίζουν ανεπάρκειες όσο αφορά στην αντοχή, την δυσκαμψία και την πλαστιμότητά τους, κατάλληλη μέθοδος ενίσχυσής του είναι οι μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Η μέθοδος αυτή έχει αρκετά πλεονεκτήματα, όπως ότι δεν μεταβάλλεται η αρχιτεκτονική όψη της κατασκευής. Επιπλέον, το ότι ο μανδύας περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο, συμβάλλει στη μείωση της λυγηρότητας και στην αύξηση της δυσκαμψίας. Η ενισχυμένη διατομή όμως είναι σε θέση να παραλάβει μόνο πρόσθετα φορτία, οπότε αν το υφιστάμενο στοιχείο έχει υπερβεί τη φέρουσα ικανότητά του πριν την ενίσχυση, τότε ο τρόπος αυτός δεν έχει νόημα. Για να φέρει αποτέλεσμα απαραίτητο είναι πριν την κατασκευή της ενίσχυσης να προηγηθεί αποφόρτιση του στοιχείου.

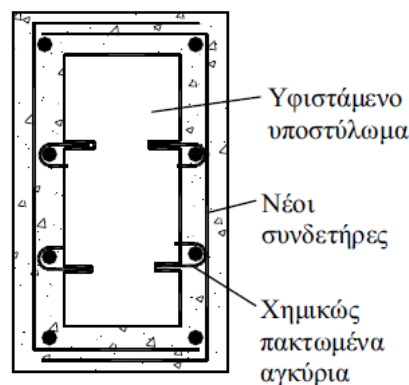
Υπάρχουν διάφορα ήδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος:

- Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα
- Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
- Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα
- Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα



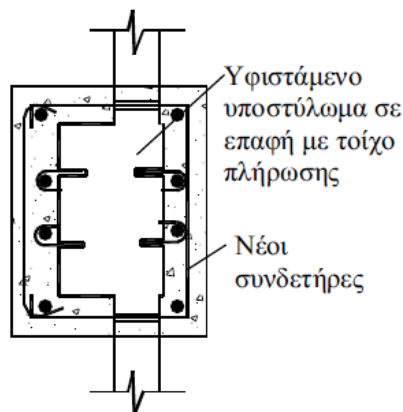
Σχ.4.2. Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος

Χρειάζεται όμως ιδιαίτερη προσοχή ώστε να εξασφαλίζεται το συμβιβαστό των παραμορφώσεων μεταξύ παλαιού και νέου στοιχείου κι αυτό επιτυγχάνεται με ηλεκτροσυγκόλληση του νέου οπλισμού στον παλιό αλλά και με χημικώς πακτωμένα αγκύρια (δράση βλήτρου). Ακόμα, η εκτράχυνση της επιφάνειας του σκυροδέματος είναι απαραίτητη για να είναι αποδοτικότερη η ενίσχυση. Μ' αυτόν τον τρόπο απομακρύνεται η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και αποκαλύπτονται τα αδρανή ώστε να μπορεί να γίνει ο καθαρισμός της επιφάνειας αυτής με αέρα υπό πίεση. Τα διαμήκη σίδερα που δεν βρίσκονται στις γωνίες του υποστυλώματος θα πρέπει να στηρίζονται πλευρικά με χρήση βλήτρων, το ένα άκρο των οποίων καταλήγει σε άγκιστρο ενώ το άλλο αγκυρώνεται στο σώμα του υφιστάμενου υποστυλώματος.



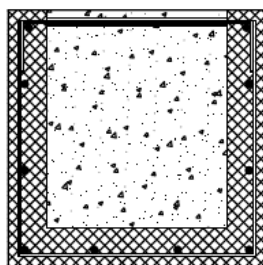
Σχ.4.3. Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος, εσωτερικό μεμονωμένο υποστύλωμα

Στην περίπτωση εξωτερικού υποστύλωματος σε επαφή με τοίχωμα οπλισμένου σκυροδέματος υπάρχει η δυνατότητα διαίρεσης του μανδύα σε δύο μέρη, ένα σε κάθε παρειά του τοιχώματος. Για την τοποθέτηση των συνδετήρων του μανδύα διανοίγονται διαμπερείς οπές που διαπερνούν εγκάρσια το τοίχωμα.



Σχ.4.4. Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος, περιμετρικό υποστύλωμα σε επαφή με τοίχωμα

Οι μανδύες κατασκευάζονται είτε ανοιχτοί είτε κλειστοί ανάλογα με τη μορφολογία του υφιστάμενου στοιχείου. Όταν δηλαδή ο μανδύας δεν μπορεί να περιβάλλει ολόκληρη τη διατομή, π.χ. λόγω μεσοτοιχίας ή αρμού, επιλέγεται η τεχνική του ανοιχτού μανδύα.



Σχ.4.5. Παράδειγμα μανδύα ανοιχτού τύπου

Σε κάθε περίπτωση, η διαστασιολόγηση του μανδύα θα πρέπει να γίνεται με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν απ' τις αναλύσεις.

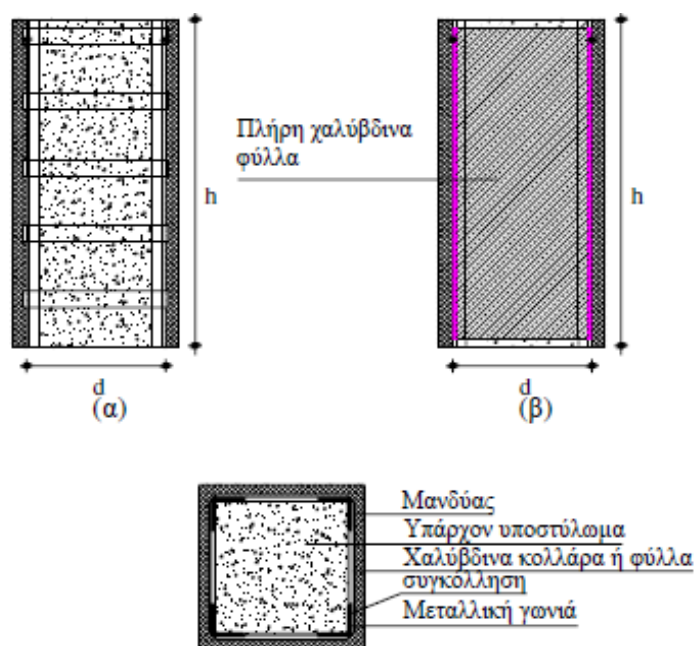
### 5.3.2. Ενίσχυση Υποστυλωμάτων με Περίσφιγξη [2,12,14,15]

Εφαρμόζοντας τη μέθοδο αυτή δεν αυξάνεται η διατομή του υποστύλωματος. Είναι επίσης πολύ αποτελεσματική όταν στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας και της διατμητικής αντοχής του στοιχείου, όταν μια αύξηση της θλιπτικής αντοχής

του σκυροδέματος έως 30% είναι ικανοποιητική ή ακόμα κι όταν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας της συνάφειας των κατακόρυφων οπλισμών του υποστυλώματος στην περιοχή υπερκάλυψής τους. Κάποιες τεχνικές τέτοιου είδους ενίσχυσης είναι οι ακόλουθες:

❖ Μεταλλικός κλωβός

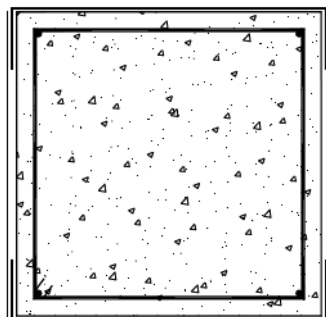
Προσαρμόζονται τέσσερα μεταλλικά γωνιακά στις κορυφές του υποστυλώματος που συσφίγγονται με ειδικά κλειδιά ώστε να επιβληθεί περίσφιγξη. Τα γωνιακά αυτά συνδέονται με το υποστυλώμα είτε με συγκόλληση είτε κοχλιωτά με χρήση αγκυρίων. Πάνω στα γωνιακά συγκολλούνται οριζόντια μεταλλικά ελάσματα. Το κενό μεταξύ του κλωβού και του σκυροδέματος συνήθως πληρώνεται με μη συρρικνούμενη κονία. Εναλλακτικά, για υποστυλώματα με σχετικά μικρό ύψος τα μεταλλικά ελάσματα αντικαθίστανται από πλήρη χαλυβδόφυλλα.



Σχ.4.6. Περίσφιγξη με μεταλλικό κλωβό: α) μεταλλικά ελάσματα, β) πλήρη χαλυβδόφυλλα

❖ Επικολητά χαλύβδινα κολλάρα

Συνηθίζεται να έχουν πάχος 1-2mm, εντός των οποίων εγκιβωτίζεται ολόκληρη η διατομή του ενισχυόμενου υποστυλώματος. Σημειώνεται ότι τα προεντεταμένα κολλάρα έχουν μεγαλύτερη αποδοτικότητα.



Σχ.4.7. Περίσφιγξη με επικολλητά χαλύβδινα κολάρα

❖ Σπειροειδής οπλισμός

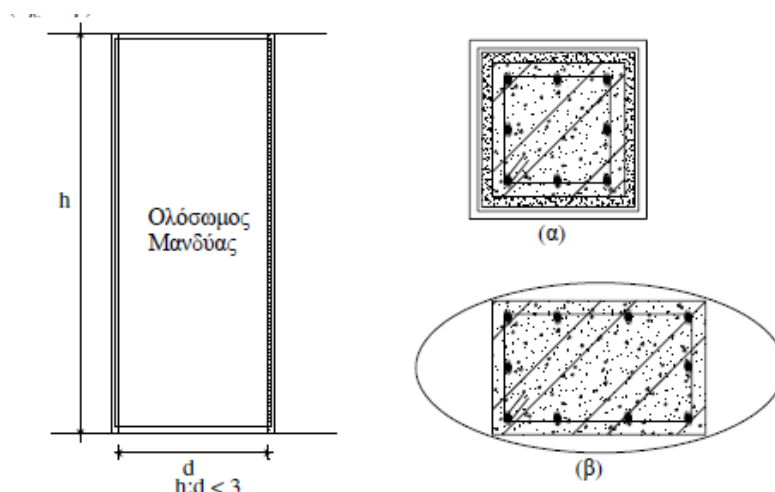
Αποτελείται από μεταλλικά ελάσματα κι εφαρμόζεται κυρίως στις κολώνες κυκλικής διατομής. Τοποθετείται εξωτερικά και περιβάλλει ολόκληρο το στοιχείο.



Σχ.4.8. Περίσφιγξη με σπειροειδή οπλισμό

❖ Ολόσωμος μεταλλικός μανδύας

Υλοποιείται πιο συχνά στα κυλινδρικά υποστυλώματα. Μεταξύ του μανδύα και του υφιστάμενου υποστυλώματος υπάρχει ένα δακτυλιοειδές κενό που πληρώνεται με τσιμεντένεμα. Για την εφαρμογή της μεθόδου σε κολώνες ορθογωνικής διατομής επιλέγεται μανδύας σε σχήμα έλλειψης. Ο συγκεκριμένος τρόπος ενίσχυσης συμβάλλει όχι μόνο στην αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, της καμπτικής και διατμητικής αντοχής του στοιχείου αλλά και στην αύξηση της πλαστιμότητας.



Σχ.4.9. Περίσφιγξη με ολόσωμο μανδύα: α)ορθογωνική διατομή, β)ελλειψοειδής διατομή

#### ❖ Μανδύας από σύνθετα υλικά

Η ενίσχυση αυτή επιτυγχάνεται με ινοπλισμένα πολυμερή (ΙΟΠ ή FRP) άνθρακα, γυαλιού ή αραμιδίου. Οι μανδύες έχουν διάφορες μορφές:

- ολόσωμοι
- περιορισμένου ύψους (μεμονωμένες λωρίδες ΙΟΠ)
- προεντεταμένοι μανδύες
- σπειροειδής οπλισμός

Οι μανδύες αυτοί επιβάλλουν εξωτερική περίσφιγξη και εισάγουν τριαξονική θλίψη. Έτσι, αυξάνεται η θλιπτική αντοχή και η πλαστιμότητα του στοιχείου, ενώ ταυτόχρονα μειώνονται οι πιθανότητες λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων. Επιπλέον, τα υλικά αυτά έχουν μεγάλη ανθεκτικότητα σε ηλεκτροχημική διάβρωση και πολύ μικρό βάρος σε σχέση με την αντοχή τους. Εγκαθίστανται επίσης εύκολα, αλλά απαιτούνται περισσότερα «εργατικά».

### 5.4. Διαστασιολόγηση Επεμβάσεων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ[2].

#### 5.4.1. Διεπιφάνεια παλαιών και νέων υλικών

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, οι απαιτούμενες συνδέσεις παλαιών και νέων υλικών οφείλουν να ελέγχονται ώστε να εξασφαλίζεται συνεργασία στη διεπιφάνεια.

$$R_{id} \geq S_{id}$$

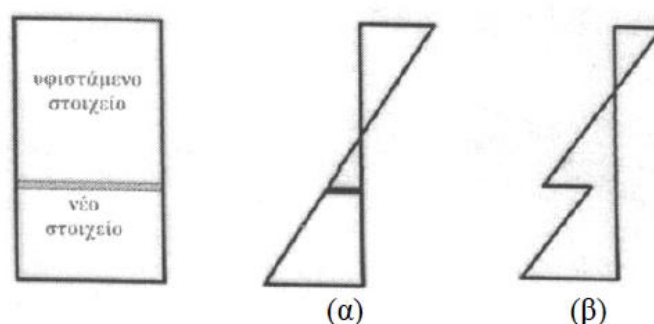
όπου:



$R_{id}$  = Η αντίσταση της υπόψη σύνδεσης στη σχετική διεπιφάνεια, αντιστοιχεί σ' ένα μέγεθος μέγιστης ανεκτής σχετικής μετακίνησης στην υπόψη διεπιφάνεια.

$S_{id}$  = Η αντίστοιχη δύναμη που δρα στη διεπιφάνεια, όπως υπολογίζεται απ' τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού που ενεργούν στην περιοχή.

Όταν δεν διατίθενται αξιόπιστες μέθοδοι για την πρόβλεψη της σχετικής ολίσθησης στη διεπιφάνεια, επιτρέπεται να χρησιμοποιείται μια προσεγγιστική μέθοδος μονολιθικής συμπεριφοράς, υπό τον όρο ότι το εντατικό μέγεθος δράσης θα λαμβάνεται ίσο με  $S_{id}/k$ , όπου  $k$  ο αντίστοιχος συντελεστής μονολιθικότητας.



Σχ.4.10. Κατανομή παραμορφώσεων σε καμπτόμενη σύνθετη διατομή

(α) με μονολιθική συμπεριφορά

(β) με ολίσθηση στη διεπιφάνεια

#### 5.4.2. Μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα

Υπολογίζεται η θλίβουσα δύναμη του μανδύα:

$$F_{cm} = \frac{N_v + N_E}{2} + F_M = \frac{N_v + N_E}{2} + \frac{M_n}{z}$$

όπου:

- $N_v$ , η αξονική δύναμη λόγω πρόσθετων κατακόρυφων φορτίων και λόγω της αφαίρεσης της υποστύλωσης που αντιστοιχούν στον μανδύα μετά την επέμβαση.
- $N_E$ , η αξονική δύναμη που αντιστοιχεί στον μανδύα λόγω σεισμού.
- $F_M$ , δύναμη που προέρχεται απ' την καμπτική ροπή που θα επιβληθεί μετά την επέμβαση  $M_n$ .

Η θλίβουσα δύναμη του μανδύα, μεταφέρεται ως διατμητική δύναμη στη διεπιφάνεια μέσω τριβής, συγκολλημένων αναρτήρων και βλήτρων, εντός του διαθέσιμου μήκους συναρμογής  $u_o$ , και θα πρέπει:

$$F_{cm} \leq V_{Rid}$$

όπου 
$$V_{Rid} = 4u_o \mu f_{ctm} t + 10n_b \frac{A_{sb}}{h_s} + n_D F_{ud} \quad (\text{kN, mm})$$

- ✓  $u_o$ , το μήκος συναρμογής σε κάθε άκρο του μανδύα
- ✓  $\mu$ , συντελεστής τριβής ( $\mu=1$ )
- ✓  $f_{ctm}$ , η μέση τιμή της εφελκυστικής αντοχής σκυροδέματος του μανδύα
- ✓  $t$ , το πάχος του μανδύα
- ✓  $n_b$ ,  $n_D$ , ο συνολικός αριθμός αναρτήρων και βλήτρων αντίστοιχα, που διατάσσονται εντός της θλιβόμενης ζώνης, στο κάθε άκρο του μανδύα
- ✓  $A_{sb}$ , εμβαδόν διατομής αναρτήρα
- ✓  $h_s$ , απόσταση μεταξύ του αρχικού και του γειτονικού προς αυτόν νέου διαμήκους οπλισμού.
- ✓  $F_{ud}$ , η αντίσταση ενός βλήτρου

$$F_{ud} = \frac{1,30d_b^2}{\gamma_{Rd}} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Για την ανάληψη των εφελκυστικών τάσεων ρηγμάτωσης πρέπει να διατάσσονται πυκνοί συνδετήρες. Οι ελάχιστοι συνδετήρες που απαιτούνται ελέγχονται από τη σχέση:

$$\frac{A_{sw}}{\alpha_{sw}} \geq \frac{t \cdot f_{ctm}}{f_{ywd}}$$

όπου:

- $A_{sw}$ , το εμβαδόν της διατομής της ράβδου του συνδετήρα
- $\alpha_{sw}$ , η απόσταση των συνδετήρων
- $f_{ywd}$ , το όριο της διαρροής των συνδετήρων

Αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία διατάσσονται συνδετήρες  $\Phi 8/75\text{mm}$ .

Σε περίπτωση που εφαρμοστεί μια προσεγγιστική διαδικασία λόγω ανεπάρκειας των στοιχείων, είναι δυνατό να χρησιμοποιηθούν οι παρακάτω συντελεστές μονολιθικότητας:

$$k_k = 0,80$$

$$k_r = 0,90$$

$$k_{\theta y} = 1,25$$

$$k_{\theta u} = 0,80$$

### 5.4.3. Ενίσχυση με περίσφιγξη

#### 5.4.3.1. Εφαρμογή εξωτερικής περίσφιγξης στο στοιχείο

Ο απαιτούμενος οπλισμός περίσφιγξης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$A_j / s = \gamma_{Rd} \frac{(1 - \lambda_s) 1}{\beta} \frac{f_{yk}}{\mu \sigma_{jd}} \frac{A_b}{\ell_s}$$

όπου:

- $\gamma_{RD}=1,50$
- $A_j = t_j \cdot w_j$ , είναι το εμβαδόν της διατομής του οπλισμού περίσφιγξης υπό μορφή κολάρων, όπου  $t_j$  είναι το πάχος και  $w_j$  το πλάτος της διατομής των κολάρων.
- $s$  είναι η αξονική απόσταση των κολάρων.
- $A_b = \pi d_s^2 / 4$ , είναι το εμβαδόν μιας ματιζόμενης ράβδου.
- $\sigma_{jd} = E_j \varepsilon_{jd}$ , είναι η επιστρατευόμενη αξονική τάση σχεδιασμού των στοιχείων της περίσφιγξης

Όταν η ενίσχυση γίνεται με στοιχεία από χάλυβα τότε  $\sigma_{jd, \max} = f_{yd}$ . Όταν ακόμα η ενίσχυση γίνεται με στοιχεία από ΙΟΠ τότε  $\sigma_{jd, \max} = 0,75 E_j \varepsilon_{ju}$ , ώστε να ληφθεί υπόψη η πρόσθετη τοπική επιπόνηση του ΙΟΠ λόγω της καμπύλωσης του υλικού και της προς τα έξω παραμόρφωσης μιας γωνιακής ράβδου.

- $\lambda_s$ , συντελεστής που εκφράζει το μέγεθος της συνεισφοράς της συνάφειας του ήδη διατιθέμενου μήκους μάτισης. Συνίσταται να λαμβάνεται  $\lambda_s = 0$ .
- $\mu$ , συντελεστής τριβής στη θέση της αναμενόμενης ρηγμάτωσης. (Προτείνεται  $\mu = 1,00$ ).
- $\beta = b_f / B \leq 1$  όπου  $b_f$  είναι το πλάτος της ζώνης τριβής πάνω στη ρωγμή κατά μήκος της ματιζόμενης ράβδου και  $B$  το πλάτος της κατανομής συνολικής θλιπτικής δύναμης που εισάγεται από την επιστρατευόμενη αξονική δύναμη του υλικού περίσφιγξης  $F_j = \sigma_j A_j l_s / s$ . Οι τιμές του  $\beta$  προσεγγίζουν τη μονάδα αν  $c/d_s \leq 2$ , όπου  $c$  η μικρότερη επικάλυψη ματιζόμενης ράβδου.

Σημειώνεται ότι για γωνιακές ράβδους δομικών στοιχείων ορθογωνικής διατομής και θέτοντας  $s_u=2\text{mm}$ :

$$(A_j/s)_{\text{α.π.}} = 1.3 \left[ k_1 \left( \frac{f_{sy}}{f_c} \frac{d_s}{\ell} \right) - 0.4 \frac{c}{l_s} - 0.30 \right]^2 \frac{f_c^2 d_s^2}{k_2 E_j f_{ctm}} \text{ (mm)}$$

όπου:

- $f_c, f_{sy}$ , οι μέσες τιμές αντοχής σκυροδέματος και διαρροής χάλυβα αντίστοιχα
- $k_1, k_2$ , δείκτες που εκφράζουν τον αποδεκτό βαθμό βλάβης πριν απ' την αστοχία  
 $k_1=1,7$  για στάθμη επιτελεστικότητας A  
 $k_1=1,5$  για στάθμη επιτελεστικότητας B ή Γ  
 $k_2=0,3$
- $c/d_s \leq 1,5$

Επί προσθέτως, εάν χρησιμοποιηθεί συνεχής εξωτερικός μανδύας από χάλυβα, το πάχος του υλικού ενίσχυσης θα πρέπει να είναι τουλάχιστον 1mm, ενώ αν είναι από ΙΟΠ το ονομαστικό πάχος των ινών θα πρέπει να είναι τουλάχιστον 0.25mm.

#### 5.4.3.2. Επεμβάσεις με στόχο την ενίσχυση της εφελκόμενης ζώνης έναντι ορθής τάσης

Το ενισχυμένο στοιχείο θεωρείται μονολιθικό. Η εκτίμηση της καμπτικής του αντίστασης και των άλλων χαρακτηριστικών του μπορεί να γίνει θεωρώντας το υλικό ενίσχυσης ως νέο εξωτερικό οπλισμό. Ο νέος οπλισμός υπολογίζεται έτσι ώστε μαζί με τον παλιό να μπορούν να αναλάβουν τις εφελκυστικές δυνάμεις που αντιστοιχούν στη συνολική καμπτική ένταση στην περιοχή της ενίσχυσης. Επομένως για τον υπολογισμό της απαιτούμενης διατομής του οπλισμού ενίσχυσης σε βαθμό προμελέτης χρησιμοποιείται η σχέση:

$$A_j = \frac{\Delta M_{do}}{z \sigma_{jd}}$$

όπου:

- $\Delta M_{do}$ , είναι η πρόσθετη ροπή που καλείται να αναλάβει η ενισχυμένη διατομή (επιπλέον της  $M_{do}$  που καλείται να αναλάβει η αρχική)
- $z$ , ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων ( $\approx 0,9d_j$ )
- $d_j$  το στατικό ύψος της διατομής, μετρούμενο από την στάθμη του εξωτερικού οπλισμού
- $\sigma_{jd}$ , η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του νέου οπλισμού

Πρέπει όμως η  $\sigma_{jd}$  να υπολείπεται της μικρότερης τιμής  $\sigma_{jd}$  που προκύπτει απ' τις ακόλουθες δύο μορφές αστοχίας:

- Αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης

$$\sigma_{j,crit} = f_{jk}$$

$$\sigma_{jd} = f_{jk} / \gamma_m$$

όπου

- $f_{jk}$ : είναι η χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης.  
Επισημαίνεται ότι αν το υλικό είναι χάλυβας τότε  $f_{jk} = f_{sy}$ , δηλαδή αστοχία θεωρείται η διαρροή του, ενώ αν είναι ΙΟΠ η θραύση του, οπότε  $f_{jk} = f_{uIOI}$
- $\gamma_m$ : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για το υλικό ενίσχυσης  
Για τον χάλυβα  $\gamma_m = \gamma_s$ , ενώ για τα ΙΟΠ  $\gamma_m = 1,20$ .

- Πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπάρκειας της σύνδεσης κατά μήκος του στοιχείου ή της αγκύρωσης των άκρων του:

$$\sigma_{jd} = \sigma_{j,crit} / \gamma_{RD}$$

όπου:

- $\gamma_{RD}$ , κατάλληλος συντελεστής ασφαλείας που καλύπτει τις αβεβαιότητες του προσομοιώματος. Λαμβάνεται ίσος με 1,20.
- $\sigma_{j,crit}$ , η τάση του υλικού που οδηγεί στην αποκόλληση

$$\sigma_{j,crit} \equiv \beta \frac{\tau_b^{α_{ποκ.}}}{t_j} L_e$$

όπου

- $\beta = \beta_w \beta_L$  διορθωτικός συντελεστής

$\beta_w$ , συντελεστής επιρροής πλάτους οπλισμού ενίσχυσης

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - b_j / b_w}{1 + b_j / b_w}}$$

$b_j$ , το πλάτος του υλικού ενίσχυσης

$b_w$ , το πλάτος του εφελκόμενου πέλματος του δομικού στοιχείου επί του οποίου επικολλάται το υλικό ενίσχυσης

$\beta_L$ , συντελεστής επιρροής του διατιθέμενου μήκους αγκύρωσης

$$\beta_L = \sin\left(\frac{\pi \lambda}{2}\right) \equiv \lambda(2 - \lambda) \quad \lambda = \frac{L_{av}}{L_e} < 1,0$$

$L_{av}$ , το διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης του οπλισμού ενίσχυσης.

$\beta_L=1,0$  όταν  $\lambda \geq 1,0$

- $\tau_b^{αποκ} = f_{ctm}$
- $L_e$  το ενεργό μήκος αγκύρωσης θεωρώντας ότι το άνοιγμα της κρίσιμης ρωγμής ισούται με 0,5mm.

$$L_e = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2f_{ctm}}} \text{ (MPa,mm)}$$

όπου  $t_j$ ,  $E_j$  είναι το πάχος και το μέτρο ελαστικότητας του υλικού ενίσχυσης αντίστοιχα.

Απαιτείται ακόμα ειδικός έλεγχος για την περίπτωση πρόωρης διατμητικής αστοχίας του αρχικού στοιχείου στην περιοχή απόληξης του ελάσματος (ή υφάσματος) ενίσχυσης. Η αστοχία αυτή συμβαίνει συνήθως με τη μορφή απόσχισης της επικάλυψης του διαμήκους οπλισμού του στοιχείου στην περιοχή όπου απολήγει ο οπλισμός ενίσχυσης. Προσεγγιστικά πάντως μπορεί να εφαρμόζεται το παρακάτω κριτήριο:

$$V_{sd}^{απολ.} \leq V_{RD,c}^{απολ.} \quad \text{και} \quad M_{sd}^{απολ.} \leq 2/3 M_{RD}^{απολ.}$$

όπου

- $V_{sd}^{απολ.}$  και  $V_{RD,c}^{απολ.}$ , είναι οι τιμές της τέμνουσας σχεδιασμού και της τέμνουσας που αναλαμβάνει το σκυρόδεμα στη θέση που απολήγει ο οπλισμός ενίσχυσης.
- $M_{sd}^{απολ.}$ , είναι η τιμή της καμπτικής ροπής σχεδιασμού στη θέση που απολήγει ο οπλισμός ενίσχυσης.
- $M_{RD}^{απολ.}$ , είναι η αντίστοιχη ροπή αντοχής στην ίδια θέση.

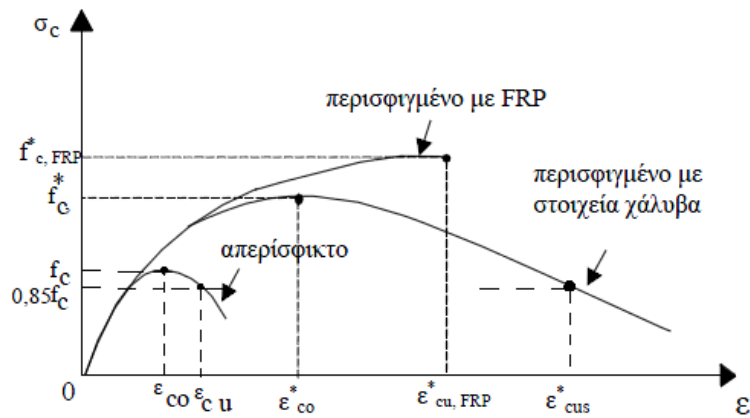
Αν το κριτήριο αυτό δεν ικανοποιείται, απαιτείται πρόσθετος εξωτερικός οπλισμός διάτμησης που θα αναλάβει τέμνουσα ίση με:

$$V_{Sdj} = \frac{A_j \sigma_{jd}}{A_{so} f_{ydo} + A_j \sigma_{jd}} V_{sd}^{απολ.}$$

όπου:

- $A_{so}$ ,  $f_{ydo}$ , είναι το εμβαδόν της διατομής και το όριο διαρροής του εφελκόμενου οπλισμού που υπάρχει στο αρχικό στοιχείο.
- $A_j$ , είναι το εμβαδόν της διατομής του απαιτούμενου εξωτερικού οπλισμού καμπτικής ενίσχυσης.

## 5.4.3.3. Επεμβάσεις με στόχο την αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας [2,13]



Σχ.4.11 Συγκριτικά αποτελέσματα ενίσχυσης στοιχείου με διάφορα είδη περίσφιγξης

Για τα διάφορα είδη ενίσχυσης με περίσφιγξη ισχύει:

- Για χαλύβδινη περίσφιγξη  
 $\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$
- Για περίσφιγξη με ΙΟΠ άνθρακα  
 $\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 (f_{c,c}/f_c)^2$
- Για περίσφιγξη με ΙΟΠ γυαλιού  
 $\varepsilon_{cu,c} = 0,007 (f_{c,c}/f_c)^2$

όπου  $f_{c,c} = (1,125 + 1,25\alpha\omega_{wd})f_c$  και  $\alpha\omega_{wd}$  είναι τιμή με την οποία το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων της υπόψη διατομής θα παρουσιάζει  $\mu_{\phi, απ} = \phi_u/\phi_r$ .





## 6. ΒΕΛΤΙΣΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

### 6.1. Εισαγωγή

Στις μέρες μας που η επιστήμη και η τεχνολογία των υπολογιστών γνωρίζει ραγδαία εξέλιξη, αναμενόμενο είναι να αυξάνονται οι απαιτήσεις και στο χώρο των κατασκευών. Αυτό σημαίνει ότι ο μηχανικός πλέον, πέρα από την ασφάλεια του έργου πρέπει να στοχεύει και σε άλλες προδιαγραφές, όπως για παράδειγμα η ελαχιστοποίηση του κόστους ή του βάρους της κατασκευής. Επομένως η αυστηρή τήρηση των περιορισμών αντοχής και λειτουργικότητας σε συνάρτηση με την ικανοποίηση της ελαχιστοποίησης οικονομικών κυρίως κριτηρίων συνθέτουν το «βέλτιστο» σχεδιασμό κι έχουν ως αποτέλεσμα τη μέγιστη δυνατή απόδοση του έργου. Ως εκ τούτου «βελτιστοποίηση μιας κατασκευής» είναι η λογική διαδικασία διερεύνησης κάποιου σχεδιασμού που να είναι καλύτερος από όλους τους υπόλοιπους μέσα σ' ένα πλαίσιο αντικειμενικών, γεωμετρικών και χαρακτηριστικών περιορισμών.

Σκοπός του σχεδιαστή-μηχανικού είναι να βρει τον κατάλληλο συνδυασμό ανεξάρτητων μεταβλητών που λαμβάνουν πραγματικές ή ακέραιες τιμές και ονομάζονται *παράμετροι ή μεταβλητές σχεδιασμού* (design variables), ώστε να βελτιστοποιηθεί η *αντικειμενική συνάρτηση* του προβλήματος (objective functions). Τα προβλήματα βελτιστοποίησης όμως υπόκεινται συνήθως σε *περιορισμούς*, όπως το εύρος μέσα στο οποίο κινούνται οι παράμετροι σχεδιασμού, αλλά και σε *συναρτήσεις περιορισμού* που καθορίζουν το χώρο των αποδεκτών λύσεων του προβλήματος.

Για τον υπολογισμό του βέλτιστου σχεδιασμού δύο είναι τα βήματα που πρέπει να ακολουθηθούν. Το πρώτο αφορά τη μαθηματική διατύπωση του προβλήματος βελτιστοποίησης στο μοντέλο βελτιστοποίησης. Ορίζονται δηλαδή οι παράμετροι σχεδιασμού, η σχέση μεταξύ αυτών των παραμέτρων, καθορίζεται η προς βελτιστοποίηση συνάρτηση, αλλά και οι περιορισμοί που τίθενται στο πρόβλημα. Το δεύτερο βήμα περιλαμβάνει την επιλογή του κατάλληλου αλγορίθμου βελτιστοποίησης και το συνδυασμό του με το δομοστατικό μοντέλο και το μοντέλο βελτιστοποίησης.

## 6.2. Μαθηματικό Μοντέλο Βελτιστοποίησης

### 6.2.1. Διατύπωση

Το μαθηματικό μοντέλο για την βελτιστοποίηση εξαρτάται κάθε φορά από το σύστημα στο οποίο αναφέρεται. Χαρακτηρίζεται από αντικειμενικές συναρτήσεις και συναρτήσεων περιορισμού που είναι κυρίως μη γραμμικές και ασυνεχείς. Παρόλο που το είδος των παραμέτρων σχεδιασμού αλλά και των συναρτήσεων περιορισμού μπορεί να διαφέρει σημαντικά από πρόβλημα σε πρόβλημα, η γενική μαθηματική διατύπωση του προβλήματος είναι ενιαία και είναι της μορφής:

$$\begin{aligned} \min F(\mathbf{s}_i) \quad \mathbf{s}_i \in D \\ g_j(\mathbf{s}_i) \leq 0 \quad j=1, 2, \dots, k \end{aligned}$$

όπου  $F(\mathbf{s}_i)$  είναι η αντικειμενική συνάρτηση του προβλήματος και  $g_j(\mathbf{s}_i)$  είναι οι συναρτήσεις περιορισμού ενώ  $D$  είναι το σύνολό τιμών των μεταβλητών σχεδιασμού  $\mathbf{s}_i$ ,  $i=1, 2, \dots, n$ .

### 6.2.2 Αντικειμενική συνάρτηση [16,17]

Σκοπός κάθε προβλήματος είναι η επίτευξη της καλύτερης λύσης-σχεδιασμού σε σχέση με όλες τις υπόλοιπες πιθανές. Για να επιλεγεί όμως η καλύτερη πρέπει να υπάρχει ένα κριτήριο σύγκρισης. Το ρόλο αυτό παίρνει η αντικειμενική συνάρτηση, που λαμβάνει συγκεκριμένη τιμή για κάθε σχεδιασμό κι εξαρτάται από τις μεταβλητές σχεδιασμού. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αντικειμενικής συνάρτησης αποτελούν η ελαχιστοποίηση του κόστους ή του βάρους μια κατασκευής ή η μεγιστοποίηση του κέρδους. Σε περίπτωση που η αντικειμενική συνάρτηση  $F(s)$  αφορά τη μεγιστοποίηση ενός μεγέθους εύκολα μπορεί να μετατραπεί σε συνάρτηση ελαχιστοποίησης  $-F(s)$  ώστε να προσαρμοστεί στα δεδομένα του προβλήματος.

Σε περίπτωση που ένα πρόβλημα απαιτεί βελτιστοποίηση συνδυασμού αντικειμενικών συναρτήσεων, τότε η βελτιστοποίηση καλείται πολυκριτηριακή. Επίσης, είναι ανέφικτο να προσδιοριστεί μία μόνο βέλτιστη λύση καθώς δεν υπάρχει κάποιο κριτήριο το οποίο να ορίζει μία από αυτές ως την βέλτιστη όλων. Επομένως, στόχος εδώ είναι ο καθορισμός ενός εύρους βέλτιστων λύσεων που είναι γνωστό ως Pareto βέλτιστο σύνολο. Ένα τυπικό παράδειγμα είναι η ελαχιστοποίηση του βάρους

μιας κατασκευής με παράλληλη ελαχιστοποίηση της παραμόρφωσης σε ένα συγκεκριμένο σημείο της.

### 6.2.3 Μεταβλητές σχεδιασμού [16,17]

Οι μεταβλητές σχεδιασμού είναι εκείνες που όταν λάβουν συγκεκριμένη τιμή καθορίζουν πλήρως έναν σχεδιασμό. Με την επιλογή των μεταβλητών, ορίζονται έμμεσα τα τμήματα εκείνα της κατασκευής τα οποία πρόκειται να βελτιστοποιηθούν στη συνέχεια. Επί προσθέτως, οι μεταβλητές σχεδιασμού παίρνουν είτε διακριτές είτε συνεχείς τιμές. Στην πρώτη περίπτωση, επιτρέπεται να έχουν συγκεκριμένες μόνο τιμές, ενώ στην δεύτερη το πεδίο τιμών είναι ένα υποσύνολο του  $\mathbb{R}$ .

Βασικό χαρακτηριστικό των μεταβλητών σχεδιασμού είναι η ανεξαρτησία μεταξύ τους. Πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη έμφαση στην επιλογή τους ώστε καμία να μην εξαρτάται από οποιαδήποτε απ' τις υπόλοιπες, διαφορετικά είναι αναπόφευκτες οι ατέλειες του μοντέλου. Ακόμα η αντικειμενική συνάρτηση εξαρτάται από όλες τις μεταβλητές σχεδιασμού, με τις μεν ανεξάρτητες συνδέεται άμεσα ενώ με τις εξαρτημένες μεταβλητές έμμεσα, μέσω κάποιων σχέσεων.

### 6.2.4 Συναρτήσεις Περιορισμού [16,17]

Όπως είναι φυσικό σε κάθε σχεδιασμό πρέπει να επιβληθούν κάποιες απαιτήσεις που συνηθίζεται να εκφράζονται μέσω ισοτήτων ή ανισοτήτων και αποτελούν τις συναρτήσεις περιορισμού. Με την βοήθειά τους λοιπόν καλύπτονται θέματα ασφάλειας, λειτουργικότητας ή και κατασκευαστικά. Συνεπώς, όταν έστω και μία τέτοιου είδους συνάρτηση δεν ικανοποιείται τότε ο σχεδιασμός έχει αποτύχει και ονομάζεται ανέφικτος (infeasible), σε αντίθετη περίπτωση εφικτός (feasible).

Είναι εύκολα αντιληπτό ωστόσο ότι είναι αδύνατον όλοι οι περιορισμοί κάθε προβλήματος να είναι απλοί και κατά συνέπεια κρίνεται απαραίτητος ο σχηματισμός και η χρήση συναρτήσεων περιορισμού που περιγράφουν πολυπλοκότερες απαιτήσεις. Οι συναρτήσεις περιορισμού αφορούν συνήθως την μη υπέρβαση ορίων τάσεων και παραμορφώσεων.

Στην πραγματικότητα οι συναρτήσεις περιορισμού είναι σχέσεις που περιέχουν μία ή περισσότερες μεταβλητές σχεδιασμού. Θεωρούνται ενεργές όταν η παρουσία τους έχει δυναμικό ρόλο στη βελτίωση του τρέχοντος σχεδιασμού. Είναι σημαντική επομένως και επαφίεται στην κρίση και εμπειρία του μηχανικού η σωστή επιλογή των

περιορισμών για κάθε μοντέλο. Ο αριθμός τους πολλές φορές είναι μεγάλος και κάποιες απ' τις συναρτήσεις περιορισμών ή τους περιορισμούς δεν χρησιμεύουν σε τίποτα, αντίθετα δυσχεραίνουν την επίλυση του προβλήματος και τη γρηγορότερη επίτευξη της βέλτιστης λύσης. Αυτό συνήθως συμβαίνει όταν οι συναρτήσεις περιορισμών εξαρτώνται από άλλες ή εμφανίζονται πάντα στην ασφαλή περιοχή και σ' αυτήν την περίπτωση καλούνται ανενεργές.

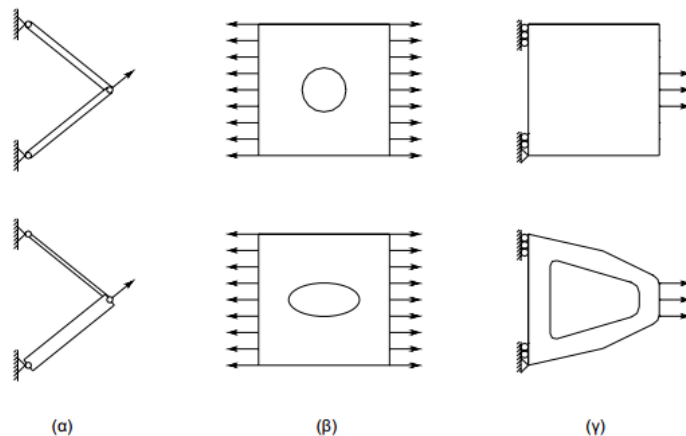
### 6.3. Κατηγορίες βελτιστοποίησης των κατασκευών [16,17,19]

#### 6.3.1. Εισαγωγή

Υπάρχουν τρεις μεγάλες κατηγορίες βελτιστοποίησης κατασκευών:

- i. βελτιστοποίηση της τοπολογίας (topology optimization).
- ii. βελτιστοποίηση του σχήματος (shape optimization)
- iii. βελτιστοποίηση των μεγεθών των διατομών (sizing optimization).

Στις μέρες μας συνηθίζεται η βελτιστοποίηση ενός σχεδιασμού να ξεκινά από την τοπολογία και στη συνέχεια να επιδιώκεται το βέλτιστο σχήμα ή το βέλτιστο μέγεθος της διατομής. Στη συνέχεια ακολουθούν λίγα λόγια για την κάθε κατηγορία.



Σχ.6.1. Είδη βελτιστοποίησης των κατασκευών

α)βαθμωτών μεγεθών διατομών, β) σχήματος, γ)τοπολογίας

#### 6.3.2 Βελτιστοποίηση των μεγεθών των διατομών

Αυτό το είδος βελτιστοποίησης έχει απασχολήσει εκτενώς τους ερευνητές στο παρελθόν και ίσως είναι και το επικρατέστερο. Ως βασικές παράμετροι σχεδιασμού χρησιμοποιούνται οι διαστάσεις των διατομών δικτυωτών φορέων ή πλαισίων ή τα πάχη πλακών και κελυφών. Η πιο συχνή αντικειμενική συνάρτηση τέτοιου είδους

είναι η ελαχιστοποίηση του βάρους της κατασκευής υπό ορισμένους περιορισμούς στις τάσεις ή τις παραμορφώσεις.

Η διαδικασία βελτιστοποίησης των μεγεθών περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

- ορισμός του δομοστατικού μοντέλου, της γεωμετρίας και των φορτίων σχεδιασμού της κατασκευής,
- ορισμός του μοντέλου βελτιστοποίησης, επιλογή των παραμέτρων σχεδιασμού και των συναρτήσεων περιορισμών,
- έλεγχος των περιορισμών με βάση τις τάσεις και μετατοπίσεις των στοιχείων της κατασκευής που έχουν υπολογισθεί με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων,
- σε περίπτωση που χρησιμοποιείται μαθηματική μέθοδος βελτιστοποίησης (SQP), γίνεται ανάλυση ευαισθησίας των περιορισμών και της αντικειμενικής συνάρτησης μεταβάλλοντας ελαφρώς τις παραμέτρους σχεδιασμού,
- επανάληψη της διαδικασίας από το τρίτο βήμα μέχρι την επίτευξη της βέλτιστης λύσης όπως ορίζεται από τα κριτήρια τερματισμού.

### 6.3.3 Βελτιστοποίηση σχήματος κατασκευών

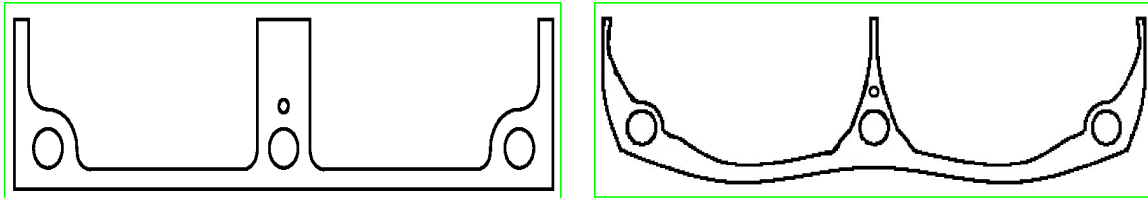
Το συγκεκριμένο είδος βελτιστοποίησης έχει αναπτυχθεί τα τελευταία χρόνια. Υλοποιείται, συνήθως μετά τη βελτιστοποίηση της τοπολογίας, με την μεταβολή του εσωτερικού και εξωτερικού περιβλήματος της κατασκευής με σκοπό την καλύτερη κατανομή τάσεων σε αυτήν. Αλλάζοντας το σχήμα της κατασκευής, γίνεται περισσότερο οικονομική αλλά και λειτουργική. Η δυσκολία αυτής της διαδικασίας βελτιστοποίησης εμφανίζεται στο ότι μεταβάλλεται συνεχώς η γεωμετρία του μοντέλου σε αντίθεση με το πρόβλημα βελτιστοποίησης των μεγεθών (της διατομής) όπου το σχήμα και η τοπολογία είναι συγκεκριμένα. Παρόλα αυτά, αυτού του είδους η βελτιστοποίηση είναι αποτελεσματικότερη ιδιαίτερα σε συνεχείς κατασκευές.

Συνήθως η διαδικασία βελτιστοποίησης ακολουθεί τα εξής βήματα:

- προσδιορισμός της γεωμετρίας της κατασκευής
- ορισμός του μοντέλου βελτιστοποίησης με χρήση πεπερασμένων στοιχείων
- ανάλυση της απόκρισης της κατασκευής, υπολογισμός των τάσεων και μετατοπίσεων
- σε περίπτωση που χρησιμοποιείται μαθηματική μέθοδος βελτιστοποίησης (SQP), γίνεται ανάλυση ευαισθησίας των περιορισμών και της αντικειμενικής συνάρτησης μεταβάλλοντας ελαφρώς τις παραμέτρους σχεδιασμού,

- επανάληψη της διαδικασίας από το δεύτερο βήμα μέχρι την επίτευξη της βέλτιστης λύσης όπως ορίζεται από τα κριτήρια τερματισμού.

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζεται ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα βελτιστοποίησης του σχήματος.



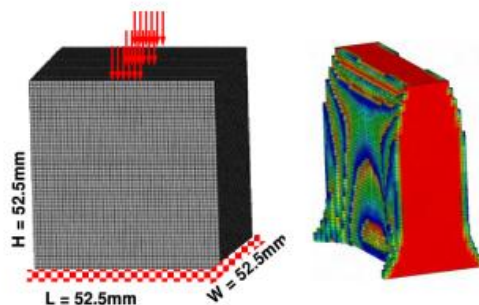
Σχήμα 6.2. Αρχικό και τελικό σχήμα τμήματος κινητήρα πριν και μετά την βελτιστοποίηση σχήματος [20]

### 6.3.4 Βελτιστοποίηση της τοπολογίας

Σκοπός της βέλτιστης τοπολογίας είναι η μέγιστη απόδοση της κατασκευής στην ανάληψη φορτίων σε συνδυασμό με το χαμηλότερο δυνατό κόστος. Συνήθως, η τοπολογία ενός φορέα είναι καθορισμένη από τον αρχικό σχεδιασμό του πολιτικού μηχανικού και τις ανάγκες του προβλήματος. Αποτέλεσμά της είναι ορθότερη και αποτελεσματικότερη χρήση των υλικών από το μηχανικό.

Τα βήματα που ακολουθούνται συνοπτικά είναι τα ακόλουθα:

- ορισμός του χώρου σχεδιασμού ή αναφοράς,
- ορισμός του τύπου του υλικού, των συνθηκών στήριξης και των φορτίσεων που επιδρούν,
- ανάλυση του φορέα,
- επανάληψη της διαδικασίας μέχρι την βελτιστοποίηση της τοπολογίας, δηλαδή την καλύτερη δυνατή κατανομή του υλικού στην κατασκευή.



Σχήμα 6.3. Αρχική και τελική γεωμετρία κατασκευής καταπονούμενης από στατικά φορτία.

[18]

## 6.4. Μέθοδοι βέλτιστου σχεδιασμού [16,17,19]

### 6.4.1. Γενικά

Υπάρχουν δύο κατηγορίες αλγορίθμων βελτιστοποίησης:

- i. Οι μαθηματικές ή αιτιοκρατικές μέθοδοι
- ii. Οι εξελικτικές ή δαρβίνειες μέθοδοι

### 6.4.2. Μαθηματικές ή Αιτιοκρατικές Μέθοδοι

#### 6.4.2.1. Γενικά

Οι μαθηματικές μέθοδοι είναι οι πρώτες που χρησιμοποιήθηκαν για την βέλτιστη επίλυση προβλημάτων σχεδιασμού κατασκευών. Προέρχονται από την επιστήμη της επιχειρησιακής έρευνας και του κλάδου των μαθηματικών που ασχολείται με τα οικονομικά. Το τμήμα της επιστήμης των μαθηματικών που ασχολείται με την βελτιστοποίηση της απόδοσης ενός συστήματος ονομάζεται Μαθηματικός Προγραμματισμός. Η επίλυση ενός προβλήματος με μεθόδους μαθηματικού προγραμματισμού απαιτεί τη μετατροπή του σε καθαρά μαθηματική μορφή. Πρέπει να τονισθεί ότι οι μέθοδοι αυτές δεν σχετίζονται με την δημιουργία προγραμμάτων λογισμικού, συμβάλλουν όμως στην ανάπτυξη αλγορίθμων βέλτιστου σχεδιασμού.

Οι τεχνικές του μαθηματικού προγραμματισμού που χρησιμοποιούνται για την βελτιστοποίηση χωρίζονται στις εξής κατηγορίες:

- 1) Γραμμικός Προγραμματισμός
- 2) Μη Γραμμικός Προγραμματισμός
- 3) Ακέραιος Προγραμματισμός
- 4) Γεωμετρικός Προγραμματισμός
- 5) Δυναμικός Προγραμματισμός

#### 6.4.2.2. Τετραγωνικός Προγραμματισμός (SQP) [16]

Η μέθοδος του Τετραγωνικού Προγραμματισμού (Successive Quadratic Programming-SQP) ανήκει στις μεθόδους Μη Γραμμικού Προγραμματισμού. Αποτελεί έναν από τους πιο αποδοτικούς αλγορίθμους για μη γραμμικά προβλήματα βελτιστοποίησης και γενικότερα προβλήματα βελτιστοποίησης κατασκευών. Οι μέθοδοι βασίζονται σε γραμμικοποιημένες συναρτήσεις περιορισμών και τετραγωνική μορφή αντικειμενικής συνάρτησης για την μόρφωση και επίλυση ενός τετραγωνικού υποπροβλήματος. Κάθε υποπρόβλημα έχει τη μορφή:

$$\begin{aligned} & \text{minimize} && \frac{1}{2} \mathbf{p}^T \cdot \mathbf{H} \cdot \mathbf{p} + \mathbf{c}^T \cdot \mathbf{p} \\ & \text{subject to} && \mathbf{A} \cdot \mathbf{p} + \mathbf{h}(\mathbf{s}) = 0 \\ & && \mathbf{A} \cdot \mathbf{p} + \mathbf{g}(\mathbf{s}) \leq 0 \\ & && \bar{\mathbf{s}}_l \leq \mathbf{p} \leq \bar{\mathbf{s}}_u \end{aligned}$$

όπου,

- $\mathbf{p}$ : είναι το διάνυσμα κατεύθυνσης το οποίο πρέπει πάντα να βρίσκεται μεταξύ κάποιων ορίων:  $\bar{\mathbf{s}}_l = \mathbf{s}_l - \mathbf{s}$ ,  $\bar{\mathbf{s}}_u = \mathbf{s}_u - \mathbf{s}$
- $\mathbf{c}$ : είναι το διάνυσμα των παραγώγων της αντικειμενικής συνάρτησης
- $\mathbf{A}$ : είναι το ιακωβιανό μητρώο των συναρτήσεων περιορισμού, συνήθως μόνο των ενεργών
- $\mathbf{H}$ : το προσεγγιστικό Hessian μητρώο της συνάρτησης Lagrangian που ορίζεται ως εξής:

$$\mathbf{L}(\mathbf{s}, \boldsymbol{\mu}, \boldsymbol{\lambda}) = \mathbf{F}(\mathbf{s}) + \boldsymbol{\mu} \cdot \mathbf{h}(\mathbf{s}) + \boldsymbol{\lambda} \cdot \mathbf{g}(\mathbf{s})$$

όπου  $\boldsymbol{\mu}$ ,  $\boldsymbol{\lambda}$  είναι οι πολλαπλασιαστές Lagrange με  $\lambda \geq 0$  για τις ανισοτικές συναρτήσεις περιορισμού.

Για τη μόρφωση των μητρώων  $\mathbf{A}$  και  $\mathbf{H}$  είναι απαραίτητος ο υπολογισμός των παραγόντων τόσο της αντικειμενικής συνάρτησης όσο και των συναρτήσεων περιορισμού.

Το παραπάνω υποπρόβλημα μπορεί να επιλυθεί με δύο κατηγορίες μεθόδων, την κύρια (primal) και τη δυϊκή (dual). Η μεθοδολογία Newton-Lagrange ανήκει στην κύρια και υλοποιείται σε τρεις φάσεις:

- επίλυση του υποπροβλήματος τετραγωνικού προγραμματισμού QP και εύρεση του διανύσματος κατεύθυνσης,
- έρευνα γραμμής κατά μήκος του διανύσματος κατεύθυνσης  $\mathbf{p}$ ,
- προσαρμογή του Hessian μητρώου  $\mathbf{H}$ .

Σημειώνεται ότι σ' αυτήν την κύρια μεθοδολογία οι ανισοτικές συναρτήσεις περιορισμού λαμβάνονται ως ισότητες για τον τρέχοντα σχεδιασμό.

Η διαδικασία επίλυσης του υποπροβλήματος QP περιλαμβάνει δύο φάσεις, κατά τις οποίες χρησιμοποιείται ο ίδιος κώδικας. Στην πρώτη φάση ελαχιστοποιείται το άθροισμα των παραβιάσεων για την εύρεση ενός εφικτού σχεδιασμού κι έπειτα, ελαχιστοποιείται η τετραγωνική συνάρτηση, όπως φαίνεται στην εξίσωση παραπάνω, εντός της περιοχής των εφικτών σχεδιασμών. Στη δεύτερη φάση χρησιμοποιώντας τα



απομειωμένα μητρώα  $A$ , Η επιτυγχάνεται η εύρεση ενός ικανοποιητικού διανύσματος κατεύθυνσης με το μικρότερο δυνατό κόστος. Η αποτελεσματικότητα της μεθόδου αυτής αυξάνεται όταν στη θέση του βέλτιστου σχεδιασμού εμφανίζονται πολλές συναρτήσεις περιορισμού ενεργείς ή πολλές παράμετροι σχεδιασμού στο όριό τους.

### Έρευνα γραμμής

Μετά την εύρεση του διανύσματος κατεύθυνσης πραγματοποιείται η έρευνα γραμμής για την εύρεση του βήματος, ώστε να υπάρξει μείωση της τιμής της συνάρτησης καθόδου  $\varphi$ . Η πτωτική συνάρτηση είναι μία αυξητικού τύπου συνάρτηση Lagrange της μορφής

$$\varphi = F(\mathbf{s}) - \sum_i \lambda_i (g_i(\mathbf{s}) - \gamma_i) + \frac{1}{2} \sum_i \rho_i (g_i(\mathbf{s}) - \gamma_i)^2$$

όπου,

- $\gamma_i$ , είναι θετικές βοηθητικές μεταβλητές (slack variables) που μετατρέπουν τους ανισοτικούς περιορισμούς σε ισοτικούς αποτρέποντας την εμφάνιση ασυνεχειών στην πτωτική συνάρτηση.
- $\lambda_i$ , είναι οι πολλαπλασιαστές Lagrange
- $\rho_i$ , οι συντελεστές ποινής (penalty parameters). Αρχικά είναι μηδέν και στη συνέχεια αυξάνονται ανάλογα με την πορεία των τιμών των παραβιάσεων των συναρτήσεων περιορισμών, έτσι ώστε η τιμή της πτωτικής συνάρτησης να έχει μία φθίνουσα πορεία.

Οι βοηθητικές μεταβλητές  $\gamma_i$  και οι πολλαπλασιαστές Lagrange  $\lambda_i$  προκύπτουν από την επίλυση του QP υποπροβλήματος.

### Μητρώο Hessian

Το μητρώο  $H$  είναι ένα θετικά ορισμένο μητρώο και αποτελεί μία προσέγγιση τύπου quasi-Newton του μητρώου Hessian των μερικών παραγώγων δευτέρας τάξεως της συνάρτησης Lagrange  $L$  του προβλήματος. Η μόρφωση του προσεγγιστικού μητρώου Hessian γίνεται με τη μέθοδο BFGS, σύμφωνα με την οποία ενσωματώνεται η καινούργια πληροφορία στο μητρώο Hessian έτσι ώστε να διατηρείται θετικά ορισμένο χωρίς να χρειάζεται η μόρφωσή του από την αρχή σε κάθε επανάληψη. Το ενημερωμένο Hessian μητρώο  $\tilde{H}$  προκύπτει από την ενημέρωση “δευτέρας τάξεως” (rank-two modification) του προηγούμενου Hessian μητρώου  $H$  από την ακόλουθη σχέση

$$\tilde{\mathbf{H}} = \mathbf{H} - \frac{1}{\mathbf{w}^T \cdot \mathbf{H} \cdot \mathbf{w}} \mathbf{H} \cdot \mathbf{w} \cdot \mathbf{w}^T \cdot \mathbf{H} + \frac{1}{\mathbf{y}^T \cdot \mathbf{w}} \mathbf{y} \cdot \mathbf{y}^T$$

όπου με  $\mathbf{w}$  και  $\mathbf{y}$  συμβολίζονται τα διανύσματα των μεταβολών στις παραμέτρους σχεδιασμού  $\mathbf{s}$  και στο διάνυσμα των πρώτων παραγώγων της συνάρτησης Lagrange, αντίστοιχα.

Η διαδικασία ξεκινάει από τον μοναδιαίο πίνακα και σταδιακά μορφώνεται μία καλή προσέγγιση του μητρώου Hessian, χωρίς να χρησιμοποιούνται δευτερες παράγωγοι (σε αυτήν την περίπτωση θα ήταν μία μέθοδος τύπου Newton). Εάν η αντικειμενική συνάρτηση του QP υποπροβλήματος είναι κυρτή τότε και το Hessian μητρώο είναι θετικά ορισμένο ή ημιορισμένο, οπότε υπάρχει καθολικό ελάχιστο για το πρόβλημα, ενώ σε αντίθετη περίπτωση δεν είναι σίγουρο ότι το πρόβλημα έχει καθολικό ελάχιστο ή έχει πολλά τοπικά ελάχιστα και εάν έχει μάλλον είναι ένα τοπικό ελάχιστο.

### 6.4.3. Μεταευριστικές ή Δαρβίνειες μέθοδοι [17,18,20]

#### 6.4.3.1. Εισαγωγή

Οι μεταευριστικές ή Δαρβίνειες μέθοδοι βελτιστοποίησης (Evolutionary Algorithms-EA) μιμούνται την διαδικασία της εξέλιξης των ειδών στη φύση, όπως την ερμήνευσε ο Δαρβίνος και στο γεγονός αυτό οφείλουν το όνομά τους. Αντίθετα από τις μεθόδους μαθηματικού προγραμματισμού, η μέθοδος αυτή χρησιμοποιεί ένα εύρος πιθανών λύσεων, ανεξάρτητες μεταξύ τους. Αρχικά το εύρος επιλέγεται τυχαία ενώ ακολουθούν διάφορες διαδικασίες παρόμοιες με εκείνες της γενετικής για το εντοπισμό της βέλτιστης. Τέτοιοι μηχανισμοί θα μπορούσαν να είναι η επιλογή, ο ανασυνδυασμός και η μετάλλαξη ώστε τελικά να επικρατήσει η ισχυρότερη.

Ένα σημαντικό πλεονέκτημα των μεθόδων αυτών έναντι των μαθηματικών, αποτελεί η τυχαία επιλογή του συνόλου. Αυτό δίνει αυξημένες πιθανότητες να βρεθεί η απόλυτα βέλτιστη λύση του προβλήματος. Βασικό όμως μειονέκτημα αποτελεί η απαίτηση για μεγάλο πλήθος επαναλήψεων ως την επίτευξη του βέλτιστου σχεδιασμού.

Οι σημαντικότερες τεχνικές που χρησιμοποιούνται σε αυτή τη μέθοδο είναι οι ακόλουθες:

- 1) Μέθοδος των Γενετικών Αλγορίθμων (Genetic Algorithms-GA)
- 2) Μέθοδος των Στρατηγικών Εξέλιξης (Evolution Strategies-ES)

- 3) Μέθοδος του Εξελικτικού Προγραμματισμού (Evolutionary Programming-EP)
- 4) Μέθοδος του Γενετικού Προγραμματισμού (Genetic Programming-GP)
- 5) Μέθοδος της Διαφορικής Εξέλιξης (Differential Evolution-DE)
- 6) Μέθοδος της Αναζήτησης Αρμονίας (Harmony Search-HS)
- 7) Μέθοδος του Σμήνους Σωματιδίων (Particle Swarm Optimization-PSO)
- 8) Μέθοδος της Προσομοίωσης Ανόπτωσης (Simulated Annealing)
- 9) Μέθοδος της Προσομοίωσης Αποικίας Μυρμηγκιών (Ant Colony Optimization-ACO).

Στην παρούσα εργασία θα χρησιμοποιηθεί η Μέθοδος της Διαφορικής Εξέλιξης (DE) που αναπτύσσεται ακολούθως.

#### 6.4.3.2. Μέθοδος της Διαφορικής Εξέλιξης [18]

##### Εισαγωγή

Το 1997 οι Kenneth Price και Rainer Storn εισήγαγαν μία νέα τεχνική μεταεπιστροφικών αλγορίθμων, τη μέθοδο της Διαφορικής Εξέλιξης, που βασιζόταν σε μια λειτουργία της γενετικής για την δημιουργία απογόνων από χρωμοσώματα των γονέων και όχι από την κλασική διαδικασία της διασταύρωσης. Η ευκολία στην εφαρμογή της μεθόδου αλλά και στον ορισμό των παραμέτρων συνέβαλε στη ευρεία χρήση της.

##### Περιγραφή της μεθόδου

Η μέθοδος της Διαφορικής Εξέλιξης χρησιμοποιεί NP παραμετρικά διανύσματα:

$$x_{i, G}, \quad i=0, 1, 2, \dots, NP-1$$

για κάθε «γενιά» G. Το πλήθος κάθε «γενιάς» παραμένει σταθερό κατά την διαδικασία της βελτιστοποίησης ενώ ο αρχικός πληθυσμός επιλέγεται τυχαία αν δεν δίνονται δεδομένα για το σύστημα. Η μέθοδος δημιουργεί νέα διανύσματα προσθέτοντας τη σταθμισμένη διαφορά μεταξύ δύο διανυσμάτων ενός πληθυσμού σε ένα τρίτο διάνυσμα. Αν για το διάνυσμα που προκύπτει, η τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης είναι μικρότερη, το διάνυσμα αυτό αντικαθιστά το αρχικό. Η σύγκριση της τιμής της αντικειμενικής συνάρτησης γίνεται μεταξύ εκείνων που προκύπτουν από τα υπόλοιπα διανύσματα του πληθυσμού πλην των τριών που προαναφέρθηκαν. Επιπλέον, σε κάθε «γενιά» ορίζεται το διάνυσμα  $x_{best, G}$ , που δίνει την καλύτερη τιμή

στην αντικειμενική συνάρτηση ώστε να παρακολουθείται η εξέλιξη της διαδικασίας βελτιστοποίησης.

Υπάρχουν δύο παραλλαγές της μεθόδου που χρησιμοποιούνται ευρέως και παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω.

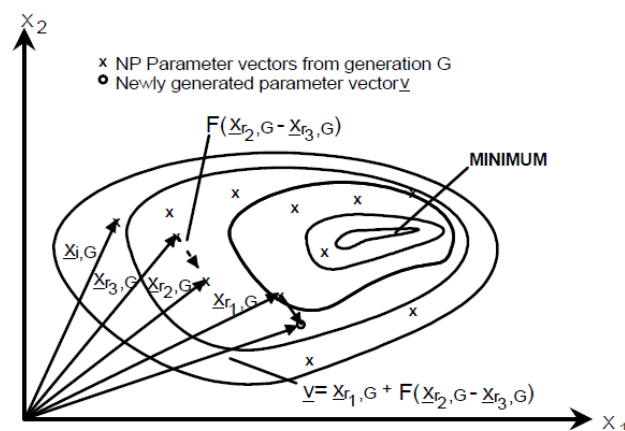
### Παραλλαγή DE1

Σύμφωνα με την πρώτη παραλλαγή, για κάθε διάνυσμα  $x_{i,G}$ ,  $i=0, 1, 2, \dots, NP-1$ , δημιουργείται ένα δοκιμαστικό διάνυσμα  $v$  που ορίζεται:

$$v_{i,G+1} = x_{r1,G} + F \cdot (x_{r2,G} - x_{r3,G})$$

όπου  $r_1, r_2, r_3$  είναι διανύσματα του πληθυσμού  $G$  διαφορετικά μεταξύ τους και  $F > 0$ .

Τα διανύσματα επιλέγονται τυχαία από το διάστημα  $[0, NP-1]$ . Ο συντελεστής  $F$  είναι πραγματική σταθερά που ρυθμίζει την αύξηση της διαφοράς  $(x_{r2,G} - x_{r3,G})$ . Στο σχήμα που ακολουθεί, παρουσιάζεται ένα δυσδιάστατο πρόβλημα και τα διανύσματα που συμμετέχουν στην μέθοδο DE1.



Σχήμα 6.4. Παράδειγμα δύο διαστάσεων μιας αντικειμενικής συνάρτησης που δείχνει τις περιβάλλουσες γραμμές και την διαδικασία δημιουργίας διανύσματος  $v$  με την παραλλαγή DE1.

Στο επόμενο βήμα, με την διαδικασία της διασταύρωσης, δημιουργείται το δοκιμαστικό διάνυσμα  $u_{i,G+1} = (u_1, u_2, \dots, u_D)^T$ , με τιμές είτε από τον αρχικό πληθυσμό των  $x_{i,G}$  είτε από τα δοκιμαστικά διανύσματα  $v_{i,G+1}$  ανάλογα με το αν η τιμή του  $v_{i,G+1}$  είναι διαφορετική από εκείνη του  $x_{i,G}$ .

Το τελευταίο βήμα περιλαμβάνει την διαδικασία της σύγκρισης των διανυσμάτων  $x_{i,G}$  και  $u_{i,G+1}$  και της επιλογής του καλύτερου με κριτήριο την βελτιστοποίηση της αντικειμενικής συνάρτησης  $f$ :

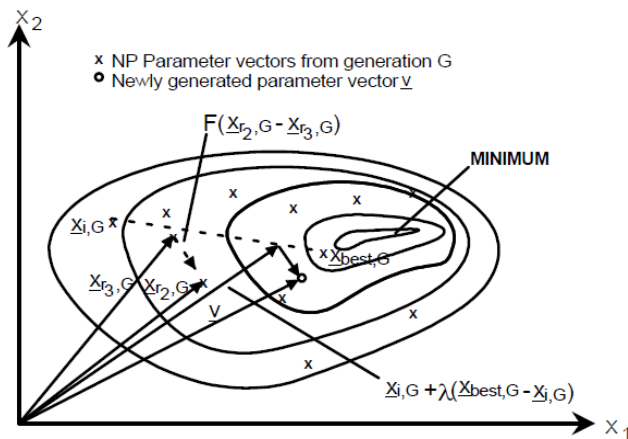
$$x_{i,G+1} = \begin{cases} u_{i,G+1}, & \text{αν } f(u_{i,G+1}) \leq f(x_{i,G}) \\ x_{i,G}, & \text{αν } f(u_{i,G+1}) \geq f(x_{i,G}) \end{cases}$$

### Παραλλαγή DE2

Η δεύτερη παραλλαγή λειτουργεί με παρόμοιο τρόπο αλλά στην περίπτωση αυτή το διάνυσμα  $v_{i,G+1}$ , πριν τον υπολογισμό του  $x_{i,G+1}$ , δημιουργείται σύμφωνα με την σχέση:

$$v_{i,G+1} = x_{i,G} + \lambda \cdot (x_{best,G} - x_{i,G}) + F \cdot (x_{r2,G} - x_{r3,G})$$

όπου η παράμετρος  $\lambda$  είναι μια επιπλέον μεταβλητή ρύθμισης που εισάγει το διάνυσμα  $x_{best,G}$ . Αυτό μπορεί να είναι χρήσιμο για μη κρίσιμες αντικειμενικές συναρτήσεις. Στο σχήμα (6.5) παρουσιάζεται η διαδικασία δημιουργίας του διανύσματος  $v_{i,G+1}$ .



Σχήμα 6.5. Παράδειγμα δύο διαστάσεων μιας αντικειμενικής συνάρτησης που δείχνει τις περιβάλλουσες γραμμές και την διαδικασία δημιουργίας διανύσματος  $v$  με την παραλλαγή DE2.

Το διάνυσμα  $u_{i,G+1}$  καθώς και το  $x_{i,G+1}$  αλλά και η διαδικασία επιλογής είναι ίδια με της παραλλαγής DE1.

## 6.5. Εργαλείο Ανάλυσης των Κατασκευών OPTIMUS

Η υπολογιστική πλατφόρμα OPTIMUS στην τρέχουσα έκδοση χρησιμοποιεί κάποιες αναλυτικές και σχεδιαστικές ενότητες που βασίζονται σε αντίστοιχες του SAP2000. Το εργαλείο βελτιστοποίησης OPTIMUS υποστηρίζει όλες τις διαδικασίες που προτείνονται μέσω των σχεδιαστικών κωδίκων, όπως εφαρμόζονται στο SAP2000, κι ακόμα πολυπλοκότερες όπως είναι η προσαυξητική δυναμική ανάλυση (IDA) και η προσαυξητική δυναμική ανάλυση πολλών διευθύνσεων (MIDA), οι οποίες αποτελούν χωριστές ενότητες αναπτυγμένες στην ίδια την πλατφόρμα.

### 6.5.1. Σχεδιασμός κώδικα συμβατικού με τις μεθόδους ανάλυσης

Σύμφωνα με τον κανονισμό FEMA-356, για αντισεισμική ανάλυση κτιρίων προτείνονται τέσσερις εναλλακτικές μέθοδοι ανάλυσης, γραμμικές και μη γραμμικές. Οι γραμμικές χωρίζονται σε δύο κατηγορίες, τη γραμμική στατική ανάλυση (Linear Static Procedure-LSP) και τη γραμμική δυναμική ανάλυση (Linear Dynamic Procedure-LDP). Υπάρχουν ακόμα δύο υποκατηγορίες της γραμμικής δυναμικής ανάλυσης, η φασματική δυναμική ανάλυση και η ανάλυση χρονοϊστορίας. Κατ' αντιστοιχία, οι μη γραμμικές αναλύσεις διακρίνονται στην μη γραμμική στατική ανάλυση (Nonlinear Static Procedure-NSP ή Pushover Analysis) και στην μη γραμμική δυναμική ανάλυση (Nonlinear Dynamic Procedure- NDP), που αναφέρεται κι ως ανελαστική ή μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Ουσιαστικά ευρύτερη χρήση έχουν οι γραμμικές μέθοδοι κυρίως λόγω των μειονεκτημάτων που παρουσιάζουν οι μη γραμμικές, όπως είναι το μεγάλο υπολογιστικό κόστος και η αναγκαιότητα ύπαρξης καλά εκπαιδευμένων μηχανικών με μεγάλη εμπειρία.

### 6.5.2. Σχεδιαστικό εργαλείο

Οι περισσότεροι κώδικες για αντισεισμικές μελέτες ανήκουν στην κατηγορία των περιοριστικών. Η διαδικασία σχεδιασμού τους περιλαμβάνει την επιλογή του τύπου, την ανάπτυξη των εννοιολογικών και τον καθορισμό των προκαταρκτικών και των τελικών σταδίων. Η αντοχή της κατασκευής φθάνει στην οριακή κατάσταση μεταξύ της «Προστασίας Ζωής» και της «Οιονεί Κατάρρευσης», λαμβάνοντας υπόψη ένα φάσμα απόκρισης της κατασκευής που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού. Γίνονται επίσης κι έλεγχοι λειτουργικότητας ώστε να ελαχιστοποιούνται οι ταλαντώσεις ή οι

δονήσεις κατά τη λειτουργία της κατασκευής με στόχο την ικανοποίηση του αισθήματος ασφάλειας του χρήστη.

Από την άλλη, υπάρχει και μια άλλη προσέγγιση αντισεισμικού σχεδιασμού που στηρίζεται στην συμπεριφορά της κατασκευής (performance-based seismic design-PBD). Έχει ως αντικείμενο όχι μόνο την επιλογή του τύπου και τον καθορισμό των σταδίων του σχεδιασμού, αλλά και την κατασκευή και συντήρηση του έργου με απώτερο στόχο την αξιόπιστη και προβλεπόμενη σεισμική συμπεριφορά του κατά τη διάρκεια ζωής της. Τέλος, να σημειωθεί ότι εφαρμόζεται στην πλατφόρμα OPTIMUS ως πρόσθετη.

#### 6.5.2.1. Περιοριστική μέθοδος σχεδιασμού

Σε οποιονδήποτε σχεδιασμό τέτοιου είδους πρέπει να πραγματοποιούνται πολλοί έλεγχοι ώστε η κατασκευή να καλύπτει όλες τις απαιτήσεις. Για να ικανοποιούνται όλοι οι απαραίτητοι περιορισμοί οφείλουν όλοι οι έλεγχοι που τίθενται να αληθεύουν για συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων:

$$S_d = 1,35 \cdot \sum_j G_j + 1,50 \cdot \sum_i Q_i$$

όπου  $\sum_j G_j$  είναι τα συνολικά μόνιμα φορτία της κατασκευής και  $\sum_i Q_i$  τα συνολικά κινητά φορτία της κατασκευής.

Αν ικανοποιούνται οι περιορισμοί με τον παραπάνω συνδυασμό φορτίων, τότε πραγματοποιείται πολυιδιομορφική φασματική ανάλυση. Τα σεισμικά φορτία λαμβάνονται υπόψη με τον ακόλουθο συνδυασμό:

$$S_d = \sum_j G_j + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_i + E_d$$

όπου  $\sum_j G_j$  είναι τα συνολικά μόνιμα φορτία της κατασκευής,  $Q_i$  τα κινητά φορτία της κατασκευής και  $\psi_{2i}$  οι αντίστοιχοι συντελεστές συνδυασμού τους (εδώ λαμβάνονται 0,30), οπότε  $\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_i$  τα συνολικά κινητά φορτία της κατασκευής και  $E_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης στις δύο συνιστώσες (διαμήκη και εγκάρσια).

### 6.5.2.2. Μέθοδος Σχεδιασμού με βάση τη Συμπεριφορά

Η μέθοδος αυτή έχει τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

- Επιτρέπει στον ιδιοκτήτη, στο μηχανικό και στον αρχιτέκτονα να διαλέξει τόσο το κατάλληλο επίπεδο σεισμικού κινδύνου όσο και το επίπεδο σεισμικής απόκρισης της κατασκευής.
- Η κατασκευή σχεδιάζεται για να καλύψει διάφορους συνδυασμούς επιπέδων σεισμικού κινδύνου-απόκρισης.

Η μέθοδος σχεδιασμού με βάση τη συμπεριφορά αναπτύχθηκε ως ξεχωριστή ενότητα στην πλατφόρμα OPTIMUS. Η απόκριση αφορά συνήθως τη μετατόπιση της κατασκευής, όταν τα κριτήρια σχεδιασμού και η απαίτηση ικανότητας εκφράζονται σε όρους παραμορφώσεων κι όχι δυνάμεων.

Το πιο κρίσιμο σημείο στην υλοποίηση τέτοιου είδους ανάλυσης είναι ο ορισμός των στόχων συμπεριφοράς της κατασκευής, δηλαδή των επιθυμητών συνδυασμών σεισμικής δράσης και της αντίστοιχης απόκρισης του κτιρίου. Συνεπώς είναι αναγκαίο να επιλεγεί το όριο συμπεριφοράς και να αποφασισθεί το επίπεδο σεισμικού κινδύνου. Οι σεισμικές δονήσεις μπορούν να αντιμετωπισθούν άμεσα από τις διατάξεις κανονισμού που αφορούν στο δομικό σχεδιασμό. Ο κίνδυνος σεισμικής δόνησης χαρακτηρίζεται τυπικά από μία καμπύλη κινδύνου, που δείχνει την πιθανότητα μια οριακή τιμή μιας παραμέτρου εδαφικής κίνησης, όπως π.χ. η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, να ξεπεραστεί μέσα σε κάποιο χρονικό διάστημα. Ο σχεδιασμός με βάση τη συμπεριφορά καθοδηγείται από τις αμερικανικές μεθόδους ACCE-41, ATC-58, FEMA-445 κι εφαρμόζεται στην υπολογιστική πλατφόρμα βελτιστοποίησης OPTIMUM.

### 6.5.3. Γραφικό περιβάλλον εργασίας, το λειτουργικό σύστημα και ανάπτυξη

Η επίλυση των πραγματικών προβλημάτων βελτιστοποίησης κατασκευών γίνεται εφικτή με τη συνέργεια των ακόλουθων ενεργειών κατά τη διάρκεια της αριθμητικής προσομοίωσης και της διαδικασίας σχεδιασμού:

- επιλογή υπολογιστικά αποδοτικών και με ακρίβεια μοντέλων για την αριθμητική αποτύπωση του φυσικού προβλήματος,



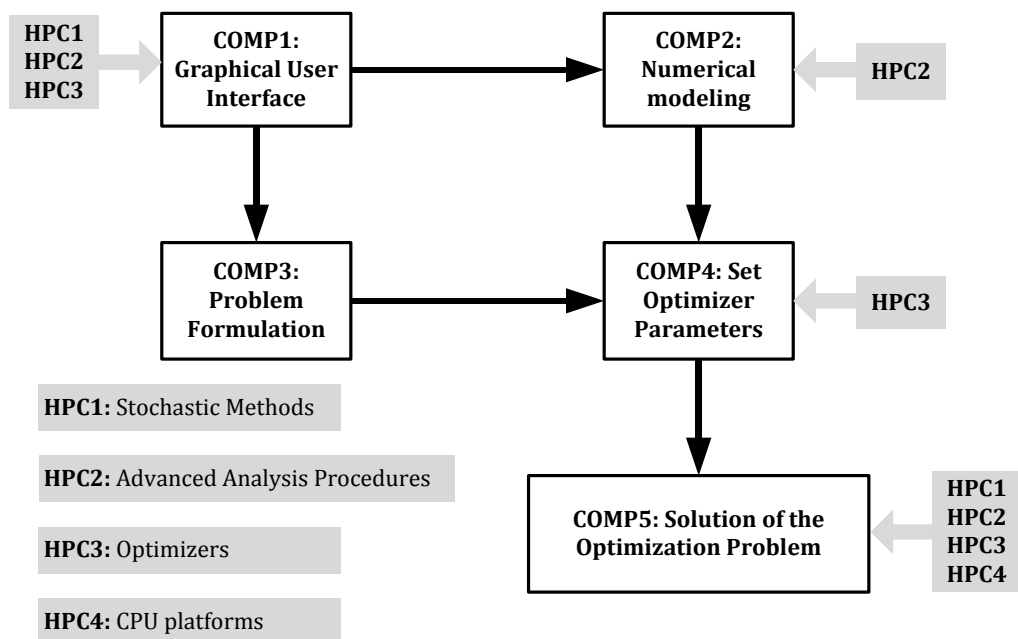
- βελτίωση της μεθόδου σχεδιασμού με χρήση αξιόπιστων και αποτελεσματικών μεταευσριστικών αλγορίθμων βελτιστοποίησης,
- ορθολογική μοντελοποίηση των αβεβαιοτήτων του συστήματος,
- εκμετάλλευση της υψηλής απόδοσης τεχνολογίας των υπολογιστών (HPC) των τελευταίων χρόνων.

#### **6.5.3.1. Υπολογιστικό στοιχείο υψηλής απόδοσης**

Η χρήση μεταευσριστικών αλγορίθμων βελτιστοποίησης MOA για τις κατασκευές απαιτεί έναν αριθμό αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία ώστε να διαμορφωθούν οι αντικειμενικές συναρτήσεις και οι συναρτήσεις περιορισμού σε κάθε βήμα της βελτιστοποίησης. Σημαντικό χαρακτηριστικό των MOA είναι ότι χρησιμοποιούνται περισσότερα από ένα σημεία σχεδιασμού στο χώρο των μεταβλητών. Αυτό επιτρέπει την εύκολη εκτέλεση της διαδικασίας της βελτιστοποίησης παράλληλα σε διαφορετικά υπολογιστικά περιβάλλοντα. Εφόσον κάποιες αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία μπορούν να υλοποιηθούν ανεξάρτητα και σε διαφορετικές χρονικές στιγμές, μια πλήρης ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων μπορεί να ολοκληρωθεί σε έναν επεξεργαστή χωρίς την ανάγκη επικοινωνίας με άλλους επεξεργαστές κατά τη διάρκεια της επίλυσης. Ως εκ τούτου η παράλληλη εκτέλεση των μεταευσριστικών αλγορίθμων στηρίζεται στη θεμελιώδη αρχή ότι κάθε μεμονωμένο στοιχείο στον πληθυσμό των απογόνων αποτελεί μια ανεξάρτητη μονάδα όλων των μεταβλητών σχεδίασης.

#### **6.5.3.2. Γραφικό περιβάλλον και Λειτουργικό Σύστημα**

Το OPTIMUS έχει γραφτεί σε γλώσσα προγραμματισμού C# και συγκεκριμένα έχει αναπτυχθεί για να λύνει προβλήματα βέλτιστου σχεδιασμού δομικών έργων. Το γραφικό του περιβάλλον φαίνεται στο Σχ.6.6. Είναι εύκολα ρυθμιζόμενο και προσαρμόζεται σε ειδικές εφαρμογές. Μπορεί επίσης να συνδέεται με άλλα προγράμματα και να εισάγει δεδομένα απ' αυτά. Ακολουθούν εικόνες από το γραφικό του περιβάλλον.



Σχ.6.6. Διάγραμμα λειτουργίας του OPTIMUS



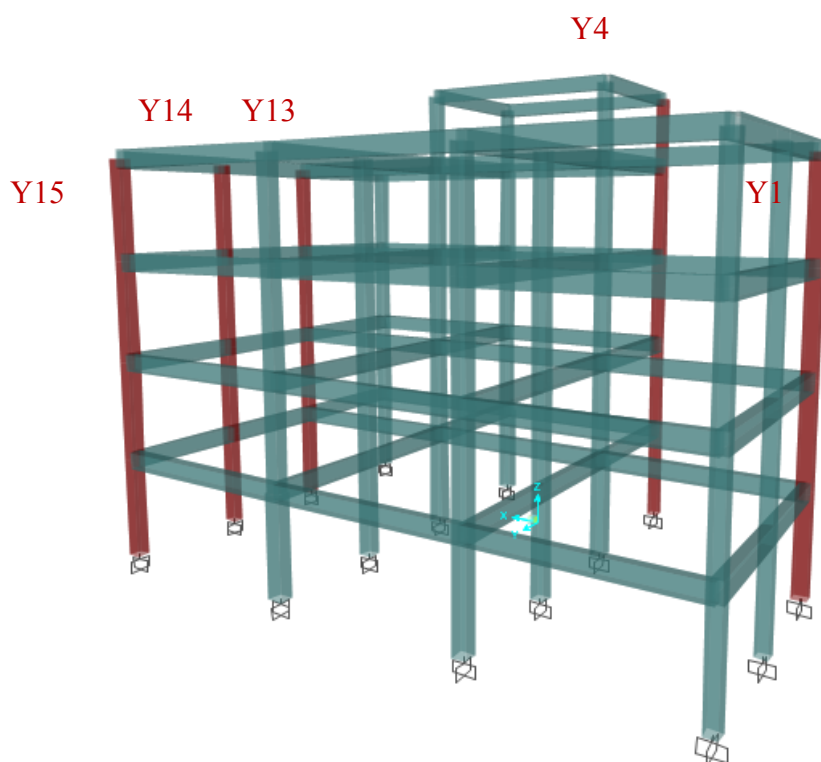
Σχ.6.7. Γραφικό περιβάλλον του OPTIMUS

## 7. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΚΑΙ ΒΕΛΤΙΣΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΥΣ

### 7.1.Υλοποίηση των ενισχύσεων στο SAP2000

#### 7.1.1. Εισαγωγή

Η υπό μελέτη κατασκευή, όπως προέκυψε από την αποτίμηση του Κεφ.4, χρειάζεται ενίσχυση. Επιλέγονται λοιπόν προς ενίσχυση τα υποστυλώματα Y1, Y4, Y13, Y14 και Y15, τα οποία ήταν κι αυτά που παρουσίασαν προβληματική συμπεριφορά ως προς την απαιτούμενη, δηλαδή δεν ικανοποιούσαν τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» σε όλα τα σημεία τους.



Σχ.7.1. Θέσεις υποστυλωμάτων για ενίσχυση

Η ενίσχυση πραγματοποιείται με δύο διαφορετικούς τρόπους. Ο πρώτος πραγματοποιείται με την εφαρμογή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος, δηλαδή με αύξηση της υπάρχουσας διατομής. Ο δεύτερος γίνεται με περίσφιγξη μέσω υφασμάτων ινοπλισμένων πολυμερών από άνθρακα (CFRP).

## 7.1.2. Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

### 7.1.2.1. Περιγραφή των πρόσθετων υλικών

Για την κατασκευή του μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος σ' ένα υποστυλώμα χρησιμοποιείται σκυρόδεμα ποιότητας C30/37 και χάλυβας ποιότητας S500. Οι αντοχές σχεδιασμού των προστιθέμενων υλικών, σε αντίθεση με αυτές των υφιστάμενων, υπολογίζονται σύμφωνα με την §3.2.8.1. ως εξής:

- Για το σκυρόδεμα:  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_m = 30 / 1.15 = 26,09 \text{ MPa}$
- Για το χάλυβα:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$

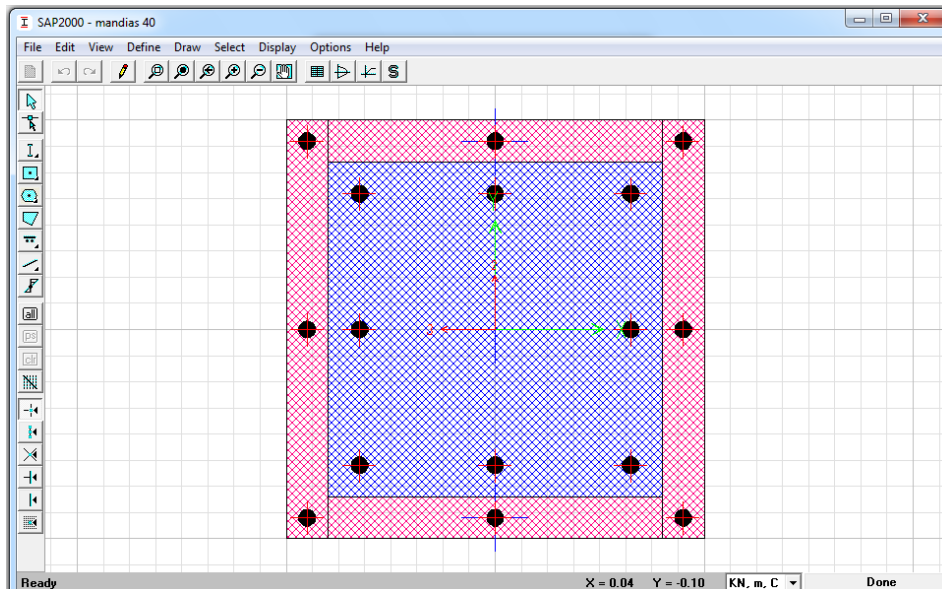
Εισάγονται στο SAP2000 μέσω της διαδικασίας:

Define → Materials → Add New Material

### 7.1.2.2. Διαμόρφωση της νέας διατομής

Για τον καθορισμό της νέας διατομής, του υποστυλώματος με το μανδύα ακολουθούνται οι παρακάτω εντολές:

Define → Frame Sections → Add New Property → Other → Section Designer



Σχ.7.2. Προσομοίωση του μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος στο SAP2000.

Τόσο για τα υποστυλώματα με διαστάσεις 35x35 όσο και για τα 40x40 χρησιμοποιούνται επιπλέον σίδερα 8Φ20 για την ενίσχυσή τους.

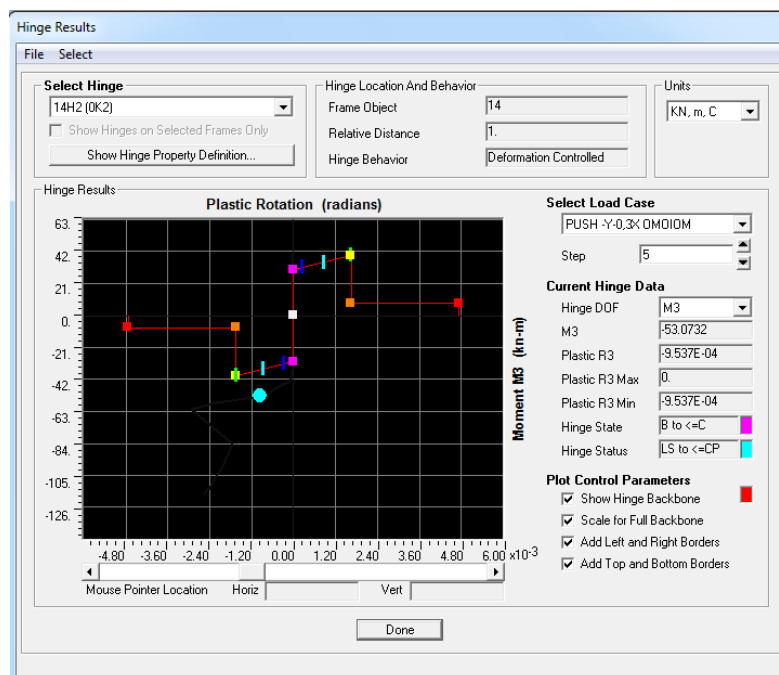
### 7.1.3. Ενίσχυση με υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα (CFRP)

Για την ενίσχυση με τη μέθοδο αυτή επιλέγονται υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα CFRP με πάχος στρώσης 0,275mm και μέτρο ελαστικότητας  $E_f=240\text{GPa}$ . Επίσης, η εφελκυστική αντοχή τους λαμβάνεται ίση με  $f_{u,f}=3500\text{MPa}$  και η παραμόρφωση αστοχίας τους ίση με  $\epsilon_{f,u}=0,015$ . Σημειώνεται ακόμα ότι σ' αυτήν την περίπτωση η προσομοίωση της ενισχυμένης διατομής γίνεται μόνο με την αλλαγή των ιδιοτήτων του σκυροδέματος μετά την περισφιγξή του.

#### 7.1.3.1. Υπολογισμός απαιτούμενων στρώσεων CFRP [21,22]

Για τα υποστυλώματα που προορίζονται για ενίσχυση, πρέπει να ορισθεί το μέγιστο πλαστικό μέρος της γωνίας στροφής χορδής που αναπτύσσεται για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Έτσι, προσδιορίζεται η τιμή  $\theta_{pl}$  για καθένα από τα ενισχυόμενα υποστυλώματα με την παρακάτω εντολή:

Display → Show Hinge Results



Σχ.7.3. Πλαστικό μέρος γωνίας στροφής χορδής

Για παράδειγμα, για το υποστύλωμα Y1 βρέθηκε ότι  $\theta_{pl,max}=0,00095$ . Η επιδιωκόμενη γωνία στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» πρέπει να ξεπερνά την τιμή  $\theta_y + \theta_{pl,max}$ . Έτσι πρέπει:

$$\theta_{\Pi Z} > \theta_y + \theta_{pl,max} \rightarrow (\theta_{u,frp} + \theta_y) / (2 \cdot \gamma_{RD}) > \theta_y + \theta_{pl,max}$$

όπου  $\gamma_{RD}=1,80$  και  $\theta_y=0,006$  rad. Επομένως πρέπει  $\theta_{u,frp}=\theta_{um} > 0,007$  rad.

Επίσης ισχύει ότι

$$\theta_{um} = \frac{1}{1.5} \cdot 0.016 \cdot (0.3^v) \left[ \frac{\max\{0.01, \omega'\}}{\max\{0.01, \omega\}} \cdot f_c \right]^{0.225} \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\left( a \rho_{ax} \frac{f_{yw}}{f_c} + a' \rho_f \frac{f_{f,e}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \cdot \rho_d})$$

Από την παραπάνω σχέση υπολογίζεται η ποσότητα ( $\alpha' \cdot \rho_f \cdot f_{f,e} / f_c$ ), αφού οι υπόλοιπες παράμετροι είναι γνωστές.

- $\rho_f$ : το ποσοστό του FRP που είναι παράλληλο προς την κατεύθυνση φόρτισης (EK8, Μέρος 3) δίνεται από τον τύπο:

$$\rho_f = 2 \cdot t_{f,ολ} / b_w$$

- $f_{f,e}$ : η ενεργός τάση που δίνεται από τη σχέση:

$$f_{f,e} = \min\{f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} E_f\} \left( 1 - 0,7 \min\{f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} E_f\} \frac{\rho_f}{f_c} \right)$$

- $\alpha'$ : ο συντελεστής αποδοτικότητας της περισφιγξης που ορίζεται ως εξής:

$$\alpha' = 1 - \frac{(b - 2R)^2 + (h - 2R)^2}{3bh}$$

όπου R: η ακτίνα της στρογγυλεμένης γωνίας της διατομής.

Από τη διαδικασία αυτή εξάγεται ως αποτέλεσμα το συνολικό πάχος των ινών άνθρακα  $t_{f,ολ}$  που ισούται με:

$$t_{f,ολ} = n \cdot t_f$$

όπου n: ο αριθμός των στρώσεων των υφασμάτων FRP.

Με βάση τα παραπάνω υπολογίστηκε ότι για την ενίσχυση του υποστυλώματος Y1 απαιτούνται 9 στρώσεις CFRP, όπως και για το Y15. Ομοίως υπολογίστηκε ότι για τα υποστυλώματα Y4, Y13 και Y14 απαιτούνται 8 στρώσεις CFRP.

### 7.1.3.2. Περιγραφή των υλικών

Στη συνέχεια δίνονται οι ιδιότητες των υλικών μετά τον υπολογισμό τους:

- Η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού των CFRP:

$$f_{fd} = f_{fu} / \gamma_m = 3500 / 1,20 = 2916,7 \text{ MPa}$$

- Η θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου πλέον σκυροδέματος:

$$f_{c,frp} = (1,125 + 1,25 \alpha \omega_{wd}) f_c = 109,66 \text{ MPa},$$

όπου  $\omega_{wd} = (A_f \cdot f_{fd}) / (A_c \cdot f_{cd})$

- Η παραμόρφωση αστοχίας του περισφιγμένου σκυροδέματος:

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 (f_{c,frp} / f_c)^2 = 0,0715.$$

Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: C35-FRP      Material Type: Concrete

Hysteresis Type: Takeda

Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: 0.      Dilatational Angle: 0.

Units: KN, m, C

Stress-Strain Curve Definition Options:  Parametric       User Defined      Convert To User Defined

User Stress-Strain Curve Data

Number of Points in Stress-Strain Curve: 19

	Strain	Stress	Point ID
1	-0.065	-109660.	
2	-0.0578	-108306.	
3	-0.0506	-104245.	
4	-0.0433	-97476.	
5	-0.0361	-87999.	
6	-0.0289	-75814.	
7	-0.0217	-60922.	
8	-0.0144	-43322.	
9	-7.200E-03	-23015.	
10	0.	0.	
11	7.200E-03	23015.	
12	0.0144	43322.	
13	0.0217	60922.	

Order Rows      Show Plot...

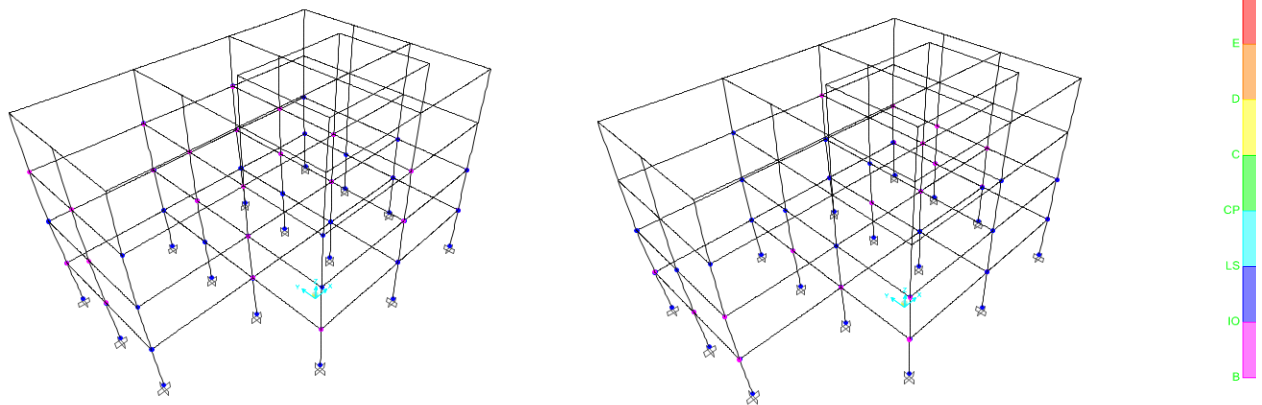
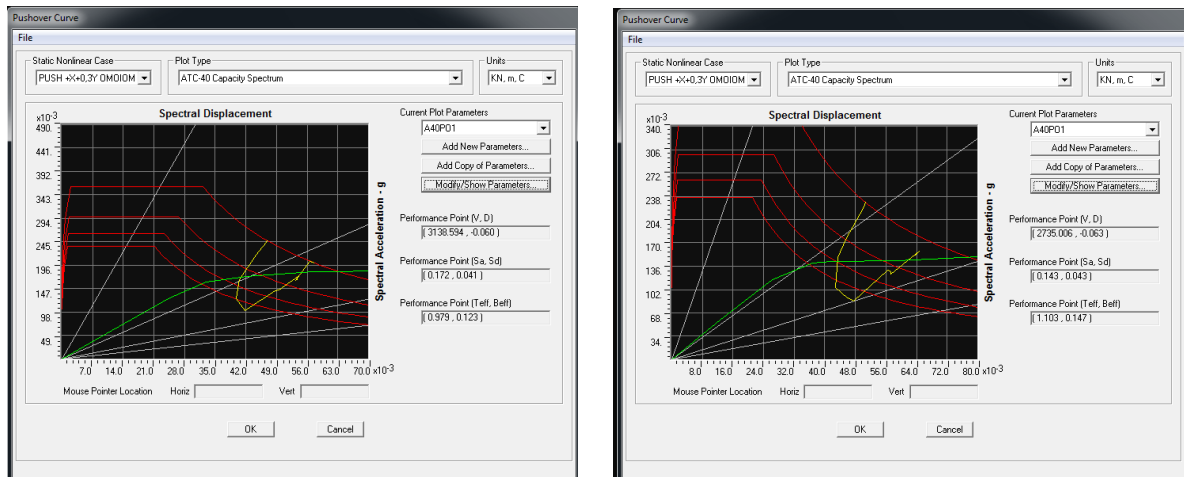
OK      Cancel

Σχ.7.4. Περιγραφή του νόμου του υλικού για το περισφιγμένο με CFRP σκυρόδεμα.

**7.1.4. Αποτίμηση της ενισχυμένης κατασκευής και συγκριτικά αποτελέσματα**

Ακολουθούν συνοπτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις μη- γραμμικές στατικές αναλύσεις ύστερα από την ενίσχυση της κατασκευής με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και με υφάσματα άνθρακα CFRP.

**I. Ομοίομορφη Κατανομή κατά +X (δυσμενέστερος συνδυασμός +X+0,3Y)**

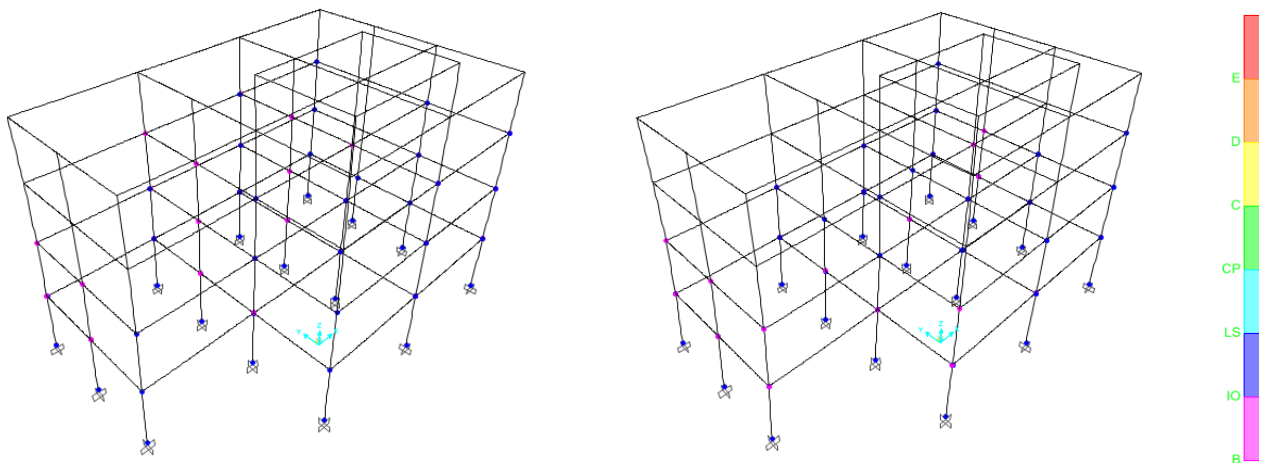
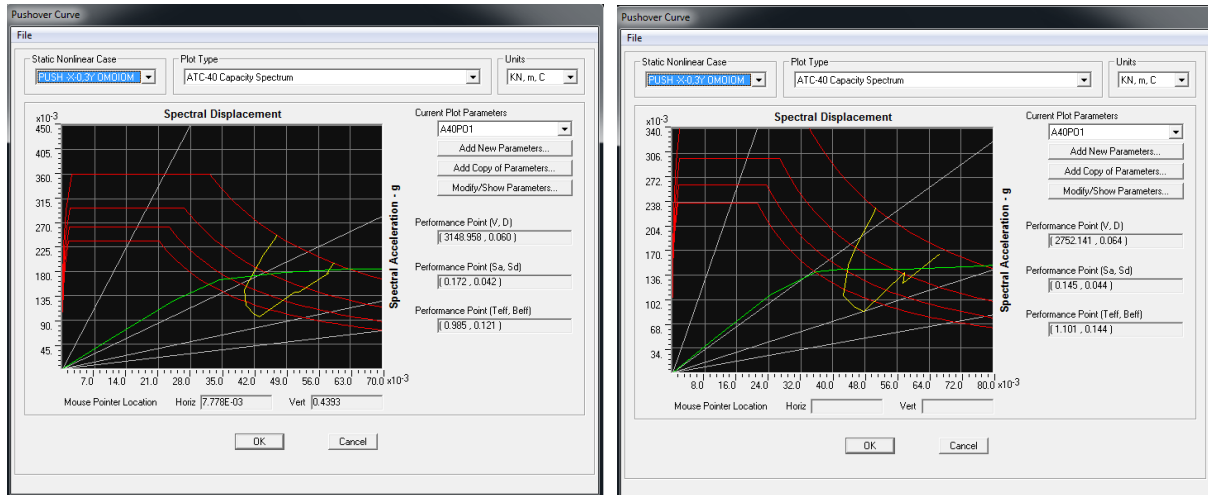


Σχ.7.5. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας κατά ATC-40 και εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων της κατασκευής μετά την ενίσχυσή της με μανδύες και CFRP αντίστοιχα.

PUSH +X+0,3Y ΟΜΟΙΟΜ											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
<b>ΣΕ αρχικού</b>	<b>2635.24</b>	<b>-0.06300</b>									
5	2640.589	-0.08127	201	30	57	0	0	0	0	0	288
<b>ΣΕ μανδύα</b>	<b>3138.59</b>	<b>-0.06000</b>									
5	3372.69	-0.08214	186	27	75	0	0	0	0	0	288
<b>ΣΕ CFRP</b>	<b>2735.01</b>	<b>-0.06300</b>									
5	2789.58	-0.08409	198	15	75	0	0	0	0	0	288



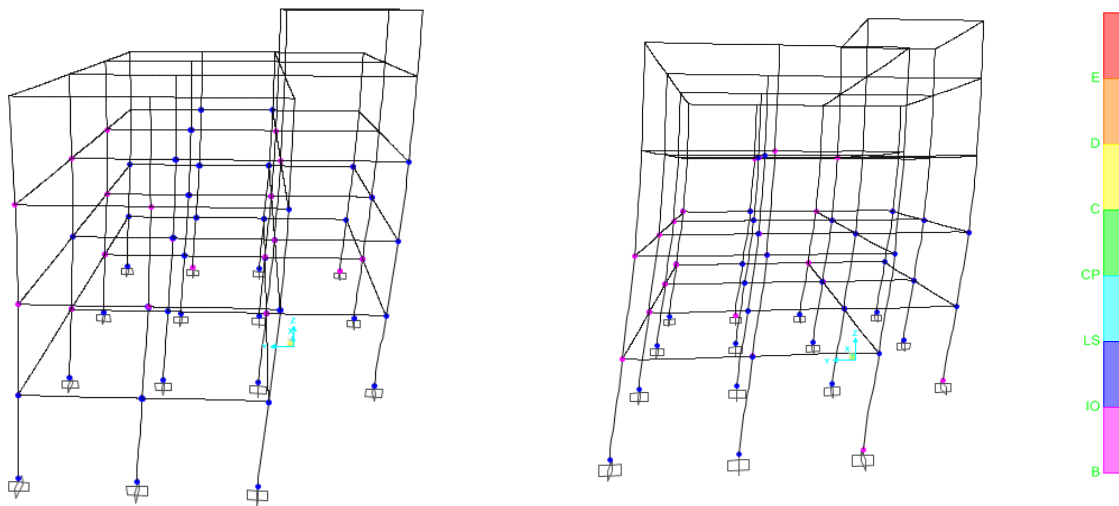
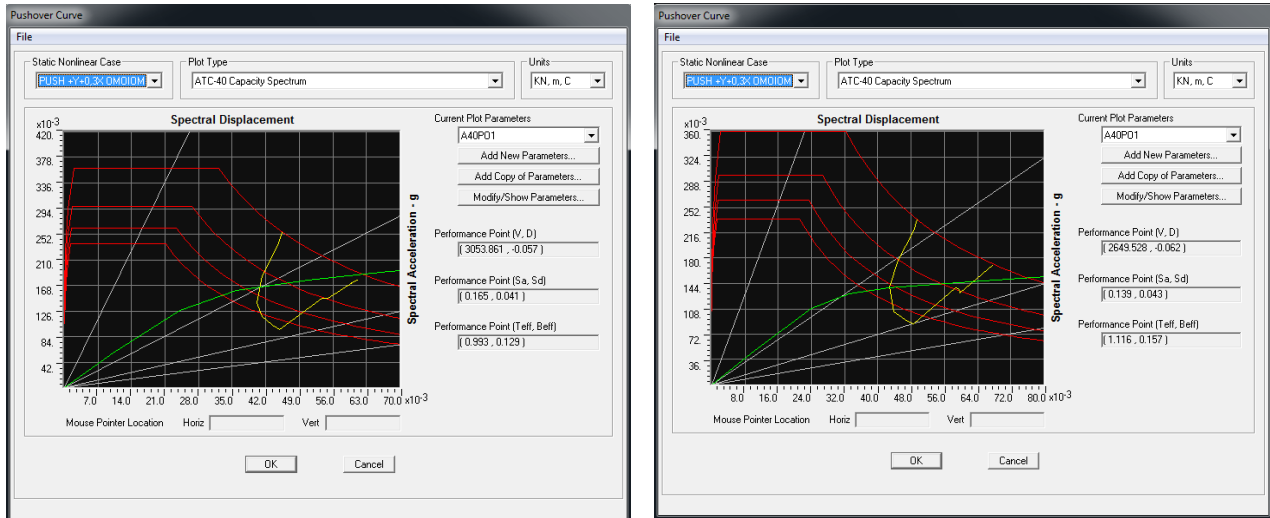
**II. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά -X (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -X-0,3Y)**



Σχ.7.6. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεσματικότητας κατά ATC-40 και εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων της κατασκευής μετά την ενίσχυσή της με μανδύες και CFRP αντίστοιχα.

PUSH -X-0,3Y ΟΜΟΙΟΜ											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
<b>ΣΕ αρχικού 6</b>	<b>-2637.13</b> -2644.65	<b>0.06300</b> 0.07892	199	32	57	0	0	0	0	0	288
<b>ΣΕ μανδύα 4</b>	<b>-3148.96</b> -3225.26	<b>0.06000</b> 0.07003	200	37	51	0	0	0	0	0	288
<b>ΣΕ CFRP 5</b>	<b>-2752.14</b> -2776.30	<b>0.06400</b> 0.08278	198	20	70	0	0	0	0	0	288

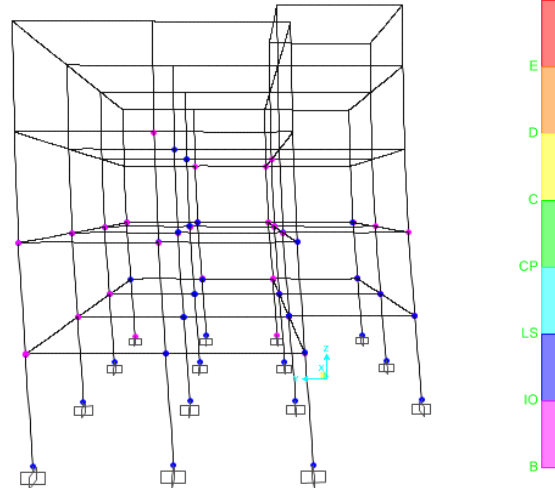
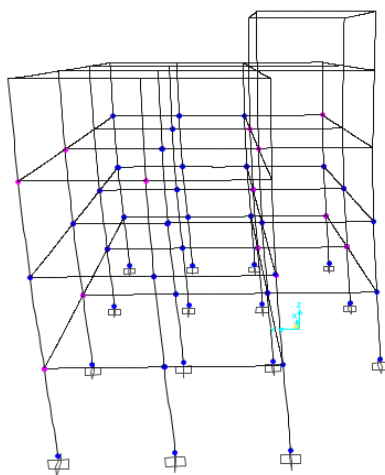
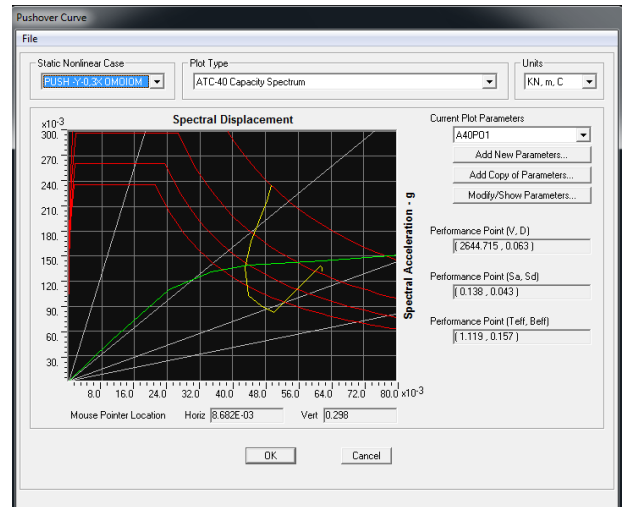
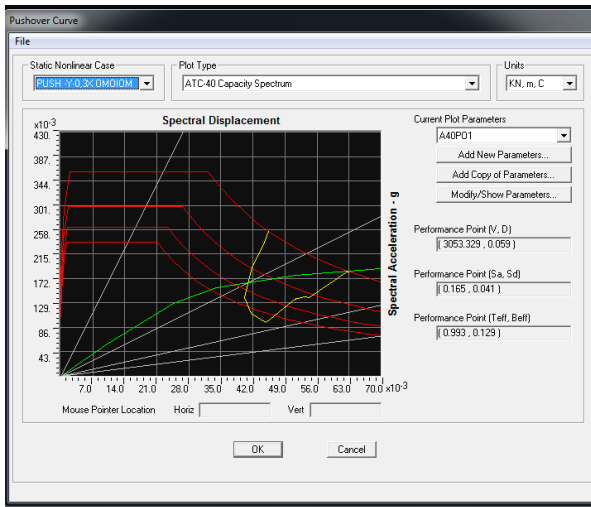
**III. Ομοιόμορφη κατανομή κατά +Y(δυσμενέστερος συνδυασμός ο +Y+0,3X)**



Σχ.7.7. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεσματικότητας κατά ATC-40 και εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων της κατασκευής μετά την ενίσχυσή της με μανδύες και CFRP αντίστοιχα.

PUSH +Y+0,3X ΟΜΟΙΟΜ											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
<b>ΣΕ αρχικού</b> <b>5</b>	<b>2570.65</b> 2643.07	<b>-0.06100</b> -0.08607	186	12	88	2	0	0	0	0	288
<b>ΣΕ μανδύα</b> <b>4</b>	<b>3053.86</b> 3176.68	<b>-0.05700</b> -0.07041	185	27	76	0	0	0	0	0	288
<b>ΣΕ CFRP</b> <b>4</b>	<b>2649.53</b> 2654.82	<b>-0.06200</b> -0.06238	201	36	51	0	0	0	0	0	288

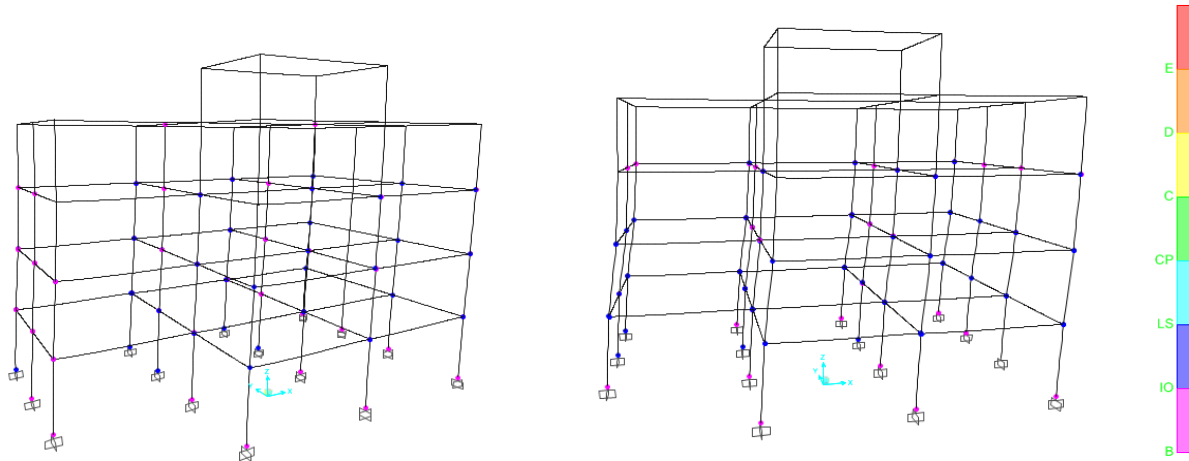
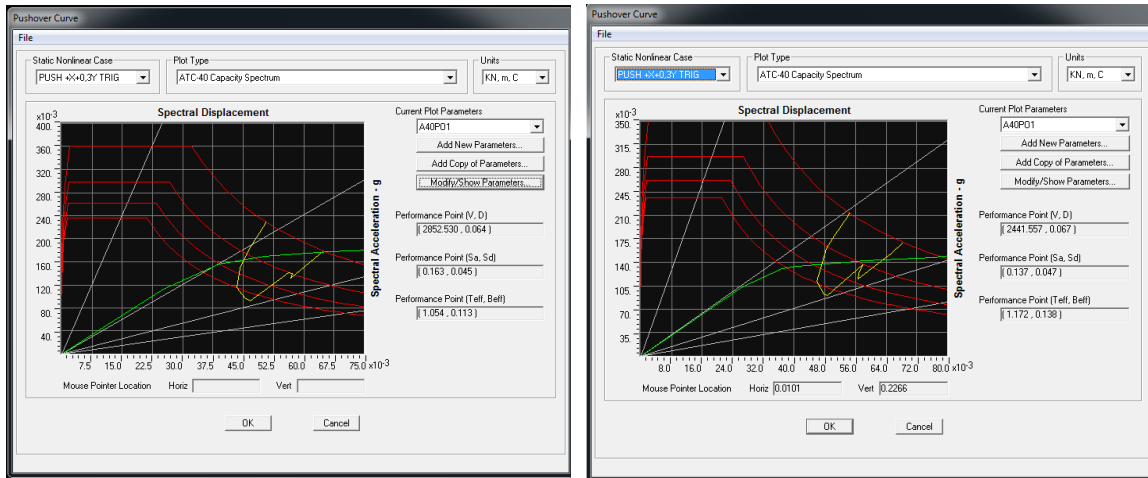
**IV. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά -Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Y-0,3X)**



Σχ.7.8. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας κατά ATC-40 και εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων της κατασκευής μετά την ενίσχυσή της με μανδύες και CFRP αντίστοιχα.

PUSH -Y-0,3X ΟΜΟΙΟΜ											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
<b>ΣΕ αρχικού</b> <b>5</b>	<b>-2586.55</b>	<b>0.06330</b>									
	-2644.78	0.08560	182	17	87	2	0	0	0	0	288
<b>ΣΕ μανδύα</b> <b>4</b>	<b>-3053.33</b>	<b>0.05900</b>									
	-3200.34	0.07297	184	31	73	0	0	0	0	0	288
<b>ΣΕ CFRP</b> <b>4</b>	<b>-2644.72</b>	<b>0.06300</b>									
	-2649.33	0.063762	190	41	57	0	0	0	0	0	288

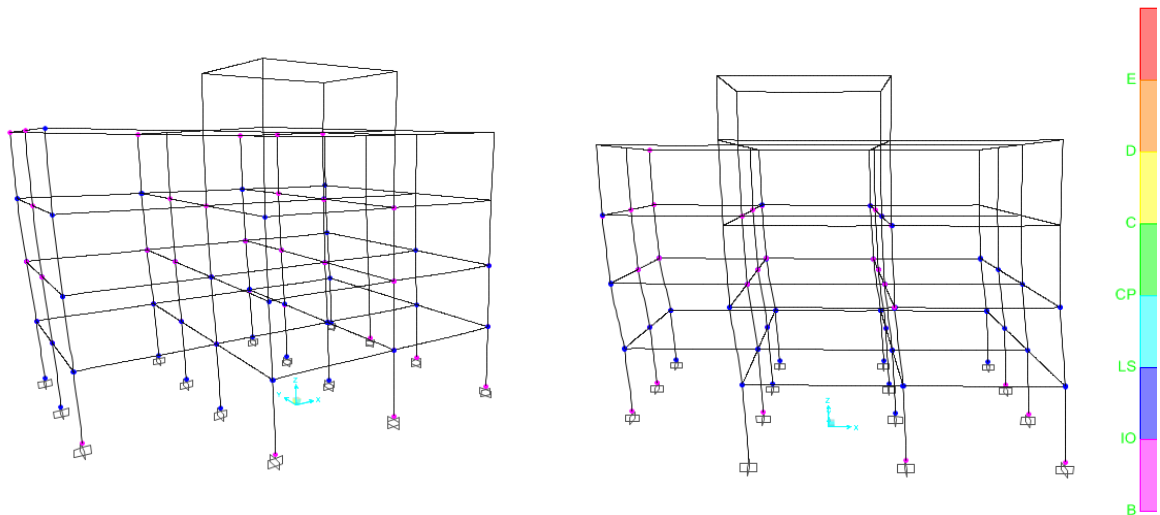
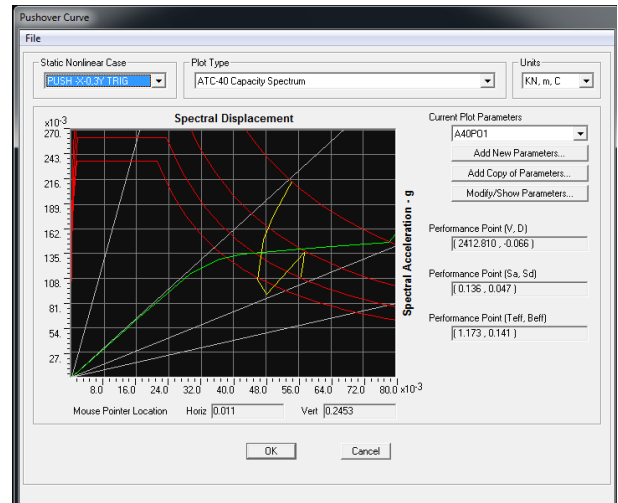
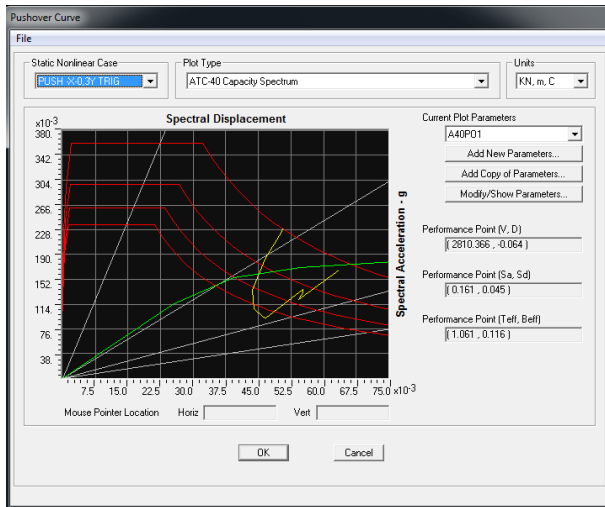
**V. Τριγωνική Κατανομή κατά +X (δυσμενέστερος συνδυασμός +X+0,3Y)**



Σχ.7.9. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητας κατά ATC-40 και εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων της κατασκευής μετά την ενίσχυσή της με μανδύες και CFRP αντίστοιχα.

PUSH +X+0,3Y TRIG											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
ΣΕ αρχικού 5	-2365.00 -2369.94	0.06700 0.08159	191	28	69	0	0	0	0	0	288
ΣΕ μανδύα 4	-2852.53 -2860.72	0.06400 0.07045	186	46	56	0	0	0	0	0	288
ΣΕ CFRP 5	-2441.56 -2449.28	0.06700 0.08047	184	32	72	0	0	0	0	0	288

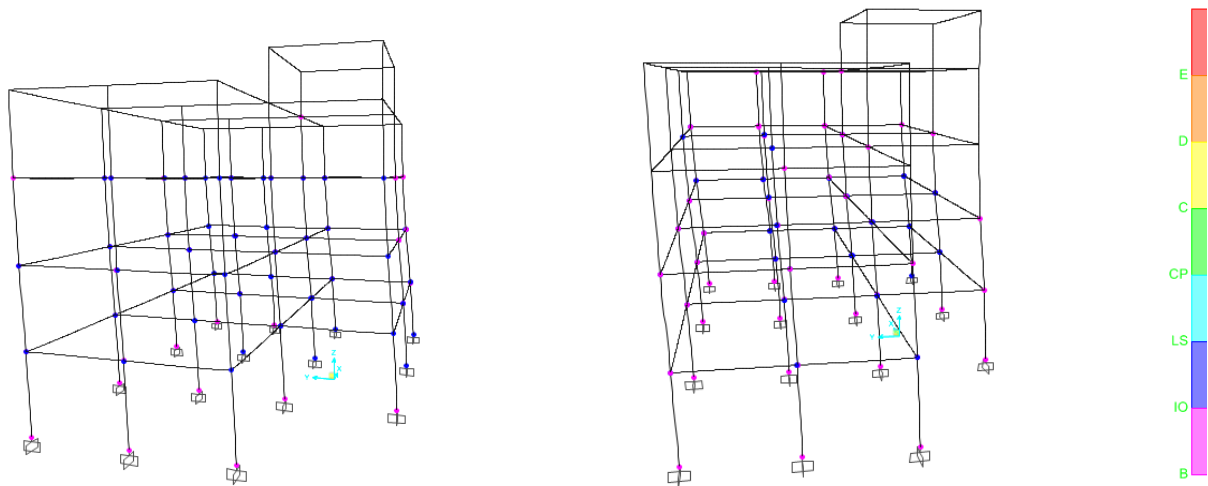
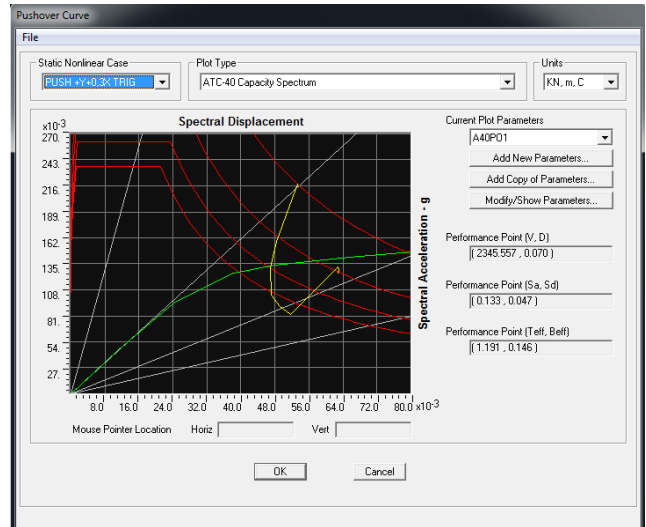
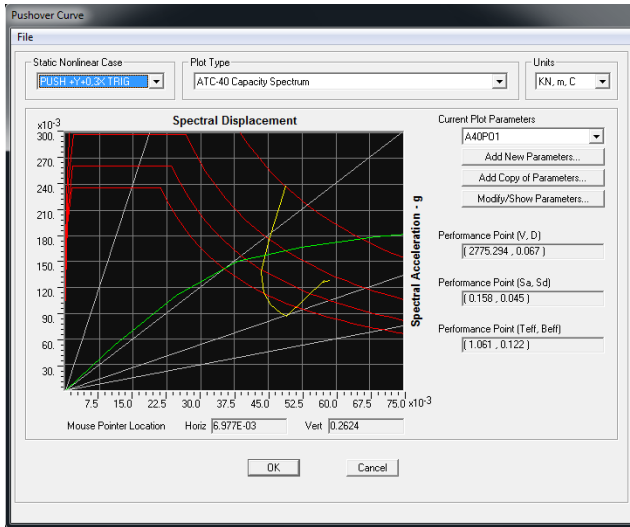
**VI. Τριγωνική κατανομή κατά -X (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -X-0,3Y)**



Σχ.7.10. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεσματικότητας κατά ATC-40 και εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων της κατασκευής μετά την ενίσχυσή της με μανδύες και CFRP αντίστοιχα.

PUSH -X-0,3Y TRIG											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
ΣΕ αρχικού 6	2340.15 2352.03	-0.06500 -0.07955	193	30	65	0	0	0	0	0	288
ΣΕ μανδύα 4	2810.37 2912.74	-0.06400 -0.07692	182	35	71	0	0	0	0	0	288
ΣΕ CFRP 6	2412.81 2430.62	-0.06600 -0.08382	187	34	67	0	0	0	0	0	288

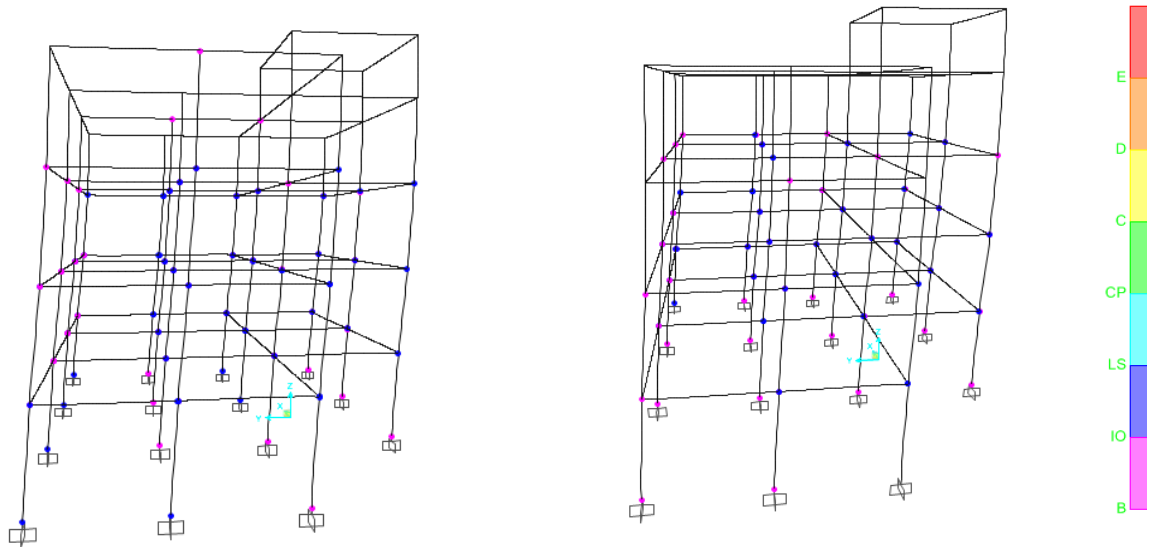
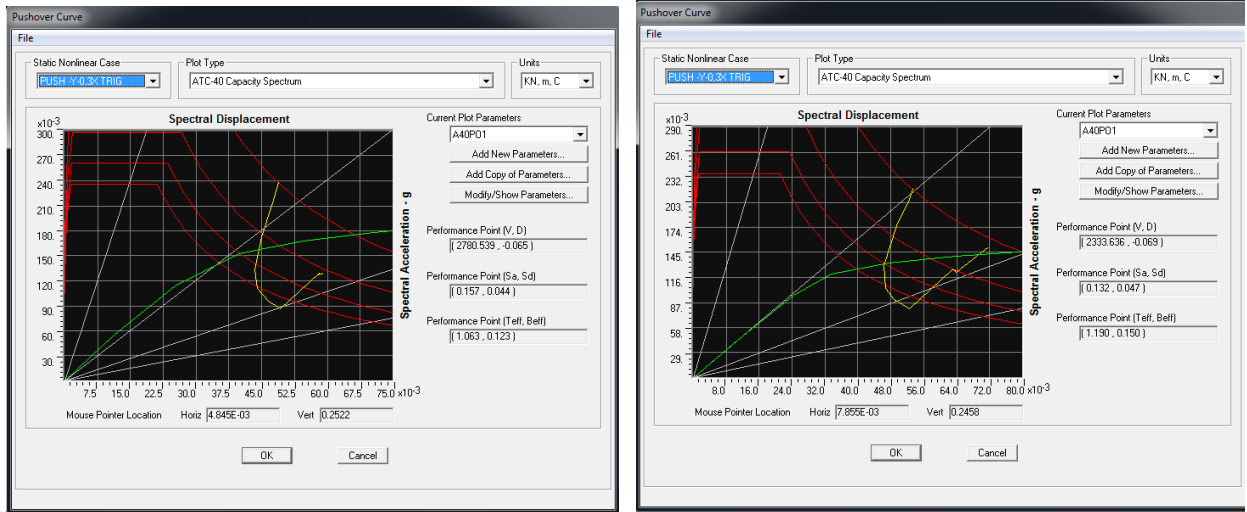
**VII. Τριγωνική κατανομή κατά +Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο +Y+0,3X)**



Σχ.711.. Προσδιορισμός Σημείων Επιτελεστικότητας κατά ATC-40 και εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων της κατασκευής μετά την ενίσχυσή της με μανδύες και CFRP αντίστοιχα.

PUSH +Y+0,3X TRIG											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
ΣΕ αρχικού 5	-2275.06 -2321.37	0.07000 0.09215	161	33	93	1	0	0	0	0	288
ΣΕ μανδύα 4	-2775.29 -2836.99	0.06700 0.07838	169	45	74	0	0	0	0	0	288
ΣΕ CFRP 4	-2345.56 -2361.25	0.07000 0.07174	171	54	63	0	0	0	0	0	288

**VIII. Τριγωνική Κατανομή κατά -Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Y-0,3X)**



Σχ.7.12. Προσδιορισμός Σημείου Επιτελεστικότητα κατά ATC-40 και εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων της κατασκευής μετά την ενίσχυσή της με μανδύες και CFRP αντίστοιχα.

PUSH -Y-0,3X TRIG											
Βήμα	V (KN)	D (m)	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	>E	Σύνολο
ΣΕ αρχικού 5	2270.29 2278.34	-0.06800 -0.08397	172	37	79	0	0	0	0	0	288
ΣΕ μανδύα 4	2780.54 2876.15	-0.06500 -0.07996	163	43	82	0	0	0	0	0	288
ΣΕ CFRP 4	2333.64 2352.50	-0.06900 -0.07035	184	47	57	0	0	0	0	0	288

Οι παραπάνω πίνακες παρουσιάζουν τα συγκριτικά αποτελέσματα της αποτίμησης του φορέα πριν και μετά την ενίσχυσή του με μανδύες Ο.Σ. και υφάσματα FRP. Περισσότερη προσοχή πρέπει να δοθεί στα αποτελέσματα των δυσμενέστερων κατανομών, δηλαδή στους συνδυασμούς εκείνους για τους οποίους αποδείχτηκε στο Κεφ.4 ότι το κτίριο χρειαζόταν ενίσχυση. Οι κατανομές αυτές είναι οι εξής: ομοιόμορφη κατανομή κατά  $+Y+0,3X$  και κατά  $-Y-0,3X$  και τριγωνική κατανομή κατά  $+Y+0,3X$ .

Όσο αφορά στα σημεία επιτελεστικότητας (V, D), για ενίσχυση των βληθέντων υποστυλωμάτων με μανδύες Ο.Σ. διακρίνεται μια αρκετά μεγάλη αύξηση της τέμνουσας βάσης, γύρω στα 460-500kN και ταυτόχρονα μια μείωση της μετακίνησης κορυφής της τάξεως των 4mm. Αντίστοιχα για ενίσχυση των ίδιων υποστυλωμάτων με υφάσματα FRP, παρατηρείται ότι η τέμνουσα βάσης αυξάνεται λίγο, περίπου 60-80kN ενώ η μετακίνηση κορυφής παραμένει ουσιαστικά αμετάβλητη.

Επί προσθέτως, είναι εύκολα αντιληπτό πως κανένα σημείο πλέον σε οποιαδήποτε κατανομή δεν υπερβαίνει το όριο για στόχο αποτίμησης «Προστασία Ζωής». Παρατηρείται ακόμα ότι έχει μειωθεί ο αριθμός των διατομών που βρίσκονται στην περιοχή της στάθμης «Προστασία Ζωής», ενώ ταυτόχρονα έχουν αυξηθεί εκείνες της «Άμεσης Χρήσης». Η τάση αυτή υπάρχει μετά την ενίσχυση τόσο με μανδύα Ο.Σ. όσο και με υφάσματα FRP, αλλά είναι ακόμα πιο έντονη στην περίπτωση των υφασμάτων CFRP.

Από όλα τα παραπάνω εξάγεται το συμπέρασμα ότι ο φορέας, ενισχυμένος, παρουσιάζει σαφώς καλύτερη συμπεριφορά σε σχέση με τον αρχικό έναντι του ίδιου σεισμού.



## 7.2. Βέλτιστος σχεδιασμός των ενισχύσεων στο OPTIMUS

### 7.2.1. Εισαγωγή

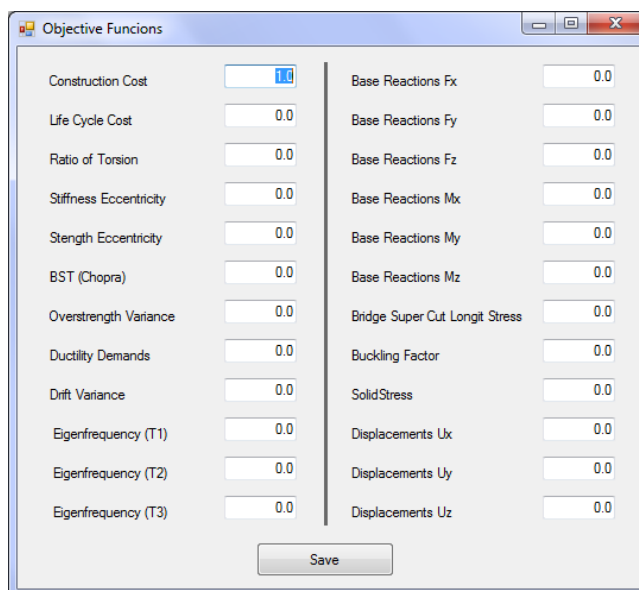
Στόχος της παρούσας εργασίας είναι ο προσδιορισμός των βέλτιστων χαρακτηριστικών κάθε είδους ενίσχυσης (μανδύες ΟΣ, υφάσματα CFRP) με τη βοήθεια του OPTIMUS. Μέσω μιας επαναληπτικής διαδικασίας τροποποιούνται οι μεταβλητές σχεδιασμού, οι οποίες ορίζουν κατ' επέκταση την αντικειμενική συνάρτηση, με τρόπο τέτοιο ώστε να ικανοποιούνται όλοι οι περιορισμοί. Όταν ολοκληρωθούν οι επαναλήψεις εντοπίζεται ο συνδυασμός των παραμέτρων σχεδιασμού που αποφέρει το καλύτερο αποτέλεσμα. Αυτός θεωρείται και ο βέλτιστος σχεδιασμός.

Αναλυτικότερα παρουσιάζονται τα βήματα του μεταεβριστικού αλγορίθμου που χρησιμοποιείται στην παρούσα εργασία και βασίζεται στη μέθοδο της διαφορικής εξέλιξης (Differential Evolution). Η λειτουργία του εμπνεύστηκε από τη λειτουργία της γενετικής και τη δημιουργία απογόνων, γενεών. Ο πληθυσμός των παραμετρικών διανυσμάτων κάθε γενεάς επιλέγεται να είναι 10, ώστε να εκτελείται ο αλγόριθμος σε μικρό χρονικό διάστημα. Το 1<sup>ο</sup> παραμετρικό διάνυσμα της 1<sup>ης</sup> γενεάς αναφέρεται στην αρχική κατάσταση των ενισχύσεων, πριν τη διαδικασία της βελτιστοποίησης. Τα υπόλοιπα 9 επιλέγονται αρχικά με τυχαίο τρόπο. Μέσω διαδοχικών επαναλήψεων και αλλαγών των μεταβλητών βρίσκεται η ελάχιστη τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης για κάθε γενεά και στη συνέχεια παράγεται η επόμενη σύμφωνα με την §6.4.3.2. Η διαδικασία παραγωγής επόμενης γενεάς σταματάει όταν για 4 συνεχόμενες γενεές έχει επιτευχθεί η ίδια ελάχιστη τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης, η οποία είναι πλέον και η οριστική.

### 7.2.2. Διατύπωση του προβλήματος

#### Αντικειμενική συνάρτηση:

Η βελτιστοποίηση πραγματοποιείται με κριτήριο το ελάχιστο δυνατό κόστος της ενίσχυσης. Επομένως, ως αντικειμενική συνάρτηση ορίζεται το κόστος της διαδικασίας της ενίσχυσης που περιλαμβάνει τόσο τα υλικά όσο και τα εργατικά. Η συνάρτηση αυτή παίρνει συγκεκριμένη τιμή για κάθε σχεδιασμό και εξαρτάται από τις μεταβλητές σχεδιασμού.



Σχ.7.13. Ορισμός της αντικειμενικής συνάρτησης στο OPTIMUS [21]

### **Μεταβλητές σχεδιασμού:**

Για ενίσχυση με τη μέθοδο της αύξησης της διατομής, δηλαδή με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, ως μεταβλητές σχεδιασμού λαμβάνονται για κάθε ένα από τα προς ενίσχυση υποστυλώματα οι εξής:

- το πάχος  $t$  του μανδύα,
- η ποιότητα του πρόσθετου σκυροδέματος που στη συγκεκριμένη εργασία επιλέγεται μεταξύ των κατηγοριών C20/25, C25/30, C30/37. Εκφράζεται μέσω της αντοχής του σκυροδέματος της ενίσχυσης  $f_c$ ,
- το μηχανικό ποσοστό του πρόσθετου οπλισμού  $\rho_s$  της ενίσχυσης.

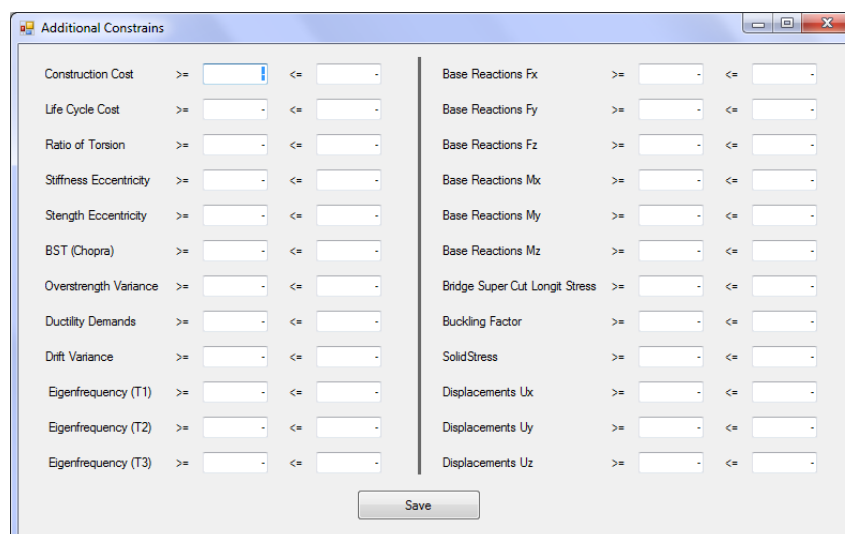
Για ενίσχυση με περίσφιγξη των βληθέντων υποστυλωμάτων με τη βοήθεια υφασμάτων CFRP, χρησιμοποιείται ως μεταβλητή σχεδιασμού:

- ο αριθμός των στρώσεων του υφάσματος ινοπλισμένων πολυμερών από άνθρακα.

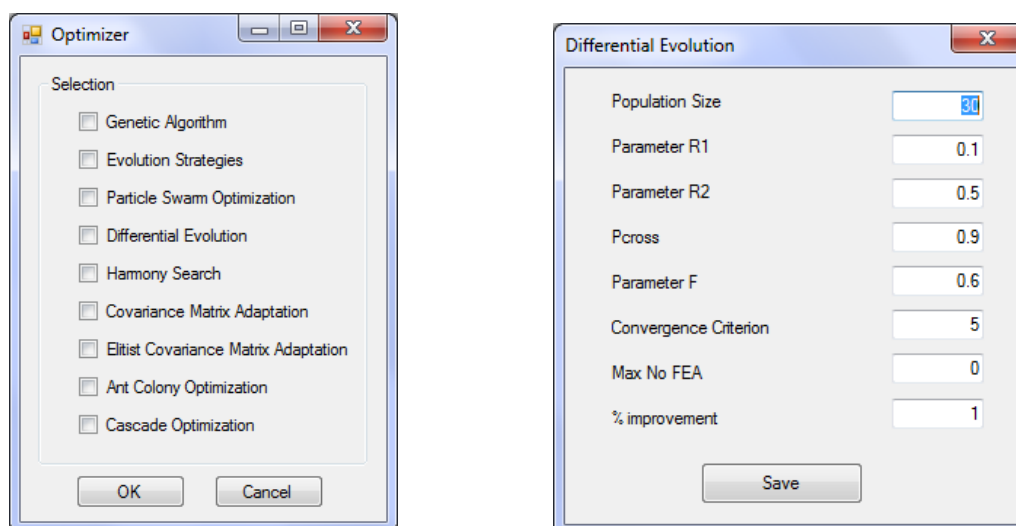
### **Περιορισμοί:**

Οι περιορισμοί που τίθενται στο πρόβλημα αντικατοπτρίζουν τις απαιτήσεις που επιβάλλουν οι κανονισμοί αλλά και ο μηχανικός ούτως ώστε να είναι ασφαλής κάθε αποδεκτή λύση. Βασικός περιορισμός του συγκεκριμένου προβλήματος είναι ότι κανένα άκρο οποιουδήποτε στοιχείου σε όλη την κατασκευή δεν έπρεπε να υπερβεί το όριο της γωνίας στροφής χορδής που αντιστοιχεί στη ζώνη «Προστασία Ζωής».

Έτσι εξασφαλίζεται άλλωστε με σιγουριά η επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής έναντι του σεισμού σχεδιασμού.



Σχ.7.14. Ορισμός των συναρτήσεων περιορισμών στο OPTIMUS.[21]



Σχ.7.15. Επιλογή της μεθόδου βελτιστοποίησης και των κατάλληλων παραμέτρων. [21]

Συγκεντρωτικά, σε κάθε επανάληψη κάθε γενεάς μεταβάλλονται οι τιμές των ιδιοτήτων των υλικών ενίσχυσης ή και οι διαστάσεις των επιμέρους στοιχείων της κατασκευής. Το OPTIMUS, παράλληλα, έχοντας τη δυνατότητα να πραγματοποιήσει προμέτρηση των υλικών και με γνωστές τις τιμές μονάδος τους, υπολογίζει εύκολα σε κάθε βήμα το κόστος που αποτελεί την αντικειμενική συνάρτηση. Ως αποτέλεσμα, με το πέρας των διαδοχικών δοκιμών, ορίζονται ως βέλτιστα τα χαρακτηριστικά των ενισχύσεων εκείνα, που έχουν οδηγήσει στην μικρότερη τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης ή αλλιώς στην ελαχιστοποίηση του κόστους.

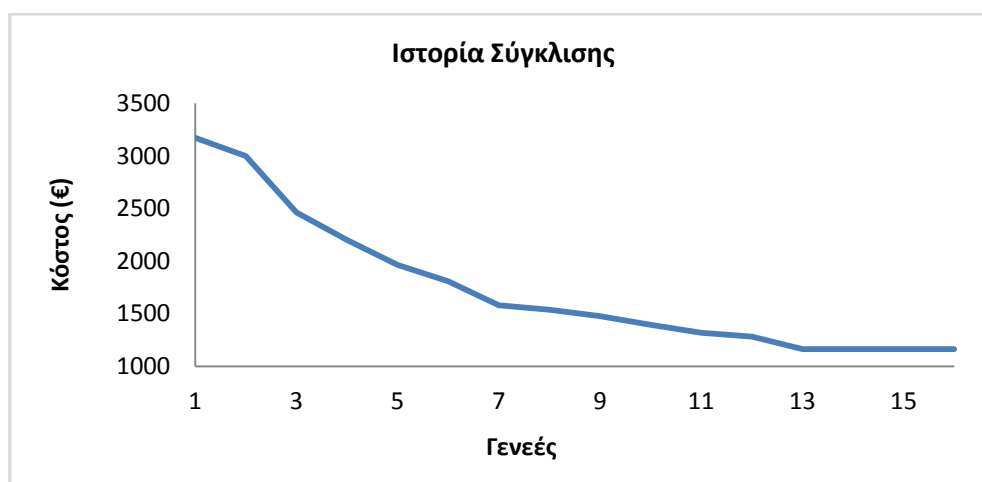
Οι τιμές μονάδος που χρησιμοποιούνται απ' τον αλγόριθμο για τα διάφορα υλικά είναι οι εξής:

Σκυρόδεμα ποιότητας C20/25	→ 65 €/m <sup>3</sup>
Σκυρόδεμα ποιότητας C25/30	→ 69 €/m <sup>3</sup>
Σκυρόδεμα ποιότητας C30/37	→ 75 €/m <sup>3</sup>
Χάλυβας ποιότητας S500	→ 2 €/kg
Υφάσματα CFRP	→ 37 €/m <sup>2</sup>

### 7.2.3. Αποτελέσματα του βέλτιστου σχεδιασμού

#### 7.2.3.1. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Το αρχικό σενάριο (§7.1.2.) για την ενίσχυση της κατασκευής με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος προβλέπει να ενισχυθούν 5 υποστυλώματα (Y1, Y4, Y13, Y14, Y15) χρησιμοποιώντας ως οπλισμό ενίσχυσης σίδερα 8Φ20 ποιότητας S500, πάχος μανδύα t=5cm και ποιότητα σκυροδέματος C30/37. Στη συνέχεια εκτελείται ο μεταεωριστικός αλγόριθμος βελτιστοποίησης στο OPTIMUS, οπότε καθορίζεται η βέλτιστη ενίσχυση με κριτήριο το κόστος. Προκύπτει λοιπόν ότι ενισχύοντας μόνο τα υποστυλώματα Y1, Y4 και Y15, ικανοποιούνται όλοι οι περιορισμοί. Η βέλτιστη ενίσχυση και των τριών υποστυλωμάτων έχει τα ακόλουθα χαρακτηριστικά: ως πρόσθετο οπλισμό σίδερα 4Φ22 ποιότητας S500, πάχος μανδύα t= 4cm και ποιότητα σκυροδέματος C30/37.



Γενεές	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Κόστος (€)	3171	2998	2462	2200	1965	1809	1579	1537	1475	1396	1319	1283	1163	1163	1163	1163

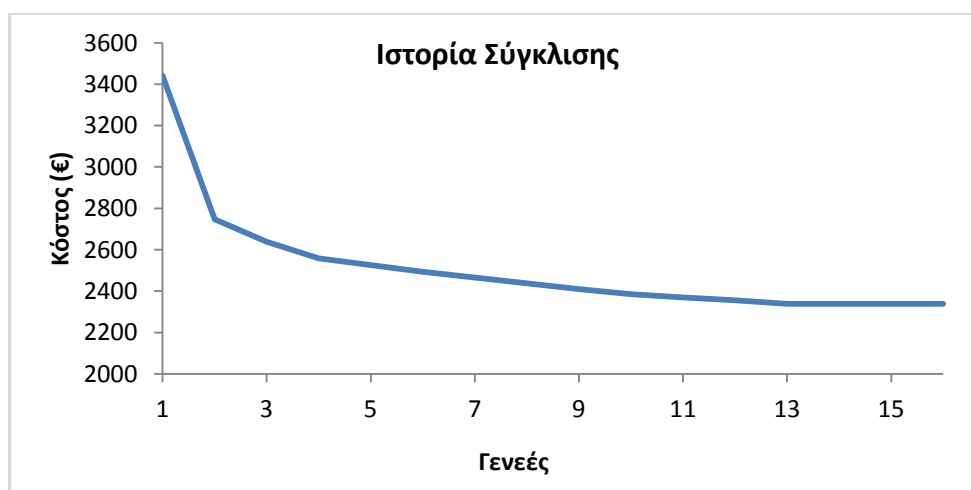
Σχ.7.16. Απεικόνιση της ιστορίας σύγκλισης του μεταεωριστικού αλγορίθμου βελτιστοποίησης στην περίπτωση των μανδύων ΟΣ.

	Αρχική Πρόταση Ενίσχυσης			Βέλτιστη Πρόταση Ενίσχυσης		
Υποστυλώματα	Πάχος μανδύα (cm)	Ποιότητα Σκυροδέματος	Οπλισμός ενίσχυσης	Πάχος μανδύα (cm)	Ποιότητα Σκυροδέματος	Οπλισμός ενίσχυσης
Y1	5	C30/37	8Φ20	4	C30/37	4Φ22
Y4	5	C30/37	8Φ20	4	C30/37	4Φ22
Y13	5	C30/37	8Φ20	0	-	-
Y14	5	C30/37	8Φ20	0	-	-
Y15	5	C30/37	8Φ20	4	C30/37	4Φ22
<b>ΚΟΣΤΟΣ (€)</b>	<b>3171</b>			<b>1163</b>		

Πιν.7.1. Σύγκριση των χαρακτηριστικών αρχικής-βέλτιστης ενίσχυσης με μανδύες ΟΣ.

### 7.2.3.2. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για ενίσχυση με υφάσματα CFRP.

Όπως και προηγουμένως, με τη βοήθεια του μεταεριστικού αλγορίθμου βελτιστοποίησης, προκύπτει ότι ενισχύοντας και πάλι μόνο τα υποστυλώματα Y1, Y4 και Y15, ικανοποιούνται όλοι οι περιορισμοί. Ο βέλτιστος σχεδιασμός της ενίσχυσης απαιτεί αυτή τη φορά για τα υποστυλώματα Y1 και Y15 6 στρώσεις CFRP ενώ για το Y4 7 στρώσεις. Οι ιδιότητες των υφασμάτων ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα CFRP που χρησιμοποιούνται γι' αυτήν την ενίσχυση είναι οι εξής: πάχος στρώσης 0,275mm, μέτρο ελαστικότητας  $E_f=240\text{GPa}$ , εφελκυστική αντοχή  $f_{u,f}=3500\text{MPa}$  και παραμόρφωση αστοχίας  $\epsilon_{f,u}=0,015$ .



Γενιά	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Κόστος (€)	3441	2748	2639	2559	2525	2494	2466	2438	2410	2386	2369	2356	2338	2338	2338	2338

Σχ.7.17. Απεικόνιση της ιστορίας σύγκλισης του μεταεριστικού αλγορίθμου βελτιστοποίησης στην περίπτωση των μανδύων ΟΣ.

	Αρχική Πρόταση Ενίσχυσης	Βέλτιστη Πρόταση Ενίσχυσης
Υποστυλώματα	Στρώσεις CFRP	Στρώσεις CFRP
Y1	9	6
Y4	8	7
Y13	8	-
Y14	8	-
Y15	9	6
<b>ΚΟΣΤΟΣ (€)</b>	<b>3441</b>	<b>2338</b>

Πιν.7.2. Σύγκριση των χαρακτηριστικών αρχικής-βέλτιστης ενίσχυσης με υφάσματα CFRP.

Το κόστος της ενίσχυσης φαίνεται να είναι αρκετά χαμηλό λόγω του ότι η υπό μελέτη κατασκευή υπέστη πολύ μικρές βλάβες. Σε μεγαλύτερα όμως κτίρια με σημαντικότερες ζημιές το κόστος της ενίσχυσης αναμένεται να είναι πολύ υψηλότερο.

## 8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία μελετήθηκε η συμπεριφορά ενός πολυώροφου κτιρίου κατοικίας από ΟΣ και η απόκρισή του στο σεισμό με χρήση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης Pushover. Αφού διαπιστώθηκε ότι δεν επαρκούσε έναντι του σεισμού σχεδιασμού, κρίθηκε σκόπιμη η ενίσχυση κάποιων στοιχείων ώστε να αποκατασταθούν οι βλάβες και γενικά να βελτιωθεί η σεισμική συμπεριφορά του. Εφαρμόστηκαν δύο είδη ενισχύσεως και στη συνέχεια αναζητήθηκαν τα βέλτιστα χαρακτηριστικά αυτών με σκοπό την ελαχιστοποίηση του κόστους.

Το πρώτο στάδιο λοιπόν της εργασίας περιελάμβανε την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της υφιστάμενης κατασκευής χρησιμοποιώντας την ανάλυση Pushover με επιβαλλόμενη μετατόπιση. Καθορίστηκε ως στάθμη επιτελεστικότητας η «Προστασία Ζωής» σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και προσδιορίστηκε η στοχευόμενη μετακίνηση. Ακόμα, για κάθε άκρο κάθε στοιχείου της κατασκευής, που αποτελεί θέση πιθανού σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης, ορίστηκαν τα κριτήρια επιτελεστικότητας σε όρους παραμορφώσεων (γωνίας στροφής χορδής). Για τον προσδιορισμό τους χρειάστηκε η γεωμετρία της διατομής, η ροπή διαρροής  $M_y$ , η γωνία στροφής χορδής διαρροής  $\theta_y$ , αλλά και η αξονική δύναμη  $N$  για διατομές υποστυλωμάτων. Τα κριτήρια αυτά διαφέρουν από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ στον Ευρωκώδικα 8, ωστόσο η διαφοροποίηση είναι μικρή. Σ' αυτήν την εργασία προσδιορίστηκαν με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Είναι σημαντικό να αναφερθεί πως για τις δοκούς υπολογίστηκε η επιρροή μόνο της κύριας ροπής ενώ για τα υποστυλώματα η αλληλεπίδραση της αξονικής με τις ροπές, κύρια και δευτερεύουσα.

Επιπλέον, η ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο SAP2000 για δύο κατανομές οριζόντιων φορτίων, μία ομοιόμορφη και μία ανεστραμμένη τριγωνική, για όλους τους πιθανούς συνδυασμούς του σεισμού κατά  $X$  και  $Y$ , δηλαδή  $\pm X \pm 0,3Y$  και  $\pm Y \pm 0,3X$ . Φυσικά στην ανάλυση λήφθηκε υπόψη η ρηγμάτωση των διατομών, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, μέσω της απομείωσης της δυσκαμψίας τους, διαφορετική στις δοκούς (0,4) απ' ότι στα υποστυλώματα (εσωτερικά: 0,8, περιμετρικά: 0,6). Κατά την ανάλυση υπολογίστηκαν οι πλαστικές γωνίες στροφής χορδής όλων των άκρων κι έγινε έλεγχος της κατάστασης κάθε διατομής ώστε να

διαπιστωθεί σε ποια ζώνη ανήκει: <IO, IO-LS, LS-CP, >CP, όπου IO: «Άμεση Χρήση», LS: «Προστασία Ζωής», CP: «Οιονεί Κατάρρευση».

Επομένως διαπιστώθηκε πως 5 σημεία συνολικά είχαν υπερβεί το όριο της στάθμης «Προστασία Ζωής», γεγονός που οδήγησε στην απόφαση για ενίσχυση της κατασκευής. Δυσμενέστεροι συνδυασμοί του σεισμού κρίθηκαν οι  $+Y+0,3X$  (ομοιόμορφης και τριγωνικής κατανομής) και  $-Y-0,3X$  (ομοιόμορφης κατανομής). Πρόσθετα, παρατηρήθηκε ότι η ομοιόμορφη κατανομή ήταν κρισιμότερη απ' την τριγωνική για την κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων. Για την ομοιόμορφη κατανομή επίσης η αντοχή του φορέα (καμπύλη αντίστασης) προέκυψε μεγαλύτερη ενώ η μετακίνηση κορυφής μικρότερη απ' ότι για την τριγωνική.

Επόμενο στάδιο της εργασίας ήταν η ενίσχυση των 5 υποστυλωμάτων, στα οποία είχαν προκληθεί βλάβες, με δύο τρόπους, με μανδύες ΟΣ και με υφάσματα CFRP. Πρόκειται για τα υποστυλώματα Y1, Y4, Y13, Y14 και Y15. Στην περίπτωση των μανδύων, ενισχύθηκαν όλα με σκυρόδεμα ποιότητας C30/37, πάχους 5cm και οπλισμό 8Φ20. Στην περίπτωση των υφασμάτων από ίνες άνθρακα, τα υποστυλώματα με διαστάσεις 35X35 ενισχύθηκαν με 8 στρώσεις CFRP, ενώ τα υπόλοιπα ενισχύθηκαν με 9 στρώσεις CFRP. Τα υφάσματα CFRP που χρησιμοποιήθηκαν είχαν τις ακόλουθες ιδιότητες: πάχος στρώσης 0,275mm, μέτρο ελαστικότητας  $E_f=240\text{GPa}$ , εφελκυστική αντοχή  $f_{u,f}=3500\text{MPa}$  και παραμόρφωση αστοχίας  $\varepsilon_{f,u}=0,015$ .

Η συμπεριφορά της ενισχυμένης κατασκευής έναντι του σεισμού παρουσιάστηκε σαφώς βελτιωμένη. Στα σημεία επιτελεστικότητας (V, D), στην εκδοχή της ενίσχυσης με τους μανδύες ΟΣ παρατηρήθηκε μια αρκετά μεγάλη αύξηση της τέμνουσας βάσης, γύρω στα 460-500kN και ταυτόχρονα μια μείωση της μετακίνησης κορυφής της τάξεως των 4mm. Κατ' αντιστοιχία στην εκδοχή ενίσχυσης με τα υφάσματα CFRP η τέμνουσα βάσης αυξήθηκε ελαφρώς, περίπου 60-80kN και η μετακίνηση κορυφής παρέμεινε πρακτικά η ίδια. Συμπεραίνεται λοιπόν ότι στην περίπτωση της υπό μελέτη κατασκευής, η ενίσχυση με μανδύες ΟΣ είναι αποτελεσματικότερη για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής.

Ένας άλλος λόγος που επιβεβαιώνει την αναγκαιότητα των ενισχύσεων είναι πως μετά απ' αυτές κανένα σημείο δεν ξεπέρασε το όριο για στόχο αποτίμησης «Προστασία Ζωής». Μειώθηκε μάλιστα ο αριθμός των διατομών στην περιοχή της στάθμης «Προστασία Ζωής», ενώ ταυτόχρονα αυξήθηκαν εκείνες της «Άμεσης Χρήσης». Συγκρίνοντας τέλος τις εικόνες διαρροής των διατομών του φορέα στο ΣΕ



συμπεραίνεται πως η μέθοδος των υφασμάτων CFRP είναι αποδοτικότερη για την αύξηση της πλαστιμότητας της παρούσας κατασκευής.

Τελικό στάδιο της εργασίας ήταν ο βέλτιστος σχεδιασμός των ενισχύσεων με στόχο το ελάχιστο δυνατό κόστος. Προϋπέθετε ασφαλώς την ικανοποίηση όλων των περιορισμών που είχαν τεθεί στο πρόβλημα. Η βελτιστοποίηση πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του OPTIMUS. Για ενίσχυση της κατασκευής με μανδύες ΟΣ προέκυψε ότι μόνο τα υποστυλώματα Y1, Y4 και Y15 χρειαζόταν τελικά ενίσχυση, με τα ακόλουθα βέλτιστα χαρακτηριστικά: πάχος σκυροδέματος 4mm ποιότητας C30/37 και πρόσθετος οπλισμός 4Φ22 ποιότητας S500. Είναι αξιοσημείωτο ότι μ' αυτά τα χαρακτηριστικά το κόστος ενίσχυσης μειώθηκε κατά 63%, από 3171€ που αντιστοιχούσαν στο αρχικό σενάριο σε 1163€ που είναι και το ελάχιστο κόστος.

Αντίστοιχα, στην περίπτωση των υφασμάτων CFRP, ενισχύοντας και πάλι τα ίδια τρία υποστυλώματα, τα μεν Y1 και Y15 με 6 στρώσεις CFRP, ενώ το Y4 με 7 στρώσεις, κρίθηκε ότι αποκαθίστανται πλήρως οι βλάβες και βελτιώνεται η σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου κατά το βέλτιστο τρόπο. Το ελάχιστο κόστος της ενίσχυσης αυτής ανέρχεται στα 2338€ έναντι του αρχικού ποσού που ήταν 3441€, μειώθηκε δηλαδή το κόστος κατά 32%. Συγκρίνοντας τέλος τη βέλτιστη ενίσχυση με μανδύες ΟΣ και τη βέλτιστη με υφάσματα CFRP, παρατηρείται πως η ενίσχυση με μανδύες ΟΣ είναι οικονομικότερη.



**Βιβλιογραφία**

1. Ο.Α.Σ.Π. (2006), “Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος” (ΕΚΩΣ2000), Αθήνα
2. Ο.Α.Σ.Π. (2011), “Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο”, Αθήνα
3. Ζαράρης, Π. (2009), “Μέθοδοι Υπολογισμού Σιδηροπαγούς Σκυροδέματος”, Εκδ. Αδελφών Κυριακίδη Α.Ε., Αθήνα
4. Τσάμπρας, Γ. (επ.) (2010), “SAP2000 Ανάλυση και Σχεδιασμός Κατασκευών με Πεπερασμένα Στοιχεία”, Αθήνα
5. Ευρωκώδικας 8 (2005), “Αντισεισμικός Κανονισμός, Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων”, EN 1998-3:2005
6. Ο.Α.Σ.Π. (2006), “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός” (ΕΑΚ2000), Αθήνα
7. ATC-40 (1996), “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Volume 1”, California
8. Chopra, A. (2010), “Δυναμική των Κατασκευών: Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική”, Εκδ. Μ. Γκιούρδας, Αθήνα
9. Ζηκίδη, Β. (2012), “Αποτίμηση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Πολυώροφου Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, ΕΜΠ, Αθήνα
10. Παυλάκη, Χ. (2012), “Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας και Κατευθύνσεις Ενίσχυσης Υφιστάμενου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος”, ΕΜΠ, Αθήνα
11. Παπαδρακάκης, Μ. (2011), “Μαθήματα Στατικής V: Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων, Σύγχρονες Μέθοδοι”, Εκδ. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
12. Σπυράκος, Κ. (2004), “Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία”, Εκδ. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα
13. Δρίτσος, Σ. (2012), “Αποτίμηση και Επεμβάσεις σε Υφιστάμενες Κατασκευές με βάση τον Ευρωκώδικα 8 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.”, Ημερίδα: “Κανονισμός Επεμβάσεων”, Αθήνα
14. Ο.Α.Σ.Π. (2001), “Συστάσεις για Προσεισμικές και Μετασεισμικές Επεμβάσεις σε Κτίρια”, Αθήνα
15. Ροβήλος, Α. (2001), “Μετασεισμικός Έλεγχος σε Κτίρια, Σεισμική Παθολογία, Οδηγίες και Μέθοδοι Επισκευών Κτιρίων με Βλάβες από Σεισμό”, Εκδ. Παπασωτηρίου, Αθήνα
16. Λαγαρός, Ν. (2000), “Βελτιστοποίηση κατασκευών με τη χρήση εξελικτικών αλγορίθμων και νευρωνικών δικτύων”, Αθήνα
17. Πλεύρης, Ε. (2001), “Βέλτιστος Σχεδιασμός Κατασκευών με Πολλαπλά Κριτήρια με Χρήση Στρατηγικών Εξέλιξης”, ΕΜΠ, Αθήνα
18. Ταμπακάκη, Ε. (2012), “ Βέλτιστος Σχεδιασμός Ειδικών Κατασκευών”, ΕΜΠ, Αθήνα
19. Bakas, N. (2011), “Optimum Design of Reinforced Concrete Buildings”, NTUA, Athens
20. Lagaros, N. Bakas, N. (2010), “ Detailed Design Optimization using SAP”, ΕΜΠ

21. Μίντζας, Π. Σταυρέλη, Δ. (2012), “Σεισμική Αποτίμηση Γέφυρας Σκυροδέματος και Ενίσχυση Βάθρων με Μανδύα Ινοπλισμένων Πολυμερών”, 18<sup>ο</sup> φοιτητικό συνέδριο Επισκευές Κατασκευών, Πάτρα
22. Μάρκου, Κ. (2006), “Αποτίμηση Διώροφου Κτιρίου Ο.Σ. και Προτεινόμενη Μέθοδος Ενίσχυσης μέσω Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης (Push-Over) με βάση την επιτελεσματικότητα”, Πάτρα