



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΥΠΙΚΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Ω.Σ. ΤΟΥ '60

Διπλωματική Εργασία
Ελευθέριος Χατζέλλης

Επιβλέπων: Χρήστος Ζέρης, Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Ιούλιος 2024

Copyright © Ελευθέριος Χατζέλλης, 2024

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Eleftherios Chatzellis, 2024

All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or here after known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained here in by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Ελευθέριος Χατζέλλης (2024)

Διπλωματική Εργασία

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΥΠΙΚΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
Ω.Σ. ΤΟΥ '60

Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Τριμελής Εξεταστική Επιτροπή

Χρήστος Ζέρης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Εμμανουήλ Βουγιούκας, Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Σάββας Τριανταφύλλου, Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Eleftherios Chatzellis (2024)

Diploma Thesis

Seismic Assessment and Investigation of Retrofitting Methods of a Typical Existing Reinforced
Concrete Building of the '60s

Institute of Reinforced Concrete, National Technical University of Athens, Greece

Diploma Thesis Judging Committee

Christos Zeris, Professor N.T.U.A

Emmanouil Vougioukas, Assistant Professor N.T.U.A

Savvas Triantafyllou, Assistant Professor N.T.U.A

Ευχαριστίες

Σε αυτό το σημείο θέλω να ευχαριστήσω όσους συνέβαλαν έτσι ώστε να ολοκληρωθεί η παρούσα εργασία.

Αρχικά ευχαριστώ τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Χρήστο Ζέρη για την ευκαιρία που μου έδωσε να συνεργαστώ μαζί του, για την εμπιστοσύνη όλο αυτό το διάστημα και για το ειλικρινές ενδιαφέρον. Ο σεβασμός, η προθυμία να ακούει τις σκέψεις και τους προβληματισμούς μου και η γενικότερη συμπεριφορά του προς το πρόσωπό μου, που είναι κοινή φυσικά προς όλους τους φοιτητές, μ' έκαναν να νιώθω ότι δεν είμαι απλά μαθητευόμενος αλλά διασφαλιζόταν ένα αίσθημα ισότητας και σιγουριάς. Η παροχή γνώσεων και συμβουλών ήταν συνεχής, χωρίς εμπόδια και περιορισμούς, ενώ γνώριζα ότι με μία απορία μου θα έπαιρνα απάντηση σε πολλές άλλες, κι ας μην τις είχα σκεφτεί. Μέσα από τα προπτυχιακά μαθήματα, αποτέλεσε την έμπνευση ώστε να μελετήσω καλύτερα και βαθύτερα τα θέματα γύρω από την ανελαστική απόκριση φορέων Οπλισμένου Σκυροδέματος, που εν γένει χαρακτηρίζονται από μια πολυπλοκότητα.

Ακολουθως, ευχαριστώ τον κ. Εμμανουήλ Βουγιούκα και τον κ. Σάββα Τριανταφύλλου για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή. Τους ευχαριστώ, όμως, εξίσου για την παροχή γνώσεων στο πλαίσιο του προπτυχιακού μαθήματος που σχετίζεται με την αποτίμηση και τις ενισχύσεις υφιστάμενων κτιρίων.

Ταυτόχρονα ευχαριστώ και όλους τους άλλους καθηγητές του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου που ο καθένας με τον τρόπο του μου έμαθαν να δουλεύω μεθοδικά και με υπευθυνότητα, μιας και καλώς ή κακώς, ο τομέας επαγγέλματός μας είναι τέτοιος που από τις μετέπειτα αποφάσεις και κρίσεις μας μπορεί να εξαρτηθούν ανθρώπινες ζωές αλλά και να επηρεαστεί το γενικότερο κοινωνικό σύνολο.

Τέλος, αλλά και ίσως το μεγαλύτερο ευχαριστώ το οφείλω στην οικογένειά μου που με την καθημερινή βοήθεια και στήριξη δημιουργούν τις κατάλληλες συνθήκες και μου δίνουν το κίνητρο, ώστε να συνεχίζω και να πετυχαίνω κάθε μικρό στόχο που βάζω.

Ελευθέριος Χατζέλλης

Ιούλιος, 2024



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΥΠΙΚΟΥ
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Ω.Σ. ΤΟΥ '60**

Ελευθέριος Χατζέλλης

Επιβλέπων: Χρήστος Ζέρης, Καθηγητής ΕΜΠ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται το θέμα της αποτίμησης και ενίσχυσης ενός τυπικού υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα του '60. Σκοπός είναι να αναδειχθούν τόσο θεωρητικά στοιχεία όσο και κατασκευαστικά θέματα, μιας και τα τελευταία χρόνια ο μελετητής μηχανικός πλέον καλείται να συντάξει και τέτοιου είδους μελέτες, πέρα από την έκδοση οικοδομικών αδειών για νέες κατασκευές.

Η παλαιότητα του δομημένου περιβάλλοντος της χώρας μας και οι μειωμένοι συντελεστές δόμησης και κάλυψης έχουν στρέψει το ενδιαφέρον στην εκμετάλλευση των υφιστάμενων δομών. Ωστόσο, πολλές από αυτές είναι ιδιαίτερος τρωτές έναντι σεισμικών διεγέρσεων και γενικά προκαλείται φόβος για έναν επικείμενο σεισμό λόγω μικρής παραμένουσας αντοχής. Έτσι, ανακύπτει η ανάγκη ποσοτικοποίησης αυτής της παραμένουσας αντοχής και η διερεύνηση της συμπεριφοράς του υπό σεισμικές δράσεις. Από αυτά θα αξιολογηθεί το επίπεδο επάρκειας ή ανεπάρκειας της υφιστάμενης δομής. Στη δεύτερη περίπτωση, πρέπει να προταθούν κατάλληλες και στοχευμένες μέθοδοι ενίσχυσης ώστε να αναβαθμιστεί η σεισμική συμπεριφορά της σε επίπεδο παρόμοιο με αυτό των νέων.

Τα παραπάνω αναλύονται περαιτέρω και εφαρμόζονται σ' ένα τυπικό πεντάωροφο κτίριο κατοικιών της δεκαετίας του '60 για το οποίο λαμβάνονται υπόψιν όλες οι κατασκευαστικές πρακτικές της περιόδου αυτής. Άξιο αναφοράς είναι ότι πολλές από αυτές έχουν εγκαταλειφθεί στις μέρες μας καθώς από την ερευνητική δραστηριότητα, που αποτυπώνεται και στους σύγχρονους Κανονισμούς, έχει προκύψει ότι οφείλονται

για πολλές μορφές αστοχίας που έχουν παρατηρηθεί μετά από ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις.

Το πρώτο βήμα είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του υπό μελέτη κτιρίου και η σύγκρισή της με συγκεκριμένες «στοχευόμενες συμπεριφορές», ή αλλιώς «στάθμες επιτελεστικότητας». Διερευνάται ο βαθμός βλάβης υπό δεδομένο σεισμό σχεδιασμού και αξιολογείται η διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα. Τελικά, προκύπτει, όπως ήταν αναμενόμενο, ότι η συμπεριφορά του υφιστάμενου κτιρίου δεν ικανοποιεί ορισμένες βασικές απαιτήσεις και κρίνεται η ανάγκη επεμβάσεων. Έτσι, προτείνονται μέθοδοι ενίσχυσης που στόχο έχουν να αντιμετωπίσουν τα πραγματικά τρωτά σημεία του φορέα και να βελτιώσουν τη γενική του εικόνα. Προς τούτο, θα πρέπει να διερευνηθούν εναλλακτικές λύσεις ή και συνδυασμός αυτών για να προταθεί η πλέον ουσιαστική και οικονομική λύση. Το εργαλείο σ' αυτήν την προσπάθεια είναι ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Ταυτόχρονα όμως, επικαλούνται έννοιες από τη θεωρία του Οπλισμένου Σκυροδέματος αλλά και προσομοιώματα συμπεριφοράς από τη διεθνή βιβλιογραφία.

Η διάρθρωση της παρούσας εργασίας γίνεται σε έντεκα κεφάλαια.

Στο 1^ο κεφάλαιο αναλύεται εισαγωγικά το αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

Στο 2^ο κεφάλαιο γίνεται μια σύντομη αναδρομή στους αντισεισμικούς κανονισμούς που ίσχυαν στην Ελλάδα, ξεκινώντας από το ΠΔ του 1928 και φτάνοντας στους σύγχρονους Κανονισμούς, παραθέτοντας και σχετικές κατασκευαστικές διατάξεις.

Στο 3^ο κεφάλαιο, αναπτύσσονται βασικές διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) που είναι απαραίτητες για την εξοικείωση με τις έννοιες που αναπτύσσονται στα επόμενα κεφάλαια.

Στο 4^ο κεφάλαιο παρατίθεται το θεωρητικό υπόβαθρο ορισμένων εννοιών που περιλαμβάνονται στο κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ., κάποιων άλλων που προέρχονται βασικά από τη θεωρία του Οπλισμένου Σκυροδέματος και προσομοιωμάτων συμπεριφοράς τα οποία επίσης επικαλούνται σε επόμενα κεφάλαια.

Στο 5^ο κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του υφιστάμενου φορέα και των παραδοχών σχεδιασμού του. Ακόμη, γίνεται καταγραφή των διατομών και διατάξεων όπλισης των δομικών μελών του και περιγράφεται η διαδικασία με την οποία αυτές εισήχθησαν στο λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ με το οποίο πραγματοποιήθηκαν οι αναλύσεις.

Στο 6^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στον υφιστάμενο φορέα. Αρχικά, ορίζονται οι παράμετροι αποτίμησης και στη συνέχεια εκτελούνται Στατική και Ιδιομορφική Ανάλυση ως μια πρώτη «γνωριμία» με το φορέα, αλλά και για να εξασφαλιστεί ότι δεν έχουν γίνει λάθη στην προσομοίωση. Ακολούθως, πραγματοποιούνται Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (Pushover Analysis) ως βασική ανάλυση με την οποία θα αποτιμηθεί το κτίριο και Ελαστική Δυναμική Φασματική Ανάλυση με τοπικούς δείκτες m , ως συνοδευτική ανάλυση. Με τα αποτελέσματα αυτών των αναλύσεων, εκτελούνται έλεγχοι σε βασικά δομικά στοιχεία του υφιστάμενου φορέα (υποστυλώματα, δοκούς, κόμβους) με σκοπό να αναδειχθούν οι αδυναμίες του. Πράγματι, αξιολογείται ότι υπάρχει ανάγκη επεμβάσεων στο συγκεκριμένο κτίριο και στην τελευταία ενότητα του κεφαλαίου προτείνονται μέθοδοι ενίσχυσης.

Στο 7^ο κεφάλαιο εισάγονται θεωρητικά στοιχεία όπως και οι αντίστοιχες διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που σχετίζονται με τις μεθόδους ενίσχυσης που επιλέχθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο.

Στο 8^ο κεφάλαιο γίνεται η διαστασιολόγηση των μεθόδων ενίσχυσης, όπως και ο προσδιορισμός της τελικής αντοχής των ενισχυμένων πλέον διατομών. Μάλιστα, ήδη από αυτό το κεφάλαιο ελέγχεται η επάρκεια των ενισχύσεων με δράσεις που σχετίζονται με τις μέγιστες καμπτικές αντοχές στα άκρα των μελών και στο πλαίσιο του ικανοτικού σχεδιασμού, όπως προβλέπεται από τους σύγχρονους Κανονισμούς.

Στο 9^ο κεφάλαιο πραγματοποιούνται αντίστοιχες αναλύσεις με αυτές του κεφαλαίου 6, δηλαδή Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (Pushover Analysis) και Ελαστική Δυναμική Φασματική Ανάλυση με τοπικούς δείκτες m , πλέον στον ενισχυμένο φορέα. Με τα αποτελέσματα αυτών των αναλύσεων γίνονται επιπλέον έλεγχοι επάρκειας των ενισχυμένων διατομών. Ακόμη, ελέγχονται οι κόμβοι κεφαλής και βάσης ενός ενισχυμένου υποστυλώματος (όπως αντίστοιχα ελέγχεται ένας κόμβος κεφαλής υφιστάμενου υποστυλώματος ισογείου στο κεφάλαιο 6) με δράσεις κατά το σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών.

Στο 10^ο κεφάλαιο εξάγονται βασικά συμπεράσματα σχετικά με το αντικείμενο που εξετάστηκε στην παρούσα εργασία.

Τέλος, επισυνάπτονται οι ξυλότυποι του υφιστάμενου κτιρίου, οι διατομές και διατάξεις όπλισης των δομικών μελών, κάποια αποτελέσματα ελέγχων επάρκειας του λογισμικού ΡΑΦ ΤΟΛ και κώδικες που γράφθηκαν σε γλώσσα Python και στο λογισμικό OpenSeesPy για ανάλυση διατομής οπλισμένου σκυροδέματος αλλά και για προγραμματισμό ορισμένων διατάξεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (αντί χρήσης λογιστικών φύλλων Excel) σε μορφή παραρτημάτων.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF REINFORCED CONCRETE

DIPLOMA THESIS

Seismic Assessment and Investigation of Retrofitting Methods of a Typical Existing Reinforced Concrete Building of the '60s

Eleftherios Chatzellis

Supervisor: Christos Zeris, Professor N.T.U.A

ABSTRACT

This thesis deals with the assessment and retrofitting of a typical existing reinforced concrete building of the '60s. The aim is to highlight both theoretical elements and construction issues, as in recent years, the structural engineer is now called upon to prepare such studies, in addition to issuing building permits for new constructions.

The age of the built environment in our country and the reduced building and coverage ratios have shifted interest towards the exploitation of existing structures. However, many of them are particularly vulnerable to seismic excitations and there is a general fear of an imminent earthquake due to their low remaining strength. Thus, the need arises to quantify this residual strength and investigate its behavior under seismic actions. From these, the level of adequacy or inadequacy of the existing structure will be evaluated. In the latter case, appropriate and targeted strengthening methods should be proposed to upgrade its seismic behavior to a level similar to that of new structures.

The above are further analysed and applied to a typical five-story residential building of the '60s, taking into account all the construction practices of that period. It is worth mentioning that many of these practices have been abandoned nowadays as research activity, reflected in the modern Regulations, has shown that they are responsible for many forms of failure observed after strong seismic excitations.

The first step is to assess the seismic behavior of the building and compare it with specific "targeted behaviors", or "performance levels". The degree of damage under a given design earthquake is being investigated and the available load-bearing capacity is being assessed. Ultimately, as expected, it is found that the behavior of the existing building does not meet certain basic requirements and the need for intervention is determined. Thus, strengthening methods are proposed to address the actual vulnerabilities of the structure and improve its overall condition. For this purpose, alternative solutions or combinations of them should be investigated in order to propose the most effective and economical solution. The tool in this effort is the Greek Seismic Interventions Code KANEPE. At the same time, concepts from the theory of Reinforced Concrete and behavioral models from international literature are also invoked.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	23
2	ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ	25
2.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	25
2.2	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΟΔΟ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΟΥ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	25
2.3	ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΠΡΑΚΤΙΚΕΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΟΔΟ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΟΥ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	27
2.3.1	Ανεπαρκής Αγκύρωση Κάτω Οπλισμού Δοκών	27
2.3.2	Διατμητικός Οπλισμός Μελών – Ικανοτικός Έλεγχος Τέμνουσας...27	
2.3.3	Μάτιση Οπλισμού Υποστυλωμάτων	28
2.3.4	Μηχανισμός Μαλακού Ορόφου.....	29
2.3.5	Κόμβοι Δοκών – Υποστυλωμάτων.....	29
2.4	ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ.....	30
2.4.1	Βλάβες σε Υποστυλώματα	30
2.4.2	Βλάβες σε Δοκούς.....	31
2.4.3	Βλάβες σε Κόμβους Δοκών – Υποστυλωμάτων.....	33
2.5	ΣΥΓΧΡΟΝΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ	34
3	ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	37
3.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	37
3.2	ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ Ή ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	37
3.3	ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ (Σ.Α.Δ.)	40
3.4	ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ – ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ.....	41
3.4.1	Ελαστική Στατική Ανάλυση	42
3.4.2	Ελαστική Δυναμική Ανάλυση	42
3.4.3	Ανελαστική Στατική Ανάλυση.....	43
3.4.4	Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση	43
3.5	ΑΝΙΣΩΣΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	43
3.5.1	Ανίσωση Ασφαλείας.....	43
3.5.2	Συντελεστές Ασφαλείας.....	44
3.6	ΕΝΙΑΙΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ μ	45

3.7	ΤΟΠΙΚΟΙ ΔΕΙΚΤΕΣ m	46
3.8	ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ.....	47
3.9	ΛΟΓΙΚΗ ΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	48
3.10	ΣΚΕΛΕΤΙΚΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ.....	48
3.11	ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	52
3.12	ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΣΗ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ – ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ	55
3.13	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΜΒΩΝ	57
4	ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ – ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ	59
4.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	59
4.2	ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSHOVER).....	59
4.3	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	60
4.4	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	62
4.5	ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ.....	67
4.6	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΠΥΡΗΝΑ ΚΟΜΒΟΥ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ	67
4.7	ΜΟΝΤΕΛΟ ΑΠΟΦΥΓΗΣ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ Ο/Σ «ΤΣΟΝΟΣ MODEL».....	69
5	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ	77
5.1	ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΡΑΦ ΤΟΛ.....	77
5.2	ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ OpenSees/OpenSeesPy.....	78
5.3	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ	78
5.3.1	Χαρακτηριστικά των Κτιρίων της Δεκαετίας του 1960.....	79
5.3.2	Χαρακτηριστικά του υπό Μελέτη Κτιρίου.....	80
5.3.3	Παραδοχές Σχεδιασμού του υπό Μελέτη Κτιρίου	80
5.3.4	Αποτέλεσμα Διαστασιολόγησης.....	80
5.3.5	Όπλιση Δοκών του υπό Μελέτη Κτιρίου	80
5.4	ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ	81
5.4.1	Διατομές Δοκών Υφιστάμενου Φορέα	81
5.4.2	Διατομές Υποστυλωμάτων Υφιστάμενου Φορέα.....	82
5.5	ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΟΠΛΙΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ	84

5.5.1	Διατάξεις Όπλισης Δοκών του Υφιστάμενου Φορέα.....	84
5.5.2	Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Δοκών του Υφιστάμενου Φορέα σε Επίπεδο Διατομής.....	91
5.5.3	Διατάξεις Όπλισης Υποστυλωμάτων του Υφιστάμενου Φορέα.....	101
5.5.4	Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Υποστυλωμάτων του Υφιστάμενου Φορέα σε Επίπεδο Διατομής.....	102
6	ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ	105
6.1	ΥΛΙΚΑ – Σ.Α.Δ. – ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ – ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	105
6.1.1	Υλικά Κατασκευής.....	105
6.1.2	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.).....	105
6.1.3	Συντελεστές Ασφαλείας.....	105
6.1.4	Τιμές Αντοχών Σχεδιασμού Υλικών Κατασκευής.....	106
6.1.5	Στάθμη Επιτελεστικότητας – Στόχος Αποτίμησης/Ανασχεδιασμού.....	106
6.2	ΦΟΡΤΙΑ – ΜΕΤΑΦΟΡΙΚΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΑΖΑ.....	107
6.2.1	Στατικά Φορτία.....	107
6.2.2	Σεισμικά Φορτία.....	109
6.2.3	Συνδυασμοί Δράσεων.....	109
6.2.4	Ταλαντούμενη Σεισμική Μεταφορική Μάζα.....	109
6.3	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	110
6.3.1	Ελαστική Ιδιομορφική Ανάλυση Υφιστάμενου Φορέα με Ενεργές Δυσκαμψίες (μεθόδου m).....	111
6.3.2	Ελαστική Ιδιομορφική Ανάλυση Υφιστάμενου Φορέα με Δυσκαμψίες ως Ποσοστό των Αρηγμάτων Διατομών – Σταδίου I (μεθόδου q).....	112
6.4	ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER ANALYSIS) ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	113
6.4.1	Παράμετροι Υπερωθητικής Ανάλυσης Υφιστάμενου Φορέα.....	113
6.4.2	Διαγράμματα Ροπής – Γωνίας Στροφής Χορδής Μ-θ Υφιστάμενου Φορέα.....	114
6.4.3	Έλεγχος Εφαρμοσιμότητας Pushover για τον Υφιστάμενο Φορέα.....	138
6.4.4	Αποτελέσματα Ανελαστικών Αναλύσεων Pushover Υφιστάμενου Φορέα.....	139

6.4.5	Συμπεράσματα από τις Ανελαστικές Αναλύσεις Pushover Υφιστάμενου Φορέα.....	149
6.5	ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΒΑΣΕΙ ΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ PUSHOVER.....	151
6.5.1	Έλεγχος Διατμητικής Αστοχίας.....	151
6.6	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ m	166
6.7	ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΒΑΣΕΙ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ m.....	167
6.7.1	Έλεγχος σε Κάμψη Υφιστάμενου Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2.....	167
6.7.2	Περίσφιγξη Υφιστάμενου Υποστυλώματος Υ12 του Ισογείου	172
6.8	ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΟΥ ΚΕΦΑΛΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Υ1 ΤΟΥ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	173
6.8.1	Έλεγχος Κόμβου Κεφαλής Υφιστάμενου Γωνιακού Υποστυλώματος Υ1 του Ισογείου με το «Tsoupos model».....	173
6.8.2	Έλεγχος Κόμβου Κεφαλής Υφιστάμενου Γωνιακού Υποστυλώματος Υ1 του Ισογείου βάσει ΚΑΝΕΠΕ	180
6.9	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ	184
6.10	ΕΠΙΛΟΓΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ	186
7	ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ – ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	189
7.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	189
7.2	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΓΙΑ ΤΑ ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ	189
7.3	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ.....	190
7.3.1	«Ανοικτή» Ενίσχυση Δοκού έναντι Τέμνουσας με Συνεχή Φύλλα ΙΟΠ	190
7.3.2	Ενίσχυση Υποστυλώματος έναντι Τέμνουσας με Μεταλλικό Κλωβό	194
7.4	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΧΑΛΥΒΑ Ή ΙΟΠ	195
7.5	ΣΥΝΔΥΑΣΜΕΝΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΛΩΒΟ	195
7.5.1	Αύξηση Τοπικής Πλαστιμότητας Υποστυλώματος μέσω Περίσφιγξης από Μεταλλικό Κλωβό	196
7.5.2	Συμμετοχή Μεταλλικού Κλωβού στην Κάμψη.....	196

7.5.3	Συνεισφορά Μεταλλικού Κλωβού σε Τέμνουσα	197
8	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ	199
8.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	199
8.2	«ΑΝΟΙΚΤΗ» ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΟΚΟΥ Δ9 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Σ2 ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ	199
8.3	ΣΥΝΔΥΑΣΜΕΝΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Υ6 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Σ2 ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΛΩΒΟ	206
8.3.1	Αύξηση Τοπικής Πλαστιμότητας Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 μέσω Περίσφιξης.....	206
8.3.2	Διεύρυνση Χώρου Αντοχής Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2	208
8.3.3	Αύξηση Διατμητικής Αντοχής Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2	214
8.4	ΑΥΞΗΣΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Υ1 ΤΟΥ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	228
9	ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	237
9.1	ΥΛΙΚΑ – Σ.Α.Δ. – ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ	237
9.1.1	Υφιστάμενα και Προστιθέμενα Υλικά	237
9.1.2	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.).....	237
9.1.3	Συντελεστές Ασφαλείας.....	237
9.1.4	Τιμές Αντοχών Σχεδιασμού Υφιστάμενων και Προστιθέμενων Υλικών	237
9.2	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ	238
9.2.1	Ελαστική Ιδιομορφική Ανάλυση Ενισχυμένου Φορέα με Ενεργές Δυσκαμψίες (μεθόδου m)	238
9.2.2	Ελαστική Ιδιομορφική Ανάλυση Ενισχυμένου Φορέα με Δυσκαμψίες ως Ποσοστό των Αρηγμάτων Διατομών – Σταδίου I (μεθόδου q).....	239
9.3	ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER ANALYSIS) ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ	240
9.3.1	Παράμετροι Υπερωθητικής Ανάλυσης Ενισχυμένου Φορέα.....	240
9.3.2	Διάγραμμα Ροπής – Γωνίας Στροφής Χορδής Μ-θ Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2	241
9.3.3	Έλεγχος Εφαρμοσιμότητας Pushover για τον Ενισχυμένο Φορέα	243
9.3.4	Αποτελέσματα Ανελαστικών Αναλύσεων Pushover Ενισχυμένου Φορέα.....	245

9.3.5	Συμπεράσματα από τις Ανελαστικές Αναλύσεις Pushover Ενισχυμένου Φορέα	254
9.3.6	Σύγκριση Ανελαστικών Αναλύσεων Pushover Υφιστάμενου και Ενισχυμένου φορέα.....	255
9.4	ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΒΑΣΕΙ ΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ PUSHOVER.....	257
9.5	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ m	257
9.6	ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΒΑΣΕΙ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ m.....	258
9.6.1	Έλεγχος σε Κάμψη Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2.....	259
9.6.2	Περίσφιγξη Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ12 του Ισογείου	259
9.6.3	Έλεγχος και Καμπτική Ενίσχυση Δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 με Ελάσματα Χάλυβα ή ΙΟΠ.....	263
9.7	ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΟΥ ΚΕΦΑΛΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Υ1 ΤΟΥ ΙΣΟΓΕΙΟΥ	289
9.8	ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΟΥ ΚΕΦΑΛΗΣ ΚΑΙ ΒΑΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Υ6 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Σ2	289
9.8.1	Έλεγχος Κόμβου Κεφαλής Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 με το «Tsonos model»	290
9.8.2	Έλεγχος Κόμβου Κεφαλής Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 βάσει ΚΑΝΕΠΕ	300
9.8.3	Έλεγχος Κόμβου Βάσης Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 με το «Tsonos model»	304
9.8.4	Έλεγχος Κόμβου Βάσης Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 βάσει ΚΑΝΕΠΕ	315
9.8.5	Σχόλιο για τον Έλεγχο Κόμβων Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2.....	319
10	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	321
11	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	325
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΞΥΛΟΤΥΠΟΙ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	329
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β1: ΠΙΝΑΚΕΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΔΟΚΩΝ	335
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β2: ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΔΟΚΩΝ.....	351
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β3: ΠΙΝΑΚΕΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ..	363

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β4: ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	367
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ1: ΚΩΔΙΚΕΣ ΓΙΑ ΤΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ Μ-Θ ΚΑΙ Μ-κ ΔΟΚΟΥ Δ6 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Σ3 ΓΙΑ ΘΕΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ.....	369
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ2: ΚΩΔΙΚΕΣ ΓΙΑ ΤΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ Μ-Θ ΚΑΙ Μ-κ ΔΟΚΟΥ Δ6 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Σ3 ΓΙΑ ΑΡΝΗΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ	379
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ3: ΚΩΔΙΚΕΣ ΓΙΑ ΤΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ Μ-Θ ΚΑΙ Μ-κ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Υ19 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Σ3	389
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ4: ΚΩΔΙΚΑΣ OpenSeesPy ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ Μ- κ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Υ6 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Σ2.....	399
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ1: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΕΝΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	403
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ2: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΕΝΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ	405
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε1: ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ m	407
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε2: ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ m	429
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ζ: ΥΠΕΡΒΑΣΕΙΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΚΑΤΑ ΤΙΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	453

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι σεισμοί αποτελούν ένα από τα σημαντικότερα και πολυπαραμετρικά προβλήματα της Ανθρωπότητας, με τις συνέπειες να μην εξαρτώνται μόνο από τα χαρακτηριστικά των σεισμικών γεγονότων αλλά και από διάφορους κοινωνικο-οικονομικούς παράγοντες. Έτσι, ο σχεδιασμός και η κατασκευή ασφαλών έναντι σεισμού κατασκευών αποτελεί σημαντικό στόχο για την επιστήμη του Πολιτικού Μηχανικού. Είναι αλήθεια ότι έχει καταγραφεί σημαντική ερευνητική δραστηριότητα γύρω από το θέμα της σεισμικής συμπεριφοράς και το σχεδιασμό νέων κατασκευών, η οποία έχει οδηγήσει και σε σχετικούς Κανονισμούς. Ωστόσο, η πλειοψηφία των υφιστάμενων κτιρίων έχει κατασκευασθεί αρκετά χρόνια πριν, όταν η γνώση της τότε εποχής ήταν διαφορετική, όπως και οι αντίστοιχες κανονιστικές διατάξεις. Για τις κατασκευές της δεκαετίας του 1960 και παλαιότερα, προβλεπόταν ως βασική φόρτιση τα κατακόρυφα φορτία χωρίς να δίνεται ιδιαίτερη σημασία στην αντίσταση του φορέα έναντι οριζόντιων δράσεων. Αυτό τις καθιστά ανεπαρκείς ως προς τη φέρουσα ικανότητα και την πλαστιμότητα. Ωστόσο και με τον πρώτο Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 προβλέπονταν μικρά οριζόντια σεισμικά φορτία κατά το σχεδιασμό σε σχέση με τις σημερινές απαιτήσεις. Παρατηρείται, λοιπόν, μια έντονη διαφορά στη λογική των παλαιών και νέων κανονισμών για τη διαστασιολόγηση νέων κατασκευών. Άμεσο επακόλουθο των κανονιστικών διατάξεων είναι και οι κατασκευαστικές πρακτικές. Ως αποτέλεσμα υπάρχουν διαφορές και σε αυτές. Μάλιστα, η στροφή σχετίζεται με το ότι στις παλιές κατασκευαστικές λεπτομέρειες αποδόθηκαν τα αίτια εκτεταμένων βλαβών σε κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος μετά από ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις. Πράγματι, για πολλές τέτοιες λεπτομέρειες, αν όχι για όλες, υπάρχει σήμερα μια αντίστοιχη με την οποία έχει αντικατασταθεί, η οποία όμως είναι συνεπής στις αρχές του δομοστατικού σχεδιασμού με βάση τη σημερινή γνώση και τους σύγχρονους Κανονισμούς. Ωστόσο, το υφιστάμενο κτίριο το οποίο καλείται ο μηχανικός να αποτιμήσει βρίσκεται εκεί, με τις συγκεκριμένες κατασκευαστικές λεπτομέρειες και αυτό σίγουρα δε μπορεί να αλλάξει.

Το σημαντικό κατά τη μελέτη αποτίμησης ενός υφιστάμενου κτιρίου είναι αρχικά να αποτυπωθούν όσο αξιόπιστα γίνεται τα χαρακτηριστικά του υφιστάμενου φορέα και συγκεκριμένα όσα σχετίζονται με την προσομοίωση του. Τέτοια χαρακτηριστικά είναι οι αντοχές των υφιστάμενων υλικών, οι οπλισμοί των μελών, η πιθανή διάβρωση του χάλυβα οπλισμών, τα πραγματικά φορτία που ασκούνται στην κατασκευή κλπ. Τέτοιοι παράγοντες θα επηρεάσουν τη σεισμική συμπεριφορά των επιμέρους δομικών μελών και κατ' επέκταση ολόκληρου του φορέα. Αυτή η διαδικασία πρέπει να γίνεται προσεκτικά και με σύνεση καθώς από αυτήν εξαρτάται η τελική απόφαση και κρίση για το αν το υφιστάμενο κτίριο διαθέτει την απαιτούμενη αντοχή και ικανότητα. Ακόμη, όμως, κι αν διαπιστωθεί ότι υπάρχει ανάγκη επεμβάσεων, η επιλογή των ενισχύσεων θα πρέπει να γίνει επίσης μετά από εκτενή διερεύνηση και σκέψη. Κι' αυτό γιατί τα υλικά ενίσχυσης είναι εν γένει ακριβά υλικά οπότε θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν και ο παράγοντας του κόστους.

Το αντικείμενο, τελικά, της αποτίμησης και ενίσχυσης υφιστάμενων κτιρίων είναι πράγματι περίπλοκο και στα επόμενα θα γίνει μια προσπάθεια προσέγγισης του με θέματα ανάλυσης, σχεδιασμού, αλλά και κατασκευασιμότητας.

2 ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει μια σύντομη αναδρομή στους αντισεισμικούς κανονισμούς που ίσχυαν στην Ελλάδα, ξεκινώντας από το ΠΔ του 1928 και φτάνοντας στους σύγχρονους Κανονισμούς, παραθέτοντας και σχετικές κατασκευαστικές διατάξεις.

2.2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΟΔΟ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΟΥ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Σ' αυτήν την ενότητα θα παρουσιαστούν ορισμένες κανονιστικές διατάξεις που ίσχυαν κατά την περίοδο μελέτης του κτιρίου που εξετάζεται. Προηγουμένως, όμως, είναι σκόπιμο να γίνει μια σύντομη περιγραφή των διάφορων κανονιστικών κειμένων που ίσχυαν στην Ελλάδα. Η αρχή γίνεται με το ΠΔ της 1^{ης} Νοεμβρίου 1928 «Περί αντισεισμικού οικοδομικού κανονισμού Κορίνθου – Λουτρακίου» μετά τον καταστρεπτικό σεισμό της 22/4/1928, μεγέθους 6.3R που ισοπέδωσε την Κόρινθο και το Λουτράκι [27]. Σύμφωνα με αυτόν, στο στατικό υπολογισμό λαμβάνονται υπόψιν κατακόρυφες δράσεις σεισμού ως ποσοστό $\pm 30\%$ των κατακόρυφων φορτίων (G+Q) και οριζόντιες ως το $\pm 12\%$ σε κάθε όροφο. Ο σχεδιασμός γίνεται με τους Γερμανικούς κανονισμούς DIN με τη μέθοδο των επιτρεπομένων τάσεων και με πρόσθετους κατασκευαστικούς κανόνες. Ο κανονισμός συμπληρώνεται με το ΠΔ 2-10-1931 με τις σεισμικές δυνάμεις να ασκούνται κατά τους κύριους άξονες του κτιρίου. Με το ΚΔ 9-8-1941 ο κανονισμός Κορίνθου – Λουτρακίου επεκτείνεται στην περιοχή της Λαρίσης, όπου πλέον τόσο οι κατακόρυφες όσο και οι οριζόντιες δράσεις λαμβάνονται ως το 10% των κατακόρυφων φορτίων. Οι κατακόρυφες δράσεις παύουν να λαμβάνονται υπόψιν με το ΒΔ 28-7-1947 και παραμένουν μόνο οι οριζόντιες με ποσοστό 10% των κατακόρυφων φορτίων. Με το ΒΔ 17-6-1954 επεκτείνεται η ισχύς του ΠΔ 2-10-1931 μαζί με τις τροποποιήσεις αυτού στις περιοχές της Κεφαλληνίας και της Ζακύνθου, μετά τον ισχυρότατο σεισμό στην Κεφαλονιά. Το κοινό χαρακτηριστικό των παραπάνω

κειμένων είναι ότι είχαν τοπική ισχύ και εφαρμόζονταν στην εκάστοτε περιοχή μετά από έναν καταστρεπτικό σεισμό. Πλέον με το ΒΔ 19-2-1959 «Περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων», θεσπίζεται ο 1^{ος} Αντισεισμικός Κανονισμός με υποχρεωτική εφαρμογή για ολόκληρη τη χώρα. Η χώρα χωρίζεται σε 3 σεισμικές περιοχές (I έως III) από πλευρά σεισμικότητας και τα εδάφη κατατάσσονται σε 4 κατηγορίες ((α) έως (δ)) από πλευρά επικινδυνότητας. Ο σεισμός εισάγεται ως οριζόντια στατική δύναμη σε κάθε όροφο ως ποσοστό του βάρους, που είναι ο σεισμικός συντελεστής $\varepsilon = a/g$ (%g) και προκύπτει από το συνδυασμό περιοχής σεισμικότητας και κατηγορίας εδάφους σύμφωνα με το Σχήμα 2-1 [3]:

Σεισμικότητας περιοχών	Επικινδυνότητας εδαφών		
	(α)	(β)	(γ)
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,03	0,12	0,16

Σχήμα 2-1: Συντελεστές σεισμικής επιβάρυνσης ε κατά ΒΔ 1959 [3]

Σε περιπτώσεις προβόλων, φυτευτών υποστυλωμάτων κ.α., εφαρμόζεται και κατακόρυφη δύναμη, τριπλάσια της οριζόντιας. Κατά την αντισεισμική ανάλυση της εποχής εκείνης, ο σεισμός αναλαμβάνεται από τα περιμετρικά πλαίσια, ενώ τα εσωτερικά αναλαμβάνουν κυρίως κατακόρυφα φορτία, με τις δοκούς να λύνονται ως συνεχείς δοκοί πολλών ανοιγμάτων με επακόλουθες μηδενικές ροπές στις ακραίες θεωρητικές στηρίξεις. Για τα γωνιακά υποστυλώματα προβλέπονται ελάχιστες διαστάσεις 30x30 για τους 3 ανώτερους ορόφους και 35x35 για τους κατώτερους για ορθογωνική διατομή ή 35x35x20 για διατομή σχήματος Γ. Η διαστασιολόγηση παραμένει να γίνεται με τη μέθοδο των επιτρεπομένων τάσεων. Οι επιλύσεις γίνονταν με την «Ακριβή Ελληνική Μέθοδο» Ρουσόπουλου με ψευδοχωρικό στατικό σύστημα αποτελούμενο από επίπεδα πλαίσια και κατανομή των σεισμικών δυνάμεων με βάση τις αντιστάσεις των κατακόρυφων δομικών στοιχείων, υπό την προϋπόθεση διαφραγματικής λειτουργίας. Με το ΦΕΚ239B/16-4-1984, τροποποιείται ο Αντισεισμικός κανονισμός του 1959 με βασικές αλλαγές την ανάλυση με «πολυώροφο πλαίσιο» για κτίρια με πάνω από 3 ορόφους, επιβολή «άνω τριγωνικής» κατανομής φόρτισης (ενώ μέχρι τώρα η κατανομή ήταν περίπου ορθογωνική) και εισαγωγή «συντελεστή σπουδαιότητας» ως μεγέθυνση του σεισμικού συντελεστή ε_0 . Επίσης, ελέγχονται οι οριζόντιες μετακινήσεις και προτείνεται ικανοτικός έλεγχος σε περίπτωση υπέρβασης των ορίων (αν και οι πυκνοί μπατικοί τοίχοι με σφηνωμένα τούβλα περιορίζουν τις σχετικές μετακινήσεις). Εισάγεται ο ικανοτικός κόμβου, προτείνονται κρυφά υποστυλώματα στα άκρα των τοιχίων και συστάσεις για πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές. Με τον ΝΕΑΚ και το ΦΕΚ613B/12-10-1992 η διαστασιολόγηση αλλάζει από επιτρεπόμενες τάσεις στη μέθοδο της οριακής αντοχής που ισχύει μέχρι σήμερα. Το 1999 αναθεωρείται ο ΝΕΑΚ στον ΕΑΚ2000 με το ΦΕΚ2184B'/20-12-1999)

όπου εκσυγχρονίζεται ο χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας, καταργείται ο σταθερός σεισμικός συντελεστής ε (για όλες τις τιμές ιδιοπεριόδων) και εισάγεται το φάσμα σεισμικών επιταχύνσεων σχεδιασμού. Η αντισεισμική ανάλυση γίνεται πλέον με τη δυναμική φασματική μέθοδο και αρχίζει να τηρείται ο ικανοτικός τέμνουσας.

2.3 ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΕΣ ΠΡΑΚΤΙΚΕΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΟΔΟ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΟΥ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Ο σχεδιασμός των περισσότερων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος τα οποία κατασκευάστηκαν από το τέλος της δεκαετίας του '50 μέχρι και το τέλος της δεκαετίας του '70, αντιμετωπίζει κυρίως τα κατακόρυφα φορτία μιας και το επίπεδο των οριζόντιων δυνάμεων που επέβαλαν οι παλαιότεροι Κανονισμοί ήταν πολύ μικρότερο από αυτό που απαιτείται από τους σύγχρονους Κανονισμούς. Η γνώση της συμπεριφοράς των μελών οπλισμένου σκυροδέματος ήταν, από ορισμένες απόψεις, περιορισμένη και αυτό απεικονίζεται και στις τυπικές κατασκευαστικές λεπτομέρειες των παλαιότερων κατασκευών. Στα επόμενα θα γίνει περιγραφή κάποιων από αυτές καθώς και η αναμενόμενη επιρροή τους στη σεισμική συμπεριφορά, με τις πρώτες 4 να είναι άμεσα συνδεδεμένες με τη λογική του σχεδιασμού των παλαιών Κανονισμών που προέβλεπε τα φορτία βαρύτητας ως τα καθοριστικά φορτία για το σχεδιασμό.

2.3.1 Ανεπαρκής Αγκύρωση Κάτω Οπλισμού Δοκών

Όπως αναφέρθηκε, λαμβάνοντας υπόψιν τα φορτία βαρύτητας ως τα βασικά φορτία σχεδιασμού, στα άκρα των δοκών αναπτύσσονται αρνητικές ροπές χωρίς να προβλέπονται αντίστοιχες θετικές οπότε τα σίδερα που διαστασιολογούνται είναι τα άνω σίδερα. Καθώς δεν υπάρχει απαίτηση για κάτω σίδερα, τελικά τοποθετούνται κατ'ελάχιστον 2 για τη συγκράτηση των συνδετήρων. Αυτά προέρχονται από τα κάτω σίδερα του ανοίγματος και είναι εκείνα που δεν κάμπτονται προς το άνω πέλμα για ανάληψη τέμνουσας. Καθώς, όμως δεν απαιτούνταν από την ανάλυση, αυτά αγκυρώνονται μέσα στον κόμβο με ανεπαρκές μήκος αγκύρωσης. Κατά τη διάρκεια, όμως, μιας σεισμικής φόρτισης αναπτύσσονται θετικές ροπές στα άκρα των δοκών και εφελκύνονται τα κάτω σίδερα. Ωστόσο, η έλλειψη ικανού μήκους αγκύρωσης περιορίζει την τάση που μπορούν αυτά να αναπτύξουν οπότε ενδέχεται να μην αναπτυχθεί το όριο διαρροής του χάλυβα αλλά ένα ποσοστό αυτού, ως ο λόγος του διατιθέμενου μήκους αγκύρωσης προς το απαιτούμενο. Σε τέτοιες περιπτώσεις, η διαρροή των κάτω οπλισμών των δοκών μπορεί να θεωρηθεί αστοχία καθώς μπορεί να παρατηρηθεί ολίσθηση των οπλισμών και τελικά εξόλκευση [18]. Άλλωστε, ο περιορισμός της αναπτυσσόμενης τάσης κάτω του ορίου διαρροής έχει άμεση συνέπεια στη μειωμένη τελική αντοχή της δοκού και στην ικανότητα απορρόφησης ενέργειας.

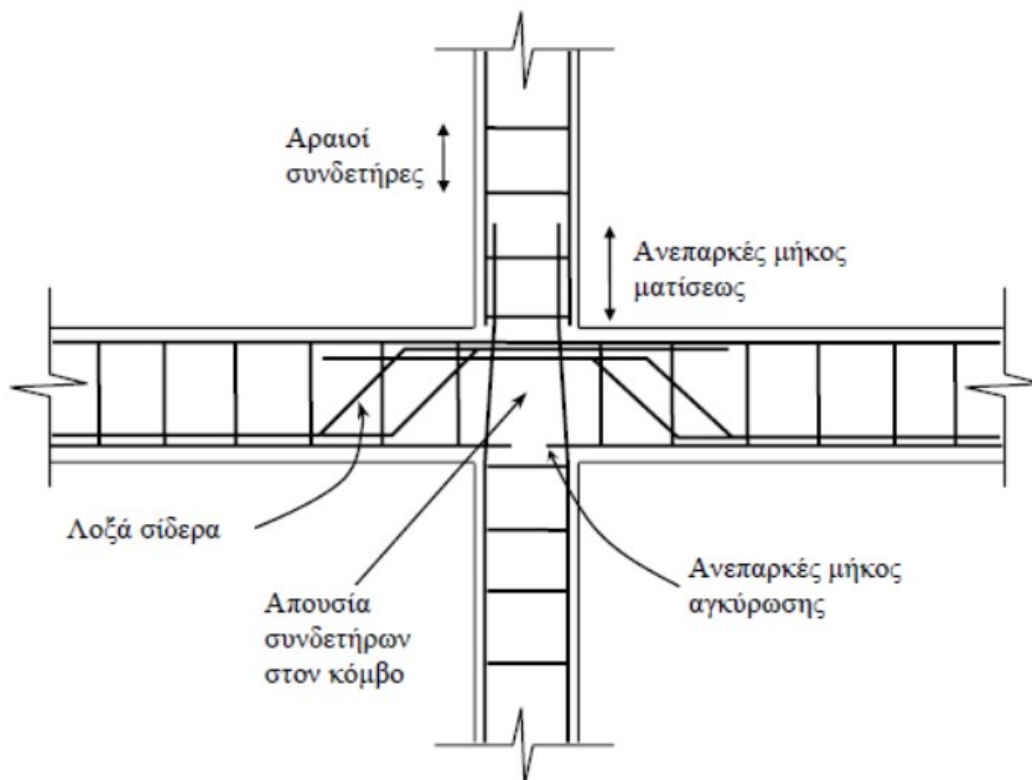
2.3.2 Διατμητικός Οπλισμός Μελών – Ικανοτικός Έλεγχος Τέμνουσας

Ο απαιτούμενος διατμητικός οπλισμός (συνδετήρες) σε δοκούς και υποστυλώματα έναντι σεισμού υπολογιζόταν βάσει των τεμνουσών δυνάμεων που προέκυπταν από γραμμική ελαστική ανάλυση του κτιρίου, το οποίο υποβαλλόταν σε οριζόντιες δυνάμεις. Οι δυνάμεις αυτές, όμως, ήταν πολύ μικρότερες από αυτές που απαιτούνται από τους

σύγχρονους Κανονισμούς. Αποτέλεσμα αυτού ήταν η τοποθέτηση συνδετήρων σε μεγάλες αποστάσεις κατά μήκος του στοιχείου. Ειδικά για τις δοκούς, μέρος της τέμνουσας αναλαμβάνεται από τον κάτω διαμήκη οπλισμό του ανοίγματος, ο οποίος κάμπτεται στην περιοχή των στηρίξεων. Βέβαια, αυτή η συνεισφορά είναι καλό να περιορίζεται για τις τέμνουσες υπό τα στατικά φορτία και όχι υπό τα σεισμικά που λόγω του εναλλασσόμενου χαρακτήρα τους δίνουν διαγώνιες ρηγματώσεις σε 2 κάθετες διευθύνσεις, με το κεκαμμένο όμως οπλισμό να συνεισφέρει μόνο στη μια, όταν η ρωγμή είναι κάθετη στο λοξό σκέλος. Όταν η ρωγμή είναι παράλληλη στο λοξό σκέλος του κεκαμμένου οπλισμού, τότε η τέμνουσα αναλαμβάνεται μόνο από τους κατακόρυφους συνδετήρες. Έτσι, υπερ της ασφαλείας, η επιρροή τους μπορεί και πρέπει να αγνοείται για τα σεισμικά φορτία.

2.3.3 Μάτιση Οπλισμού Υποστυλωμάτων

Με τα φορτία βαρύτητας να είναι τα βασικά φορτία σχεδιασμού και τα οριζόντια φορτία να είναι μικρά, η βασική καταπόνηση των υποστυλωμάτων ήταν εκείνης σε θλιπτική αξονική δύναμη. Έτσι, οι ματίσεις των διαμήκων ράβδων δεν έχουν ικανοποιητικό μήκος ώστε να επιτρέπεται η ανάπτυξη διαρροής των ράβδων σε εφελκυσμό.



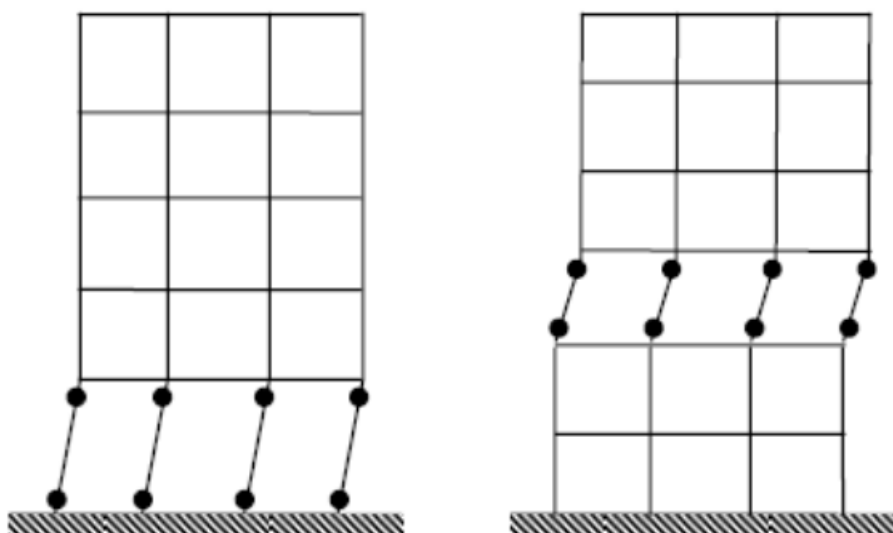
Σχήμα 2-2: Λεπτομέρεια όπλισης δεκαετίας '60 [5]

Δεδομένης της μεγάλης θλιπτικής αξονικής έντασης, το φαινόμενο αυτό θα μπορούσε να μετριαστεί με περισφιγή της περιοχής μάτισης, που κατά κανόνα είναι αμέσως πάνω από την πλάκα του ορόφου, ωστόσο κάτι τέτοιο δεν υπάρχει λόγω των αραιών συνδετήρων αλλά και της διάταξής τους που ήταν απλοί δίτητοι με αποτέλεσμα τη μειωμένη απόδοση περισφιγής. Το φαινόμενο αυτό είναι σημαντικότερο από την

ανεπαρκή αγκύρωση των κάτω οπλισμών των δοκών στα άκρα τους καθώς τα υποστυλώματα είναι η βασική γραμμή άμυνας ενός φορέα έναντι οριζόντιων δράσεων και η μείωση των αντιστάσεων τους σημαίνει μείωση αντίστασης ολόκληρου του φορέα. Αυτό θα γίνει σαφέστερο στο επόμενο.

2.3.4 Μηχανισμός Μαλακού Ορόφου

Δεδομένου του τρόπου σχεδιασμού των παλαιότερων κατασκευών, είναι αρκετά πιθανό τα υποστυλώματα να είναι ασθενέστερα από τις συντρέχουσες δοκούς έναντι οριζόντιων δράσεων. Σε όρους πλαστικής ανάλυσης φορέων, αυτό οδηγεί τις πλαστικές αρθρώσεις να αναπτύσσονται στα υποστυλώματα και όχι στις δοκούς, όπως είναι επιθυμητό με βάση τους σύγχρονους Κανονισμούς ώστε να απορροφάται ενέργεια και να παρατηρείται μια ασφαλέστερη συμπεριφορά του φορέα. Το «καλό» σενάριο είναι ένας πλάγιος μηχανισμός που οι πλαστικές αρθρώσεις θα αναπτύσσονται σε υποστυλώματα στους διάφορους ορόφους του κτιρίου.



Σχήμα 2-3: Μηχανισμοί Μαλακού Ορόφου [5]

Το «κακό» σενάριο, όμως, που είναι και μονόδρομος σε περιπτώσεις κτιρίων με απότομη απομείωση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων καθ' ύψος, είναι εκείνο του μαλακού ορόφου κατά το οποίο η ανελαστική συμπεριφορά και οι σχετικές παραμορφώσεις περιορίζονται σ' έναν όροφο, τον πλέον ευάλωτο. Μια κλασική περίπτωση είναι αυτή της πιλοτής, ωστόσο δεν αποκλείεται ο μαλακός όροφος να είναι και υπέργειος.

2.3.5 Κόμβοι Δοκών – Υποστυλωμάτων

Η σημασία του κόμβου δοκού – υποστυλώματος είναι μεγάλη καθώς από την ακεραιότητά τους εξαρτάται και η ικανότητα μεταφοράς των δυνάμεων μεταξύ των συντρεχουσών στοιχείων. Το εντατικό μέγεθος που βασικά καταπονεί τους κόμβους και κυρίως αυτούς στην περίμετρο των κτιρίων είναι η τέμνουσα δύναμη, η οποία

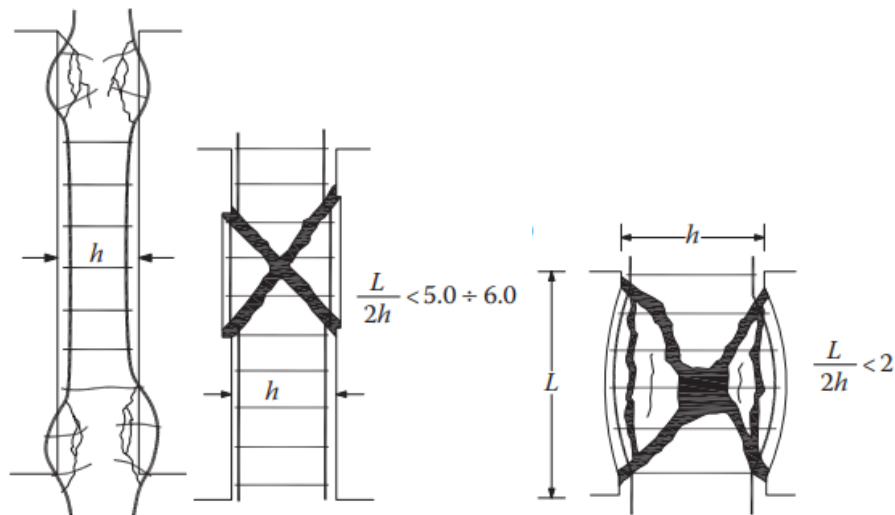
αυξάνει ανάλογα με τις οριακές ροπές αντοχής των συντρεχουσών δοκών. Ελλείπει διατμητικού οπλισμού εντός αυτών (σε αντίθεση με τους σύγχρονους Κανονισμούς που επιβάλλουν τη συνέχεια των συνδετήρων των υποστυλωμάτων εντός του κόμβου), καθίστανται περισσότερο ευάλωτοι.

2.4 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Η σεισμική παθολογία κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος είναι μέγιστης σημασίας για την αποτίμηση της δομικής τους κατάστασης μετά το σεισμό και, επομένως, αξιόπιστο οδηγό για αποτελεσματικές επεμβάσεις. Εν γένει, είναι δύσκολο να ταξινομηθούν οι βλάβες που προκαλούνται από ένα σεισμό και ακόμα πιο δύσκολο να συσχετιστούν ποσοτικά με τα αίτια των βλαβών. Κι αυτό αφενός λόγω του δυναμικού χαρακτήρα της σεισμικής δράσης και αφετέρου λόγω της πιθανής συνύπαρξης περισσότερων της μίας ανεπαρκειών στο κτίριο [7]. Παρακάτω θα ταξινομηθούν κάποιες τυπικές βλάβες σε δομικά στοιχεία υφιστάμενων κατασκευών και θα αναγνωρισθεί η αιτία τους.

2.4.1 Βλάβες σε Υποστυλώματα

Οι βλάβες που προκαλούνται στα υποστυλώματα μετά από έναν σεισμό μπορεί να είναι είτε ανακυκλιζόμενης κάμψης αλλά με ασθενή διάτμηση, υπό ισχυρή αξονική θλίψη για λόγο διάτμησης μεγαλύτερο του 5, είτε ανακυκλιζόμενης διάτμησης αλλά με ασθενή κάμψη, υπό ισχυρή αξονική θλίψη για λόγο διάτμησης μεταξύ 2 και 5, όπως αυτές διακρίνονται στο Σχήμα 2-4. Μάλιστα, η δεύτερη είναι χαρακτηριστική σε περίπτωση διάρρηξης κοντού υποστυλώματος για λόγο διάτμησης μικρότερο του 2.



Σχήμα 2-4: Τύποι βλαβών σε υποστυλώματα μετά από έναν σεισμό [7]

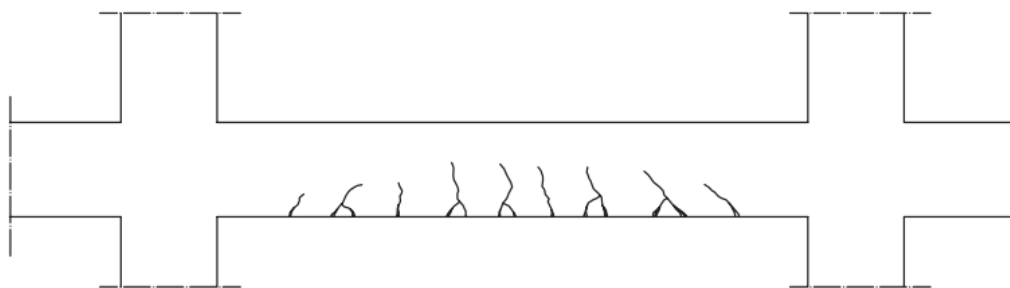
Για την πρώτη περίπτωση, που ο χαρακτήρας της βλάβης είναι καμπτικός, για μικρό αξονικό φορτίο N πχ σε περιμετρικά υποστυλώματα ανώτερων ορόφων, μπορεί να παρατηρηθούν οριζόντιες καμπτικές ρωγμές λόγω υπέρβασης του ορίου διαρροής των διαμήκων οπλισμών ή αποφλοίωση του σκυροδέματος στις κρίσιμες περιοχές λόγω υπέρβασης της θλιπτικής αντοχής εξωτερικά του πυρήνα. Αν το επίπεδο του αξονικού είναι μεγαλύτερο με σύγχρονη κάμψη και διάτμηση, τότε μπορεί να υπάρξει εγκάρσια

διόγκωση του υποστυλώματος, πιθανή θραύση των συνδετήρων και επακόλουθος λυγισμός των διαμήκων ράβδων καθώς δεν συγκρατούνται πλέον από τους συνδετήρες. Στη δεύτερη περίπτωση, που ο χαρακτήρας της βλάβης είναι διατμητικός και ο πλέον επικίνδυνος λόγω της ψαθυρότητάς του, εμφανίζεται με τη μορφή δισδιαγώνιων ρωγμών στην ασθενέστερη περιοχή του υποστυλώματος. Αν μάλιστα, η λειτουργία του υποστυλώματος είναι «κοντό» πχ σε περίμετρο κλιμακοστασίου λόγω ενδιάμεσων στηρίξεων ή λόγω δημιουργίας φεγγιτών από τοιχοπληρώσεις που σταματάνε χαμηλότερα από τη στάθμη της δοκού, αυτό είναι επιρρεπές σε διάρρηξη λόγω της πλήρους αποδιοργάνωσης του σκυροδέματος.

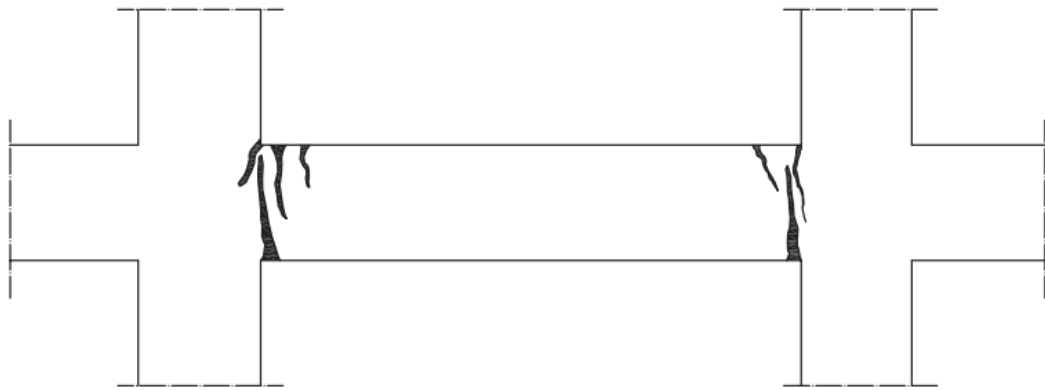
2.4.2 Βλάβες σε Δοκούς

Οι βλάβες που εμφανίζονται σε δοκούς λόγω σεισμού μπορεί να είναι:

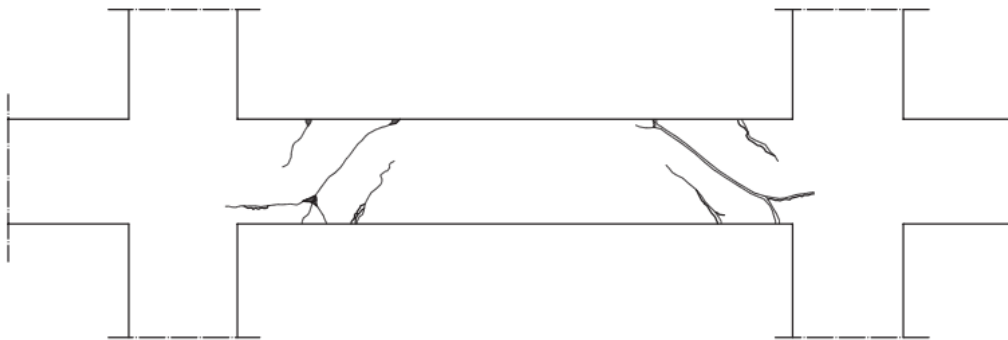
- 1) ρωγμές κάθετα στον άξονα της δοκού κατά μήκος της εφελκυσόμενης ζώνης του ανοίγματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2-5,
- 2) διατμητική αστοχία κοντά στους κόμβους,
- 3) καμπτικές ή καμπτοδιατμητικές ρωγμές στην άνω ή την κάτω παρειά της δοκού στους κόμβους, όπως φαίνονται στα Σχήματα 2-6 και 2-7,
- 4) διατμητική ή καμπτική αστοχία σε θέσεις δοκού επί δοκού (έμμεσης στήριξης) ή φυτευτού υποστυλώματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2-8,
- 5) δισδιαγώνιες διατμητικές ρωγμές σε βραχείες δοκούς οι οποίες συνδέουν φέροντα συζευγμένα τοιχώματα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2-9.



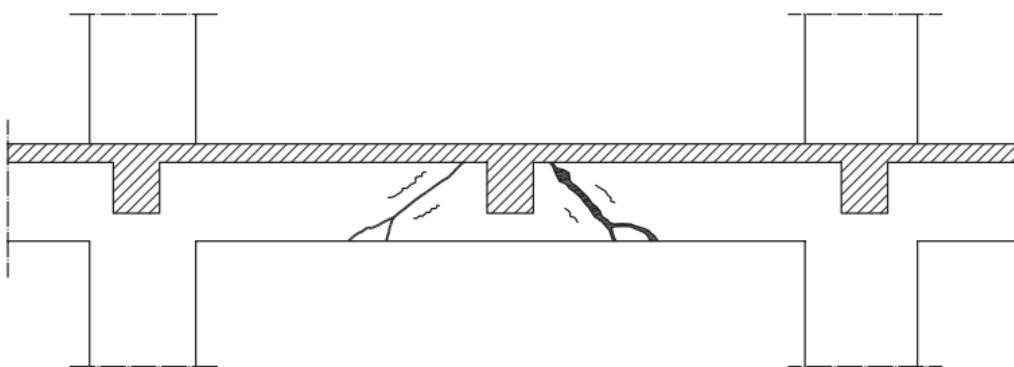
Σχήμα 2-5: Καμπτικές ρωγμές στο άνοιγμα δοκού [7]



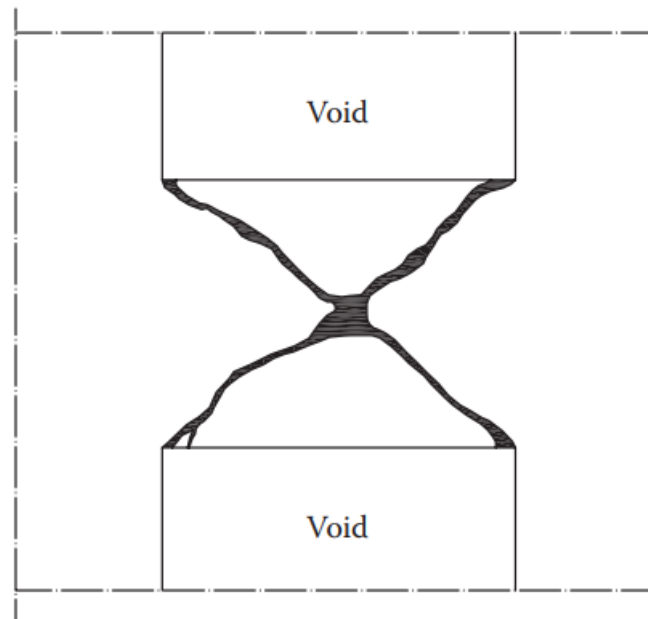
Σχήμα 2-6: Καμπτικές ρωγμές στην κάτω παρειά δοκού κοντά στον κόμβο [7]



Σχήμα 2-7: Καμπτοδιατμητικές ρωγμές κοντά στους κόμβους στα άκρα δοκού [7]



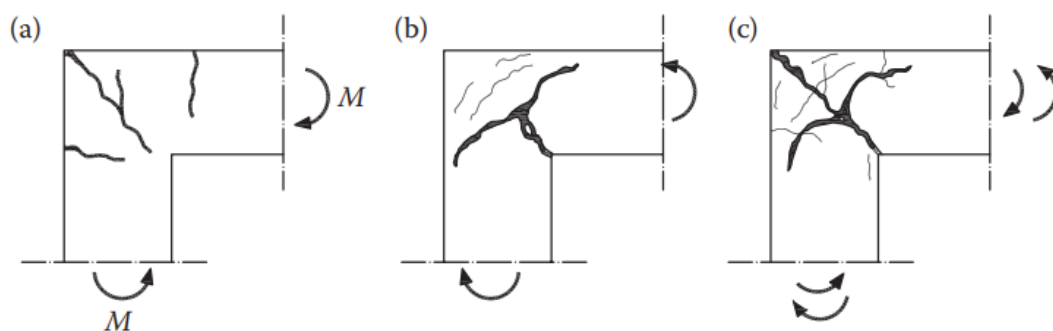
Σχήμα 2-8: Διατμητική αστοχία στη θέση έμμεσης στήριξης [7]



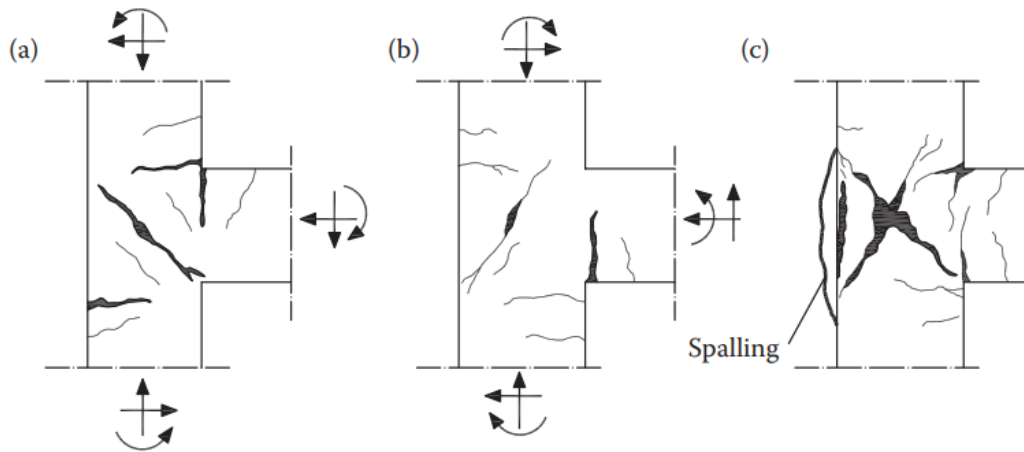
Σχήμα 2-9: Διατμητική αστοχία δοκού σύζευξης φερόντων (διατμητικών) τοιχωμάτων [7]

2.4.3 Βλάβες σε Κόμβους Δοκών – Υποστυλωμάτων

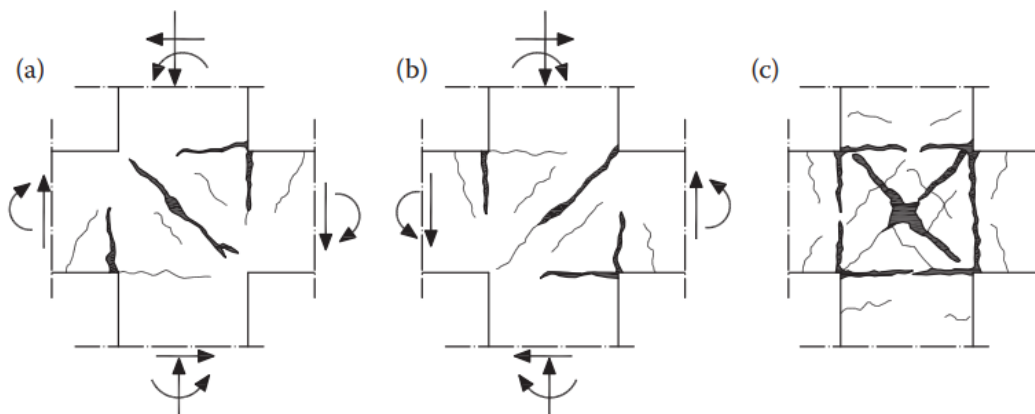
Οι βλάβες σε κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων, ακόμη και στα αρχικά στάδια της ρηγμάτωσης, πρέπει να θεωρούνται εξαιρετικά επικίνδυνες για την κατασκευή και να αντιμετωπίζονται ανάλογα. Βλάβες αυτού του είδους μειώνουν τη δυσκαμψία του δομικού στοιχείου και οδηγούν σε ανεξέλεγκτη ανακατανομή των εντατικών μεγεθών. Τυπικές μορφές αστοχίας κόμβων δοκών – υποστυλωμάτων παρουσιάζονται στα Σχήματα 2-10 έως 2-12.



Σχήμα 2-10: Αστοχία γωνιακού κόμβου: (a) ροπές που υποβάλλουν την εσωτερική ίνα σε θλίψη, (b) ροπές που υποβάλλουν την εσωτερική ίνα σε εφελκυσμό, (c) ανακυκλιζόμενη φόρτιση ροπών κάμψης [7]



Σχήμα 2-11: Αστοχία εξωτερικού κόμβου πολυώροφου κτιρίου: (a) ροπές που προκαλούν θλίψη στην κάτω ίνα της δοκού, (b) ροπές που προκαλούν θλίψη στην άνω ίνα της δοκού, (c) ανακυκλιζόμενη φόρτιση ροπών κάμψης [7]



Σχήμα 2-12: Αστοχία σταυροειδούς εσωτερικού κόμβου: (a) σεισμική δράση με φορά από τα δεξιά προς τα αριστερά, (b) σεισμική δράση με φορά από τα αριστερά προς τα δεξιά, (c) ανακυκλιζόμενη σεισμική δράση [7]

2.5 ΣΥΓΧΡΟΝΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

Πλέον ο σύγχρονος σχεδιασμός στρέφεται από το σχεδιασμό με βάση τις δυνάμεις στο σχεδιασμό με βάση τις μετακινήσεις. Έτσι, υιοθετείται η μέθοδος των σταθμών επιτελεστικότητας, μέσω των οποίων είναι δυνατή η επιλογή κατάλληλης στάθμης ανάλογα με την ηλικία και τη σπουδαιότητα του κτιρίου. Επιτρέπεται στα μέλη να αναπτύξουν μεγάλες μόνιμες παραμορφώσεις, αρκεί να διατηρούν τη φέρουσα ικανότητά τους υπό κατακόρυφα φορτία και διατηρείται η γενική ευστάθεια του φορέα. Ακόμη, στην ανάλυση μπορεί να λαμβάνονται υπόψιν στοιχεία αντίστασης και απορρόφησης ενέργειας, τα οποία στη συνήθη περίπτωση αγνοούνται στο σχεδιασμό νέων κατασκευών, όπως οι τοιχοπληρώσεις. Ως προς το διατμητικό οπλισμό των μελών, οι σύγχρονοι Κανονισμοί απαιτούν τα μέλη να σχεδιάζονται όχι για δυνάμεις που προκύπτουν από ελαστική ανάλυση, αλλά για δυνάμεις που σχετίζονται με τις

μέγιστες καμπτικές αντοχές στα άκρα των μελών. Κι αυτό για να αποφεύγεται η ψαθυρή διατμητική αστοχία και να εξασφαλίζεται η ανάπτυξη της πλήρους διατμητικής αντοχής των μελών. Επίσης, ως προς το μηχανισμό μαλακού ορόφου, οι σύγχρονοι Κανονισμοί προβλέπουν ικανοτικό σχεδιασμό βάσει του οποίου οι κρίσιμες περιοχές των δοκών, οι περιοχές δηλαδή που προβλέπονται να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις, οπλίζονται για ανελαστική καμπτική δράση με ταυτόχρονη αποφυγή διατμητικής αστοχίας. Ταυτόχρονα, τα υποστυλώματα που αποφεύγεται η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, σχεδιάζονται για μεγαλύτερη αντοχή από εκείνη που αντιστοιχεί στην ανάπτυξη της μέγιστης δυνατής αντοχής των δοκών (ικανοτικός κόμβου). Έτσι, η αστοχία εξαναγκάζεται να προηγηθεί στις δοκούς και όχι στα υποστυλώματα.

3 ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο κεφάλαιο αυτό θα αναπτυχθούν ορισμένες βασικές διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [1] που είναι απαραίτητες για την εξοικείωση με τις έννοιες που θα αναπτυχθούν σε επόμενα κεφάλαια.

3.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ Ή ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Προκειμένου να εξυπηρετηθούν ευρύτερες κοινωνικο-οικονομικές ανάγκες, στο πλαίσιο του ΚΑΝΕΠΕ θεσπίζονται 3 «στάθμες επιτελεστικότητας», δηλαδή 3 στοχευόμενες συμπεριφορές του κτιρίου που μελετάται συναρτήσει του βαθμού βλάβης και υπό δεδομένο σεισμό σχεδιασμού. Αυτές οι 3 στάθμες είναι οι εξής:

α) «Περιορισμένες βλάβες» (Α): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις είναι αμελητέες οπότε καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό.

β) «Σημαντικές βλάβες» (Β): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

γ) «Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι

μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης.

Ακόμη, ορίζονται οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού που αποτελούν συνδυασμό αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού). Στο Σχήμα 3-1 φαίνονται το σύνολο των δυνατικών στόχων αποτίμησης ή ανασχεδιασμού ενός κτιρίου, σύμφωνα με την 3^η αναθεώρηση του ΚΑΝΕΠΕ [1]. Στο δεξί μέρος αποτυπώνονται οι σεισμικές κλάσεις κτιρίου δηλαδή ο μέγιστος στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού που μπορεί να εξασφαλίσει ένα κτίριο για μια επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. Βασική σεισμική κλάση είναι εκείνη για στάθμη επιτελεστικότητα B. Εδώ να σημειωθεί ότι η κατάταξη σε σεισμική κλάση πριν και μετά την επέμβαση πρέπει να γίνεται υιοθετώντας τις ίδιες παραδοχές πχ να διατηρείται ίδια στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και να εκτελείται ίδιος τύπος ανάλυσης (πχ ή μέθοδος α ή μέθοδος m). Στο αριστερό μέρος, συσχετίζονται η περίοδος επαναφοράς, η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης και η αντίστοιχη ανηγμένη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση. Η γραμμή με $a_g/a_{g,ref} = 1$ αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 475 έτη, δηλαδή πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 10% εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών και τότε η βασική σεισμική κλάση είναι B1, που δεν είναι παρά άλλη από αυτήν που εφαρμόζεται στο σχεδιασμό νέων κτιρίων.

Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	$a_g/a_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
			A «Περιορισμένες Βλάβες»	B «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
2475	2%	1.80	A0	B0	Γ0
975	5%	1.30	A1 ⁺	B1 ⁺	Γ1 ⁺
475	10%	1.00	A1	B1	Γ1
225	20%	0.75	A2 ⁺	B2 ⁺	Γ2 ⁺
135	30%	0.60	A2	B2	Γ2
70	50%	0.45	A3 ⁺	B3 ⁺	Γ3 ⁺
40	70%	0.35	A3	B3	Γ3
20	90%	0.25	A4 ⁺	B4 ⁺	Γ4 ⁺
<20	>90%	<0.25	A4	B4	Γ4

Σχήμα 3-1: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φέροντος Οργανισμού και Ενδεικτική συσχέτιση περιόδου επαναφοράς και πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης με την αντίστοιχη ανηγμένη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση [1]

Έστω, για παράδειγμα, ένα κτίριο που βρίσκεται σε ζώνη II και ότι για τη στάθμη επιτελεστικότητας B βρέθηκε ότι αντέχει σεισμική διέγερση $a_g = 0.12g$. Τότε, ο λόγος $a_g/a_{g,ref}$ είναι $0.12/0.24 = 0.50$, μεταξύ 0.45 και 0.60. Αυτό σημαίνει ότι καλύπτεται η κλάση B3+ (για $a_g/a_{g,ref} = 0.50 > 0.45$), όχι όμως η B2 (για $a_g/a_{g,ref} = 0.50 < 0.60$). Αν μάλιστα, η απαίτηση του Κύριου του Έργου είναι ώστε το κτίριο να καλύπτει τη σεισμική κλάση B2+, τότε το κτίριο πρέπει να ενισχυθεί κατάλληλα ώστε να αντέχει $0.75a_{g,ref} = 0.75 \cdot 0.24g = 0.18g$.

Μάλιστα, στον πίνακα ΠΑ.2.1 του Παραρτήματος 2.1 του ΚΑΝΕΠΕ, που φαίνεται στο Σχήμα 3-2, ορίζονται ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι ή ανασχεδιασμού ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου. Ενδεικτικά, για σπουδαιότητα II (κτίρια

κατοικιών) ο ελάχιστος ανεκτός στόχος είναι Γ1 ενώ για σπουδαιότητα III, ο ελάχιστος ανεκτός στόχος είναι εκείνος με τον οποίο σχεδιάζονται τα νέα κτίρια (B1).

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Ελάχιστοι Ανεκτοί Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Σχήμα 3-2: Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφισταμένων κτιρίων [1]

Επειδή, όμως, οι παραπάνω ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι μπορεί να είναι συντηρητικοί, στην 3^η αναθεώρηση του ΚΑΝΕΠΕ έχουν προστεθεί πιο ευνοϊκοί όροι, που όμως αφορούν μόνο τα κτίρια σπουδαιότητας I ή II. Ειδικά γι' αυτά τα κτίρια και εφόσον επιλεγεί να γίνει επέμβαση, πρέπει σίγουρα να βελτιωθεί η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου κατά μια τουλάχιστον κλάση ανώτερη σε σχέση με αυτές που αναφέρονται στον πίνακα ΠΑ.2.2 του ΚΑΝΕΠΕ και ο οποίος φαίνεται στο Σχήμα 3-3, ανάλογα με τον κανονισμό μελέτης και κατασκευής. Ταυτόχρονα, όμως, θα πρέπει να βελτιώνεται κατά μια τουλάχιστον κλάση σε σχέση με εκείνη πριν την επέμβαση.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	Ελάχιστη Βασική Σεισμική Κλάση Κτιρίου
...<1985	B3
1985≤...<1995	B3 ⁺
1995≤...	B2 ⁺

Σχήμα 3-3: Ελάχιστες βασικές σεισμικές κλάσεις υφισταμένων κτιρίων σπουδαιότητας I και II [1]

Έστω, για παράδειγμα, ένα κτίριο με σπουδαιότητα II που έχει μελετηθεί το 1960, δηλαδή πριν το 1985 και από τη στατική και αντισεισμική μελέτη του κτιρίου με στάθμη επιτελεστικότητας B προέκυψε ότι είναι σεισμικής κλάσης B4+ (άρα αντέχει σεισμό σχεδιασμού $0.25a_{g,ref}$). Εφόσον αποφασιστεί ότι θα γίνουν επεμβάσεις στο κτίριο, αυτό θα πρέπει να βελτιωθεί κατά μία τουλάχιστον σεισμική κλάση, άρα να φτάσει σε σεισμική κλάση B3 και να αντέχει σεισμό σχεδιασμού $0.35a_{g,ref}$. Από τον πίνακα ΠΑ.2.1, ο ελάχιστος ανεκτός στόχος ανασχεδιασμού είναι Γ1, άρα το κτίριο πρέπει να ενισχυθεί κατάλληλα ώστε να αντέχει σεισμό σχεδιασμού $1.00a_{g,ref}$! Αν όμως αξιοποιηθούν οι ελάχιστες σεισμικές κλάσεις του πίνακα ΠΑ.2.2, τότε το κτίριο θα πρέπει να βελτιωθεί κατά μια τουλάχιστον σεισμική κλάση σε σχέση με την B3, δηλαδή να φτάσει B3+ ώστε να αντέχει $0.45a_{g,ref}$. Έτσι, είναι απολύτως κατανοητό ότι οι ελάχιστες σεισμικές κλάσεις του πίνακα ΠΑ.2.2 είναι πιο ευνοϊκοί σε σχέση με εκείνες του πίνακα ΠΑ.2.1.

3.3 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ (Σ.Α.Δ.)

Σύμφωνα με την §3.1 του ΚΑΝΕΠΕ, πριν από την εκπόνηση οποιασδήποτε μελέτης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφισταμένου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστούν όσο το δυνατόν πιο αξιόπιστα τα δεδομένα που θα χρησιμοποιηθούν. Τα απαιτούμενα στοιχεία αντλούνται από διαθέσιμα δημόσια ή ιδιωτικά αρχεία, σχετικές υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες, καθώς και από επί τόπου διερευνήσεις και ελέγχους. Συνοπτικά ακολουθούνται τα παρακάτω στάδια:

1) αποτύπωση τόσο του φέροντος οργανισμού, όσο και του οργανισμού πλήρωσης που ενδεχομένως θα ληφθεί υπόψιν στη μελέτη. Η αποτύπωση κατά κανόνα γίνεται παράλληλα και υποβοηθείται από την αντίστοιχη αρχιτεκτονική αποτύπωση. Στοχεύει στη σύνταξη κατασκευαστικών σχεδίων που περιλαμβάνουν την ακριβή μορφολογία του δομικού συστήματος, τις γεωμετρικές διαστάσεις και τις διατομές των δομικών στοιχείων, το είδος και την κατάσταση των υλικών,

2) σύνταξη του ιστορικού της εξεταζόμενης κατασκευής, στο οποίο καταγράφονται πληροφορίες σχετικά με το χρόνο και τις φάσεις κατασκευής, καθώς και τους αντίστοιχους κανονισμούς που ίσχυαν τότε, μεταγενέστερες επεμβάσεις ή αλλαγές χρήσης, βλάβες ή φθορές που εμφανίστηκαν στο παρελθόν και τον τρόπο αποκατάστασής τους και έκτακτες δράσεις (π.χ. σεισμούς, πυρκαγιές, προσκρούσεις, επιδράσεις γειτονικών κατασκευών) που καταπόνησαν την κατασκευή και τη συμπεριφορά της σε αυτές,

3) καταγραφή τυχόν βλαβών και κακοτεχνιών των στοιχείων. Επιβάλλεται εξέταση ενδεχόμενης λήψης άμεσων μέτρων επέμβασης, όπως π.χ. υποστυλώσεις, αντιστηρίξεις, απομάκρυνση ετοιμόρροπων στοιχείων ή και απαγόρευση χρήσης τμημάτων ή του συνόλου του δομήματος αναλόγως της έντασης και την έκτασης των βλαβών,

4) σύνταξη προγράμματος επί τόπου ή και εργαστηριακών δοκιμών και διερευνήσεων που αποβλέπουν στη συγκέντρωση χρησίμων στοιχείων για την προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας των στοιχείων. Το πρόγραμμα περιλαμβάνει τουλάχιστον έναν ελάχιστο απαιτούμενο αριθμό διερευνήσεων, όπως π.χ. διερευνητικές τομές, πυρηνοληψίες, κρουσιμετρήσεις κλπ.

Οι παράγοντες που διερευνώνται είναι κυρίως οι εξής:

α) αφανή στοιχεία (π.χ. μορφολογία ανωδομής και θεμελίωσης, λεπτομέρειες όπλισης, τρόπος δόμησης τοιχοπληρώσεων, πάχη επιστρώσεων κ.α.),

β) μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών δόμησης. Προκειμένου για έργα από οπλισμένο σκυρόδεμα, ενδιαφέρουν κυρίως ο προσδιορισμός της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και η αναγνώριση της κατηγορίας του χάλυβα, από τα οποία προκύπτουν όλα τα απαραίτητα μηχανικά χαρακτηριστικά, όπως το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ή το όριο διαρροής των ράβδων οπλισμού,

γ) έδαφος θεμελίωσης. Απαιτείται τουλάχιστον η κατάταξη του εδάφους σε μια από τις κατηγορίες που προδιαγράφει ο ΕΑΚ2000/2003. Οι απαιτούμενες διερευνήσεις ξεκινούν από απλή οπτική παρατήρηση και μπορεί να φτάνουν ως και στη διεξαγωγή πλήρους

εδαφοτεχνικής έρευνας, ειδικά σε περιπτώσεις που υπάρχουν ενδείξεις κακής συμπεριφοράς της θεμελίωσης,

δ) άλλοι παράγοντες, όπως π.χ. το φυσικό περιβάλλον, η γειτνίαση με άλλα δομήματα ή υπόγεια έργα, η λειτουργία μηχανημάτων κ.τ.λ.

Συνεπώς, η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφισταμένου κτηρίου και λαμβάνεται υπόψιν κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Διακρίνονται τρεις στάθμες:

i) «Υψηλή»,

ii) «Ικανοποιητική»,

iii) «Ανεκτή».

Η τελική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων προσδιορίζεται με βάση τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος (§3.7.1), του χάλυβα (§3.7.2), των τοίχων πλήρωσης (§3.7.3) καθώς και των γεωμετρικών στοιχείων και κατασκευαστικών λεπτομερειών (§3.8). Ο χαρακτηρισμός των δεδομένων είναι πολύ σημαντικός για την επιλογή των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας γ_f για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές και των κατάλληλων συντελεστών γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών καθώς και για τον προσδιορισμό της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης αποτίμησης και ανασχεδιασμού του κτιρίου.

3.4 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ – ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Η εκπόνηση οποιασδήποτε μελέτης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού προϋποθέτει την εφαρμογή μίας (τουλάχιστον) μεθόδου αντισεισμικού υπολογισμού. Ο ΚΑΝΕΠΕ (§2.4.3.3) προτείνει τις εξής μεθόδους:

1) ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας (m) (ΚΑΝΕΠΕ §5.5). Αντιστοιχεί στη «μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης» του EN1998-1. Οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων και οι τιμές ιδιοτήτων των υλικών είναι οι μέσες τιμές τους, μειωμένες κατά μια τυπική απόκλιση,

2) ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας (m) (ΚΑΝΕΠΕ §5.6). Αντιστοιχεί στην «ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης» του EN1998-1,

3) ανελαστική στατική ανάλυση (ΚΑΝΕΠΕ §5.7). Οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων και ως τιμές ιδιοτήτων των υλικών θεωρούνται οι μέσες τιμές τους,

4) ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας) (ΚΑΝΕΠΕ §5.8).

Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις, και μόνο για την αποτίμηση υφισταμένου δομήματος, επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν και άλλες προσεγγιστικές ή εμπειρικές μέθοδοι. Η επιλογή της κατάλληλης κάθε φορά μεθόδου γίνεται με βάση τη σπουδαιότητα και τις τυχόν βλάβες ή φθορές του δομήματος, καθώς και τα διαθέσιμα δεδομένα για τις

διατομές και τις αντοχές των δομικών στοιχείων. Επιπλέον, η επιλογή της μεθόδου επαφίεται στην κρίση του μελετητή και επηρεάζεται και από κάποιες προϋποθέσεις που θα πρέπει να τηρούνται για κάθε μέθοδο. Οι προϋποθέσεις αυτές σχετίζονται κυρίως με τη ΣΑΔ και την κανονικότητα ή μη του εξεταζόμενου φορέα.

3.4.1 Ελαστική Στατική Ανάλυση

Για Στάθμη Επιτελεστικότητας A η ελαστική στατική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς προϋποθέσεις ενώ δεν τίθενται προϋποθέσεις εφαρμογής σχετιζόμενες με ΣΑΔ.

Αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή (EN1998-1 §4.3.3.2)

- i) $\lambda \leq 2.5$ για όλα τα κύρια στοιχεία,
- ii) $T_0 < 4T_c$ ή 2 sec, όπου T_0 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου,
- iii) ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1.5 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και το προσαρτήματα),
- iv) το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη σε οποιονδήποτε όροφο,
- v) το κτίριο σε καθ' ύψος τομή δεν παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας (όχι σε επαρκή μικτά συστήματα),
- vi) το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις,
- vii) τήρηση κριτηρίων μορφολογικής κανονικότητας.

Σε περίπτωση που δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για την αποτίμηση και μόνον η εφαρμογή της μεθόδου ακόμα κι αν δεν πληρούνται τα i,iii,iv,v των παραπάνω προϋποθέσεων. Όμως οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} (§4.5.1) αυξάνονται κατά 0.15.

3.4.2 Ελαστική Δυναμική Ανάλυση

Αρχικά οι παρακάτω προϋποθέσεις δεν είναι απαραίτητες για στάθμη επιτελεστικότητας A. Η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου επιτρέπεται κατά EN1998-1 §4.3.3.3, όταν δεν ικανοποιούνται οι συνθήκες της στατικής ανάλυσης ($T_0 < 4T_c$ ή 2 sec, κανονικότητα) και όταν λαμβάνεται υπόψιν η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Πρακτικά αυτό σημαίνει

- i) το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψιν είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα,
- ii) λαμβάνονται υπόψιν όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Ειδικότερα για τα κτίρια της χώρας μας, κατά ΚΑΝΕΠΕ (§5.6.1)

το πεδίο εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου ορίζεται από τη συνθήκη πως για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2.5$ ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$ και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό.

Ανεξαρτήτως, όμως, της ισχύος του προηγούμενου αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες επιτρέπεται για τους σκοπούς μόνον αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στη περίπτωση αυτή, οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} (§4.5.1) αυξάνονται κατά 0.15.

3.4.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση

Η ανελαστική στατική ανάλυση δεν εφαρμόζεται στη στάθμη επιτελεστικότητας A ενώ συνιστάται να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» ΣΑΔ (ΚΑΝΕΠΕ §5.7.2) Εφαρμόζεται σε κτίρια όπου η επιρροή των ιδιομορφών της παραπάνω δυναμικής ανάλυσης δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο αυτής της προϋπόθεσης απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή. Η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% της δεύτερης. Στη περίπτωση που η επιρροή των ιδιομορφών είναι σημαντική η ανελαστική δυναμική ανάλυση μπορεί να εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (§5.6 ανεξαρτήτων των λοιπών προϋποθέσεων της). Στη περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, με αύξηση 25% των τιμών στα κριτήρια ελέγχου και των 2 μεθόδων (α αυξημένο κατά 25% στη μέθοδο καθολικού δείκτη συμπεριφοράς, η αυξημένο κατά 25% στη μέθοδο επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας).

3.4.4 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση

Ως προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου συνιστάται η επαρκής εμπειρία και εξειδίκευση του Πολιτικού Μηχανικού (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.8.1).

3.5 ΑΝΙΣΩΣΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

3.5.1 Ανίσωση Ασφαλείας

Σύμφωνα με την §4.1.2 του ΚΑΝΕΠΕ, τα κριτήρια ελέγχου της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή την ενίσχυση υφισταμένων κτηρίων έχουν τη μορφή της ανίσωσης ασφαλείας, η οποία έχει τη μορφή:

$$S_d < R_d, \text{ με}$$

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

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

όπου:

S_d οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις

R_d οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών)

S_k οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων, για τις οποίες υπάρχει ορισμένη πιθανότητα υπερβάσεως σε 50 έτη

R_k οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και έχουν ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως

γ_f, γ_m οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψιν οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές

γ_{Sd}, γ_{Rd} οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψιν οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντίστοιχως (βλ. και Κεφ.2, §§ 2.4.3 και 2.4.4.).

3.5.2 Συντελεστές Ασφαλείας

Οι συντελεστές ασφαλείας που ορίζονται στον ΚΑΝΕΠΕ είναι 3 ειδών, ανάλογα σε τι προορίζονται.

1) για το προσομοίωμα (ΚΑΝΕΠΕ §4.5.1). Λαμβάνονται υπόψιν οι συντελεστές ασφαλείας γ_{Sd} και γ_{Rd} και χρησιμοποιούνται για διόρθωση τυχόν αβεβαιοτήτων του προσομοιώματος ανάλυσης.

γ_{Sd} : Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας που λαμβάνει υπόψιν τις αυξημένες (σε σχέση με το σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων. Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται σχεδόν πλήρως από νέο φέροντα οργανισμό, λαμβάνεται $\gamma_{Sd} = 1.0$. Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται κυρίως από το υφιστάμενο φέροντα οργανισμό και δεν γίνονται παραμετρικές διερευνήσεις και έλεγχοι για να εκτιμηθεί η ενδεχόμενη ευαισθησία έναντι μεταβαλλόμενων τιμών ορισμένων παραμέτρων, η τιμή του γ_{Sd} εξαρτάται από την σοβαρότητα και έκταση των βλαβών ή/και επεμβάσεων (ανεξάρτητα από τη μέθοδο ανάλυσης), ως εξής: $\gamma_{Sd} = 1.20$ για έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή/και επεμβάσεις, $\gamma_{Sd} = 1.10$ για ελαφρές και τοπικές βλάβες ή/και επεμβάσεις και $\gamma_{Sd} = 1.00$ εάν δεν υπάρχουν βλάβες και επεμβάσεις από τον πίνακα Σ4.2 του ΚΑΝΕΠΕ. Στη περίπτωση ελαστικών μεθόδων και για αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής επιτρέπεται η επαύξηση του συντελεστή γ_{Sd} κατά 0.15 δηλαδή $\gamma_{Sd,ελ} = \gamma_{Sd} + 0.15$.

γ_{Rd} : Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας έναντι αβεβαιότητας αντιστάσεων, που λαμβάνει υπόψιν τις αυξημένες (σε σχέση με το σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων μέσω των οποίων εκτιμώνται οι αντιστάσεις. Η τιμή του γ_{Rd} εξαρτάται από το ποιο προσομοίωμα αντιστάσεων χρησιμοποιείται οπότε δίνονται στα κεφάλαια 6 έως και 9 του ΚΑΝΕΠΕ, κατά περίπτωση.

2) για τις δράσεις (ΚΑΝΕΠΕ §4.5.2).

γ_f, γ_g : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις μεταβλητές και μόνιμες δράσεις. Για τις μεταβλητές δράσεις, οι γ_f και ψ_i λαμβάνονται κατά τους Ευρωκώδικες. Αντίθετα ο συντελεστής για τις μόνιμες δράσεις γ_g υφισταμένου κτιρίου εξαρτάται από τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, όπως και το συνδυασμό και επιρροή των δράσεων. Για τους βασικούς συνδυασμούς και για δυσμενείς επιρροές της δράσης, ο συντελεστής γ_g είναι 1.35, 1.50 ή 1.20 για «Ικανοποιητική», «Ανεκτή» ή «Υψηλή» ΣΑΔ αντίστοιχα. Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών και επιρροών της δράσεως ο συντελεστής γ_g είναι 1.10, 1.20 ή 1.00 για «Ικανοποιητική», «Ανεκτή» ή «Υψηλή» ΣΑΔ αντίστοιχα.

3) για τις ιδιότητες των υλικών (ΚΑΝΕΠΕ §4.5.3).

ισχύουν όσα αναφέρονται σε επόμενες υποενότητες της παρούσας εργασίας (6.1.3 και 7.2).

3.6 ΕΝΙΑΙΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q

Κατά τη φάση της αποτίμησης του κτιρίου, η τιμή q θα επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψιν τα παρακάτω:

- 1) την επάρκεια των Κανονισμών κατά την περίοδο μελέτης και κατασκευής του κτιρίου,
- 2) την τυχόν ύπαρξη ουσιαστών βλαβών (και φθορών), κυρίως σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία,
- 3) την κανονικότητα κατανομής των εντός ορόφου αλλά και κατ' όροφον υπεραντοχών (καθ' ύψος του δομήματος) και τον βαθμό αποκλεισμού δημιουργίας «μαλακού» ορόφου,
- 4) το πλήθος δομικών στοιχείων στα οποία αναμένεται να εμφανισθούν πλαστικές αρθρώσεις, και το οποίο εξαρτάται από την υπερστατικότητα και την κανονικότητα του δομήματος,
- 5) την ιεράρχηση της εμφάνισης αστοχιών και τον βαθμό αποκλεισμού τους στα πρωτεύοντα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία και στους κόμβους,
- 6) τους τρόπους αστοχίας (πλάστιμοι ή ψαθυροί),
- 7) τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις περιοχές ελέγχου του κάθε δομικού στοιχείου και
- 8) τους διαθέσιμους επικουρικούς και βοηθητικούς μηχανισμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς όπως είναι οι τοιχοπληρώσεις, τα διαφράγματα κ.λπ..

Όταν, όμως, δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία, επιτρέπεται να εφαρμοσθούν ως μέγιστες οι τιμές του πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝΕΠΕ, που φαίνεται στο Σχήμα 3-4, αναλόγως των βλαβών και των τοιχοπληρώσεων (στο σύνολο του κτιρίου):

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995≤...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985≤...<1995(2)	2,3	1,7	1,7	1,3
...<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Σχήμα 3-4: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για την στάθμη επιτελεστικότητας Β («Σημαντικές βλάβες») [1]

Οι τιμές αυτές αναφέρονται σε στάθμη επιτελεστικότητας Β. Εάν, όμως, ο στόχος επανελέγχου είναι για στάθμη Α ή Γ, τότε θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν με τις τιμές 0.6 ή 1.4 αντίστοιχα, σύμφωνα με τον πίνακα 4.1 του ΚΑΝΕΠΕ. Ακόμη, θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν με την τιμή 2/3 εάν το κτίριο είναι στρεπτικά ευαίσθητο. Σε κάθε περίπτωση, η τιμή του τελικού συντελεστή q πρέπει να είναι μεγαλύτερη της μονάδας.

Τέλος, στο Παράρτημα 4.2 του ΚΑΝΕΠΕ ορίζεται η σχέση $q=q_u \cdot q_n$, δηλαδή ότι ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q διαμορφώνεται από το γινόμενο του παράγοντα υπεραντοχής q_u και του παράγοντα πλαστιμότητας q_n , με τον δεύτερο να λαμβάνεται υπόψιν σε ελέγχους παραμορφώσεων p_x για περίσφιγξη.

3.7 ΤΟΠΙΚΟΙ ΔΕΙΚΤΕΣ m

Οι τοπικοί δείκτες m αποτυπώνουν τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις περιοχές ελέγχου των δομικών στοιχείων και εξαρτώνται από τη στάθμη επιτελεστικότητας. Ορίζονται ως ο λόγος της τιμής σχεδιασμού οριακής παραμόρφωσης ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας d_d προς την τιμή σχεδιασμού παραμόρφωσης διαρροής d_y . Αν ο έλεγχος αναφέρεται σε γραμμικά μέλη από οπλισμένο σκυρόδεμα με κύρια καμπτική λειτουργία, τότε η αντιπροσωπευτική τιμή παραμόρφωσης είναι εκείνη της γωνίας στροφής χορδής θ .

Για στάθμη επιτελεστικότητας Α, καθώς ο φορέας αναμένεται να συμπεριφερθεί οίονει ελαστικά χωρίς ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων, τίθεται $m_A = \theta_A/\theta_y = 1.0$.

Για στάθμη επιτελεστικότητας Β, ο φέροντας οργανισμός αναπτύσσει σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, σε μεγάλη έκτασή του, αλλά διαθέτει επαρκή και αξιόπιστα περιθώρια έναντι ενδεχόμενης εξάντλησης των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας. Για πρωτεύοντα μέλη τίθεται $m_B = \theta_B/\theta_y$ με $\theta_B = 0.50(\theta_y + \theta_u)/\gamma_{Rd}$, ενώ για δευτερεύοντα μέλη και τοιχοπληρώσεις τίθεται $m_B = \theta_B/\theta_y$ με $\theta_B = \theta_u/\gamma_{Rd}$.

Για στάθμη επιτελεστικότητας Γ, ο φέροντας οργανισμός αναπτύσσει μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις, σε μεγάλη έκτασή του, φθάνοντας ακόμη και σε εξάντληση των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας, βεβαίως χωρίς κίνδυνο κατάρρευσης υπό τα φορτία βαρύτητας. Για πρωτεύοντα μέλη τίθεται $m_\Gamma = \theta_\Gamma/\theta_y$ με $\theta_\Gamma = \theta_u/\gamma_{Rd}$, ενώ για δευτερεύοντα μέλη και τοιχοπληρώσεις τίθεται $m_\Gamma = \theta_\Gamma/\theta_y$ με $\theta_\Gamma = \theta_u$.

3.8 ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ

Η δυστημηση και η δυστένεια των δομικών στοιχείων θα εκτιμώνται κατά την κλασική μηχανική. Σχετικώς για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, επιτρέπεται χρήση των τιμών $0.4E_c \cdot A_w$ και $E_c \cdot A_g$ αντιστοίχως, όπου:

A_g η συνολική διατομή του δομικού στοιχείου (μόνο το σκυρόδεμα),

A_w μόνον η (ορθογωνική) διατομή του κορμού του στοιχείου (για τις πλακοδοκούς)

Για ελαστικές μεθόδους ανάλυσης (ΚΑΝΕΠΕ §4.4.1.4) με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q , οπότε γενικώς οι έλεγχοι γίνονται σε όρους «δυνάμεων», η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου I. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές δυσκαμψίας κατά τον πίνακα Σ4.1 του ΚΑΝΕΠΕ, που φαίνεται στο Σχήμα 3-5:

A/A	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστύλωμα εσωτερικό	$0,8*(E_c I_g)$
1.2	Υποστύλωμα περιμετρικό	$0,6*(E_c I_g)$
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	$0,7*(E_c I_g)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0,5*(E_c I_g)$
3	Δοκός (2)	$0,4*(E_c I_g)$

Σχήμα 3-5: Τιμές δυσκαμψίας [1]

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

Για ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.3) και για τη χρήση των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m , η δυσκαμψία εκτιμάται με βάση τα πραγματικά χαρακτηριστικά του δομικού στοιχείου, καθώς και την καταπόνηση υπό σεισμό, με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών. Γενικώς χρησιμοποιείται η επιβατική τιμή δυσκαμψίας στη διαρροή του δομικού στοιχείου.

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s στοιχείου ισούται με $K=M_y \cdot L_s / 3 \cdot \theta_y$ όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου (ΚΑΝΕΠΕ Παράρτημα 7Α).

Όσον αφορά τη τιμή του L_s προσεγγιστικά, μπορεί να λαμβάνεται σταθερή και ως εξής:

- 1) ίση με το μισό του καθαρού του ανοίγματος σε περίπτωση δοκού που συνδέεται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία,
- 2) ίση με ολόκληρο το καθαρό άνοιγμα σε περίπτωση δοκού που συνδέεται μόνο στο ένα άκρο με κατακόρυφο στοιχείο,
- 3) ίση με το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ δοκών με τις οποίες το στοιχείο συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο κάμψης σε περίπτωση υποστυλώματος,
- 4) ίση με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του στοιχείου στο κτήριο σε περίπτωση τοιχώματος,

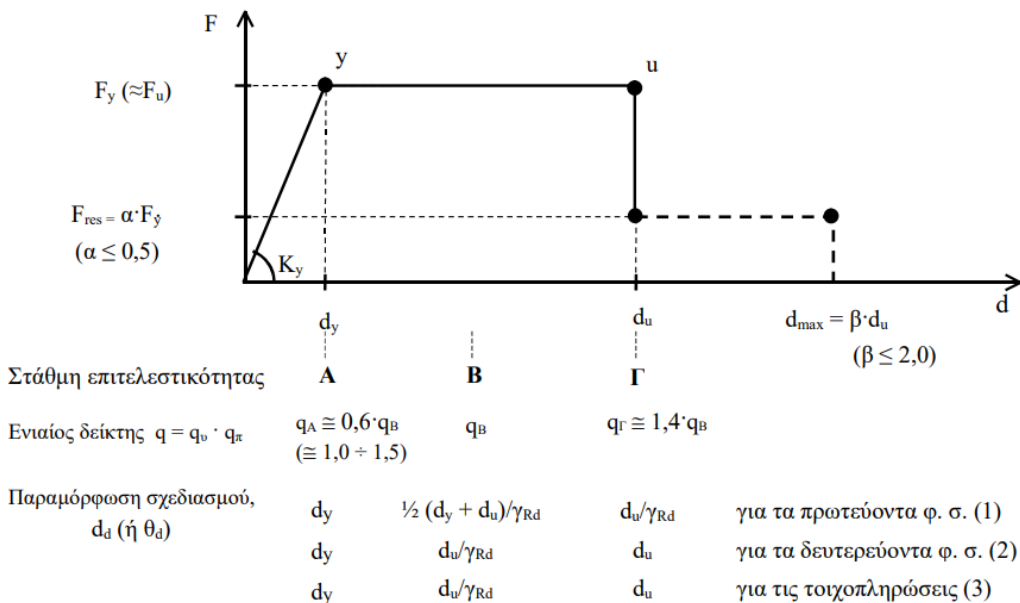
Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται με τον παραπάνω τύπο στις δύο ακραίες διατομές το στοιχείο. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δηλαδή διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών K από την παραπάνω εξίσωση για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).

3.9 ΛΟΓΙΚΗ ΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Η λογική των ελέγχων ασφαλείας για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας παρουσιάζεται συνοπτικά στο Παράρτημα 9Α του ΚΑΝΕΠΕ.

3.10 ΣΚΕΛΕΤΙΚΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Η μορφή διαγράμματος έντασης παραμόρφωσης που προτείνει ο ΚΑΝΕΠΕ είναι διγραμμικό με παραμένουσα αντοχή μετά την ανάπτυξη της παραμόρφωσης αστοχίας και φαίνεται ενδεικτικά στο Σχήμα 3-6. Ειδικά για την προσομοίωση της καμπτικής ανελαστικής συμπεριφοράς, το διάγραμμα αυτό αφορά στη σχέση μεταξύ ροπής και γωνίας στροφής χορδής και οι τιμές που χρειάζεται να προσδιοριστούν είναι η ροπή διαρροής ή οριακή ροπή αντοχής ($M_y \approx M_{Rd}$) και οι γωνίες στροφής χορδής κατά τη διαρροή θ_y και την αστοχία θ_u .

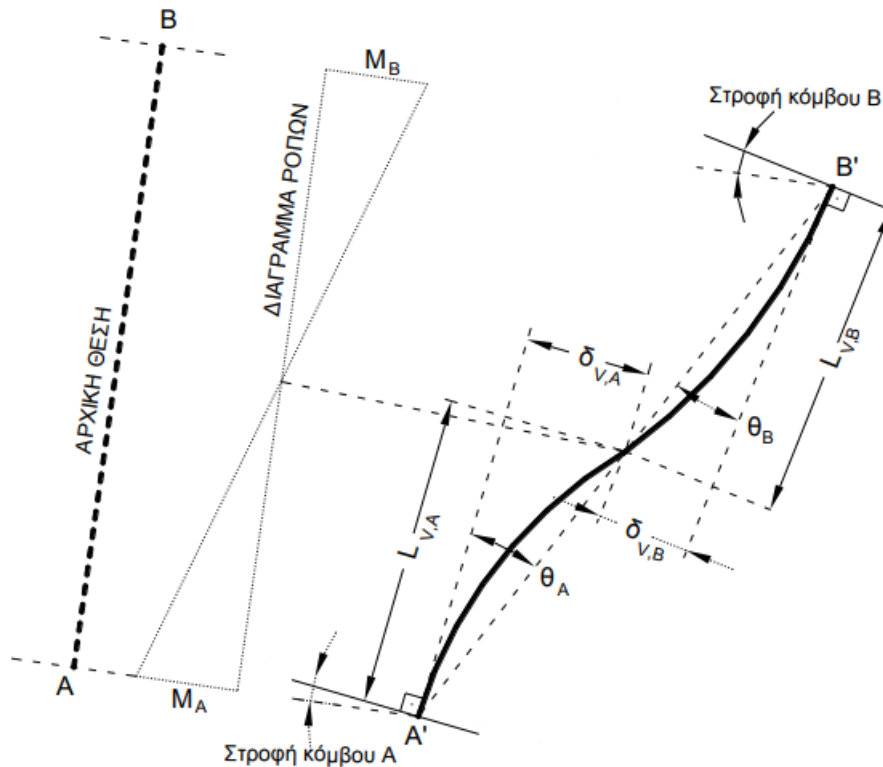


Σκελετικό Διάγραμμα Συμπεριφοράς

(για τα επιμέρους δομικά στοιχεία, ή το δόμημα – ως σύνολο)

Σχήμα 3-6: Σκελετικό Διάγραμμα Συμπεριφοράς [1]

Εδώ αξίζει να γίνει μια σύντομη επεξήγηση του όρου της «γωνίας στροφής χορδής» σε άκρο δομικού στοιχείου.



Σχήμα 3-7: Ορισμός γωνίας στροφής χορδής θ [8]

Η γωνία θ , σύμφωνα με το Σχήμα 3-7, ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρον του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. Με άλλα λόγια, η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου με μήκος ίσο με το διατμητικό μήκος L_v , δηλαδή, $\theta = \delta_v/L_v$, όπου $L_v = M/V$ (M = ροπή στο άκρον υπό διαρροή, V = τέμνουσα) και δ_v είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.

Για την τιμή της ροπής διαρροής, στο Παράρτημα 7Α του ΚΑΝΕΠΕ δίνεται αναλυτική σχέση υπολογισμού (Α.6α) για ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη, ενώ για τις τιμές γωνίας θ προβλέπονται οι σχέσεις (Σ.2α), (Σ.2β) και (Σ.11α) στις §7.2.2 και §7.2.4. Παρακάτω, παρουσιάζονται αυτές οι σχέσεις και η πορεία προσδιορισμού των μεγεθών αυτών.

Αρχικά, προσδιορίζονται τα γεωμετρικά μεγέθη της διατομής, δηλαδή το πλάτος b (ή συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} για δοκό), το ύψος h , η στατική επικάλυψη d' , το στατικό ύψος d όπως και τα μεγέθη σχεδιασμού των υλικών, f_{cd} και E_{cm} για το σκυρόδεμα, f_{yd} και E_s για το χάλυβα των διαμήκων οπλισμών της διατομής, f_{ywd} και E_s για το χάλυβα των συνδετήρων. Από αυτά προσδιορίζονται τα ποσοστά οπλισμού ρ , ρ' και ρ_v και τα μηχανικά ποσοστά οπλισμού ω , ω' και ω_v για την εφελκόμενη, θλιβόμενη και ενδιάμεση στρώση διαμήκους οπλισμού της διατομής και τα αντίστοιχα ρ_w και ω_w των

συνδετήρων. Τέλος, για το αξονικό θλιπτικό φορτίο N που ασκείται στη διατομή, υπολογίζεται το ανηγμένο αξονικό φορτίο v .

Από ΚΑΝΕΠΕ – Παράρτημα 7Α, για διατομή οπλισμένου σκυροδέματος με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη:

I. Διαρροή λόγω χάλυβα

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b df_y}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b df_y}$$

$$\xi_{y,s} = (a^2 A^2 + 2aB)^{1/2} - aA$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,s} = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d}$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \alpha b df_c}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta')$$

$$\xi_{y,c} = (a^2 A^2 + 2aB)^{1/2} - aA$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,c} = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_c \xi_y d}$$

Τελικά $\left(\frac{1}{r}\right)_y = \min\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{y,s}, \left(\frac{1}{r}\right)_{y,c}\right]$ και έτσι κρίνεται ποιό είναι το κρίσιμο υλικό (σκυρόδεμα ή χάλυβας) οπότε το μέγεθος ξ είναι εκείνο του κρίσιμου υλικού, απ' όπου υπολογίζεται και το βάθος θλιβόμενης ζώνης $x = \xi d$.

Με δεδομένη την καμπυλότητα στη διαρροή, η αντίστοιχη ροπή M_y προκύπτει ως:

$$M_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \left[E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right] b d^3$$

Η γωνία στροφής χορδής θ_y κατά την καμπτική διαρροή μπορεί να εκτιμηθεί για δοκούς και υποστυλώματα ως (ΚΑΝΕΠΕ Σ§7.2.2δ, σχέση Σ.2α):

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} =$$

όπου L_s το μήκος διάτμησης και z ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων. Ο όρος a_v προϋποθέτει τον υπολογισμό την τέμνουσας $V_{R,c}$ που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση και υπολογίζεται από τη σχέση Σ.3 (ΚΑΝΕΠΕ Σ§7.2.2δ):

$$V_{R,c} = b_w d \cdot \left[0.15 \cdot \sigma_c + \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) \cdot f_c^{1/3} \cdot \max \left(180(100\rho_L)^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \cdot f_c^{1/6}} \right) \right]$$

όπου ρ_L το ποσοστό ρ του εφελκυόμενου διαμήκους οπλισμού της διατομής και b_w το πλάτος του κορμού (για δοκό).

Σύμφωνα με την §7.2.2δ του ΚΑΝΕΠΕ, ο όρος a_v είναι ίσος με 0 εάν η τιμή της $V_{R,c}$ είναι μεγαλύτερη της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_s$, αλλιώς τίθεται μονάδα.

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής θ_u κατά την αστοχία μπορεί να εκτιμηθεί για δοκούς και υποστυλώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα ως (ΚΑΝΕΠΕ Σ§7.2.4βiii, σχέση Σ.11α):

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot 0.3^V \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01; \omega - \omega')} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot \alpha_s^{0.35} \cdot 25^{\left(\alpha_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1.25^{100\rho_d})$$

όπου $\alpha_s = M/Vh = L_s/h$ ο λόγος διάτμησης, ω' το μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού, $\omega_{tot} = \omega + \omega' + \omega_v$ το ολικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού.

Αυτή η τιμή αναφέρεται σε δοκούς και υποστυλώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα. Από το σχόλιο ν) της παραγράφου Σ§7.2.4βiii του ΚΑΝΕΠΕ, σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 με χρήση λείων ράβδων και επειδή χρησιμοποιήθηκε η σχέση (Σ.11α), η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία είναι η πλήρης τιμή της σχέσης αυτής.

Η τιμή αυτή μπορεί να υπολογιστεί και μέσω των πινάκων του Παραρτήματος 7B με βάση τους όρους $\frac{f_c \cdot \omega'}{\omega + \omega_v}$ και α_s . Η τιμή αναφοράς από τους πίνακες πολλαπλασιάζεται και με 3 συντελεστές, τον $\lambda_{\alpha\omega}$ που σχετίζεται με την περίσφιγξη, τον $\lambda_{\rho d} = 1$ που σχετίζεται με τυχόν δισδιαγώνιο οπλισμό και τον $\lambda_v = 1$ που σχετίζεται με το ανηγμένο αξονικό φορτίο. Επίσης, η τιμή του πίνακα θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί με την τιμή 0.833 για χρήση λείου χάλυβα οπλισμού.

Με τις παραπάνω τιμές των M_y , θ_y και θ_u μπορεί να σχηματιστεί το σκελετικό διάγραμμα M-θ. Από τις 2 τελευταίες τιμές, μπορούν να υπολογιστούν οι αντίστοιχες θ που ορίζουν τις στάθμες επιτελεστικότητας για το συγκεκριμένο μέλος. Λαμβάνοντας, λοιπόν, υπόψιν ότι το μέλος που εξετάζεται είναι πρωτεύον:

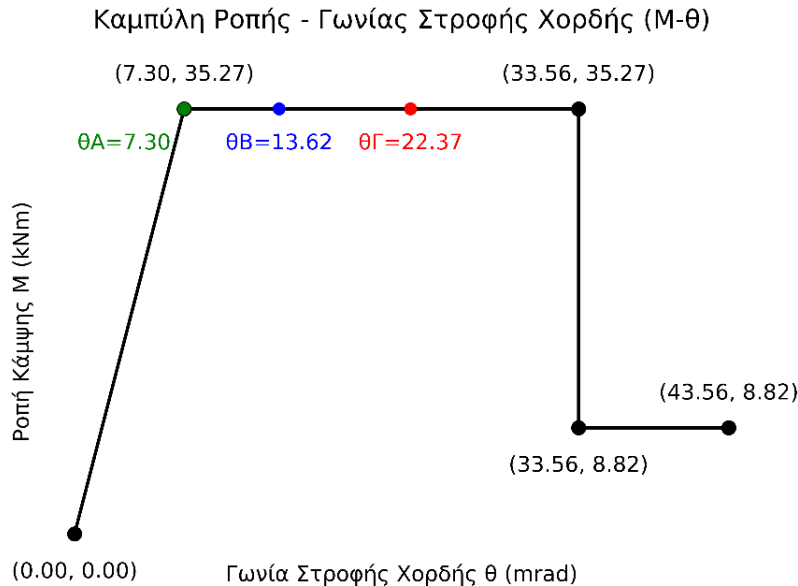
για στάθμη επιτελεστικότητας A $\rightarrow \theta_A = \theta_y$,

για στάθμη επιτελεστικότητας B $\rightarrow \theta_B = 0.50 \cdot (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd}$,

για στάθμη επιτελεστικότητας Γ $\rightarrow \theta_\Gamma = \theta_u / \gamma_{Rd}$,

ενώ για γωνία στροφής χορδής μεγαλύτερη της οριακής θ_u , λαμβάνεται υπόψιν μια απομένουσα ροπή ίση με το 25% της $M_u (= M_y)$ (ΚΑΝΕΠΕ – Παράρτημα 4.4).

Στο Σχήμα 3-8 φαίνεται ένα τυπικό σκελετικό διάγραμμα σε όρους ροπής – γωνίας στροφής χορδής M-θ για προσομοίωση της καμπτικής ανελαστικής συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου υποστυλώματος.



Σχήμα 3-8: Τυπικό σκελετικό διάγραμμα M-θ υφιστάμενου υποστυλώματος

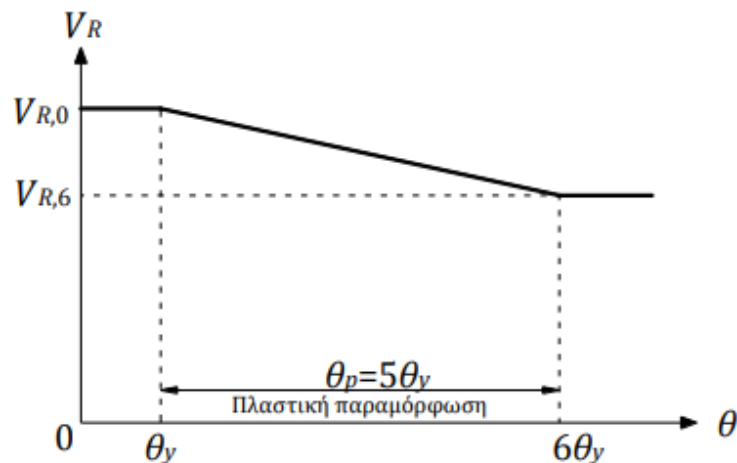
3.11 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Η προοδευτική εισαγωγή των οριζόντιων φορτίων (με οποιαδήποτε κατανομή φόρτισης) στη στατική υπερωθητική ανάλυση προχωράει όσο τα δομικά μέλη συνεισφέρουν τουλάχιστον στην παραλαβή κατακόρυφων φορτίων αλλά και στην πλαισιακή λειτουργία του πλαισίου που αυτά ανήκουν. Όταν, όμως, σε κάποιο μέλος η διατμητική ένταση που καλείται να αναλάβει υπερβαίνει τη διατμητική του αντοχή, τότε αυτό αποδιοργανώνεται πλήρως και χάνει μεγάλο μέρος της αντίστασής του λόγω της ψαθυρότητας του φαινομένου της διατμητικής αστοχίας [12]. Σε μια τέτοια περίπτωση θα ήταν σκόπιμο να μην συμμετέχει πλέον στην ανάλυση, αφού δεν μπορεί να αναλάβει ούτε κατακόρυφα φορτία ή τουλάχιστον να ολοκληρωθεί η υπερωθητική ανάλυση. Σε κάθε περίπτωση, ο μηχανικός θα πρέπει να ελέγχει την υπέρβαση ή όχι της διατμητικής αντοχής σε κάθε βήμα της επίλυσης και κυρίως σε εκείνα πλησίον της απαίτησης. Αν παρατηρείται πρόωρη διατμητική αστοχία σε συγκεκριμένα δομικά στοιχεία, πρέπει να δίνεται σημασία ώστε αυτά να ενισχύονται σε τέμνουσα ή τουλάχιστον να προβλεφθεί μέθοδος ενίσχυσης που να συνδυάζει ενίσχυση τόσο σε τέμνουσα όσο και σε κάμψη ή περίσφιγξη. Για την τιμή της διατμητικής αντοχής, στο Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝΕΠΕ δίνεται αναλυτική σχέση υπολογισμού (Γ.1):

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N, 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min(5, \mu_\theta^{pl})\right) \cdot (V_w + 0.16A_c \sqrt{f_c} (1 - 0.16 \min(5, a_s)) \cdot \max(0.5, 100\rho_{tot}))$$

όπου a_s ο λόγος διάτμησης, ρ_{tot} το συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού και V_w η συνεισφορά των συνδετήρων του μέλους. Ακόμη, υπάρχει ο όρος μ_θ^{pl} , δηλαδή το πλαστικό τμήμα της γωνίας στροφής χορδής. Από τον όρο $\min(5, \mu_\theta^{pl})$ φαίνεται ότι όσο το μέλος εισέρχεται περισσότερο στην πλαστική περιοχή και αυξάνονται οι

ανακυκλίσεις, η διατμητική αντοχή μειώνεται μέχρι που σταθεροποιείται για $\mu_{\theta}^{pl}=5$. Στο σημείο αυτό μπορεί να διερευνηθεί ο πλάστιμος ή μη χαρακτήρας ενός συγκεκριμένου μέλους. Αυτό μπορεί να γίνει ελέγχοντας εάν η αστοχία σε τέμνουσα συμβαίνει πριν την αστοχία σε κάμψη και, εάν ναι, μπορεί να τροποποιηθεί κατάλληλα το διάγραμμα $M-\theta$ που αντιστοιχεί στην κάμψη. Για το σκοπό αυτό καθορίζεται η αρχική διατμητική αντοχή V_{R0} και ο τρόπος με τον οποίο αυτή μειώνεται μετά τη διαρροή της διατομής σε κάμψη. Η μείωση της διατμητικής αντοχής μετά τη διαρροή σε κάμψη είναι ανάλογη της πλαστιμότητας στρωφών μ_{θ} . Επομένως, ο έλεγχος πρέπει να γίνεται για την τέμνουσα αντοχής που αντιστοιχεί στην εκάστοτε μ_{θ} , δηλαδή στην εκάστοτε στροφή χορδής θ . Στον ΚΑΝΕΠΕ, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, η μείωση της αντοχής σε τέμνουσα εφαρμόζεται για γωνίες στροφής $\theta_y < \theta < 6\theta_y$, όπως φαίνεται από τον όρο $\min(5, \mu_{\theta}^{pl})$ με την τιμή 5 να σημαίνει $\max \mu_{\theta}^{pl} = 5 \rightarrow \theta/\theta_y - 1 = 5 \rightarrow \theta/\theta_y = 6 \rightarrow \theta = 6\theta_y$. Για στροφές μεγαλύτερες από $6\theta_y$ η αντοχή σε τέμνουσα θεωρείται ότι παραμένει σταθερή και ίση με V_{R6} [8]. Αυτή η διατμητική αντοχή V_{R6} υπολογίζεται από τον παραπάνω τύπο του Παραρτήματος 7Γ για $\mu_{\theta}^{pl} = 5$. Επίσης, υπολογίζεται η τιμή της διατμητικής αντοχής V_{R0} για $\mu_{\theta}^{pl} = 0$. Για $\theta_y < \theta < 6\theta_y$, υπάρχει μια γραμμική απομείωση της διατμητικής αντοχής από την τιμή V_{R0} μέχρι την τιμή V_{R6} .



Σχήμα 3-9: Μεταβολή της αντοχής σε τέμνουσα V_R με τη γωνία στροφής χορδής θ [8]

Αυτές οι τιμές τέμνουσας μπορούν να μετατραπούν σε ροπή πολλαπλασιαζόμενες με το διατμητικό μήκος του μέλους L_s . Έτσι:

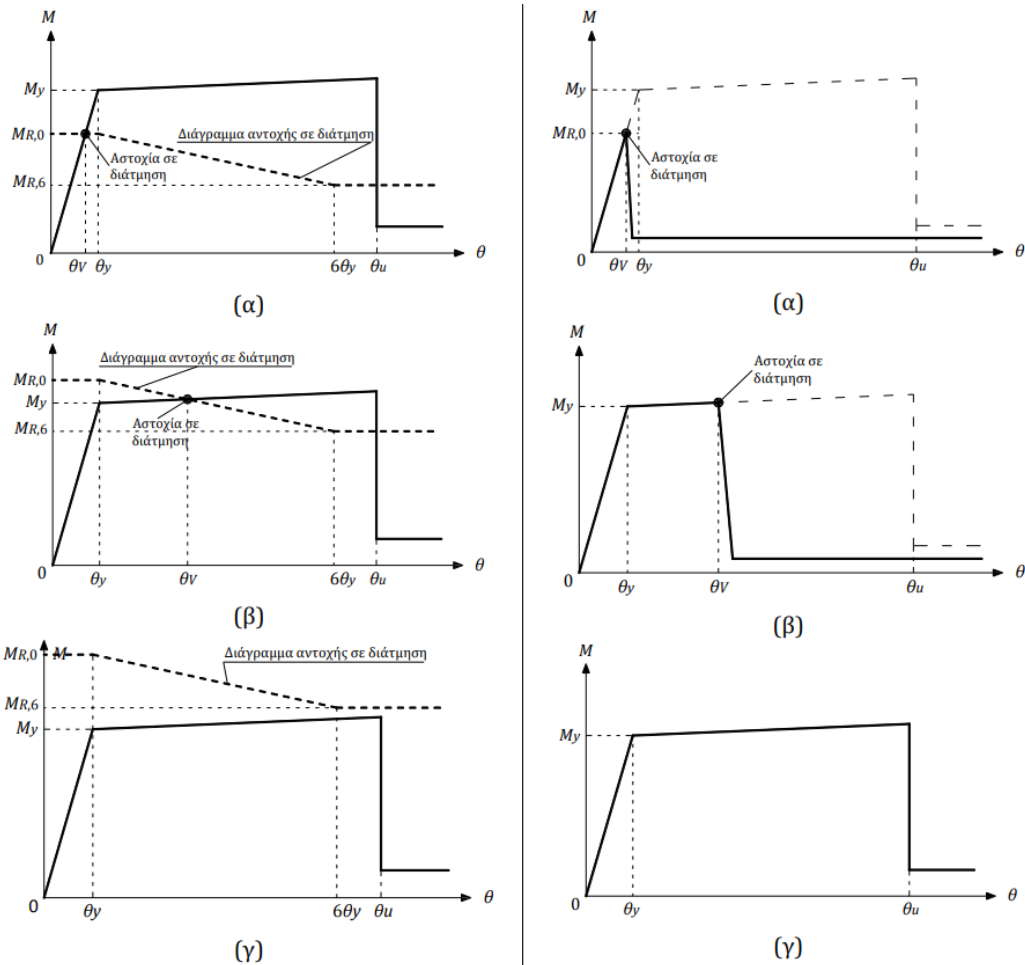
για $\theta = \theta_y \rightarrow \mu_{\theta}^{pl} = 0$: η διατμητική αντοχή είναι V_{R0} άρα η αντίστοιχη ροπή είναι $M_{VR0} = V_{R0} \cdot L_s$, με την τιμή αυτή να είναι σταθερή για $0 < \theta < \theta_y$,

για $\theta = 6\theta_y \rightarrow \mu_{\theta}^{pl} = 5$: η διατμητική αντοχή είναι V_{R6} άρα η αντίστοιχη ροπή είναι $M_{VR6} = V_{R6} \cdot L_s$, με την τιμή αυτή να είναι σταθερή για $\theta > 6\theta_y$,

ενώ για $\theta_y < \theta < 6\theta_y$, υπάρχει μια γραμμική απομείωση της διατμητικής αντοχής από την τιμή V_{R0} μέχρι την τιμή V_{R6} και άρα μεταξύ των αντίστοιχων ροπών.

Έτσι προκύπτει ένα διάγραμμα $M_{VR}-\theta$ με $M_{VR} = V_R \cdot L_s$, ίδιας μορφής με αυτό του $V_R-\theta$. Αυτό το διάγραμμα μπορεί να τοποθετηθεί πάνω στο διάγραμμα $M-\theta$ που περιγράφει

τη συμπεριφορά σε κάμψη και να διακριθούν 3 περιπτώσεις [8]. Σε καθεμία από αυτές το τελικό διάγραμμα συμπεριφοράς $M-\theta$ βρίσκεται στα δεξιά:



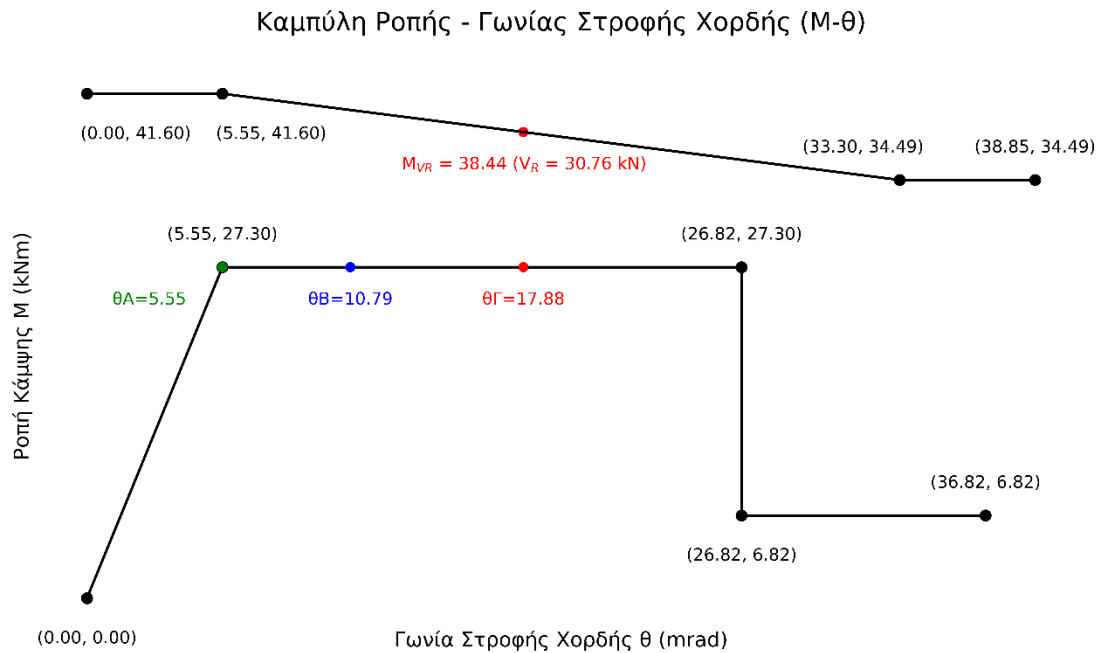
Σχήμα 3-10: 3 περιπτώσεις συμπεριφοράς διατομής: (α) πρόωρη διατμητική αστοχία, (β) διατμητική αστοχία μετά τη διαρροή αλλά πριν την καμπτική αστοχία, (γ) δεν παρατηρείται διατμητική αστοχία της διατομής [8]

στην περίπτωση (α), η διατμητική αστοχία προηγείται της διαρροής της διατομής σε κάμψη (για $\theta < \theta_y$) οπότε για μεγαλύτερες γωνίες στροφής, η αντοχή πέφτει απότομα λόγω της ψαθυρότητας του φαινομένου,

στην περίπτωση (β), η διατμητική αστοχία συμβαίνει μετά τη διαρροή της διατομής σε κάμψη (για $\theta > \theta_y$) αλλά πριν την αστοχία σε κάμψη (για $\theta < \theta_u$) οπότε για μεγαλύτερες γωνίες στροφής, η αντοχή πέφτει επίσης απότομα,

στην περίπτωση (γ), η διατομή δεν αστοχεί σε διάτμηση και το τελικό διάγραμμα συμπεριφοράς παραμένει το αρχικό $M-\theta$ λόγω κάμψης.

Στο Σχήμα 3-11 φαίνεται ένα τυπικό σκελετικό διάγραμμα σε όρους ροπής – γωνίας στροφής χορδής $M-\theta$ για προσομοίωση της καμπτικής ανελαστικής συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου υποστυλώματος σε αντιπαραβολή με διάγραμμα $M_{VR}-\theta$ με $M_{VR} = V_R \cdot L_s$, αντιπροσωπευτικό της 3^{ης} περίπτωσης.



Σχήμα 3-11: Τυπική περίπτωση συμπεριφοράς διατομής υφιστάμενου υποστυλώματος

3.12 ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΣΗ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ – ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

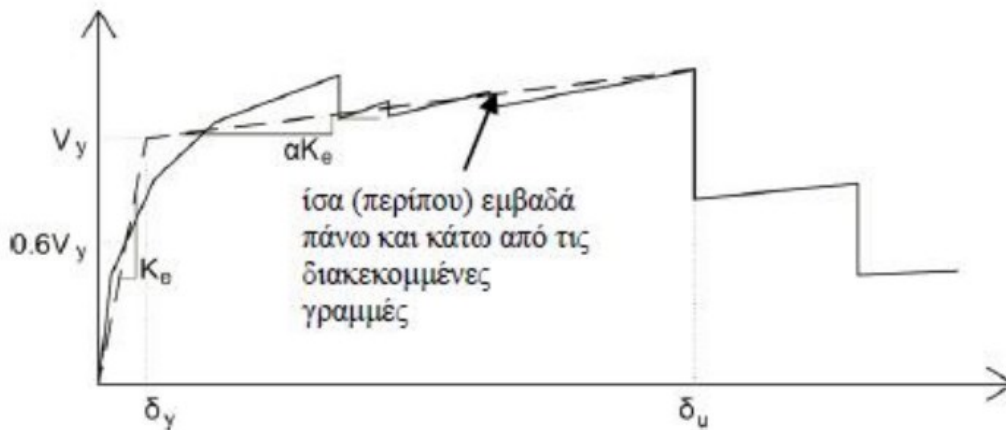
Μια από τις αναλύσεις που χρησιμοποιούνται κυρίως στην αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων και αναφέρθηκε στην υποενότητα 3.4.3 είναι η Ανελαστική Στατική Ανάλυση, γνωστή ως Pushover Analysis. Η ευρεία χρήση της έγκειται στην ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των μελών και στην ικανότητα εκτίμησης του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υποβληθεί σε μια κατανομή φόρτισης, η οποία αυξάνεται σταδιακά μέχρι το σχηματισμό μηχανισμού κατάρρευσης. Βέβαια, ενδιαφέρει περισσότερο η συμπεριφορά κατά τη μετακίνηση του φορέα που καθορίζεται από τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή κατά τη λεγόμενη στοχευόμενη μετακίνηση. Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου). Τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού $G+\psi_2Q$ συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του EN1998. Δηλαδή αφού επιλεγεί η σεισμική δράση αποτίμησης (με βάση τη στάθμη επιτελεστικότητας), εφαρμόζεται στον φορέα ως οριζόντιο φορτίο στις στάθμες των ορόφων ακολουθώντας δύο τουλάχιστον ειδών κατανομές (ΚΑΝΕΠΕ §5.7.3.3):

«Ομοιόμορφη» κατανομή, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του,

«Ιδιομορφική» κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από την ελαστική ανάλυση.

Η εφαρμογή αυτή των σεισμικών δυνάμεων ακολουθείται της εφαρμογής των κατακόρυφων δυνάμεων του σεισμικού συνδυασμού και αυξάνεται μονοτονικά μέχρι

να μην μπορεί να φέρει ο φορέας τα κατακόρυφα φορτία του, δηλαδή όταν σημειωθεί ραγδαία πτώση της αντοχής του. Αυτή η πορεία μετατροπής του υπερστατικού και πλάστιμου φορέα σε κινηματικό μηχανισμό καταγράφεται στην καμπύλη αντίστασης του κτηρίου. Η μη γραμμική σχέση δύναμης – μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάση και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου. Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης συνιστάται να είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με αK_e , όπως φαίνεται στο Σχήμα 3-12:



Σχήμα 3-12: Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη [1]

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y . Συνεπώς η πρωτογενής και η εξιδανικευμένη καμπύλη τέμνονται για $V=0.6V_y$ και $\delta=\delta_u$. Η ανηγμένη κλίση (α) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της πραγματικής μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας δ_u , πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της α πρέπει να είναι θετική και να μην ξεπερνά το 0.10. Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση T_e θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης:

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

όπου:

T η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση,

K_0 η ελαστική πλευρική δυσκαμψία,

K_e η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία όπως υπολογίζεται από την εξιδανικευμένη καμπύλη V - δ .

Πάνω στην καμπύλη αντίστασης προσδιορίζεται η στοχευμένη μετακίνηση (ΚΑΝΕΠΕ §5.7.4.2) της κορυφής του κτιρίου που δίνει τη σεισμική απαίτηση πάνω στο κτίριο. Για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης δ_t της κορυφής του κτιρίου στο ΚΑΝΕΠΕ έμμεσα χρησιμοποιείται ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (SDOF) με την μέθοδο των συντελεστών (FEMA 356). Κατά ΚΑΝΕΠΕ η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους τους παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτηρίου. Αν δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t επιτρέπεται να υπολογιστεί από τον παρακάτω τύπο:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_e(T)$$

όπου:

T_e η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση,

S_e η φασματική ψευδοεπιτάχυνση από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού,

C_0 διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψιν η διαφορά της φασματικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος από την αντίστοιχη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του πραγματικού φορέα,

C_1 διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψιν η διαφορά της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης του φορέα από την αντίστοιχη ελαστική,

C_2 διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψιν η επιρροή της ανακύκλισης της φόρτισης στην αντοχή και δυσκαμψία του φορέα,

C_3 διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψιν η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως,

με τις τιμές των συντελεστών C_0 , C_1 , C_2 και C_3 να προσδιορίζονται με βάση την §5.7.4.2 του ΚΑΝΕΠΕ.

3.13 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΜΒΩΝ

Σύμφωνα με την §7.2.5 του ΚΑΝΕΠΕ, πρέπει να δίνεται έμφαση στην τρωτότητα των κόμβων και κυρίως των άοπλων που είναι η συντριπτική πλειονότητα. Προς αυτό, προτείνονται τουλάχιστον 2 έλεγχοι, έναντι διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης και έναντι αστοχίας από διαγώνια θλίψη, με τις δράσεις να σχετίζονται με την ικανότητα των δοκών ή των υποστυλωμάτων (όποια είναι πιο αδύνατα).

Σύμφωνα με τον πρώτο έλεγχο, ο πυρήνας άοπλου κόμβου είναι επαρκής σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν η δρώσα μέση τάση τ_j είναι μικρότερη της τ_c (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5γ)):

$$\tau_c = f_{ct} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_{top} \cdot f_c}{f_{ct}}}$$

όπου v_{top} η ανηγμένη αξονική δύναμη του υπερκείμενου υποστυλώματος.

Για το δεύτερο έλεγχο και δεδομένου ότι δεν υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, μπορεί να επέλθει αστοχία του πυρήνα λόγω διαγώνιας θλίψης όταν η μέση διατμητική τάση τ_j υπερβεί την τιμή της τάσης τ_{ju} (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5ε):

$$\tau_{ju} = n \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}}$$

όπου $n = 0.6 \cdot (1 - f_c(\text{MPa})/250)$.

4 ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ – ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

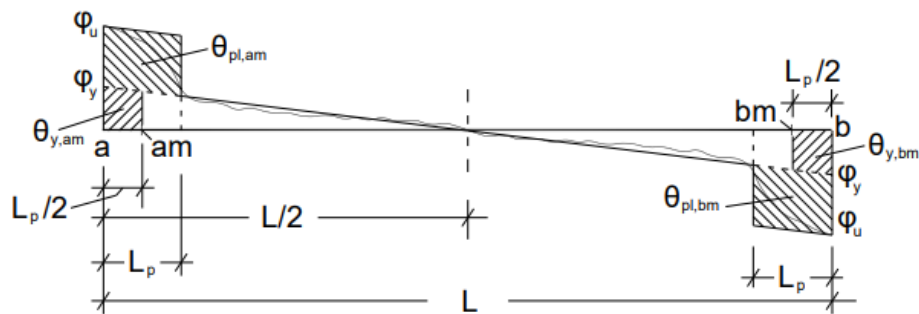
Στο κεφάλαιο αυτό θα αναπτυχθεί το θεωρητικό υπόβαθρο κάποιων εννοιών που περιλαμβάνονται στο κανονιστικό κείμενο του ΚΑΝΕΠΕ, αλλά και άλλων που προέρχονται βασικά από τη θεωρία του Οπλισμένου Σκυροδέματος, όπως και ορισμένων προσομοιωμάτων συμπεριφοράς τα οποία θα επικαλεσθούν στα επόμενα κεφάλαια.

4.2 ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSHOVER)

Ως «Στατική Υπερωθητική Ανάλυση» ορίζεται εκείνη η μονότονη και σταδιακά αυξανόμενη στατική φόρτιση ενός φορέα κτιρίου μέχρι την έλευση της κατάρρευσής του. Πρόκειται για μια μη γραμμική ανάλυση καθώς τα υλικά που χρησιμοποιούνται για να περιγράψουν τις διατομές των δομικών μελών του φορέα διέπονται από μη γραμμικό νόμο. Αν μάλιστα εξετάζεται η συμπεριφορά ενός αμιγώς πλαισιακού φορέα, λόγω της ευκαμψίας του μπορεί να εισαχθεί ακόμη ένα είδος μη γραμμικότητας, αυτό της γεωμετρίας, που πλέον η ανάλυση σε κάθε επαυξητικό βήμα της επίλυσης δεν γίνεται στον αρχικό απαραμόρφωτο φορέα αλλά στον παραμορφωμένο κατά το προηγούμενο βήμα. Το ζητούμενο από αυτήν την ανάλυση είναι μια καμπύλη, η υπερωθητική καμπύλη, που συνδέει την τέμνουσα βάσης της κατασκευής με την μετακίνηση σ' έναν κόμβο ελέγχου ή αλλιώς σ' ένα προκαθορισμένο σημείο, κατά κανόνα στην κορυφή της. Η υπερωθητική στατική ανάλυση έχει 3 θεμελιώδεις έννοιες [12]: την ικανότητα, την απαίτηση και τη συμπεριφορά. Η πρώτη έννοια είναι και αυτή που θα αναπτυχθεί περισσότερο σ' αυτό το κεφάλαιο, στην ενότητα 4.3 παρακάτω. Η ικανότητα της κατασκευής έχει άμεση σχέση με την ικανότητα των επιμέρους δομικών στοιχείων της, οπότε υπάρχει η ανάγκη να οριστεί η έννοια της ικανότητας ενός

να γίνει εντός των κρίσιμων περιοχών των στοιχείων, δηλαδή εντός του μήκους των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων. Επομένως θα πρέπει να είναι γνωστά αφενός το μήκος της πλαστικής άρθρωσης («ενεργό μήκος πλαστικής άρθρωσης»), και αφετέρου η κατανομή των καμπυλοτήτων εντός του μήκους αυτού, δηλαδή η συνάρτηση $\varphi(x)$.

Για την κατάσταση της διαρροής, μπορεί να οριστεί η γωνία στροφής του κέντρου της πλαστικής άρθρωσης στη γενική περίπτωση της αντισυμμετρικής φόρτισης (χαρακτηριστικής για σεισμική φόρτιση) θεωρώντας ότι μέχρι τη στιγμή της διαρροής στις ακραίες διατομές του στοιχείου η κατανομή των καμπυλοτήτων είναι γραμμική, και ταυτόχρονα ότι οι ροπές και οι καμπυλότητες διαρροής στις ακραίες διατομές είναι ίσες, σύμφωνα με το Σχήμα 4-2.



Σχήμα 4-2: Υπολογισμός στροφής διαρροής και πλαστικής στροφής σε δομικό στοιχείο υπό αντισυμμετρική φόρτιση [12]

Τότε, η στροφή θ_y έστω για το αριστερό άκρο μπορεί να υπολογιστεί ως:

$$\theta_{y,am} = \int_0^{(L_p/2)} \left(1 - \frac{2x}{L}\right) \varphi_y dx = \varphi_y \frac{L_p}{2} \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right)$$

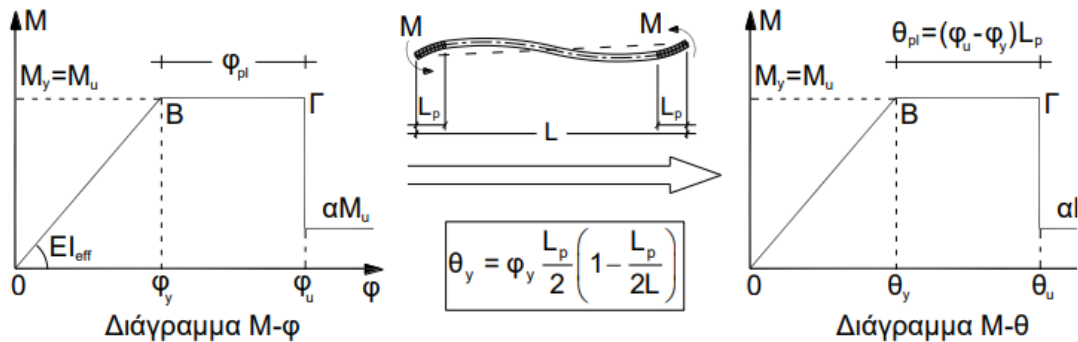
Για την κατάσταση της αστοχίας, γίνεται η επιπλέον παραδοχή ότι εντός του μήκους της πλαστικής άρθρωσης η διαφορά μεταξύ της καμπυλότητας αστοχίας φ_u και της καμπυλότητας διαρροής φ_y είναι σταθερή και ίση με την αντίστοιχη διαφορά στην ακραία διατομή του στοιχείου. Για να γίνει αυτό θεωρείται ένα ισοδύναμο μήκος πλαστικής άρθρωσης L_p' με $\varphi_u - \varphi_y = \text{const.}$ και ίδιο εμβαδόν με το πραγματικό. Κατά προσέγγιση $L_p' = L_p$ και το πλαστικό τμήμα της στροφής της πλαστικής άρθρωσης προκύπτει $\theta_{pl} = (\varphi_u - \varphi_y)L_p$. Αυτή η ποσότητα προστίθεται στη στροφή κατά τη διαρροή ώστε να προκύψει η στροφή κατά την αστοχία:

$$\theta_{u,a} = \theta_{u,am} + \theta_{pl,a} = \varphi_y \frac{L_p}{2} \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right) + (\varphi_u - \varphi_y)L_p$$

Για το μήκος πλαστικής άρθρωσης L_p υπάρχουν διάφορες σχέσεις υπολογισμού, αλλά ο EN1998-3 προτείνει την επόμενη:

$$L_p = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \left(\frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}} \right)$$

Με τις προηγούμενες σχέσεις και με δεδομένο διγραμμικοποιημένο διάγραμμα M-κ μπορεί να προσδιοριστεί το αντίστοιχο διάγραμμα M-θ με τη διαδικασία που φαίνεται στο Σχήμα 4-3:



Σχήμα 4-3: Διαδικασία σχηματισμού διαγράμματος M-θ από το διάγραμμα M-φ [12]

Στα παραπάνω, η καθοριστική παράμετρος της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη. Πράγματι, ο όρος της θ_y περιλαμβάνει μόνο έναν όρο που σχετίζεται με την κάμψη. Όμως, αξίζει να σημειωθεί ότι στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος συνυπάρχουν και διατμητικές παραμορφώσεις πέραν των καμπτικών, ενώ στην περίπτωση υφιστάμενων διατομών, είναι επίφοβη η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης ή μάτισης. Πράγματι, αυτά τα 2 φαινόμενα λαμβάνονται υπόψιν κατά τον ΚΑΝΕΠΕ μέσω των σχέσεων Σ.2α και Σ.2β που προτείνει για τη γωνία στροφής χορδής θ_y στη διαρροή.

4.4 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Στην ενότητα αυτή θα αναπτυχθεί η μεθοδολογία με την οποία μπορεί να μορφωθεί το διάγραμμα αλληλεπίδρασης ενός υποστυλώματος για μονοαξονική κάμψη με ταυτόχρονη αξονική δύναμη. Πρώτα, θα γίνει καταγραφή των βασικών παραδοχών για την ανάλυση που θα ακολουθήσει:

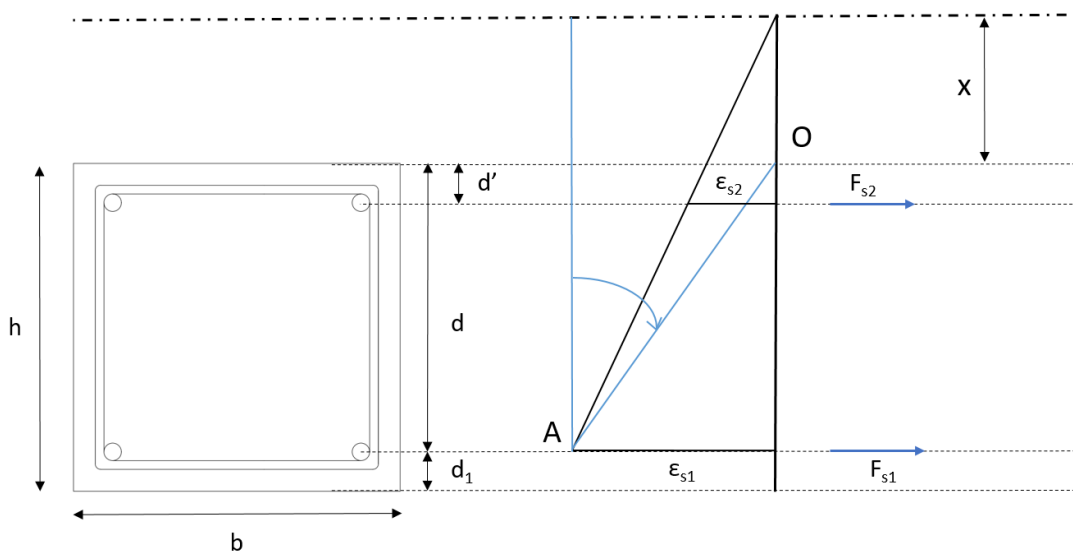
- 1) ισχύει το συμβιβαστό των παραμορφώσεων,
- 2) αγνοείται η συνεισφορά του σκυροδέματος σε εφελκυσμό,
- 3) ο μη γραμμικός νόμος του σκυροδέματος ακολουθεί το παραβολικό – ορθογωνικό διάγραμμα του EN1992 με παραβολική σχέση μέχρι $(\epsilon_{c2}, f_{cd}) = (2\%_o, f_{cd})$ και σταθερή τάση f_{cd} μεταξύ 2%_o και 3.50%_o,
- 4) ο νόμος του χάλυβα οπλισμού ακολουθεί επίσης εκείνον του EN1992 με γραμμική σχέση μέχρι $(f_{yd}/E_s, f_{yd})$ και οριζόντιο δεύτερο κλάδο με μέγιστη παραμόρφωση 20%_o,
- 5) οι εφελκυστικές παραμορφώσεις και δυνάμεις λαμβάνονται με θετικό πρόσημο,
- 6) θετικές ροπές είναι εκείνες που εφελκύνουν την κάτω ίνα της διατομής.

Καθώς η συνεισφορά του σκυροδέματος στην αντίσταση της διατομής εξαρτάται από το βάθος της θλιβόμενης ζώνης, είναι κατανοητό ότι η αντίσταση τελικά εξαρτάται από το προφίλ των παραμορφώσεων της διατομής. Προκειμένου, λοιπόν, να προσδιοριστεί

ο συνολικός χώρος αντοχής μιας διατομής στο πλαίσιο της φιλοσοφίας της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας, θα πρέπει να ληφθούν υπόψιν όλα τα πιθανά προφίλ παραμορφώσεων που μπορεί να φέρουν τη διατομή σε αστοχία. Σε κάθε ένα τέτοιο προφίλ αντιστοιχίζεται ένα ζευγάρι τιμών αξονικής και ροπής (N, M) και το σύνολο αυτών των ζευγαριών συνθέτουν το διάγραμμα αλληλεπίδρασης της διατομής αυτής. Έτσι, θα εξεταστούν προφίλ παραμορφώσεων για βάθος θλιβόμενης ζώνης που ξεκινάει από το $-\infty$ και τερματίζει στο $+\infty$. Στη διαδρομή αυτή, μπορεί να διακριθούν 5 περιοχές στις οποίες κυμαίνεται ο ουδέτερος άξονας και αποτελούν 5 επιμέρους χώρους αντοχής:

1^{ος} χώρος αντοχής:

Ουδέτερος άξονας από $-\infty$ μέχρι $x=0$, κατεβαίνει από $-\infty$ μέχρι το σημείο O ,
στροφή διατομής περί το σημείο A ,



Σχήμα 4-4: Στροφή διατομής και προφίλ παραμορφώσεων για τον 1^ο χώρο αντοχής

εφελκυσμός σ' όλη τη διατομή άρα δε συμμετέχει το σκυροδέμα,

η παραμόρφωση της κάτω εφελκυσόμενης στρώσης οπλισμού σταθεροποιείται στη μέγιστη εφελκυστική $\epsilon_{su} = 20\text{‰}$,

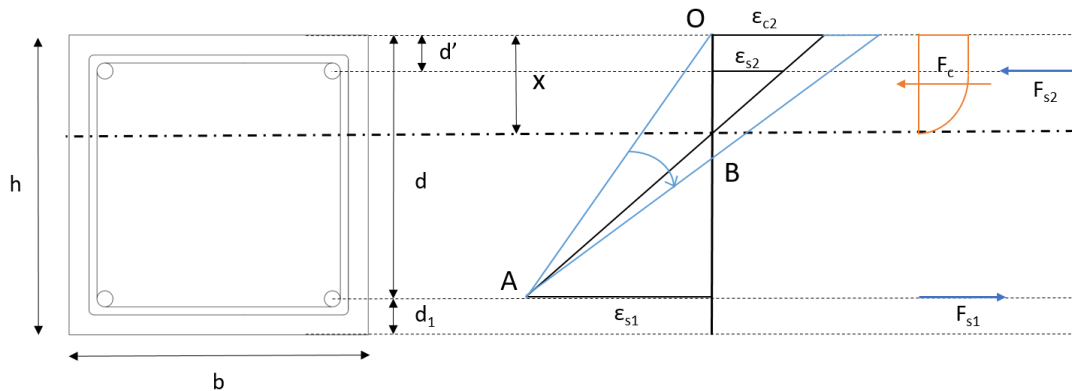
για $x=-\infty$, η παραμόρφωση είναι σταθερή σε όλες τις στάθμες και ίση με $\epsilon_{su} = 20\text{‰}$ (κεντρικός εφελκυσμός),

για $x=0$, η παραμόρφωση της κάτω εφελκυσόμενης στρώσης οπλισμού ϵ_{s1} είναι ίση με $\epsilon_{su} = 20\text{‰}$ και η παραμόρφωση της άνω ακραίας ίνας σκυροδέματος είναι ίση με $\epsilon_{c2} = 0\text{‰}$,

για ενδιάμεσες τιμές του x , η παραμόρφωση ϵ_{s1} παραμένει σταθερή και ίση με $\epsilon_{su} = 20\text{‰}$, ενώ καθώς στρίβει η διατομή περί το σημείο A , η παραμόρφωση της άνω ακραίας εφελκυσόμενης ίνας σκυροδέματος ϵ_{c2} μειώνεται από 20‰ σε 0‰ .

2^{ος} χώρος αντοχής:

Ουδέτερος άξονας από $x=0$ μέχρι $x=x_B$, κατεβαίνει από το σημείο O μέχρι το σημείο B, στροφή διατομής περί το σημείο A,



Σχήμα 4-5: Στροφή διατομής και προφίλ παραμορφώσεων για το 2^ο χώρο αντοχής

η παραμόρφωση της κάτω εφελκόμενης στρώσης οπλισμού σταθεροποιείται στη μέγιστη εφελκυστική $\epsilon_{su} = 20\%$,

για $x=0$, η παραμόρφωση της κάτω εφελκόμενης στρώσης οπλισμού ϵ_{s1} είναι ίση με $\epsilon_{su} = 20\%$ και η παραμόρφωση της άνω ακραίας ίνας σκυροδέματος είναι ίση με $\epsilon_{c2} = 0\%$,

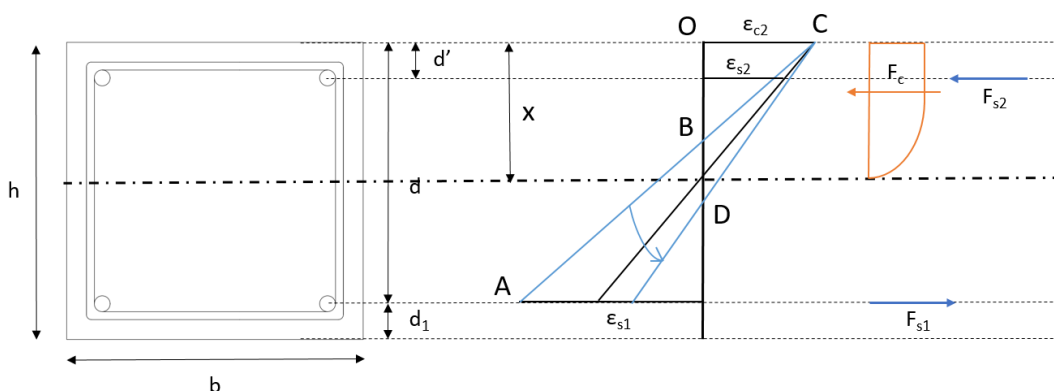
για $x=x_B$, η παραμόρφωση της κάτω εφελκόμενης στρώσης οπλισμού ϵ_{s1} είναι ίση με $\epsilon_{su} = 20\%$ και η παραμόρφωση της άνω ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος είναι ίση με $\epsilon_{c2} = -3.50\%$,

για ενδιάμεσες τιμές του x , η παραμόρφωση ϵ_{s1} παραμένει σταθερή και ίση με $\epsilon_{su} = 20\%$, ενώ καθώς στρίβει η διατομή περί το σημείο A, η παραμόρφωση της άνω ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος ϵ_{c2} μειώνεται από 0% σε -3.50% .

3^{ος} χώρος αντοχής:

Ουδέτερος άξονας από $x=x_B$ μέχρι $x=x_D$, κατεβαίνει από το σημείο B μέχρι το σημείο D,

στροφή διατομής περί το σημείο C,



Σχήμα 4-6: Στροφή διατομής και προφίλ παραμορφώσεων για τον 3^ο χώρο αντοχής

για $x=x_B$, η παραμόρφωση της κάτω εφελκυσμένης στρώσης οπλισμού ϵ_{s1} είναι ίση με $\epsilon_{su} = 20\%$ και η παραμόρφωση της άνω ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος είναι ίση με $\epsilon_{c2} = -3.50\%$,

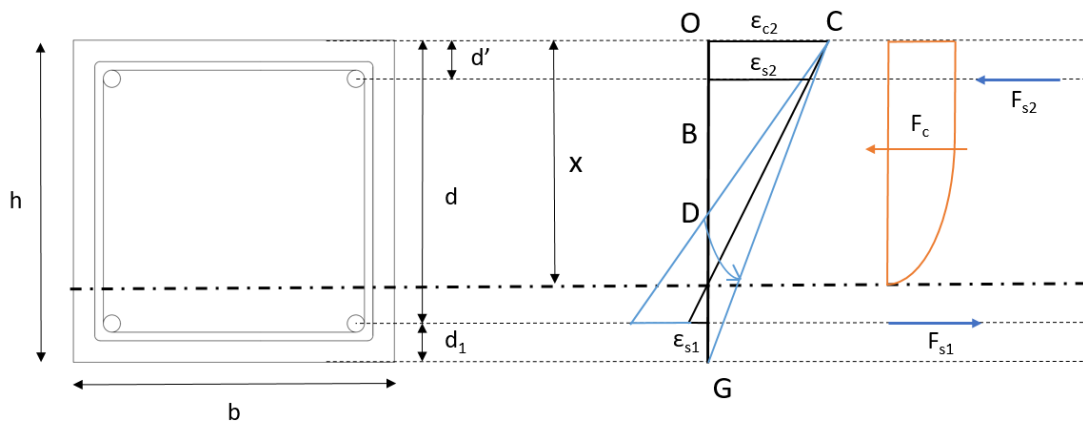
για $x=x_D$, η παραμόρφωση της κάτω εφελκυσμένης στρώσης οπλισμού ϵ_{s1} είναι ίση με $\epsilon_{sy} = f_{yd}/E_s$ και η παραμόρφωση της άνω ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος είναι ίση με $\epsilon_{c2} = -3.50\%$,

για ενδιάμεσες τιμές του x , η παραμόρφωση ϵ_{c2} παραμένει σταθερή και ίση με $\epsilon_{c2} = -3.50\%$, ενώ καθώς στρίβει η διατομή περί το σημείο C, η παραμόρφωση της κάτω εφελκυσμένης στρώσης οπλισμού ϵ_{s1} μειώνεται από 20% σε $\epsilon_{sy} \%$.

4^{ος} χώρος αντοχής:

Ουδέτερος άξονας από $x=x_D$ μέχρι $x=x_G$, κατεβαίνει από το σημείο D μέχρι το σημείο G,

στροφή διατομής περί το σημείο C,



Σχήμα 4-7: Στροφή διατομής και προφίλ παραμορφώσεων για τον 4^ο χώρο αντοχής

για $x=x_D$, η παραμόρφωση της κάτω εφελκυσμένης στρώσης οπλισμού ϵ_{s1} είναι ίση με ϵ_{sy} και η παραμόρφωση της άνω ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος είναι ίση με $\epsilon_{c2} = -3.50\%$,

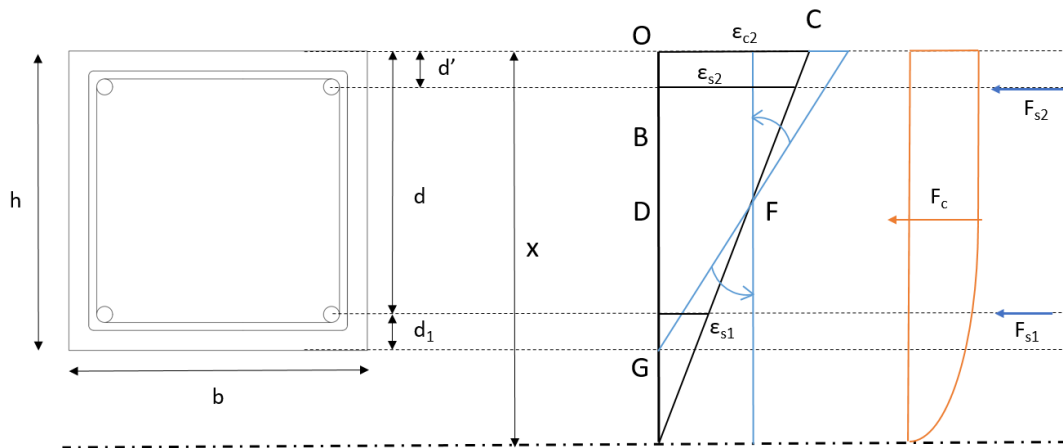
για $x=x_G$, η παραμόρφωση της κάτω ακραίας ίνας σκυροδέματος ϵ_{c1} είναι ίση με $\epsilon_{c1} = 0\%$ και η παραμόρφωση της άνω ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος είναι ίση με $\epsilon_{c2} = -3.50\%$,

για ενδιάμεσες τιμές του x , η παραμόρφωση ϵ_{c2} παραμένει σταθερή και ίση με $\epsilon_{c2} = -3.50\%$, ενώ καθώς στρίβει η διατομή περί το σημείο C, η παραμόρφωση της κάτω εφελκυσμένης στρώσης οπλισμού ϵ_{s1} μειώνεται από $\epsilon_{sy} \%$ σε 0% και με λίγη ακόμη στροφή της διατομής, η παραμόρφωση αυτή περνάει σε αρνητικές τιμές μέχρι που στην κάτω ακραία ίνα σκυροδέματος η παραμόρφωση γίνει $\epsilon_{c1}=0\%$.

5^{ος} χώρος αντοχής:

Ουδέτερος άξονας από $x=x_G$ μέχρι $+\infty$, κατεβαίνει από το σημείο G μέχρι $+\infty$,

στροφή διατομής περί το σημείο F (σε βάθος $3h/7$ από την άνω ίνα σκυροδεάματος),



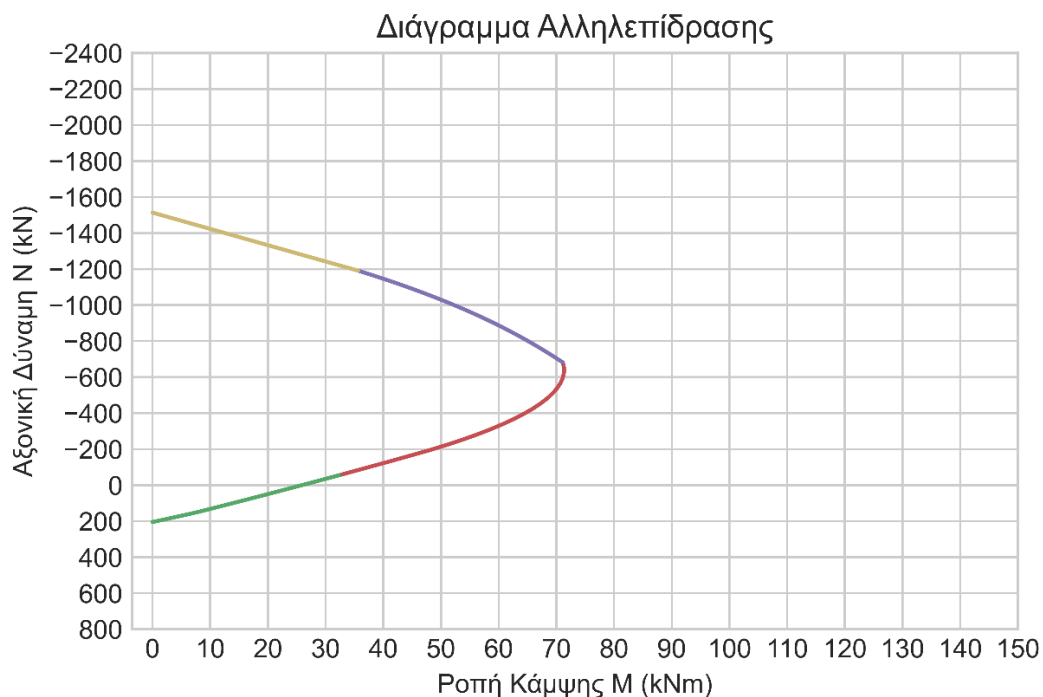
Σχήμα 4-8: Στροφή διατομής και προφίλ παραμορφώσεων για τον 5^ο χώρο αντοχής

για $x=x_G$, η παραμόρφωση της κάτω ακραίας ίνας σκυροδέματος ϵ_{c1} είναι ίση με $\epsilon_{c1} = 0\%$ και η παραμόρφωση της άνω ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος είναι ίση με $\epsilon_{c2} = -3.50\%$,

για $x=+\infty$, η παραμόρφωση είναι σταθερή σε όλες τις στάθμες και ίση με $\epsilon = -2\%$ (κεντρική θλίψη),

για ενδιάμεσες τιμές του x , καθώς η διατομή στρίβει περί τα σημείο F, η σχέση μεταξύ των παραμορφώσεων των 2 ακραίων ινών σκυροδέματος είναι $\epsilon_{c1} = -(14+4\epsilon_{c2})/3$, μέχρι που όταν η ϵ_{c2} είναι -2% , η ϵ_{c1} είναι επίσης ίση με $-(14+4(-2))/3 = -2\%$.

Στο Σχήμα 4-9 φαίνεται ένα τυπικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης υφιστάμενου υποστυλώματος με βάση την προηγούμενη ανάλυση. Οι χρωματισμένες περιοχές αντιστοιχούν στους 5 χώρους αντοχής.



Σχήμα 4-9: Τυπικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης υφιστάμενου υποστυλώματος

4.5 ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

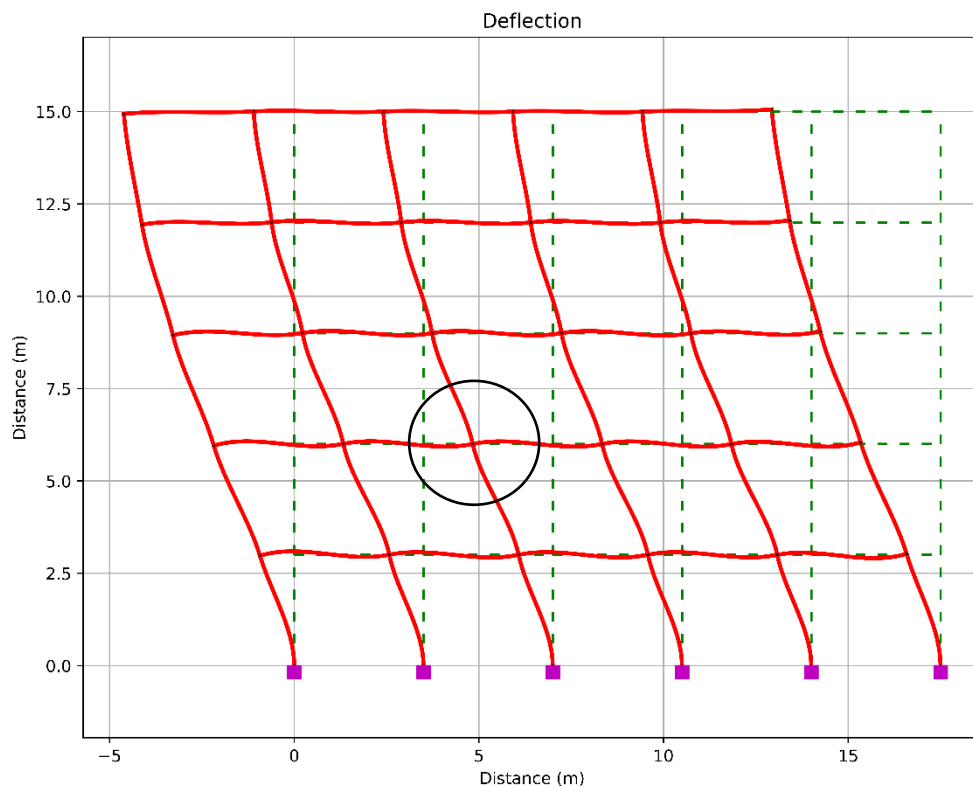
Η περίσφιγξη υποστυλωμάτων ελέγχεται από τη σχέση:

$$\alpha\omega_{rqd} \geq 30\mu_{\phi}v_d\varepsilon_{sy,d}b_c/b_0 - 0.035$$

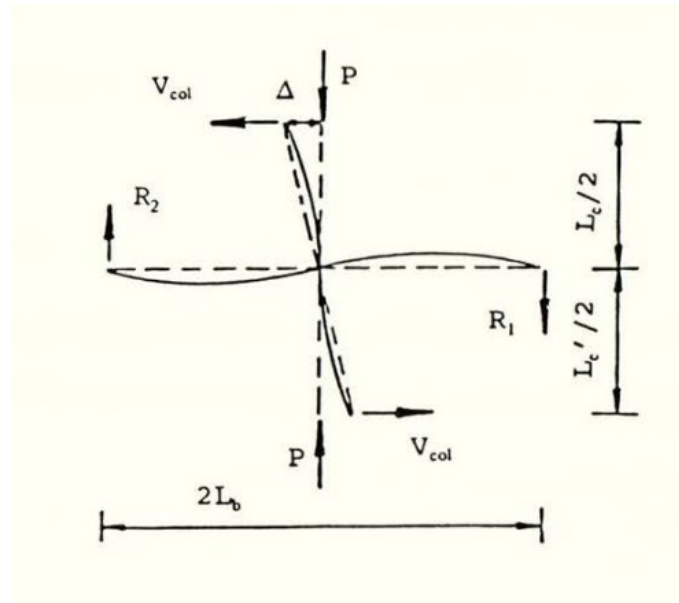
της §5.4.3.2.2(8) του EN1998-1 όπου για δεδομένη απόδοση περίσφιγξης α (που σχετίζεται με την αξονική απόσταση και τις τμήσεις των συνδετήρων), ανηγμένο αξονικό φορτίο v_d , παραμόρφωση διαρροής χάλυβα $\varepsilon_{sy,d}$, διαστάσεις b_c και b_0 για την εξωτερική διάσταση και τη διάσταση του πυρήνα του υποστυλώματος αντίστοιχα, προσδιορίζεται το κάτω όριο απαιτούμενο μηχανικού ποσοστού οπλισμού. Αυτό στη συνέχεια θα συγκριθεί με το διατιθέμενο μηχανικό ποσοστό με βάση το γεωμετρικό ποσοστό και τις ποιότητες του χάλυβα και του σκυροδέματος.

4.6 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΠΥΡΗΝΑ ΚΟΜΒΟΥ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

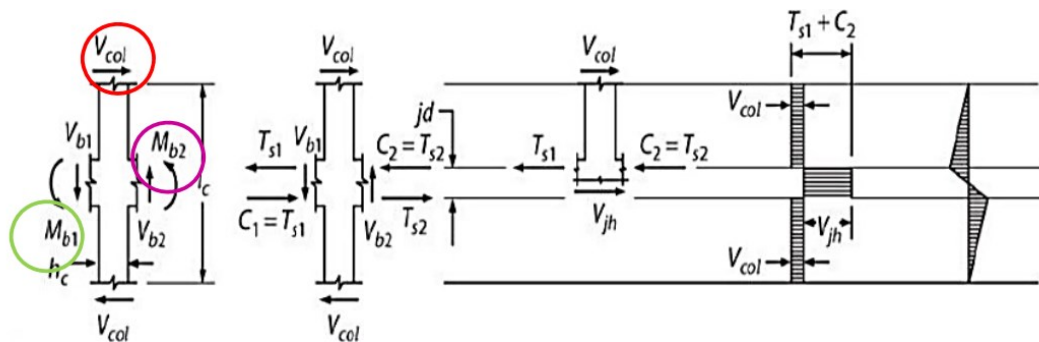
Έστω ότι μελετάται η απόκριση ενός περιμετρικού πλαισίου χωρικού φορέα υποβαλλόμενο σε πλευρική σεισμική ώθηση. Μια τυπική εικόνα παραμόρφωσης είναι η ακόλουθη:



Σχήμα 4-10: Τυπική εικόνα παραμόρφωσης περιμετρικού πλαισίου χωρικού φορέα υπό πλευρική σεισμική ώθηση



Σχήμα 4-11: Παραμορφωμένη γεωμετρία εσωτερικού κόμβου περιμετρικού πλαισίου χωρικού φορέα υπό πλευρική σεισμική ώθηση [25]



Σχήμα 4-12: Δράσεις εσωτερικού κόμβου περιμετρικού πλαισίου όταν στις δοκούς αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής

Από την παραμορφωμένη γεωμετρία απομονώνεται η περιοχή ενός εσωτερικού κόμβου. Αυτή η περιοχή εκτείνεται πάνω και κάτω μέχρι το διατμητικό μήκος καθενός υποστυλώματος (μέχρι το σημείο δηλαδή που μηδενίζεται η ροπή κατά μήκος του υποστυλώματος) και έστω ότι $L_{s1} = L_{s2}$ (τα υποστυλώματα έχουν ίδιο διατμητικό μήκος) άρα η κατακόρυφη διάσταση της περιοχής που θα εξεταστεί έχει μήκος $2L_{s1} = L_c$, όσο το καθαρό ύψος του ενός υποστυλώματος (υποθέτοντας και ίδιο καθαρό ύψος για τα 2 υποστυλώματα). Επίσης, η περιοχή αυτή δεν επεκτείνεται οριζοντίως στις δοκούς αλλά περιορίζεται στις παρειές των δοκών ως προς τον κόμβο. Έτσι, η οριζόντια διάσταση της περιοχής που θα εξεταστεί έχει μήκος όσο το πλάτος του μεγαλύτερου υποστυλώματος, έστω b_c . Οι δράσεις (τέμνουσες δυνάμεις και ροπές) που ασκούνται στον κόμβο ως προς τις δοκούς είναι οι ροπές M_{b1} , M_{b2} στα άκρα αυτών και οι αντίστοιχες τέμνουσες V_{b1} , V_{b2} . Ως προς τα υποστυλώματα υπάρχουν οι αξονικές εντάσεις τους, οι ροπές M_{co} για το άνω υποστυλόμεμα και M_{cu} για το κάτω υποστυλόμεμα. Εδώ γίνεται η παραδοχή ότι $M_{co} = M_{cu}$ ώστε δεδομένου του ίδιου διατμητικού μήκους των 2 υποστυλωμάτων, να ασκείται η ίδια τέμνουσα V_{col} που θα είναι ίση με $V_{col} = V_{col1} = M_{co}/L_{s1} = V_{col2} = M_{cu}/L_{s2}$. Θεωρώντας ισορροπία ροπών ως προς το κέντρο του

κόμβου για την περιοχή που εξετάζεται (με τις αξονικές δράσεις των υποστυλωμάτων να μη δίνουν ροπή λόγω μηδενικού μοχλοβραχίονα):

$$(M_{b1} + V_{b1} \cdot b_c / 2) + (M_{b2} + V_{b2} \cdot b_c / 2) = M_{co} + M_{cu} = V_{col1} \cdot L_{s1} + V_{col2} \cdot L_{s2} = (V_{col1} + V_{col2}) \cdot L_{s1}$$

$$= (V_{col} + V_{col}) \cdot L_c / 2 = 2V_{col} \cdot L_c / 2 = V_{col} \cdot L_c \rightarrow V_{col} \cdot L_c = M_{b1} + M_{b2} + V_{b1} \cdot b_c / 2 + V_{b2} \cdot b_c / 2 \rightarrow$$

$$V_{col} = (M_{b1} + M_{b2} + 0.50 \cdot (V_{b1} + V_{b2}) \cdot b_c) / L_c,$$

όπου L_c η συνολική κατακόρυφη διάσταση της περιοχής του κόμβου που εξετάζεται και V_{col} η ζητούμενη τέμνουσα του υποστυλώματος. Η V_{col} μπορεί να υπολογιστεί κατά την κατάσταση που οι 2 δοκοί αναπτύσσουν τη μέγιστη δυνατή τέμνουσά τους (ικανοτική), αν ληφθούν $M_{b1} = M_{Rd1}$, $M_{b2} = M_{Rd2}$, $V_{b1} = V_{ikav1}$, $V_{b2} = V_{ikav2}$ και τότε $V_{col} = (M_{Rd1} + M_{Rd2} + 0.50 \cdot (V_{ikav1} + V_{ikav2}) \cdot b_c) / L_c$, με τη V_{col} να υπολογίζεται 2 φορές, για θετική και αρνητική φορά του σεισμού. Με γνωστή την τέμνουσα V_{col} , μπορεί να προσδιοριστεί η οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα του κόμβου από τις σχέσεις 5.22 και 5.23 του EN1998-1 στην §5.5.2.3:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_{col} \text{ για εσωτερικό κόμβο,}$$

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_{col} \text{ για εξωτερικό κόμβο.}$$

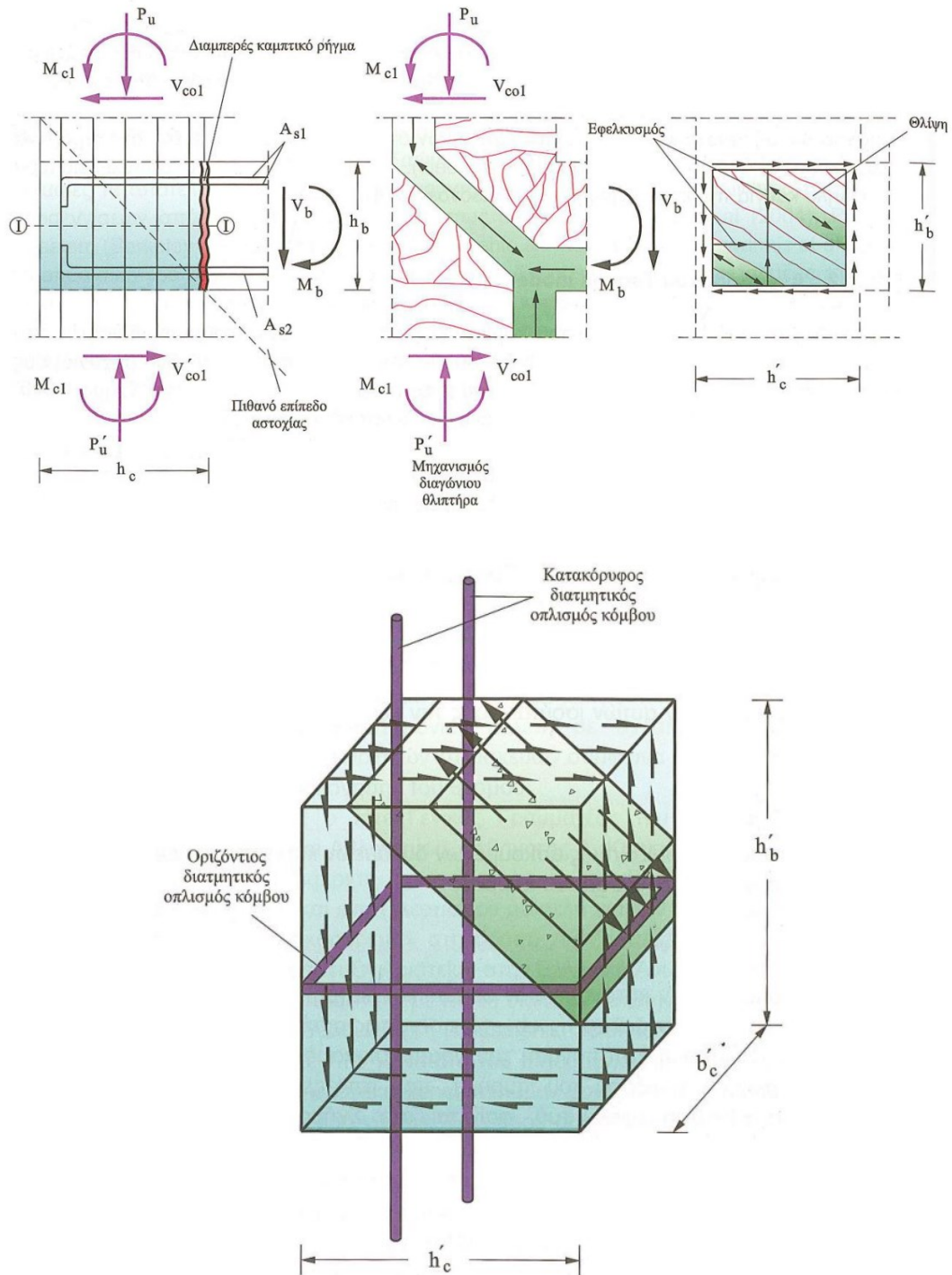
4.7 ΜΟΝΤΕΛΟ ΑΠΟΦΥΓΗΣ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ Ο/Σ «TSONOS MODEL»

Το «Tsonos model» είναι ένα νέο σχετικά προσομοίωμα με το οποίο αποτρέπεται με εξαιρετική ασφάλεια η κατάρρευση κτιρίων από οπλισμένο σκυροδέματος οφειλόμενη σε αστοχία των κόμβων. Μπορεί να εφαρμοστεί σε μελέτες νέων κτιρίων εξασφαλίζοντας ότι οι κόμβοι θα παραμείνουν ελαστικοί, λόγω χαμηλών επιπέδων διατμητικών τάσεων και επιλογή κατάλληλου οπλισμού κόμβου, ενώ ταυτόχρονα οι βλάβες οδηγούνται στις δοκούς και όχι στα υποστυλώματα και στους κόμβους. Μπορεί, όμως να χρησιμοποιηθεί και σε μελέτης αποτίμησης υφιστάμενων κτιρίων υποδεικνύοντας με ασφάλεια από ποιο δομικό στοιχείο (δοκός, κόμβος ή υποστυλώμα) θα προκληθεί η έναρξη της αστοχίας [17]. Παρακάτω αναπτύσσεται αναλυτικά το μοντέλο [17], [7], [20]:

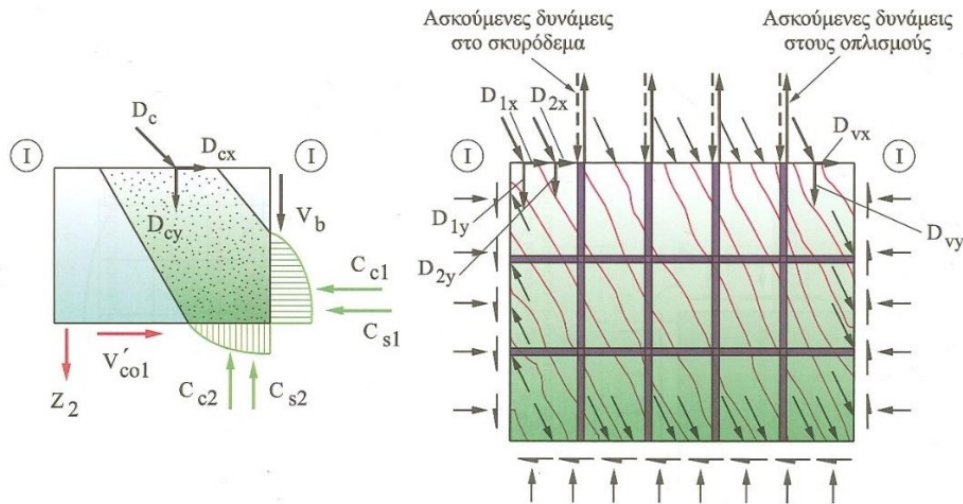
Θεωρείται μια τομή I – I στο μέσον του κόμβου. Οι ασκούμενες δυνάμεις στο σκυρόδεμα του πυρήνα του κόμβου στη διατομή I – I από κάθε έναν από τους δύο μηχανισμούς παραλαβής τέμνουσας (μηχανισμός διαγώνιου θλιπτήρα & μηχανισμός δικτυώματος) φαίνονται στο Σχήμα 4.13. Στον πλευρικό διατμητικό οπλισμό ασκούνται οι εφελκυστικές δυνάμεις T_1 , T_2 , T_3 και T_4 , ενώ ο οπλισμός αυτός θλίβει το σκυρόδεμα του πυρήνα με ίσες και αντίθετης φοράς δυνάμεις. Αναλύεται κάθε ασκούμενη στον πυρήνα δράση στη διατομή I – I σε συνιστώσες κατά x και κατά y. Έτσι οι κατακόρυφως ασκούμενες δυνάμεις είναι:

α) Από το μηχανισμό του διαγώνιου θλιπτήρα: $D = D_{cy}$,

β) Από το μηχανισμό του δικτυώματος: $D_{sy} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + (D_{1y} + \dots + D_{vy})$.



Σχήμα 4-13: Εξωτερικός κόμβος και μηχανισμοί παραλαβής τέμνουσας (μηχανισμός διαγώνιου θλιπτήρα και μηχανισμός δικτυώματος) [17]



Σχήμα 4-14: Ασκούμενες δυνάμεις στο σκυρόδεμα του πυρήνα του κόμβου στη διατομή I – I από τους δύο μηχανισμούς παραλαβής τέμνουσας [17]

Το άθροισμα των δυνάμεων αυτών ισούται με την κατακόρυφη τέμνουσα του κόμβου V_{jv} :

$$D_{cy} + D_{sy} = V_{jv}$$

Αντίστοιχα, το σύνολο των οριζόντιων ασκούμενων δυνάμεων και από τους 2 μηχανισμούς ισούται με την οριζόντια τέμνουσα του κόμβου:

$$D_{cx} + D_{1x} + \dots + D_{vx} = V_{jh}$$

Θεωρώντας ομοιόμορφη την κατανομή των ορθών και διατμητικών τάσεων κατά μήκος της διατομής I – I του πυρήνα, διαστάσεων $h'_c \times b'_c$, η ορθή τάση θα δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma = \frac{D_{cy} + D_{sy}}{h'_c \cdot b'_c} = \frac{V_{jv}}{h'_c \cdot b'_c}$$

και αντίστοιχα η διατμητική τάση από τη σχέση:

$$\tau = \frac{V_{jh}}{h'_c \cdot b'_c}$$

Με διαίρεση των τάσεων κατά μέλη, προκύπτει ότι:

$$\frac{\sigma}{\tau} = \frac{V_{jv}}{V_{jh}}$$

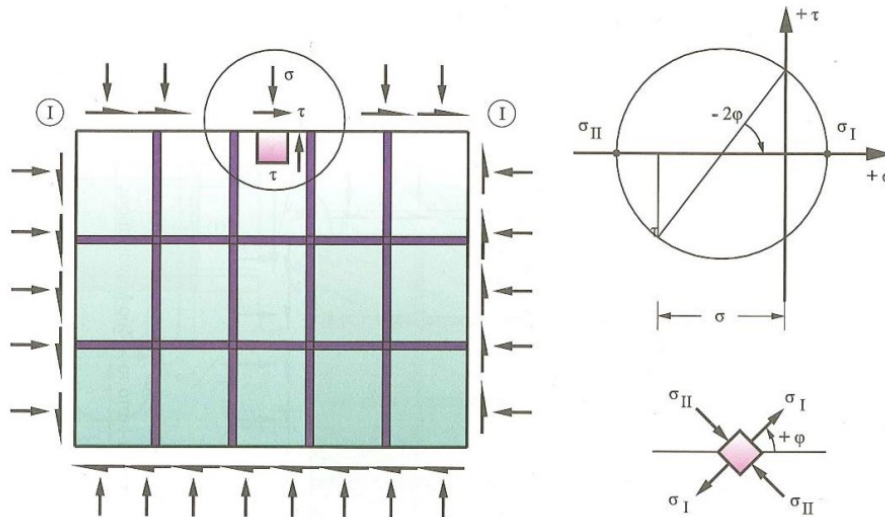
Βέβαια, είναι γνωστό ότι:

$$\frac{V_{jv}}{V_{jh}} = \frac{h_w}{l_w} = \alpha$$

απ' όπου τελικά:

$$\sigma = \alpha \cdot \tau$$

Η εντατική κατάσταση του γραμμοσκιασμένου στοιχείου που βρίσκεται στην κρίσιμη περιοχή του μέσου του πυρήνα και αποτελεί την περιοχή έναρξης ρηγματώσης από διαγώνιο εφελκυσμό φαίνεται στο Σχήμα 4-15. Η ορθή τάση στο εξεταζόμενο στοιχείο στη διαμήκη διεύθυνση είναι μικρή και μπορεί ως εκ τούτου να αγνοηθεί.



Σχήμα 4-15: Εντατική καταπόνηση στοιχείου της εξεταζόμενης περιοχής [17]

Οι ασκούμενες κύριες τάσεις κατά τις διευθύνσεις των κύριων αξόνων στην εξεταζόμενη περιοχή προσδιορίζονται γραφικά από τον κύκλο του Mohr που φαίνεται στην παραπάνω εικόνα, ενώ δίνονται από τον ακόλουθο τύπο:

$$\sigma_I, \sigma_{II} = +\frac{\sigma}{2} \pm \frac{\sigma}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{4 \cdot \tau^2}{\alpha^2}}$$

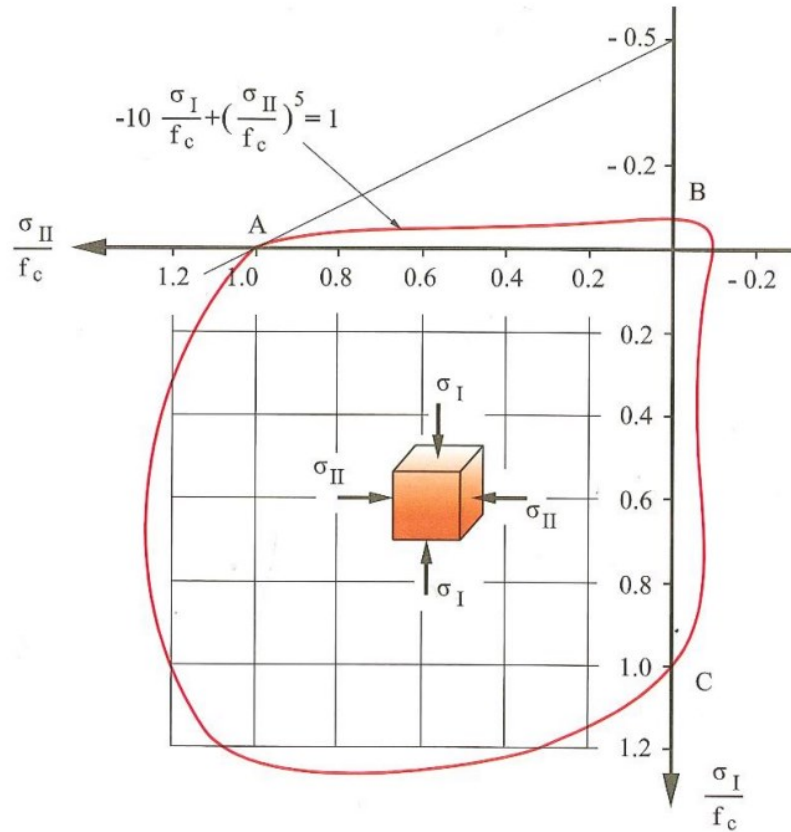
Από το διάγραμμα της διαξονικής αντοχής του σκυροδέματος (Kupfer et al 1969), που φαίνεται στο Σχήμα 4-16, προκύπτει ότι ο κλάδος AB είναι δυνατόν να υποκατασταθεί από παραβολή πέμπτου βαθμού, η οποία στο σημείο A έχει την ίδια εφαπτομένη με την πειραματική καμπύλη και περνά από τα σημεία A και B (Τέγος 1984). Έτσι, για τον κλάδο αυτόν ισχύει:

$$-10 \cdot \frac{\sigma_I}{f_c} + \left(\frac{\sigma_{II}}{f_c}\right)^5 = 1$$

όπου f_c είναι η αυξημένη θλιπτική αντοχή σκυροδέματος λόγω περισφιγξης η οποία δίνεται από το μοντέλο των Scott et al (1982) από τη σχέση:

$$f_c = (1 + \rho_s \cdot f_{yw} / f_c') \cdot f_c'$$

με f_c' η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος του κόμβου και ρ_s το ογκομετρικό ποσοστό των κλειστών συνδετήρων του κόμβου.



Σχήμα 4-16: Εξομοίωση της καμπύλης διαξονικής αντοχής σκυροδέματος με παραβολή 5^{ου} βαθμού [17]

Η οριζόντια τέμνουσα που καταπονεί τον κόμβο όταν σχηματιστεί διαμπερές καμπτικό ρήγμα στη δοκό υπολογίζεται από τις σχέσεις 5.22 και 5.23 στην §5.5.2.3 του EN1998-1:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_{col} \text{ για εσωτερικό κόμβο,}$$

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_{col} \text{ για εξωτερικό κόμβο.}$$

Από τις σχέσεις αυτές υπολογίζεται η ασκούμενη στον κόμβο διατμητική τάση όταν αστοχεί η δοκός, η οποία είναι ίση με:

$$\tau_{cal} = \gamma_{cal} \cdot \sqrt{f_c}$$

Συνδυάζοντας τις προηγούμενες σχέσεις και θεωρώντας $\tau = \gamma \cdot \sqrt{f_c}$, προκύπτει ότι:

$$\frac{5 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ult}}{\sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) + \left(\frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) \right)^5 = 1$$

απ' όπου θέτοντας

$$x = \frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}}$$

$$\psi = \frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} = x \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}}$$

η προηγούμενη εξίσωση γράφεται ως $(x+\psi)^5 - 10x + 10\psi = 1$.

Για διάφορες τιμές του λόγου των πλευρών του κόμβου α επιλύεται κάθε φορά η εξίσωση αυτή με αριθμητική ανάλυση και δίνει την τάση αστοχίας του κόμβου:

$$T_{ult} = \gamma_{ult} \cdot \sqrt{f_c}$$

Έχοντας υπολογίσει τις 2 τάσεις, διακρίνονται 2 βασικές μορφές αστοχίας:

α) εφόσον $\gamma_{cal} \geq \gamma_{ult}$, άρα $\tau_{cal} \geq \tau_{ult}$, θα προηγηθεί η αστοχία του κόμβου χωρίς να προηγηθεί η διαρροή της συντρέχουσας δοκού και συνεπώς $\gamma_{pred} = \gamma_{ult}$ και $T_{pred} = \gamma_{ult} \cdot \sqrt{f_c}$

β) εφόσον $\gamma_{cal} < \gamma_{ult}$, άρα $\tau_{cal} < \tau_{ult}$, θα προηγηθεί η διαρροή της συντρέχουσας δοκού και όχι η αστοχία του κόμβου και συνεπώς $\gamma_{pred} = \gamma_{cal}$ και $T_{pred} = \gamma_{cal} \cdot \sqrt{f_c}$

Από την προηγούμενη ανάπτυξη του μοντέλου μπορεί να γίνει καταγραφή των βασικών σημείων και μια σύντομη περιγραφή της μεθοδολογίας:

Προσδιορισμός Δράσης

Υπολογίζεται η οριζόντια τέμνουσα δύναμη $V_{jhd} = V_{cal}$ (kN) που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος,

έστω ότι ο εξεταζόμενος κόμβος ανήκει στην κεφαλή ενός υποστυλώματος με διαστάσεις διατομής $A_c = b_c h_c$ (m²),

από τα παραπάνω προσδιορίζεται η διατμητική τάση $\tau_{cal} = 0.001 \cdot V_{cal} / A_c$ (MPa),

εφόσον υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, υπολογίζεται αυξημένη θλιπτική αντοχή σκυροδέματος $f_c = (1 + \rho_s \cdot f_{yw} / f_c') \cdot f_c'$,

θεωρώντας $\tau = \gamma \cdot \sqrt{f_c}$, υπολογίζεται ο συντελεστής διατμητικών τάσεων $\gamma_{cal} = \tau_{cal} / \sqrt{f_c}$.

Προσδιορισμός Αντοχής

$$\frac{5 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ult}}{\sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) + \left(\frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) \right)^5 = 1$$

απ' όπου θέτοντας

$$x = \frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}}$$

$$\psi = \frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} = x \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}}$$

όπου α ο λόγος των πλευρών του κόμβου $\alpha = h_b/h_c = (\text{ύψος διατομής δοκού})/(\text{ύψος διατομής υποστυλώματος})$, προκύπτει η εξίσωση $(x+\psi)^5 - 10x + 10\psi = 1$. Για να απλοποιηθεί η εξίσωση, μπορεί να αγνοηθεί ο όρος $(x+\psi)^5$, οπότε τότε είναι $10 \cdot (\psi - x) = 1 \rightarrow \psi - x = 0.10$. Από την τελευταία εξίσωση και με γνωστά τα α , f_c υπολογίζεται ο συντελεστής γ_{ult} , στη συνέχεια η τάση $\tau_{ult} = \gamma_{ult} \cdot \sqrt{f_c}$ και τέλος η αντοχή του κόμβου σε οριζόντια τεμνουσα δύναμη $V_{ult} = 1000 \cdot \tau_{ult} \cdot b_c \cdot h_c$ (kN) που πρέπει να καλύπτει τη δράση V_{cal} προκειμένου να αποφευχθεί αστοχία του κόμβου.

5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

5.1 ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΡΑΦ ΤΟΛ

Το βασικό λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για την παρούσα εργασία είναι το ΡΑΦ του Τεχνικού Οίκου Λογισμικού (ΤΟΛ). Ο σκοπός του είναι οι στατικές μελέτες κτιριακών έργων με προσομοίωση ραβδωτών πεπερασμένων στοιχείων αλλά και με επιφανειακά πεπερασμένα για πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος. Το σύστημα του ΡΑΦ διαθέτει μία κεντρική μονάδα διαχείρισης και μια σειρά από περισσότερες υπομονάδες, οι οποίες καλύπτουν διαφορετικά θέματα και ο χρήστης – μελετητής μηχανικός μπορεί να επιλέξει με βάση τις ανάγκες του. Μια από τις ιδιαιτερότητες του λογισμικού είναι ότι πρέπει να δοθούν διατομές μελών με δεδομένη διάταξη όπλισης και στη συνέχεια ελέγχεται η επάρκεια αυτών. Αυτή η ιδιαιτερότητα, τουλάχιστον για τις μελέτες νέων κατασκευών πρέπει να είναι ενθαρρυντική για το μελετητή – μηχανικό ώστε να εκτιμά προηγουμένως τις διατομές και τους οπλισμούς που πιθανόν να απαιτηθούν και να μην ελέγχει απλώς τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης που εκτελεί ένα κοινό λογισμικό. Για τις ανάγκες μελέτης αποτίμησης υφιστάμενων κτιρίων που πραγματεύεται και η παρούσα εργασία, ο ορισμός διατομών και διατάξεων όπλισης στο λογισμικό είναι μονόδρομος. Ακόμη, διαθέτει ένα πλήθος δυνατοτήτων προσομοίωσης που είναι ιδιαίτερες σημαντικές για τέτοιου είδους μελέτες. Παρακάτω αναφέρονται ενδεικτικά κάποιες:

1) διπλοί στερεοί βραχίονες υποστυλωμάτων, διαφορετικοί ανά διεύθυνση τοπικού άξονα που είναι απαραίτητοι σε περίπτωση φεγγιτών που στη μία διεύθυνση, το καθαρό μήκος περιορίζεται σ' ένα αρκετά μικρό μήκος (που συνεπάγεται μεγάλη δυσκαμψία στη διεύθυνση αυτή και άρα μεγαλύτερες τέμνουσες δυνάμεις) λόγω των τοιχοπληρώσεων που σταματάνε χαμηλότερα από τη δοκό, ενώ στην άλλη διεύθυνση το καθαρό μήκος δεν περιορίζεται από κάτι και το υποστυλώμα είναι πιο εύκαμπτο. Ακόμη, είναι αναγκαίοι σε περίπτωση συντρεχουσών δοκών διαφορετικού ύψους ανά διεύθυνση τοπικού άξονα υποστυλώματος,

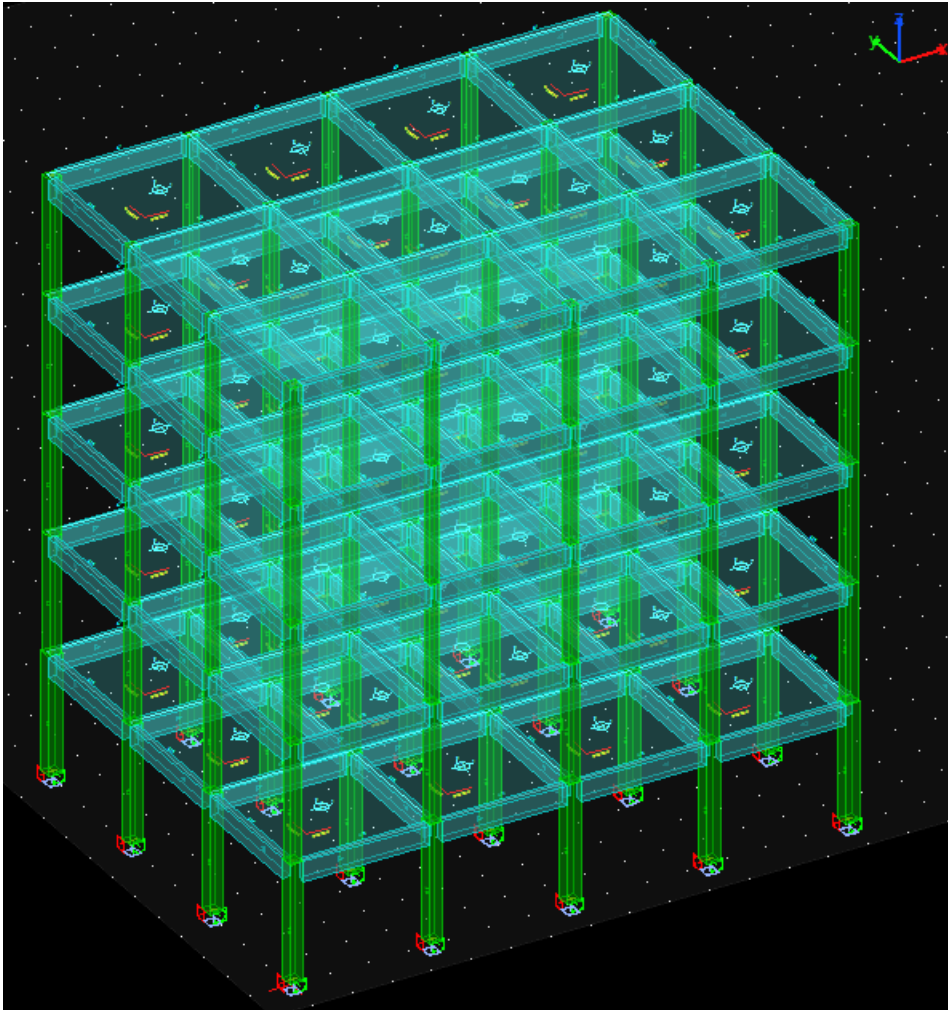
- 2) ανακατανομή ροπών στήριξης προς την περιοχή των ανοιγμάτων με ημιάκαμπτες συνδέσεις στους κόμβους των δοκών. Μάλιστα αυτή η ανακατανομή ροπών μπορεί να συσχετιστεί με την ανεπαρκή αγκύρωση των άνω οπλισμών των δοκών [28] αλλά και προτείνεται να γίνεται από την §5.5 του EN1992-1,
- 3) προσομοίωση στοιχείων θεμελίωσης (πέδιλα, συνδετήριες δοκοί, πεδιλοδοκοί) ως ελαστικά εδραζόμενα ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του εδάφους,
- 4) προσομοίωση κλιμάκων στο χώρο ως χωροδικτύωμα, με δυνατότητα συμμετοχής στην αντισεισμική ανάλυση,
- 5) δυνατότητα ορισμού μελών ως δευτερεύοντα, χωρίς συμμετοχή στην παραλαβή των σεισμικών φορτίων.

5.2 ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ OpenSees/OpenSeesPy

Το λογισμικό OpenSees είναι ένα ανοικτού κώδικα λογισμικό για την προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης κατασκευών το οποίο ξεκίνησε να αναπτύσσεται το 1999 στο Pacific Earthquake Engineering Research Center. Το περιβάλλον με το οποίο αλληλεπιδρά ο χρήστης χρησιμοποιεί τη γλώσσα προγραμματισμού Tcl/Tk, στην οποία ο χρήστης γράφει τον κώδικα που πρόκειται να εκτελεστεί. Χαρακτηρίζεται για το πλήθος δυνατοτήτων προσομοίωσης, όπως και για την ακρίβεια και ταχύτητα των αναλύσεων που παρέχει. Κύριο μειονέκτημα της αρχικής μορφής του λογισμικού (compiler) είναι η έλλειψη άμεσου εποπτικού ελέγχου λόγω απουσίας πλήρως λειτουργικού γραφικού περιβάλλοντος. Το γεγονός αυτό περιορίζει την εισαγωγή των στοιχείων μέσω κώδικα, κάτι που μπορεί να δυσκολέψει αρκετά το μέσο χρήστη χωρίς την ανάλογη εμπειρία, ενώ παράλληλα ο εντοπισμός των σφαλμάτων αρκετές φορές διευκολύνεται με την ύπαρξη γραφικών εργαλείων [15]. Λόγω αυτής της δυσκολίας, ειδικά για νέους χρήστες είναι περισσότερο ελκυστική η χρήση του λογισμικού OpenSeesPy που δεν είναι τίποτα άλλο παρά μια διεπαφή Python για το OpenSees, επιτρέποντας τους χρήστες να αλληλεπιδρούν με το OpenSees πλέον με Python scripts και όχι με Tcl/Tk. Κι αυτό γιατί η Python είναι μια απλή γλώσσα προγραμματισμού και περιέχει ένα μεγάλο αριθμό βιβλιοθηκών που επιτρέπουν περαιτέρω ανάλυση δεδομένων και οπτικοποίηση των αποτελεσμάτων. Για τις ανάγκες της παρούσας εργασίας χρησιμοποιήθηκε η έκδοση του OpenSeesPy και οι κώδικες εκτελούνταν στο IDE Spyder μέσω Anaconda, όσον αφορά την Python. Το λογισμικό αυτό αξιοποιήθηκε για εκτέλεση αναλύσεων σε επίπεδο διατομής και συγκεκριμένα για την εξαγωγή διαγραμμάτων ροπής – καμπυλότητας.

5.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

Το κτίριο που μελετάται στην παρούσα εργασία δεν αποτελεί πραγματικό αλλά είναι ένα τυπικό στην σύλληψη, σχεδιασμό και όπλιση, καθώς και τις κατασκευαστικές πρακτικές (όπως αυτές παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 2) και περιλαμβάνεται στη διδακτορική διατριβή του Ρεπαπή Κ. (κτήριο K60A59, κατά κωδικοποίηση Ρεπαπή, [5]). Αποτελεί μια τυπική μορφή των πολυκατοικιών από οπλισμένο σκυρόδεμα που μελετούνταν και κατασκευάζονταν στην Ελλάδα τη δεκαετία του 1960.



Σχήμα 5-1: Υπολογιστικό προσομοίωμα υφιστάμενου κτιρίου στο λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ

Ως προς την προσομοίωση των συνωριακών συνθηκών, οι βάσεις των υποστυλωμάτων του ισόγειου θεωρούνται για απλοποίηση πακτωμένες, μιας και υπήρχαν δεδομένα για στοιχεία θεμελίωσης από τη διδακτορική διατριβή του Ρεπαπή Κ. [5].

5.3.1 Χαρακτηριστικά των Κτιρίων της Δεκαετίας του 1960

Τα κτίρια εκείνης της περιόδου έχουν μελετηθεί σύμφωνα με τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 [2] και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 [3]. Χαρακτηρίζονται από πυκνή διάταξη υποστυλωμάτων, απουσία τοιχωμάτων και πυκνή διάταξη τοιχοποιιών σχετικά καλής ποιότητας. Μερική ασυνέχεια στην τοιχοποιία μπορεί να παρουσιαστεί στο ισόγειο ή σε ανώτερους ορόφους, είτε εξ αρχής, είτε μετά από αλλαγή χρήσεως του κτιρίου από κατοικία σε κατάστημα κατά τη διάρκεια ζωής του. Τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής είναι σχετικά μικρών διαστάσεων, ενώ τα υλικά παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά στις ιδιότητές τους. Επίσης, δεν διατάσσεται επαρκής οπλισμός περίσφιγξης, ούτε γίνεται ικανοτικός έλεγχος κατά το σχεδιασμό.

5.3.2 Χαρακτηριστικά του υπό Μελέτη Κτιρίου

Συγκεκριμένα, το κτίριο που μελετάται (Κτίριο K60A59 [5]) έχει τέσσερα επί τρία φαντώματα σε κάτοψη. Είναι πενταώροφο με σταθερό ύψος ορόφων 3.00m και με μήκος φαντωμάτων 3.50m και στις 2 διευθύνσεις. Οι διαστάσεις των διατομών των υποστυλωμάτων μειώνονται καθ' ύψος του κτιρίου, με σκοπό την επιλογή οικονομικότερης λύσης, όπως συνηθιζόταν την εποχή εκείνη. Κατά το σχεδιασμό υιοθετούνται οι πρακτικές της εποχής εκείνης, όπως η χρήση κεκαμμένων ράβδων στις δοκούς, έλλειψη αγκυρώσεων στις κάτω ράβδους των εσωτερικών κόμβων κλπ.

5.3.3 Παραδοχές Σχεδιασμού του υπό Μελέτη Κτιρίου

Το κτίριο θεωρείται ότι είναι κτίριο κατοικιών ή γραφείων. Ο σχεδιασμός του κτιρίου έγινε με τις παραδοχές που χρησιμοποιούνται την αντίστοιχη περίοδο μελέτης του κτιρίου. Τα φορτία είναι ίσα με 1.50kN/m^2 επικάλυψη και 2.00kN/m^2 κινητό. Η εσωτερική τοιχοποιία λαμβάνεται ως φορτίο ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλες τις πλάκες ίσο με 1.00kN/m^2 , ενώ το φορτίο της εξωτερικής τοιχοποιίας (ανά m^2 όψεως) είναι ίσο με 3.60kN/m^2 (το οποίο αντιστοιχεί τελικά σε $3.60\text{kN/m}^2 \times (3.00 - 0.50)\text{m} = 9.00\text{kN/m}$ επί των περιμετρικών δοκών του κτιρίου). Έχει μελετηθεί για σεισμική ζώνη I του Β.Δ. 1959 [3] σε έδαφος τύπου A, δηλαδή για σεισμικό συντελεστή ϵ ίσο 0.04. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι τυπικά της περιόδου και συγκεκριμένα σκυρόδεμα B160 (αντίστοιχο του C12/16) και χάλυβας S220 (αντίστοιχος του St I).

5.3.4 Αποτέλεσμα Διαστασιολόγησης

Όλα τα πλαίσια έχουν τετραγωνικά υποστυλώματα 35x35 στο ισόγειο, τα οποία μειώνονται σε 30x30 στον 1^ο όροφο και στη συνέχεια μειώνονται επιπλέον σε 25x25 στους υπόλοιπους ορόφους, εκτός από τα γωνιακά υποστυλώματα, τα οποία παραμένουν 30x30. Στους ανώτερους 2 ορόφους ο οπλισμός στα υποστυλώματα είναι ο ελάχιστος επιτρεπόμενος (4Φ14 σε υποστυλώματα 25x25). Η διάμετρος του οπλισμού των συνδετήρων των υποστυλωμάτων ποικίλει από Φ8/16 στο ισόγειο μέχρι Φ8/40 στον τελευταίο όροφο. Οι δοκοί του κτιρίου είναι όλες 20/50 (με το πλάτος των 20cm να ήταν το συνηθέστερο [28]) και γενικά, είναι ελαφρά οπλισμένες. Οι μισές ράβδοι εφελεκόμενου οπλισμού των ανοιγμάτων των δοκών κάμπτονται προς τα άνω στις περιοχές των στηρίξεων. Ακόμη, στις ακραίες στηρίξεις των συνεχών δοκών, συνήθως τοποθετούνται πρόσθετες ράβδοι μορφής Π (φουρκέτες), ενώ όπου απαιτούνται, τοποθετούνται πρόσθετα ευθεία ή κεκαμμένα (για να παραλάβουν και τέμνουσα) στις στηρίξεις. Με την πρακτική της εποχής εκείνης, η τέμνουσα αναλαμβάνεται σε ποσοστό μεγαλύτερο του 50% από τις κεκαμμένες διαμήκειες ράβδους (τουλάχιστον τα 2/3 της τέμνουσας δύναμης [28]), με αποτέλεσμα ο ελάχιστος οπλισμός διάτμησης να επαρκεί. Οπότε στις περισσότερες περιπτώσεις κλειστοί συνδετήρες διαμέτρου 8mm ανά 30cm επαρκούν, ενώ συγκεκριμένα τοποθετούνται Φ8/30 στις κρίσιμες περιοχές των δοκών και Φ8/40 στις μη κρίσιμες. Οι πλάκες έχουν πάχος 12cm και ο οπλισμός τους είναι Φ8/20.

5.3.5 Όπλιση Δοκών του υπό Μελέτη Κτιρίου

Ο τρόπος όπλισης των δοκών εκείνης της περιόδου λαμβάνεται υπόψιν στην ανάλυση του κτιρίου. Συγκεκριμένα, στα εσωτερικά πλαίσια ο κάτω οπλισμός των μεσαίων

ανοιγμάτων δοκών αγκυρώνεται μέσα στον κόμβο και δεν επεκτείνεται για να αγκυρωθεί στο διπλανό άνοιγμα. Αντίθετα, στα περιμετρικά πλαίσια (στα οποία γινόταν επιπλέον ο έλεγχος περιμετρικών δοκών και τα οποία οπλιζόνταν για πλαίσιακή λειτουργία), ο κάτω οπλισμός των περιμετρικών δοκών θεωρείται ότι επεκτείνεται στο διπλανό άνοιγμα.



Σχήμα 5-2: Τρόπος όπλισης δοκών κατά την περίοδο μελέτης του κτιρίου, στ' αριστερά: λεπτομέρεια περιμετρικού πλαισίου, στα δεξιά: λεπτομέρεια εσωτερικού πλαισίου

Έτσι, διπλασιάζεται ο κάτω οπλισμός δοκού στις κρίσιμες περιοχές εκατέρωθεν του κόμβου. Όσον αφορά τις κεκαμμένες διαμήκειες ράβδους αυτές επεκτείνονται πάντα στο διπλανό άνοιγμα σε μήκος που είναι επαρκές για να θεωρηθεί ότι συμμετέχουν στην ανάληψη ροπής και στο διπλανό άνοιγμα. Τέλος, ο οπλισμός μοντάζ (για συγκράτηση των συνδετήρων) τοποθετείται σε όλο το μήκος των δοκών. Στην περίπτωση που το μήκος είναι μεγάλο, θεωρείται ότι ο οπλισμός μοντάζ ματίζεται σε ενδιάμεση θέση.

5.4 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

Παρακάτω γίνεται ομαδοποίηση των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν στο υπολογιστικό προσομοίωμα, η οποία κρίθηκε επιτακτική για την εύκολη και γρήγορη μοντελοποίηση του φορέα. Ειδικότερα, αυτή αφορά στις δοκούς του κτιρίου για τις οποίες λαμβάνεται υπόψιν το συνεργαζόμενο πλάτος τους (μιας και το προσομοίωμα αποτελείται μόνο από γραμμικά στοιχεία χωρίς να έχουν προσομοιωθεί οι πλάκες με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία) και στα υποστυλώματα, η διατομή των οποίων, όπως έχει αναφερθεί, μειώνεται καθ' ύψος του κτιρίου.

5.4.1 Διατομές Δοκών Υφιστάμενου Φορέα

Για τις δοκούς του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε μια κωδικοποίηση 5 χαρακτήρων που περιγράφει τη θέση της δοκού στον εκάστοτε ξυλότυπο. Συγκεκριμένα:

ο πρώτος χαρακτήρας είναι κοινός και αποτελείται από το γράμμα «B», δηλώνοντας ότι πρόκειται για δοκό (Beam),

ο δεύτερος χαρακτήρας αναφέρεται στον όροφο, έτσι είναι 1 αν η δοκός ανήκει στο ισόγειο, 2 για τον 1^ο όροφο μέχρι 5 αν ανήκει στον 4^ο και τελευταίο όροφο,

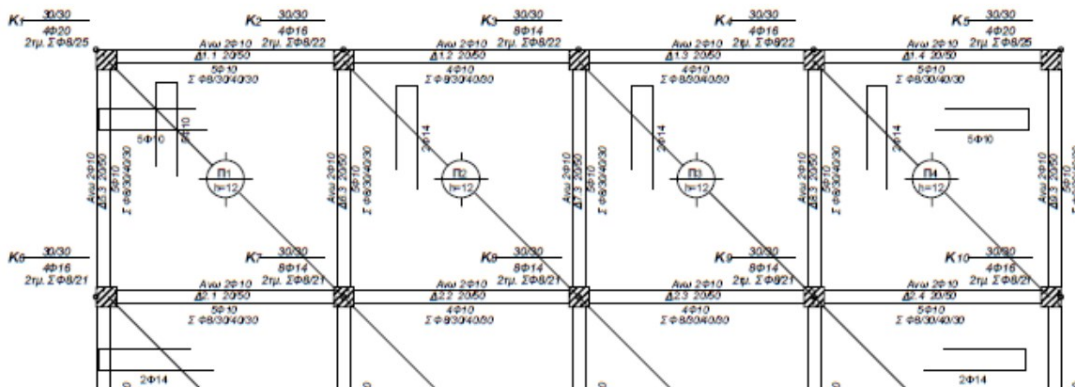
ο τρίτος χαρακτήρας σχετίζεται με τον προσανατολισμό της δοκού ως προς το καθολικό σύστημα αξόνων, έτσι είναι X αν η δοκός ανήκει σε πλαίσιο που είναι παράλληλο στον

καθολικό άξονα X και Y αν η δοκός ανήκει σε πλαίσιο που είναι παράλληλο στον καθολικό άξονα Y,

ο τέταρτος χαρακτήρας έχει να κάνει με το αν η δοκός ανήκει σε περιμετρικό ή εσωτερικό πλαίσιο, έτσι είναι E (External) αν ανήκει σε περιμετρικό πλαίσιο ή I (Internal) αν ανήκει σε εσωτερικό πλαίσιο,

τέλος, ο πέμπτος χαρακτήρας δηλώνει το αν η συγκεκριμένη δοκός πρόκειται για ακραίο ή μεσαίο άνοιγμα κατά μήκος της αντίστοιχης δοκοσειράς που βρίσκεται, έτσι είναι E (Edge) για ακραίο άνοιγμα ή I (Internal) για μεσαίο άνοιγμα.

Έστω, λοιπόν, το άνω μισό τμήμα του ξυλοτύπου οροφής 1^{ου} ορόφου (2^η στάθμη) του υπό μελέτη κτιρίου.



Σχήμα 5-3: Άνω μισό τμήμα του ξυλοτύπου οροφής 1^{ου} ορόφου

Με βάση την προηγούμενη κωδικοποίηση:

η δοκός Δ1.1 του ξυλότυπου έχει κωδικό B2XEE καθώς πρόκειται για δοκό (**B2XEE**) του 1^{ου} ορόφου (**B2XEE**), προσανατολίζεται παράλληλα στον καθολικό άξονα X (**B2XEE**) και αποτελεί ακραίο άνοιγμα (**B2XEE**) εξωτερικού πλαισίου (**B2XEE**),

η δοκός Δ2.2 του ξυλότυπου έχει κωδικό B2XII καθώς πρόκειται για δοκό (**B2XII**) του 1^{ου} ορόφου (**B2XII**), προσανατολίζεται παράλληλα στον καθολικό άξονα X (**B2XII**) και αποτελεί μεσαίο άνοιγμα (**B2XII**) εσωτερικού πλαισίου (**B2XII**),

η δοκός Δ8.3 του ξυλότυπου έχει κωδικό B2YIE καθώς πρόκειται για δοκό (**B2YIE**) του 1^{ου} ορόφου (**B2YIE**), προσανατολίζεται παράλληλα στον καθολικό άξονα Y (**B2YIE**) και αποτελεί ακραίο άνοιγμα (**B2YIE**) εσωτερικού πλαισίου (**B2YIE**).

Η προηγούμενη κωδικοποίηση πέρα από την ευκολία που παρέχει στον εντοπισμό μιας συγκεκριμένης δοκού εντός του χωρικού προσομοιώματος, βοηθάει και στην ελαχιστοποίηση των απαιτούμενων διατάξεων όπλισης που χρειάζεται να ορισθούν στο λογισμικό, όπως θα αναφερθεί και παρακάτω στην ενότητα των διατάξεων όπλισης.

5.4.2 Διατομές Υποστυλωμάτων Υφιστάμενου Φορέα

Όμοια με τις δοκούς, για τα υποστυλώματα ορίζεται μια αντίστοιχη κωδικοποίηση 3 χαρακτήρων. Συγκεκριμένα:

ο πρώτος χαρακτήρας είναι κοινός και αποτελείται από το γράμμα «C», δηλώνοντας ότι πρόκειται για υποστυλώμα (Column),

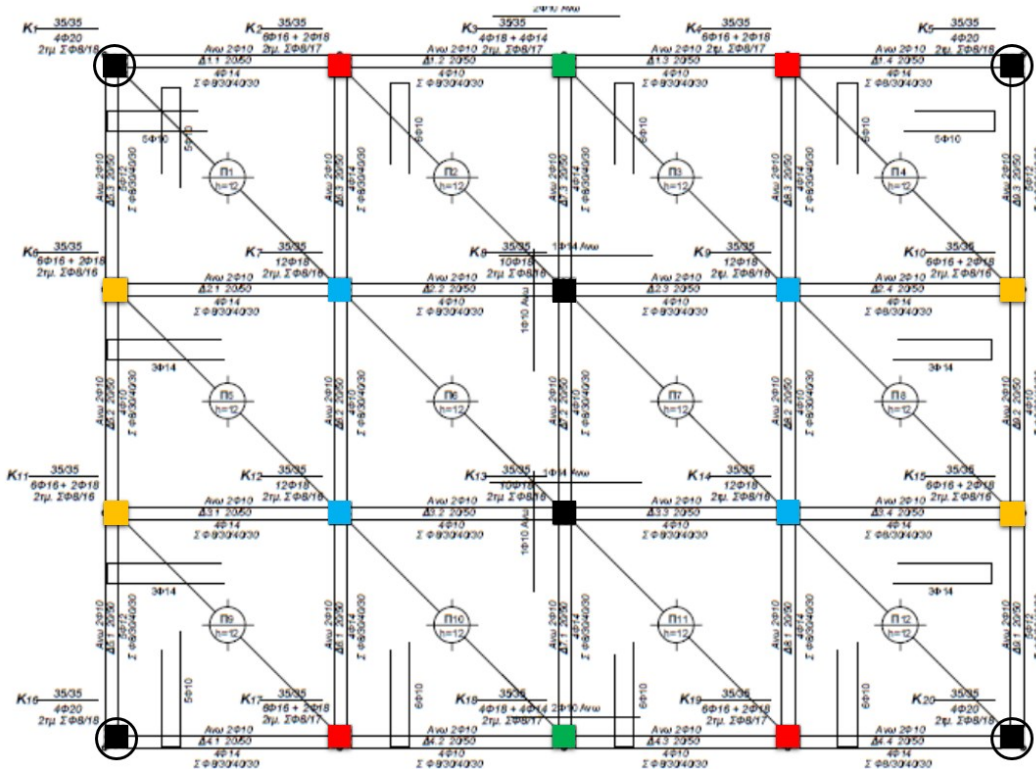
ο δεύτερος χαρακτήρας αναφέρεται στον όροφο, έτσι είναι 1 αν το υποστυλώμα ανήκει στο ισόγειο, 2 για τον 1^ο όροφο μέχρι 5 αν ανήκει στον 4^ο και τελευταίο όροφο,

ο τρίτος χαρακτήρας σχετίζεται με τη θέση του υποστυλώματος εντός του ξυλοτύπου και παίρνει τιμές από 1 μέχρι 6, έτσι είναι 1 αν το υποστυλώμα είναι γωνιακό (βλ. K1, K5, K16, K20 με μαύρο χρώμα εντός ενός κύκλου), 2 για τα υποστυλώματα K2, K4, K17, K19 (με κόκκινο χρώμα) των περιμετρικών πλαισίων παράλληλων στον καθολικό άξονα X, 3 για τα κεντρικά υποστυλώματα των περιμετρικών πλαισίων παράλληλων στον καθολικό άξονα X (βλ. K3, K18 με πράσινο χρώμα), 4 για τα εσωτερικά υποστυλώματα των περιμετρικών πλαισίων παράλληλων στον καθολικό άξονα Y (βλ. K6, K10, K11, K15 με πορτοκαλί χρώμα), 5 για τα εσωτερικά υποστυλώματα του πρώτου και τρίτου εσωτερικού πλαισίου παράλληλων στον καθολικό άξονα Y (βλ. K7, K9, K12, K14 με γαλάζιο χρώμα) και 6 για τα εσωτερικά υποστυλώματα του δεύτερου εσωτερικού πλαισίου παράλληλου στον καθολικό άξονα Y (βλ. K8, K13 με μαύρο χρώμα).

Με βάση την προηγούμενη κωδικοποίηση:

το υποστυλώμα K5 του ξυλότυπου έχει κωδικό C11 καθώς πρόκειται για γωνιακό (C11) υποστυλώμα (C11) του ισογείου (C11),

το υποστυλώμα K18 του ξυλότυπου έχει κωδικό C13 καθώς πρόκειται για κεντρικό υποστυλώμα (C13) του κάτω περιμετρικού πλαισίου που είναι παράλληλο στον άξονα X (C13) του ισογείου (C13).



Σχήμα 5-4: Ξυλότυπος οροφής ισογείου

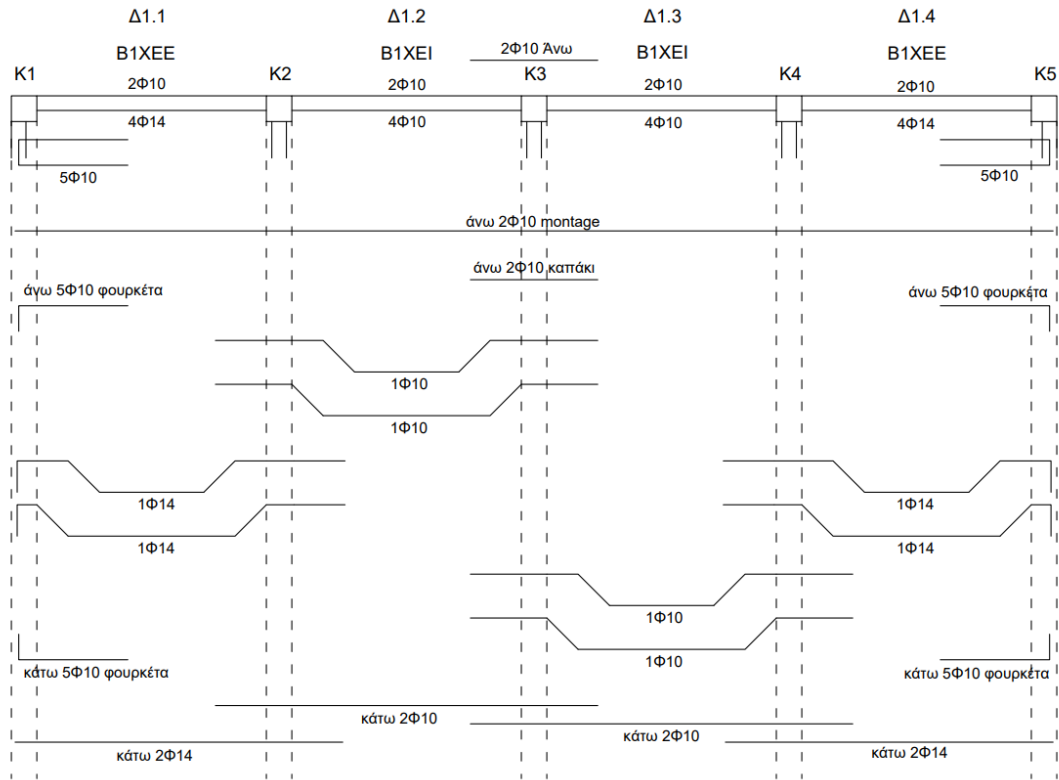
Όπως στις δοκούς, έτσι και στα υποστυλώματα η προηγούμενη κωδικοποίηση πέρα από την ευκολία που παρέχει στον εντοπισμό ενός συγκεκριμένου υποστυλώματος εντός του χωρικού προσομοιώματος, βοηθάει και στην ελαχιστοποίηση των απαιτούμενων διατάξεων όπλισης που χρειάζεται να ορισθούν στο λογισμικό, όπως θα αναφερθεί και παρακάτω στην ενότητα των διατάξεων όπλισης.

5.5 ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΟΠΛΙΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

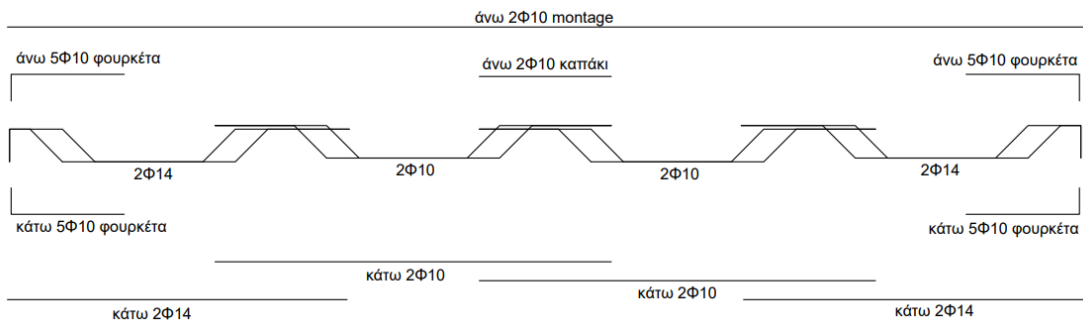
Σ' αυτήν την ενότητα θα γίνει περιγραφή της διαμόρφωσης των διατάξεων όπλισης για κάποια αντιπροσωπευτικά δομικά μέλη του υπό μελέτη κτιρίου, οι οποίες προκύπτουν από τα διαθέσιμα ξυλότυπα και τις γνώσεις σχετικά με τους τρόπους όπλισης της περιόδου μελέτης του κτιρίου. Αυτές οι διατάξεις όπλισης στη συνέχεια εισάγονται στο λογισμικό με στόχο να προσομοιωθεί η ανελαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων και συγκεκριμένα των διατομών τους, στις οποίες αναμένεται να υπερβούν τα όρια διαρροής των υλικών κατασκευής τους [12]. Από την ικανότητα αυτών των επιμέρους διατομών των δομικών στοιχείων να εισέρχονται στην ανελαστική περιοχή τους θα προκύψει τελικά η ικανότητα της κατασκευής. Έτσι, η ορθή απόδοση των παραπάνω χαρακτηριστικών στο προσομοίωμα είναι μεγάλης σημασίας ώστε να ανακύψουν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα αποτελέσματα και συμπεράσματα.

5.5.1 Διατάξεις Όπλισης Δοκών του Υφιστάμενου Φορέα

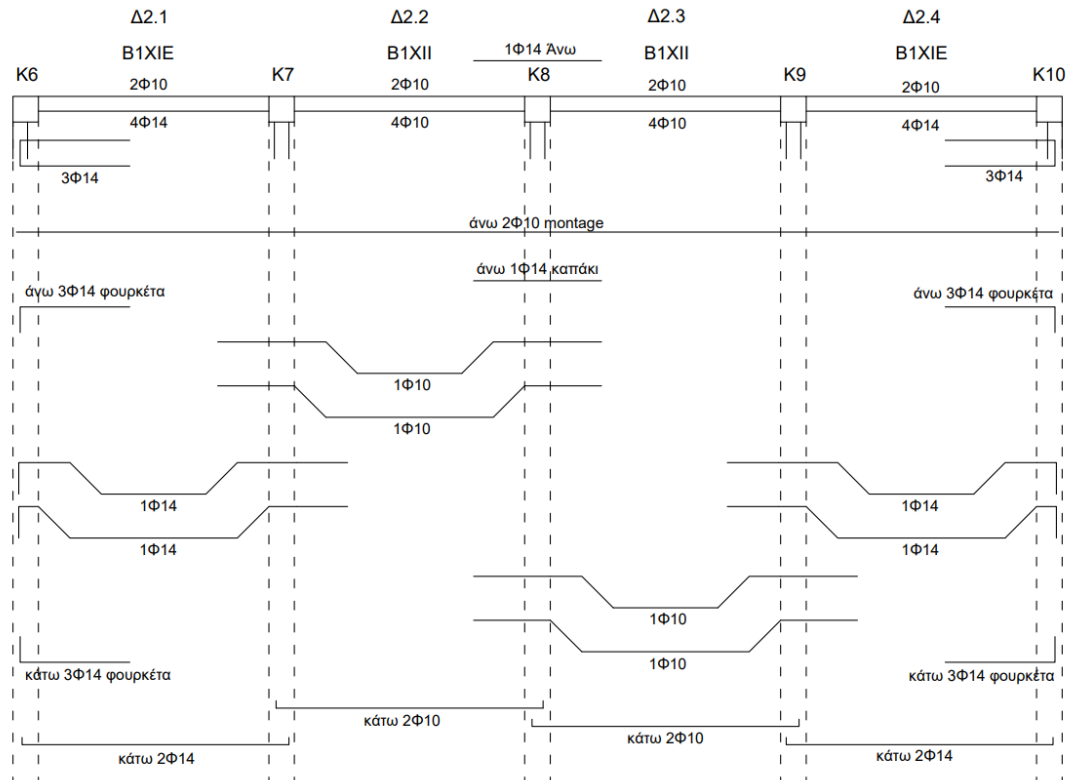
Σ' αυτό το σημείο αξίζει να γίνει μια υπενθύμιση κάποιων κανόνων όπλισης που χαρακτήριζαν την περίοδο μελέτης του συγκεκριμένου κτιρίου. Συγκεκριμένα, οι μισές ράβδοι εφελκόμενου οπλισμού των ανοιγμάτων των δοκών κάμπτονται προς τα άνω στις περιοχές των στηρίξεων. Στις ακραίες στηρίξεις των συνεχών δοκών, συνήθως τοποθετούνται πρόσθετες ράβδοι μορφής Π (φουρκέτες), ενώ όπου απαιτούνται, τοποθετούνται πρόσθετα ευθεία ή κεκαμμένα (για να παραλάβουν και τέμνουσα) στις στηρίξεις. Ακόμη, στα εσωτερικά πλαίσια ο κάτω οπλισμός των μεσαίων ανοιγμάτων δοκών αγκυρώνεται μέσα στον κόμβο και δεν επεκτείνεται για να αγκυρωθεί στο διπλανό άνοιγμα. Αντίθετα, στα περιμετρικά πλαίσια (στα οποία γινόταν επιπλέον ο έλεγχος περιμετρικών δοκών και τα οποία οπλιζόνταν για πλαισιακή λειτουργία), ο κάτω οπλισμός των περιμετρικών δοκών θεωρείται ότι επεκτείνεται στο διπλανό άνοιγμα. Έτσι, διπλασιάζεται ο κάτω οπλισμός δοκού στις κρίσιμες περιοχές εκατέρωθεν του κόμβου. Όσον αφορά τις κεκαμμένες διαμήκειες ράβδους αυτές επεκτείνονται πάντα στο διπλανό άνοιγμα σε μήκος που είναι επαρκές για να θεωρηθεί ότι συμμετέχουν στην ανάληψη ροπής και στο διπλανό άνοιγμα. Τέλος, ο οπλισμός μοντάζ (για συγκράτηση των συνδετήρων) τοποθετείται σε όλο το μήκος των δοκών. Στην περίπτωση που το μήκος είναι μεγάλο, θεωρείται ότι ο οπλισμός μοντάζ ματίζεται σε ενδιάμεση θέση. Τα παραπάνω αποτυπώνονται ενδεικτικά σε 2 δοκοσειρές του ξυλοτύπου οροφής ισογείου, μια περιμετρική με κωδικοποιήσεις B1XEE, B1XEI και μια εσωτερική με κωδικοποιήσεις B1XIE, B1XII.



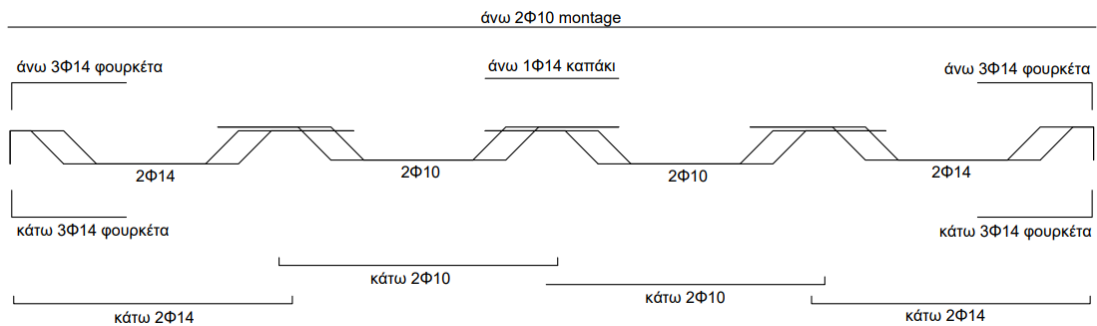
Σχήμα 5-5: Περιμετρική δοκοσειρά ξυλοτύπου οροφής ισογείου



Σχήμα 5-6: Κατά μήκος όπλιση περιμετρικής δοκοσειράς ξυλοτύπου οροφής ισογείου



Σχήμα 5-7: Εσωτερική δοκοσειρά ξυλοτύπου οροφής ισογείου

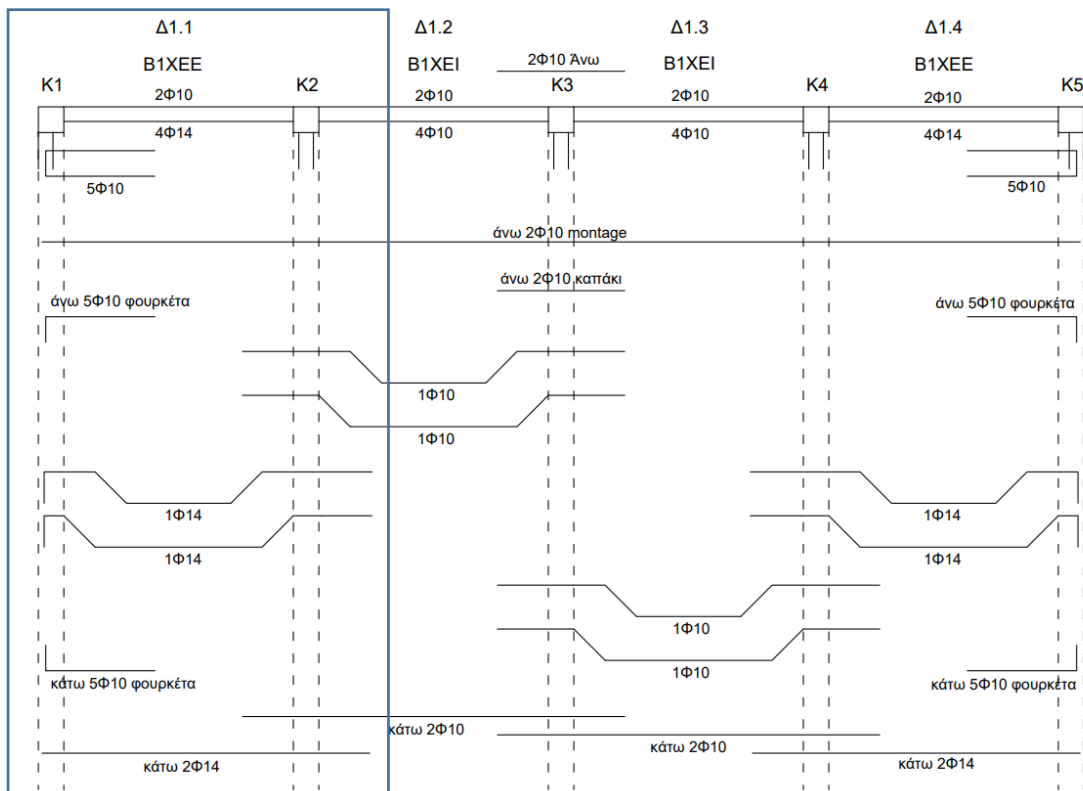


Σχήμα 5-8: Κατά μήκος όπλιση εσωτερικής δοκοσειράς ξυλοτύπου οροφής ισογείου

Έχοντας σχεδιάσει τους οπλισμούς στο μήκος των δοκών, επόμενο βήμα είναι η διαμόρφωση οπλισμών σε κατά μήκος διατομές. Αποφασίζεται να οριστούν 3 διατομές για κάθε δοκό, μια στην αρχή της δοκού (ή αριστερά), μια στο μέσον (ή άνοιγμα) και μια στο πέρας της δοκού (ή δεξιά). Οι βασικές είναι αυτές στην αρχή και στο πέρας καθώς εκεί θα συγκεντρωθεί η ανελαστικότητα του δομικού μέλους και με βάση αυτές θα υπολογιστούν τα διαγράμματα ροπής – γωνίας στροφής χορδής (M-θ). Ενδεικτικά θα γίνει περιγραφή αυτού του βήματος για τις 2 προηγούμενες δοκοσειρές.

Έστω η δοκός Δ1.1 του ξυλοτύπου οροφής ισογείου με κωδικοποίηση Β1ΧΕΕ και οπλισμούς 4Φ14 κάτω και 2Φ10 άνω. Αυτοί οι οπλισμοί αναφέρονται στο άνοιγμα της

δοκού και εν προκειμένω για τη μεσαία από τις 3 διατομές της δοκού. Οι μισές ράβδοι εφελκόμενου οπλισμού του ανοίγματος δηλαδή τα 2Φ14 από τα 4Φ14 κάμπτονται προς τα άνω στις περιοχές των στηρίξεων δεξιά κι αριστερά και γι' αυτό λέγονται κεκαμμένες ράβδοι. Οι δύο κεκαμμένες ράβδοι Φ14 δεν κάμπτονται στην ίδια θέση αλλά πρώτα κάμπτεται η μια (και συγκεκριμένα στην παρειά του υποστυλώματος, K1 και K2 αντίστοιχα) και σε απόσταση $\approx 0.85H (=d-d_1) \leq 1.25H$ [28] κάμπτεται και η δεύτερη με το λοξό τμήμα να σχηματίζει 45 μοίρες με το διαμήκη άξονα της δοκού, όπου H το ύψος της δοκού. Μάλιστα, καθώς η μια από τις 2 κεκαμμένες ράβδους κάμπτεται αμέσως, στην παρειά του υποστυλώματος, γίνεται εδώ η παραδοχή ότι η συγκεκριμένη ράβδος δε συμμετέχει στην ανάληψη ροπής κάμψης καθώς δεν υπάρχει οριζόντιο τμήμα ράβδου εντός του καθαρού μήκους της δοκού και έτσι αγνοείται.



Σχήμα 5-9: Κατά μήκος όπλιση δοκού Δ1.1 του ξυλοτύπου οροφής ισογείου

Έτσι, για την αριστερή διατομή (ή διατομή αρχής) της δοκού Δ1.1 λαμβάνονται υπόψιν οι εξής οπλισμοί:

ως οπλισμοί άνω: 2Φ10 montage, 5Φ10 φουρκέτα και 1Φ14 από το άνοιγμα (το άλλο Φ14 δε δουλεύει για κάμψη καθώς κάμπτεται αμέσως),

ως οπλισμοί κάτω: 2Φ14 από το άνοιγμα, 5Φ10 φουρκέτα.

Για τη δεξιά διατομή (ή διατομή πέρατος) της δοκού Δ1.1 λαμβάνονται υπόψιν οι εξής οπλισμοί:

ως οπλισμοί άνω: 2Φ10 montage, 1Φ14 από το άνοιγμα (το άλλο Φ14 δε δουλεύει για κάμψη καθώς κάμπτεται αμέσως), 2Φ10 από τη δοκό Δ1.2 (αφού οι κεκαμμένες διαμήκεις ράβδοι επεκτείνονται πάντα στο διπλανό άνοιγμα σε μήκος που είναι επαρκές για να θεωρηθεί ότι συμμετέχουν στην ανάληψη ροπής και στο διπλανό άνοιγμα),

ως οπλισμοί κάτω: 2Φ14 από το άνοιγμα, 2Φ10 από τη Δ1.2 (αφού στα περιμετρικά πλαίσια ο κάτω οπλισμός των περιμετρικών δοκών θεωρείται ότι επεκτείνεται στο διπλανό άνοιγμα).

Θεωρώντας τους εξής συμβολισμούς: (M) για montage, (A) για άνοιγμα της εκάστοτε δοκού, (Φ) για φουρκέτα και (Δx) για άνοιγμα διπλανής δοκού με αριθμό x, τα παραπάνω συνοψίζονται ως:

Δ1.1_Αρ: κάτω (2Φ14(A)+5Φ10(Φ)), άνω (2Φ10(M)+5Φ10(Φ)+1Φ14(A))

Δ1.1_M: κάτω (4Φ14(A)), άνω (2Φ10(M))

Δ1.1_Δεξ: κάτω (2Φ14(A)+2Φ10(Δ2)), άνω (2Φ10(M)+1Φ14(A)+2Φ10(Δ2)).

Μάλιστα, λόγω συμμετρίας η αριστερή διατομή (ή διατομή αρχής) της δοκού Δ1.1 είναι κοινή με τη δεξιά διατομή (ή διατομή αρχής επίσης) της δοκού Δ1.4, οπότε για τη Δ1.4 είναι:

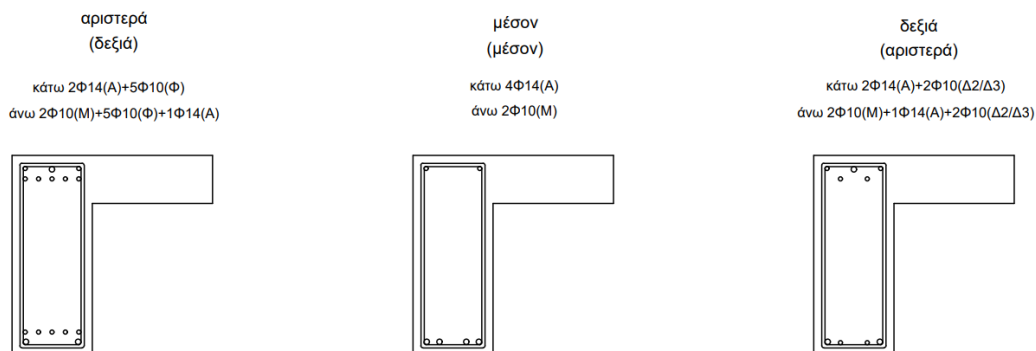
Δ1.4_Αρ: κάτω (2Φ14(A)+2Φ10(Δ3)), άνω (2Φ10(M)+1Φ14(A)+2Φ10(Δ3))

Δ1.4_M: κάτω (4Φ14(A)), άνω (2Φ10(M))

Δ1.4_Δεξ: κάτω (2Φ14(A)+5Φ10(Φ)), άνω (2Φ10(M)+5Φ10(Φ)+1Φ14(A)).

Ομοίως για τις Δ4.1, Δ4.4 του δεύτερου περιμετρικού πλαισίου παράλληλα στον καθολικό άξονα Χ. Έτσι, με μια διάταξη όπλισης με κωδικοποίηση Β1ΧΕΕ έχουν οριστεί 4 δοκοί του ισογείου (Δ1.1, Δ1.4, Δ4.1, Δ4.4), ελαχιστοποιώντας και το χρόνο περιγραφής του χωρικού φορέα στο λογισμικό αλλά και τις πιθανότητες για λανθασμένη προσομοίωση.

B1ΧΕΕ: 1Δ1.1, (1Δ1.4), 1Δ4.1, (1Δ4.4)



Σχήμα 5-10: Διαμόρφωση οπλισμών σε κατά μήκος διατομές της δοκού Δ1.1 του ξυλοτύπου οροφής ισογείου

Έστω τώρα η δοκός Δ2.2 του ξυλότυπου οροφής ισογείου με κωδικοποίηση Β1ΧΙΙ και οπλισμούς 4Φ10 κάτω και 2Φ10 άνω. Αυτοί οι οπλισμοί αναφέρονται στο άνοιγμα της δοκού και εν προκειμένω για τη μεσαία από τις 3 διατομές της δοκού. Οι μισές ράβδοι εφελκόμενου οπλισμού του ανοίγματος δηλαδή τα 2Φ10 από τα 4Φ10 κάμπτονται προς τα άνω στις περιοχές των στηρίξεων δεξιά κι αριστερά. Η μια από τις 2 κεκαμμένες ράβδους κάμπτεται αμέσως, στην παρειά του υποστυλώματος (Κ7 και Κ8 αντίστοιχα) και σε απόσταση $\approx 0.85H (=d-d_1) \leq 1.25H$ [28] κάμπτεται και η δεύτερη με το λοξό τμήμα να σχηματίζει 45 μοίρες με το διαμήκη άξονα της δοκού, όπου Η το ύψος της δοκού. Ομοίως με πριν, καθώς η μια από τις 2 κεκαμμένες ράβδους κάμπτεται αμέσως, στην παρειά του υποστυλώματος, γίνεται η παραδοχή ότι η συγκεκριμένη ράβδος δε συμμετέχει στην ανάληψη ροπής κάμψης καθώς δεν υπάρχει οριζόντιο τμήμα ράβδου εντός του καθαρού μήκους της δοκού και έτσι αγνοείται.

Έτσι, για την αριστερή διατομή (ή διατομή αρχής) της δοκού Δ2.2 λαμβάνονται υπόψιν οι εξής οπλισμοί:

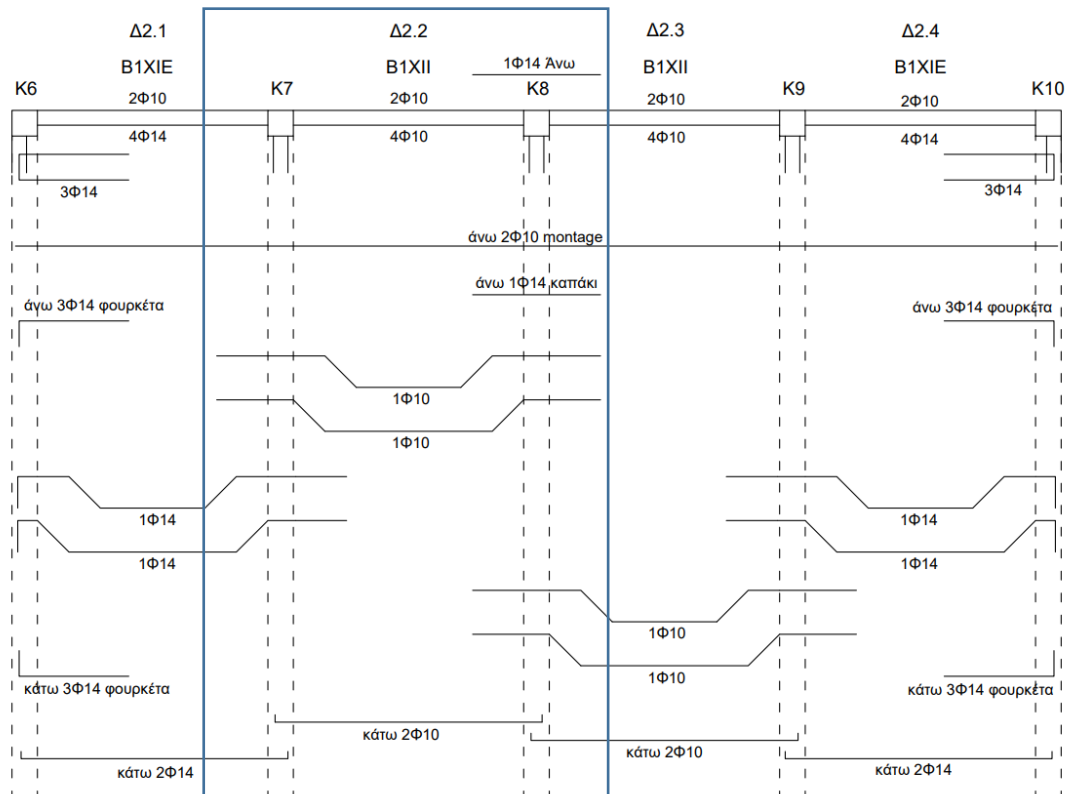
ως οπλισμοί άνω: 2Φ10 montage, 1Φ10 από το άνοιγμα (το άλλο Φ10 δε δουλεύει για κάμψη καθώς κάμπτεται αμέσως) και 2Φ14 από τη δοκό Δ2.1 (αφού οι κεκαμμένες διαμήκεις ράβδοι επεκτείνονται πάντα στο διπλανό άνοιγμα σε μήκος που είναι επαρκές για να θεωρηθεί ότι συμμετέχουν στην ανάληψη ροπής και στο διπλανό άνοιγμα),

ως οπλισμοί κάτω: 2Φ10 από το άνοιγμα, χωρίς να λαμβάνονται υπόψιν τα 2Φ14 της Δ2.1 αφού στα εσωτερικά πλαίσια ο κάτω οπλισμός των μεσαίων ανοιγμάτων δοκών αγκυρώνεται μέσα στον κόμβο και δεν επεκτείνεται για να αγκυρωθεί στο διπλανό άνοιγμα.

Για τη δεξιά διατομή (ή διατομή πέρατος) της δοκού Δ2.2 λαμβάνονται υπόψιν οι εξής οπλισμοί:

ως οπλισμοί άνω: 2Φ10 montage, 1Φ10 από το άνοιγμα (το άλλο Φ10 δε δουλεύει για κάμψη καθώς κάμπτεται αμέσως), 2Φ10 από τη δοκό Δ2.3 (αφού οι κεκαμμένες διαμήκεις ράβδοι επεκτείνονται πάντα στο διπλανό άνοιγμα σε μήκος που είναι επαρκές για να θεωρηθεί ότι συμμετέχουν στην ανάληψη ροπής και στο διπλανό άνοιγμα) και 1Φ14 καπάκι,

ως οπλισμοί κάτω: 2Φ10 από το άνοιγμα, χωρίς να λαμβάνονται υπόψιν τα 2Φ10 της Δ2.3 αφού στα εσωτερικά πλαίσια ο κάτω οπλισμός των μεσαίων ανοιγμάτων δοκών αγκυρώνεται μέσα στον κόμβο και δεν επεκτείνεται για να αγκυρωθεί στο διπλανό άνοιγμα.



Σχήμα 5-11: Κατά μήκος όπλιση δοκού Δ2.2 του ξυλοτύπου οροφής ισογείου

Θεωρώντας τους εξής συμβολισμούς: (M) για montage, (A) για άνοιγμα της εκάστοτε δοκού, (K) για καπάκι και (Δx) για άνοιγμα διπλανής δοκού με αριθμό x, τα παραπάνω συνοψίζονται ως:

Δ2.2_Αρ: κάτω (2Φ10(A)), άνω (2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ14(Δ1))

Δ2.2_M: κάτω (4Φ10(A)), άνω (2Φ10(M))

Δ2.2_Δεξ: κάτω (2Φ10(A)), άνω (2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ10(Δ3)+1Φ14(K)).

Μάλιστα, λόγω συμμετρίας η αριστερή διατομή (ή διατομή αρχής) της δοκού Δ2.2 είναι κοινή με τη δεξιά διατομή (ή διατομή αρχής επίσης) της δοκού Δ2.3, οπότε για τη Δ2.3 είναι:

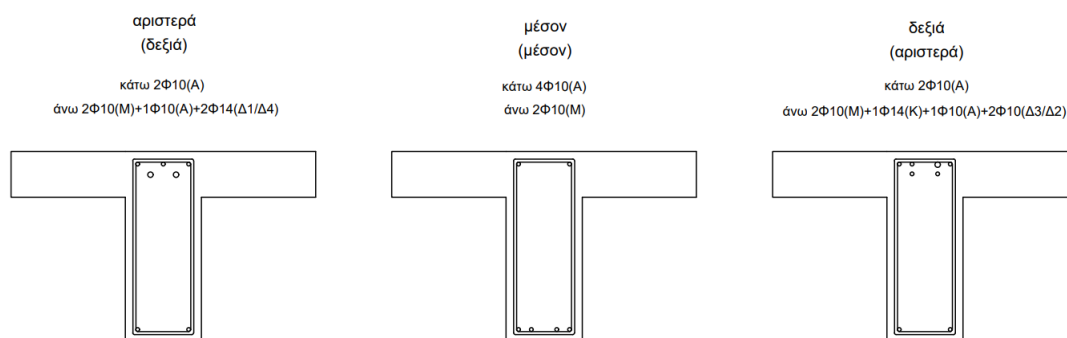
Δ2.3_Αρ: κάτω (2Φ10(A)), άνω (2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ10(Δ2)+1Φ14(K))

Δ2.3_M: κάτω (4Φ10(A)), άνω (2Φ10(M))

Δ2.3_Δεξ: κάτω (2Φ10(A)), άνω (2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ14(Δ4)).

Ομοίως για τις Δ3.2, Δ3.3 του δεύτερου εσωτερικού πλαισίου παράλληλα στον καθολικό άξονα X. Έτσι, με μια διάταξη όπλισης με κωδικοποίηση B1XII έχουν οριστεί 4 δοκοί του ισογείου (Δ2.2, Δ2.3, Δ3.2, Δ3.3), ελαχιστοποιώντας και το χρόνο περιγραφής του χωρικού φορέα στο λογισμικό αλλά και τις πιθανότητες για λανθασμένη προσομοίωση.

B1XII: 1Δ2.2, (1Δ2.3), 1Δ3.2, (1Δ3.3)



Σχήμα 5-12: Διαμόρφωση οπλισμών σε κατά μήκος διατομές της δοκού Δ2.2 του ξυλοτύπου οροφής ισογείου

Η ίδια διαδικασία ακολουθείται προκειμένου να μορφωθούν όλες οι διατάξεις όπλισης των δοκών και στη συνέχεια να ορισθούν στο λογισμικό ώστε να αντιστοιχηθούν στα δοκάρια του υπό μελέτη κτιρίου. Στα Παραρτήματα B1 και B2 υπάρχουν όλες οι διατομές και διατάξεις όπλισης που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των δοκών του κτιρίου.

5.5.2 Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Δοκών του Υφιστάμενου Φορέα σε Επίπεδο Διατομής

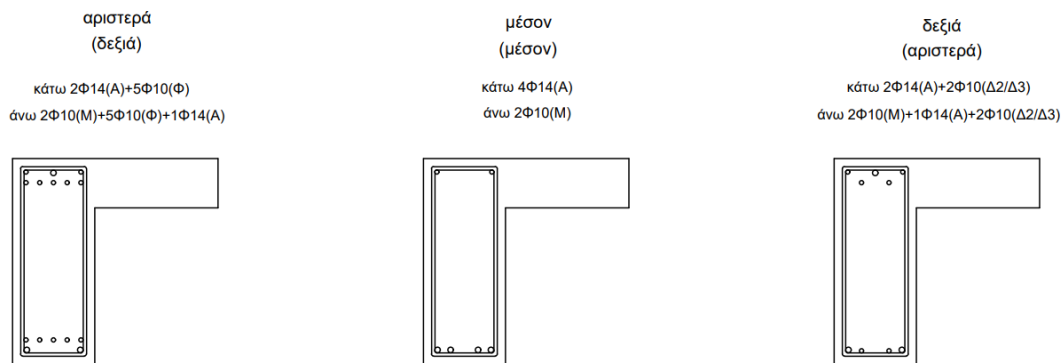
Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, αυτές οι διατάξεις όπλισης στη συνέχεια εισάγονται στο λογισμικό με στόχο να προσομοιωθεί η ανελαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων και συγκεκριμένα των διατομών τους, στις οποίες αναμένεται να υπερβούν τα όρια διαρροής των υλικών κατασκευής τους. Από την ικανότητα αυτών των επιμέρους διατομών των δομικών στοιχείων να εισέρχονται στην ανελαστική περιοχή τους θα προκύψει τελικά η ικανότητα της κατασκευής [12].

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1] δίνει στο παράρτημα 7Α αναλυτικές σχέσεις για τη ροπή διαρροής M_y και την καμπυλότητα στη διαρροή $(1/r)_y$ για ορθογωνικές διατομές και συνθετότερες διατομές με σταθερή όμως θλιβόμενη ζώνη, καθώς και κάποιες ημιεμπειρικές σχέσεις. Σε γενικότερες, όμως, περιπτώσεις διατομών με τυχούσα τοποθέτηση οπλισμών, οι σχέσεις αυτές ισχύουν μόνο προσεγγιστικά [14].

Σ' αυτό το σημείο μπορούν να επαληθευτούν τα υπολογιζόμενα από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ διαγράμματα ροπής – καμπυλότητας (Μ-κ), ενδεικτικά για μια δοκό εδώ και στα επόμενα για ένα υποσύλωμα.

Έστω, λοιπόν, η δοκός Δ1.1 του ξυλότυπου οροφής ισογείου με κωδικοποίηση B1XEE και διάταξη όπλισης όπως φαίνεται στο Σχήμα 5-13:

B1ΧΕΕ: 1Δ1.1, (1Δ1.4), 1Δ4.1, (1Δ4.4)

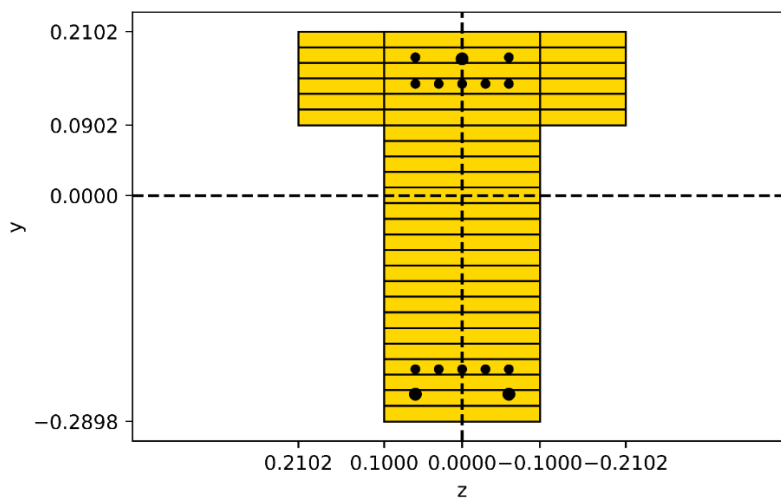


Σχήμα 5-13: Διαμόρφωση οπλισμών σε κατά μήκος διατομές της δοκού Δ1.1 του ξυλοτύπου οροφής ισογείου

Αρχικά, αναλύεται η αριστερή διατομή (ή διατομή αρχής) της δοκού Δ1.1 για την οποία η όπλιση είναι:

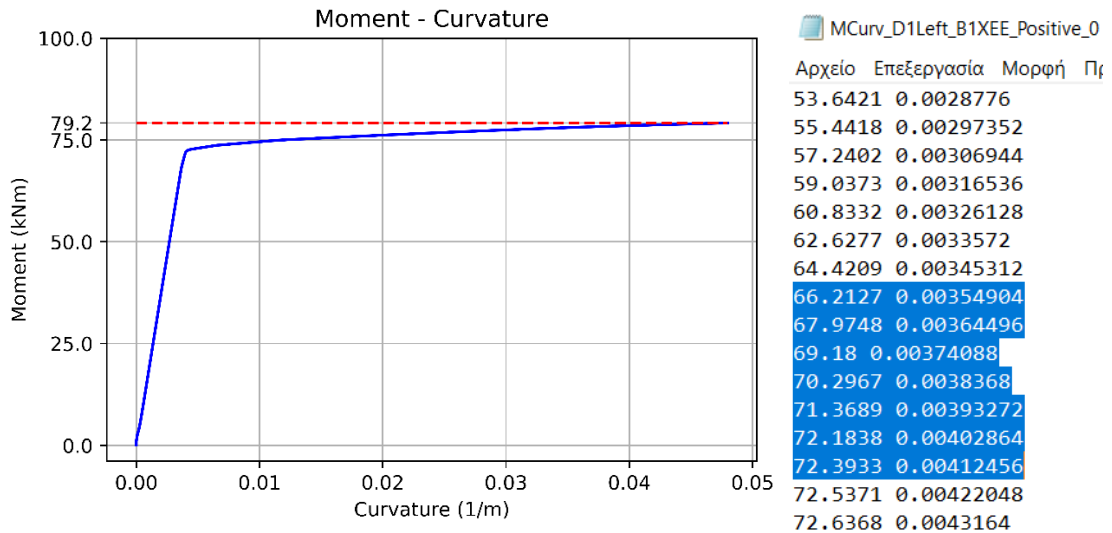
Δ1.1_Aρ: κάτω (2Φ14(A)+5Φ10(Φ)), άνω (2Φ10(M)+5Φ10(Φ)+1Φ14(A)).

Για θετικές ροπές που το εφελκόμενο πέλμα είναι το κάτω, οπότε το άνω είναι θλιβόμενο (θλίβεται η πλάκα), υπάρχει λειτουργία πλακοδοκού με συνεργαζόμενο πλάτος B_{eff} .



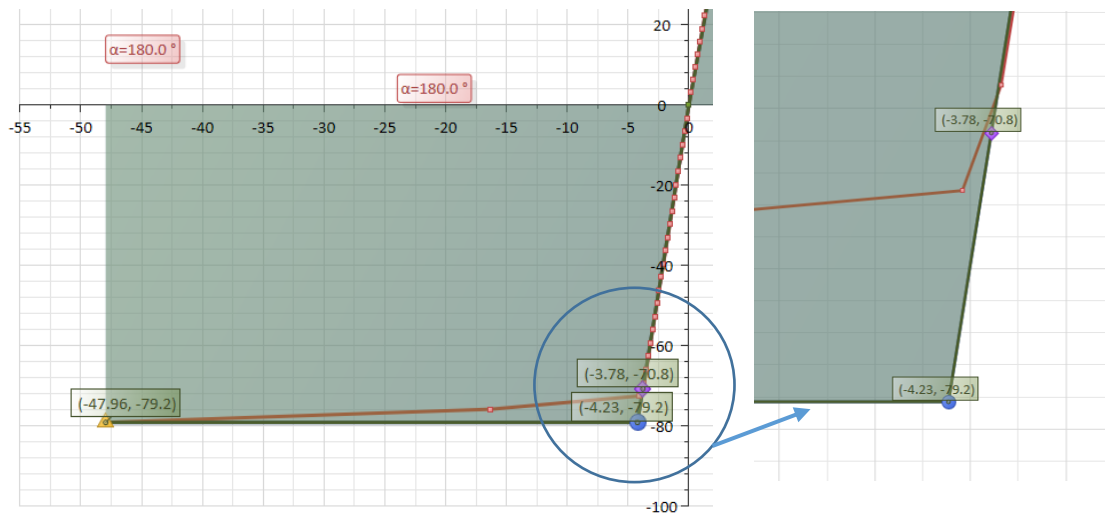
Σχήμα 5-14: Διατομή αρχής της δοκού Δ1.1 υπό θετικές ροπές (OpenSeesPy)

Από την ανάλυση της διατομής για μηδενικό αξονικό φορτίο ($N=0\text{kN}$ για δοκό), το διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας είναι:



Σχήμα 5-15: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής αρχής της δοκού Δ1.1 υπό θετικές ροπές (OpenSeesPy)

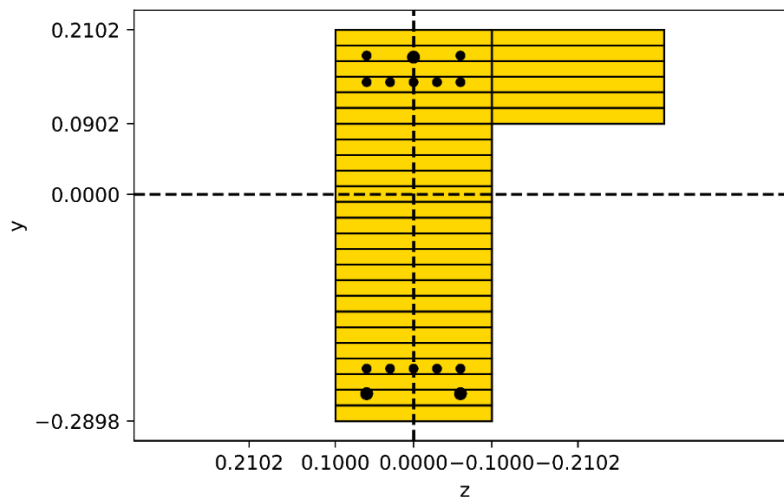
με οριακή ροπή 79.192kNm (=79.2kNm όπως φαίνεται στον άξονα των ροπών) και με την απομείωση της κλίσης του διαγράμματος να αρχίζει για ροπή ≈ 70 kNm και για καμπυλότητα διατομής $\approx 0.0038(1/m)$. Η ίδια ανάλυση διατομής προκύπτει και από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ με οριακή ροπή 79.2kNm (η οποία έχει επίσης απεικονιστεί με οριζόντια διακεκομμένη γραμμή στο προηγούμενο M-κ του OpenSees για λόγους σύγκρισης).



Σχήμα 5-16: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής αρχής της δοκού Δ1.1 υπό θετικές ροπές (ΡΑΦ ΤΟΛ)

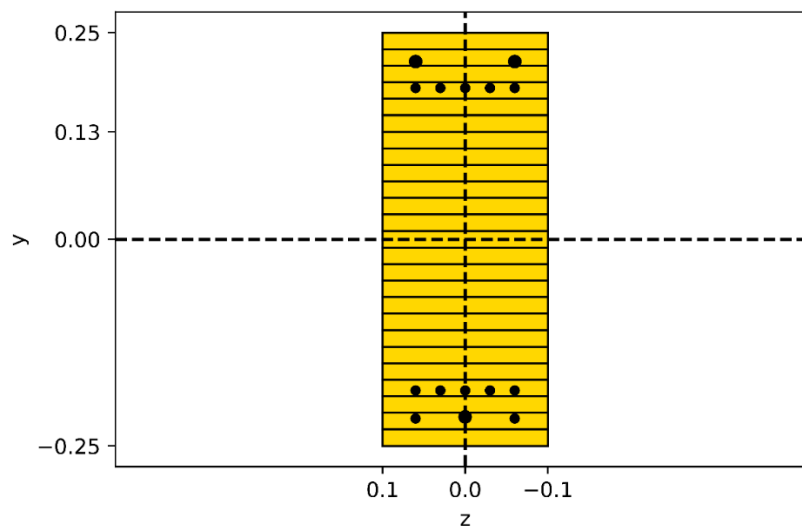
Δεδομένου ότι η δοκός Δ1.1 ανήκει σε περιμετρικό πλαίσιο, στην πραγματικότητα είναι δοκός τύπου Γ με πέλμα μόνο από τη μια πλευρά (έστω ότι η πλάκα βρίσκεται δεξιά του κορμού). Ωστόσο, επειδή οι δοκοί του υπό μελέτη κτιρίου καταπονούνται σε μονοαξονική κάμψη περί τον ισχυρό τους άξονα (με $N=0$ kN) λόγω της διαφραγματικής

λειτουργίας που προσφέρει η πλάκα, τότε η ανάλυση πλακοδοκού όσο και η ανάλυση δοκού τύπου Γ δίνει τα ίδια ακριβώς αποτελέσματα.



Σχήμα 5-17: Πραγματική διατομή αρχής της δοκού Δ1.1 υπό θετικές ροπές (OpenSeesPy)

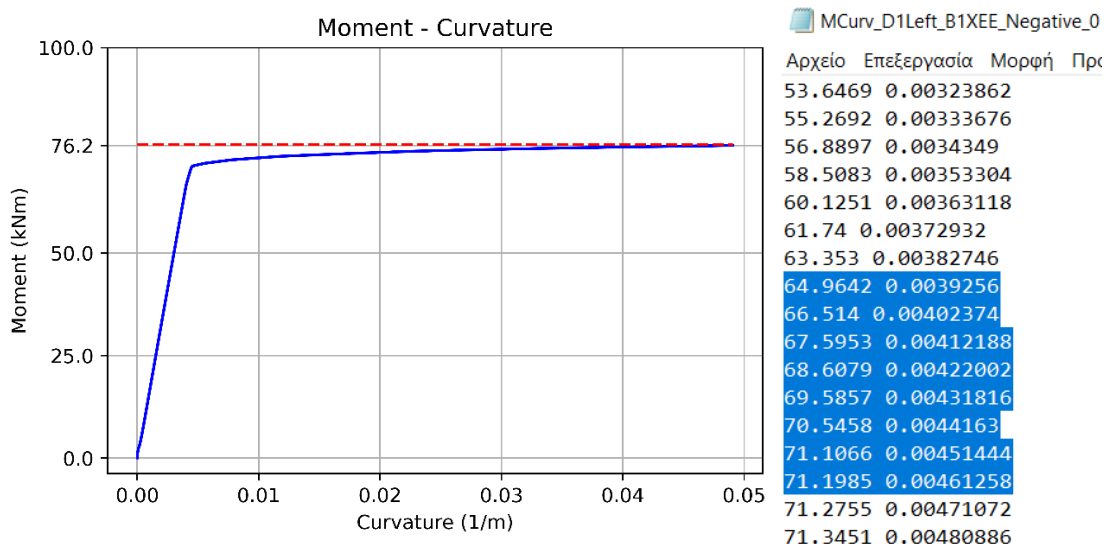
Για αρνητικές ροπές που το εφελκόμενο πέλμα είναι το άνω, οπότε το κάτω είναι θλιβόμενο, υπάρχει λειτουργία ορθογωνικής διατομής με πλάτος κορμού B_w .



Σχήμα 5-18: Διατομή αρχής της δοκού Δ1.1 υπό αρνητικές ροπές (OpenSeesPy)

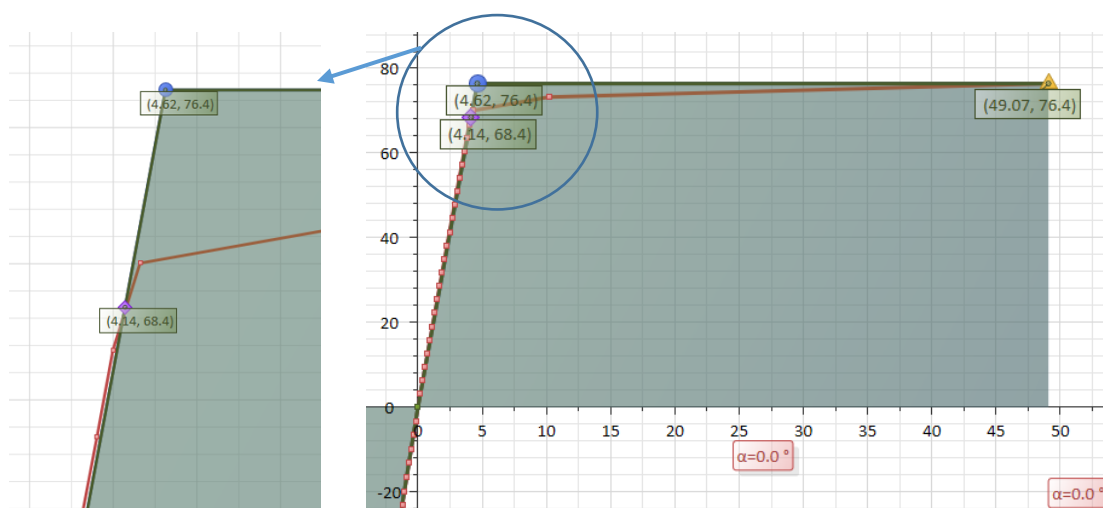
Σχόλιο για το Σχήμα 5-18: τα άνω σίδερα της δοκού (βάσει του Σχήματος 5-14) έχουν τοποθετηθεί σκόπιμα στο κάτω μέρος της δοκού του Σχήματος 5-18 καθώς η ροπή που εφαρμόζεται κατά την ανάλυση των διατομών στο OpenSeesPy είναι σταθερά αριστερόστροφης φοράς.

Από την ανάλυση της διατομής για μηδενικό αξονικό φορτίο ($N=0\text{kN}$ για δοκό), το διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας είναι:



Σχήμα 5-19: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής αρχής της δοκού Δ1.1 υπό αρνητικές ροπές (OpenSeesPy)

με οριακή ροπή 76.185kNm (=76.2kNm όπως φαίνεται στον άξονα των ροπών) και με την απομείωση της κλίσης του διαγράμματος να αρχίζει για ροπή ≈ 70 kNm και για καμπυλότητα διατομής $\approx 0.0044(1/m)$. Η ίδια ανάλυση διατομής προκύπτει και από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ με οριακή ροπή 76.4kNm (η οποία έχει επίσης απεικονιστεί με οριζόντια διακεκομμένη γραμμή στο προηγούμενο M-κ του OpenSees για λόγους σύγκρισης).

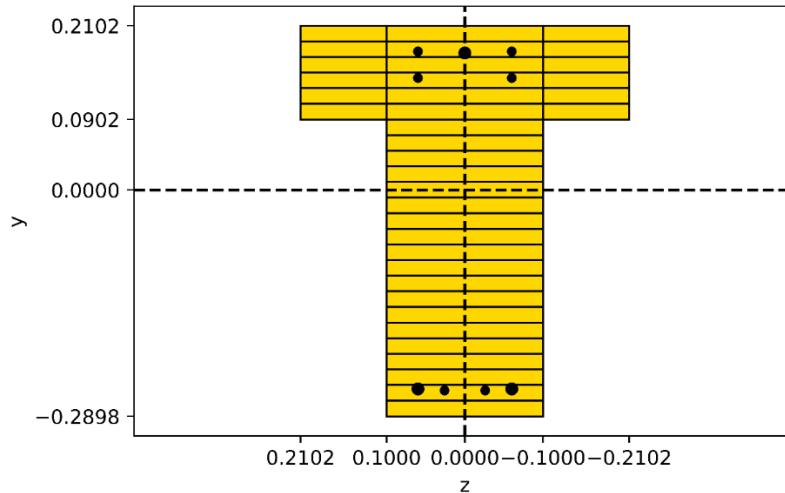


Σχήμα 5-20: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής αρχής της δοκού Δ1.1 υπό αρνητικές ροπές (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Στη συνέχεια, αναλύεται η δεξιά διατομή (ή διατομή πέρατος) της δοκού Δ1.1 για την οποία η όπλιση είναι:

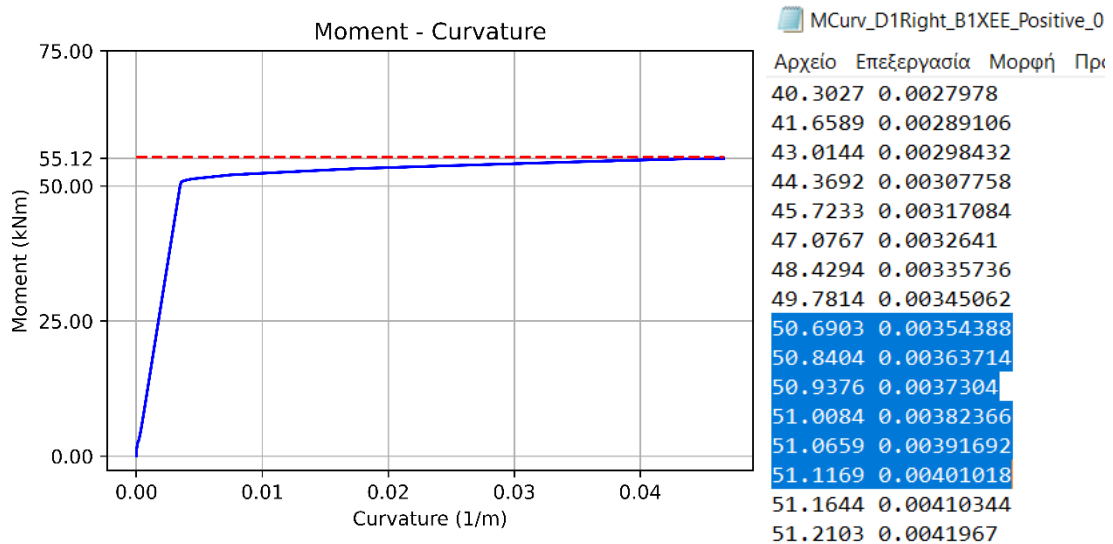
Δ1.1_Δεξ: κάτω (2Φ14(A)+2Φ10(Δ2)), άνω (2Φ10(M)+1Φ14(A)+2Φ10(Δ2)).

Για θετικές ροπές που το εφελκυσμένο πέλμα είναι το κάτω, οπότε το άνω είναι θλιβόμενο (θλίβεται η πλάκα), υπάρχει λειτουργία πλακοδοκού με συνεργαζόμενο πλάτος B_{eff} .



Σχήμα 5-21: Διατομή πέρατος της δοκού Δ1.1 υπό θετικές ροπές (OpenSeesPy)

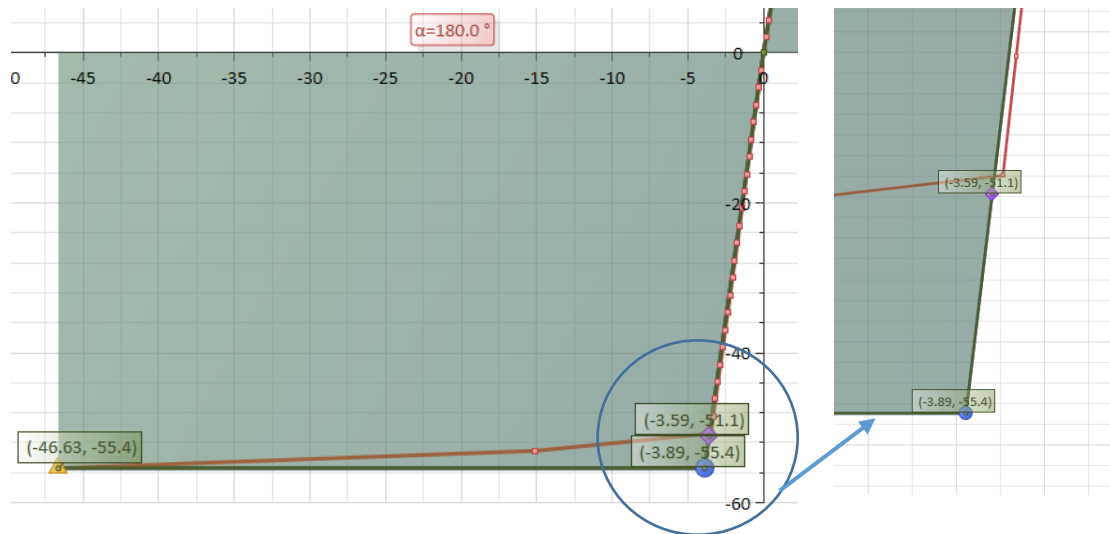
Από την ανάλυση της διατομής για μηδενικό αξονικό φορτίο ($N=0kN$ για δοκό), το διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας είναι:



Σχήμα 5-22: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής πέρατος της δοκού Δ1.1 υπό θετικές ροπές (OpenSeesPy)

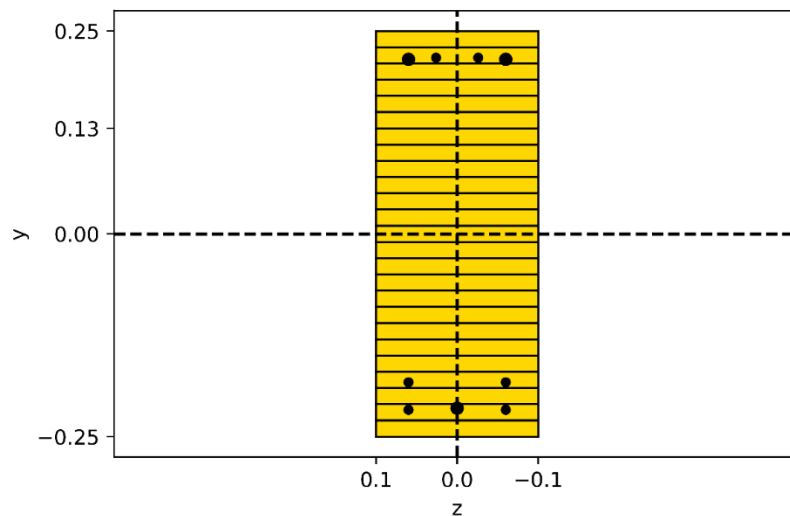
με οριακή ροπή 55.117kNm (=55.12kNm όπως φαίνεται στον άξονα των ροπών) και με την απομείωση της κλίσης του διαγράμματος να αρχίζει για ροπή $\approx 51kNm$ και για καμπυλότητα διατομής $\approx 0.0038(1/m)$. Η ίδια ανάλυση διατομής προκύπτει και από το

λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ με οριακή ροπή 55.4kNm (η οποία έχει επίσης απεικονιστεί με οριζόντια διακεκομμένη γραμμή στο προηγούμενο Μ-κ του OpenSees για λόγους σύγκρισης).



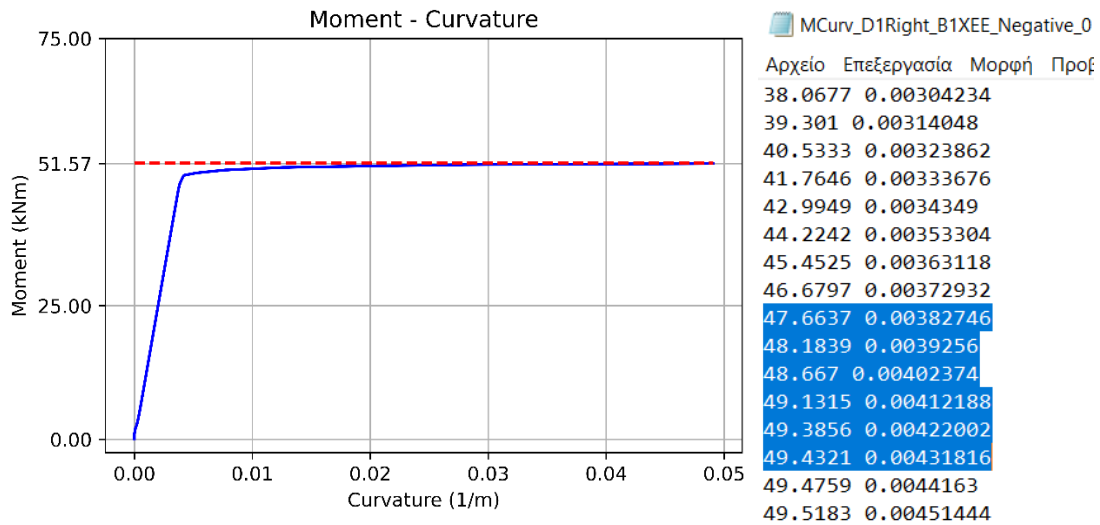
Σχήμα 5-23: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας Μ-κ διατομής πέρατος της δοκού Δ1.1 υπό θετικές ροπές (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Για αρνητικές ροπές που το εφελκόμενο πέλμα είναι το άνω, οπότε το κάτω είναι θλιβόμενο, υπάρχει λειτουργία ορθογωνικής διατομής με πλάτος κορμού B_w .



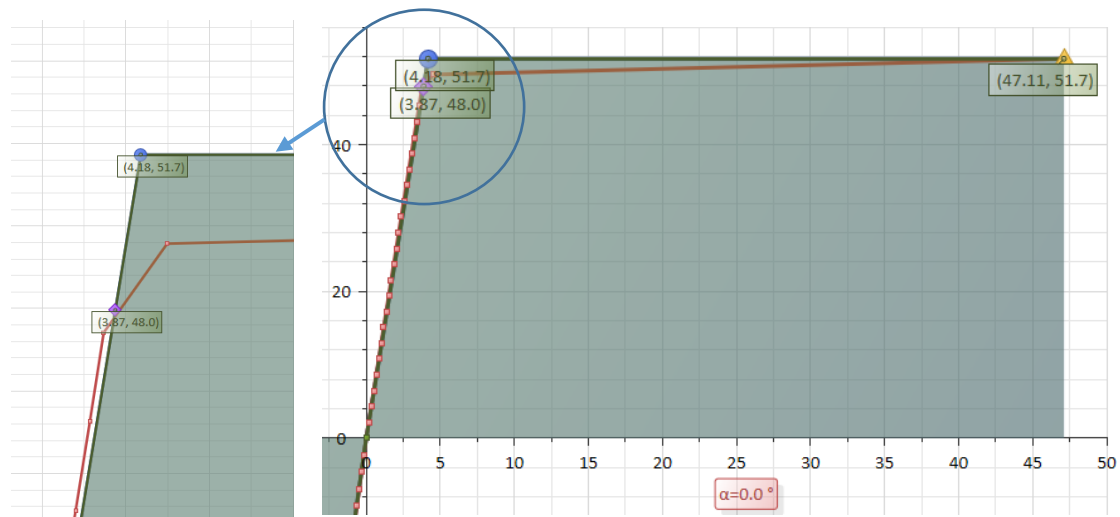
Σχήμα 5-24: Διατομή πέρατος της δοκού Δ1.1 υπό αρνητικές ροπές (OpenSeesPy)

Από την ανάλυση της διατομής για μηδενικό αξονικό φορτίο ($N=0\text{kN}$ για δοκό), το διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας είναι:



Σχήμα 5-25: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής πέρατος της δοκού Δ1.1 υπό αρνητικές ροπές (OpenSeesPy)

με οριακή ροπή 51.569kNm ($=51.57\text{kNm}$ όπως φαίνεται στον άξονα των ροπών) και με την απομείωση της κλίσης του διαγράμματος να αρχίζει για ροπή $\approx 48\text{kNm}$ και για καμπυλότητα διατομής $\approx 0.0039(1/m)$. Η ίδια ανάλυση διατομής προκύπτει και από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ με οριακή ροπή 51.7kNm (η οποία έχει επίσης απεικονιστεί με οριζόντια διακεκομμένη γραμμή στο προηγούμενο M-κ του OpenSees για λόγους σύγκρισης).

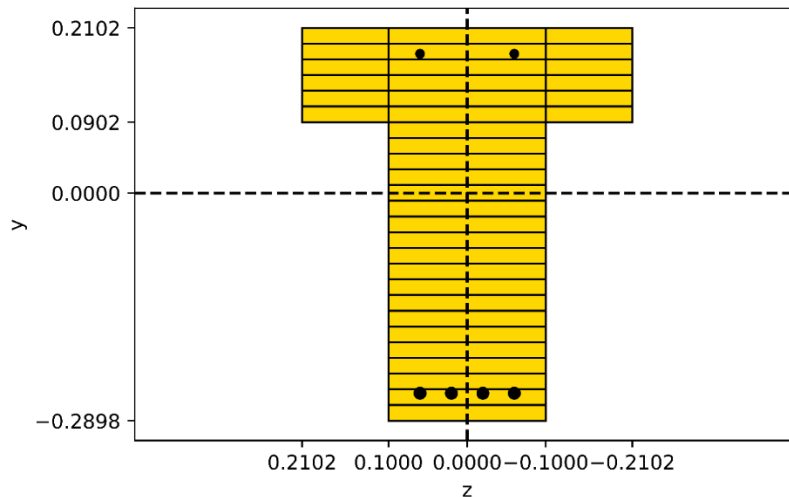


Σχήμα 5-26: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής πέρατος της δοκού Δ1.1 υπό αρνητικές ροπές (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Τέλος, αναλύεται η μεσαία διατομή (ή διατομή ανοίγματος) της δοκού Δ1.1 για την οποία η όπλιση είναι:

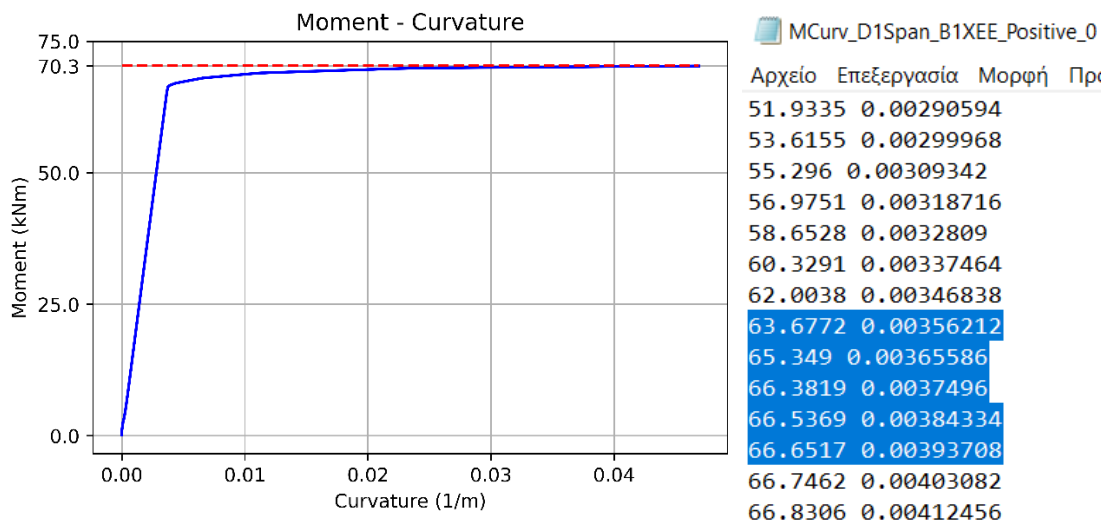
Δ1.1_M: κάτω (4Φ14(A)), άνω (2Φ10(M))

Για θετικές ροπές που το εφελκόμενο πέλμα είναι το κάτω, οπότε το άνω είναι θλιβόμενο (θλίβεται η πλάκα), υπάρχει λειτουργία πλακοδοκού με συνεργαζόμενο πλάτος B_{eff} .



Σχήμα 5-27: Διατομή ανοίγματος της δοκού Δ1.1 υπό θετικές ροπές (OpenSeesPy)

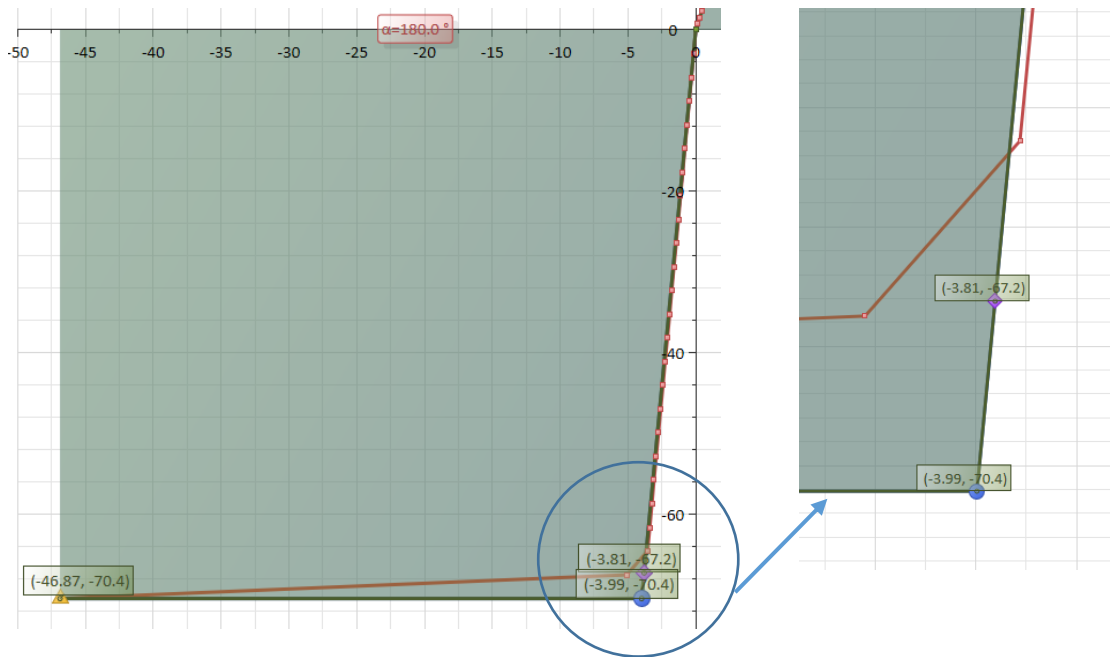
Από την ανάλυση της διατομής για μηδενικό αξονικό φορτίο ($N=0kN$ για δοκό), το διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας είναι:



Σχήμα 5-28: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής ανοίγματος της δοκού Δ1.1 υπό θετικές ροπές (OpenSeesPy)

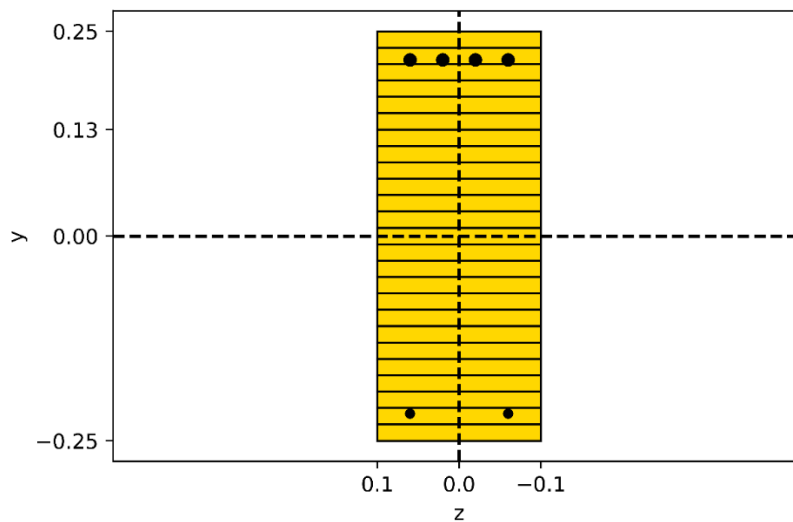
με οριακή ροπή 70.292kNm (=70.3kNm όπως φαίνεται στον άξονα των ροπών) και με την απομείωση της κλίσης του διαγράμματος να αρχίζει για ροπή $\approx 66kNm$ και για

καμπυλότητα διατομής $\approx 0.0037(1/m)$. Η ίδια ανάλυση διατομής προκύπτει και από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ με οριακή ροπή 70.4kNm (η οποία έχει επίσης απεικονιστεί με οριζόντια διακεκομμένη γραμμή στο προηγούμενο Μ-κ του OpenSees για λόγους σύγκρισης).



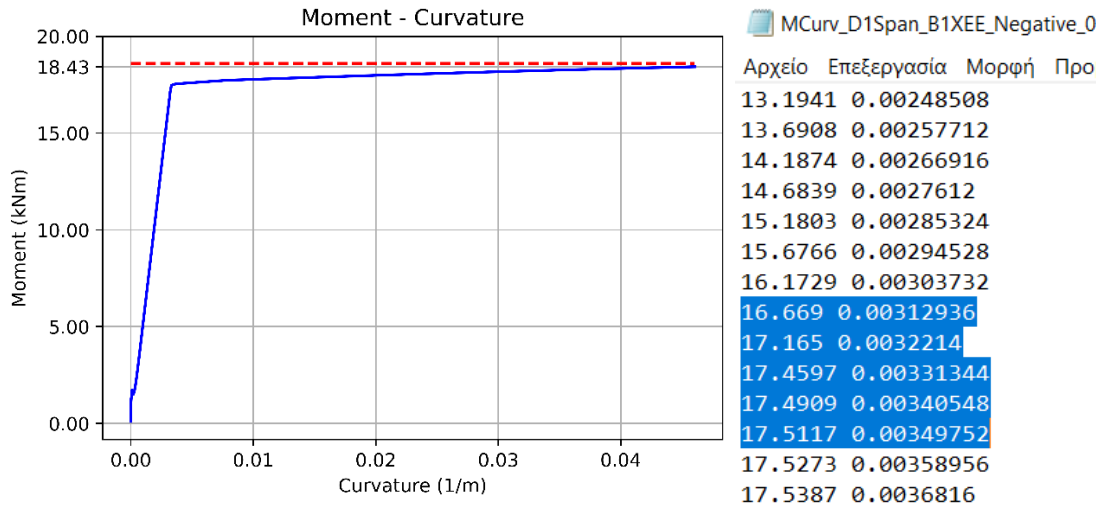
Σχήμα 5-29: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας Μ-κ διατομής ανοίγματος της δοκού Δ1.1 υπό θετικές ροπές (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Για αρνητικές ροπές που το εφελκόμενο πέλμα είναι το άνω, οπότε το κάτω είναι θλιβόμενο, υπάρχει λειτουργία ορθογωνικής διατομής με πλάτος κορμού B_w .



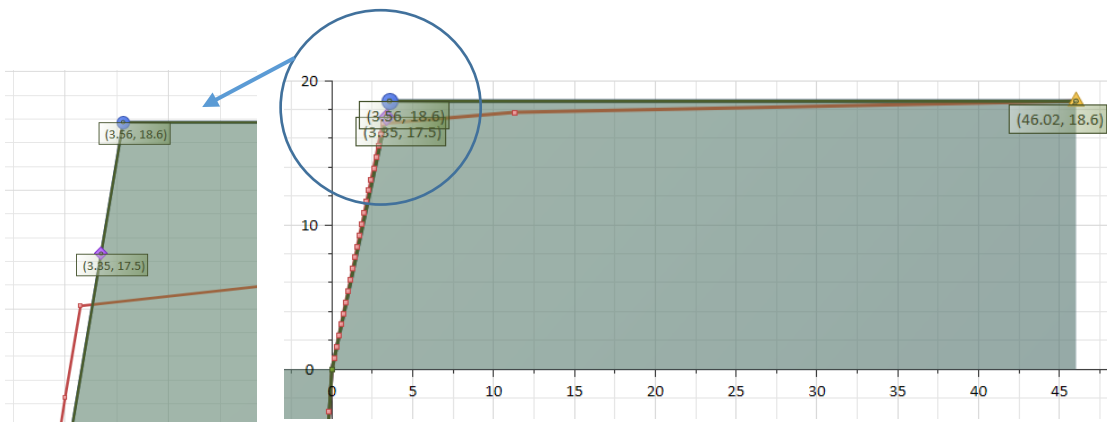
Σχήμα 5-30: Διατομή ανοίγματος της δοκού Δ1.1 υπό αρνητικές ροπές (OpenSeesPy)

Από την ανάλυση της διατομής για μηδενικό αξονικό φορτίο ($N=0kN$ για δοκό), το διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας είναι:



Σχήμα 5-31: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής ανοίγματος της δοκού Δ1.1 υπό αρνητικές ροπές (OpenSeesPy)

με οριακή ροπή 18.426kNm (=18.43kNm όπως φαίνεται στον άξονα των ροπών) και με την απομείωση της κλίσης του διαγράμματος να αρχίζει για ροπή ≈17kNm και για καμπυλότητα διατομής ≈0.0032(1/m). Η ίδια ανάλυση διατομής προκύπτει και από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ με οριακή ροπή 18.6kNm (η οποία έχει επίσης απεικονιστεί με οριζόντια διακεκομμένη γραμμή στο προηγούμενο M-κ του OpenSees για λόγους σύγκρισης).



Σχήμα 5-32: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής ανοίγματος της δοκού Δ1.1 υπό αρνητικές ροπές (ΡΑΦ ΤΟΛ)

5.5.3 Διατάξεις Όπλισης Υποστυλωμάτων του Υφιστάμενου Φορέα

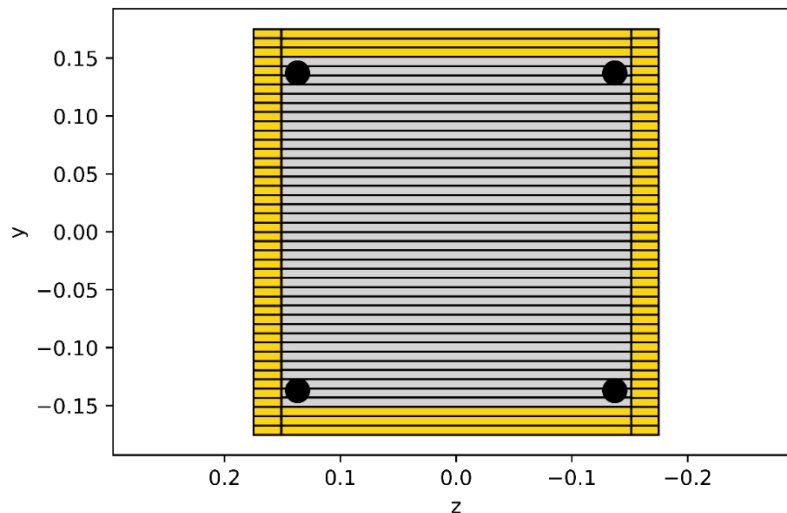
Σ’ αυτό το σημείο αξίζει να γίνει μια υπενθύμιση κάποιων αποτελεσμάτων διαστασιολόγησης που αφορούν τα υποστυλώματα του υπό μελέτη κτιρίου. Συγκεκριμένα, όλα τα πλαίσια έχουν τετραγωνικά υποστυλώματα 35x35 στο ισόγειο, τα οποία μειώνονται σε 30x30 στον 1^ο όροφο και στη συνέχεια μειώνονται επιπλέον σε 25x25 στους υπόλοιπους ορόφους, εκτός από τα γωνιακά υποστυλώματα, τα οποία παραμένουν 30x30. Στους ανώτερους 2 ορόφους ο οπλισμός στα υποστυλώματα είναι

ο ελάχιστος επιτρεπόμενος (4Φ14 σε υποστυλώματα 25x25). Τα παραπάνω αποτυπώνονται ενδεικτικά σε δύο υποστυλώματα του ξυλοτύπου οροφής ισογείου.

5.5.4 Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Υποστυλωμάτων του Υφιστάμενου Φορέα σε Επίπεδο Διατομής

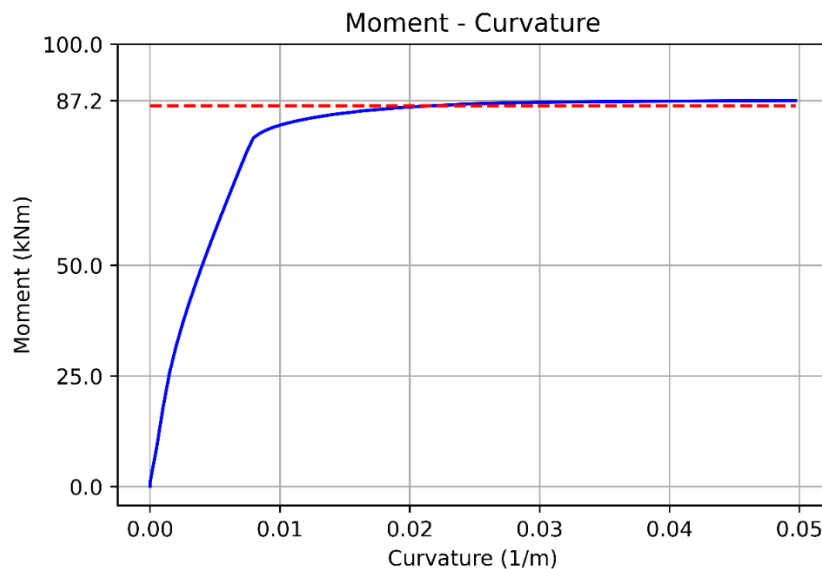
Σ' αυτό το σημείο μπορούν να επαληθευτούν τα υπολογιζόμενα από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ διαγράμματα ροπής – καμπυλότητας (Μ-κ) για ένα υποστυλώμα.

Έστω, λοιπόν, το υποστυλώμα Κ1 (35x35) του ξυλοτύπου οροφής ισογείου με κωδικοποίηση C11 και διάταξη όπλισης (4Φ20) όπως φαίνεται παρακάτω:

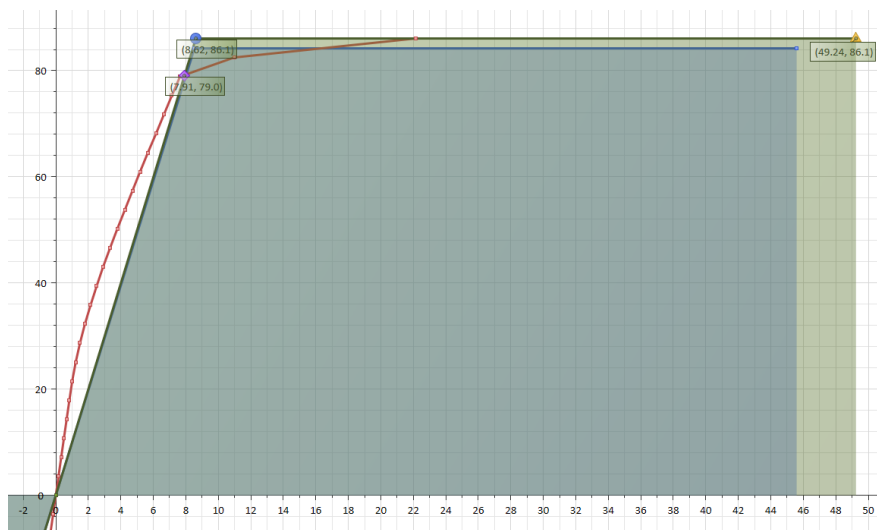


Σχήμα 5-33: Διατομή υποστυλώματος Κ1 του ξυλοτύπου οροφής ισογείου (OpenSeesPy)

ενδεικτικά για θλιπτικό αξονικό φορτίο 300kN:

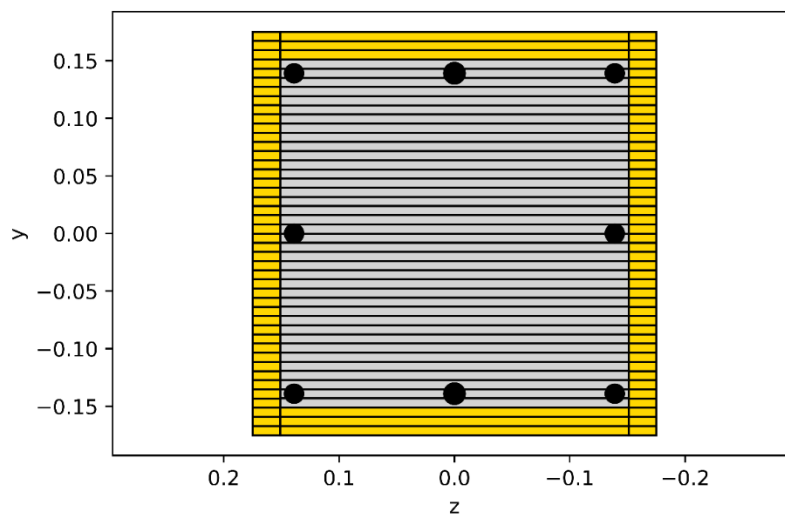


Σχήμα 5-34: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας Μ-κ υποστυλώματος Κ1 του ξυλοτύπου οροφής ισογείου για θλιπτική αξονική δύναμη 300kN (OpenSeesPy)



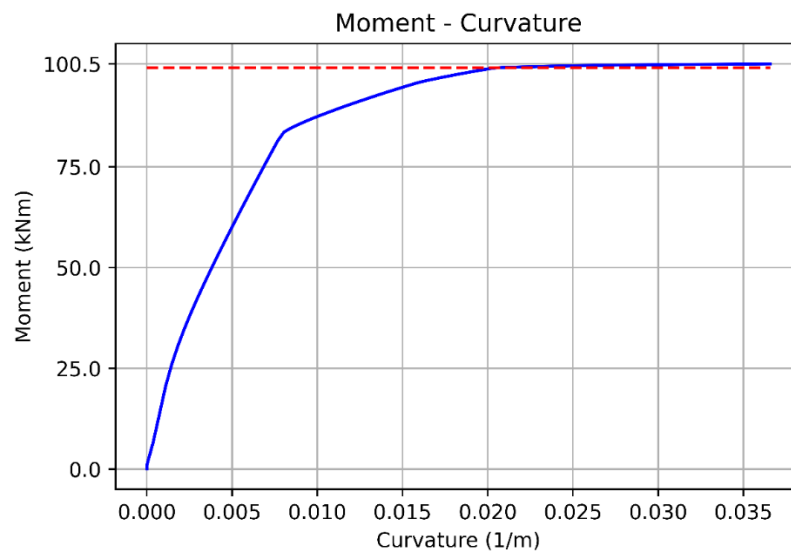
Σχήμα 5-35: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ υποστυλώματος K1 του ξυλοτύπου οροφής ισογείου για θλιπτική αξονική δύναμη 300kN (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Έστω, και το υποστυλωμα K6 (35x35) του ξυλοτύπου οροφής ισογείου με κωδικοποίηση C14 και διάταξη όπλισης (2Φ18+6Φ16) όπως φαίνεται παρακάτω:

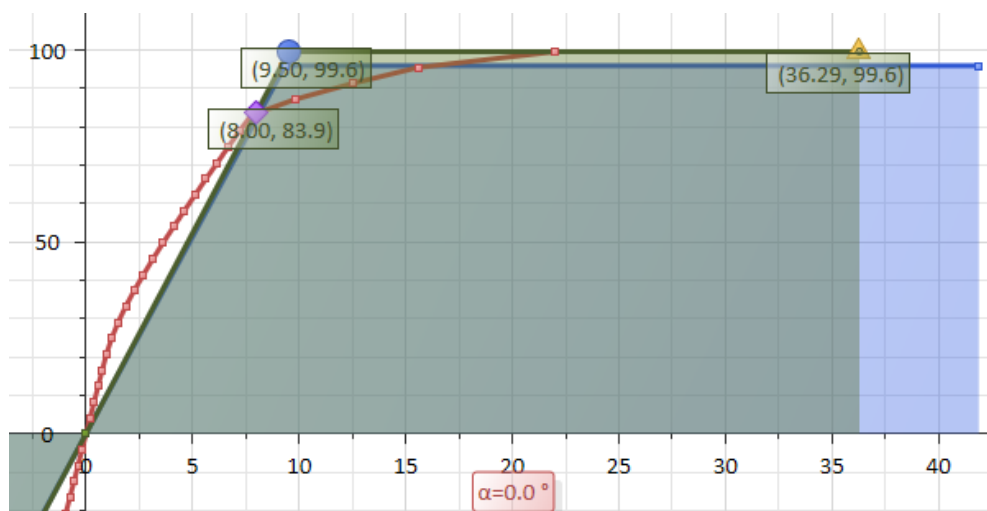


Σχήμα 5-36: Διατομή υποστυλώματος K6 του ξυλοτύπου οροφής ισογείου (OpenSeesPy)

ενδεικτικά για θλιπτικό αξονικό φορτίο 300kN:



Σχήμα 5-37: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ υποστυλώματος Κ6 του ξυλοτύπου οροφής ισογείου για θλιπτική αξονική δύναμη 300kN (OpenSeesPy)



Σχήμα 5-38: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ υποστυλώματος Κ6 του ξυλοτύπου οροφής ισογείου για θλιπτική αξονική δύναμη 300kN (ΡΑΦ ΤΟΛ)

6 ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

6.1 ΥΛΙΚΑ – Σ.Α.Δ. – ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ – ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

6.1.1 Υλικά Κατασκευής

Υπενθυμίζονται από την ενότητα 5.3.3 τα υλικά του υφιστάμενου φορέα που είναι σκυρόδεμα B160 και χάλυβας S220 για τους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς.

6.1.2 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

Για τις ανάγκες της αποτίμησης, θεωρείται γενικά «Ικανοποιητική» Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων, τόσο για τα υλικά (ΣΑΔ_Υ), όσο και για τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες (ΣΑΔ_Λ) και τα γεωμετρικά στοιχεία (ΣΑΔ_Γ). Έτσι, για το χάλυβα οπλισμών, λαμβάνονται οι «Ερήμην» τιμές του Παραρτήματος 3.1 του ΚΑΝΕΠΕ, δηλαδή μέση τιμή $f_{ym} = 280\text{MPa}$ και χαρακτηριστική $f_{yk} = f_{ym} - s_y = 280 - 40 = 240\text{MPa}$ και στην περίπτωση αυτή μπορεί πράγματι να θεωρηθεί «Ικανοποιητική» ΣΑΔ_Υ για το χάλυβα. Για το σκυρόδεμα, γίνεται η υπόθεση ότι έχει εκτιμηθεί η αντοχή του με έμμεσες μεθόδους και επί τόπου διερεύνηση και λαμβάνεται ως μέση τιμή αντοχής $f_{cm} = 16\text{MPa}$ και χαρακτηριστική $f_{ck} = 16 - 4 = 12\text{MPa}$.

6.1.3 Συντελεστές Ασφαλείας

Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών (μετακινήσεων, στροφών κ.λπ.), οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις μέσες τιμές τους (ΚΑΝΕΠΕ §4.4.3α). Επίσης, όταν για τον υπολογισμό των αντιστάσεων χρησιμοποιούνται οι «μέσες» τιμές ιδιοτήτων των υλικών, οι συντελεστές γ_m είναι κατ' αρχήν περίπου ίσοι με τη μονάδα, αυξάνονται δε καταλλήλως προκειμένου να ληφθούν υπόψιν αβεβαιότητες γεωμετρικών διαστάσεων (για τα υφιστάμενα υλικά) ή και δυσχέρειες στην επιτόπου επίτευξη και στον έλεγχο των αντοχών (για τα προστιθέμενα υλικά) (ΚΑΝΕΠΕ §4.5.3.3). Έτσι, για «Ικανοποιητική» ΣΑΔ_Λ & ΣΑΔ_Υ και αν η τυπική

απόκλιση των επιμέρους τιμών είναι σχετικά μικρή, μπορεί να ληφθεί $\gamma_m = 1.00$ για τα υφιστάμενα υλικά. Πρακτικώς, όμως, συνιστάται να λαμβάνεται υπόψη τιμή $\gamma_m = 1.10$. (ΚΑΝΕΠΕ Σ§4.5.3.3). Έτσι, λαμβάνονται συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα $\gamma_c = 1.10$ και συντελεστής ασφαλείας για το χάλυβα $\gamma_s = 1.10$.

Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών («δυνάμεων»), οι ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών συγκεκριμένου (επιμέρους) δομικού στοιχείου αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις μέσες τιμές τους μειωμένες κατά μία τυπική απόκλιση, άρα με τις χαρακτηριστικές τιμές (ΚΑΝΕΠΕ §4.4.3α). Όσον αφορά τους συντελεστές ασφαλείας, αυτοί επιλέγονται με βάση τις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων για τα υλικά και τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες (ΚΑΝΕΠΕ §4.5.3.1). Έτσι, για το σκυρόδεμα και για Ικανοποιητική ΣΑΔ_γ, η τιμή του συντελεστή ασφαλείας είναι $\gamma_c = 1.30$ (ΚΑΝΕΠΕ §4.5.3.1α). Για το χάλυβα οπλισμού, για Ικανοποιητική ΣΑΔ_λ και Ικανοποιητική ΣΑΔ_γ, η τιμή του συντελεστή ασφαλείας είναι $\gamma_s = 1.15$ (ΚΑΝΕΠΕ §4.5.3.1β2).

Τέλος, ο συντελεστής γ_{sd} του προσομοιώματος λαμβάνεται ίσος με μονάδα από τον πίνακα Σ4.2 του ΚΑΝΕΠΕ θεωρώντας ότι δεν υπάρχουν βλάβες και επεμβάσεις.

6.1.4 Τιμές Αντοχών Σχεδιασμού Υλικών Κατασκευής

Για ελέγχους σε όρους παραμορφώσεων, δηλαδή με χρήση μέσων τιμών υλικών:

για συντελεστή ασφαλείας σκυροδέματος $\gamma_c = 1.10$, η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος μπορεί να ληφθεί ως $f_{cd} = f_{cm}/\gamma_c = 16/1.10 = 14.545\text{MPa}$ και το μέτρο ελαστικότητας ως $E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22 \cdot (16/10)^{0.3} = 25.331\text{GPa} = 25331369.8\text{kPa}$ (Πίνακας 3.1, EN1992-1-1:2004),

για συντελεστή ασφαλείας χάλυβα $\gamma_s = 1.10$, η αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα μπορεί να ληφθεί ως $f_{yd} = f_{ym}/\gamma_c = 280/1.10 = 254.545\text{MPa}$ και το μέτρο ελαστικότητας ως $E_s = 200\text{GPa} = 200000000\text{kPa}$.

Για ελέγχους σε όρους δυνάμεων, δηλαδή με χρήση χαρακτηριστικών τιμών υλικών:

για συντελεστή ασφαλείας σκυροδέματος $\gamma_c = 1.30$, η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος μπορεί να ληφθεί ως $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 12/1.30 = 9.231\text{MPa}$ και το μέτρο ελαστικότητας ως $E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22 \cdot (16/10)^{0.3} = 25.331\text{GPa} = 25331369.8\text{kPa}$ (Πίνακας 3.1, EN1992-1-1:2004),

για συντελεστή ασφαλείας χάλυβα $\gamma_s = 1.15$, η αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα μπορεί να ληφθεί ως $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_c = 240/1.15 = 208.70\text{MPa}$ και το μέτρο ελαστικότητας ως $E_s = 200\text{GPa} = 200000000\text{kPa}$.

6.1.5 Στάθμη Επιτελεστικότητας – Στόχος Αποτίμησης/Ανασχεδιασμού

Καθώς το εξεταζόμενο κτίριο πρόκειται για τυπικό κτίριο κατοικιών (πολυκατοικία), η κατηγορία σπουδαιότητας είναι ΙΙ. Έτσι, από τον πίνακα ΠΑ.2.1., ο ελάχιστος ανεκτός στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού είναι Γ1 με περίοδο επαναφοράς 475 έτη και πιθανότητα υπέρβασης 10% της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών και επομένως η στάθμη επιτελεστικότητας είναι η Γ «Οιωνεί Κατάρρευση».

Μάλιστα, από την §7.4.1β) οι υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις δε συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα της ανάλυσης για στάθμη επιτελεστικότητας Γ, οπότε και δεν ελέγχονται.

6.2 ΦΟΡΤΙΑ – ΜΕΤΑΦΟΡΙΚΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΑΖΑ

Τα φορτία που επιβλήθηκαν στο φορέα είναι εκείνα με τα οποία έχει διαστασιολογηθεί ο φορέας του κτιρίου σύμφωνα με τη διδακτορική διατριβή του Ρεπαπή Κ. [5] και ακολουθούν τις προβλέψεις του Κανονισμού Φορτίσεων δομικών έργων του 1946 [4].

6.2.1 Στατικά Φορτία

Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψιν πέρα από το ίδιο βάρος είναι ένα μόνιμο φορτίο επικάλυψης 1.50kN/m^2 και κινητό φορτίο 2.00kN/m^2 . Η εσωτερική τοιχοποιία λαμβάνεται ως φορτίο ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλες τις πλάκες ίσο με 1.00kN/m^2 , ενώ το φορτίο της εξωτερικής μπατικής τοιχοποιίας (ανά m^2 όψεως) είναι ίσο με 3.60kN/m^2 (το οποίο αντιστοιχεί τελικά σε $3.60\text{kN/m}^2 \times (3.00-0.50)\text{m} = 9.00\text{kN/m}$ επί των περιμετρικών δοκών του κτιρίου).

Για να εξασφαλιστεί ότι τα φορτία έχουν επιβληθεί σωστά στο φορέα του προσομοιώματος, μπορεί να ελεγχθούν οι κατακόρυφες αντιδράσεις στήριξης των υποστυλωμάτων του ισογείου. Έτσι επαληθεύονται ξεχωριστά οι αντιδράσεις στήριξης υπό μόνιμα φορτία G και κινητά φορτία Q που υπολογίζονται από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ.

Για την περίπτωση φόρτισης υπό τα μόνιμα φορτία (ίδιος βάρος φορέα, φορτίο επικάλυψης, βάρος τοιχοποιιών):

Τοπικές Αντιδράσεις Κόμβων και Πεδύλων								
α/α	Κόμβος	Π.Φ.	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]	[kN-m]
0	K8-Θ	G	-0.00	0.57	440.97	-0.54	-0.00	-0.00
1	K9-Θ		0.55	0.61	462.48	-0.57	0.51	-0.00
2	K1-Θ		3.17	-3.19	247.23	2.99	2.97	-0.00
3	K3-Θ		0.00	-3.01	350.45	2.82	0.00	-0.00
4	K6-Θ		3.11	0.44	359.63	-0.41	2.91	-0.00
5	K10-Θ		-3.11	0.44	359.63	-0.41	-2.91	-0.00
6	K2-Θ		-0.38	-3.12	358.24	2.92	-0.36	-0.00
7	K4-Θ		0.38	-3.12	358.38	2.92	0.36	-0.00
8	K5-Θ		-3.17	-3.19	247.24	2.99	-2.97	-0.00
9	K7-Θ		-0.55	0.61	462.48	-0.57	-0.51	-0.00
10	K18-Θ		-0.00	3.01	350.46	-2.82	-0.00	-0.00
11	K17-Θ		-0.38	3.12	358.39	-2.92	-0.36	-0.00
12	K19-Θ		0.38	3.12	358.27	-2.92	0.36	-0.00
13	K12-Θ		-0.55	-0.61	462.59	0.57	-0.51	-0.00
14	K11-Θ		3.11	-0.44	359.61	0.41	2.91	-0.00
15	K14-Θ		0.55	-0.61	462.47	0.57	0.51	-0.00
16	K15-Θ		-3.11	-0.44	359.63	0.41	-2.91	-0.00
17	K16-Θ		3.17	3.19	247.24	-2.99	2.97	-0.00
18	K20-Θ		-3.17	3.19	247.23	-2.99	-2.97	-0.00
19	K13-Θ		-0.00	-0.57	440.94	0.54	-0.00	-0.00

Σχήμα 6-1: Αντιδράσεις – Ροπές πακτωμένων κόμβων βάσης των υποστυλωμάτων του ισογείου υπό τα μόνιμα φορτία G (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Η άθροιση των κατακόρυφων αντιδράσεων F_z δίνει συνολική αντίδραση 7293.56kN . Η τιμή αυτή μπορεί εύκολα να επαληθευτεί με βάση τα μόνιμα φορτία που έχουν επιβληθεί ως δράσεις στο φορέα. Ως μόνιμα φορτία θεωρούνται το ίδιο βάρος του

φορέα (πλακών, δοκών, υποστυλωμάτων), τα φορτία επικάλυψης 1.50kN/m^2 και εσωτερικών τοιχοποιιών 1.00kN/m^2 επί των πλακών, όπως και το φορτίο των μπατικών τοιχοποιιών επί των περιμετρικών δοκών του φορέα. Όσον αφορά τις διαστάσεις κάτοψης των ορόφων, για κεντροβαρικές αποστάσεις υποστυλωμάτων ίσες με 3.50m , οι εξωτερικές διαστάσεις των ορόφων προκύπτουν ως $(3.50 \cdot 4 + 0.35) \times (3.50 \cdot 3 + 0.35) = 14.35\text{m} \times 10.85\text{m}$.

Από ίδιο βάρος φορέα:

$$5 \text{ πλάκες } 12\text{cm} \rightarrow g_{\text{slab}} = 25\text{kN/m}^3 \times 0.12\text{m} = 3.00\text{kN/m}^2 \rightarrow G_{\text{slab}} = 5 \times 3.00\text{kN/m}^2 \times 14.35\text{m} \times 10.85\text{m} = 5 \times 467.0925\text{kN} = 2335.4625\text{kN},$$

$$31 \text{ δοκάρια ανά στάθμη} \rightarrow G_{\text{δοκ}} = 25\text{kN/m}^3 \times 0.20\text{m} \times (0.50 - 0.12)\text{m} \times (31 \times (3.50 - 0.35)\text{m} + 31 \times (3.50 - 0.30)\text{m} + 3 \times 31 \times (3.50 - 0.25)\text{m}) = 948.29\text{kN},$$

$$20 \text{ υποστυλώματα ανά στάθμη} \rightarrow G_{\text{υποστ}} = 20 \times 25\text{kN/m}^3 \times 2.50 \times 0.35\text{m} \times 0.35\text{m} + (20 + 3 \times 4) \times 25\text{kN/m}^3 \times 2.50 \times 0.30\text{m} \times 0.30\text{m} + (20 \times 3 - 4 \times 3) \times 25\text{kN/m}^3 \times 2.50 \times 0.25\text{m} \times 0.25\text{m} = 520.625\text{kN}.$$

Από επικάλυψη 1.50kN/m^2 στις 5 πλάκες:

$$G_{\text{επικ}} = 5 \times 1.50\text{kN/m}^2 \times (14.35 - 0.20/2 - 0.20/2) \times (10.85 - 0.20/2 - 0.20/2) = 5 \times 226.0463 = 1130.23125\text{kN}.$$

Από εσωτερικές τοιχοποιίες 1.00kN/m^2 στις 5 πλάκες:

$$G_{\text{τοιχ}} = 5 \times 1.00\text{kN/m}^2 \times (14.35 - 0.20/2 - 0.20/2) \times (10.85 - 0.20/2 - 0.20/2) = 5 \times 150.6975 = 753.4875\text{kN}.$$

Από μπατικές τοιχοποιίες 3.60kN/m^2 όψεως:

$$G_{\text{μπατ}} = 3.60\text{kN/m}^2 \times (3.00 - 0.50)\text{m} \times (14 \times (3.50 - 0.35)\text{m} + 14 \times (3.50 - 0.30)\text{m} + (3 - 1) \times 14 \times (3.50 - 0.25)\text{m}) = 1619.1\text{kN}.$$

Αθροίζοντας τα παραπάνω προκύπτει $G_{\text{tot}} = 2335.4625 + 948.29 + 520.625 + 1130.23125 + 753.4875 + 1619.1 = 7307.196\text{kN} \approx 7293.56\text{kN}$ (απόκλιση 0.19%).

Για την περίπτωση φόρτισης υπό το κινητό φορτίο 2.00kN/m^2 :

Τοπικές Αντιδράσεις Κόμβων και Πεδύλων								
α/α	Κόμβος	Π.Φ.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]	[kN-m]
0	K8-Θ	Q	-0.00	0.14	128.61	-0.13	-0.00	-0.00
1	K9-Θ		0.14	0.16	133.20	-0.15	0.13	-0.00
2	K1-Θ		0.40	-0.40	28.17	0.38	0.37	-0.00
3	K3-Θ		0.00	-1.22	59.61	1.14	0.00	-0.00
4	K6-Θ		1.26	0.04	60.87	-0.04	1.18	-0.00
5	K10-Θ		-1.26	0.04	60.87	-0.04	-1.18	-0.00
6	K2-Θ		-0.04	-1.26	60.23	1.18	-0.03	-0.00
7	K4-Θ		0.04	-1.26	60.28	1.18	0.03	-0.00
8	K5-Θ		-0.40	-0.40	28.17	0.38	-0.37	-0.00
9	K7-Θ		-0.14	0.16	133.20	-0.15	-0.13	-0.00
10	K18-Θ		-0.00	1.22	59.62	-1.14	-0.00	-0.00
11	K17-Θ		-0.04	1.26	60.29	-1.18	-0.03	-0.00
12	K19-Θ		0.04	1.26	60.24	-1.18	0.03	-0.00
13	K12-Θ		-0.14	-0.16	133.24	0.15	-0.13	-0.00
14	K11-Θ		1.26	-0.04	60.86	0.04	1.18	-0.00
15	K14-Θ		0.14	-0.16	133.20	0.15	0.13	-0.00
16	K15-Θ		-1.26	-0.04	60.87	0.04	-1.18	-0.00
17	K16-Θ		0.40	0.40	28.17	-0.38	0.37	-0.00
18	K20-Θ		-0.40	0.40	28.17	-0.38	-0.37	-0.00
19	K13-Θ		-0.00	-0.14	128.60	0.13	-0.00	-0.00

Σχήμα 6-2: Αντιδράσεις – Ροπές πακτωμένων κόμβων βάσης των υποστυλωμάτων του ισόγειου υπό τα κινητά φορτία Q (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Η άθροιση των κατακόρυφων αντιδράσεων F_z δίνει συνολική αντίδραση 1506.47kN. Η τιμή αυτή μπορεί εύκολα να επαληθευτεί με βάση το κινητό φορτίο 2.00kN/m² που έχει επιβληθεί στις πλάκες του φορέα.

Από κινητό 2.00kN/m² στις 5 πλάκες:

$$Q_{\text{κιν}} = 5 \times 2.00\text{kN/m}^2 \times (14.35 - 0.20/2 - 0.20/2) \times (10.85 - 0.20/2 - 0.20/2) = 5 \times 301.395 = 1506.975\text{kN} \approx 1506.47\text{kN} \text{ (απόκλιση } 0.03\%).$$

6.2.2 Σεισμικά Φορτία

Το κτίριο έχει μελετηθεί για σεισμική ζώνη Ι του Β.Δ. 1959 [3] σε έδαφος τύπου Α, δηλαδή για σεισμικό συντελεστή ϵ ίσο 0.04.

6.2.3 Συνδυασμοί Δράσεων

Από την υποενότητα 3.5.2, για τις μεταβλητές δράσεις ισχύουν οι γ_Q και ψ_i κατά τους Ευρωκώδικες, δηλαδή ο $\gamma_Q=1.50$ για το βασικό συνδυασμό 1.35G+1.50Q και ο $\psi_2=0.30$ για τους σεισμικούς συνδυασμούς. Για τις μόνιμες δράσεις, ο γ_G εξαρτάται από τη στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων. Για «Ίκανοποιητική» ΣΑΔ που υιοθετήθηκε στην παρούσα μελέτη, είναι 1.35 για το βασικό συνδυασμό 1.35G+1.50Q και 1.10 για τους σεισμικούς συνδυασμούς, όπως φαίνονται στο Σχήμα 6-3.

α/α	x	Όνομα Συνδυασμού
		Επιλέξτε ένα ή περισσότερους Σ.Φ. για διαγραφή
1		G+Q
2		1.35·G+1.5·Q
3		1.1·G+ψ2·Q+E1
4		1.1·G+ψ2·Q-E1
5		1.1·G+ψ2·Q+E2
6		1.1·G+ψ2·Q-E2
7		1.1·G+ψ2·Q+E3
8		1.1·G+ψ2·Q-E3
9		1.1·G+ψ2·Q+E4
10		1.1·G+ψ2·Q-E4

Σχήμα 6-3: Συνδυασμοί Δράσεων που λήφθηκαν υπόψιν στη μελέτη αποτίμησης (ΡΑΦ ΤΟΛ)

6.2.4 Ταλαντούμενη Σεισμική Μεταφορική Μάζα

Από την ενότητα 6.2.1 προέκυψε $F_z^G = 7307.196\text{kN}$ λόγω μονίμων φορτίων οπότε η αντίστοιχη μεταφορική μάζα είναι $M^G = 7307.196/9.81 = 744.87\text{tn}$. Από τα κινητά φορτία προέκυψε $F_z^Q = 1506.975\text{kN}$ οπότε η αντίστοιχη μεταφορική μάζα είναι $M^Q = 1506.975/9.81 = 153.62\text{tn}$. Από τα παραπάνω και για $\psi_2=0.30$, η συνολική μεταφορική σεισμική μάζα υπολογίζεται ως $M_{\text{tot}} = 744.87 + 0.30 \cdot 153.62 = 790.956\text{tn}$.

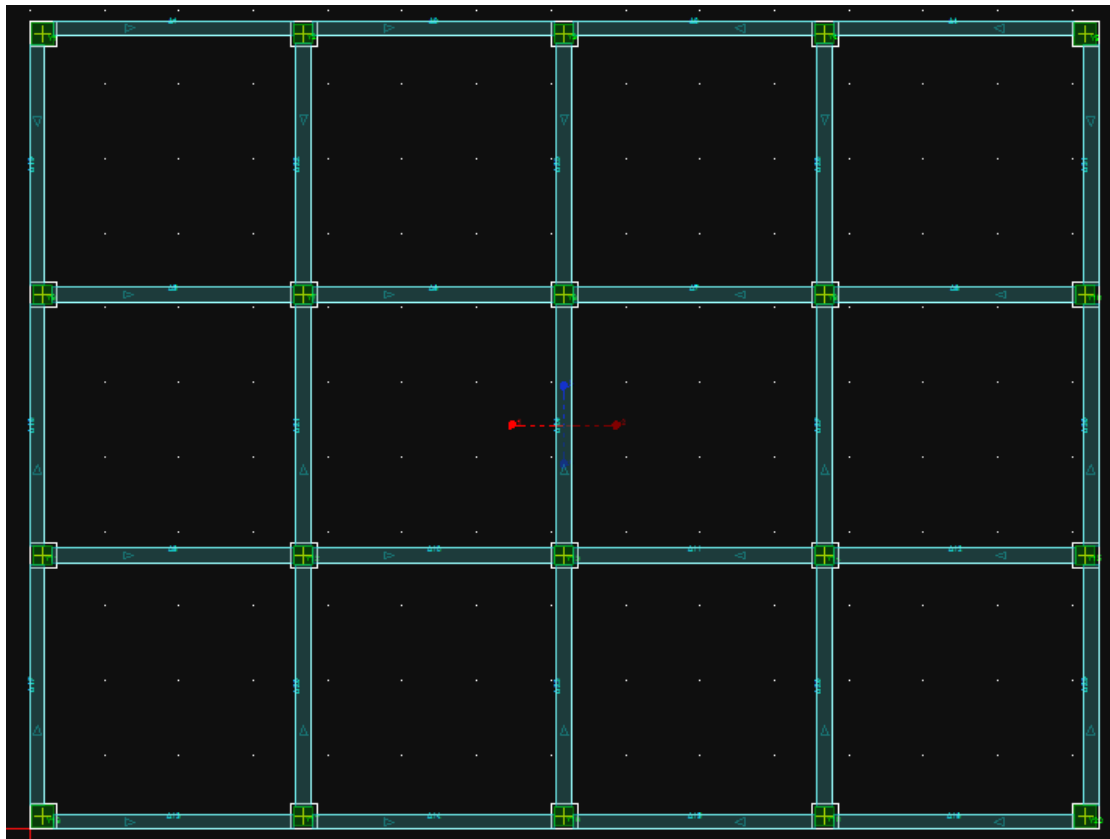
α/α	Κόμβος	1ο Τοπικό Συστήματος			2ο Σημείο Τοπικού Συστήματος					Δια		Μάζα Χ,Υ & Στρεπτική Μάζα		Μάζα Ζ	
		z	...	R	x	y	z	...	R	L	χρη	m _{x,y}	J _m	χρη	m _z
		[m]									[m]	[στη]	[tn]	[tn-m ²]	[στη]
0	Δ1-Σ1	3.00	...	R	7.18	6.43	3.00	...	R	1	1	168.83	4412.69		
1	Δ1-Σ2	6.00	...	R	7.18	6.42	6.00	...	R	1	1	165.63	4328.98		
2	Δ1-Σ3	9.00	...	R	7.18	6.43	9.00	...	R	1	1	164.68	4304.24		
3	Δ1-Σ4	12.00	...	R	7.17	6.42	12.00	...	R	1	1	164.68	4304.24		
4	Δ1-Σ5	15.00	...	R	7.18	6.42	15.00	...	R	1	1	117.92	3082.11		

Σχήμα 6-4: Ταλαντούμενη Σεισμική Μεταφορική Μάζα (ΡΑΦ ΤΟΛ)

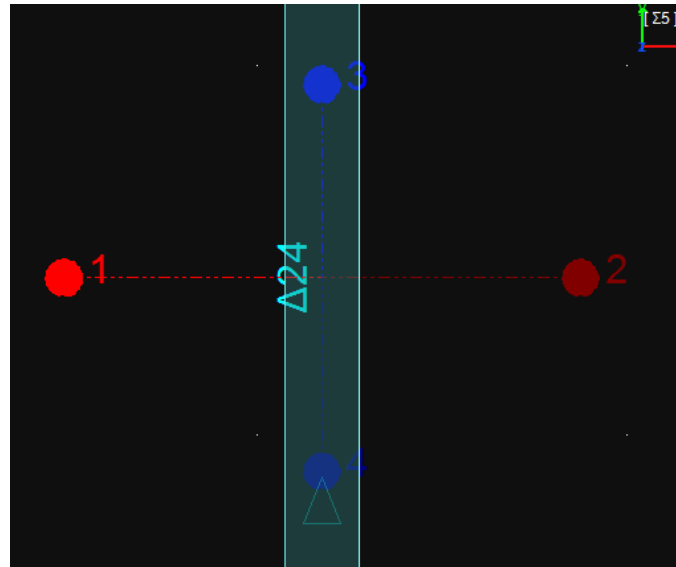
Η άθροιση των επιμέρους μαζών των διαφραγμάτων από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ δίνει συνολική μεταφορική σεισμική μάζα $781.74\text{tn} \approx 790.956\text{tn}$ (απόκλιση 1.16%).

6.3 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

Αφού έχει επαληθευτεί η υπολογιζόμενη σεισμική μάζα και ότι τα φορτία έχουν εφαρμοστεί σωστά, σειρά έχει η εκτέλεση ελαστικής ιδιομορφικής ανάλυσης για τις 4 θέσεις μάζας (λαμβάνοντας υπόψιν τυχηματική εκκενρότητα ως το 5% των 2 κύριων διαστάσεων κάτοψης του κτιρίου). Οι 4 αυτές θέσεις μάζας, έστω για τον τελευταίο όροφο φαίνονται στα Σχήματα 6-5 και 6-6. Αυτές βρίσκονται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας της στάθμης, το οποίο λόγω συμμετρίας βρίσκεται στο γεωμετρικό κέντρο της στάθμης. Στην υποενότητα 6.3.1 δίνονται τα ιδιομορφικά μεγέθη με τις ενεργές δυσκαμψίες των μελών και στην υποενότητα 6.3.2 με ποσοστό των αρηγμάτων διατομών – σταδίου Ι.



Σχήμα 6-5: Οι 4 θέσεις μάζας εκατέρωθεν του κέντρου μάζας λαμβάνοντας υπόψιν τυχηματική εκκενρότητα (ΡΑΦ ΤΟΛ)



Σχήμα 6-6: Οι 4 θέσεις μάζας εκατέρωθεν του κέντρου μάζας λαμβάνοντας υπόψιν τυχηματική εκκεντρότητα (ΡΑΦ ΤΟΛ)

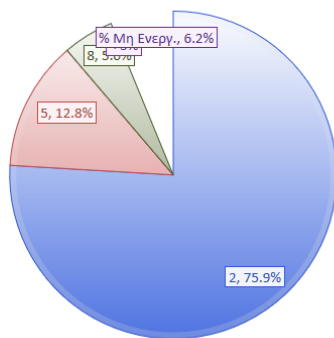
6.3.1 Ελαστική Ιδιομορφική Ανάλυση Υφιστάμενου Φορέα με Ενεργές Δυσκαμψίες (μεθόδου m)

Πρώτα, εξασφαλίζεται ότι ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψιν είναι ικανός ώστε να ταλαντώνεται περισσότερο του 90% της συνολικής μάζας στις 2 διευθύνσεις. Για να επιτευχθεί αυτό, χρειάζεται να ληφθούν υπόψιν 8 ιδιομορφές, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6-7:

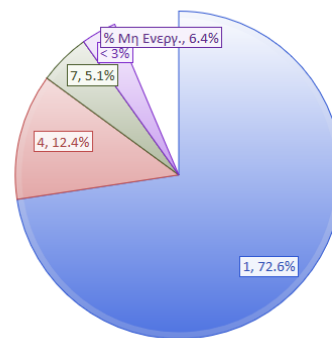
Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας Σm (%) για Ιδιομορφική Ανάλυση με 8 Ιδιομορφές

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X				ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y			
ΘΜ1	ΘΜ2	ΘΜ3	ΘΜ4	ΘΜ1	ΘΜ2	ΘΜ3	ΘΜ4
93.8	93.8	93.7	93.7	93.6	93.6	93.8	93.8

% Ενεργοποιούμενης Μάζας ανά Ιδιομορφή | Δx | Θ.Μ.1



% Ενεργοποιούμενης Μάζας ανά Ιδιομορφή | Δy | Θ.Μ.1



Σχήμα 6-7: Ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας για Ιδιομορφική Ανάλυση (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Σ' αυτήν την υποενότητα, θα παρουσιαστούν τα ιδιομορφικά μεγέθη με ενεργές δυσκαμψίες των μελών, τα οποία τείνουν να δώσουν την εικόνα της ρηγματωμένης κατάστασης (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.3). Για τα υποστυλώματα, που βασικά αυτά συνεισφέρουν στην πλευρική δυσκαμψία, οι τιμές της ενεργούς τους δυσκαμψίας υπολογίζονται κοντά στο 30% της αρηγμάτωτης διατομής τους. Για το λόγο αυτό, προκύπτει εύκαμπτος φορέας, κάτι που φαίνεται από τις σχετικά μεγάλες τιμές ιδιοπεριόδων κατά την ιδιομορφική ανάλυση, όπως αυτές φαίνονται στο Σχήμα 6-8. Ενδεικτικά $T_y = 1.898\text{sec}$ και $T_x = 1.841\text{sec}$ για τη θέση μάζας 1.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτηρίου																		
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφική	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητες				Φασματικές Επιταχύνσεις			Συντελεστές Συμμετοχής			Ποσοστό Ενεργοποιημένης Μάζας					
			T	f	ω	ω ²	ax	ay	az	v _x	v _y	v _z	m _x	m _y	m _z	Σm _x	Σm _y	Σm _z
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) ²]												
1	E1	No1	1.89772	0.52695	3.31091	10.96209	1.86102	1.86102		-0.00145	-23.8252		0.000	72.613		0.000	72.613	
2		No2	1.84137	0.54308	3.41224	11.64340	1.91813	1.91813		24.36442	-0.00160		75.937	0.000		75.937	72.613	
3		No3	1.45114	0.68912	4.32984	18.74751	2.43374	2.43374		0.00095	4.83778		0.000	2.994		75.937	75.607	
4		No4	0.67637	1.47848	9.28958	86.29636	5.22856	5.22856		-0.00035	-9.86434		0.000	12.447		75.937	88.054	
5		No5	0.66026	1.51456	9.51625	90.55896	5.35360	5.35360		-10.0107	0.00040		12.820	0.000		88.756	88.054	
6		No6	0.51787	1.93100	12.13283	147.20558	6.83376	6.83376		-0.00028	-1.93921		0.000	0.481		88.756	88.535	
7		No7	0.42282	2.36510	14.86034	220.82981	7.06320	7.06320		0.00009	6.28921		0.000	5.060		88.756	93.595	
8		No8	0.41105	2.43278	15.28560	233.64950	7.06320	7.06320		-6.27286	0.00010		5.034	0.000		93.790	93.595	
9	E2	No1	1.89773	0.52695	3.31090	10.96208	1.86102	1.86102		0.00138	-23.8252		0.000	72.613		0.000	72.613	
10		No2	1.84136	0.54308	3.41224	11.64340	1.91813	1.91813		24.36442	0.00153		75.937	0.000		75.937	72.613	
11		No3	1.45114	0.68912	4.32984	18.74753	2.43374	2.43374		0.00096	-4.83786		0.000	2.994		75.937	75.607	
12		No4	0.67637	1.47848	9.28958	86.29623	5.22856	5.22856		0.00031	-9.86433		0.000	12.447		75.937	88.054	
13		No5	0.66026	1.51456	9.51625	90.55896	5.35360	5.35360		10.01073	0.00036		12.820	0.000		88.756	88.054	
14		No6	0.51787	1.93100	12.13284	147.20580	6.83376	6.83376		-0.00028	1.93925		0.000	0.481		88.756	88.535	
15		No7	0.42282	2.36510	14.86033	220.82942	7.06320	7.06320		0.00006	-6.28921		0.000	5.060		88.756	93.595	
16		No8	0.41105	2.43278	15.28560	233.64949	7.06320	7.06320		6.27286	0.00008		5.034	0.000		93.790	93.595	
17	E3	No1	1.87120	0.53442	3.35784	11.27506	1.88767	1.88767		-0.00052	-24.3123		0.000	75.613		0.000	75.613	
18		No2	1.85744	0.53838	3.38272	11.44279	1.90150	1.90150		24.02831	-0.00052		73.856	0.000		73.856	75.613	
19		No3	1.45308	0.68819	4.32404	18.69731	2.43058	2.43058		4.03037	-0.00005		2.078	0.000		75.934	75.613	
20		No4	0.66686	1.49957	9.42205	88.77499	5.30237	5.30237		-0.00443	-10.0595		0.000	12.945		75.934	88.558	
21		No5	0.66588	1.50177	9.43591	89.03646	5.30997	5.30997		9.88399	-0.00451		12.497	0.000		88.431	88.558	
22		No6	0.51871	1.92786	12.11310	146.72730	6.82293	6.82293		-1.56846	0.00004		0.315	0.000		88.746	88.558	
23		No7	0.41709	2.39758	15.06446	226.93800	7.06320	7.06320		-0.00034	-6.38747		0.000	5.219		88.746	93.777	
24		No8	0.41450	2.41257	15.15864	229.78430	7.06320	7.06320		6.20579	-0.00034		4.926	0.000		93.672	93.777	
25	E4	No1	1.87120	0.53442	3.35784	11.27506	1.88767	1.88767		0.00022	-24.3123		0.000	75.613		0.000	75.613	
26		No2	1.85742	0.53838	3.38275	11.44297	1.90152	1.90152		24.02860	0.00022		73.858	0.000		73.858	75.613	
27		No3	1.45309	0.68819	4.32400	18.69702	2.43056	2.43056		-4.02868	-0.00005		2.076	0.000		75.934	75.613	
28		No4	0.66686	1.49957	9.42205	88.77499	5.30237	5.30237		0.00373	-10.0595		0.000	12.945		75.934	88.558	
29		No5	0.66588	1.50178	9.43596	89.03738	5.31000	5.31000		9.88407	0.00381		12.497	0.000		88.431	88.558	
30		No6	0.51871	1.92785	12.11304	146.72578	6.82289	6.82289		1.56796	0.00004		0.314	0.000		88.746	88.558	
31		No7	0.41709	2.39758	15.06446	226.93800	7.06320	7.06320		0.00022	-6.38747		0.000	5.219		88.746	93.777	
32		No8	0.41449	2.41258	15.15869	229.78598	7.06320	7.06320		6.20580	0.00021		4.926	0.000		93.672	93.777	

Σχήμα 6-8: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης υφιστάμενου φορέα με ενεργές δυσκαμψίες των μελών (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Περισσότερα αποτελέσματα που σχετίζονται με την ιδιομορφική ανάλυση αλλά και για περισσότερους γενικούς ελέγχους που επιβάλλει ο EN1998 βρίσκονται στο Παράρτημα Δ1.

6.3.2 Ελαστική Ιδιομορφική Ανάλυση Υφιστάμενου Φορέα με Δυσκαμψίες ως Ποσοστό των Αρηγμάτωτων Διατομών – Σταδίου Ι (μεθόδου q)

Σ' αυτήν την υποενότητα, θα παρουσιαστούν τα ιδιομορφικά μεγέθη με δυσκαμψίες ως ποσοστό των αρηγμάτωτων διατομών - σταδίου Ι. Αυτές οι τιμές δυσκαμψιών είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες ενεργές δυσκαμψίες της υποενότητας 6.3.1. Για το λόγο αυτό, προκύπτει πιο δύσκαμπτος φορέας, κάτι που φαίνεται από τις μικρότερες τιμές ιδιοπεριόδων κατά την ιδιομορφική ανάλυση, όπως αυτές φαίνονται στο Σχήμα 6-9. Ενδεικτικά $T_y = 0.964\text{sec}$ και $T_x = 0.942\text{sec}$ για τη θέση μάζας 1 και $T_y = 0.951\text{sec}$ και $T_x = 0.950\text{sec}$ για τη θέση μάζας 3, με τις θέσεις μάζας 1 και 3 να είναι εκείνες στις οποίες θα εφαρμοστούν οι κατανομές φόρτισης κατά τις ανελαστικές αναλύσεις

Pushover για τις 2 κύριες διευθύνσεις Χ και Υ. Μάλιστα, με αυτές τις τιμές ελαστικών ιδιοπεριόδων θα γίνει η εκτίμηση σε επόμενη ενότητα της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου T_e και τελικά της στοχευόμενης μετακίνησης.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου																		
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητας				Φασματικές Επιταχύνσεις			Συντελεστές Συμμετοχής			Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας					
			T	f	ω	ω^2	αx	αy	αz	v _x	v _y	v _z	m _x	m _y	m _z	Σm _x	Σm _y	Σm _z
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) ²]		[m/s ²]		[-]	[-]	[-]				[%]		
1	E1	No1	0.96478	1.03650	6.51254	42.41323	1.52605	1.52605		0.00011	-23.9491		0.000	73.370		0.000	73.370	
2		No2	0.94159	1.06204	6.67296	44.52845	1.56342	1.56342		24.48873	0.00011		76.714	0.000		76.714	73.370	
3		No3	0.74492	1.34243	8.43471	71.14426	1.97624	1.97624		0.00000	5.13869		0.000	3.378		0.000	76.714	76.748
4		No4	0.33855	2.95379	18.55921	344.44416	2.94300	2.94300		0.00005	-9.98183		0.000	12.746		0.000	76.714	89.494
5		No5	0.33124	3.01893	18.96849	359.80352	2.94300	2.94300		10.19718	0.00005		13.301	0.000		90.015	89.494	
6		No6	0.26081	3.83420	24.09100	580.37648	2.94300	2.94300		-0.00000	-2.04499		0.000	0.535		90.015	90.029	
7		No7	0.21811	4.58493	28.80798	829.89994	2.94300	2.94300		-0.00004	6.08573		0.000	4.738		90.015	94.766	
8		No8	0.21435	4.66528	29.31284	859.24249	2.94300	2.94300		6.19697	0.00003		4.912	0.000		94.928	94.766	
9	E2	No1	0.96478	1.03650	6.51254	42.41323	1.52605	1.52605		-0.00011	-23.9491		0.000	73.370		0.000	73.370	
10		No2	0.94159	1.06204	6.67296	44.52845	1.56342	1.56342		24.48873	-0.00011		76.714	0.000		76.714	73.370	
11		No3	0.74492	1.34243	8.43471	71.14426	1.97624	1.97624		0.00000	-5.13869		0.000	3.378		0.000	76.714	76.748
12		No4	0.33855	2.95379	18.55921	344.44415	2.94300	2.94300		-0.00005	-9.98183		0.000	12.746		0.000	76.714	89.494
13		No5	0.33124	3.01893	18.96849	359.80352	2.94300	2.94300		10.19718	-0.00005		13.302	0.000		90.015	89.494	
14		No6	0.26081	3.83420	24.09100	580.37648	2.94300	2.94300		-0.00000	2.04499		0.000	0.535		90.015	90.029	
15		No7	0.21811	4.58493	28.80798	829.89988	2.94300	2.94300		-0.00004	-6.08573		0.000	4.738		90.015	94.766	
16		No8	0.21435	4.66528	29.31284	859.24246	2.94300	2.94300		-6.19697	0.00003		4.912	0.000		94.928	94.766	
17	E3	No1	0.95055	1.05202	6.61004	43.69262	1.54809	1.54809		-0.00350	-24.4950		0.000	76.754		0.000	76.754	
18		No2	0.95000	1.05263	6.61387	43.74323	1.54894	1.54894		24.13528	-0.00356		74.515	0.000		74.515	76.754	
19		No3	0.74635	1.33985	8.41852	70.87151	1.97222	1.97222		4.14268	-0.00000		2.195	0.000		76.711	76.754	
20		No4	0.33413	2.99289	18.80486	353.62267	2.94300	2.94300		10.06172	0.00052		12.950	0.000		89.661	76.754	
21		No5	0.33362	2.99740	18.83324	354.69086	2.94300	2.94300		0.00051	-10.1961		0.000	13.299		89.661	90.052	
22		No6	0.26132	3.82676	24.04425	578.12589	2.94300	2.94300		-1.63227	0.00000		0.341	0.000		90.002	90.052	
23		No7	0.21605	4.62848	29.08162	845.74068	2.94300	2.94300		6.13847	0.00011		4.820	0.000		94.822	90.052	
24		No8	0.21514	4.64805	29.20457	852.90695	2.94300	2.94300		0.00011	-6.18108		0.000	4.887		94.822	94.940	
25	E4	No1	0.95055	1.05202	6.61004	43.69262	1.54809	1.54809		0.00517	-24.4950		0.000	76.754		0.000	76.754	
26		No2	0.95000	1.05263	6.61387	43.74323	1.54894	1.54894		24.13528	0.00524		74.515	0.000		74.515	76.754	
27		No3	0.74635	1.33985	8.41852	70.87151	1.97222	1.97222		-4.14268	-0.00000		2.195	0.000		76.711	76.754	
28		No4	0.33413	2.99289	18.80486	353.62267	2.94300	2.94300		10.06172	-0.00081		12.950	0.000		89.661	76.754	
29		No5	0.33362	2.99740	18.83324	354.69086	2.94300	2.94300		-0.00080	-10.1961		0.000	13.299		89.661	90.052	
30		No6	0.26132	3.82676	24.04425	578.12589	2.94300	2.94300		1.63227	0.00000		0.341	0.000		90.002	90.052	
31		No7	0.21605	4.62848	29.08162	845.74068	2.94300	2.94300		6.13847	-0.00015		4.820	0.000		94.822	90.052	
32		No8	0.21514	4.64805	29.20457	852.90695	2.94300	2.94300		-0.00015	-6.18108		0.000	4.887		94.822	94.940	

Σχήμα 6-9: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης υφιστάμενου φορέα με δυσκαμψίες ως ποσοστό των αργγμάτων διατομών - σταδίου I (ΡΑΦ ΤΟΛ)

6.4 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER ANALYSIS) ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

6.4.1 Παράμετροι Υπερωθητικής Ανάλυσης Υφιστάμενου Φορέα

Οι ανελαστικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν μέχρι τιμή μετακίνησης κορυφής 0.25m που αντιστοιχεί σε 1.67% H_{tot} (μεταξύ 1.50% και 2.00% του συνολικού ύψους του κτιρίου) και που υπερβαίνει εν γένει το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης (ΚΑΝΕΠΕ Σ§5.7.3.1). Οι κατανομές φόρτισης που επιλέχθηκαν είναι εκείνες που προτείνονται στο κείμενο του ΚΑΝΕΠΕ δηλαδή η «Ορθογωνική» και η «Ιδιομορφική» και ο κόμβος ελέγχου λαμβάνεται στο κέντρο μάζας του ανώτερου ορόφου του κτιρίου. Η αρχική εκτίμηση της τέμνουσας βάσης διαιρείται σε 50 βήματα, το μέγιστο πλήθος επαναλήψεων για τον προσδιορισμό των ελατηριακών σταθερών τίθεται σε 30 και το μέγιστο πλήθος βημάτων σε κάθε κύκλο υπερωθητικής ανάλυσης επιλέγεται σε 100. Λαμβάνονται υπόψιν φαινόμενα P- δ λόγω του εύκαμπτου συστήματος, ο μέγιστος συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου τίθεται στην τιμή 0.2 και ορίζεται μέγιστο ποσοστό σχετικής μετακίνησης ορόφου (drift) ως το 1.50% του ύψους του κάθε ορόφου. Επιλέγεται να μην τερματίζει η ανάλυση μετά από πιθανή υπέρβαση

της διατμητικής αντοχής των μελών καθώς αυτή ελέγχεται από το χρήστη σε επόμενη φάση, κατά την επεξεργασία των αποτελεσμάτων. Τέλος, για τα υποστυλώματα δε λαμβάνεται υπόψιν η περίσφιγξη, αφενός λόγω της πολύ μικρής συνεισφοράς αφού όλοι οι συνδετήρες είναι δίτητοι, ακόμα και στο ισόγειο και αφετέρου γιατί υπάρχει μεγάλη πιθανότητα αυτοί να μην είναι τελειώς κλειστοί υπό γάντζο 135 μοιρών.

Μέθοδος Υπερωθητικής Ανάλυσης	
1η κατανομή τένουσας:	Ορθογωνική Κατανομή
Τύπος Φορέα (C2):	Φορέας Τύπου 1. Φορείς χαμηλής πλαστικότητας
Κόμβος Ελέγχου Υπερωθητικής	Δ1-Σ5
2η κατανομή τένουσας:	Ισομορφική Κατανομή
Μέγιστο Πλήθος Βημάτων=	100 Βήματα
Μέγιστο Πλήθος Επαναλήψεων=	30 Επαναλήψεις
Εφαρμογή Τένουσας σε	50 Βήματα
Αξιολόγηση φαινομένων P-δ	ΝΑΙ
Συνθήκες τερματισμού υπερωθητικής ανάλυσης	
Υπέρβαση διατμητικής αντοχής μελών	ΟΧΙ
Στάθμη θmax =	0.2
Κτήριο dt =	1.5 % Ηολ
Καμπύλη Αντίστασης - Προσδιορισμός Απαίτησης	
Μέθοδος διγραμμικοποίησης καμπύλης αντίστασης:	Ίσα Εμβαδά
Αντοχές μελών	
Επιρροή περίσφιγξης Υποστυλωμάτων	ΟΧΙ
Επιρροή περίσφιγξης Τοκωμάτων	ΟΧΙ
Επιρροή περίσφιγξης Δοκών	ΟΧΙ
Ολισθήση ράβδων οπλισμού	ΝΑΙ
Υπολογισμός Ροπών-Καμπυλοτήτων με παρεμβολή	ΟΧΙ

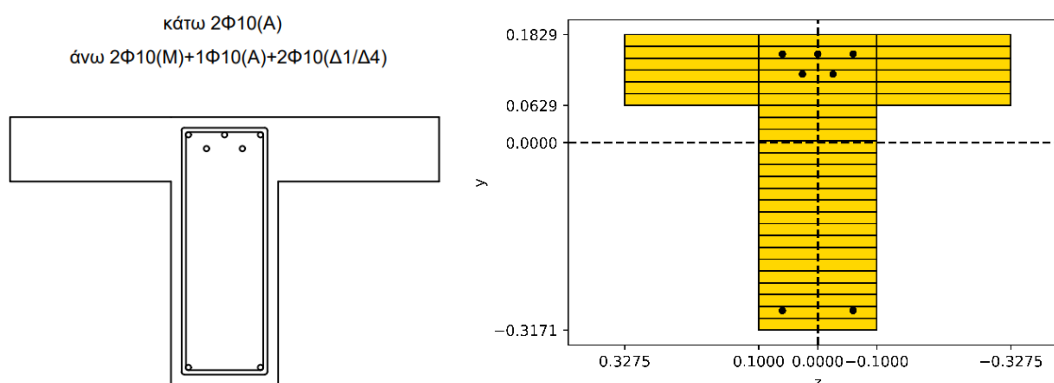
Σχήμα 6-10: Παράμετροι υπερωθητικής ανάλυσης υφιστάμενου φορέα (ΡΑΦ ΤΟΛ)

6.4.2 Διαγράμματα Ροπής – Γωνίας Στροφής Χορδής Μ-θ Υφιστάμενου Φορέα

Στις υποενότητες 6.4.2.1, 6.4.2.2 και 6.4.2.3 θα προσδιοριστούν τα σκελετικά διαγράμματα Μ-θ για μία δοκό της Στάθμης Σ3 (οροφής 2^{ου} ορόφου) υπό θετικές και αρνητικές ροπές και για ένα υποστυλώμα της Στάθμης Σ3 (2^{ου} ορόφου), με τη διαδικασία που περιγράφεται στην ενότητα 3.10. Η δοκός έχει καθαρό μήκος 3.25m, ονομαστική επικάλυψη $c_{nom} = 20\text{mm}$ και το αξονικό θλιπτικό φορτίο λαμβάνεται μηδενικό ως δοκός. Οι διαμήκεις οπλισμοί είναι κάτω (2Φ10(A)) και άνω (2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ10(Δ1)), ενώ οι συνδετήρες είναι Φ8/30 στις κρίσιμες περιοχές. Υπό θετικές ροπές, καθώς θλίβεται η περιοχή της πλάκας, υπάρχει λειτουργία πλακοδοκού οπότε λαμβάνεται υπόψιν το συνεργαζόμενο πλάτος που είναι $b_{eff} = 65.5\text{cm}$, ενώ το πάχος της πλάκας είναι 12cm. Για αρνητικές ροπές, η λειτουργία είναι ορθογωνικής διατομής με πλάτος όσο το πλάτος του κορμού $b_w = 20\text{cm}$. Το συνολικό ύψος της διατομής είναι 50cm. Το υποστυλώμα είναι τετραγωνικής διατομής 25x25, έχει καθαρό ύψος 2.50m, ονομαστική επικάλυψη $c_{nom} = 20\text{mm}$ και το αξονικό θλιπτικό φορτίο που το καταπονεί είναι $N_{Ed} = 172.47\text{kN}$. Οι διαμήκεις οπλισμοί είναι 4Φ16 και οι συνδετήρες είναι Φ8/25.

Επειδή πρόκειται να προσδιοριστεί το σκελετικό διάγραμμα Μ-θ, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφώσεων και άρα οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται με τις μέσες τιμές. Έτσι, από την ενότητα 6.1.4 λαμβάνονται για το σκυρόδεμα $f_{cd} = f_{cm}/\gamma_c = 16/1.10 = 14.545\text{MPa}$ και $E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22 \cdot (16/10)^{0.3} = 25.331\text{GPa} = 25331369.8\text{kPa}$ και για το χάλυβα των οπλισμών $f_{yd} = f_{ym}/\gamma_s = 280/1.10 = 254.545\text{MPa}$ και $E_s = 200\text{GPa} = 200000000\text{kPa}$.

6.4.2.1 Διάγραμμα Ροπής – Γωνίας Στροφής Χορδής Μ-θ Υφιστάμενης Δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για Θετικές Ροπές



Σχήμα 6-11: Διατομή υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για θετικές ροπές (OpenSeesPy)

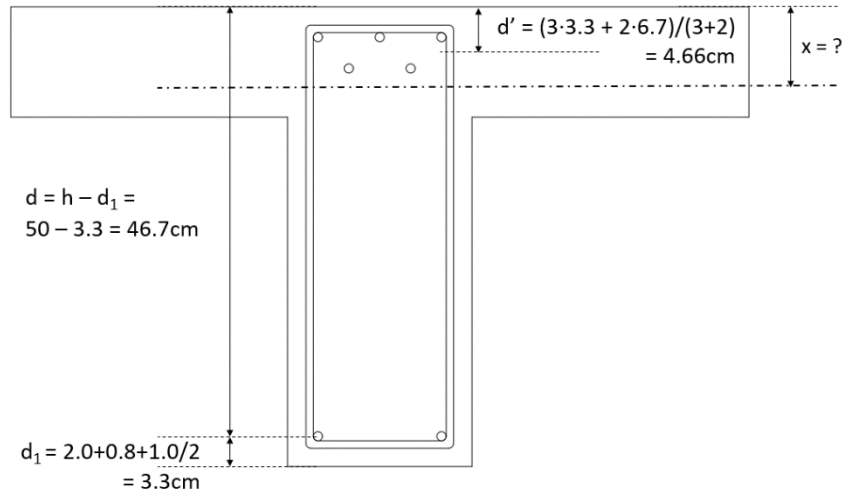
Για τη συγκεκριμένη δοκό, καθώς οι άνω οπλισμοί έχουν διαταχθεί σε 2 στρώσεις, υπάρχουν 2 περιπτώσεις για το βάθος της θλιβόμενης ζώνης x : είτε αυτό να βρίσκεται πιο χαμηλά και από τις 2 στρώσεις οπλισμού οπότε και οι 2 να είναι θλιβόμενες είτε αυτό να βρίσκεται μεταξύ των 2 στρώσεων οπλισμού οπότε να θλίβεται μόνο η ακραία θλιβόμενη στρώση με τα 3Φ10, ενώ η 2^η στρώση να θεωρείται ενδιάμεσος οπλισμός (χωρίς να συμμετέχει μεν ιδιαίτερα καθώς η παραμόρφωση του χάλυβα θα είναι κοντά στο 0‰). Παρακάτω διερευνώνται και οι 2 περιπτώσεις, ξεκινώντας με την 1^η.

Έστω ότι θλίβονται και οι 2 άνω στρώσεις οπλισμού. Για να ισχύει αυτή η υπόθεση, το βάθος της θλιβόμενης ζώνης πρέπει να προκύψει πιο χαμηλά από τη θέση της 2^{ης} άνω στρώσης, δηλαδή θα πρέπει $x \geq 20\text{mm} + 8\text{mm} + 26\text{mm} + 26/2\text{mm} + 10/2\text{mm} = 72\text{mm} = 7.20\text{cm}$.

Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής

Πλάτος $b_{\text{eff}}=65.5\text{cm}$, ύψος $h=50\text{cm}$,

σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ, d' είναι η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος άρα εδώ η απόσταση του κέντρου βάρους των 2 άνω θλιβόμενων στρώσεων οπλισμού από την άνω ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος που προκύπτει $d' = 4.66\text{cm}$,



Σχήμα 6-12: Βασικά γεωμετρικά μεγέθη υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για θετικές ροπές

η στατική επικάλυψη d_1 της κάτω εφελκόμενης στρώσης οπλισμού είναι $d_1 = 3.3 \text{ cm}$ και άρα το στατικό ύψος είναι $d = h - d_1 = 50 - 3.3 = 46.7 \text{ cm}$. Τέλος, $\delta' = d'/d = 4.66/46.7 = 0.0998 \approx 0.10$

Ιδιότητες Υλικών

$$f_{cd} = f_{cm}/\gamma_c = 14.545 \text{ MPa}, E_{cm} = 25.331 \text{ GPa} = 25331369.8 \text{ kPa},$$

$$f_{yd} = f_{ym}/\gamma_s = 254.545 \text{ MPa}. E_s = 200 \text{ GPa} = 200000000 \text{ kPa},$$

$$\alpha = E_s/E_c = 200/25.331 = 7.895$$

Αξονικό Θλιπτικό Φορτίο N

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}, v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = 0$$

Ποσοστά Οπλισμού

$$\text{θλιβόμενες στρώσεις οπλισμού } 5\Phi 10 \rightarrow A_s' = \frac{5 \cdot \pi \cdot 1.0^2}{4} = 3.927 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού } \rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{3.927}{65.5 \cdot 46.7} = 0.001284,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού } \omega' = \frac{A_s'}{bd} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{3.927}{65.5 \cdot 46.7} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.02247$$

$$\text{μεταξύ ενδιάμεσες στρώσεις οπλισμού} \rightarrow \rho_v = 0, \omega_v = 0$$

$$\text{εφελκόμενη στρώση οπλισμού } 2\Phi 10 \rightarrow A_s = \frac{2 \cdot \pi \cdot 1.0^2}{4} = 1.5708 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού } \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1.5708}{65.5 \cdot 46.7} = 0.0005135,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού } \omega = \frac{A_s}{bh} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{1.5708}{65.5 \cdot 46.7} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.009,$$

$$\text{συνδετήρες } \Phi 8/30 \rightarrow A_{sw} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 0.8^2}{4} = 2 \cdot 0.503 = 1.0053 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό συνδετήρων } \rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{1.0053}{20 \cdot 30} = 0.0016755,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού } \omega_w = \frac{A_{sw}}{bs} \cdot \frac{f_{ywd}}{f_{cd}} = \frac{1.0053}{20 \cdot 30} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.0293.$$

Από ΚΑΝΕΠΕ – Παράρτημα 7Α, για διατομή οπλισμένου σκυροδέματος με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη:

I. Διαρροή λόγω χάλυβα

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b d f_y} = 0.0005135 + 0.001284 + 0 = 0.0017973$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b d f_y} = 0.0005135 + 0.001284 \cdot 0.1 + 0 + 0 = 0.0006416$$

$$\xi_{y,s} = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A = (7.895^2 \cdot 0.0017973^2 + 2 \cdot 7.895 \cdot 0.0006416)^{1/2} - 7.895 \cdot 0.0017973 = 0.08746$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,s} = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_y) d} = \frac{254.545}{200000 \cdot (1 - 0.08746) \cdot 0.467} = 0.002986$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\epsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \alpha b d f_c} = 0.0005135 + 0.001284 + 0 - 0 = 0.00179734$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') = 0.0005135 + 0.001284 \cdot 0.1 + 0 = 0.0006416$$

$$\xi_{y,c} = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A = (7.895^2 \cdot 0.00179734^2 + 2 \cdot 7.895 \cdot 0.0006416)^{1/2} - 7.895 \cdot 0.00179734 = 0.08746$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,c} = \frac{\epsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_c \xi_y d} = \frac{1.8 \cdot 14.545}{25331.37 \cdot 0.08746 \cdot 0.467} = 0.0253$$

Τελικά $\left(\frac{1}{r}\right)_y = \min\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{y,s}, \left(\frac{1}{r}\right)_{y,c}\right] = \min(0.002986, 0.0253) = 0.002986 = \left(\frac{1}{r}\right)_{y,s}$, άρα κρίσιμο υλικό ο χάλυβας οπλισμού. Οπότε $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.002986$, $\xi_y = \xi_{y,s} = 0.08746$ και $x = \xi \cdot d = 0.08746 \cdot 0.467 = 0.0408 \text{ m} = 4.08 \text{ cm} < 7.20 \text{ cm}$, άρα δεν αληθεύει η αρχική υπόθεση.

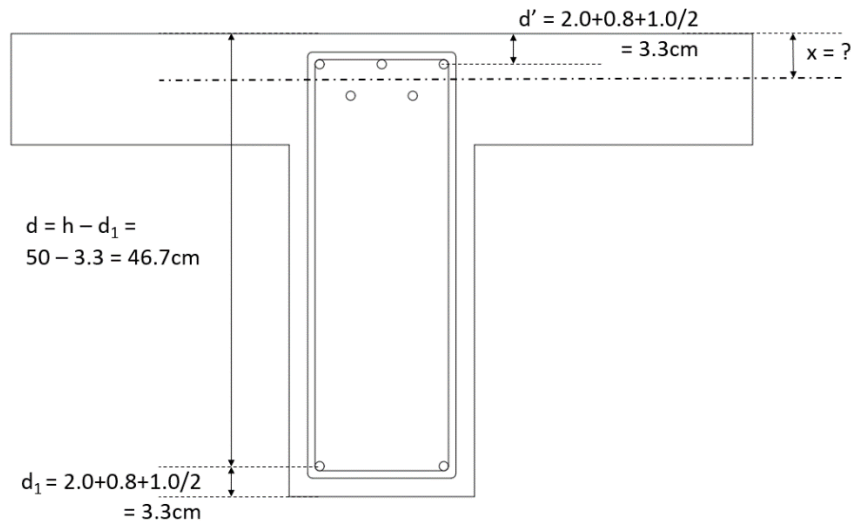
Οπότε, το βάθος της θλιβόμενης ζώνης βρίσκεται μεταξύ των 2 άνω στρώσεων οπλισμού. Έτσι θλίβεται μόνο η άνω ακραία θλιβόμενη στρώση με τα 3Φ10, ενώ η 2^η στρώση μπορεί να θεωρηθεί ενδιάμεσος οπλισμός (ωστόσο αγνοείται γιατί δεν συμμετέχει ιδιαίτερα καθώς βρίσκεται δίπλα στον ουδέτερο άξονα και η παραμόρφωση του χάλυβα θα είναι κοντά στο 0‰).

Για να ισχύει αυτή η υπόθεση, το βάθος της θλιβόμενης ζώνης θα πρέπει να προκύψει πιο χαμηλά από τη θέση της άνω ακραίας στρώσης, δηλαδή θα πρέπει $x \geq 20\text{mm} + 8\text{mm} + 10/2\text{mm} + 10/2\text{mm} = 38\text{mm} = 3.80\text{cm}$ και πιο ψηλά από τη θέση της 2^{ης} άνω στρώσης, δηλαδή θα πρέπει $x \leq 20\text{mm} + 8\text{mm} + 26\text{mm} + 26/2\text{mm} + 10/2\text{mm} = 72\text{mm} = 7.20\text{cm}$.

Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής

Πλάτος $b_{\text{eff}}=65.5\text{cm}$, ύψος $h=50\text{cm}$,

σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ, d' είναι η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος άρα εδώ η απόσταση της άνω ακραίας στρώσης οπλισμού από την άνω ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος που προκύπτει $d' = 3.3\text{cm}$,



Σχήμα 6-13: Βασικά γεωμετρικά μεγέθη υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για θετικές ροπές

η στατική επικάλυψη d_1 της κάτω εφελκυσμένης στρώσης οπλισμού είναι $d_1 = 3.3\text{cm}$ και άρα το στατικό ύψος είναι $d = h - d_1 = 50 - 3.3 = 46.7\text{cm}$. Τέλος, $\delta' = d'/d = 3.3/46.7 = 0.070664$.

Ιδιότητες Υλικών

$$f_{cd} = f_{cm}/\gamma_c = 14.545\text{MPa}, E_{cm} = 25.331\text{GPa} = 25331369.8\text{kPa},$$

$$f_{yd} = f_{ym}/\gamma_s = 254.545\text{MPa}. E_s = 200\text{GPa} = 200000000\text{kPa},$$

$$\alpha = E_s/E_c = 200/25.331 = 7.895$$

Αξονικό Θλιπτικό Φορτίο N

$$N_{Ed} = 0\text{kN}, v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = 0$$

Ποσοστά Οπλισμού

$$\text{θλιβόμενη στρώση οπλισμού } 3\Phi 10 \rightarrow A_s' = \frac{3 \cdot \pi \cdot 1.0^2}{4} = 2.3562\text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού } \rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{2.3562}{65.5 \cdot 46.7} = 0.00077 ,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού } \omega' = \frac{A_s'}{bd} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{2.3562}{65.5 \cdot 46.7} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.01348$$

$$\text{μεταξύ ενδιάμεσες στρώσεις οπλισμού } \rightarrow \rho_v = 0, \omega_v = 0$$

$$\text{εφελκούμενη στρώση οπλισμού } 2\Phi 10 \rightarrow A_s = \frac{2 \cdot \pi \cdot 1.0^2}{4} = 1.5708 \text{ cm}^2 ,$$

$$\text{ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού } \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1.5708}{65.5 \cdot 46.7} = 0.0005135 ,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού } \omega = \frac{A_s}{bh} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{1.5708}{65.5 \cdot 46.7} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.009,$$

$$\text{συνδετήρες } \Phi 8/30 \rightarrow A_{sw} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 0.8^2}{4} = 2 \cdot 0.503 = 1.0053 \text{ cm}^2 ,$$

$$\text{ποσοστό συνδετήρων } \rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{1.0053}{20 \cdot 30} = 0.0016755 ,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού } \omega_w = \frac{A_{sw}}{bs} \cdot \frac{f_{ywd}}{f_{cd}} = \frac{1.0053}{20 \cdot 30} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.0293.$$

Από ΚΑΝΕΠΕ – Παράρτημα 7Α, για διατομή οπλισμένου σκυροδέματος με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη:

I. Διαρροή λόγω χάλυβα

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b df_y} = 0.0005135 + 0.00077 + 0 = 0.0012838$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b df_y} = 0.0005135 + 0.00077 \cdot 0.070664 + 0 + 0 = 0.000568$$

$$\xi_{y,s} = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A = (7.895^2 \cdot 0.0012838^2 + 2 \cdot 7.895 \cdot 0.000568)^{1/2} - 7.895 \cdot 0.0012838 = 0.08511$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,s} = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d} = \frac{254.545}{200000 \cdot (1 - 0.08511) \cdot 0.467} = 0.00298$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\epsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \alpha b df_c} = 0.0005135 + 0.00077 + 0 - 0 = 0.0012838$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') = 0.0005135 + 0.00077 \cdot 0.070664 + 0 = 0.000568$$

$$\xi_{y,c} = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A = (7.895^2 \cdot 0.0012838^2 + 2 \cdot 7.895 \cdot 0.000568)^{1/2} - 7.895 \cdot 0.0012838 = 0.08511$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,c} = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d} = \frac{1.8 \cdot 14.545}{25331.37 \cdot 0.08511 \cdot 0.467} = 0.026$$

Τελικά $\left(\frac{1}{r}\right)_y = \min\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{y,s}, \left(\frac{1}{r}\right)_{y,c}\right] = \min(0.00298, 0.026) = 0.00298 = \left(\frac{1}{r}\right)_{y,s}$, άρα κρίσιμο υλικό ο χάλυβας οπλισμού. Οπότε $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.00298$, $\xi_y = \xi_{y,s} = 0.08511$ και $x = \xi \cdot d = 0.08511 \cdot 0.467 = 0.0398\text{m} = 3.98\text{cm} > 3.80\text{cm}$ και $3.98\text{cm} < 7.20\text{cm}$, άρα αληθεύει η αρχική υπόθεση.

Με δεδομένη την καμπυλότητα στη διαρροή, η αντίστοιχη ροπή M_y προκύπτει ως:

$$M_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \left[E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right] b d^3$$

όπου $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.00298$, $\xi_y = 0.08511$, $\rho = 0.0005135$, $\rho' = 0.00077$, $\rho_v = 0$, $\delta' = 0.070664$, $b = 0.655\text{m}$, $d = 0.467\text{m}$, $E_c = 25331369.8\text{kPa}$, $E_s = 200000000\text{kPa}$.

Προκύπτει $M_y = 18.12\text{kNm}$.

Η γωνία στροφής χορδής θ_y κατά την καμπτική διαρροή μπορεί να εκτιμηθεί για δοκούς και υποστυλώματα ως (ΚΑΝΕΠΕ ΣΣ7.2.2δ, σχέση Σ.2α):

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} =$$

όπου $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.00298$, $L_s = L_{καθ}/2 = 3.25/2 = 1.625\text{m}$, $z = d - d' = 46.7 - 3.3 = 43.4\text{cm} = 0.434\text{m}$, $h = 50\text{cm} = 0.50\text{m}$, $d_b = 10\text{mm} = 0.010\text{m}$, $f_y = 254.545\text{MPa}$, $f_c = 14.545\text{MPa}$. Τέλος, υπάρχει και ο όρος a_v που προϋποθέτει τον υπολογισμό την τέμνουσας $V_{R,c}$ που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση και υπολογίζεται από τη σχέση Σ.3 (ΚΑΝΕΠΕ ΣΣ7.2.2δ):

$$V_{R,c} = b_w d \cdot \left[0.15 \cdot \sigma_c + \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) \cdot f_c^{1/3} \cdot \max \left(180(100\rho_L)^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \cdot f_c^{1/6}} \right) \right]$$

όπου $\rho_L = \rho = 0.0005135$, $b_w = 0.20\text{m}$, $d = 0.467\text{m}$, $f_c = 14.545\text{MPa}$, $N_{Ed} = 0\text{kN}$, $\sigma_c = 0\text{kPa} \leq 0.2 \cdot 14.545 \cdot 1000 = 2909\text{kPa}$.

Προκύπτει $V_{R,c} = 26.53\text{kN}$. Σύμφωνα με την §7.2.2δ του ΚΑΝΕΠΕ, ο όρος a_v είναι ίσος με 0 καθώς η $V_{R,c} = 26.53\text{kN}$ είναι μεγαλύτερη της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_s = 18.12/1.625 = 11.15\text{kN}$. Τώρα, μπορεί να υπολογιστεί η γωνία στροφής χορδής θ_y :

$$\begin{aligned} \text{Προκύπτει } \theta_y &= 0.00298 \cdot \frac{1.625 + 0 \cdot 0.434}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{0.50}{1.625} \right) + \\ &\frac{0.00298 \cdot 0.010 \cdot 254.545}{8 \cdot \sqrt{14.545}} = 1.60\text{‰} + 2.05\text{‰} + 0.25\text{‰} = 3.91\text{‰} = 3.91\text{mrad} = \\ &0.00391\text{rad} \end{aligned}$$

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής θ_u κατά την αστοχία μπορεί να εκτιμηθεί για δοκούς και υποστυλώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα ως (ΚΑΝΕΠΕ Σ§7.2.4βiii, σχέση Σ.11α):

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot 0.3^V \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01; \omega - \omega')} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot \alpha_s^{0.35} \cdot 25^{\left(\alpha_s \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} \cdot (1.25^{100\rho_d})$$

όπου $\alpha_s = M/Vh = L_s/h = 1.625/0.50 = 3.25$, $v_{Ed} = 0$, $\omega' = \frac{A_s' \cdot f_{yd}}{bd \cdot f_{cd}} = \frac{2.3562}{65.5 \cdot 46.7} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.01348$ το μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού, $\omega_{tot} = \omega + \omega' + \omega_v = 0.009 + 0.01348 + 0 = 0.2248$ το ολικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού, $\rho_d = 0$ καθώς δεν υπάρχει δισδιαγώνιος οπλισμός, $\rho_s = \rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{1.0053}{20 \cdot 30} = 0.0016755$, $\alpha = 0$ καθώς λαμβάνεται μηδενική απόδοση περίσφιγξης υπέρ της ασφαλείας.

Προκύπτει $\theta_u = 0.0472\text{rad}$. Αυτή η τιμή όμως αναφέρεται σε δοκούς και υποστυλώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα. Από το σχόλιο ν) της παραγράφου Σ§7.2.4βiii του ΚΑΝΕΠΕ, σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 με χρήση λείων ράβδων (S220) και επειδή χρησιμοποιήθηκε η σχέση (Σ.11α), η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία είναι η πλήρης τιμή της σχέσης αυτής, άρα $\theta_u = 0.0472\text{rad} = 47.20\text{mrad}$.

Όμως, επειδή αυτή η τιμή θ μοιάζει «αισιόδοξη», γίνεται υπολογισμός της και μέσω των πινάκων του Παραρτήματος 7B. Από εκεί για $\frac{f_c \cdot \omega'}{\omega + \omega_v} = \frac{14.545 \cdot 0.01348}{0.009 + 0} = 21.848 \approx 20$ και $\alpha_s = 3.25 \rightarrow \theta_u = 4.7\% = 47\text{‰} = 47\text{mrad}$. Αυτή η τιμή πολλαπλασιάζεται και με 3 συντελεστές, τον $\lambda_{\omega w} = 1$ (για $\alpha = 0$, μηδενική απόδοση περίσφιγξης), τον $\lambda_{\rho d} = 1$ (για $\rho_d = 0$) και τον $\lambda_v = 1$ (για $v_{Ed} = 0$). Επίσης, η τιμή του πίνακα θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί με την τιμή 0.833 λόγω λείου χάλυβα οπλισμού. Η τελική τιμή της θ_u μέσω των πινάκων είναι:

$$\theta_u = \theta_u \cdot \lambda_{\omega w} \cdot \lambda_{\rho d} \cdot \lambda_v = 47 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.833 = 39.15\text{mrad}.$$

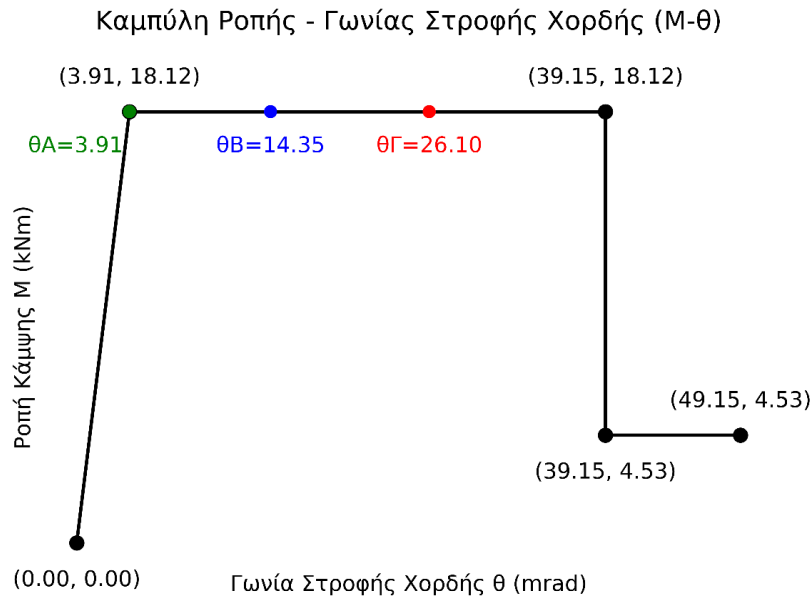
Έχοντας υπολογίσει τις γωνίες στροφής χορδής θ_y και θ_u , μπορούν να υπολογιστούν οι αντίστοιχες θ που ορίζουν τις στάθμες επιτελεστικότητας για το συγκεκριμένο μέλος. Λαμβάνοντας, λοιπόν, υπόψιν ότι το συγκεκριμένο μέλος είναι πρωτεύον:

$$\text{για στάθμη επιτελεστικότητας A} \rightarrow \theta_A = \theta_y = 3.91\text{mrad},$$

$$\text{για στάθμη επιτελεστικότητας B} \rightarrow \theta_B = 0.50 \cdot (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} = 0.50 \cdot (3.91 + 39.15) / 1.50 = 14.35\text{mrad},$$

$$\text{για στάθμη επιτελεστικότητας Γ} \rightarrow \theta_\Gamma = \theta_u / \gamma_{Rd} = 39.15 / 1.50 = 26.10\text{mrad},$$

ενώ για γωνία στροφής χορδής μεγαλύτερη της οριακής θ_u , λαμβάνεται υπόψιν μια απομένουσα ροπή ίση με το 25% της $M_u (= M_y)$, δηλαδή $0.25 \cdot 18.12 = 4.53\text{kNm}$ (ΚΑΝΕΠΕ – Παράρτημα 4.4).

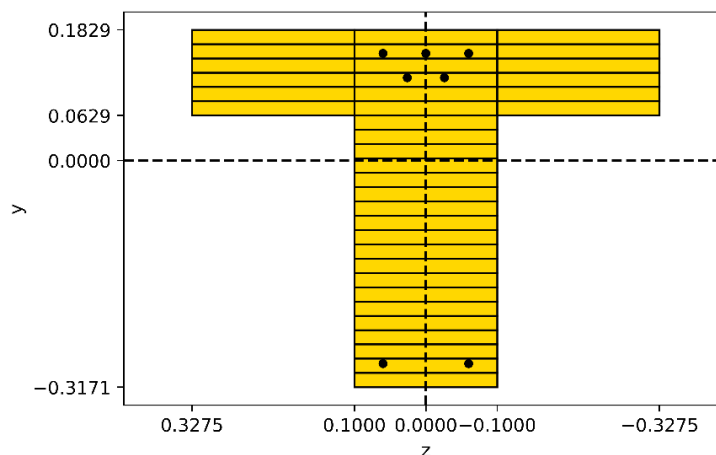


Σχήμα 6-14: Καμπύλη ροπής – γωνίας στροφής χορδής M-θ υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για θετικές ροπές (Python)

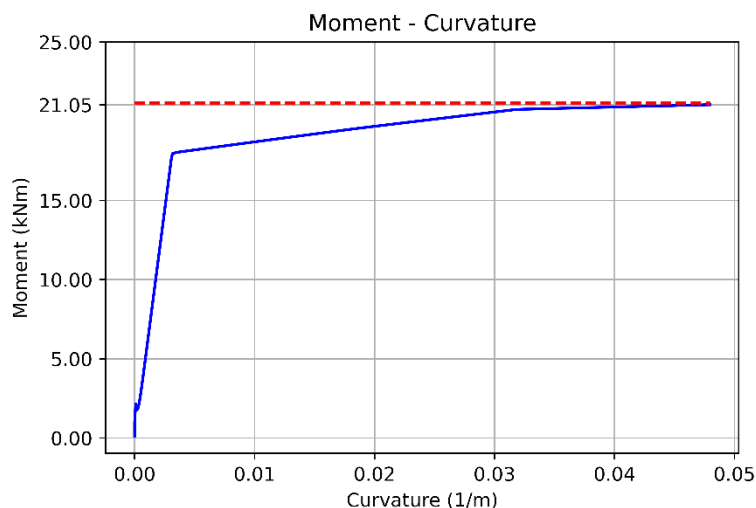
Σ' αυτό το σημείο, μιας και ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου πραγματοποιείται για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1, μπορεί να προσδιοριστεί ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας m για τη στάθμη Γ1 ως:

$$m_{\Gamma 1} = \theta_{\Gamma} / \theta_{\gamma} = 26.10 / 3.91 = 6.68.$$

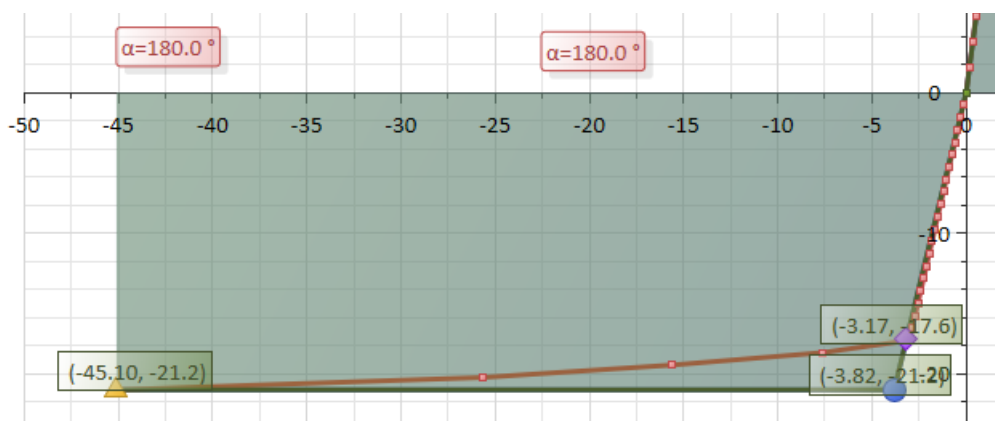
Υπενθυμίζεται από τα παραπάνω η υπολογιζόμενη ροπή διαρροής $M_y = 18.12 \text{ kNm}$ βάσει του Παραρτήματος 7Α του ΚΑΝΕΠΕ. Για την ίδια διατομή και διάταξη όπλισης, ελαφρώς αυξημένη προκύπτει και η οριακή ροπή αντοχής M_{Rd} . Από την ανάλυση διατομής με OpenSees η οριακή ροπή είναι 21.046 kNm ($=21.05 \text{ kNm}$ όπως φαίνεται στον άξονα των ροπών). Η ίδια οριακή ροπή προκύπτει και από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ και ίση με 21.16 kNm (η οποία έχει επίσης απεικονιστεί με οριζόντια διακεκομμένη γραμμή στο επόμενο M-κ του OpenSees για λόγους σύγκρισης) με $M_y / M_u = 18.12 / 21.16 = 0.86$ που είναι αναμενόμενο για δοκό (συνήθως ο λόγος βρίσκεται μεταξύ 85% και 95%)



Σχήμα 6-15: Διατομή υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για θετικές ροπές (OpenSeesPy)



Σχήμα 6-16: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής διατομής υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για θετικές ροπές (OpenSeesPy)

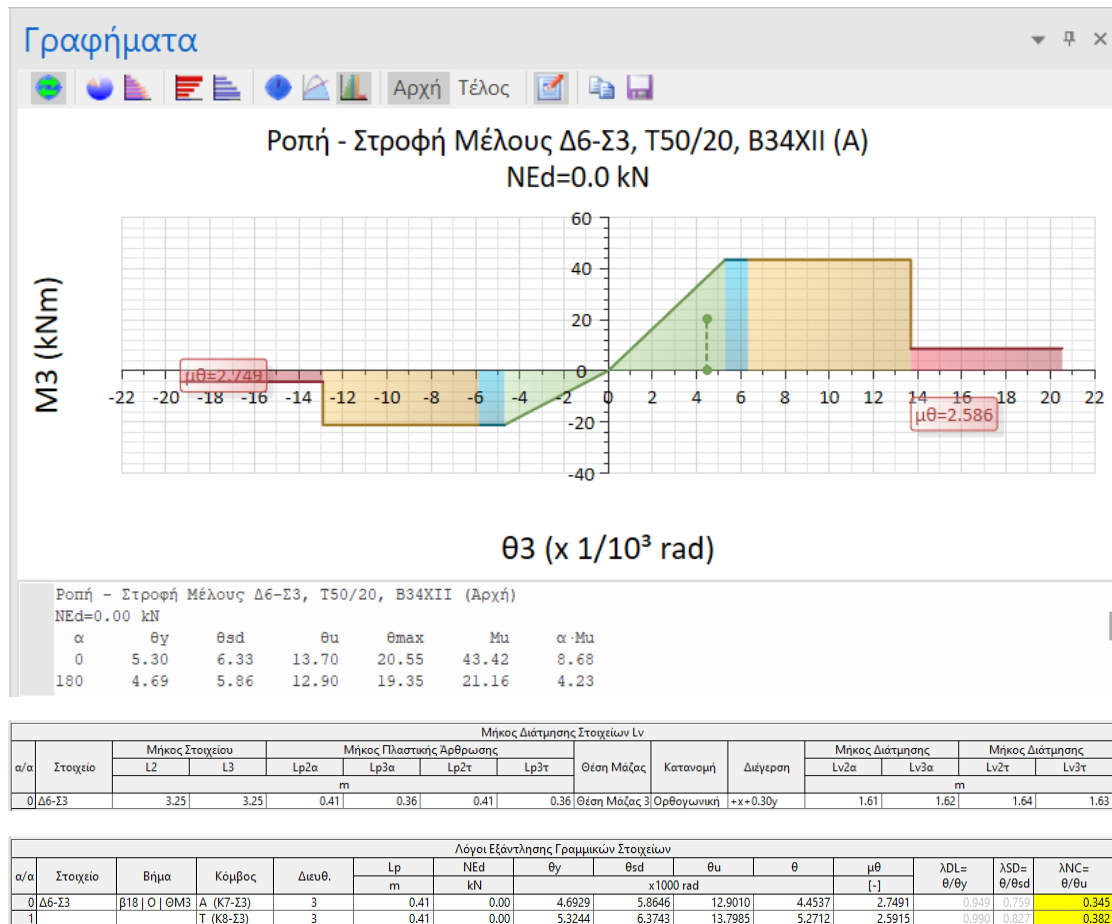


Σχήμα 6-17: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής διατομής υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για θετικές ροπές (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Ακόμη, παρακάτω φαίνεται το διάγραμμα M-θ που υπολογίζει το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ για τη συγκεκριμένη δοκό (συγκεκριμένα πρόκειται για το βήμα της απαίτησης για την ανάλυση Pushover +X+0.30Y με Ορθογωνική Κατανομή). Βάσει αυτού:

οριακή ροπή: 21.16kNm,

γωνία στροφής χορδής θ_y στη διαρροή = 4.69mrad, γωνία στροφής χορδής θ_u κατά την αστοχία = 19.35mrad, ενώ για τα 3 σημεία επιτελεσματικότητας είναι: $\theta_A = \theta_y = 4.69\text{mrad}$, $\theta_B = 5.86\text{mrad}$, $\theta_r = \theta_u/1.50 = 12.90\text{mrad}$



Σχήμα 6-18: Καμπύλη ροπής – γωνίας στροφής χορδής M-θ υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για θετικές ροπές, το αριστερό μισό διάγραμμα (ΡΑΦ ΤΟΛ)

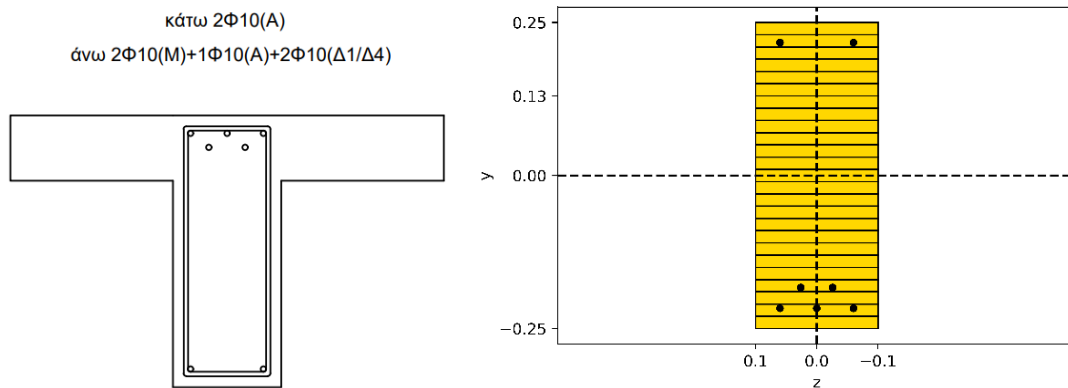
Όσον αφορά τη γωνία στροφής χορδής θ_u κατά την αστοχία, το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ [12] την υπολογίζει με βάση τη σχέση (Α.4) του EN1998-3:2005 ως:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

οπότε για $\theta_y = 4.69\text{mrad}$, $\varphi_u = 45.10$ (1/mm), $\varphi_y = 3.82$ (1/mm), $L_v = 1.62\text{m}$, $L_{pl} = 0.41\text{m}$ είναι $\theta_{um} = 4.69 + (45.10 - 3.82) \cdot 0.41 \cdot \left(1 - \frac{0.5 \cdot 0.41}{1.62} \right) = 19.47\text{mrad} \approx 19.35\text{mrad}$.

Οι κώδικες Python και OpenSeesPy που γράφθηκαν για την παραγωγή της καμπύλης M-θ και του διαγράμματος M-κ για τη συγκεκριμένη δοκό βρίσκονται στο Παράρτημα Γ1.

6.4.2.2 Διάγραμμα Ροπής – Γωνίας Στροφής Χορδής Μ-θ Υφιστάμενης Δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για Αρνητικές Ροπές

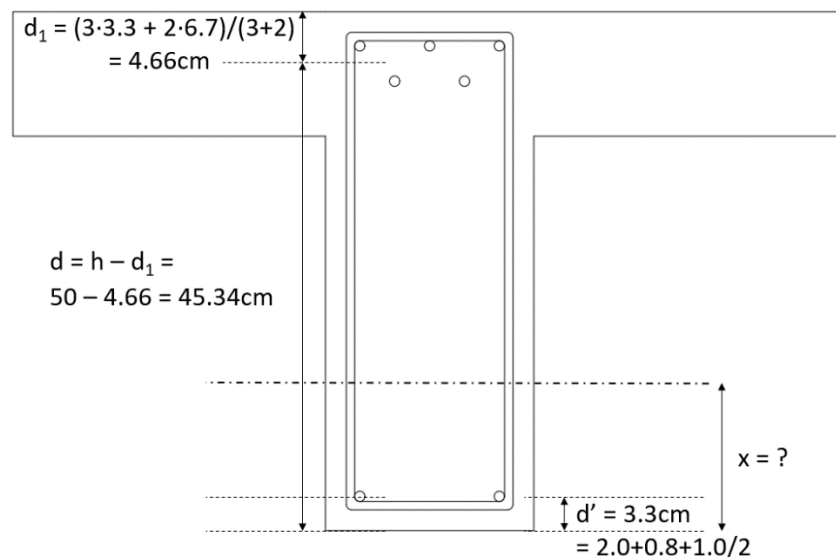


Σχήμα 6-19: Διατομή υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για αρνητικές ροπές (OpenSeesPy)

Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής

Πλάτος $b_w=20\text{cm}$, ύψος $h=50\text{cm}$,

σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ, d' είναι η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος άρα εδώ η απόσταση της κάτω θλιβόμενης στρώσης οπλισμού από την κάτω ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος που προκύπτει $d' = 3.3\text{cm}$,



Σχήμα 6-20: Βασικά γεωμετρικά μεγέθη υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για αρνητικές ροπές

η στατική επικάλυψη d_1 του κέντρου βάρους των 2 άνω εφελκυσόμενων στρώσεων οπλισμού είναι $d_1 = 4.66\text{cm}$ και άρα το στατικό ύψος είναι $d = h - d_1 = 50 - 4.66 = 45.34\text{cm}$. Τέλος, $\delta' = d'/d = 3.3/45.34 = 0.0728$.

Ιδιότητες Υλικών

$$f_{cd} = f_{cm}/\gamma_c = 14.545\text{MPa}, E_{cm} = 25.331\text{GPa} = 25331369.8\text{kPa},$$

$$f_{yd} = f_{ym}/\gamma_s = 254.545\text{MPa}. E_s = 200\text{GPa} = 200000000\text{kPa},$$

$$\alpha = E_s/E_c = 200/25.331 = 7.895$$

Αξονικό Θλιπτικό Φορτίο N

$$N_{Ed} = 0\text{kN}, v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = 0$$

Ποσοστά Οπλισμού

$$\text{θλιβόμενη στρώση οπλισμού } 2\Phi 10 \rightarrow A_{s'} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 1.0^2}{4} = 1.5708 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού } \rho' = \frac{A_{s'}}{bd} = \frac{1.5708}{20 \cdot 45.34} = 0.00173,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού } \omega' = \frac{A_{s'}}{bd} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{1.5708}{20 \cdot 45.34} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.0303$$

$$\text{μεταξύ ενδιάμεσες στρώσεις οπλισμού } \rightarrow \rho_v = 0, \omega_v = 0$$

$$\text{εφελκόμενες στρώσεις οπλισμού } 5\Phi 10 \rightarrow A_s = \frac{5 \cdot \pi \cdot 1.0^2}{4} = 3.927 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού } \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.927}{20 \cdot 45.34} = 0.00433,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού } \omega = \frac{A_s}{bh} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{3.927}{20 \cdot 45.34} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.07578,$$

$$\text{συνδετήρες } \Phi 8/30 \rightarrow A_{sw} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 0.8^2}{4} = 2 \cdot 0.503 = 1.0053 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό συνδετήρων } \rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{1.0053}{20 \cdot 30} = 0.0016755,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού } \omega_w = \frac{A_{sw}}{bs} \cdot \frac{f_{ywd}}{f_{cd}} = \frac{1.0053}{20 \cdot 30} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.0293.$$

Από ΚΑΝΕΠΕ – Παράρτημα 7Α, για διατομή οπλισμένου σκυροδέματος με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη:

I. Διαρροή λόγω χάλυβα

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} = 0.00433 + 0.00173 + 0 = 0.00606$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} = 0.00433 + 0.00173 \cdot 0.0728 + 0 + 0 = 0.00445$$

$$\xi_{y,s} = (a^2A^2 + 2aB)^{1/2} - aA = (7.895^2 \cdot 0.00606^2 + 2 \cdot 7.895 \cdot 0.00445)^{1/2} - 7.895 \cdot 0.00606 = 0.2217$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,s} = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d} = \frac{254.545}{200000 \cdot (1 - 0.2217) \cdot 0.4534} = 0.0036$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\epsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \alpha b d f_c} = 0.00433 + 0.00173 + 0 - 0 = 0.00606$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') = 0.00433 + 0.00173 \cdot 0.0728 + 0 = 0.00445$$

$$\xi_{y,c} = (a^2A^2 + 2aB)^{1/2} - aA = (7.895^2 \cdot 0.00606^2 + 2 \cdot 7.895 \cdot 0.00445)^{1/2} - 7.895 \cdot 0.00606 = 0.2217$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,c} = \frac{\epsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_c \xi_y d} = \frac{1.8 \cdot 14.545}{25331.37 \cdot 0.2217 \cdot 0.4534} = 0.0103$$

Τελικά $\left(\frac{1}{r}\right)_y = \min\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{y,s}, \left(\frac{1}{r}\right)_{y,c}\right] = \min(0.0036, 0.0103) = 0.0036 = \left(\frac{1}{r}\right)_{y,s}$, άρα κρίσιμο υλικό ο χάλυβας οπλισμού. Οπότε $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.00298$, $\xi_y = \xi_{y,s} = 0.2217$ και $x = \xi \cdot d = 0.2217 \cdot 0.4534 = 0.10\text{m} = 10.00\text{cm}$.

Με δεδομένη την καμπυλότητα στη διαρροή, η αντίστοιχη ροπή M_y προκύπτει ως:

$$M_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \left[E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right] b d^3$$

όπου $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.0036$, $\xi_y = 0.2217$, $\rho = 0.00433$, $\rho' = 0.00173$, $\rho_v = 0$, $\delta' = 0.0728$, $b = 0.20\text{m}$, $d = 0.4534\text{m}$, $E_c = 25331369.8\text{kPa}$, $E_s = 200000000\text{kPa}$.

Προκύπτει $M_y = 41.98\text{kNm}$.

Η γωνία στροφής χορδής θ_y κατά την καμπτική διαρροή μπορεί να εκτιμηθεί για δοκούς και υποστυλώματα ως (ΚΑΝΕΠΕ Σ§7.2.2δ, σχέση Σ.2α):

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} =$$

όπου $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.0036$, $L_s = L_{καθ}/2 = 3.25/2 = 1.625\text{m}$, $z = d - d' = 45.34 - 3.3 = 42.04\text{cm} = 0.4204\text{m}$, $h = 50\text{cm} = 0.50\text{m}$, $d_b = 10\text{mm} = 0.010\text{m}$, $f_y = 254.545\text{MPa}$, $f_c = 14.545\text{MPa}$. Τέλος, υπάρχει και ο όρος a_v που προϋποθέτει τον υπολογισμό την τέμνουσας $V_{R,c}$ που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση και υπολογίζεται από τη σχέση Σ.3 (ΚΑΝΕΠΕ Σ§7.2.2δ):

$$V_{R,c} = b_w d \cdot \left[0.15 \cdot \sigma_c + \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}}\right) \cdot f_c^{1/3} \cdot \max\left(180(100\rho_L)^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \cdot f_c^{1/6}}\right) \right]$$

όπου $\rho_L = \rho = 0.00433$, $b_w = 0.20\text{m}$, $d = 0.4534\text{m}$, $f_c = 14.545\text{MPa}$, $N_{Ed} = 0\text{kN}$, $\sigma_c = 0\text{kPa} \leq 0.2 \cdot 14.545 \cdot 1000 = 2909\text{kPa}$.

Προκύπτει $V_{R,c} = 50.16\text{kN}$. Σύμφωνα με την §7.2.2δ του ΚΑΝΕΠΕ, ο όρος a_v είναι ίσος με 0 καθώς η $V_{R,c} = 50.16\text{kN}$ είναι μεγαλύτερη της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_s = 41.98/1.625 = 25.83\text{kN}$. Τώρα, μπορεί να υπολογιστεί η γωνία στροφής χορδής θ_y :

$$\text{Προκύπτει } \theta_y = 0.0036 \cdot \frac{1.625 + 0 \cdot 0.4204}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{0.50}{1.625}\right) + \frac{0.0036 \cdot 0.010 \cdot 254.545}{8 \cdot \sqrt{14.545}} = 1.95\text{‰} + 2.05\text{‰} + 0.30\text{‰} = 4.30\text{‰} = 4.30\text{mrad} = 0.0043\text{rad}$$

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής θ_u κατά την αστοχία μπορεί να εκτιμηθεί για δοκούς και υποστυλώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα ως (ΚΑΝΕΠΕ Σ§7.2.4βiii, σχέση Σ.11α):

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot 0.3^V \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01; \omega - \omega')} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot \alpha_s^{0.35} \cdot 25 \left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right) \cdot (1.25^{100\rho_d})$$

$$\text{όπου } \alpha_s = M/Vh = L_s/h = 1.625/0.50 = 3.25, v_{Ed} = 0, \omega' = \frac{A_s'}{bd} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{1.5708}{20 \cdot 45.34} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.0303 \text{ το μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού, } \omega_{tot} =$$

$$\omega + \omega' + \omega_v = 0.07578 + 0.0303 + 0 = 0.1061 \text{ το ολικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού,}$$

$$\rho_d = 0 \text{ καθώς δεν υπάρχει δισδιαγώνιος οπλισμός, } \rho_s = \rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{1.0053}{20 \cdot 30} =$$

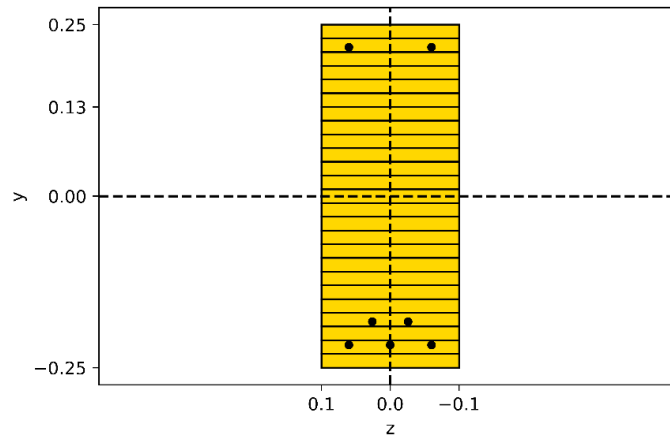
$$0.0016755, \alpha = 0 \text{ καθώς λαμβάνεται μηδενική απόδοση περισφιγξης υπέρ της ασφαλείας.}$$

Προκύπτει $\theta_u = 0.036\text{rad}$. Αυτή η τιμή όμως αναφέρεται σε δοκούς και υποστυλώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα. Από το σχόλιο ν) της παραγράφου Σ§7.2.4βiii του ΚΑΝΕΠΕ, σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 με χρήση λείων ράβδων (S220) και επειδή χρησιμοποιήθηκε η σχέση (Σ.11α), η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία είναι η πλήρης τιμή της σχέσης αυτής, άρα $\theta_u = 0.036\text{rad} = 36.00\text{mrad}$.

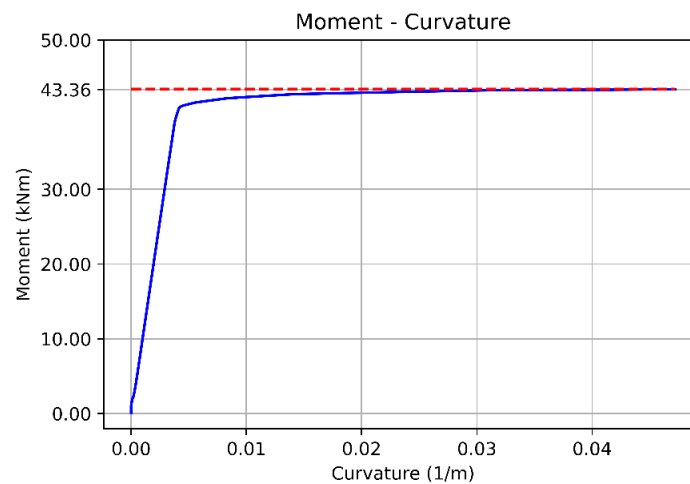
Όμως, επειδή αυτή η τιμή θ μοιάζει «αισιόδοξη», γίνεται υπολογισμός της και μέσω των πινάκων του Παραρτήματος 7B. Από εκεί για $\frac{f_c \cdot \omega'}{\omega + \omega_v} = \frac{14.545 \cdot 0.0303}{0.07578 + 0} = 5.82 \approx 5$ και $\alpha_s = 3.25 \rightarrow \theta_u = 3.4\% = 34\text{‰} = 34\text{mrad}$. Αυτή η τιμή πολλαπλασιάζεται και με 3 συντελεστές, τον $\lambda_{\alpha\omega w} = 1$ (για $\alpha = 0$, μηδενική απόδοση περισφιγξης), τον $\lambda_{\rho d} = 1$ (για $\rho d = 0$) και τον $\lambda_v = 1$ (για $v_{Ed} = 0$). Επίσης, η τιμή του πίνακα θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί με την τιμή 0.833 λόγω λείου χάλυβα οπλισμού. Η τελική τιμή της θ_u μέσω των πινάκων είναι:

$$\theta_u = \theta_u \cdot \lambda_{\alpha\omega w} \cdot \lambda_{\rho d} \cdot \lambda_v = 34 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.833 = 28.322\text{mrad}.$$

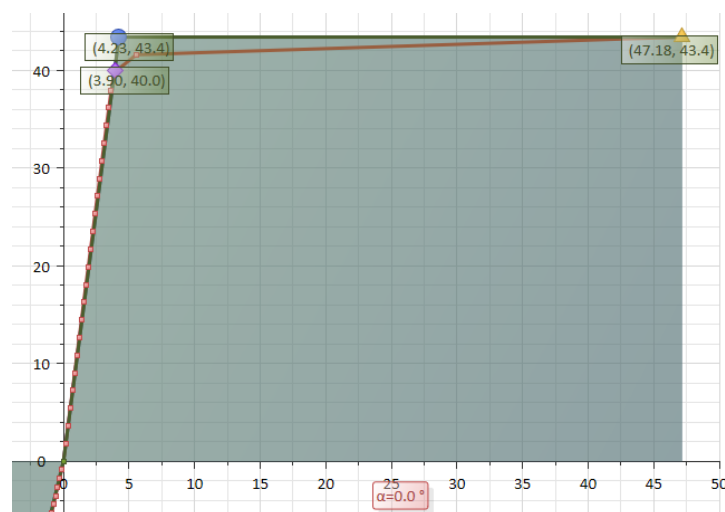
Έχοντας υπολογίσει τις γωνίες στροφής χορδής θ_y και θ_u , μπορούν να υπολογιστούν οι αντίστοιχες θ που ορίζουν τις στάθμες επιτελεστικότητας για το συγκεκριμένο μέλος. Λαμβάνοντας, λοιπόν, υπόψιν ότι το συγκεκριμένο μέλος είναι πρωτεύον:



Σχήμα 6-22: Διατομή υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για αρνητικές ροπές (OpenSeesPy)



Σχήμα 6-23: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για αρνητικές ροπές (OpenSeesPy)

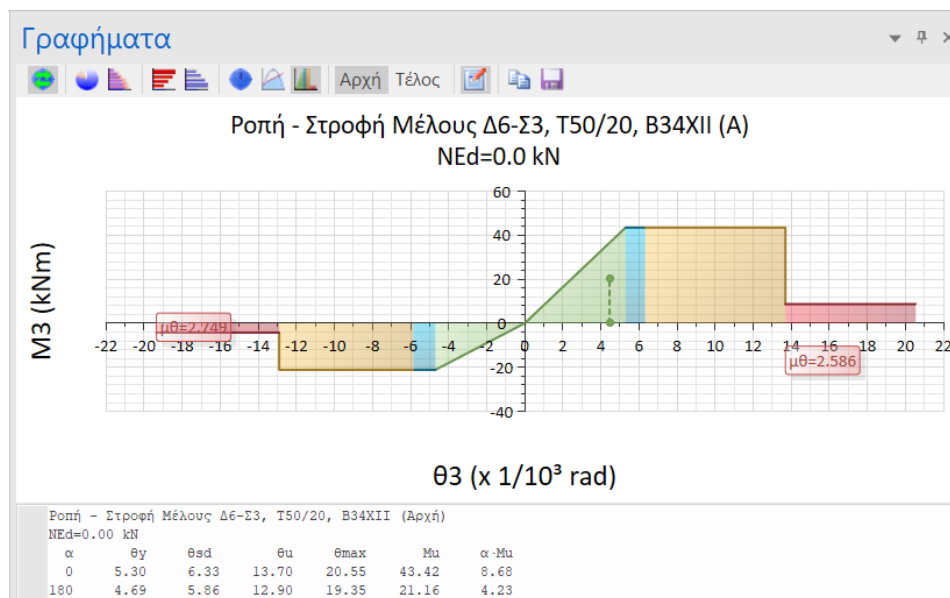


Σχήμα 6-24: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για αρνητικές ροπές (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Ακόμη, παρακάτω φαίνεται το διάγραμμα Μ-θ που υπολογίζει το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ για τη συγκεκριμένη δοκό (συγκεκριμένα πρόκειται για το βήμα της απαίτησης για την ανάλυση Pushover +Χ+0.30Υ με Ορθογωνική Κατανομή). Βάσει αυτού:

οριακή ροπή: 43.32kNm,

γωνία στροφής χορδής θ_y στη διαρροή = 5.30mrad, γωνία στροφής χορδής θ_u κατά την αστοχία = 20.55mrad, ενώ για τα 3 σημεία επιτελεσματικότητας είναι: $\theta_A = \theta_y = 5.30\text{mrad}$, $\theta_B = 6.33\text{mrad}$, $\theta_r = \theta_u/1.50 = 13.70\text{mrad}$



α/α	Στοιχείο	Μήκος Διάτμησης Στοιχείων L _v						Θέση Μάζας	Κατανομή	Διέγερση	Μήκος Διάτμησης		Μήκος Διάτμησης	
		L2	L3	L _{p2a}	L _{p3a}	L _{p2t}	L _{p3t}				L _{v2a}	L _{v3a}	L _{v2t}	L _{v3t}
0	Δ6-Σ3	3.25	3.25	0.41	0.36	0.41	0.36	Θέση Μάζας 3	Ορθογωνική	+x+0.30y	1.61	1.62	1.64	1.63

α/α	Στοιχείο	Βήμα	Κάμβος	Διευθ.	L _p m	NEd kN	θ _y	θ _{sd}	θ _u	θ	μθ [-]	λDL=θ/θ _y	λSD=θ/θ _{sd}	λNC=θ/θ _u
														x1000 rad
0	Δ6-Σ3	β18 Ο ΘΜ3	A (K7-Σ3)	3	0.41	0.00	4.6929	5.8646	12.9010	4.4537	2.7491	0.949	0.750	0.345
1			T (K8-Σ3)	3	0.41	0.00	5.3244	6.3743	13.7985	5.2712	2.5915	0.990	0.827	0.382

Σχήμα 6-25: Καμπύλη ροπής – γωνίας στροφής χορδής Μ-θ υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για θετικές ροπές, το δεξί μισό διάγραμμα (ΡΑΦ ΤΟΛ)

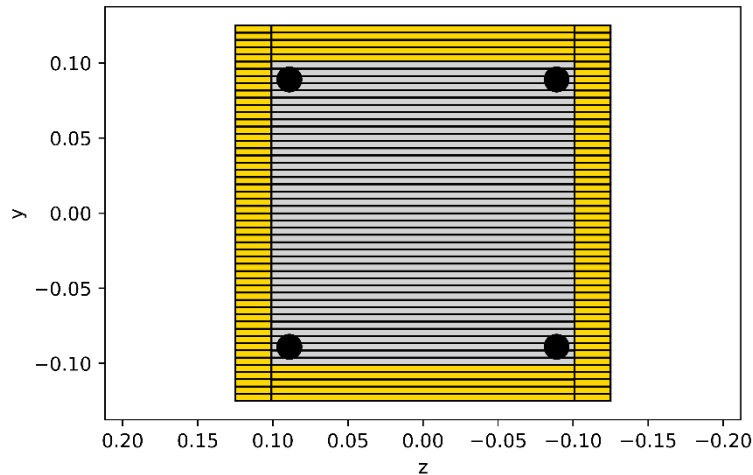
Όσον αφορά τη γωνία στροφής χορδής θ_u κατά την αστοχία, το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ [12] την υπολογίζει με βάση τη σχέση (Α.4) του EN1998-3:2005 ως:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

οπότε για $\theta_y = 5.30\text{mrad}$, $\varphi_u = 47.18 (1/\text{mm})$, $\varphi_y = 4.23 (1/\text{mm})$, $L_v = 1.62\text{m}$, $L_{pl} = 0.41\text{m}$ είναι $\theta_{um} = 5.30 + (47.18 - 4.23) \cdot 0.41 \cdot \left(1 - \frac{0.5 \cdot 0.41}{1.62} \right) = 20.68\text{mrad} \approx 20.55\text{mrad}$.

Οι κώδικες Pythοn και OpenSeesPy που γράφθηκαν για την παραγωγή της καμπύλης Μ-θ και του διαγράμματος Μ-κ για τη συγκεκριμένη δοκό βρίσκονται στο Παράρτημα Γ2.

6.4.2.3 Διάγραμμα Ροπής – Γωνίας Στροφής Χορδής Μ-θ Υφιστάμενου Υποστυλώματος Υ19 της Στάθμης Σ3



Σχήμα 6-26: Διατομή υφιστάμενου υποστυλώματος Υ19 της Στάθμης Σ3 (OpenSeesPy)

Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής

Πλάτος $b=25\text{cm}$, ύψος $h=25\text{cm}$, στατική Επικάλυψη $d' = 3.60\text{cm}$ ($=2.0+0.8+1.6/2$), στατικό Ύψος $d = 21.4\text{cm}$ ($=25-3.60$), $\delta' = d'/d = 3.60/21.4 = 0.1682$

Ιδιότητες Υλικών

$$f_{cd} = f_{cm}/\gamma_c = 14.545\text{MPa}, E_{cm} = 25.331\text{GPa} = 25331369.8\text{kPa},$$

$$f_{yd} = f_{ym}/\gamma_s = 254.545\text{MPa}, E_s = 200\text{GPa} = 200000000\text{kPa},$$

$$\alpha = E_s/E_c = 200/25.331 = 7.895$$

Αξονικό Θλιπτικό Φορτίο N

$$N_{Ed} = 172.47\text{kN}, \nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{172.47}{25 \cdot 25 \cdot 1.4545} = 0.19$$

Ποσοστά Οπλισμού

$$\text{θλιβόμενη στρώση οπλισμού } 2\Phi 16 \rightarrow A_{s'} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 1.6^2}{4} = 4.02124 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού } \rho' = \frac{A_{s'}}{bd} = \frac{4.02124}{25 \cdot 21.4} = 0.007516,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού } \omega' = \frac{A_{s'}}{bh} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{4.02124}{25 \cdot 25} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.1126$$

μεταξύ ενδιάμεσες στρώσεις οπλισμού $\rightarrow \rho_v = 0, \omega_v = 0$

$$\text{εφελκυόμενη στρώση οπλισμού } 2\Phi 16 \rightarrow A_s = \frac{2 \cdot \pi \cdot 1.6^2}{4} = 4.02124 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό εφελκυόμενου οπλισμού } \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4.02124}{25 \cdot 21.4} = 0.007516,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό εφελκυσμένου οπλισμού } \omega = \frac{A_s}{bh} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{4.02124}{25 \cdot 25} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.1126$$

$$\text{συνδετήρες } \Phi 8/25 \rightarrow A_{sw} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 0.8^2}{4} = 2 \cdot 0.503 = 1.0053 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό συνδετήρων } \rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 0.503}{25 \cdot 25} = 0.00161,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού } \omega_w = \frac{A_{sw}}{bs} \cdot \frac{f_{ywd}}{f_{cd}} = \frac{2 \cdot 0.503}{25 \cdot 25} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.028.$$

Από ΚΑΝΕΠΕ – Παράρτημα 7Α, για διατομή οπλισμένου σκυροδέματος με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη:

I. Διαρροή λόγω χάλυβα

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b df_y} = 0.007516 + 0.007516 + \frac{172.47}{25 \cdot 21.4 \cdot 25.4545} = 0.027697$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b df_y} = 0.007516 + 0.007516 \cdot 0.1682 + 0.50 \cdot 0 \cdot (1 + 0.1682) + \frac{172.47}{25 \cdot 21.4 \cdot 25.4545} = 0.021445$$

$$\xi_{y,s} = (a^2 A^2 + 2aB)^{1/2} - aA = (7.895^2 \cdot 0.027697^2 + 2 \cdot 7.895 \cdot 0.021445)^{1/2} - 7.895 \cdot 0.027697 = 0.403$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,s} = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d} = \frac{254.545}{200000 \cdot (1-0.403) \cdot 0.214} = 0.009962$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\epsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \alpha b df_c} = 0.007516 + 0.007516 + 0 - \frac{172.47}{1.8 \cdot 7.895 \cdot 25 \cdot 21.4 \cdot 1.4545} = -0.0005624$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') = 0.007516 + 0.007516 \cdot 0.1682 + 0.50 \cdot 0 \cdot (1 + 0.1682) = 0.00878$$

$$\xi_{y,c} = (a^2 A^2 + 2aB)^{1/2} - aA = (7.895^2 \cdot (-0.0005624)^2 + 2 \cdot 7.895 \cdot 0.00878)^{1/2} - 7.895 \cdot (-0.0005624) = 0.37683$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,c} = \frac{\epsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_c \xi_y d} = \frac{1.8 \cdot 14.545}{25331.37 \cdot 0.37683 \cdot 0.214} = 0.0128$$

Τελικά $\left(\frac{1}{r}\right)_y = \min\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{y,s}, \left(\frac{1}{r}\right)_{y,c}\right] = \min(0.009962, 0.0128) = 0.009962 = \left(\frac{1}{r}\right)_{y,s}$, άρα κρίσιμο υλικό ο χάλυβας οπλισμού. Οπότε $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.009962$, $\xi_y = \xi_{y,s} = 0.403$ και $x = \xi \cdot d = 0.403 \cdot 0.214 = 0.0862 \text{ m} = 8.62 \text{ cm}$.

Με δεδομένη την καμπυλότητα στη διαρροή, η αντίστοιχη ροπή M_y προκύπτει ως:

$$M_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \left[E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right] b d^3$$

όπου $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.009962$, $\xi_y = 0.403$, $\rho = \rho' = 0.007516$, $\rho_v = 0$, $\delta' = 0.1682$, $b = 0.25\text{m}$, $d = 0.214\text{m}$, $E_c = 25331369.8\text{kPa}$, $E_s = 200000000\text{kPa}$.

Προκύπτει $M_y = 35.27\text{kNm}$.

Η γωνία στροφής χορδής θ_y κατά την καμπτική διαρροή μπορεί να εκτιμηθεί για δοκούς και υποστυλώματα ως (ΚΑΝΕΠΕ Σ§7.2.2δ, σχέση Σ.2α):

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} =$$

όπου $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.009962$, $L_s = L_{καθ}/2 = 2.50/2 = 1.25\text{m}$, $z = d - d' = 21.4 - 3.6 = 17.8\text{cm} = 0.178\text{m}$, $h = 25\text{cm} = 0.25\text{m}$, $d_b = 16\text{mm} = 0.016\text{m}$, $f_y = 254.545\text{MPa}$, $f_c = 14.545\text{MPa}$. Τέλος, υπάρχει και ο όρος a_v που προϋποθέτει τον υπολογισμό την τέμνουσας $V_{R,c}$ που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση και υπολογίζεται από τη σχέση Σ.3 (ΚΑΝΕΠΕ Σ§7.2.2δ):

$$V_{R,c} = b_w d \cdot \left[0.15 \cdot \sigma_c + \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) \cdot f_c^{1/3} \cdot \max \left(180(100\rho_L)^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \cdot f_c^{1/6}} \right) \right]$$

όπου $\rho_L = \rho = 0.007516$, $b_w = 0.25\text{m}$, $d = 0.214\text{m}$, $f_c = 14.545\text{MPa}$, $N_{Ed} = 172.47\text{kN}$, $A_c = 0.25 \cdot 0.25 = 0.0625\text{m}^2$, $\sigma_c = \frac{172.47}{0.0625} = 2759.52\text{kPa} \leq 0.2 \cdot 14.545 \cdot 1000 = 2909\text{kPa}$.

Προκύπτει $V_{R,c} = 64.18\text{kN}$. Σύμφωνα με την §7.2.2δ του ΚΑΝΕΠΕ, ο όρος a_v είναι ίσος με 0 καθώς η $V_{R,c} = 64.18\text{kN}$ είναι μεγαλύτερη της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_s = 35.27/1.25 = 28.216\text{kN}$. Τώρα, μπορεί να υπολογιστεί η γωνία στροφής χορδής θ_y :

$$\begin{aligned} \text{Προκύπτει } \theta_y &= 0.009962 \cdot \frac{1.25 + 0 \cdot 0.178}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{0.25}{1.25} \right) + \\ &\frac{0.009962 \cdot 0.016 \cdot 254.545}{8 \cdot \sqrt{14.545}} = 4.15\text{‰} + 1.82\text{‰} + 1.33\text{‰} = 7.30\text{‰} = 7.30\text{mrad} = \\ &0.0073\text{rad} \end{aligned}$$

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής θ_u κατά την αστοχία μπορεί να εκτιμηθεί για δοκούς και υποστυλώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα ως (ΚΑΝΕΠΕ Σ§7.2.4βiii, σχέση Σ.11α):

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot 0.3^V \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01; \omega - \omega')} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot \alpha_s^{0.35} \cdot 25 \left(\alpha_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right) \cdot (1.25^{100\rho_d})$$

όπου $\alpha_s = M/Vh = L_s/h = 1.25/0.25 = 5$, $v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{172.47}{25 \cdot 25 \cdot 1.4545} = 0.19$, $\omega' = \frac{A_s' \cdot f_{yd}}{bh \cdot f_{cd}} = \frac{4.02124}{25 \cdot 25} \cdot \frac{254.545}{14.545} = 0.1126$ το μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού, $\omega_{tot} = \omega + \omega' + \omega_v = 2 \cdot 0.1126 + 0 = 0.2252$ το ολικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού, $\rho_d = 0$

καθώς δεν υπάρχει δισδιαγώνιος οπλισμός, $\rho_s = \rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 0.503}{25 \cdot 25} = 0.00161$, $\alpha=0$
καθώς λαμβάνεται μηδενική απόδοση περισφιγξης υπέρ της ασφαλείας.

Προκύπτει $\theta_u = 0.04083\text{rad}$. Αυτή η τιμή όμως αναφέρεται σε δοκούς και υποστρώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα. Από το σχόλιο ν) της παραγράφου Σ§7.2.4βiii του ΚΑΝΕΠΕ, σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 με χρήση λείων ράβδων (S220) και επειδή χρησιμοποιήθηκε η σχέση (Σ.11α), η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία είναι η πλήρης τιμή της σχέσης αυτής, άρα $\theta_u = 0.04083\text{rad} = 40.83\text{mrad}$.

Όμως, επειδή αυτή η τιμή θ μοιάζει «αισιόδοξη», γίνεται υπολογισμός της και μέσω των πινάκων του Παραρτήματος 7B. Από εκεί για $\frac{f_c \cdot \omega'}{\omega + \omega_v} = \frac{14.545 \cdot 0.1126}{0.1126 + 0} = 14.545 \approx 15$ και $\alpha_s = 5 \rightarrow \theta_u = 5.1\% = 51\text{‰} = 51\text{mrad}$. Αυτή η τιμή πολλαπλασιάζεται και με 3 συντελεστές, τον $\lambda_{\alpha\omega w} = 1$ (για $\alpha=0$, μηδενική απόδοση περισφιγξης), τον $\lambda_{pd}=1$ (για $pd=0$) και τον $\lambda_v = 0.79$ (για $v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{172.47}{25 \cdot 25 \cdot 1.4545} = 0.19 \approx 0.20$). Επίσης, η τιμή του πίνακα θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί με την τιμή 0.833 λόγω λείου χάλυβα οπλισμού. Η τελική τιμή της θ_u μέσω των πινάκων είναι:

$$\theta_u = \theta_u \cdot \lambda_{\alpha\omega w} \cdot \lambda_{pd} \cdot \lambda_v = 51 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.79 \cdot 0.833 = 33.56\text{mrad}.$$

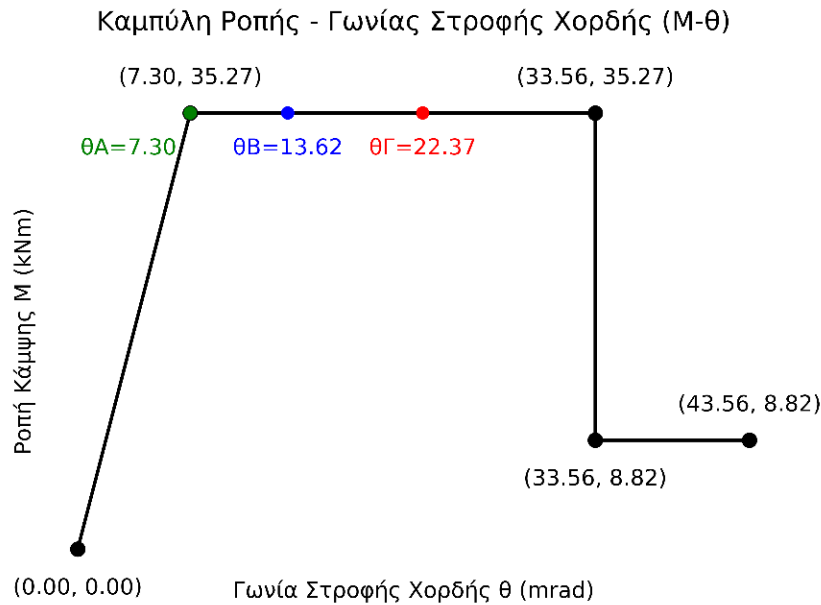
Έχοντας υπολογίσει τις γωνίες στροφής χορδής θ_y και θ_u , μπορούν να υπολογιστούν οι αντίστοιχες θ που ορίζουν τις στάθμες επιτελεστικότητας για το συγκεκριμένο μέλος. Λαμβάνοντας, λοιπόν, υπόψιν ότι το συγκεκριμένο μέλος είναι πρωτεύον:

$$\text{για στάθμη επιτελεστικότητας A} \rightarrow \theta_A = \theta_y = 7.30\text{mrad},$$

$$\text{για στάθμη επιτελεστικότητας B} \rightarrow \theta_B = 0.50 \cdot (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} = 0.50 \cdot (7.30 + 33.56) / 1.50 = 13.62\text{mrad},$$

$$\text{για στάθμη επιτελεστικότητας Γ} \rightarrow \theta_\Gamma = \theta_u / \gamma_{Rd} = 33.56 / 1.50 = 22.37\text{mrad},$$

ενώ για γωνία στροφής χορδής μεγαλύτερη της οριακής θ_u , λαμβάνεται υπόψιν μια απομένουσα ροπή ίση με το 25% της $M_u (=M_y)$, δηλαδή $0.25 \cdot 35.27 = 8.82\text{kNm}$ (ΚΑΝΕΠΕ – Παράρτημα 4.4).

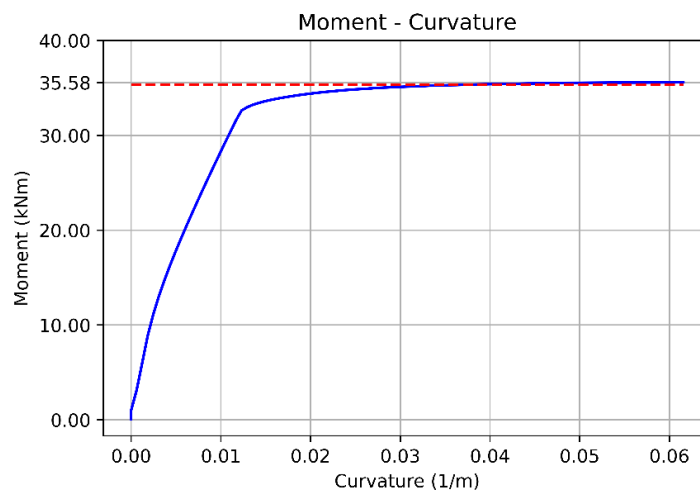


Σχήμα 6-27: Καμπύλη ροπής – γωνίας στροφής χορδής M-θ υφιστάμενου υποστυλώματος Υ19 της Στάθμης Σ3 (Python)

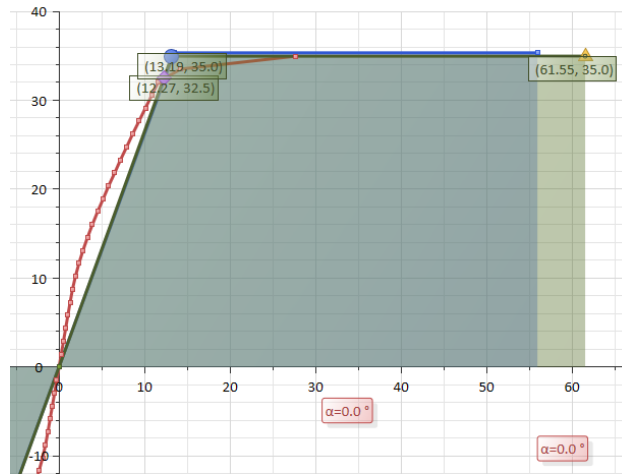
Σ' αυτό το σημείο, μιας και ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου πραγματοποιείται για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1, μπορεί να προσδιοριστεί ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας m για τη στάθμη Γ1 ως:

$$m_{\Gamma 1} = \theta_r / \theta_y = 22.37 / 7.30 = 3.06.$$

Υπενθυμίζεται από τα παραπάνω η υπολογιζόμενη ροπή διαρροής $M_y = 35.27 \text{ kNm}$ βάσει του Παραρτήματος 7Α του ΚΑΝΕΠΕ. Για την ίδια διατομή και διάταξη όπλισης, ελαφρώς αυξημένη προκύπτει και η οριακή ροπή αντοχής M_{Rd} . Από την ανάλυση διατομής με OpenSees η οριακή ροπή είναι 35.584 kNm ($=35.58 \text{ kNm}$ όπως φαίνεται στον άξονα των ροπών). Η ίδια οριακή ροπή προκύπτει και από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ και ίση με 35.34 kNm (η οποία έχει επίσης απεικονιστεί με οριζόντια διακεκομμένη γραμμή στο επόμενο M-κ του OpenSees για λόγους σύγκρισης).



Σχήμα 6-28: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής υφιστάμενου υποστυλώματος Υ19 της Στάθμης Σ3 (OpenSeesPy)

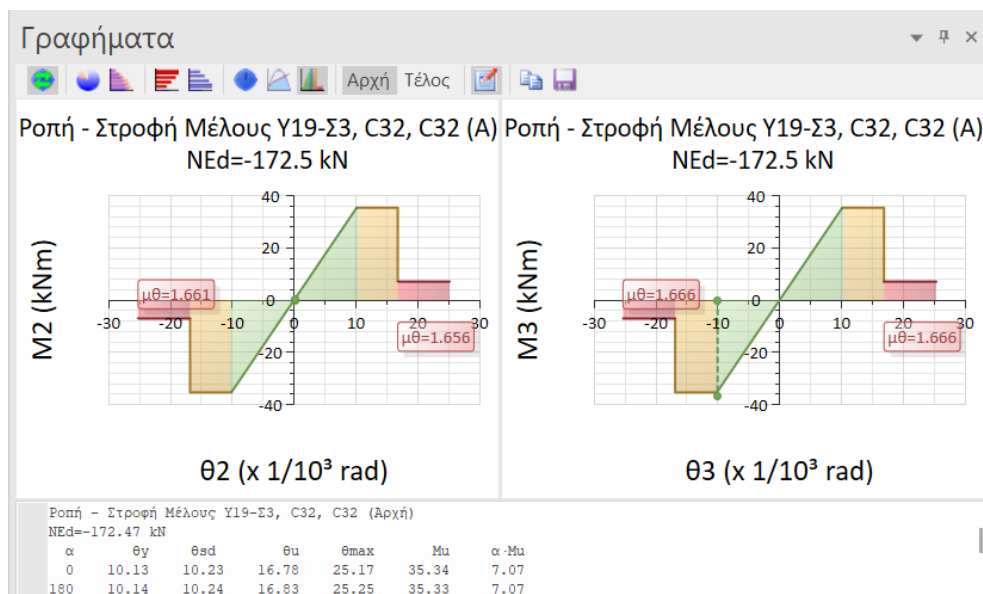


Σχήμα 6-29: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής υφιστάμενου υποστυλώματος Υ19 της Στάθμης Σ3 (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Ακόμη, παρακάτω φαίνεται το διάγραμμα M-θ που υπολογίζει το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ για το συγκεκριμένο υποστυλώμα και επίπεδο αξονικού φορτίου (συγκεκριμένα πρόκειται για το βήμα της απαίτησης για την ανάλυση Pushover +X+0.30Y με Ορθογωνική Κατανομή). Βάσει αυτού:

οριακή ροπή: 35.34kNm,

γωνία στροφής χορδής θ_y στη διαρροή = 10.13mrad, γωνία στροφής χορδής θ_u κατά την αστοχία = 25.17mrad, ενώ για τα 3 σημεία επιτελεσματικότητας είναι: $\theta_A = \theta_y = 10.13\text{mrad}$, $\theta_B = 10.23\text{mrad}$, $\theta_\Gamma = \theta_u/1.50 = 16.78\text{mrad}$



α/α	Στοιχείο	Μήκος Στοιχείου		Μήκος Πλαστικής Αρθρωσης				Θέση Μάζας	Κατανομή	Διέγερση	Μήκος Διάτμησης		Μήκος Διάτμησης	
		L2	L3	Lp2α	Lp3α	Lp2τ	Lp3τ				Lv2α	Lv3α	Lv2τ	Lv3τ
0	Υ19-Σ3	2.50	2.50	0.43	0.43	0.42	0.42	Θέση Μάζας 3	Ορθογωνική	+x+0.30y	1.27	1.27	1.23	1.23

Λόγοι Εξάντλησης Γραμμικών Στοιχείων														
α/α	Στοιχείο	Βήμα	Κόμβος	Διευθ.	Lp m	NEd kN	θy	θsd x1000 rad	θu	θ	μθ [-]	λDL= θ/θy	λSD= θ/θsd	λNC= θ/θu
0	Y19-Σ3	β18 Ο ΘΜ3	A (K19-Σ3)	2	0.43	-172.47	10.1299	10.2299	16.7793	0.0965	1.6564	0.010	0.003	0.006
1				3	0.43	-172.47	10.1399	10.2399	16.8975	10.0385	1.6664	0.990	0.980	0.984

Σχήμα 6-30: Καμπύλη ροής – γωνίας στροφής χορδής M-θ υφιστάμενου υποστυλώματος Y19 της Στάθμης Σ3 (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Όσον αφορά τη γωνία στροφής χορδής θ_u κατά την αστοχία, το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ [12] την υπολογίζει με βάση τη σχέση (Α.4) του EN1998-3:2005 ως:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

οπότε για $\theta_y = 10.13\text{mrad}$, $\varphi_u = 61.55$ (1/mm), $\varphi_y = 13.19$ (1/mm), $L_v = 1.27\text{m}$, $L_{pl} = 0.43\text{m}$ είναι $\theta_{um} = 10.13 + (55.70 - 13.19) \cdot 0.43 \cdot \left(1 - \frac{0.5 \cdot 0.43}{1.27} \right) = 25.31\text{mrad} \approx 25.17\text{mrad}$.

Οι κώδικες Python και OpenSeesPy που γράφθηκαν για την παραγωγή της καμπύλης M-θ και του διαγράμματος M-κ για το συγκεκριμένο υποστυλώμα βρίσκονται στο Παράρτημα Γ3.

6.4.3 Έλεγχος Εφαρμοσιμότητας Pushover για τον Υφιστάμενο Φορέα

Σύμφωνα με την §5.7.2 του ΚΑΝΕΠΕ, συνίσταται να διασφαλίζονται «Ικανοποιητική» ΣΑΔ_γ, ΣΑΔ_γ και «Υψηλή» ΣΑΔ_λ. Εδώ ικανοποιούνται τα 2 πρώτα κριτήρια, ενώ για τη ΣΑΔ_λ των λεπτομερειών έχει υιοθετηθεί «Ικανοποιητική». Παρ' όλα αυτά, δεν κρίνεται ως αυστηρό κριτήριο ώστε να εγκαταλειφθεί η ανάλυση Pushover ως μέθοδος αποτίμησης. Ακόμη, για να είναι αξιόπιστα τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων Pushover, θα πρέπει να μην είναι σημαντική η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών. Από τα σχόλια της §5.7.2α, ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται με 2 διαδοχικές δυναμικές ελαστικές αναλύσεις. Αυτές πραγματοποιούνται αυτόματα από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ και εξετάζεται η ισχύς του κριτηρίου $1.30F_1 > F_{tot}$ όπως φαίνεται στα Σχήματα 6-31 και 6-32 ώστε να εξασφαλιστεί ότι η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Πράγματι, για το υφιστάμενο κτίριο δεν είναι σημαντική η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών.

Για τις αναλύσεις Pushover με κύρια διεύθυνση την Χ (+Χ+0.30Υ):

Έλεγχος Εφαρμοσιμότητας Υπερωθητικής Ανάλυσης - ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2(α)						
α/α	Θέση Μάζας	Διεύθυνση	Στάθμη	1.30·F1	Ftot	1.30·F1 > Ftot
				kN		
-	Κανονικό κτήριο με ένα μόνο διάφραγμα σε κάθε στάθμη. Η Υπερωθητική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί.					
-	Δεν υπάρχουν μεμονωμένες μάζες σε κόμβους. Η Υπερωθητική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί.					
21	3	x	Σ5	303.45	302.06	
22			Σ4	681.67	571.33	
23			Σ3	964.33	753.44	
24			Σ2	1116.63	886.65	
25			Σ1	1172.96	966.60	
26		y	Σ5	312.57	309.59	
27			Σ4	701.67	584.63	
28			Σ3	992.45	770.67	
29			Σ2	1149.50	906.96	
30			Σ1	1207.53	988.46	

Σχήμα 6-31: Έλεγχος εφαρμοσιμότητας υπερωθητικής ανάλυσης με κύρια διεύθυνση την Χ (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Για τις αναλύσεις Pushover με κύρια διεύθυνση την Y (+Y+0.30X):

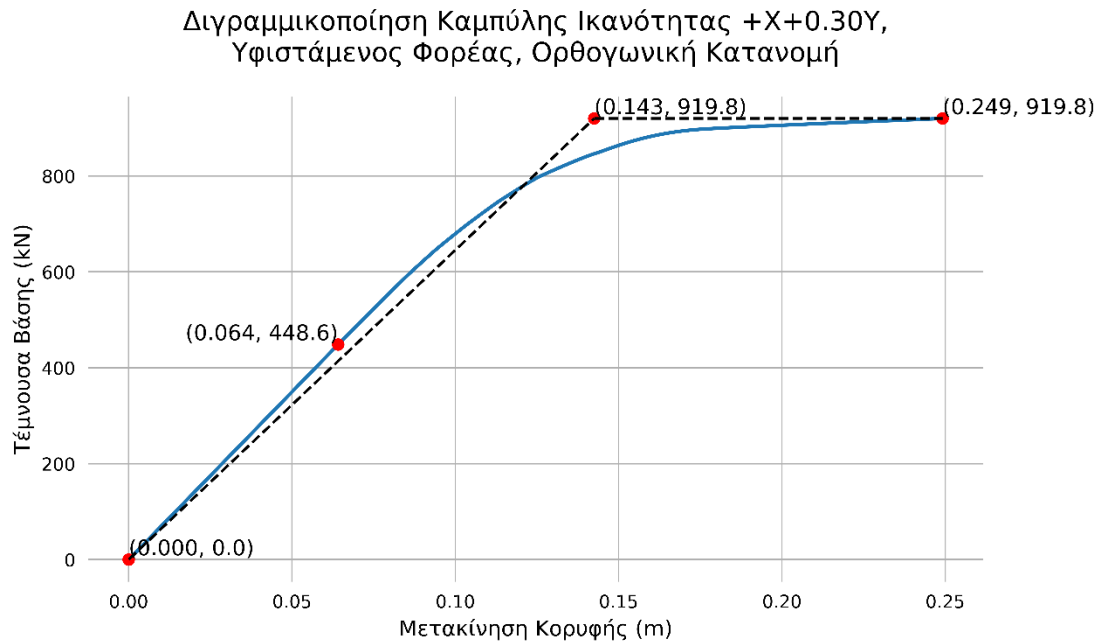
Έλεγχος Εφαρμοσιμότητας Υπερωθητικής Ανάλυσης - ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2(α)						
α/α	Θέση Μάζας	Διεύθυνση	Στάθμη	1.30·F1	Ftot	1.30·F1 > Ftot
				kN		
-	Κανονικό κτήριο με ένα μόνο διάφραγμα σε κάθε στάθμη. Η Υπερωθητική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί.					
-	Δεν υπάρχουν μεμονωμένες μάζες σε κόμβους. Η Υπερωθητική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί.					
1	1	x	Σ5	315.43	311.29	
2			Σ4	708.55	589.52	
3			Σ3	1002.27	778.12	
4			Σ2	1160.38	915.22	
5			Σ1	1218.86	996.81	
6		y	Σ5	294.36	295.24	
7			Σ4	660.87	556.79	
8			Σ3	934.90	733.06	
9			Σ2	1083.10	863.40	
10			Σ1	1137.87	942.34	

Σχήμα 6-32: Έλεγχος εφαρμοσιμότητας υπερωθητικής ανάλυσης με κύρια διεύθυνση την Y (ΡΑΦ ΤΟΛ)

6.4.4 Αποτελέσματα Ανελαστικών Αναλύσεων Pushover Υφιστάμενου Φορέα

Στην υποενότητα αυτή θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων Pushover που πραγματοποιήθηκαν στον υφιστάμενο φορέα. Συγκεκριμένα, θα γίνει διγραμμικοποίηση της καμπύλης Pushover, θα υπολογιστούν η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e και η αντίστοιχη ελαστική K_0 ώστε να προσδιοριστεί η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος T_e και από 'κει η στοχευόμενη μετακίνηση με τη μέθοδο των συντελεστών, όπως προτείνει ο ΚΑΝΕΠΕ στην §5.7.4.2. Σε επόμενο βήμα, αυτή η μετακίνηση θα συγκριθεί με την μετακίνηση ικανότητας του φορέα για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 με την οποία μελετάται και θα αξιολογηθεί η ανάγκη ή μη ενίσχυσης του κτιρίου. Οι κατανομές φόρτισης που εφαρμόστηκαν είναι 2, όπως αναφέρεται και στην υποενότητα 6.4.1, η ορθογωνική και η ιδιομορφική. Λόγω συμμετρίας του κτιρίου πραγματοποιούνται αναλύσεις μόνο για τις θετικές φορές των καθολικών αξόνων.

Υφιστάμενος Φορέας, +X+0.30Υ, Ορθογωνική Κατανομή



Σχήμα 6-33: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας +X+0.30Υ υφιστάμενου φορέα με Ορθογωνική κατανομή (Python)

Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας γίνεται με κριτήριο να είναι ίσα τα εμβαδά που ορίζονται κάτω από την πραγματική και τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη. Το εμβαδόν αυτό, υπολογισμένο με βάση την πραγματική καμπύλη ικανότητας είναι 163.66. Η σχέση υπολογισμού του εμβαδού με βάση τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας (και θεωρώντας μηδενική κράτυνση, άρα $V_y = V_u = 919.8\text{kN}$) είναι:

$$E = 0.5V_y\delta_y + V_u(\delta_u - \delta_y) = 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y + V_u \cdot (\delta_u - \delta_y) = 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y + V_u \cdot \delta_u - V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - (1 - 0.5) \cdot V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - 0.50 \cdot V_u \cdot \delta_y \text{ και λύνοντας ως προς } \delta_y: E = V_u \cdot \delta_u - 0.50 \cdot V_u \cdot \delta_y \rightarrow 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - E \rightarrow \delta_y = 2 \cdot (V_u \cdot \delta_u - E) / V_u ,$$

όπου για $\delta_u = 0.249185\text{m} \approx 0.25\text{m}$, $V_u = 919.8\text{kN}$ και $E = 163.66$ είναι $\delta_y = 2 \cdot (0.249185 \cdot 919.8 - 163.66) / 919.8 = 0.143\text{m}$ και έτσι υπολογίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία ως $K_e = V_y / \delta_y = 919.8398 / 0.142522 = 6454\text{kN/m}$.

Η πρώτη διαρροή μέλους εμφανίζεται για $\delta_0 = 0.064\text{m}$ και τέμνουσα βάσης $V_0 = 448.6\text{kN}$ (βλ. πραγματική καμπύλη ικανότητας) και έτσι υπολογίζεται η ελαστική πλευρική δυσκαμψία ως $K_0 = 448.6022 / 0.0641345 = 6995\text{kN/m}$.

Για ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο στη διεύθυνση X ίση με $T=0.942\text{sec}$, η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από τη σχέση Σ5.5 του ΚΑΝΕΠΕ ως:

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

όπου για $T=0.942\text{sec}$, $K_0 = 6995\text{kN/m}$ και $K_e = 6454\text{kN/m}$ προκύπτει $T_e = 0.981\text{ sec}$.

Στοχευόμενη μετακίνηση με εφαρμογή της μεθόδου των συντελεστών (σχέση Σ5.6 στα σχόλια της §5.7.4.2):

$C_0 = 1.40$ για 5ώροφο κτίριο,

$C_1 = 1.00$ για $T_e = 0.981\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$,

$C_2 = 1.20$ για $T_e = 0.981\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$, φορέα τύπου 1 (φορείς χαμηλής πλαστιμότητας ως κτίριο του 1960 και πριν το 1985) και στάθμη επιτελεστικότητας Γ ,

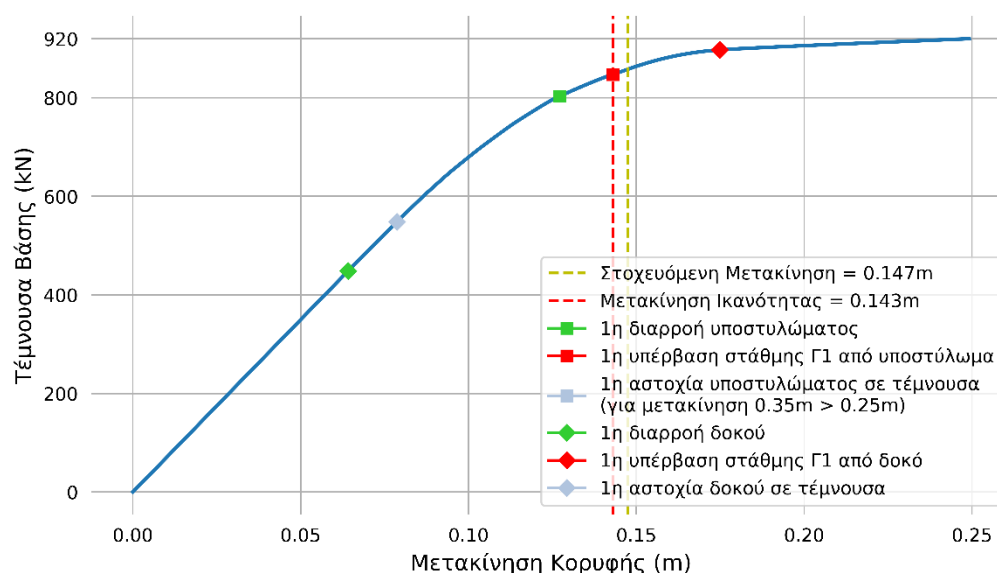
$C_3 = 1.00$ για $\theta < 0.10$,

για $T_e = 0.981\text{sec}$, ο όρος $T_e^2/4\pi^2$ προκύπτει 0.02438,

από το ελαστικό φάσμα του EN1998-1 για έδαφος Β ($S = 1.20$, $T_c = 0.50$), ζώνη ΙΙ και σπουδαιότητα συνήθη ($a_g = 0.24g$) και για περίοδο $T_e = 0.981\text{sec}$, η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση προκύπτει $S_e(T) = 3.60\text{m/sec}^2$.

Από τα παραπάνω, η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται ως: $\delta_t = 0.147\text{m}$. Η τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης προκύπτει μεγαλύτερη από την ικανότητα του κτιρίου για $\delta = 0.143\text{m}$, οπότε δεν κρίνεται ικανή η υφιστάμενη κατασκευή για αυτήν την κατανομή φόρτισης.

Καμπύλη Ικανότητας +X+0.30Y, Υφιστάμενος Φορέας, Ορθογωνική Κατανομή



Σχήμα 6-34: Καμπύλη ικανότητας +X+0.30Y υφιστάμενου φορέα με Ορθογωνική Κατανομή (Python)

1^η διαρροή δοκού για 64.134mm, η Δ5-Σ1 με $\theta = \theta_y$,

1^η διαρροή υποστυλώματος για $\approx 127\text{mm}$, το Υ4-Σ2 με $\theta \approx \theta_y$: στο βήμα 17 της επίλυσης (ένα βήμα πριν την απαίτηση, για μετακίνηση κορυφής 0.125m) το υποσύλωμα Υ4-Σ2 στη βάση του έχει θ ίση με το 91.9% της $\theta_y = \theta_A$ του και το ίδιο, λόγω του φαθουρού χαρακτήρα του, στο βήμα 18 της απαίτησης, για μετακίνηση κορυφής 0.143m έχει υπερβεί τη θ_T κατά 10.4% (που αντιστοιχεί σε στάθμη Γ1 οπότε και ορίζει την ικανότητα του κτιρίου) όπως και τη διαρροή φυσικά κατά 80.7%. Άρα η 1^η διαρροή

προηγείται και βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 17 και 18 και πλησιέστερα στο βήμα 17, έστω για μετακίνηση 0.127m.)

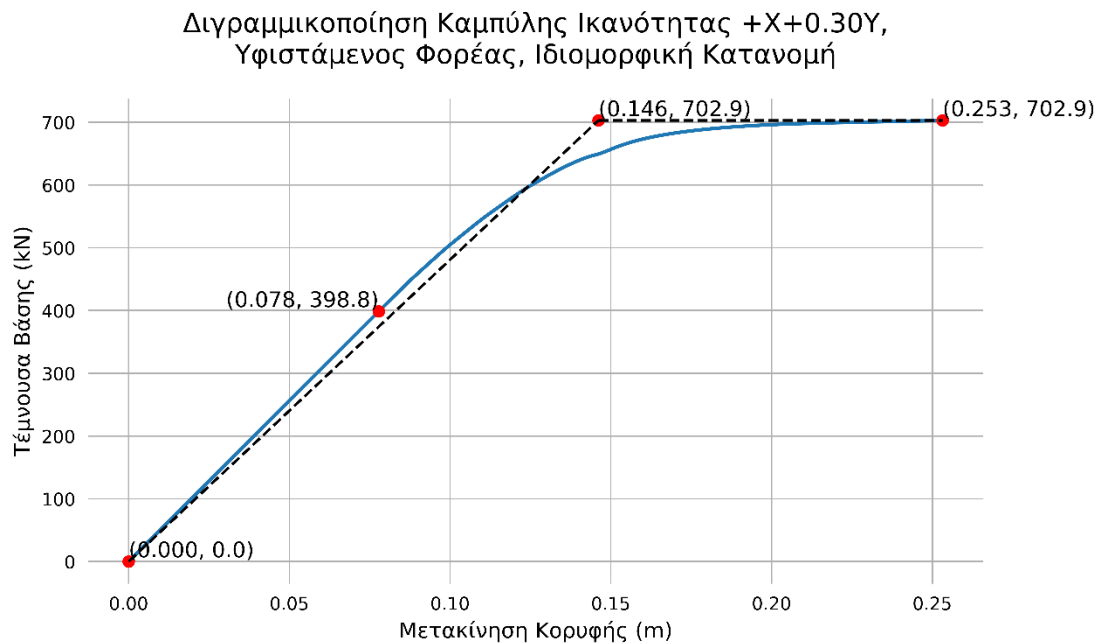
1^η υπέρβαση Γ1 από υποστύλωμα για 143.035mm, το Υ4-Σ2 με $\theta=1.104\theta_{\Gamma}\approx\theta_{\Gamma}$,

1^η υπέρβαση Γ1 από δοκό για 174.847mm, η Δ8-Σ2 με $\theta=1.004\theta_{\Gamma}\approx\theta_{\Gamma}$,

1^η αστοχία υποστυλώματος σε τέμνουσα για 349.364mm, το Υ14-Σ2 με $CR = 1.08\approx 1$,

1^η αστοχία δοκού σε τέμνουσα για 78.695mm, η Δ22-Σ1 με $CR=1.01\approx 1$.

Υφιστάμενος Φορέας, +X+0.30Υ, Ιδιομορφική Κατανομή



Σχήμα 6-35: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας +X+0.30Υ υφιστάμενου φορέα με Ιδιομορφική κατανομή (Python)

Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας γίνεται με κριτήριο να είναι ίσα τα εμβαδά που ορίζονται κάτω από την πραγματική και τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη. Το εμβαδόν αυτό, υπολογισμένο με βάση την πραγματική καμπύλη ικανότητας είναι 126.62. Η σχέση υπολογισμού του εμβαδού με βάση τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας (και θεωρώντας μηδενική κράτυνση, άρα $V_y = V_u = 702.9\text{kN}$) είναι:

$$E = 0.5V_y\delta_y + V_u(\delta_u - \delta_y) = 0.5\cdot V_u\cdot\delta_y + V_u\cdot(\delta_u - \delta_y) = 0.5\cdot V_u\cdot\delta_y + V_u\cdot\delta_u - V_u\cdot\delta_y = V_u\cdot\delta_u - (1 - 0.5)\cdot V_u\cdot\delta_y = V_u\cdot\delta_u - 0.50\cdot V_u\cdot\delta_y \text{ και λύνοντας ως προς } \delta_y: E = V_u\cdot\delta_u - 0.50\cdot V_u\cdot\delta_y \rightarrow 0.5\cdot V_u\cdot\delta_y = V_u\cdot\delta_u - E \rightarrow \delta_y = 2\cdot(V_u\cdot\delta_u - E)/V_u,$$

όπου για $\delta_u = 0.2532\text{m}\approx 0.25\text{m}$, $V_u = 702.9\text{kN}$ και $E = 126.62$ είναι $\delta_y = 2\cdot(0.2532\cdot 702.9 - 126.62)/702.9 = 0.146\text{m}$ και έτσι υπολογίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία ως $K_e = V_y/\delta_y = 702.873/0.14611 = 4811\text{kN/m}$.

Η πρώτη διαρροή μέλους εμφανίζεται για $\delta_0 = 0.078\text{m}$ και τέμνουσα βάσης $V_0 = 398.9\text{kN}$ (βλ. πραγματική καμπύλη ικανότητας) και έτσι υπολογίζεται η ελαστική πλευρική δυσκαμψία ως $K_0 = 398.7575/0.0778036 = 5125\text{kN/m}$.

Για ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο στη διεύθυνση X ίση με $T=0.942\text{sec}$, η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από τη σχέση Σ5.5 του ΚΑΝΕΠΕ ως:

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

όπου για $T=0.942\text{sec}$, $K_0 = 5125\text{kN/m}$ και $K_e = 4811\text{kN/m}$ προκύπτει $T_e = 0.972\text{ sec}$.

Στοχευόμενη μετακίνηση με εφαρμογή της μεθόδου των συντελεστών (σχέση Σ5.6 στα σχόλια της §5.7.4.2):

$C_0 = 1.40$ για 5ώροφο κτίριο,

$C_1 = 1.00$ για $T_e = 0.972\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$,

$C_2 = 1.20$ για $T_e = 0.972\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$, φορέα τύπου 1 (φορείς χαμηλής πλαστιμότητας ως κτίριο του 1960 και πριν το 1985) και στάθμη επιτελεστικότητας Γ ,

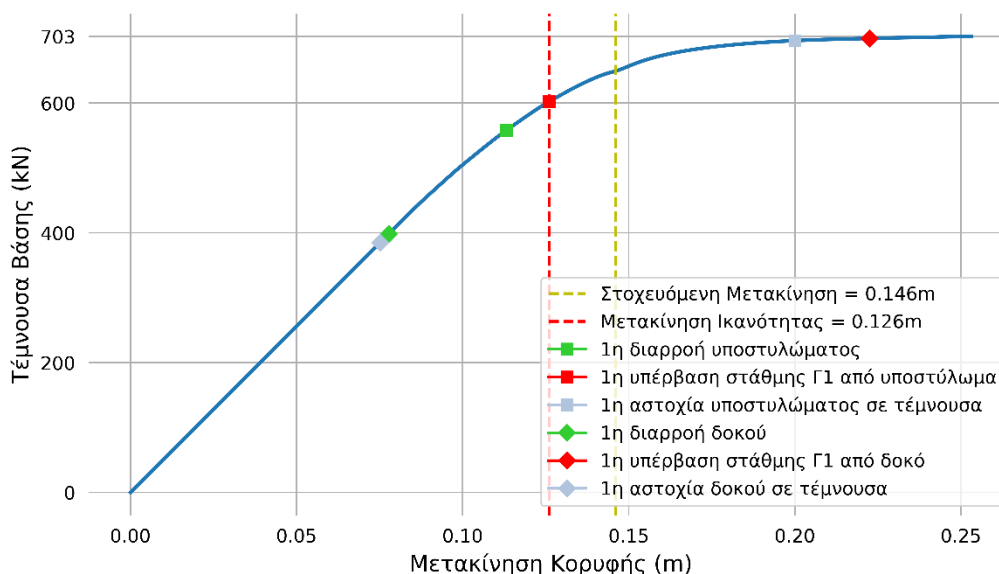
$C_3 = 1.00$ για $\theta < 0.10$,

για $T_e = 0.972\text{sec}$, ο όρος $T_e^2/4\pi^2$ προκύπτει 0.02393,

από το ελαστικό φάσμα του EN1998-1 για έδαφος B ($S = 1.20$, $T_c = 0.50$), ζώνη II και σπουδαιότητα συνήθη ($a_g = 0.24g$) και για περίοδο $T_e = 0.972\text{sec}$, η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση προκύπτει $S_e(T) = 3.633\text{m/sec}^2$.

Από τα παραπάνω, η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται ως: $\delta_t = 0.146\text{m}$. Η τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης προκύπτει μεγαλύτερη από την ικανότητα του κτιρίου για $\delta = 0.126\text{m}$, οπότε δεν κρίνεται ικανή η υφιστάμενη κατασκευή για αυτήν την κατανομή φόρτισης.

Καμπύλη Ικανότητας +X+0.30Y, Υφιστάμενος Φορέας, Ιδιομορφική Κατανομή



Σχήμα 6-36: Καμπύλη ικανότητας +X+0.30Y υφιστάμενου φορέα με Ιδιομορφική Κατανομή (Python)

1^η διαρροή δοκού για 77.804mm, η Δ1-Σ3 με $\theta=\theta_{\gamma}$,

1^η διαρροή υποστυλώματος για $\approx 113\text{mm}$, το Υ4-Σ3 με $\theta\approx\theta_{\gamma}$: στο βήμα 12 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.111m το υποστύλωμα Υ4-Σ3 στη βάση του έχει θ ίση με το 91.4% της $\theta_{\gamma}=\theta_{\Delta}$ του και το ίδιο, στο βήμα 13 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.125m έχει θ ίση με το 141.9% της $\theta_{\gamma}=\theta_{\Delta}$ δηλαδή την έχει υπερβεί. Άρα η 1^η διαρροή προηγείται και βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 12 και 13 και πλησιέστερα στο βήμα 12, έστω για μετακίνηση 0.113m.

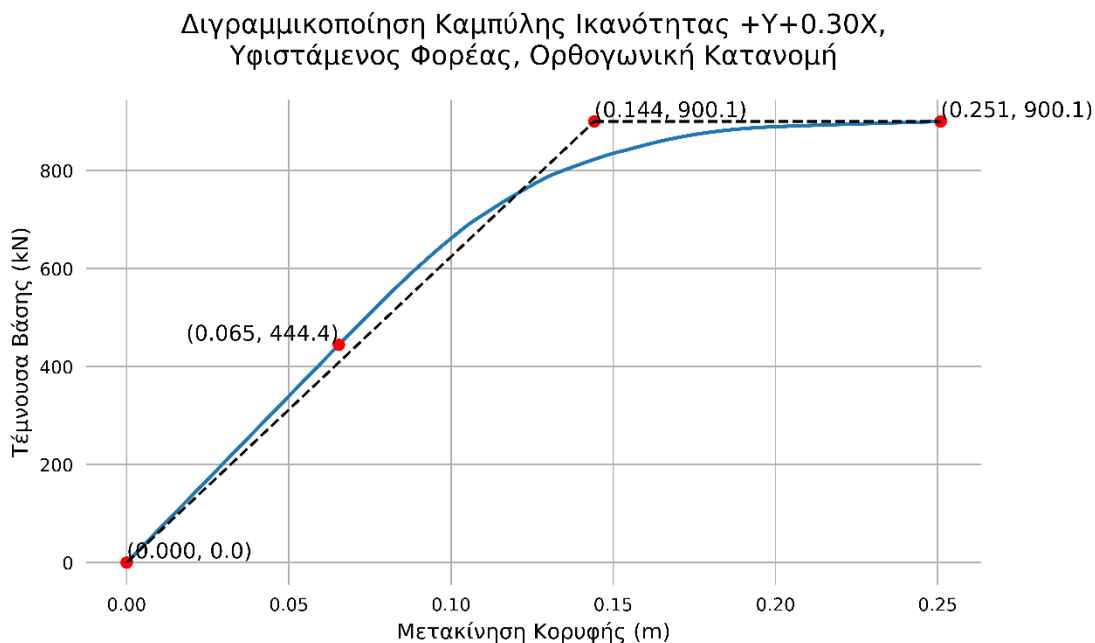
1^η υπέρβαση Γ1 από υποστύλωμα για $\approx 126\text{mm}$, το Υ4-Σ3 με $\theta\approx\theta_{\Gamma}$: στο βήμα 13 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.125m το υποστύλωμα Υ4-Σ3 στην κορυφή του έχει θ ίση με το 92.8% της θ_{Γ} του και το ίδιο, στο βήμα 14 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.145m έχει θ ίση με το 255.9% της θ_{Γ} δηλαδή την έχει υπερβεί. Άρα η 1^η υπέρβαση Γ1 από υποστύλωμα προηγείται και βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 13 και 14 και πλησιέστερα στο βήμα 13, έστω για μετακίνηση 0.126m.

1^η υπέρβαση Γ1 από δοκό για $\approx 222\text{mm}$, η Δ8-Σ2 με $\theta\approx\theta_{\Gamma}$: στο βήμα 15 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.209m η δοκός Δ8-Σ2 στο πέρας της έχει θ ίση με το 93.4% της θ_{Γ} της και η ίδια, στο βήμα 16 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.748m έχει θ ίση με το 457.8% της θ_{Γ} δηλαδή την έχει υπερβεί. Άρα η 1^η υπέρβαση Γ1 από δοκό προηγείται και βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 15 και 16 και πλησιέστερα στο βήμα 15, έστω για μετακίνηση 0.222m.

1^η αστοχία υποστυλώματος σε τέμνουσα για 200.018mm, το Υ7-Σ3 με $CR\approx 1$, λίγο πριν την μετατόπιση 208.591 που έχει $CR = 1.14\approx 1$,

1^η αστοχία δοκού σε τέμνουσα για 75.0897mm, η Δ8-Σ3 με $CR=1.03\approx 1$.

Υφιστάμενος Φορέας, +Y+0.30X, Ορθογωνική Κατανομή



Σχήμα 6-37: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας +Y+0.30X υφιστάμενου φορέα με Ορθογωνική κατανομή (Python)

Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας γίνεται με κριτήριο να είναι ίσα τα εμβαδά που ορίζονται κάτω από την πραγματική και τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη. Το εμβαδόν αυτό, υπολογισμένο με βάση την πραγματική καμπύλη ικανότητας είναι 160.96. Η σχέση υπολογισμού του εμβαδού με βάση τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας (και θεωρώντας μηδενική κράτνυση, άρα $V_y = V_u = 900.1\text{kN}$) είναι:

$$E = 0.5V_y\delta_y + V_u(\delta_u - \delta_y) = 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y + V_u \cdot (\delta_u - \delta_y) = 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y + V_u \cdot \delta_u - V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - (1 - 0.5) \cdot V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - 0.50 \cdot V_u \cdot \delta_y \text{ και λύνοντας ως προς } \delta_y: E = V_u \cdot \delta_u - 0.50 \cdot V_u \cdot \delta_y \rightarrow 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - E \rightarrow \delta_y = 2 \cdot (V_u \cdot \delta_u - E) / V_u ,$$

όπου για $\delta_u = 0.2508884\text{m} \approx 0.25\text{m}$, $V_u = 900.1\text{kN}$ και $E = 160.96$ είναι $\delta_y = 2 \cdot (0.2508884 \cdot 900.1 - 160.96) / 900.1 = 0.144\text{m}$ και έτσι υπολογίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία ως $K_e = V_y / \delta_y = 900.1071 / 0.14413 = 6245\text{kN/m}$.

Η πρώτη διαρροή μέλους εμφανίζεται για $\delta_0 = 0.065\text{m}$ και τέμνουσα βάσης $V_0 = 444.4\text{kN}$ (βλ. πραγματική καμπύλη ικανότητας) και έτσι υπολογίζεται η ελαστική πλευρική δυσκαμψία ως $K_0 = 444.3719 / 0.0653985 = 6795\text{kN/m}$.

Για ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο στη διεύθυνση Y ίση με $T=0.951\text{sec}$, η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από τη σχέση Σ5.5 του ΚΑΝΕΠΕ ως:

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

όπου για $T=0.951\text{sec}$, $K_0 = 6795\text{kN/m}$ και $K_e = 6245\text{kN/m}$ προκύπτει $T_e = 0.992 \text{ sec}$.

Στοχευόμενη μετακίνηση με εφαρμογή της μεθόδου των συντελεστών (σχέση Σ5.6 στα σχόλια της §5.7.4.2):

$C_0 = 1.40$ για 5ώροφο κτίριο,

$C_1 = 1.00$ για $T_e = 0.992\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$,

$C_2 = 1.20$ για $T_e = 0.992\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$, φορέα τύπου 1 (φορείς χαμηλής πλαστιμότητας ως κτίριο του 1960 και πριν το 1985) και στάθμη επιτελεστικότητας Γ ,

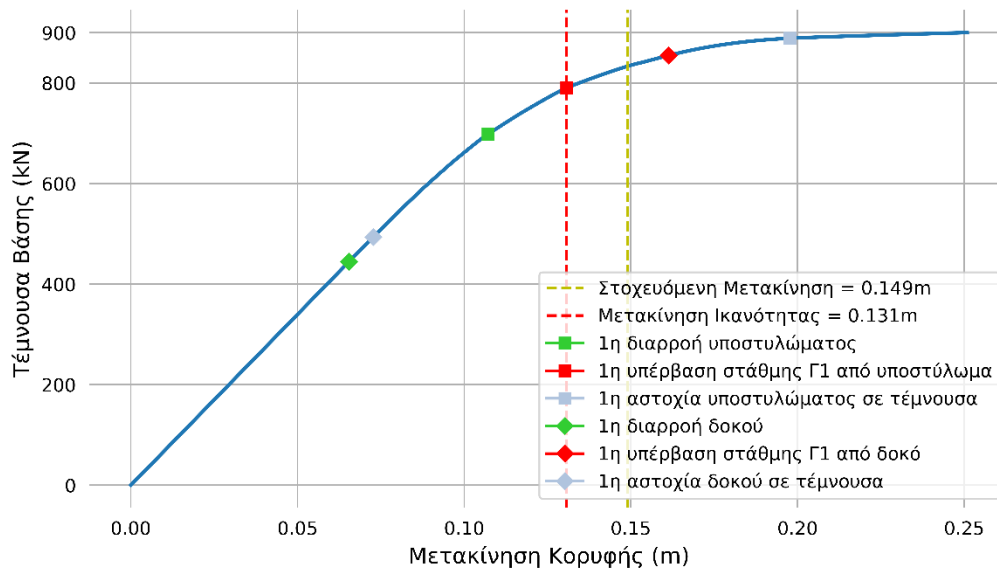
$C_3 = 1.00$ για $\theta < 0.10$,

για $T_e = 0.992\text{sec}$, ο όρος $T_e^2/4\pi^2$ προκύπτει 0.02493,

από το ελαστικό φάσμα του EN1998-1 για έδαφος B ($S = 1.20$, $T_c = 0.50$), ζώνη II και σπουδαιότητα συνήθη ($a_g = 0.24g$) και για περίοδο $T_e = 0.992\text{sec}$, η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση προκύπτει $S_e(T) = 3.56\text{m/sec}^2$.

Από τα παραπάνω, η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται ως: $\delta_t = 0.149\text{m}$. Η τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης προκύπτει μεγαλύτερη από την ικανότητα του κτιρίου για $\delta = 0.131\text{m}$, οπότε δεν κρίνεται ικανή η υφιστάμενη κατασκευή για αυτήν την κατανομή φόρτισης.

Καμπύλη Ικανότητας +Y+0.30X, Υφιστάμενος Φορέας, Ορθογωνική Κατανομή



Σχήμα 6-38: Καμπύλη ικανότητας +Y+0.30X υφιστάμενου φορέα με Ορθογωνική Κατανομή (Python)

1^η διαρροή δοκού για 65.398mm, η Δ20-Σ1 με $\theta = \theta_y$,

1^η διαρροή υποστυλώματος για $\approx 107\text{mm}$, το Y6-Σ2 με $\theta \approx \theta_y$: στο βήμα 15 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.106m το υποστυλώμα Y6-Σ2 στην κορυφή του έχει θ ίση με το 96.6% της $\theta_y = \theta_A$ του και το ίδιο, στο βήμα 16 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.117m έχει θ ίση με το 178.8% της $\theta_y = \theta_A$ δηλαδή την έχει υπερβεί. Άρα η 1^η διαρροή προηγείται και βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 15 και 16 και πλησιέστερα στο βήμα 15, έστω για μετακίνηση 0.107m.

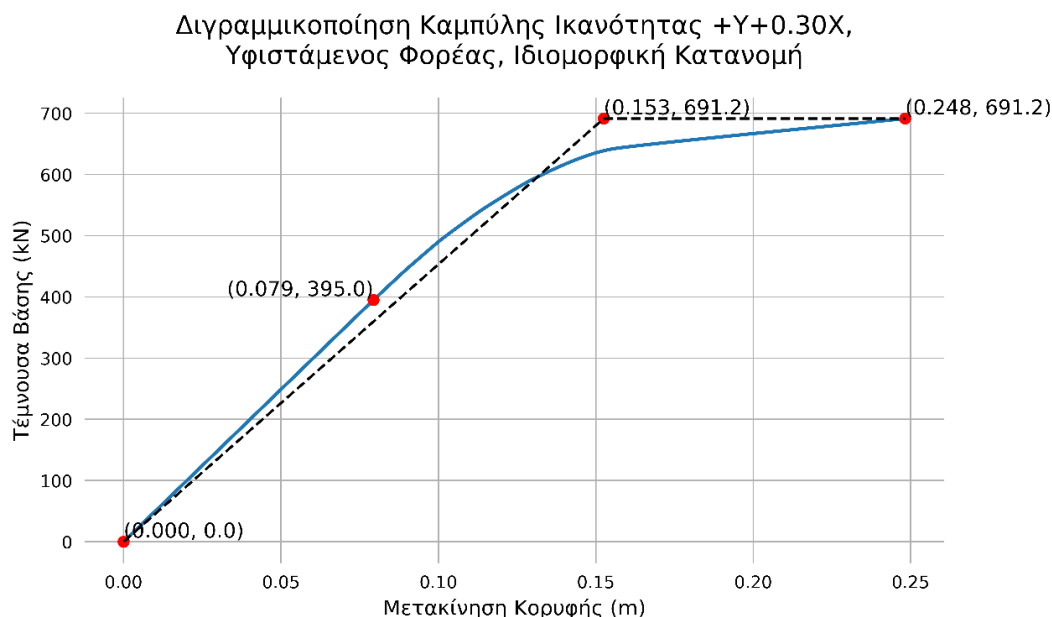
1^η υπέρβαση Γ1 από υποστυλώμα για $\approx 131\text{mm}$, το Y6-Σ2 με $\theta \approx \theta_r$: στο βήμα 16 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.117m το υποστυλώμα Y6-Σ2 στη βάση του έχει θ ίση με το 51.2% της θ_r του και το ίδιο, στο βήμα 17 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.131m έχει θ ίση με το 106.9% της θ_r δηλαδή την έχει υπερβεί ελάχιστα, οπότε μπορεί να ληφθεί η υπέρβαση για μετακίνηση 131mm.

1^η υπέρβαση Γ1 από δοκό για $\approx 161\text{mm}$, η Δ25-Σ2 με $\theta \approx \theta_r$: στο βήμα 18 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.153m η δοκός Δ25-Σ2 στο πέρας της έχει θ ίση με το 84.7% της θ_r της και η ίδια, στο βήμα 19 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.198m έχει θ ίση με το 192.3% της θ_r δηλαδή την έχει υπερβεί. Άρα η 1^η υπέρβαση Γ1 από δοκό προηγείται και βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 18 και 19 και πλησιέστερα στο βήμα 18, έστω για μετακίνηση 0.161m.

1^η αστοχία υποστυλώματος σε τέμνουσα στο βήμα 19 της επίλυσης για 197.688mm, το Y14-Σ3 με $CR = 0.99 \approx 1$,

1^η αστοχία δοκού σε τέμνουσα στο βήμα 11 για 72.755mm, η Δ19-Σ3 με $CR = 1.00 \approx 1$.

Υφιστάμενος Φορέας, +Y+0.30X, Ιδιομορφική Κατανομή



Σχήμα 6-39: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας +Y+0.30X υφιστάμενου φορέα με Ιδιομορφική κατανομή (Python)

Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας γίνεται με κριτήριο να είναι ίσα τα εμβαδά που ορίζονται κάτω από την πραγματική και τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη. Το εμβαδόν αυτό, υπολογισμένο με βάση την πραγματική καμπύλη ικανότητας είναι 118.89. Η σχέση υπολογισμού του εμβαδού με βάση τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας (και θεωρώντας μηδενική κράτυνση, άρα $V_y = V_u = 691.2\text{kN}$) είναι:

$$E = 0.5V_y\delta_y + V_u(\delta_u - \delta_y) = 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y + V_u \cdot (\delta_u - \delta_y) = 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y + V_u \cdot \delta_u - V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - (1 - 0.5) \cdot V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - 0.50 \cdot V_u \cdot \delta_y \text{ και λύνοντας ως προς } \delta_y: E = V_u \cdot \delta_u - 0.50 \cdot V_u \cdot \delta_y \rightarrow 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - E \rightarrow \delta_y = 2 \cdot (V_u \cdot \delta_u - E) / V_u ,$$

όπου για $\delta_u = 0.24825\text{m} \approx 0.25\text{m}$, $V_u = 691.2\text{kN}$ και $E = 118.89$ είναι $\delta_y = 2 \cdot (0.24825 \cdot 691.2 - 118.89) / 691.2 = 0.153\text{m}$ και έτσι υπολογίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία ως $K_e = V_y / \delta_y = 691.2452 / 0.1525 = 4532\text{kN/m}$.

Η πρώτη διαρροή μέλους εμφανίζεται για $\delta_0 = 0.079\text{m}$ και τέμνουσα βάσης $V_0 = 395.0\text{kN}$ (βλ. πραγματική καμπύλη ικανότητας) και έτσι υπολογίζεται η ελαστική πλευρική δυσκαμψία ως $K_0 = 394.9973 / 0.0793863 = 4976\text{kN/m}$.

Για ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο στη διεύθυνση Y ίση με $T=0.951\text{sec}$, η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από τη σχέση Σ5.5 του ΚΑΝΕΠΕ ως:

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

όπου για $T=0.951\text{sec}$, $K_0 = 4976\text{kN/m}$ και $K_e = 4532\text{kN/m}$ προκύπτει $T_e = 0.996\text{ sec}$.

Στοχευόμενη μετακίνηση με εφαρμογή της μεθόδου των συντελεστών (σχέση Σ5.6 στα σχόλια της §5.7.4.2):

$C_0 = 1.40$ για 5ώροφο κτίριο,

$C_1 = 1.00$ για $T_e = 0.996\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$,

$C_2 = 1.20$ για $T_e = 0.996\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$, φορέα τύπου 1 (φορείς χαμηλής πλαστιμότητας ως κτίριο του 1960 και πριν το 1985) και στάθμη επιτελεστικότητας Γ ,

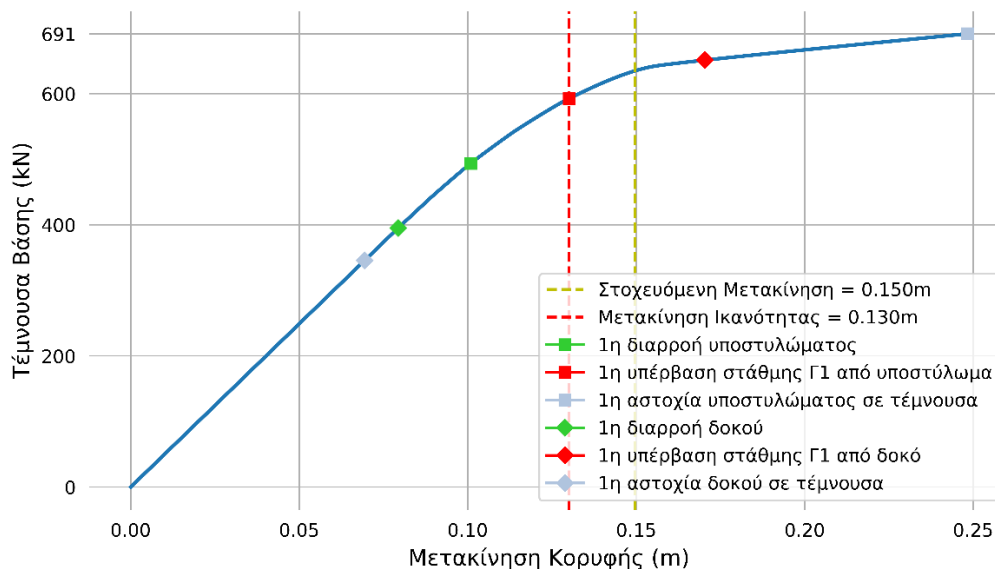
$C_3 = 1.00$ για $\theta < 0.10$,

για $T_e = 0.996\text{sec}$, ο όρος $T_e^2/4\pi^2$ προκύπτει 0.02513,

από το ελαστικό φάσμα του EN1998-1 για έδαφος Β ($S = 1.20$, $T_c = 0.50$), ζώνη ΙΙ και σπουδαιότητα συνήθη ($a_g = 0.24g$) και για περίοδο $T_e = 0.996\text{sec}$, η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση προκύπτει $S_e(T) = 3.5458\text{m/sec}^2$.

Από τα παραπάνω, η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται ως: $\delta_t = 0.150\text{m}$. Η τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης προκύπτει μεγαλύτερη από την ικανότητα του κτιρίου για $\delta = 0.130\text{m}$, οπότε δεν κρίνεται ικανή η υφιστάμενη κατασκευή για αυτήν την κατανομή φόρτισης.

Καμπύλη Ικανότητας +Y+0.30X, Υφιστάμενος Φορέας, Ιδιομορφική Κατανομή



Σχήμα 6-40: Καμπύλη ικανότητας +Y+0.30X υφιστάμενου φορέα με Ιδιομορφική Κατανομή (Python)

1^η διαρροή δοκού για 79.386mm, η Δ24-Σ2 με $\theta = \theta_y$,

1^η διαρροή υποστυλώματος για $\approx 101\text{mm}$, το Υ6-Σ3 με $\theta \approx \theta_y$: στο βήμα 11 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.101m το υποστύλωμα Υ6-Σ3 στην κορυφή του έχει θ ίση με το 97.9% της $\theta_y = \theta_A$ του και το ίδιο, στο βήμα 12 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.114m έχει θ ίση με το 149.1% της $\theta_y = \theta_A$ δηλαδή την έχει υπερβεί. Άρα 1^η διαρροή προηγείται και βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 11 και 12 και πλησιέστερα στο βήμα 11, έστω για μετακίνηση 0.101m του βήματος 11.

1^η υπέρβαση Γ1 από υποστύλωμα για $\approx 131\text{mm}$, το Υ6-Σ3 με $\theta \approx \theta_r$: στο βήμα 13 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.131m το υποστύλωμα Υ6-Σ3 στη βάση του έχει θ ίση με το 99.3% της θ_r του και το ίδιο, στο βήμα 14 της επίλυσης, για μετακίνηση

κορυφής 0.156m έχει θ ίση με το 110.9% της θ_r δηλαδή την έχει υπερβεί. Άρα η 1^η διαρροή προηγείται και βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 13 και 14 και πλησιέστερα στο βήμα 13, έστω για μετακίνηση 0.131m του βήματος 13.

1^η υπέρβαση Γ1 από δοκό για ≈ 170 mm, η Δ19-Σ3 με $\theta \approx \theta_r$: στο βήμα 14 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.156m η δοκός Δ19-Σ3 στην αρχή της έχει θ ίση με το 62.2% της θ_r της και η ίδια, στο βήμα 15 της επίλυσης, για μετακίνηση κορυφής 0.248m έχει θ ίση με το 322.6% της θ_r δηλαδή την έχει υπερβεί. Άρα η 1^η υπέρβαση Γ1 από δοκό προηγείται και βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 14 και 15 και πλησιέστερα στο βήμα 14, έστω για μετακίνηση 0.170m.

1^η αστοχία υποστυλώματος σε τέμνουσα στο βήμα 15 για 248.235mm, το Υ17-Σ3 με $CR=1.08 \approx 1$,

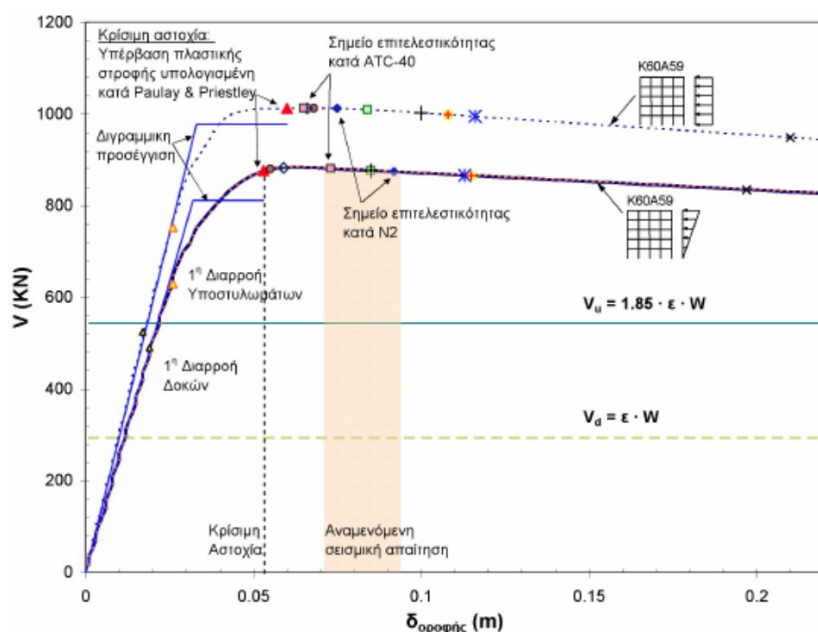
1^η αστοχία δοκού σε τέμνουσα για 69.416mm, η Δ19-Σ3 με $CR=1.01 \approx 1$.

6.4.5 Συμπεράσματα από τις Ανελαστικές Αναλύσεις Pushover Υφιστάμενου Φορέα

Τα υποστυλώματα του υφιστάμενου φορέα είναι ιδιαίτερα ψαθυρά. Αυτό μπορεί να φανεί και από τις ανελαστικές αναλύσεις, όπως και από τα διαγράμματα Μ-θ. Και στις 4 προηγούμενες αναλύσεις Pushover, το ίδιο υποστυλώμα που διέρρηξε πρώτο, ήταν και εκείνο που για μια μικρή σχετικά αύξηση μετακίνησης κορυφής, ξεπερνούσε τη στροφή του για στάθμη επιτελεστικότητας Γ και έτσι καθόριζε τη στάθμη Γ1 σε επίπεδο κτιρίου. Ενδεικτικά, για την ανάλυση Pushover +X+0.30Y με Ορθογωνική Κατανομή, το Υ4-Σ2 διαρρέει για τιμή μετακίνησης κορυφής 0.127m, ενώ για μετακίνηση κορυφής 0.143m υπερβαίνει τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ. Ακόμη, σε όλες τις ανελαστικές αναλύσεις παρατηρείται πρόωρη διατμητική αστοχία των δοκών. Η διατμητική αστοχία είναι ψαθυρού τύπου αστοχία και το ιδανικό είναι να αποφεύγεται. Έτσι, είναι επιτακτικό να γίνει ενίσχυση σε τέμνουσα όσων δοκών αστοχούν διατμητικά, ώστε να προηγείται η καμπτική τους διαρροή.

Επιπλέον συμπεράσματα μπορούν να προκύψουν από τις ανελαστικές αναλύσεις, αν δοθεί σημασία σε ποια δομικά στοιχεία περιορίζονται οι ανελαστικές παραμορφώσεις και πως αυτές κατανέμονται καθ' ύψος του κτιρίου. Αυτή η πληροφορία βρίσκεται στο Παράρτημα Ζ, ενώ εδώ θα παρουσιαστεί ο σχολιασμός τους. Από τις αναλύσεις μπορεί εύκολα να φανεί ότι ο 2^{ος} όροφος (στάθμη Σ3) είναι ο πλέον δυσμενής καθώς περιλαμβάνει τα περισσότερα υποστυλώματα που συγκεντρώνουν ανελαστικές παραμορφώσεις, με δεύτερον στη σειρά να είναι ο 3^{ος} (στάθμη Σ4). Αυτό οφείλεται κυρίως στην απομείωση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων που από τη διάσταση των 35cm στο ισόγειο, κατέληξε σε 25cm στον 2^ο όροφο. Επίσης, όσον αφορά τη διεύθυνση Χ, το ότι η ικανότητα του κτιρίου ορίστηκε να είναι κατά τη μετακίνηση που υπερβαίνει το πρώτο υποστυλώμα του κτιρίου τη στάθμη Γ1 μπορεί και να είναι ελαφρώς συντηρητική καθώς με βάση την ορθογωνική κατανομή, μόλις 2 υποστυλώματα υπερβαίνουν τη στάθμη Γ1 στο βήμα της απαίτησης και αντίστοιχα μόλις 1 υποστυλώμα (με 2 να είναι οριακά) με βάση την ιδιομορφική κατανομή. Όσον, όμως, αφορά τη διεύθυνση Υ, η αντίστοιχη παραδοχή δεν είναι συντηρητική καθώς υπάρχουν περισσότερα υποστυλώματα που υπερβαίνουν τη στάθμη Γ1 στο βήμα της απαίτησης και αντίστοιχα εκείνα που είναι οριακά. Συγκεκριμένα, με βάση την

ορθογωνική κατανομή υπάρχουν 2 υπερβάσεις από υποστυλώματα με επιπλέον 4 να είναι οριακά και αντίστοιχα με την ιδιομορφική κατανομή υπάρχουν 3 υπερβάσεις από υποστυλώματα με επιπλέον 7 να είναι οριακά. Μάλιστα, δεν είναι τυχαίο που οι υπερβάσεις παρατηρούνται κυρίως σε περιμετρικά υποστυλώματα, εκεί δηλαδή που η πλαισιακή λειτουργία είναι πιο σημαντική, χάρις στην όπλιση των δοκών των περιμετρικών πλαισίων (βλ. υποενότητα 5.3.5). Έτσι, καθώς οι δοκοί είναι πιο ισχυρά οπλισμένες, οι πλαστικές αρθρώσεις συγκεντρώνονται στα υποστυλώματα. Για τα μεν εσωτερικά υποστυλώματα που υπερβαίνουν πρόωρα τη στάθμη Γ1, αυτό οφείλεται στο μη πλαστικό χαρακτήρα των διαγραμμάτων $M-\theta$ λόγω ανηγμένου αξονικού φορτίου που παραμένει μεγάλο κι ως είναι υποστυλώματα ανώτερων ορόφων, αφού η επιφάνεια διατομής των υποστυλωμάτων είναι μικρή (25x25). Αντίστοιχα, όσες δοκοί είναι οριακές σε όρους ανελαστικών παραμορφώσεων, δεν είναι τυχαίο που είναι των εσωτερικών και όχι των εξωτερικών πλαισίων λόγω της όπλισής τους. Συγκρίνοντας τις κατανομές φόρτισης, κατά την ιδιομορφική κατανομή υπάρχει μια τάση ώστε η ανελαστικότητα να μετατοπίζεται προς το άνω μισό του ύψους του κτιρίου, με χαρακτηριστική την περίπτωση της Pushover +X+0.30Y με ιδιομορφική κατανομή με τις υπερβάσεις να παρατηρούνται κυρίως σε υποστυλώματα του 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου. Αντίθετα, η ορθογωνική κατανομή φόρτισης, με κέντρο βάρους των ασκούμενων δυνάμεων περί το μέσον του ύψους του κτιρίου, δίνει ευμενέστερα αποτελέσματα για το άνω μισό του ύψους του κτιρίου και δυσμενέστερα για τους μεσαίους και κατώτερους ορόφους, μιας και δεν παρατηρούνται υπερβάσεις στον 3^ο όροφο αλλά στον 1^ο και 2^ο. Επίσης, αυξημένη προκύπτει η αντοχή του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης με ορθογωνική κατανομή φόρτισης συγκριτικά με την ιδιομορφική με τιμές 919.8kN και 702.9kN αντίστοιχα για τις επιλύσεις +X+0.30Y. Αντίστοιχα για τις επιλύσεις +Y+0.30X οι αντίστοιχες τιμές είναι 900.1kN και 691.2kN. Αντίστοιχο είναι το συμπέρασμα από ανελαστικές αναλύσεις παρόμοιου κτιρίου, από τη διδακτορική διατριβή του Ρεπαπή Κ. (ίδιας μορφολογίας αλλά ελαφρώς διαφορετικών διατάξεων όπλισης και αντοχών υλικών), όπως φαίνεται στο Σχήμα 6-41, με τη διαφορά ότι αντί της ιδιομορφικής κατανομής έχει εφαρμοστεί η τριγωνική, που ωστόσο είναι κοντινές για αυτήν την περίπτωση κτιρίου.



Σχήμα 6-41: Αποτελέσματα υπερωθητικής ανάλυσης παρόμοιου κτιρίου με το εξεταζόμενο [5]

Τέλος, παρατηρούνται εκτεταμένες ανεπάρκειες δοκών έναντι τέμνουσας σε όλους τους ορόφους εκτός του τελευταίου. Αυτές εκτιμάται ότι υφίστανται μιας και καταναλώνεται ένα ποσοστό της αντοχής ήδη από τα «οιωνεί μόνιμα» φορτία (με τις περιμετρικές να αναλαμβάνουν το πρόσθετο φορτίο της μπατικής τοιχοποιίας) αλλά και λόγω του σχετικά μικρού καθαρού ανοίγματός τους (άλλωστε η παρουσία της τέμνουσας είναι σημαντική όσο μικραίνει ο λόγος του καθαρού ανοίγματος προς το στατικό ύψος της δοκού). Στα υποστυλώματα γενικά δεν παρατηρούνται ανεπάρκειες λόγω τέμνουσας μιας και είναι μικρής διατομής για το καθαρό τους μήκος.

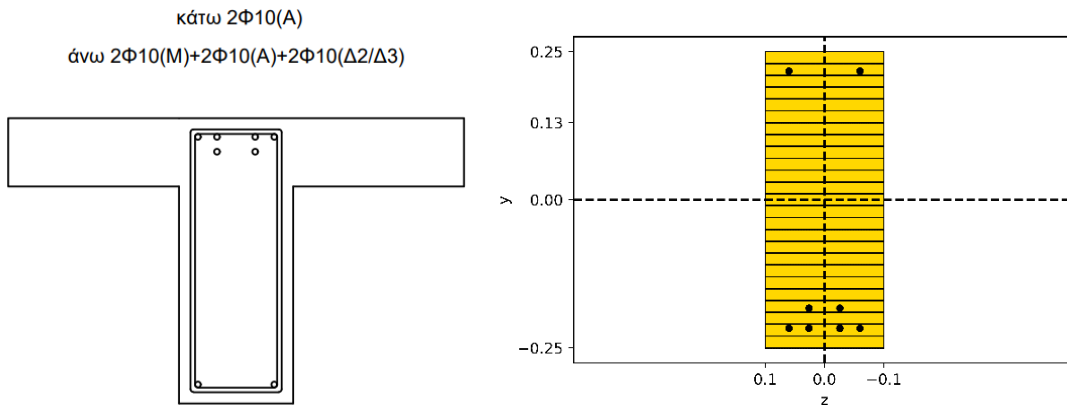
6.5 ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΒΑΣΕΙ ΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ PUSHOVER

Στις υποενότητες 6.5.1.1, 6.5.1.2 θα ελεγχθούν έναντι διατμητικής αστοχίας η δοκός Δ9 της στάθμης Σ2 (οροφής 1^{ου} ορόφου) και το υποστύλωμα Υ19 της στάθμης Σ3 (2^{ου} ορόφου), με τη διαδικασία που περιγράφεται στην ενότητα 3.11 και με τις δράσεις να προέρχονται από την εντατική κατάσταση στα βήματα απαίτησης (για μετακίνηση κορυφής ίση με τη στοχευόμενη μετακίνηση), για τη δυσμενέστερη κάθε φορά διεύθυνση σεισμού και κατανομή φόρτισης (ορθογωνική ή ιδιομορφική). Η δοκός έχει καθαρό μήκος 3.20m, ονομαστική επικάλυψη $c_{nom} = 20\text{mm}$ και το αξονικό θλιπτικό φορτίο λαμβάνεται μηδενικό ως δοκός. Οι διαμήκεις οπλισμοί είναι κάτω (2Φ10(A)) και άνω (2Φ10(M)+2Φ10(A)+2Φ10(Δ2)), ενώ οι συνδετήρες είναι Φ8/30 στις κρίσιμες περιοχές. Το πλάτος κορμού της δοκού είναι $b_w=20\text{cm}$ και το συνολικό ύψος $h=50\text{cm}$. Το υποστύλωμα είναι τετραγωνικής διατομής 25x25, έχει καθαρό ύψος 2.50m, ονομαστική επικάλυψη $c_{nom} = 20\text{mm}$ και το αξονικό θλιπτικό φορτίο που το καταπονεί είναι $N_{Ed} = 172.47\text{kN}$. Οι διαμήκεις οπλισμοί είναι 4Φ16 και οι συνδετήρες είναι Φ8/25.

6.5.1 Έλεγχοι Διατμητικής Αστοχίας

Επειδή πρόκειται να προσδιοριστεί η Διατμητική Αντοχή V_R , ο έλεγχος γίνεται σε όρους δυνάμεων και άρα οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται με τις χαρακτηριστικές τιμές. Έτσι, από την ενότητα 6.1.4 λαμβάνονται για το σκυρόδεμα $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 12/1.30 = 9.231\text{MPa}$ και $E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22 \cdot (16/10)^{0.3} = 25.331\text{GPa} = 25331369.8\text{kPa}$ και για το χάλυβα των οπλισμών $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 240/1.15 = 208.70\text{MPa}$ και $E_s = 200\text{GPa} = 200000000\text{kPa}$.

6.5.1.1 Έλεγχος Διατμητικής Αστοχίας Υφιστάμενης Δοκού Δ9 της Στάθμης Σ2

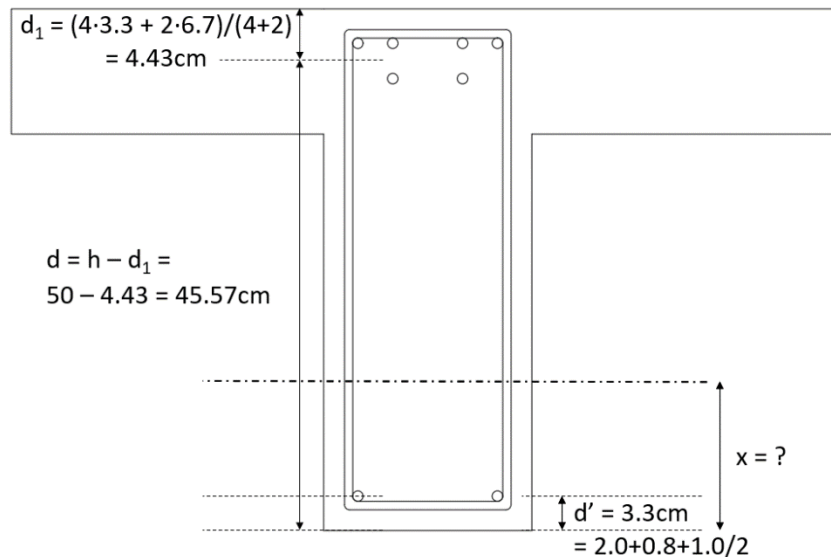


Σχήμα 6-42: Διατομή υφιστάμενης δοκού Δ9 της Στάθμης Σ2 (OpenSeesPy)

Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής

Πλάτος $b_w=20\text{cm}$, ύψος $h=50\text{cm}$,

σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ, d' είναι η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος άρα εδώ η απόσταση της κάτω θλιβόμενης στρώσης οπλισμού από την κάτω ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος που προκύπτει $d' = 3.3\text{cm}$,



Σχήμα 6-43: Βασικά γεωμετρικά μεγέθη υφιστάμενης δοκού Δ9 της Στάθμης Σ2

η στατική επικάλυψη d_1 του κέντρου βάρους των 2 άνω εφελκόμενων στρώσεων οπλισμού είναι $d_1 = 4.43\text{cm}$ και άρα το στατικό ύψος είναι $d = h - d_1 = 50 - 4.43 = 45.57\text{cm}$. Τέλος, $\delta' = d'/d = 3.3/45.57 = 0.0724$.

Ιδιότητες Υλικών

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 9.231\text{MPa}, E_{cm} = 25.331\text{GPa} = 25331369.8\text{kPa},$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 208.70\text{MPa}. E_s = 200\text{GPa} = 200000000\text{kPa},$$

$$\alpha = E_s/E_c = 200/25.331 = 7.895$$

Αξονικό Θλιπτικό Φορτίο N

$$N_{Ed} = 0\text{kN}, v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = 0$$

Ποσοστά Οπλισμού

$$\text{θλιβόμενη στρώση οπλισμού } 2\Phi 10 \rightarrow A_s' = \frac{2 \cdot \pi \cdot 1.0^2}{4} = 1.5708 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού } \rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{1.5708}{20 \cdot 45.57} = 0.0017235,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού } \omega' = \frac{A_s'}{bd} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{1.5708}{20 \cdot 45.57} \cdot \frac{208.70}{9.231} = 0.039,$$

$$\text{μεταξύ ενδιάμεσες στρώσεις οπλισμού } \rightarrow \rho_v = 0, \omega_v = 0$$

$$\text{εφελκόμενες στρώσεις οπλισμού } 6\Phi 10 \rightarrow A_s = \frac{5 \cdot \pi \cdot 1.0^2}{4} = 4.7124 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού } \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4.7124}{20 \cdot 45.57} = 0.00517,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού } \omega = \frac{A_s}{bh} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{4.7124}{20 \cdot 45.57} \cdot \frac{208.70}{9.231} = 0.1169,$$

$$\text{συνδετήρες } \Phi 8/30 \rightarrow A_{sw} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 0.8^2}{4} = 2 \cdot 0.503 = 1.0053 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό συνδετήρων } \rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{1.0053}{20 \cdot 30} = 0.0016755,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού } \omega_w = \frac{A_{sw}}{bs} \cdot \frac{f_{ywd}}{f_{cd}} = \frac{1.0053}{20 \cdot 30} \cdot \frac{208.70}{9.231} = 0.038.$$

Από ΚΑΝΕΠΕ – Παράρτημα 7Α, για διατομή οπλισμένου σκυροδέματος με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη:

I. Διαρροή λόγω χάλυβα

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} = 0.00517 + 0.0017235 + 0 = 0.0069$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} = 0.00517 + 0.0017235 \cdot 0.0724 + 0 + 0 = 0.0053$$

$$\xi_{y,s} = (a^2A^2 + 2aB)^{1/2} - aA = (7.895^2 \cdot 0.0069^2 + 2 \cdot 7.895 \cdot 0.0053)^{1/2} - 7.895 \cdot 0.0069 = 0.2398$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,s} = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d} = \frac{208.70}{200000 \cdot (1 - 0.2398) \cdot 0.4557} = 0.003$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\epsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \alpha b d f_c} = 0.00517 + 0.0017235 + 0 - 0 = 0.0069$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') = 0.00517 + 0.0017235 \cdot 0.0724 + 0 = 0.0053$$

$$\xi_{y,c} = (a^2A^2 + 2aB)^{1/2} - aA = (7.895^2 \cdot 0.0069^2 + 2 \cdot 7.895 \cdot 0.0053)^{1/2} - 7.895 \cdot 0.0069 = 0.2398$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,c} = \frac{\epsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_c \xi_y d} = \frac{1.8 \cdot 9.231}{25331.37 \cdot 0.2398 \cdot 0.4557} = 0.006$$

Τελικά $\left(\frac{1}{r}\right)_y = \min\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{y,s}, \left(\frac{1}{r}\right)_{y,c}\right] = \min(0.003, 0.006) = 0.003 = \left(\frac{1}{r}\right)_{y,s}$, άρα κρίσιμο υλικό ο χάλυβας οπλισμού. Οπότε $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.003$, $\xi_y = \xi_{y,s} = 0.2398$ και $x = \xi_y d = 0.2398 \cdot 0.4557 = 0.1093\text{m} = 10.93\text{cm}$.

Με δεδομένη την καμπυλότητα στη διαρροή, η αντίστοιχη ροπή M_y προκύπτει ως:

$$M_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \left[E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right] b d^3$$

όπου $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.003$, $\xi_y = 0.2398$, $\rho = 0.00517$, $\rho' = 0.0017235$, $\rho_v = 0$, $\delta' = 0.0724$, $b = 0.20\text{m}$, $d = 0.4557\text{m}$, $E_c = 25331369.8\text{kPa}$, $E_s = 200000000\text{kPa}$.

Προκύπτει $M_y = 41.26\text{kNm}$.

Η γωνία στροφής χορδής θ_y κατά την καμπτική διαρροή μπορεί να εκτιμηθεί για δοκούς και υποστυλώματα ως (ΚΑΝΕΠΕ ΣΣ7.2.2δ, σχέση Σ.2α):

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8 \sqrt{f_c}} =$$

όπου $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.003$, $L_s = L_{καθ}/2 = 3.20/2 = 1.60\text{m}$, $z = d - d' = 45.57 - 3.3 = 42.27\text{cm} = 0.4227\text{m}$, $h = 50\text{cm} = 0.50\text{m}$, $d_b = 10\text{mm} = 0.010\text{m}$, $f_y = 208.70\text{MPa}$, $f_c = 9.231\text{MPa}$. Τέλος, υπάρχει και ο όρος a_v που προϋποθέτει τον υπολογισμό την τέμνουσας $V_{R,c}$ που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση και υπολογίζεται από τη σχέση Σ.3 (ΚΑΝΕΠΕ ΣΣ7.2.2δ):

$$V_{R,c} = b_w d \cdot \left[0.15 \cdot \sigma_c + \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) \cdot f_c^{1/3} \cdot \max \left(180(100\rho_L)^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \cdot f_c^{1/6}} \right) \right]$$

όπου $\rho_L = \rho = 0.00517$, $b_w = 0.20\text{m}$, $d = 0.4557\text{m}$, $f_c = 9.231\text{MPa}$, $N_{Ed} = 0\text{kN}$, $\sigma_c = 0\text{kPa} \leq 0.2 \cdot 9.231 \cdot 1000 = 1846.2\text{kPa}$.

Προκύπτει $V_{R,c} = 45.92\text{kN}$. Σύμφωνα με την §7.2.2δ του ΚΑΝΕΠΕ, ο όρος a_v είναι ίσος με 0 καθώς η $V_{R,c} = 45.92\text{kN}$ είναι μεγαλύτερη της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_s = 41.26/1.60 = 25.79\text{kN}$. Τώρα, μπορεί να υπολογιστεί η γωνία στροφής χορδής θ_y :

$$\text{Προκύπτει } \theta_y = 0.003 \cdot \frac{1.60 + 0 \cdot 0.4227}{3} + 0.0014 \cdot (1 + 1.5 \cdot \frac{0.50}{1.60}) + \frac{0.003 \cdot 0.010 \cdot 208.70}{8 \cdot \sqrt{9.231}}$$

$$= 1.60\text{‰} + 2.06\text{‰} + 0.26\text{‰} = 3.92\text{‰} = 3.92\text{mrad} = 0.00392\text{rad}$$

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής θ_u κατά την αστοχία μπορεί να εκτιμηθεί για δοκούς και υποστυλώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα ως (ΚΑΝΕΠΕ Σ§7.2.4βiii, σχέση Σ.11α):

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot 0.3^V \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01; \omega - \omega')} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot \alpha_s^{0.35} \cdot 25 \left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right) \cdot (1.25^{100\rho_d})$$

όπου $\alpha_s = M/Vh = L_s/h = 1.60/0.50 = 3.20$, $v_{Ed} = 0$, $\omega' = \frac{A_s'}{bd} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{1.5708}{20 \cdot 45.57} \cdot \frac{208.70}{9.231} = 0.039$ το μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού, $\omega_{tot} = \omega + \omega' + \omega_v = 0.1169 + 0.039 + 0 = 0.1559$ το ολικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού, $\rho_d = 0$ καθώς δεν υπάρχει δισδιαγώνιος οπλισμός, $\rho_s = \rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{1.0053}{20 \cdot 30} = 0.0016755$, $a=0$ καθώς λαμβάνεται μηδενική απόδοση περίσφιγξης υπέρ της ασφαλείας.

Προκύπτει $\theta_u = 0.031\text{rad}$. Αυτή η τιμή όμως αναφέρεται σε δοκούς και υποστυλώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα. Από το σχόλιο ν) της παραγράφου Σ§7.2.4βiii του ΚΑΝΕΠΕ, σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 με χρήση λείων ράβδων (S220) και επειδή χρησιμοποιήθηκε η σχέση (Σ.11α), η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία είναι η πλήρης τιμή της σχέσης αυτής, άρα $\theta_u = 0.031\text{rad} = 31.00\text{mrad}$.

Όμως, επειδή αυτή η τιμή θ μοιάζει «αισιόδοξη», γίνεται υπολογισμός της και μέσω των πινάκων του Παραρτήματος 7B. Από εκεί για $\frac{f_c \cdot \omega'}{\omega + \omega_v} = \frac{9.231 \cdot 0.039}{0.1169 + 0} = 3.10 \approx 3$ και $\alpha_s = 3.20 \rightarrow \theta_u = 3.0\text{‰} = 30\text{‰} = 30\text{mrad}$. Αυτή η τιμή πολλαπλασιάζεται και με 3 συντελεστές, τον $\lambda_{\alpha\omega w} = 1$ (για $a=0$, μηδενική απόδοση περίσφιγξης), τον $\lambda_{\rho d} = 1$ (για $\rho_d=0$) και τον $\lambda_v = 1$ (για $v_{Ed} = 0$). Επίσης, η τιμή του πίνακα θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί με την τιμή 0.833 λόγω λείου χάλυβα οπλισμού. Η τελική τιμή της θ_u μέσω των πινάκων είναι:

$$\theta_u = \theta_u \cdot \lambda_{\alpha\omega w} \cdot \lambda_{\rho d} \cdot \lambda_v = 30 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.833 = 25\text{mrad}.$$

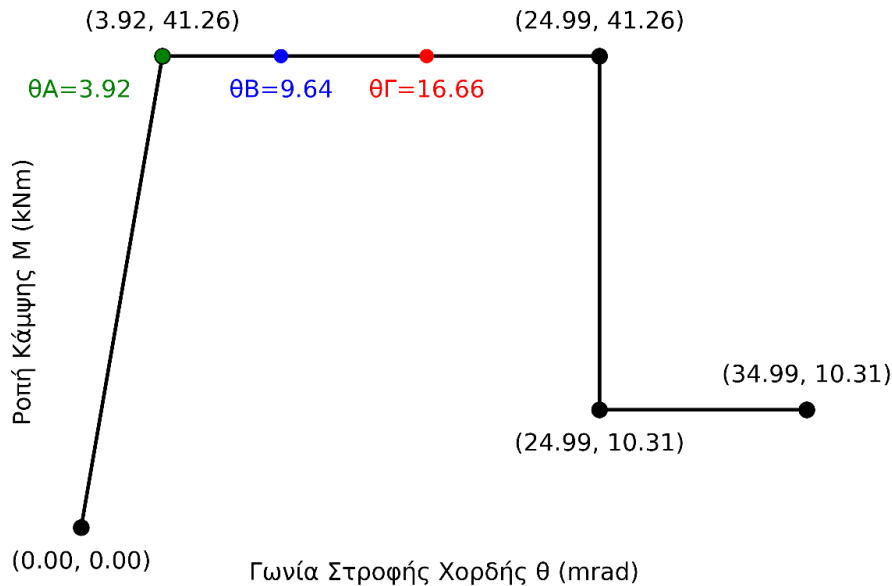
Έχοντας υπολογίσει τις γωνίες στροφής χορδής θ_y και θ_u , μπορούν να υπολογιστούν οι αντίστοιχες θ που ορίζουν τις στάθμες επιτελεστικότητας για το συγκεκριμένο μέλος. Λαμβάνοντας, λοιπόν, υπόψιν ότι το συγκεκριμένο μέλος είναι πρωτεύον:

για στάθμη επιτελεστικότητας A $\rightarrow \theta_A = \theta_y = 3.92\text{mrad}$,

για στάθμη επιτελεστικότητας B $\rightarrow \theta_B = 0.50 \cdot (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} = 0.50 \cdot (3.92 + 25.00) / 1.50 = 9.64 \text{ mrad}$,

για στάθμη επιτελεστικότητας Γ $\rightarrow \theta_\Gamma = \theta_u / \gamma_{Rd} = 25.00 / 1.50 = 16.66 \text{ mrad}$,

ενώ για γωνία στροφής χορδής μεγαλύτερη της οριακής θ_u , λαμβάνεται υπόψιν μια απομένουσα ροπή ίση με το 25% της $M_u (= M_y)$, δηλαδή $0.25 \cdot 41.26 = 10.31 \text{ kNm}$ (ΚΑΝΕΠΕ – Παράρτημα 4.4).



Σχήμα 6-44: Καμπύλη ροπής – γωνίας στροφής χορδής M-θ υφιστάμενης δοκού Δ9 της Στάθμης Σ2 (Python)

Σ' αυτό το σημείο, μπορεί να προσδιοριστεί ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας m για τη στάθμη Γ1 ως:

$$m_{\Gamma 1} = \theta_\Gamma / \theta_y = 16.66 / 3.92 = 4.25,$$

οπότε το πλαστικό τμήμα του δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής για τη στάθμη Γ1 ισούται με $m_{\theta^{\text{pl}}_\Gamma} = 4.25 - 1 = 3.25$. Με αυτή την τιμή θα υπολογιστεί στη συνέχεια η διατμητική αντοχή του υποστυλώματος. Η ίδια τιμή προκύπτει και από τους τύπους του ΚΑΝΕΠΕ στα σχόλια της §8.2.3δ και §8.2.3ε όπου για στάθμη επιτελεστικότητας Γ:

$$m_{\theta^{\text{pl}}_\Gamma} = m_{\theta_\Gamma} - 1 = \theta_{d\Gamma} / \theta_y - 1 = m_{\theta_\Gamma} \cdot \theta_y / \theta_y \cdot \gamma_{Rd} - 1 = m_{\theta_\Gamma} / \gamma_{Rd} - 1 = (24.99 / 3.92) / 1.50 - 1 = 3.25.$$

Έχοντας υπολογίσει όλα τα παραπάνω μεγέθη, μπορεί τώρα να υπολογιστεί η διατμητική αντοχή της δοκού ως (ΚΑΝΕΠΕ – Παράρτημα 7Γ):

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N, 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min(5, m_\theta^{\text{pl}})\right) \cdot (V_w + 0.16A_c \sqrt{f_c} (1 - 0.16 \min(5, \alpha_s)) \cdot \max(0.5, 100\rho_{\text{tot}}))$$

όπου: $h = 50 \text{ cm}$, $x = 10.93 \text{ cm}$, $L_s = 1.60 \text{ m} = 160 \text{ cm}$, $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$, $b_w = 20 \text{ cm}$, $d = 45.57 \text{ cm}$, $A_c = b_w \cdot d = 20 \cdot 45.57 = 911.40 \text{ cm}^2$, $f_c = 9.231 \text{ MPa} = 0.9231 \text{ kN/cm}^2$, $m_{\theta^{\text{pl}}_\Gamma} = 3.25$, $\rho_{\text{tot}} = \rho + \rho' + \rho_v = 0.00517 + 0.0017235 + 0 = 0.0069$, $\alpha_s = 3.20$. Τέλος, ο

όρος V_w αφορά στη συμβολή των συνδετήρων της δοκού και υπολογίζεται από τη σχέση $V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw}$ όπου $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{1.0053}{20 \cdot 30} = 0.0016755$, $z = d - d' = 45.57 - 3.3 = 42.27\text{cm}$, $f_{yw} = 208.70\text{MPa} = 20.87\text{kN/cm}^2$.

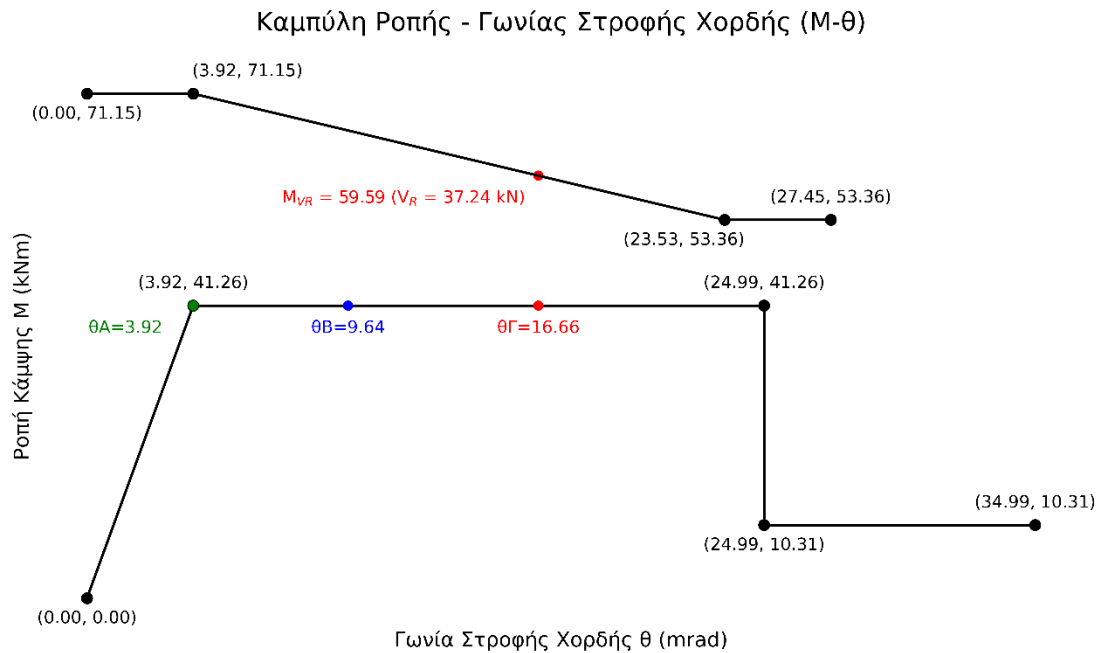
Προκύπτει $V_R = 37.24\text{kN}$. Αυτή η διατμητική αντοχή αφορά τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ εφόσον χρησιμοποιήθηκε ο δείκτης $\mu_{\theta}^{pl} = 3.25$ και είναι εκείνη που θα συγκριθεί με τη δράση.

Στο σημείο αυτό μπορεί να διερευνηθεί ο πλαστικός ή μη χαρακτήρας της συγκεκριμένης δοκού. Αυτό μπορεί να γίνει ελέγχοντας εάν η αστοχία σε τέμνουσα συμβαίνει πριν την αστοχία σε κάμψη και, εάν ναι, να τροποποιηθεί κατάλληλα το διάγραμμα $M-\theta$ που αντιστοιχεί στην κάμψη. Για το σκοπό αυτό καθορίζεται η αρχική διατμητική αντοχή V_{R0} και ο τρόπος με τον οποίο αυτή μειώνεται μετά τη διαρροή της διατομής σε κάμψη. Η μείωση της διατμητικής αντοχής μετά τη διαρροή σε κάμψη είναι ανάλογη της πλαστιμότητας στρωφών μ_{θ} . Επομένως, ο έλεγχος πρέπει να γίνεται για την τέμνουσα αντοχής που αντιστοιχεί στην εκάστοτε μ_{θ} , δηλαδή στην εκάστοτε στροφή χορδής θ . Στον ΚΑΝΕΠΕ., η μείωση της αντοχής σε τέμνουσα εφαρμόζεται για γωνίες στρωφής $\theta_y < \theta < 6\theta_y$, όπως φαίνεται από τον όρο $\min(5, \mu_{\theta}^{pl})$ με την τιμή 5 να σημαίνει $\max \mu_{\theta}^{pl} = 5 \rightarrow \theta/\theta_y - 1 = 5 \rightarrow \theta/\theta_y = 6 \rightarrow \theta = 6\theta_y$. Για στροφές μεγαλύτερες από $6\theta_y$ η αντοχή σε τέμνουσα θεωρείται ότι παραμένει σταθερή και ίση με V_{R6} [8]. Αυτή η διατμητική αντοχή V_{R6} θα υπολογιστεί από τον παραπάνω τύπο του Παραρτήματος 7Γ για $\mu_{\theta}^{pl} = 5$. Προκύπτει $V_{R6} = 33.35\text{kN}$. Επίσης, υπολογίζεται η τιμή της διατμητικής αντοχής V_{R0} για $\mu_{\theta}^{pl} = 0$. Προκύπτει $V_{R0} = 44.47\text{kN}$. Αυτές οι τιμές τέμνουσας μπορούν να μετατραπούν σε ροπή πολλαπλασιαζόμενες με το διατμητικό μήκος του μέλους $L_s = 1.60\text{m}$. Έτσι:

για $\theta = \theta_y \rightarrow \mu_{\theta}^{pl} = 0$: $V_{R0} = 44.47\text{kN}$ άρα $M_{VR0} = V_{R0} \cdot L_s = 44.47 \cdot 1.60 = 71.15\text{kNm}$, με την τιμή αυτή να είναι σταθερή για $0 < \theta < \theta_y$,

για $\theta = 6\theta_y \rightarrow \mu_{\theta}^{pl} = 5$: $V_{R6} = 33.35\text{kN}$ άρα $M_{VR6} = V_{R6} \cdot L_s = 33.35 \cdot 1.60 = 53.36\text{kNm}$, με την τιμή αυτή να είναι σταθερή για $\theta > 6\theta_y$,

ενώ για $\theta_y < \theta < 6\theta_y$, υπάρχει μια γραμμική απομείωση της διατμητικής αντοχής από την τιμή V_{R0} μέχρι την τιμή V_{R6} . Μεταξύ αυτών των τιμών είναι και η διατμητική αντοχή του υποστυλώματος $V_R = 37.24\text{kN}$ για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ με $\mu_{\theta}^{pl} = 3.25$ και αντίστοιχη $M_{VR} = V_R \cdot L_s = 37.24 \cdot 1.60 = 59.59\text{kNm}$.



Σχήμα 6-45: Καμπύλες ροπής – γωνίας στροφής χορδής M-θ και M_{VR} -θ υφιστάμενης δοκού Δ9 της Στάθμης Σ2 (Python)

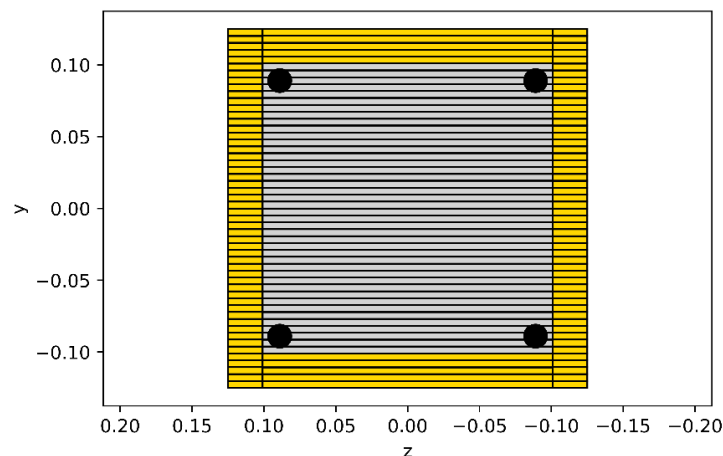
Όπως φαίνεται παραπάνω, το διάγραμμα που περιγράφει την αστοχία σε διάτμηση βρίσκεται πάνω από το αντίστοιχο διάγραμμα που περιγράφει την αστοχία σε κάμψη. Σε αυτή την περίπτωση η διατομή δεν αστοχεί σε διάτμηση και το τελικό διάγραμμα M-θ προκύπτει ίδιο με αυτό της αντοχής σε κάμψη [8]. Ωστόσο από τις αναλύσεις Pushover παρατηρούνται πρόωρες διατμητικές αστοχίες στις δοκούς. Ενδεικτικά, για τη συγκεκριμένη δοκό (για το βήμα με μετακίνηση πλησιέστερα και μετά τη μετακίνηση απαίτησης για την ανάλυση Pushover +X+0.30Y με Ορθογωνική Κατανομή), αναπτύσσεται τέμνουσα δύναμη 64.77kN, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6-46 που είναι μεγαλύτερη της τέμνουσας αντοχής 37.24kN ($64.77/37.24 = 1.74 > 1.00$).

Λόγοι Εξάντλησης Γραμμικών Στοιχείων							
α/α	Στοιχείο	Βήμα	Κόμβος	Διευθ.	Lp	NEd	VEd
					m		kN
0	Δ9-Σ2	β19 O ΘM3 +x+0.30y	A (K11-Σ2)	3	0.46	0.00	15.89
1		β19 O ΘM3 +x+0.30y	T (K12-Σ2)	3	0.38	0.00	64.77

Σχήμα 6-46: Απαίτηση σε τέμνουσα της δοκού Δ9 της Στάθμης Σ2 (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Επειδή η αστοχία σε τέμνουσα είναι ψαθυρού τύπου αστοχία και το ιδανικό είναι να αποφεύγεται, κρίνεται αναγκαία η ενίσχυση της δοκού έναντι τέμνουσας. Η διαστασιολόγηση της ενίσχυσης θα γίνει σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝΕΠΕ στην ενότητα 8.2. Μάλιστα, για το βήμα με μετακίνηση λίγο πριν της στοχευόμενης μετακίνησης η δρώσα τέμνουσα είναι 56.41kN αλλά επιλέγεται η ενίσχυση να διαστασιολογηθεί με τη τιμή 64.77kN ως δυσμενέστερη ώστε να μη χρειαστούν πολλές επαναλήψεις. Άλλωστε, όπως θα φανεί από την ενότητα 8.2, η ικανοτική τέμνουσα της δοκού είναι 62.22kN οπότε και αυτή είναι δυσμενέστερη της 56.41kN και θα πρέπει να καλύπτεται από την ενίσχυση.

6.5.1.2 Έλεγχος Διατμητικής Αστοχίας Υφιστάμενου Υποστυλώματος Y19 της Στάθμης Σ3



Σχήμα 6-47: Διατομή υφιστάμενου υποστυλώματος Y19 της Στάθμης Σ3 (OpenSeesPy)

Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής

Πλάτος $b=25\text{cm}$, ύψος $h=25\text{cm}$, στατική Επικάλυψη $d' = 3.60\text{cm}$ ($=2.0+0.8+1.6/2$), στατικό Ύψος $d = 21.4\text{cm}$ ($=25-3.60$), $\delta' = d'/d = 3.60/21.4 = 0.1682$

Ιδιότητες Υλικών

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 9.231\text{MPa}, E_{cm} = 25.331\text{GPa} = 25331369.8\text{kPa},$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 208.70\text{MPa}. E_s = 200\text{GPa} = 200000000\text{kPa},$$

$$\alpha = E_s/E_c = 200/25.331 = 7.895$$

Αξονικό Θλιπτικό Φορτίο N

$$N_{Ed} = 172.47\text{kN}, v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{172.47}{25 \cdot 25 \cdot 0.9231} = 0.30$$

Ποσοστά Οπλισμού

$$\text{θλιβόμενη στρώση οπλισμού } 2\Phi 16 \rightarrow A_s' = \frac{2 \cdot \pi \cdot 1.6^2}{4} = 4.02124 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού } \rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{4.02124}{25 \cdot 21.4} = 0.007516,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού } \omega' = \frac{A_s' \cdot f_{yd}}{bh \cdot f_{cd}} = \frac{4.02124 \cdot 208.70}{25 \cdot 25 \cdot 9.231} = 0.1455$$

$$\text{μεταξύ ενδιάμεσες στρώσεις οπλισμού } \rightarrow \rho_v = 0, \omega_v = 0$$

$$\text{εφελκυόμενη στρώση οπλισμού } 2\Phi 16 \rightarrow A_s = \frac{2 \cdot \pi \cdot 1.6^2}{4} = 4.02124 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό εφελκυόμενου οπλισμού } \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4.02124}{25 \cdot 21.4} = 0.007516,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού } \omega = \frac{A_s}{bh} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{4.02124}{25 \cdot 25} \cdot \frac{208.70}{9.231} = 0.1455$$

$$\text{συνδετήρες } \Phi 8/25 \rightarrow A_{sw} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 0.8^2}{4} = 2 \cdot 0.503 = 1.0053 \text{ cm}^2,$$

$$\text{ποσοστό συνδετήρων } \rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 0.503}{25 \cdot 25} = 0.00161,$$

$$\text{μηχανικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού } \omega_w = \frac{A_{sw}}{bs} \cdot \frac{f_{ywd}}{f_{cd}} = \frac{2 \cdot 0.503}{25 \cdot 25} \cdot \frac{208.70}{9.231} = 0.0364.$$

Από ΚΑΝΕΠΕ – Παράρτημα 7Α, για διατομή οπλισμένου σκυροδέματος με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη:

I. Διαρροή λόγω χάλυβα

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b df_y} = 0.007516 + 0.007516 + \frac{172.47}{25 \cdot 21.4 \cdot 20.870} = 0.03048$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b df_y} = 0.007516 + 0.007516 \cdot 0.1682 + 0.50 \cdot 0 \cdot (1 + 0.1682) + \frac{172.47}{25 \cdot 21.4 \cdot 20.870} = 0.02423$$

$$\xi_{y,s} = (a^2 A^2 + 2aB)^{1/2} - aA = (7.895^2 \cdot 0.03048^2 + 2 \cdot 7.895 \cdot 0.02423)^{1/2} - 7.895 \cdot 0.03048 = 0.423$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,s} = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d} = \frac{208.70}{200000 \cdot (1-0.423) \cdot 0.214} = 0.00845$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\epsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \alpha b df_c} = 0.007516 + 0.007516 + 0 - \frac{172.47}{1.8 \cdot 7.895 \cdot 25 \cdot 21.4 \cdot 0.9231} = -0.00954$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') = 0.007516 + 0.007516 \cdot 0.1682 + 0.50 \cdot 0 \cdot (1 + 0.1682) = 0.00878$$

$$\xi_{y,c} = (a^2 A^2 + 2aB)^{1/2} - aA = (7.895^2 \cdot (-0.00954)^2 + 2 \cdot 7.895 \cdot 0.00878)^{1/2} - 7.895 \cdot (-0.00954) = 0.45524$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{y,c} = \frac{\epsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_c \xi_y d} = \frac{1.8 \cdot 9.231}{25331.37 \cdot 0.45524 \cdot 0.214} = 0.00673$$

Τελικά $\left(\frac{1}{r}\right)_y = \min\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{y,s}, \left(\frac{1}{r}\right)_{y,c}\right] = \min(0.00845, 0.00673) = 0.00673 = \left(\frac{1}{r}\right)_{y,c}$, άρα κρίσιμο υλικό το σκυροδέμα (αναμενόμενο για μεσαίο προς μεγάλο επίπεδο ανηγμένου αξονικού v_{Ed}). Οπότε $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.00673$, $\xi_y = \xi_{y,c} = 0.45524$ και $x = \xi_y d = 0.45524 \cdot 0.214 = 0.0974\text{m} = 9.74\text{cm}$.

Με δεδομένη την καμπυλότητα στη διαρροή, η αντίστοιχη ροπή M_y προκύπτει ως:

$$M_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \left[E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right] b d^3$$

όπου $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.00673$, $\xi_y = 0.45524$, $\rho = \rho' = 0.007516$, $\rho_v = 0$, $\delta' = 0.1682$, $b = 0.25\text{m}$, $d = 0.214\text{m}$, $E_c = 25331369.8\text{kPa}$, $E_s = 200000000\text{kPa}$.

Προκύπτει $M_y = 27.30\text{kNm}$.

Η γωνία στροφής χορδής θ_y κατά την καμπτική διαρροή μπορεί να εκτιμηθεί για δοκούς και υποστυλώματα ως (ΚΑΝΕΠΕ Σξ7.2.2δ, σχέση Σ.2α):

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} =$$

όπου $\left(\frac{1}{r}\right)_y = 0.00673$, $L_s = L_{καθ}/2 = 2.50/2 = 1.25\text{m}$, $z = d - d' = 21.4 - 3.6 = 17.8\text{cm} = 0.178\text{m}$, $h = 25\text{cm} = 0.25\text{m}$, $d_b = 16\text{mm} = 0.016\text{m}$, $f_y = 208.70\text{MPa}$, $f_c = 9.231\text{MPa}$. Τέλος, υπάρχει και ο όρος a_v που προϋποθέτει τον υπολογισμό την τέμνουσας $V_{R,c}$ που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση και υπολογίζεται από τη σχέση Σ.3 (ΚΑΝΕΠΕ Σξ7.2.2δ):

$$V_{R,c} = b_w d \cdot \left[0.15 \cdot \sigma_c + \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) \cdot f_c^{1/3} \cdot \max \left(180(100\rho_L)^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \cdot f_c^{1/6}} \right) \right]$$

όπου $\rho_L = \rho = 0.007516$, $b_w = 0.25\text{m}$, $d = 0.214\text{m}$, $f_c = 9.231\text{MPa}$, $N_{Ed} = 172.47\text{kN}$, $A_c = 0.25 \cdot 0.25 = 0.0625\text{m}^2$, $\sigma_c = \frac{172.47}{0.0625} = 2759.52\text{kPa} > 0.2 \cdot 9.231 \cdot 1000 = 1846.2\text{kPa}$
άρα $\sigma_c = 1846.2\text{kPa}$.

Προκύπτει $V_{R,c} = 50.94\text{kN}$. Σύμφωνα με την ξ7.2.2δ του ΚΑΝΕΠΕ, ο όρος a_v είναι ίσος με 0 καθώς η $V_{R,c} = 50.94\text{kN}$ είναι μεγαλύτερη της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_s = 27.30/1.25 = 21.84\text{kN}$. Τώρα, μπορεί να υπολογιστεί η γωνία στροφής χορδής θ_y :

$$\text{Προκύπτει } \theta_y = 0.00673 \cdot \frac{1.25 + 0 \cdot 0.178}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{0.25}{1.25} \right) + \frac{0.00673 \cdot 0.016 \cdot 208.70}{8 \cdot \sqrt{9.231}} = 2.80\text{‰} + 1.82\text{‰} + 0.93\text{‰} = 5.55\text{‰} = 5.55\text{mrad} = 0.00555\text{rad}$$

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής θ_u κατά την αστοχία μπορεί να εκτιμηθεί για δοκούς και υποστυλώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα ως (ΚΑΝΕΠΕ Σξ7.2.4βiii, σχέση Σ.11α):

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot 0.3^V \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01; \omega - \omega')} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot \alpha_s^{0.35} \cdot 25 \left(\alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right) \cdot (1.25^{100\rho d})$$

όπου $\alpha_s = M/Vh = L_s/h = 1.25/0.25 = 5$, $v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{172.47}{25 \cdot 25 \cdot 0.9231} = 0.30$, $\omega' =$

$$\frac{A_s'}{bh} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{4.02124}{25 \cdot 25} \cdot \frac{208.70}{9.231} = 0.1455 \text{ το μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού, } \omega_{tot}$$

$= \omega + \omega' + \omega_v = 2 \cdot 0.1455 + 0 = 0.291$ το ολικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού, $\rho_d = 0$
 καθώς δεν υπάρχει δισδιαγώνιος οπλισμός, $\rho_s = \rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 0.503}{25 \cdot 25} = 0.00161$, $\alpha = 0$
 καθώς λαμβάνεται μηδενική απόδοση περισφιγξης υπέρ της ασφαλείας.

Προκύπτει $\theta_u = 0.03233 \text{ rad}$. Αυτή η τιμή όμως αναφέρεται σε δοκούς και υποστρώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα. Από το σχόλιο ν) της παραγράφου Σ§7.2.4βiii του ΚΑΝΕΠΕ, σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 με χρήση λείων ράβδων (S220) και επειδή χρησιμοποιήθηκε η σχέση (Σ.11α), η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία είναι η πλήρης τιμή της σχέσης αυτής, άρα $\theta_u = 0.03233 \text{ rad} = 32.33 \text{ mrad}$.

Όμως, επειδή αυτή η τιμή θ μοιάζει «αισιόδοξη», γίνεται υπολογισμός της και μέσω των πινάκων του Παραρτήματος 7B. Από εκεί για $\frac{f_c \cdot \omega'}{\omega + \omega_v} = \frac{9.231 \cdot 0.1126}{0.1126 + 0} = 9.231 \approx 9$ και $\alpha_s = 5 \rightarrow \theta_u = 4.6\% = 46\text{‰} = 46 \text{ mrad}$. Αυτή η τιμή πολλαπλασιάζεται και με 3 συντελεστές, τον $\lambda_{\alpha\omega\omega} = 1$ (για $\alpha = 0$, μηδενική απόδοση περισφιγξης), τον $\lambda_{\rho d} = 1$ (για $\rho_d = 0$) και τον $\lambda_v = 0.70$ (για $v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{172.47}{25 \cdot 25 \cdot 0.9231} = 0.30$). Επίσης, η τιμή του πίνακα θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί με την τιμή 0.833 λόγω λείου χάλυβα οπλισμού. Η τελική τιμή της θ_u μέσω των πινάκων είναι:

$$\theta_u = \theta_u \cdot \lambda_{\alpha\omega\omega} \cdot \lambda_{\rho d} \cdot \lambda_v = 46 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.70 \cdot 0.833 = 26.82 \text{ mrad}.$$

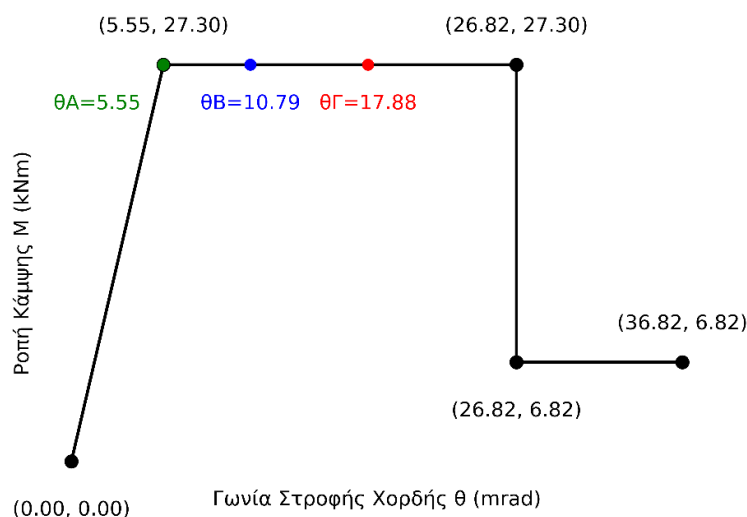
Έχοντας υπολογίσει τις γωνίες στροφής χορδής θ_y και θ_u , μπορούν να υπολογιστούν οι αντίστοιχες θ που ορίζουν τις στάθμες επιτελεστικότητας για το συγκεκριμένο μέλος. Λαμβάνοντας, λοιπόν, υπόψιν ότι το συγκεκριμένο μέλος είναι πρωτεύον:

$$\text{για στάθμη επιτελεστικότητας A} \rightarrow \theta_A = \theta_y = 5.55 \text{ mrad},$$

$$\text{για στάθμη επιτελεστικότητας B} \rightarrow \theta_B = 0.50 \cdot (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} = 0.50 \cdot (5.55 + 26.82) / 1.50 = 10.79 \text{ mrad},$$

$$\text{για στάθμη επιτελεστικότητας Γ} \rightarrow \theta_\Gamma = \theta_u / \gamma_{Rd} = 26.82 / 1.50 = 17.88 \text{ mrad},$$

ενώ για γωνία στροφής χορδής μεγαλύτερη της οριακής θ_u , λαμβάνεται υπόψιν μια απομένουσα ροπή ίση με το 25% της $M_u (= M_y)$, δηλαδή $0.25 \cdot 27.30 = 6.82 \text{ kNm}$ (ΚΑΝΕΠΕ – Παράρτημα 4.4).



Σχήμα 6-48: Καμπύλη ροπής – γωνίας στροφής χορδής M - θ υφιστάμενου υποστυλώματος Υ19 της Στάθμης Σ3 (Python)

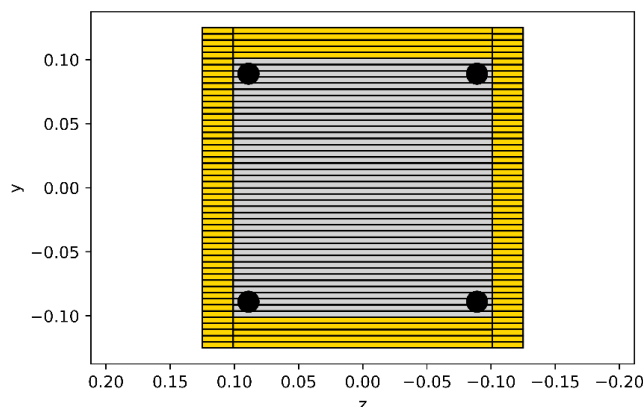
Σ' αυτό το σημείο, μπορεί να προσδιοριστεί ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας m για τη στάθμη Γ1 ως:

$$m_{\Gamma 1} = \theta_{\Gamma} / \theta_{\gamma} = 17.88 / 5.55 = 3.22,$$

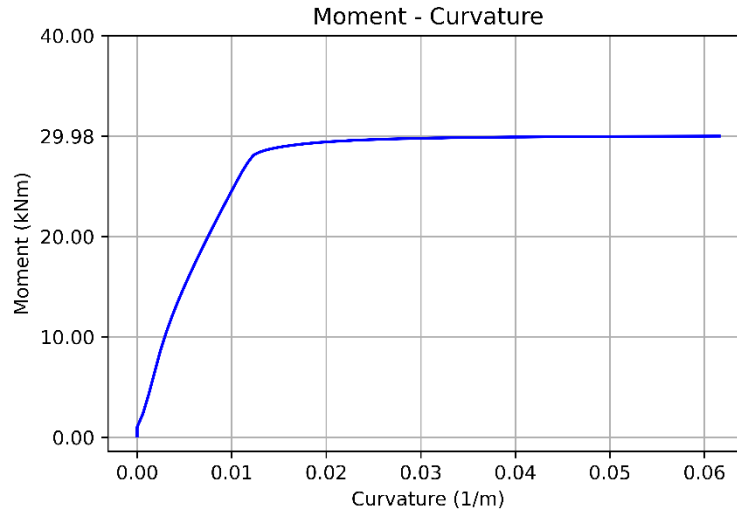
οπότε το πλαστικό τμήμα του δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής για τη στάθμη Γ1 ισούται με $\mu_{\theta}^{pl_{\Gamma}} = 3.22 - 1 = 2.22$. Με αυτή την τιμή θα υπολογιστεί στη συνέχεια η διατμητική αντοχή του υποστυλώματος. Η ίδια τιμή προκύπτει και από τους τύπους του ΚΑΝΕΠΕ στα σχόλια της §8.2.3δ και §8.2.3ε όπου για στάθμη επιτελεστικότητας Γ:

$$\mu_{\theta}^{pl_{\Gamma}} = \mu_{\theta\Gamma} - 1 = \theta_{d\Gamma} / \theta_{\gamma} - 1 = \mu_{\theta\Gamma} \cdot \theta_{\gamma} / \theta_{\gamma} \cdot \gamma_{Rd} - 1 = \mu_{\theta\Gamma} / \gamma_{Rd} - 1 = (26.82 / 5.55) / 1.50 - 1 = 2.22.$$

Υπενθυμίζεται από τα παραπάνω η υπολογιζόμενη ροπή διαρροής $M_{\gamma} = 27.30 \text{ kNm}$ βάσει του Παραρτήματος 7Α του ΚΑΝΕΠΕ. Για την ίδια διατομή και διάταξη όπλισης, προκύπτει και η οριακή ροπή αντοχής M_{Rd} από την ανάλυση διατομής με OpenSees ως 30.00 kNm ($= 29.98 \text{ kNm}$ όπως φαίνεται στον άξονα των ροπών).



Σχήμα 6-49: Διατομή υφιστάμενου υποστυλώματος Υ19 της Στάθμης Σ3 (OpenSeesPy)



Σχήμα 6-50: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής υφιστάμενου υποστυλώματος Υ19 της Στάθμης Σ3 (OpenSeesPy)

Έχοντας υπολογίσει όλα τα παραπάνω μεγέθη, μπορεί τώρα να υπολογιστεί η διατμητική αντοχή του υποστυλώματος ως (ΚΑΝΕΠΕ – Παράρτημα 7Γ):

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N, 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl})\right) \cdot (V_w + 0.16A_c \sqrt{f_c} (1 - 0.16 \min(5, a_s)) \cdot \max(0.5, 100\rho_{tot}))$$

όπου: $h = 25\text{cm}$, $x = 9.74\text{cm}$, $L_s = 1.25\text{m} = 125\text{cm}$, $N_{Ed} = 172.47\text{kN}$, $b_w = 25\text{cm}$, $d = 21.4\text{cm}$, $A_c = b_w \cdot d = 25 \cdot 21.4 = 535\text{cm}^2$, $f_c = 9.231\text{MPa} = 0.9231\text{kN/cm}^2$, $\mu_{\theta}^{pl} = 2.22$, $\rho_{tot} = \rho + \rho' + \rho_v = 2 \cdot 0.007516 + 0 = 0.015$, $a_s = 5$. Τέλος, ο όρος V_w αφορά στη συμβολή των συνδετήρων του υποστυλώματος και υπολογίζεται από τη σχέση $V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw}$ όπου $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 0.503}{25 \cdot 25} = 0.00161$, $z = d - d' = 21.4 - 3.6 = 17.8\text{cm}$, $f_{yw} = 208.70\text{MPa} = 20.87\text{kN/cm}^2$.

Προκύπτει $V_R = 30.76\text{kN}$. Αυτή η διατμητική αντοχή αφορά τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ εφόσον χρησιμοποιήθηκε ο δείκτης $\mu_{\theta}^{pl} = 2.22$ και είναι εκείνη που θα συγκριθεί με τη δράση.

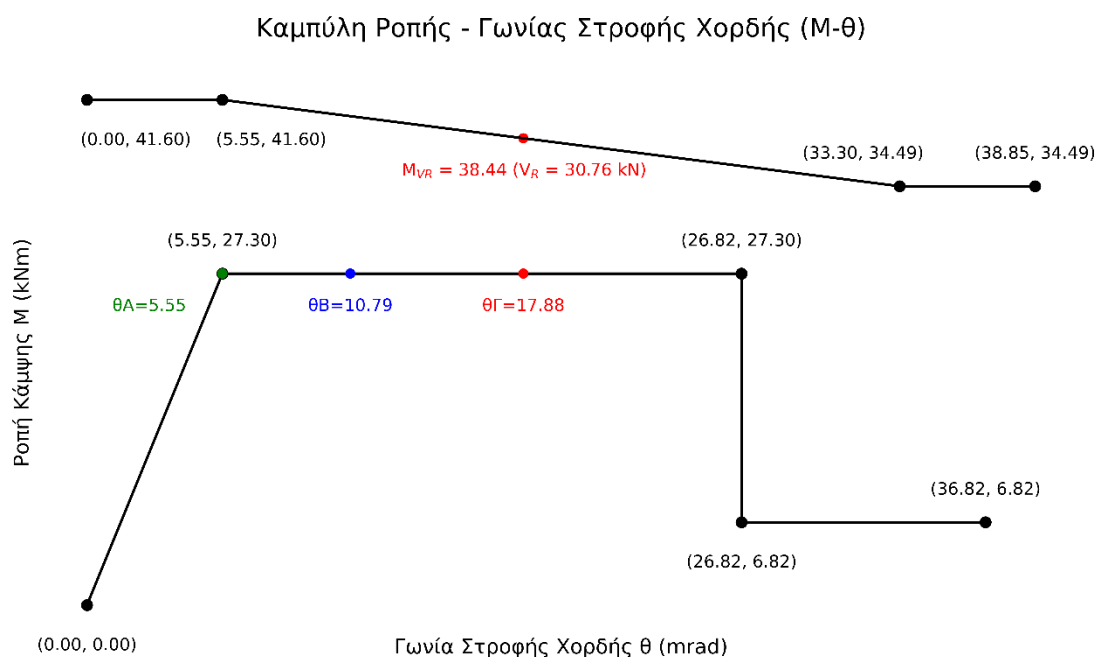
Στο σημείο αυτό μπορεί να διερευνηθεί ο πλάστιμος ή μη χαρακτήρας του συγκεκριμένου υποστυλώματος. Αυτό μπορεί να γίνει ελέγχοντας εάν η αστοχία σε τέμνουσα συμβαίνει πριν την αστοχία σε κάμψη και, εάν ναι, να τροποποιηθεί κατάλληλα το διάγραμμα M-θ που αντιστοιχεί στην κάμψη. Για το σκοπό αυτό καθορίζεται η αρχική διατμητική αντοχή V_{R0} και ο τρόπος με τον οποίο αυτή μειώνεται μετά τη διαρροή της διατομής σε κάμψη. Η μείωση της διατμητικής αντοχής μετά τη διαρροή σε κάμψη είναι ανάλογη της πλαστιμότητας στρωφών μ_{θ} . Επομένως, ο έλεγχος πρέπει να γίνεται για την τέμνουσα αντοχής που αντιστοιχεί στην εκάστοτε μ_{θ} , δηλαδή στην εκάστοτε στρόφη χορδής θ . Στον ΚΑΝΕΠΕ., η μείωση της αντοχής σε τέμνουσα εφαρμόζεται για γωνίες στρόφης $\theta_y < \theta < 6\theta_y$, όπως φαίνεται από τον όρο $\min(5, \mu_{\theta}^{pl})$ με την τιμή 5 να σημαίνει $\max \mu_{\theta}^{pl} = 5 \rightarrow \theta/\theta_y - 1 = 5 \rightarrow \theta/\theta_y = 6 \rightarrow \theta = 6\theta_y$. Για στρόφες μεγαλύτερες από $6\theta_y$ η αντοχή σε τέμνουσα θεωρείται ότι παραμένει σταθερή και ίση με V_{R6} [8]. Αυτή η διατμητική αντοχή V_{R6} θα υπολογιστεί από τον παραπάνω τύπο του Παραρτήματος 7Γ για $\mu_{\theta}^{pl} = 5$. Προκύπτει $V_{R6} = 27.59\text{kN}$. Επίσης, υπολογίζεται η τιμή της διατμητικής αντοχής V_{R0} για $\mu_{\theta}^{pl} = 0$. Προκύπτει $V_{R0} = 33.28\text{kN}$. Αυτές οι τιμές

τέμνουσας μπορούν να μετατραπούν σε ροπή πολλαπλασιαζόμενες με το διατμητικό μήκος του μέλους $L_s = 1.25\text{m}$. Έτσι:

για $\theta = \theta_y \rightarrow \mu_{\theta}^{pl} = 0$: $V_{R0} = 33.28\text{kN}$ άρα $M_{VR0} = V_{R0} \cdot L_s = 33.28 \cdot 1.25 = 41.60\text{kNm}$, με την τιμή αυτή να είναι σταθερή για $0 < \theta < \theta_y$,

για $\theta = 6\theta_y \rightarrow \mu_{\theta}^{pl} = 5$: $V_{R6} = 27.59\text{kN}$ άρα $M_{VR6} = V_{R6} \cdot L_s = 27.59 \cdot 1.25 = 34.49\text{kNm}$, με την τιμή αυτή να είναι σταθερή για $\theta > 6\theta_y$,

ενώ για $\theta_y < \theta < 6\theta_y$, υπάρχει μια γραμμική απομείωση της διατμητικής αντοχής από την τιμή V_{R0} μέχρι την τιμή V_{R6} . Μεταξύ αυτών των τιμών είναι και η διατμητική αντοχή του υποστυλώματος $V_R = 30.76\text{kN}$ για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ με $\mu_{\theta}^{pl} = 2.22$ και αντίστοιχη $M_{VR} = V_R \cdot L_s = 30.76 \cdot 1.25 = 38.44\text{kNm}$.



Σχήμα 6-51: Καμπύλες ροπής – γωνίας στροφής χορδής M-θ και M_{VR} -θ υφιστάμενου υποστυλώματος Υ19 της Στάθμης Σ3 (Python)

Όπως φαίνεται παραπάνω, το διάγραμμα που περιγράφει την αστοχία σε διάτμηση βρίσκεται πάνω από το αντίστοιχο διάγραμμα που περιγράφει την αστοχία σε κάμψη. Σε αυτή την περίπτωση η διατομή δεν αστοχεί σε διάτμηση και το τελικό διάγραμμα Mθ προκύπτει ίδιο με αυτό της αντοχής σε κάμψη [8]. Αυτή η συμπεριφορά επαληθεύτηκε και από τις αναλύσεις Pushover αφού δεν παρατηρούνταν πρόωρες διατμητικές αστοχίες στα υποστυλώματα. Ενδεικτικά, για το συγκεκριμένο υποστυλώμα και επίπεδο αξονικού φορτίου (συγκεκριμένα πρόκειται για το βήμα της απαίτησης για την ανάλυση Pushover +X+0.30Y με Ορθογωνική Κατανομή), αναπτύσσεται τέμνουσα δύναμη 27.78kN που είναι μικρότερη της τέμνουσας αντοχής 30.76kN ($27.78/30.76 = 0.90 < 1.00$).

Λόγοι Εξάντλησης Γραμμικών Στοιχείων							
α/α	Στοιχείο	Βήμα	Κόμβος	Διευθ.	Lp	NEd	VEd
					m		
0	Y19-Σ3	β18 Ο ΘΜ3 +x+0.30y	A (K19-Σ3)	2	0.43	-172.47	0.43
1				3	0.43	-172.47	-27.78
2			T (K19-Σ2)	2	0.42	-176.38	0.43
3				3	0.42	-176.38	-27.78

Σχήμα 6-52: Απαιτήση σε τέμνουσα του υποστυλώματος Y19 της Στάθμης Σ3 (ΡΑΦ ΤΟΛ)

6.6 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ m

Συνοδευτικά με τις ανελαστικές αναλύσεις Pushover πραγματοποιείται και ελαστική δυναμική ανάλυση με τοπικούς δείκτες m, αν και δεν επιβάλλεται μιας και η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική (ΚΑΝΕΠΕ §5.7.2β)). Ενδεικτικές τιμές τοπικών δεικτών m όπως και τα αποτελέσματα των ελέγχων επάρκειας με αυτή τη μέθοδο βρίσκονται στο Παράρτημα Ε1 και εδώ θα παρουσιαστούν μόνο κάποια συμπεράσματα και σχόλια. Λαμβάνοντας, υπόψιν όλα τα υποστυλώματα του κτιρίου, οι ακραίες τιμές δεικτών m είναι 1.04 και 3.33. Υπενθυμίζεται ότι οι δείκτες m εκφράζουν τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις διατομές ελέγχου των μελών (μέσω των διαγραμμάτων M-θ, δηλαδή με βάση τα μεγέθη M_y , θ_y , θ_u , L_s), άρα από τον ορισμό τους σε κάθε ξεχωριστό μέλος αντιστοιχίζεται ένας δείκτης m, οπότε και η σεισμική δράση S_E απομειώνεται αντίστοιχα για κάθε μέλος με τον αντίστοιχο δείκτη του με βάση τη σχέση $S_d = S_G + S_E/m$. Αυτό είναι το χαρακτηριστικό που διαφέρει τη μέθοδο m από τη μέθοδο ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q, αφού στη δεύτερη, η σεισμική δράση S_E απομειώνεται το ίδιο για όλα τα μέλη του φορέα με την τιμή q ανεξαρτήτως διαθέσιμης τοπικής πλαστιμότητας. Ακόμη, με τη χρήση της μεθόδου ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q γίνεται μια παραδοχή για το συντελεστή αυτόν (ή έστω επιλέγεται από τον κανονισμό του ΚΑΝΕΠΕ με βάση τη χρονολογία του έργου κλπ (ΚΑΝΕΠΕ Πίνακας Σ4.4)), μιας και δεν υπήρχε την περίοδο μελέτης του κτιρίου αυτού η ιδέα του δείκτη συμπεριφοράς q. Με βάση τις ακραίες τιμές των δεικτών m θα μπορούσε να προκύψει μια μέση τιμή κοντά στην τιμή 2. Πράγματι, κατά τις ανελαστικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στον υφιστάμενο φορέα, ο δείκτης συμπεριφοράς κυμαινόταν μεταξύ 1.8 και 2.0. Αντίστοιχη τιμή προκύπτει και από τον πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝΕΠΕ απ' όπου για κατασκευές σχεδιασμένες πριν το 1985 και με ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων προτείνονται τιμές 1.3 και 1.7 για ουσιώδεις ή μη βλάβες αντίστοιχα με τις τιμές αυτές να πολλαπλασιάζονται με την τιμή 1.40 για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ οπότε προκύπτουν 1.82 και 2.38. Όσον αφορά τα αποτελέσματα επάρκειας αντοχής των υποστυλωμάτων, για το ισόγειο και τον 1^ο όροφο δεν παρατηρούνται μεγάλες ανεπάρκειες, αφού εάν αυτές υπάρχουν, συνήθως δεν υπερβαίνουν το 70% της ικανότητας. Ωστόσο, οι τιμές ανηγμένου αξονικού φορτίου βρίσκονται σε μέτριο προς υψηλό επίπεδο, δηλαδή από 0.35 έως 0.40, ενώ το ιδανικό θα ήταν να περιοριστούν κάτω από το όριο του 0.30. Εκεί που υπάρχουν σημαντικές ανεπάρκειες είναι στο 2^ο όροφο, γεγονός που βασικά οφείλεται στην απότομη απομείωση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων (εκτός των γωνιακών) από 35x35 στο ισόγειο σε 25x25 στο 2^ο όροφο, ενώ υπάρχουν ακόμα 2 υπερκείμενοι όροφοι. Λόγω των μικρών διαστάσεων, άρα και της μικρής επιφάνειας δικαιολογούνται τιμές ανηγμένου αξονικού κοντά στην τιμή 0.40 (=0.61·0.65). Οι υπερβάσεις της τάξης του 2.51 σε όρους κάμψης και 1.83 σε όρους τέμνουσας προειδοποιούν ότι δε θα απαιτηθούν τόσο ήπια μέτρα ενίσχυσης όσο στους 2 χαμηλότερους ορόφους. Η

τρωτότητα του 2^{ου} ορόφου βεβαίως παρατηρήθηκε και κατά τις ανελαστικές αναλύσεις Pushover αφού σε αυτόν τον όροφο συγκεντρώνονταν οι ανελαστικές παραμορφώσεις, σύμφωνα με την υποενότητα 6.4.5. Η εικόνα του 3^{ου} ορόφου μοιάζει με αυτήν του 1^{ου} ως προς την κάμψη, με τις τιμές ανηγμένου αξονικού φορτίου να είναι πλέον ικανοποιητικές με μέγιστη $0.26 < 0.30$. Βέβαια, αρκετές είναι οι ανεπάρκειες σε όρους ικανοτικού κόμβου («ασθενής δοκός – ισχυρό υποστυλώμα»), ωστόσο δεν πρέπει να ξεχνάται ότι δεν υπήρχε τέτοια απαίτηση κατά τη χρονολογία μελέτης του κτιρίου αυτού, οπότε είναι εν γένει δύσκολο να περιμένει κανείς να ικανοποιείται αυτός ο έλεγχος. Άλλωστε η λογική της τότε εποχής ήταν η αντίστροφη, δηλαδή να είναι ισχυρές οι δοκοί ώστε να φέρουν τα κατακόρυφα φορτία (που ήταν η βασική φόρτιση, μιας και τα οριζόντια φορτία σχεδιασμού ήταν μικρά), ενώ τα υποστυλώματα ήταν ασθενή καθώς δεν υπήρχε μεγάλη απαίτηση ροπής και τέμνουσας υπό κατακόρυφα φορτία. Όσον αφορά τον 4^ο (τελευταίο) όροφο, δεν παρατηρούνται ανεπάρκειες οπότε ενδέχεται να μη χρειαστεί να προβλεφθούν μέτρα ενίσχυσης. Έλεγχος ικανοτικού κόμβου δεν διενεργείται μιας και πρόκειται για το τελευταίο επίπεδο πολυόροφου κτιρίου (EN1998-1 §4.4.2.3(6)). Όσον αφορά τα δοκάρια, υπάρχουν πολύ μικρές ανεπάρκειες στις στηρίξεις των δοκών των 3 πρώτων ορόφων και σ' αυτήν τη φάση δεν κρίνεται η ανάγκη ενίσχυσής τους. Σε όλες σχεδόν δεν ικανοποιείται ο έλεγχος της ικανοτικής τέμνουσας, ωστόσο είναι λογικό καθώς δεν ήταν απαίτηση κατά την περίοδο μελέτης του κτιρίου. Οι «πάπιες», δηλαδή ο κεκαμμένος οπλισμός στις στηρίξεις δεν συνεισφέρουν ως οπλισμός διάτμησης στους σεισμικούς συνδυασμούς καθώς λόγω της ανακυκλιζόμενης δράσης (σε σχέση με τους στατικούς συνδυασμούς) δεν μπορούν να συνεισφέρουν στο «κλείσιμο» και των 2 κάθετων ρηγματώσεων όπως αναφέρεται στην υποενότητα 2.3.2. Αυτά τα συμπεράσματα είναι αρκετά σημαντικά ώστε στη συνέχεια να αποφασιστούν οι κατάλληλες μέθοδοι ενίσχυσης.

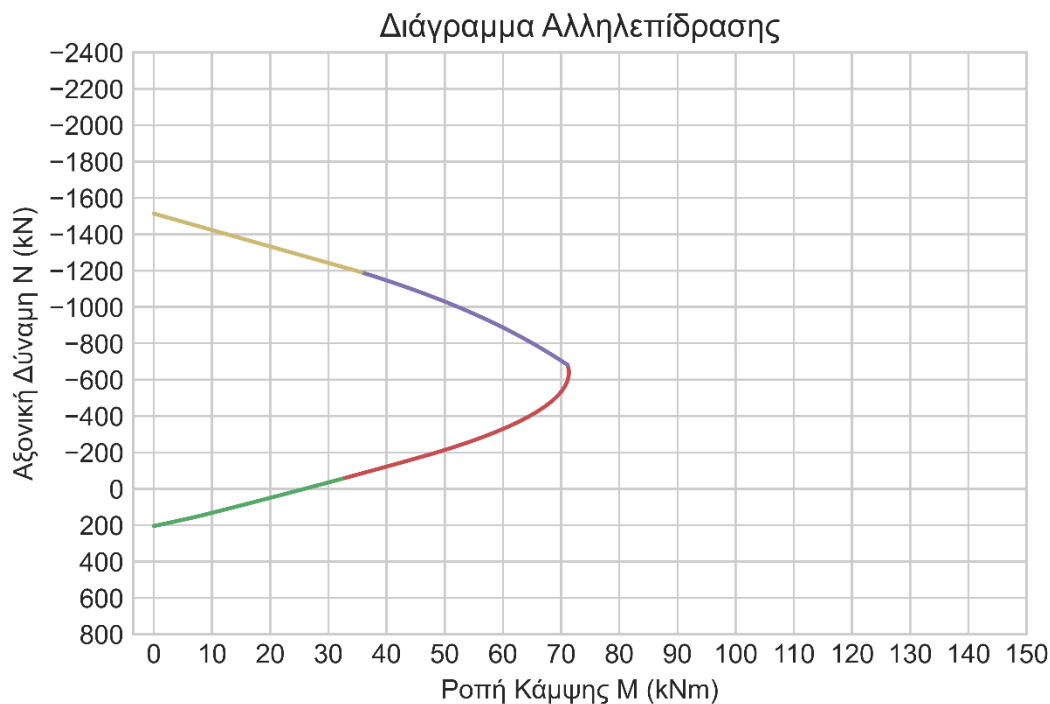
6.7 ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΒΑΣΕΙ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ m

Στις υποενότητες 6.7.1 και 6.7.2 θα πραγματοποιηθούν επιπλέον έλεγχοι σε δομικά μέλη του υφιστάμενου φορέα, με τις δράσεις τώρα να προέρχονται από την ελαστική επίλυση με τοπικούς δείκτες m, ως συνοδευτική της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης. Οι έλεγχοι αφορούν υποστυλώματα, με το υποστυλώμα Y6 της στάθμης Σ2 (1^{ου} ορόφου) να ελέγχεται σε κάμψη και το εσωτερικό υποστυλώμα Y12 του Ισογείου να ελέγχεται σε περίσφιγξη σύμφωνα με την ενότητα 4.5. Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι εφόσον πραγματοποιείται ελαστική ανάλυση με τοπικούς δείκτες m, οι τιμές σχεδιασμού των υλικών είναι εκείνες που αναφέρονται σε μέσες τιμές δηλαδή $f_{cd} = f_{cm}/\gamma_c = 16/1.10 = 14.545\text{MPa}$ και $f_{yd} = f_{ym}/\gamma_c = 280/1.10 = 254.545\text{MPa}$

6.7.1 Έλεγχος σε Κάμψη Υφιστάμενου Υποστυλώματος Y6 της Στάθμης Σ2

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια ενός υποστυλώματος σε κάμψη ή καλύτερα σε διαξονική κάμψη με ταυτόχρονη αξονική ένταση, αρκεί να συγκριθεί το διάνυσμα της δράσης με το «κέλυφος» αντοχής του στο χώρο. Για να απλοποιηθεί, τουλάχιστον για αρχή, το πρόβλημα, μπορεί να εκτιμηθεί ο χώρος αντοχής του υποστυλώματος σε μονοαξονική κάμψη με ταυτόχρονη αξονική ένταση. Ο χώρος αυτός προσδιορίζεται με

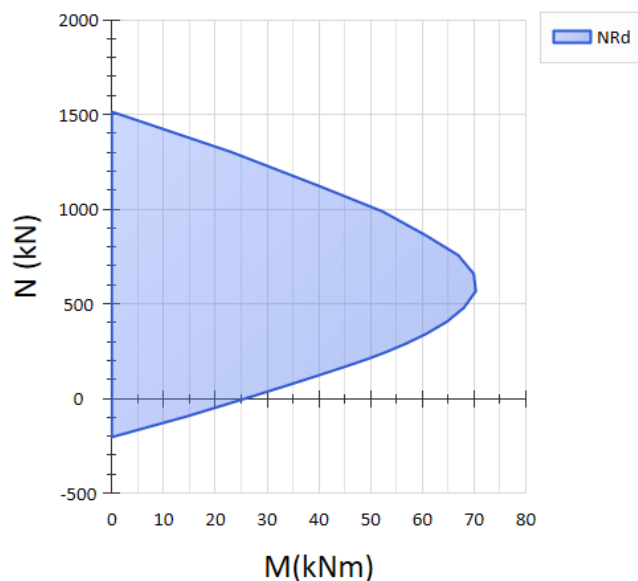
τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης που προέρχονται από τη θεωρία του Οπλισμένου Σκυροδέματος και για τα οποία γίνεται αναφορά στην ενότητα 4.4, οπότε και εφαρμόστηκε αυτή η μεθοδολογία για το συγκεκριμένο υποστυλώμα. Συγκεκριμένα, οι παράμετροι που λήφθηκαν υπόψιν για τα υλικά ήταν $f_{cd} = 14.545\text{MPa}$, $\epsilon_{c2} = 2\text{‰}$, $\epsilon_{cu2} = 3.50\text{‰}$ για το σκυρόδεμα και $f_{yd} = 254.545\text{MPa}$, $\epsilon_{sy} = 254.545/200000 = 1.27\text{‰}$ και $\epsilon_{su} = 20\text{‰}$ για το χάλυβα των διαμήκων οπλισμών. Το υποστυλώμα είναι τετραγωνικής διατομής 30x30, οι διαμήκεις οπλισμοί είναι 4Φ16 και οι συνδετήρες Φ8/21. Έχει ονομαστική επικάλυψη $c_{nom} = 20\text{mm}$ και στατικό ύψος 26.4cm. Η μεθοδολογία της ενότητας 4.4 προγραμματίστηκε σε γλώσσα Python (ο κώδικας έχει βασιστεί σ' έναν αντίστοιχο που περιέχεται στο βιβλίο «*Python for Civil and Structural Engineers*» [26] για ανάλυση διατομής δοκού, οπότε τροποποιήθηκε και εξελίχθηκε κατάλληλα) και δεδομένων των προηγούμενων παραμέτρων για τα υλικά και την όπλιση της διατομής, το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για μονοαξονική κάμψη με αξονική ένταση φαίνεται στο Σχήμα 6-53 (με τις τιμές των αξόνων να είναι σκόπιμα επιλεγμένες έτσι καθώς αυτό το διάγραμμα αλληλεπίδρασης θα συγκριθεί με αντίστοιχο του ίδιου υποστυλώματος, αλλά πλέον ενισχυμένο, σε επόμενο κεφάλαιο):



Σχήμα 6-53: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης υφιστάμενου υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 (Python)

Ταυτόσημο προκύπτει το αντίστοιχο διάγραμμα αλληλεπίδρασης που υπολογίζεται από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ και φαίνεται στο Σχήμα 6-54:

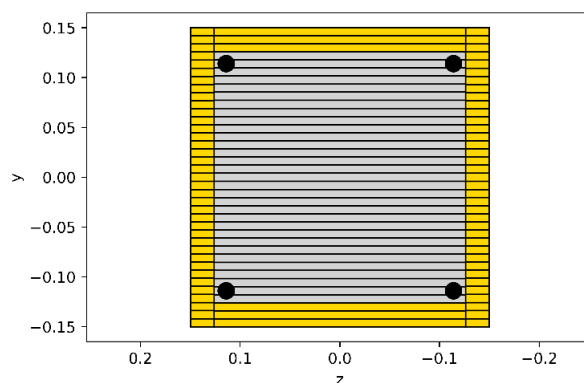
Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης Στοιχείου Υ6-Σ2 M-N



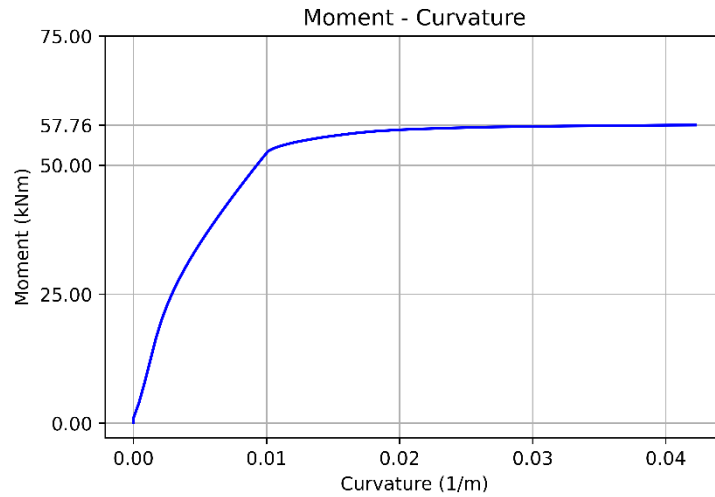
Σχήμα 6-54: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης υφιστάμενου υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Μιας και υπό τα «οιωνεί μόνιμα» φορτία $G+\psi_2Q$ η εντατική κατάσταση του υποστυλώματος είναι σχεδόν μονοαξονική κάμψη με θλιπτική αξονική ένταση ως περιμετρικό, μπορεί για αρχή να ελεγχθεί η επάρκεια του γι' αυτό το συνδυασμό φορτίων. Έστω ότι ελέγχεται ο πόδας του υποστυλώματος. Από τα μόνιμα φορτία G , η θλιπτική αξονική ένταση είναι 281.7kN και η ροπή είναι 5.0kNm (με τη ροπή στην άλλη διεύθυνση να είναι 0.7kNm \approx 0), ενώ από τα κινητά φορτία Q , η θλιπτική αξονική ένταση είναι 48.8kN και η ροπή είναι 1.9kNm (με τη ροπή στην άλλη διεύθυνση να είναι 0.1kNm \approx 0). Έτσι, για το συνδυασμό που εξετάζεται, η θλιπτική αξονική δύναμη σχεδιασμού είναι $N = 281.7 + 0.3 \cdot 48.8 = 296.34\text{kN} \approx 300\text{kN}$ και η ροπή σχεδιασμού είναι $M = 5.0 + 0.3 \cdot 1.9 = 5.57\text{kNm} \approx 6\text{kNm}$.

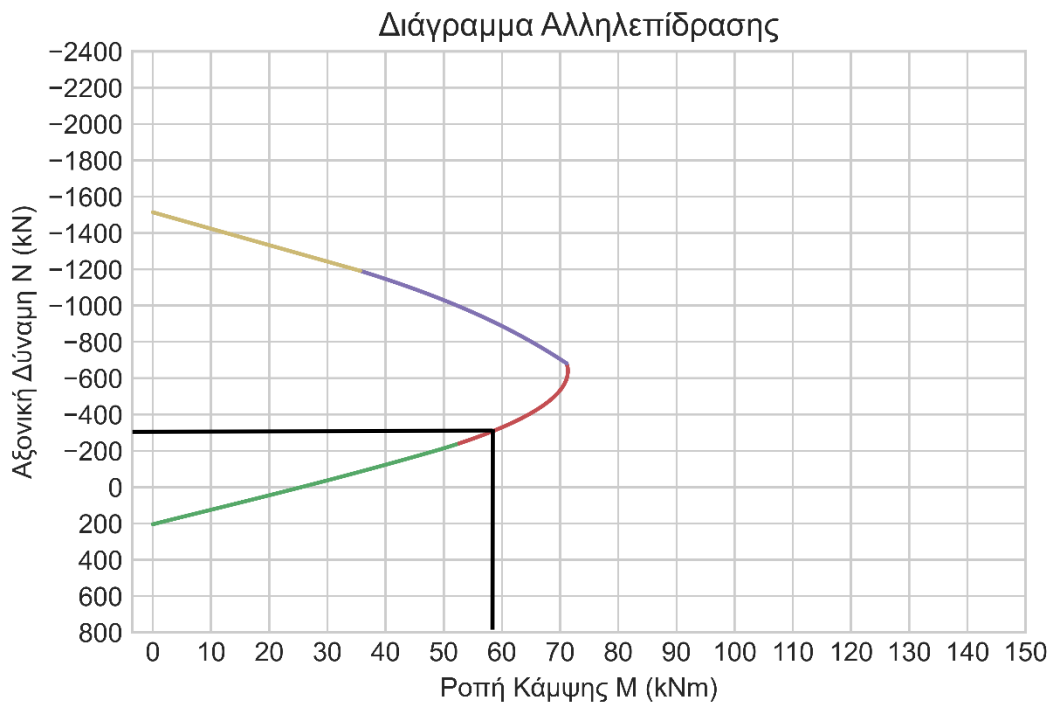
Για θλιπτική αξονική ένταση $N=300\text{kN}$, η M_{Rd} του υφιστάμενου υποστυλώματος Υ6 της στάθμης Σ2 είναι ίση με 57.76kNm και αυτό μπορεί να επαληθευτεί τόσο με ανάλυση διατομής με το λογισμικό OpenSees όσο και μέσω του διαγράμματος αλληλεπίδρασής του.



Σχήμα 6-55: Διατομή υφιστάμενου υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 (OpenSeesPy)



Σχήμα 6-56: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής υφιστάμενου υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 (OpenSeesPy)



Σχήμα 6-57: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης υφιστάμενου υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 (Python)

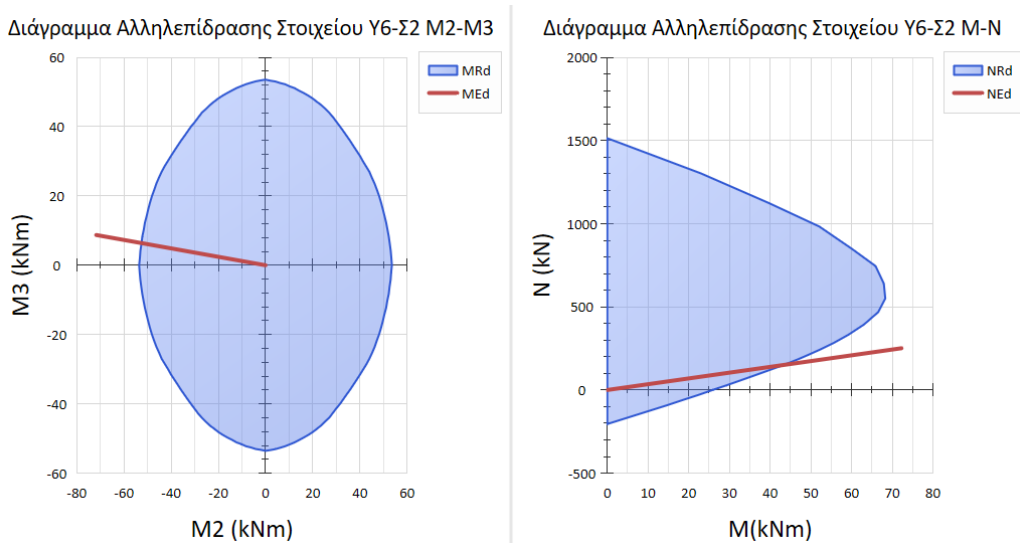
Ως προς το διάγραμμα αλληλεπίδρασης, για θλιπτική αξονική ένταση 300kN, το υποστύλωμα βρίσκεται στο 3^ο χώρο αντοχής του.

Αρχείο	Επεξεργασία	Μορφή	Προβ	Αρχείο	Επεξεργασία	Μορφή	Προβ
-240.7221171911112				52.656569367857315			
-263.8893585448421				54.761905683778714			
-287.0565998985731				56.741468695859574			
-310.22384125230406				58.59525840409991			
-333.3910826060351				60.32327480849973			
-356.5583239597662				61.92551790905903			
-379.7255653134971				63.40198770577778			
-402.892806667228				64.752684198656			
-426.0600480209591				65.97760738769372			
-449.22728937469014				67.0767572728909			
-472.39453072842105				68.05013385424753			
-495.561772082152				68.89773713176365			
-518.7290134358831				69.61956710543924			
-541.8962547896141				70.21562377527432			
-565.063496143345				70.68590714126886			
-588.2307374970762				71.03041720342286			
-611.397978850807				71.24915396173634			
-634.5652202045379				71.34211741620926			
-657.732461558269				71.3093075668417			
-681.1190432756364				71.12571961217904			

Σχήμα 6-58: Τιμές του διαγράμματος αλληλεπίδρασης υφιστάμενου υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 πλησίον της θλιπτικής αξονικής N=300kN (Python)

Με γραμμική παρεμβολή, μεταξύ των 4 τιμών: $\Delta N = 310.22 - 287.06 = 23.16\text{kN}$, $\Delta M = 58.59 - 56.74 = 1.85$, άρα για $N = 300$ ή $\Delta N = 310.22 - 300 = 10.22$ είναι $\Delta M = 10.22 \cdot 1.85 / 23.16 = 0.816 \rightarrow M_{Rd}(N=-300) = 58.59 - 0.816 = 57.77\text{kNm} \approx 57.76\text{kNm}$.

Από εδώ, εξασφαλίστηκε η επάρκεια του υφιστάμενου υποστυλώματος τουλάχιστον για τα «οιωνεί μόνιμα» φορτία. Όμως, ο ζητούμενος έλεγχος επάρκειας πρέπει να γίνει υπό σεισμική ένταση, εν προκειμένω με ελαστική ανάλυση με τοπικούς δείκτες m. Έτσι, γίνεται έλεγχος επάρκειας σε διαξονική κάμψη υπό αξονική ένταση, απ’ όπου προκύπτει ανεπάρκεια καθώς το διάνυσμα της δράσης βρίσκεται εκτός του χώρου αντοχής, όπως διακρίνεται στο Σχήμα 6-59.



Σχήμα 6-59: Ανεπάρκεια υφιστάμενου υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 μετά από Ελαστική Ανάλυση με τοπικούς δείκτες m (ΡΑΦ ΤΟΛ)

6.7.2 Περίσφιγξη Υφιστάμενου Υποστυλώματος Υ12 του Ισογείου

Στην υποενότητα αυτή θα διερευνηθεί η διατιθέμενη περίσφιγξη του εσωτερικού υποστυλώματος Υ12 του ισογείου, το οποίο καλείται να αναλάβει σημαντική αξονική θλιπτική ένταση. Πρόκειται για τετραγωνικό υποστυλώμα 35x35 με καθαρό ύψος 2.50m και ονομαστική επικάλυψη $c_{nom} = 20\text{mm}$. Οι διαμήκεις οπλισμοί είναι 12Φ18 και οι συνδετήρες Φ8/16. Από την ελαστική ανάλυση, η θλιπτική αξονική ένταση σχεδιασμού είναι $N_{Ed} = 639.4\text{kN}$ που αντιστοιχεί σε ανηγμένο αξονικό φορτίο $v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{639.4}{35 \cdot 35 \cdot 1.4545} = 0.359$. Τέλος, για να πραγματοποιηθεί ο έλεγχος, πρέπει να είναι γνωστή η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων μ_ϕ . Για το κτίριο που μελετάται (μελετημένο πριν το 1985, με ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων και χωρίς ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία), ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται ως $q=1.70$ από τον πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝΕΠΕ. Αυτή η τιμή θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί με 1.40 για στάθμη επιτελεστικότητας Γ από τον πίνακα 4.1 του ΚΑΝΕΠΕ, οπότε $q = 1.40 \cdot 1.70 = 2.40$. Από το Παράρτημα 4.2 του ΚΑΝΕΠΕ είναι $q = q_u \cdot q_p$, με το συντελεστής q_u να λαμβάνεται ίσος με 1.30 για $n=5 \geq 2$ και φορέα κανονικό σε κάτοψη με πολύστυλα πλαίσια, άρα $q_p = q/q_u = 2.40/1.30 = 1.85$. Από τη σχέση (8.20) της §8.2.3στ)ii) του ΚΑΝΕΠΕ και για $T=1.90\text{sec} \geq T_c=0.50\text{sec}$, είναι $\mu_\delta = q_p = 1.85$ και από Παράρτημα 4.2γ)ι) του κανονισμού είναι $\mu_\theta = \mu_\delta = q_p = 1.85$. Τέλος από τα σχόλια της §6.5 είναι $\mu_\theta = (\mu_\phi + 2)/3 \rightarrow \mu_\phi + 2 = 3\mu_\theta \rightarrow \mu_\phi = 3\mu_\theta - 2$, οπότε η ζητούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων προκύπτει $\mu_\phi = 3 \cdot 1.85 - 2 = 3.55$.

Το πλάτος και ύψος του πυρήνα της διατομής βρίσκονται ως $b_0 = b - 2 \cdot (c_{nom} + \Phi_w/2) = 350 - 2 \cdot (20 + 8/2) = 302\text{mm} = 30.2\text{cm} = h_0$ (λόγω τετραγωνικής διατομής). Από εκεί:

$$\rho_{wx} = \rho_{wy} = \frac{A_{sx}}{b_0 \cdot s_h} = \frac{1.0053}{30.2 \cdot 16} = 0.00208 \rightarrow \rho_w = \rho_{wx} + \rho_{wy} = 0.004161 \text{ και}$$

$\omega_{wd} = \rho_w \cdot f_{yd}/f_{cd} = 0.004161 \cdot 254.545/14.545 = 0.0728 = \omega_{\text{διατιθ}}$, που είναι μια μικρή τιμή μηχανικού ποσοστού, αν συγκριθεί με το κάτω όριο του 0.08 που θέτει ο EN1998 για Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση (αν και αυτή η τιμή αφορά υποστυλώματα νέων κατασκευών και δεν προορίζεται ώστε να συγκρίνεται για υφιστάμενα υποστυλώματα).

Από τη §5.4.3.2.2(8) του EN1998-1:

$$a\omega_{rqd} \geq 30\mu_\phi v_d \varepsilon_{sy,d} b_c/b_0 - 0.035$$

μπορεί να υπολογιστεί το απαιτούμενο μηχανικό ποσοστό ω_{rqd} ώστε να καλύπτεται η $\mu_\phi = 3.55$. Πρώτα υπολογίζεται η απόδοση περίσφιγξης για την υφιστάμενη διάταξη συνδετήρων ως:

$$a = a_n a_s,$$

$$\text{όπου } a_n = 1 - \frac{4 \cdot 27.6 \cdot 27.6}{6 \cdot 30.2 \cdot 30.2} = 0.4432 \text{ και } a_s = (1 - 0.5 \cdot 16/30.2)^2 = 0.54.$$

Προκύπτει $a = 0.24$. Οπότε για $\mu_\phi = 3.55$, $v_d = 0.359$, $\varepsilon_{sy,d} = 1.27\text{‰}$, $b_c = \min(b_c, h_c) = \min(0.35, 0.35) = 0.35\text{m}$, $b_0 = 0.302\text{m}$ το απαιτούμενο μηχανικό ποσοστό ω υπολογίζεται ως $0.24 \cdot \omega_{rqd} \geq 30 \cdot 3.55 \cdot 0.359 \cdot 0.00127 \cdot 0.35/0.302 - 0.035 \rightarrow 0.24 \cdot \omega_{rqd} \geq 0.21274 \rightarrow \omega_{rqd} \geq 0.0890$. Όμως το υφιστάμενο υποστυλώμα διαθέτει μηχανικό

ποσοστό $\omega_{\text{διατθ}} = 0.0728 < 0.0890$, μικρότερο του απαιτούμενου. Αυτό αποτελεί μια ένδειξη ότι υπάρχει ανάγκη για τα μεσαία υποστυλώματα να περισφιχθούν.

6.8 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΟΥ ΚΕΦΑΛΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Υ1 ΤΟΥ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

Στις υποενότητες 6.8.1 και 6.8.2 θα προβλεφθεί εάν αστοχεί ο κόμβος κεφαλής του υφιστάμενου γωνιακού υποστυλώματος Υ1 του Ισογείου με 2 μεθοδολογίες, ελέγχοντας και τις 2 διευθύνσεις Χ και Υ. Πρώτα, θα εφαρμοστεί το «Tsonos model» με τη διαδικασία που περιγράφεται στην ενότητα 4.7 και στη συνέχεια θα γίνει έλεγχος με τις διατάξεις της §7.2.5 του ΚΑΝΕΠΕ οι οποίες υπάρχουν και στην ενότητα 3.13. Για το «Tsonos model» θα αξιοποιηθεί και η μεθοδολογία που περιγράφεται στην υποενότητα 4.6 για τον προσδιορισμό της οριζόντιας τέμνουσας δύναμης σε πυρήνα κόμβου περιμετρικού πλαισίου. Το υποστυλωμα αυτό είναι τετραγωνικής διατομής 35x35, έχει καθαρό ύψος 2.50m και ονομαστική επικάλυψη $c_{\text{nom}} = 20\text{mm}$. Οι διαμήκεις οπλισμοί είναι 4Φ20 και οι συνδετήρες είναι Φ8/18. Οι δυνάμεις με τις οποίες θα ελεγχθεί ο κόμβος σχετίζονται με τις μέγιστες καμπτικές αντοχές στα άκρα των μελών και όχι για δυνάμεις που προκύπτουν από ελαστική ανάλυση (μέθοδο τοπικών δεικτών m), όπως αναφέρεται στην ενότητα 2.5 (όπως προτρέπουν οι σύγχρονοι Κανονισμοί).

6.8.1 Έλεγχος Κόμβου Κεφαλής Υφιστάμενου Γωνιακού Υποστυλώματος Υ1 του Ισογείου με το «Tsonos model»

Για το δυσμενέστερο συνδυασμό $G+\psi_2Q+E(exN)$:

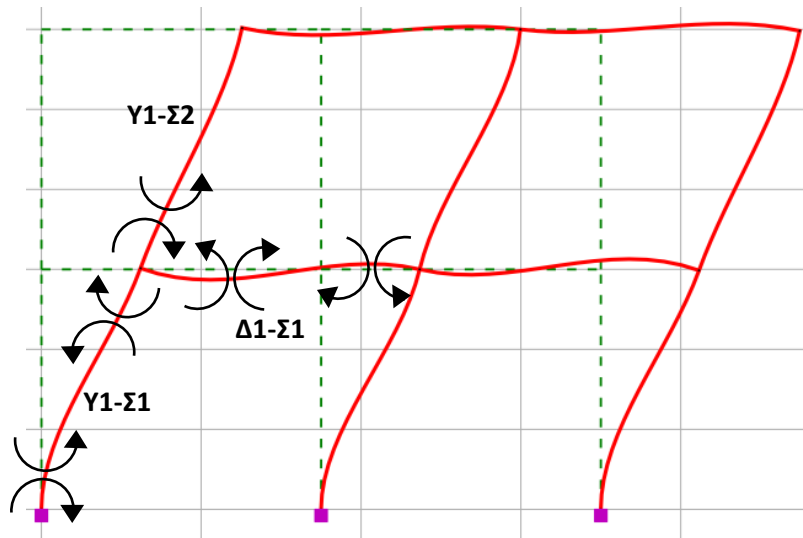
για το Υ1-Σ1 για θλιπτική αξονική 95.1kN, η ροπή αντοχής στην κεφαλή του είναι 60.4kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις),

για το Υ1-Σ2 για θλιπτική αξονική 80.6kN, η ροπή αντοχής στη βάση του είναι 47.9kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις).

Από αυτά είναι $\Sigma M_{Rc} = 60.4 + 47.9 = 108.3\text{kNm}$ και για τις 2 διευθύνσεις Χ και Υ.

Ξεκινώντας με τη διεύθυνση Χ, υπάρχει μόνο η δοκός Δ1-Σ1 με $M_{Rb, \text{left}}^+ = 79.2\text{kNm}$ και $M_{Rb, \text{left}}^- = 76.4\text{kNm}$ στο αριστερό της άκρο και $M_{Rb, \text{right}}^+ = 55.4\text{kNm}$ και $M_{Rb, \text{right}}^- = 51.7\text{kNm}$ στο δεξί της άκρο.

Έστω ότι για σεισμό +Χ, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ1-Σ1 στο αριστερό της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, \text{left}}^+ = M_{Rd2} = 79.2\text{kNm}$.



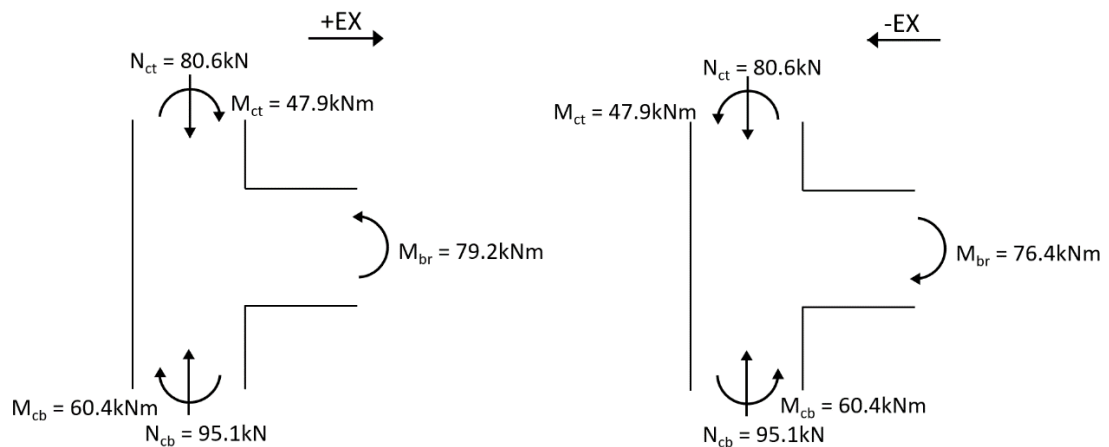
Σχήμα 6-60: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))

Επίσης, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ1-Σ1 όταν στα 2 άκρα της αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γί αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ1-Σ1 στο αριστερό της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^+ = 79.2 \text{ kNm}$ και οι άνω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, right}^- = 51.7 \text{ kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.15m, η ζητούμενη τέμνουσα $V_{ικαν2}$ υπολογίζεται ως $V_{ικαν2} = (M_{Rb, left}^+ + M_{Rb, right}^-) / L_{καθ} = (79.2 + 51.7) / 3.15 = 41.56 \text{ kN}$.

Επειδή αριστερά του κόμβου δεν υπάρχει δοκός, είναι $M_{Rd1} = 0 \text{ kNm}$ και $V_{ικαν1} = 0 \text{ kN}$.

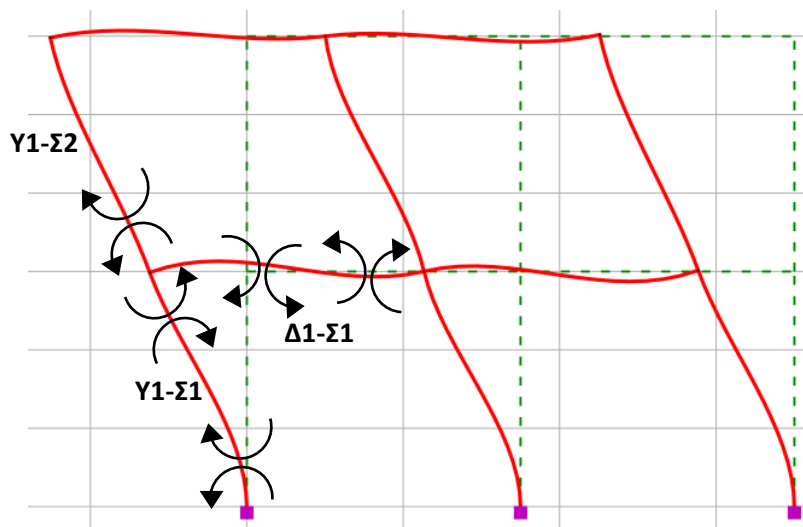
Η διάσταση b_c του μεγαλύτερου υποστυλώματος μεταξύ των Y1-Σ1 και Y1-Σ2 που καθορίζει και τη διάσταση του κόμβου είναι $b_c = 0.35 \text{ m}$ και το κοινό καθαρό ύψος των 2 αυτών υποστυλωμάτων είναι $L_c = 2.50 \text{ m}$. Με αυτά μπορεί να υπολογιστεί η τέμνουσα του υποστυλώματος ως $V_{col}^{+X} = (M_{Rd1} + M_{Rd2} + 0.50 \cdot (V_{ικαν1} + V_{ικαν2}) \cdot b_c) / L_c = (0 + 79.2 + 0.50 \cdot (0 + 41.56) \cdot 0.35) / 2.50 = 34.59 \text{ kN}$.

Πλέον μπορεί να προσδιοριστεί η οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος ως $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_{col}$ (EN1998-1 §5.5.2.3), όπου $\gamma_{Rd} \geq 1.20$ και A_{s1} είναι η επιφάνεια των κάτω εφελκυόμενων οπλισμών της δοκού Δ1-Σ1 στο αριστερό της άκρο ($A_{s1} = 7.01 \text{ cm}^2$ για 2Φ14+5Φ10). Προκύπτει $V_{jhd}^{+X} = 1.20 \cdot 7.01 \cdot 25.4545 - 34.59 = 180 \text{ kN}$.



Σχήμα 6-61: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από το κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -X, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ1-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left^-} = M_{Rd2} = 76.4kNm$.



Σχήμα 6-62: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))

Επίσης, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ1-Σ1 όταν στα 2 άκρα της αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γι' αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ1-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left^-} = 76.4kNm$ και οι κάτω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, right^+} = 55.4kNm$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.15m, η ζητούμενη τέμνουσα $V_{Iκαv2}$ υπολογίζεται ως $V_{Iκαv2} = (M_{Rb, left^-} + M_{Rb, right^+})/L_{καθ} = (76.4+55.4)/3.15 = 41.84kN$.

Επειδή αριστερά του κόμβου δεν υπάρχει δοκός, είναι $M_{Rd1} = 0kNm$ και $V_{Iκαv1} = 0kN$.

Η διάσταση b_c του μεγαλύτερου υποστυλώματος μεταξύ των Y1-Σ1 και Y1-Σ2 που καθορίζει και τη διάσταση του κόμβου είναι $b_c=0.35m$ και το κοινό καθαρό ύψος των 2 αυτών υποστυλωμάτων είναι $L_c = 2.50m$. Με αυτά μπορεί να υπολογιστεί η τέμνουσα

του υποστυλώματος ως $V_{col}^{-X} = (M_{Rd1} + M_{Rd2} + 0.50 \cdot (V_{IKav1} + V_{IKav2}) \cdot b_c) / L_c = (0 + 76.4 + 0.50 \cdot (0 + 41.84) \cdot 0.35) / 2.50 = 33.49 \text{ kN}$.

Πλέον μπορεί να προσδιοριστεί η οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος ως $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_{col}$ (EN1998-1 §5.5.2.3), όπου $\gamma_{Rd} \geq 1.20$ και A_{s1} είναι η επιφάνεια των άνω εφελκυσμένων οπλισμών της δοκού Δ1-Σ1 στο αριστερό της άκρο ($A_{s1} = 7.04 \text{ cm}^2$ για 1Φ14+7Φ10). Προκύπτει $V_{jhd}^{-X} = 1.20 \cdot 7.04 \cdot 25.4545 - 33.49 = 181.55 \text{ kN}$.

Δυσμενέστερος είναι ο σεισμός -X με $V_{jhd}^{-X} = 181.55 \text{ kN}$.

Προσδιορισμός Δράσης κατά Tsouros model

Υπολογίζεται η οριζόντια τέμνουσα δύναμη $V_{jhd} = V_{cal}$ (kN) που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος: $V_{jhd}^{-X} = 181.55 \text{ kN}$,

ο εξεταζόμενος κόμβος ανήκει στην κεφαλή ενός υποστυλώματος με διαστάσεις διατομής $A_c = b_c \cdot h_c$ (m^2) = $0.35 \times 0.35 = 0.1225 \text{ m}^2$,

από τα παραπάνω προσδιορίζεται η διατμητική τάση $\tau_{cal} = 0.001 \cdot V_{cal} / A_c$ (MPa) = $0.001 \cdot 181.55 / 0.1225 = 1.482 \text{ MPa}$,

εφόσον υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, υπολογίζεται αυξημένη θλιπτική αντοχή σκυροδέματος $f_c = (1 + \rho_s \cdot f_{yw} / f_c') \cdot f_c'$: εδώ θεωρείται ότι δεν υπάρχουν σκέλη συνδετήρα υποστυλωμάτων που συνεχίζουν μέσα στον κόμβο οπότε δεν επαυξάνεται η θλιπτική αντοχή $f_c = 14.545 \text{ MPa}$,

θεωρώντας $\tau = \gamma \cdot \sqrt{f_c}$, υπολογίζεται ο συντελεστής διατμητικών τάσεων $\gamma_{cal} = \tau_{cal} / \sqrt{f_c} = 1.485 / \sqrt{14.545} = 0.3886$.

Προσδιορισμός Αντοχής κατά Tsouros model

$$\frac{5 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ult}}{\sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) + \left(\frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) \right)^5 = 1$$

απ' όπου θέτοντας

$$x = \frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}}$$

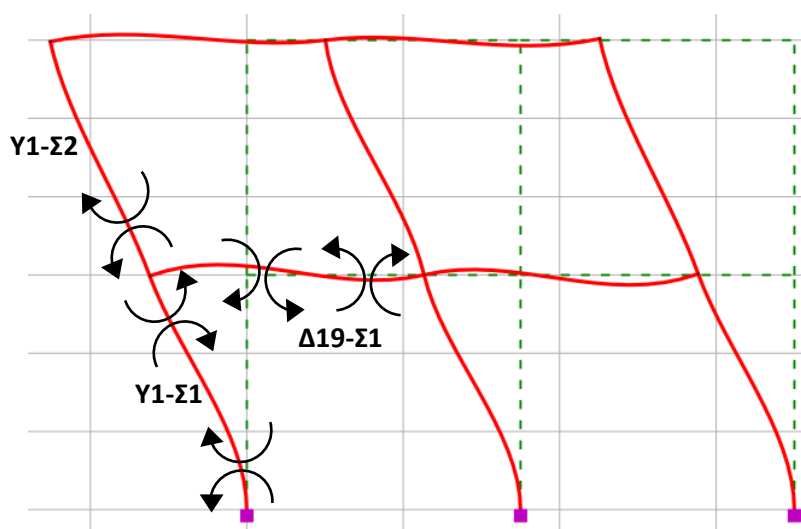
$$\psi = \frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} = x \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}}$$

όπου α ο λόγος των πλευρών του κόμβου $\alpha = h_b / h_c = (\text{ύψος διατομής δοκού}) / (\text{ύψος διατομής υποστυλώματος}) = 50 / 35 = 1.429$, προκύπτει η εξίσωση $(x + \psi)^5 - 10x + 10\psi = 1$. Για να απλοποιηθεί η εξίσωση, μπορεί να αγνοηθεί ο όρος $(x + \psi)^5$, οπότε τότε είναι $10 \cdot (\psi - x) = 1 \Rightarrow \psi - x = 0.10$. Για $\alpha = 1.429$ και $f_c = 14.545 \text{ MPa}$, η τιμή του συντελεστή x συναρτήσει του γ_{ult} είναι $x = 0.1873 \gamma_{ult}$. Η αντίστοιχη του ψ είναι $\psi = 0.3222 \gamma_{ult}$. Έτσι:

$\psi - x = 0.10 \rightarrow (0.3222 - 0.1873)\gamma_{ult} = 0.10 \rightarrow \gamma_{ult} = 0.10/(0.322 - 0.1873) = 0.7411$, που αντιστοιχεί σε διατμητική τάση 2.826MPa και αντοχή κόμβου σε οριζόντια τέμνουσα $V_{ult} = 1000 \cdot 2.826 \cdot 0.35 \cdot 0.35 = 346.23 \text{ kN} > V_{jhd}^X = 181.55 \text{ kN}$. Εφόσον $\gamma_{cal} = 0.3886 < \gamma_{ult} = 0.7411$, δεν προβλέπεται να έχει αστοχήσει ο γωνιακός κόμβος του υφιστάμενου κτιρίου που εξετάστηκε.

Συνεχίζοντας με τη διεύθυνση Y, υπάρχει μόνο η δοκός Δ19-Σ1 με $M_{Rb, left}^+ = 70.7 \text{ kNm}$ και $M_{Rb, left}^- = 83.5 \text{ kNm}$ στο αριστερό της άκρο και $M_{Rb, right}^+ = 46.3 \text{ kNm}$ και $M_{Rb, right}^- = 59.8 \text{ kNm}$ στο δεξί της άκρο.

Έστω ότι για σεισμό +Y, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^- = M_{Rd2} = 83.5 \text{ kNm}$.



Σχήμα 6-63: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))

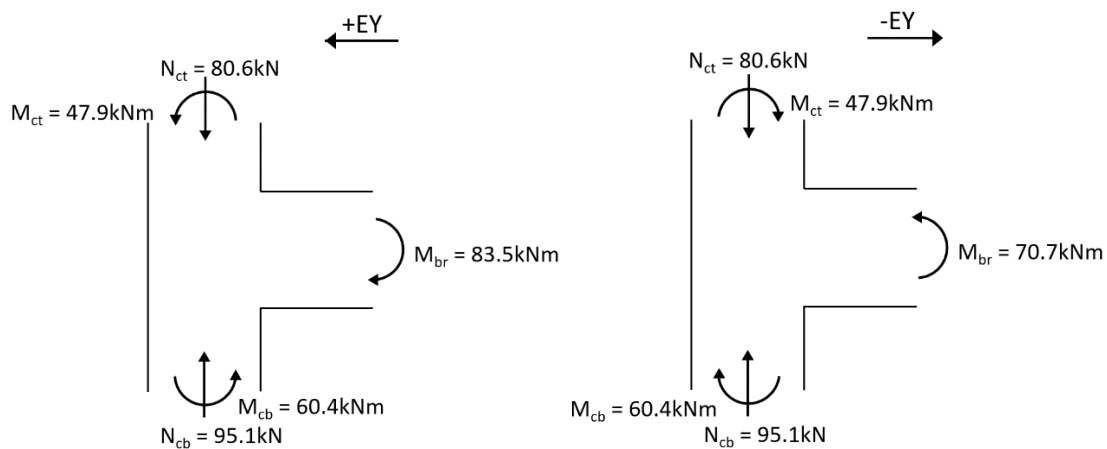
Επίσης, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ19-Σ1 όταν στα 2 άκρα της αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γί αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^- = 83.5 \text{ kNm}$ και οι κάτω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, right}^+ = 46.3 \text{ kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.15m, η ζητούμενη τέμνουσα $V_{ικav2}$ υπολογίζεται ως $V_{ικav2} = (M_{Rb, left}^- + M_{Rb, right}^+)/L_{καθ} = (83.5 + 46.3)/3.15 = 41.21 \text{ kN}$.

Επειδή αριστερά του κόμβου δεν υπάρχει δοκός, είναι $M_{Rd1} = 0 \text{ kNm}$ και $V_{ικav1} = 0 \text{ kN}$.

Η διάσταση b_c του μεγαλύτερου υποστυλώματος μεταξύ των Y1-Σ1 και Y1-Σ2 που καθορίζει και τη διάσταση του κόμβου είναι $b_c = 0.35 \text{ m}$ και το κοινό καθαρό ύψος των 2 αυτών υποστυλωμάτων είναι $L_c = 2.50 \text{ m}$. Με αυτά μπορεί να υπολογιστεί η τέμνουσα του υποστυλώματος ως $V_{col}^{+Y} = (M_{Rd1} + M_{Rd2} + 0.50 \cdot (V_{ικav1} + V_{ικav2}) \cdot b_c)/L_c = (0 + 83.5 + 0.50 \cdot (0 + 41.21) \cdot 0.35)/2.50 = 36.29 \text{ kN}$.

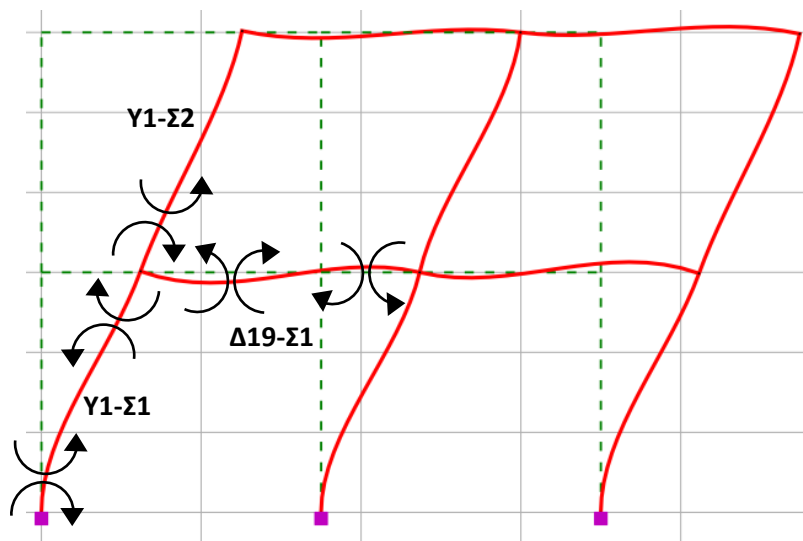
Πλέον μπορεί να προσδιοριστεί η οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος ως $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_{col}$ (EN1998-1 §5.5.2.3), όπου $\gamma_{Rd} \geq 1.20$ και

A_{s1} είναι η επιφάνεια των άνω εφελκόμενων οπλισμών της δοκού Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο ($A_{s1} = 7.76\text{cm}^2$ για 2Φ12+7Φ10). Προκύπτει $V_{jhd}^{+Y} = 1.20 \cdot 7.76 \cdot 25.4545 - 36.29 = 200.74\text{kN}$.



Σχήμα 6-64: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από το κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -Y, εφελκούνται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, \text{left}}^+ = M_{Rd2} = 70.7\text{kNm}$.



Σχήμα 6-65: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))

Επίσης, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ19-Σ1 όταν στα 2 άκρα της αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γί' αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκούνται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, \text{left}}^+ = 70.7\text{kNm}$ και οι άνω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, \text{right}}^- = 59.8\text{kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.15m, η ζητούμενη τέμνουσα $V_{I\kappa\alpha\nu 2}$ υπολογίζεται ως $V_{I\kappa\alpha\nu 2} = (M_{Rb, \text{left}}^+ + M_{Rb, \text{right}}^-) / L_{\kappa\alpha\theta} = (70.7 + 59.8) / 3.15 = 41.43\text{kN}$.

Επειδή αριστερά του κόμβου δεν υπάρχει δοκός, είναι $M_{Rd1} = 0\text{kNm}$ και $V_{I\kappa\alpha\nu 1} = 0\text{kN}$.

Η διάσταση b_c του μεγαλύτερου υποστυλώματος μεταξύ των Υ1-Σ1 και Υ1-Σ2 που καθορίζει και τη διάσταση του κόμβου είναι $b_c=0.35\text{m}$ και το κοινό καθαρό ύψος των 2 αυτών υποστυλωμάτων είναι $L_c = 2.50\text{m}$. Με αυτά μπορεί να υπολογιστεί η τέμνουσα του υποστυλώματος ως $V_{\text{col}}^{-Y} = (M_{\text{Rd1}} + M_{\text{Rd2}} + 0.50 \cdot (V_{\text{ικαν1}} + V_{\text{ικαν2}}) \cdot b_c) / L_c = (0 + 70.7 + 0.50 \cdot (0 + 41.43) \cdot 0.35) / 2.50 = 31.18\text{kN}$.

Πλέον μπορεί να προσδιοριστεί η οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος ως $V_{\text{jhd}} = \gamma_{\text{Rd}} \cdot A_{\text{s1}} \cdot f_{\text{yd}} - V_{\text{col}}$ (EN1998-1 §5.5.2.3), όπου $\gamma_{\text{Rd}} \geq 1.20$ και A_{s1} είναι η επιφάνεια των κάτω εφελκόμενων οπλισμών της δοκού Δ1-Σ1 στο αριστερό της άκρο ($A_{\text{s1}} = 6.19\text{cm}^2$ για 2Φ12+5Φ10). Προκύπτει $V_{\text{jhd}}^{-Y} = 1.20 \cdot 6.19 \cdot 25.4545 - 31.18 = 157.90\text{kN}$.

Δυσμενέστερος είναι ο σεισμός +Y με $V_{\text{jhd}}^{+Y} = 200.74\text{kN}$.

Προσδιορισμός Δράσης κατά Tsouros model

Υπολογίζεται η οριζόντια τέμνουσα δύναμη $V_{\text{jhd}} = V_{\text{cal}}$ (kN) που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος: $V_{\text{jhd}}^{+Y} = 200.74\text{kN}$,

ο εξεταζόμενος κόμβος ανήκει στην κεφαλή ενός υποστυλώματος με διαστάσεις διατομής $A_c = b_c \cdot h_c$ (m^2) = $0.35 \times 0.35 = 0.1225\text{m}^2$,

από τα παραπάνω προσδιορίζεται η διατμητική τάση $\tau_{\text{cal}} = 0.001 \cdot V_{\text{cal}} / A_c$ (MPa) = $0.001 \cdot 200.74 / 0.1225 = 1.639\text{MPa}$,

εφόσον υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, υπολογίζεται αυξημένη θλιπτική αντοχή σκυροδέματος $f_c = (1 + \rho_s \cdot f_{\text{yw}} / f_c') \cdot f_c'$: εδώ θεωρείται ότι δεν υπάρχουν σκέλη συνδετήρα υποστυλωμάτων που συνεχίζουν μέσα στον κόμβο οπότε δεν επαυξάνεται η θλιπτική αντοχή $f_c = 14.545\text{MPa}$,

θεωρώντας $\tau = \gamma \cdot \sqrt{f_c}$, υπολογίζεται ο συντελεστής διατμητικών τάσεων $\gamma_{\text{cal}} = \tau_{\text{cal}} / \sqrt{f_c} = 1.639 / \sqrt{14.545} = 0.430$.

Προσδιορισμός Αντοχής κατά Tsouros model

$$\frac{5 \cdot \alpha \cdot \gamma_{\text{ult}}}{\sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) + \left(\frac{\alpha \cdot \gamma_{\text{ult}}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) \right)^5 = 1$$

$$x = \frac{\alpha \cdot \gamma_{\text{ult}}}{2 \cdot \sqrt{f_c}}$$

$$\psi = \frac{\alpha \cdot \gamma_{\text{ult}}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} = x \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}}$$

όπου α ο λόγος των πλευρών του κόμβου $\alpha = h_b / h_c = (\text{ύψος διατομής δοκού}) / (\text{ύψος διατομής υποστυλώματος}) = 50 / 35 = 1.429$, προκύπτει η εξίσωση $(x + \psi)^5 - 10x + 10\psi = 1$. Για να απλοποιηθεί η εξίσωση, μπορεί να αγνοηθεί ο όρος $(x + \psi)^5$, οπότε τότε είναι $10 \cdot (\psi - x) = 1 \rightarrow \psi - x = 0.10$. Για $\alpha = 1.429$ και $f_c = 14.545\text{MPa}$, η τιμή του

συντελεστή x συναρτήσει του γ_{ult} είναι $x=0.1873\gamma_{ult}$. Η αντίστοιχη του ψ είναι $\psi=0.3222\gamma_{ult}$. Έτσι:

$\psi - x = 0.10 \rightarrow (0.3222 - 0.1873)\gamma_{ult} = 0.10 \rightarrow \gamma_{ult} = 0.10/(0.322 - 0.1873) = 0.7411$, που αντιστοιχεί σε διατμητική τάση 2.826MPa και αντοχή κόμβου σε οριζόντια τέμνουσα $V_{ult} = 1000 \cdot 2.826 \cdot 0.35 \cdot 0.35 = 346.23\text{kN} > V_{jhd}^{+Y} = 200.74\text{kN}$. Εφόσον $\gamma_{cal} = 0.430 < \gamma_{ult} = 0.7411$, δεν προβλέπεται να έχει αστοχήσει ο γωνιακός κόμβος του υφιστάμενου κτιρίου που εξετάστηκε.

6.8.2 Έλεγχος Κόμβου Κεφαλής Υφιστάμενου Γωνιακού Υποστυλώματος Y1 του Ισογείου βάσει ΚΑΝΕΠΕ

Για το δυσμενέστερο συνδυασμό $G+\psi_2Q+E(exN)$:

για το Y1-Σ1 για θλιπτική αξονική 95.1kN, η ροπή αντοχής στην κεφαλή του είναι 60.4kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις)

για το Y1-Σ2 για θλιπτική αξονική 80.6kN, η ροπή αντοχής στη βάση του είναι 47.9kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις)

από αυτά είναι $\Sigma M_{Rc} = 60.4 + 47.9 = 108.3\text{kNm}$ και για τις 2 διευθύνσεις X και Y.

Το ύψος ορόφου είναι $h_{st} = 3.00\text{m}$ και η δρώσα αξονική ένταση στη βάση του υπερκείμενου υποστυλώματος ως προς τον κόμβο (του υποστυλώματος Y1-Σ2) είναι

$$N_{Ed} = 346.17\text{kN} \rightarrow v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{346.17}{30 \cdot 30 \cdot 1.4545} = 0.264.$$

Ξεκινώντας με τη διεύθυνση X, υπάρχει μόνο η δοκός Δ1-Σ1 με $M_{Rb, \text{left}}^+ = 79.2\text{kNm}$ και $M_{Rb, \text{left}}^- = 76.4\text{kNm}$ στο αριστερό της άκρο. Το θεωρητικό άνοιγμα της είναι $L_b = 3.50\text{m}$, το καθαρό της μήκος είναι $L_{bn} = 3.15\text{m}$ και ο μοχλοβραχίονας z μπορεί να ληφθεί ως $z = d - d' = 43\text{cm}$ από το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝΕΠΕ.

Έστω ότι για σεισμό +X, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ1-Σ1 άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^+ = 79.2\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 79.2\text{kNm}$.

Εφόσον $\Sigma M_{Rb} = 79.2 < \Sigma M_{Rc} = 108.3$, η δοκός είναι πιο αδύνατη από τα υποστυλώματα και εισάγουν οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jh} στον κόμβο (σχέση (Σ.13) §7.2.5):

$$V_{jh} = \Sigma M_{yb} \cdot \left(\frac{1}{z_b} - \frac{1}{h_{st}} \cdot \frac{L_b}{L_{bn}} \right)$$

όπου $\Sigma M_{yb} = 79.2\text{kNm}$, $h_{st} = 3.00\text{m}$, $L_b = 3.50\text{m}$, $L_{bn} = 3.15\text{m}$, $z_b = 0.43\text{m}$. Προκύπτει $V_{jh} = 159.24\text{kN}$.

Αυτή η τέμνουσα δύναμη αντιστοιχεί σε μια μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου $\tau_j = V_{jh}/b_j h_c$, όπου $h_c = 0.35\text{m}$ και $b_j = \min[\max(b_c, b_w), h_c/2 + \min(b_c, b_w)] = \min[\max(0.35, 0.20), 0.35/2 + \min(0.35, 0.20)] = \min[0.35, 0.35/2 + 0.20] = \min[0.35, 0.375] = 0.35\text{m}$. Προκύπτει $\tau_j = 1.300\text{MPa}$.

Οι έλεγχοι κόμβου που θα πραγματοποιηθούν είναι έναντι διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης και έναντι αστοχίας από διαγώνια θλίψη (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5β)).

Σύμφωνα με τον πρώτο έλεγχο, ο πυρήνας άοπλου κόμβου είναι επαρκής σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν η δρώσα μέση τάση τ_j είναι μικρότερη της τ_c (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5γ)):

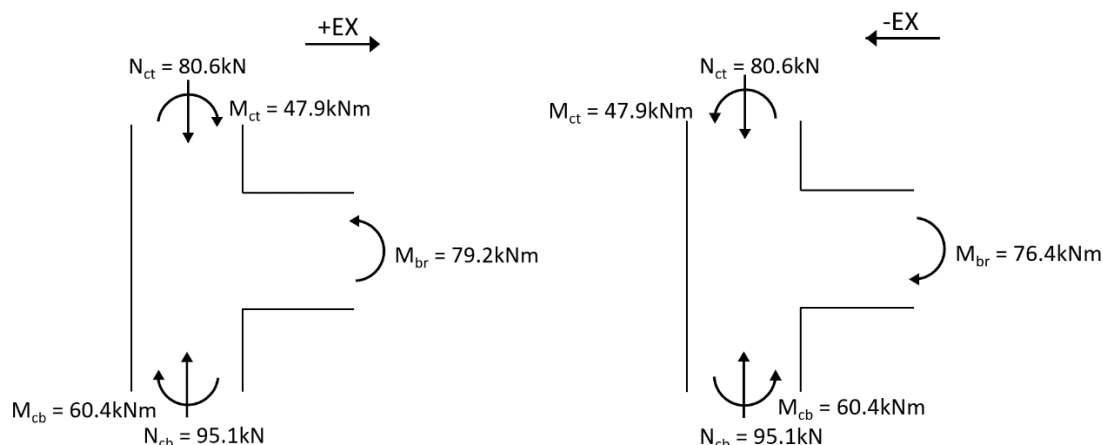
$$\tau_c = f_{ct} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_{top} \cdot f_c}{f_{ct}}}$$

όπου $f_c = 14.545\text{MPa}$, $f_{ctm} = 0.3 \cdot 12^{2/3} = 1.572\text{MPa}$, $f_{ct} = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0.7 \cdot 1.572 / 1.10 = 1.00\text{MPa}$, $v_{top} = 0.264$. Προκύπτει $\tau_c = 2.20\text{MPa} > \tau_j = 1.300\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Για το δεύτερο έλεγχο και δεδομένου ότι δεν υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, μπορεί να επέλθει αστοχία του πυρήνα λόγω διαγώνιας θλίψης όταν η μέση διατμητική τάση τ_j υπερβεί την τιμή της τάσης τ_{ju} (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5ε)):

$$\tau_{ju} = n \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}}$$

όπου $n = 0.6 \cdot (1 - 14.545/250) = 0.565$. Προκύπτει $\tau_{ju} = 6.00\text{MPa} > \tau_j = 1.300\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.



Σχήμα 6-66: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ρομές γύρω από το κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -X, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ1-Σ1 άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^- = 76.4\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 76.4\text{kNm}$.

Εφόσον $\Sigma M_{Rb} = 76.4 < \Sigma M_{Rc} = 108.3$, η δοκός είναι πιο αδύνατη από τα υποστυλώματα και εισάγουν οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jh} στον κόμβο (σχέση (Σ.13) §7.2.5):

$$V_{jh} = \Sigma M_{yb} \cdot \left(\frac{1}{z_b} - \frac{1}{h_{st}} \cdot \frac{L_b}{L_{bn}} \right)$$

όπου $\Sigma M_{yb} = 76.4\text{kNm}$, $h_{st} = 3.00\text{m}$, $L_b = 3.50\text{m}$, $L_{bn} = 3.15\text{m}$, $z_b = 0.43\text{m}$. Προκύπτει $V_{jh} = 153.61\text{kN}$.

Αυτή η τέμνουσα δύναμη αντιστοιχεί σε μια μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου $\tau_j = V_{jh}/b_j h_c$, όπου $h_c = 0.35\text{m}$ και $b_j = \min[\max(b_c, b_w), h_c/2 + \min(b_c, b_w)] = \min[\max(0.35, 0.20), 0.35/2 + \min(0.35, 0.20)] = \min[0.35, 0.35/2 + 0.20] = \min[0.35, 0.375] = 0.35\text{m}$. Προκύπτει $\tau_j = 1.254\text{MPa}$.

Οι έλεγχοι κόμβου που θα πραγματοποιηθούν είναι έναντι διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης και έναντι αστοχίας από διαγώνια θλίψη (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5β)).

Σύμφωνα με τον πρώτο έλεγχο, ο πυρήνας άοπλου κόμβου είναι επαρκής σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν η δρώσα μέση τάση τ_j είναι μικρότερη της τ_c (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5γ)):

$$\tau_c = f_{ct} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_{top} \cdot f_c}{f_{ct}}}$$

όπου $f_c = 14.545\text{MPa}$, $f_{ctm} = 0.3 \cdot 12^{2/3} = 1.572\text{MPa}$, $f_{ct} = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0.7 \cdot 1.572 / 1.10 = 1.00\text{MPa}$, $v_{top} = 0.264$. Προκύπτει $\tau_c = 2.20\text{MPa} > \tau_j = 1.254\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Για το δεύτερο έλεγχο και δεδομένου ότι δεν υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, μπορεί να επέλθει αστοχία του πυρήνα λόγω διαγώνιας θλίψης όταν η μέση διατμητική τάση τ_j υπερβεί την τιμή της τάσης τ_{ju} (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5ε)):

$$\tau_{ju} = n \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}}$$

όπου $n = 0.6 \cdot (1 - 14.545/250) = 0.565$. Προκύπτει $\tau_{ju} = 6.00\text{MPa} > \tau_j = 1.254\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Συνεχίζοντας με τη διεύθυνση Y, υπάρχει μόνο η δοκός Δ19-Σ1 με $M_{Rb}^+ = 70.7\text{kNm}$ και $M_{Rb}^- = 83.5\text{kNm}$ στο αριστερό της άκρο. Το θεωρητικό άνοιγμα της είναι $L_b = 3.50\text{m}$, το καθαρό της μήκος είναι $L_{bn} = 3.15\text{m}$ και ο μοχλοβραχίονας z μπορεί να ληφθεί ως $z = d - d' = 42\text{cm}$ από το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝΕΠΕ.

Έστω ότι για σεισμό +Y, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ19-Σ1 άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^- = 83.5\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 83.5\text{kNm}$

Εφόσον $\Sigma M_{Rb} = 83.5 < \Sigma M_{Rc} = 108.3$, η δοκός είναι πιο αδύνατη από τα υποστυλώματα και εισάγουν οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jh} στον κόμβο (σχέση (Σ.13) §7.2.5):

$$V_{jh} = \Sigma M_{yb} \cdot \left(\frac{1}{z_b} - \frac{1}{h_{st}} \cdot \frac{L_b}{L_{bn}} \right)$$

όπου $\Sigma M_{yb} = 83.5\text{kNm}$, $h_{st} = 3.00\text{m}$, $L_b = 3.50\text{m}$, $L_{bn} = 3.15\text{m}$, $z_b = 0.43\text{m}$. Προκύπτει $V_{jh} = 167.88\text{kN}$.

Αυτή η τέμνουσα δύναμη αντιστοιχεί σε μια μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου $\tau_j = V_{jh}/b_j h_c$, όπου $h_c = 0.35\text{m}$ και $b_j = \min[\max(b_c, b_w), h_c/2 + \min(b_c, b_w)] = \min[\max(0.35, 0.20), 0.35/2 + \min(0.35, 0.20)] = \min[0.35, 0.35/2 + 0.20] = \min[0.35, 0.375] = 0.35\text{m}$. Προκύπτει $\tau_j = 1.370\text{MPa}$.

Οι έλεγχοι κόμβου που θα πραγματοποιηθούν είναι έναντι διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης και έναντι αστοχίας από διαγώνια θλίψη (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5β)).

Σύμφωνα με τον πρώτο έλεγχο, ο πυρήνας άοπλου κόμβου είναι επαρκής σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν η δρώσα μέση τάση τ_j είναι μικρότερη της τ_c (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5γ)):

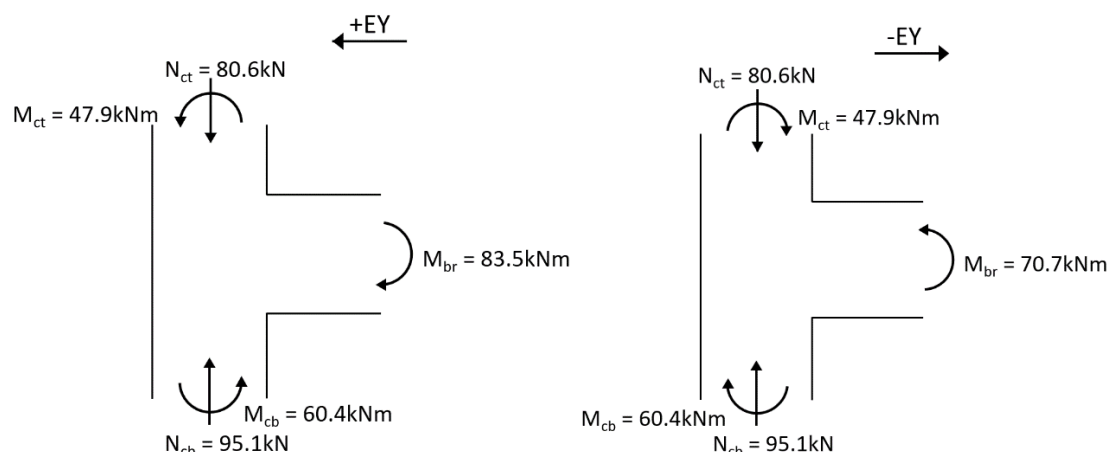
$$\tau_c = f_{ct} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_{top} \cdot f_c}{f_{ct}}}$$

όπου $f_c = 14.545\text{MPa}$, $f_{ctm} = 0.3 \cdot 12^{2/3} = 1.572\text{MPa}$, $f_{ct} = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0.7 \cdot 1.572 / 1.10 = 1.00\text{MPa}$, $v_{top} = 0.264$. Προκύπτει $\tau_c = 2.20\text{MPa} > \tau_j = 1.370\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Για το δεύτερο έλεγχο και δεδομένου ότι δεν υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, μπορεί να επέλθει αστοχία του πυρήνα λόγω διαγώνιας θλίψης όταν η μέση διατμητική τάση τ_j υπερβεί την τιμή της τάσης τ_{ju} (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5ε)):

$$\tau_{ju} = n \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}}$$

όπου $n = 0.6 \cdot (1 - 14.545/250) = 0.565$. Προκύπτει $\tau_{ju} = 6.00\text{MPa} > \tau_j = 1.370\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.



Σχήμα 6-67: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ρομές γύρω από το κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -Y, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ19-Σ1 άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^+ = 70.7\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 70.7\text{kNm}$

Εφόσον $\Sigma M_{Rb} = 70.7 < \Sigma M_{Rc} = 108.3$, η δοκός είναι πιο αδύνατη από τα υποστυλώματα και εισάγουν οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jh} στον κόμβο (σχέση (Σ.13) §7.2.5):

$$V_{jh} = \Sigma M_{yb} \cdot \left(\frac{1}{z_b} - \frac{1}{h_{st}} \cdot \frac{L_b}{L_{bn}} \right)$$

όπου $\Sigma M_{yb} = 70.7 \text{ kNm}$, $h_{st} = 3.00 \text{ m}$, $L_b = 3.50 \text{ m}$, $L_{bn} = 3.15 \text{ m}$, $z_b = 0.43 \text{ m}$. Προκύπτει $V_{jh} = 142.15 \text{ kN}$.

Αυτή η τέμνουσα δύναμη αντιστοιχεί σε μια μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου $\tau_j = V_{jh}/b_j h_c$, όπου $h_c = 0.35 \text{ m}$ και $b_j = \min[\max(b_c, b_w), h_c/2 + \min(b_c, b_w)] = \min[\max(0.35, 0.20), 0.35/2 + \min(0.35, 0.20)] = \min[0.35, 0.35/2 + 0.20] = \min[0.35, 0.375] = 0.35 \text{ m}$. Προκύπτει $\tau_j = 1.160 \text{ MPa}$.

Οι έλεγχοι κόμβου που θα πραγματοποιηθούν είναι έναντι διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης και έναντι αστοχίας από διαγώνια θλίψη (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5β)).

Σύμφωνα με τον πρώτο έλεγχο, ο πυρήνας άοπλου κόμβου είναι επαρκής σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν η δρώσα μέση τάση τ_j είναι μικρότερη της τ_c (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5γ)):

$$\tau_c = f_{ct} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_{top} \cdot f_c}{f_{ct}}}$$

όπου $f_c = 14.545 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 0.3 \cdot 12^{2/3} = 1.572 \text{ MPa}$, $f_{ct} = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0.7 \cdot 1.572 / 1.10 = 1.00 \text{ MPa}$, $v_{top} = 0.264$. Προκύπτει $\tau_c = 2.20 \text{ MPa} > \tau_j = 1.160 \text{ MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Για το δεύτερο έλεγχο και δεδομένου ότι δεν υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, μπορεί να επέλθει αστοχία του πυρήνα λόγω διαγώνιας θλίψης όταν η μέση διατμητική τάση τ_j υπερβεί την τιμή της τάσης τ_{ju} (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5ε)):

$$\tau_{ju} = n \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}}$$

όπου $n = 0.6 \cdot (1 - 14.545/250) = 0.565$. Προκύπτει $\tau_{ju} = 6.00 \text{ MPa} > \tau_j = 1.160 \text{ MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

6.9 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

Αφού πραγματοποιήθηκαν οι προηγούμενες αναλύσεις και έγιναν κάποιοι ενδεικτικοί έλεγχοι βασικών δομικών στοιχείων του φορέα, αξίζει να παρατεθούν ορισμένα συμπεράσματα ώστε από αυτά να αναδειχθούν τα τρωτά του σημεία και στη συνέχεια να προταθούν μέθοδοι ενίσχυσης. Όσον αφορά τις καμπύλες Pushover των ανελαστικών αναλύσεων (που είναι η βασική μέθοδος αποτίμησης, με την ελαστική μέθοδο τοπικών δεικτών m να είναι συνοδευτική) μπορεί να προκύψει ένα πρώτο συμπέρασμα πως η εικόνα του υφιστάμενου φορέα δεν είναι πολύ κακή αφού ναι μεν η ικανότητα βρίσκεται πριν την απαίτηση, αλλά δεν υπάρχει μεγάλο εύρος μεταξύ τους γενικά. Άρα, θα μπορούσε να πει κανείς ότι ενδέχεται να αρκούν τοπικές επεμβάσεις στα κρίσιμα μέλη.

Ωστόσο, η ικανοποίηση της ικανότητας ως προς την απαίτηση δεν αποτελεί το μοναδικό κριτήριο για να χαρακτηριστεί μια μελέτη ενίσχυσης ως επιτυχής. Δεδομένου ότι θα ληφθούν μέτρα ενίσχυσης, αυτά θα πρέπει να ικανοποιούν ταυτόχρονα και σύγχρονες απαιτήσεις του δομοστατικού σχεδιασμού, που άλλωστε επιβάλλονται κατά

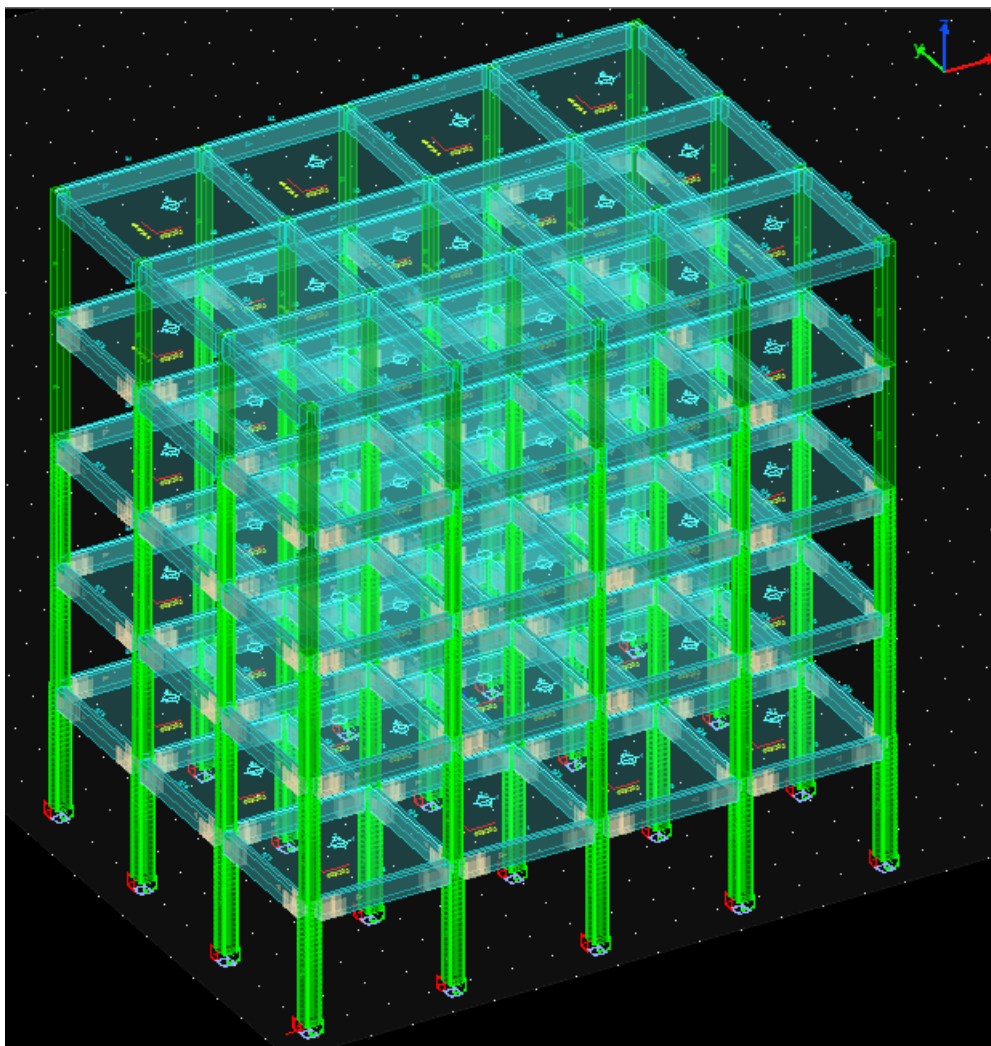
τον ΚΑΝΕΠΕ. Μερικές από αυτές είναι η ικανοποίηση ικανοτικού κόμβου (συνθήκη «ισχυρού υποστυλώματος – ασθενούς δοκού»), η ικανότητα του δομικού στοιχείου (δοκού ή υποστυλώματος) να διατηρεί την αντοχή του σε τέμνουσα όταν αναπτυχθούν τα οριακά μεγέθη κάμψης στα άκρα του κλπ. Αυτές όμως οι απαιτήσεις δεν πρέπει να ισχύουν μόνο για τα ενισχυμένα μέλη, αλλά και για όσα υφιστάμενα επιλεγεί τελικά να μην ενισχυθούν. Είναι όμως εν γένει δύσκολο να εκπληρώνονται οι τελευταίες απαιτήσεις στα μέλη των κατώτερων ορόφων των υφιστάμενων κτιρίων αφού κατά την μελέτη τους δεν προβλέπονταν αντίστοιχες διατάξεις. Ως προς τον ικανοτικό κόμβου, αυτός ο έλεγχος μπορεί και να εξαιρεθεί αν αλλάζει το στατικό σύστημα του ενισχυμένου φορέα από πλαισιωτό σε τοιχωματικό ή διπλό προς τοιχωματικό ενώ σίγουρα δε μπορεί να εξαιρεθεί σε περίπτωση πλαισιωτού ή διπλού προς πλαισιωτό. Ωστόσο, στην περίπτωση του κτιρίου που μελετάται δεν φαίνεται να υπάρχει ανάγκη τοιχωματοποίησης του μιας και δεν υπάρχει μεγάλη ανάγκη ενίσχυσης σε αντοχή και δυσκαμψία του φορέα, εκτός αν βασική επιδίωξη ήταν ο περιορισμός των μετακινήσεων λόγω γειτονικών κτιρίων. Αφού, λοιπόν, το δομικό σύστημα θα παραμείνει πλαισιωτό και μετά τις ενισχύσεις, τότε θα πρέπει να καλύπτεται η απαίτηση του ικανοτικού κόμβου (μπορεί να γίνει μια εξαίρεση για τον τελευταίο όροφο βάσει της §4.4.2.3.6 του EN1998-1). Αντίστοιχα, η κάλυψη της ικανοτικής τέμνουσας είναι γενική απαίτηση ώστε να αποφεύγεται το ψαθυρό φαινόμενο της διατμητικής αστοχίας πριν την καμπτική διαρροή. Έτσι, φαίνεται ότι η διαδικασία ενίσχυσης ενός υφιστάμενου κτιρίου δεν είναι εύκολη, ενώ θα πρέπει να εξεταστούν πολλές εναλλακτικές ενισχύσεων, ακόμη και συνδυασμός αυτών ώστε να επιτευχθεί μια συμπεριφορά ενισχυμένου φορέα που να είναι πλήρως συμβατή με τις σημερινές απαιτήσεις.

Στην περίπτωση, λοιπόν, του υπό μελέτη κτιρίου δεν φαίνεται να υπάρχει ανάγκη για μεγάλη αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας, οπότε η λύση νέων ή εμφανιζόμενων τοιχωμάτων αγνοείται. Επίσης, δεν επιλέγεται η τεχνική ενίσχυσης με μανδύες σκυροδέματος καθώς η απαίτηση ελάχιστου διαμήκους οπλισμού στο μανδύα ως το 1% της πλήρους διατομής του ενισχυμένου υποστυλώματος δίνει ενισχυμένες διατομές που επίσης αυξάνουν κατά πολύ τη φέρουσα ικανότητα του φορέα χωρίς να υπάρχει τέτοια απαίτηση (ενδεικτικά για ένα υποστυλώμα 35x35 του ισογείου με 4Φ18+4Φ14, με επιλογή μανδύα πάχους 7cm η ενισχυμένη διατομή έχει διαστάσεις περίπου 50x50 οπότε οι ελάχιστοι νέοι οπλισμοί του μανδύα πρέπει να είναι $1\% \cdot 50 \cdot 50 = 25\text{cm}^2$ δηλαδή 10Φ18). Άλλες 2 λύσεις που μπορούν να εξεταστούν είναι εκείνη με περιτύλιξη των υποστυλωμάτων με ινοπλισμένα πολυμερή (ΙΟΠ) και αυτή των μεταλλικών κλωβών. Ως προς την πρώτη, υπάρχει συνεισφορά ως προς την περίσφιγξη και την αντοχή σε τέμνουσα, ωστόσο δεν μπορεί να συμμετέχουν σε κάμψη αφενός γιατί δε διατάσσονται ίνες κατά μήκος του υποστυλώματος και αφετέρου η αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος μέσω της περίσφιγξης δεν είναι ικανή ώστε να αυξήσει την αντοχή σε κάμψη. Λόγω αυτού, δε μπορεί να συμβάλει αυτού του τύπου η ενίσχυση στην ικανοποίηση ικανοτικού κόμβου αφού δεν αυξάνεται η οριακή ροπή των υποστυλωμάτων. Η δεύτερη λύση, αυτή των μεταλλικών κλωβών, είναι και αυτή που επιλέγεται να εφαρμοστεί στην παρούσα εργασία. Αυτή όπως και άλλες μέθοδοι ενίσχυσης που θα εφαρμοστούν στο φορέα, περιγράφονται στην επόμενη ενότητα.

6.10 ΕΠΙΛΟΓΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

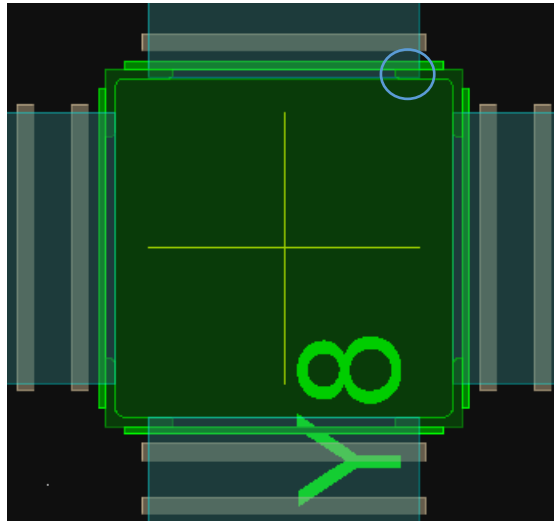
Για την ενίσχυση, λοιπόν, των υποστυλωμάτων επιλέγεται η μέθοδος των μεταλλικών κλωβών αποτελούμενων από γωνιακές σιδηροδοκούς στις γωνίες των υποστυλωμάτων και οριζόντια μεταλλικά ελάσματα ανά πυκνές αποστάσεις. Η παρουσία των γωνιακών σιδηροδοκών έχει άμεσο αποτέλεσμα στην αύξηση της αντοχής της ενισχυμένης διατομής σε ορθά μεγέθη και στην αύξηση της δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων. Καθώς όμως συνδυάζονται με οριζόντια μεταλλικά ελάσματα, η μηχανική τους λειτουργία επεκτείνεται και στην επιβολή περίσφιγξης με επακόλουθη αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος (άρα και αύξηση της αντοχής σε ορθά μεγέθη), όπως και στην ενίσχυση έναντι τέμνουσας. Εδώ να σημειωθεί ότι βασική προϋπόθεση ώστε να συμμετέχουν οι μεταλλικοί κλωβοί στη διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη είναι να εξασφαλίζεται συνέχεια των γωνιακών μεταλλικών ελασμάτων μεταξύ των ορόφων και επίσης επαρκής αγκύρωση στην θεμελίωση. Δεδομένου ότι σε αρκετές περιπτώσεις το πλάτος των δοκών είναι 20cm και με την ελάχιστη διάσταση υποστυλωμάτων να είναι 25cm, συνήθως μπορούν να διαταχθούν γωνιακά με μικρές οπές στις πλάκες (βλ. στο τέλος της ενότητας). Σε περίπτωση εσωτερικού κόμβου με πιθανή παρουσία συντρέχουσας δοκού που εμποδίζει τη συνέχεια του γωνιακού, μπορεί να τοποθετηθεί ειδικό τεμάχιο ίδιου γωνιακού, τοπικά στην περιοχή του κόμβου, το οποίο συγκολλάται στις 2 σιδηροδοκούς του υποκείμενου και υπερκείμενου υποστυλώματος και προσανατολίζεται υπό διαφορετική γωνία και κατάλληλα ώστε να εξασφαλίζεται η συνέχεια. Ειδικότερα, για τα υποστυλώματα του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου επιλέγονται γωνιακές σιδηροδοκοί L50x5 δηλαδή δοκοί τύπου L με πέλματα 50mm και πάχος πελμάτων 5mm με οριζόντια μεταλλικά ελάσματα ύψους 25mm, πάχους 5mm και με αξονική απόσταση 12.5cm. Για τους ανώτερους ορόφους, τα οριζόντια μεταλλικά ελάσματα παραμένουν ίδιας διατομής και διάταξης. Για τα υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου όπως και για τα περιμετρικά υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου (εκτός των γωνιακών που επιλέγεται να μην ενισχυθούν) επιλέγονται σιδηροδοκοί L50x7 δηλαδή αυξάνεται το πάχος των 5mm σε 7mm (δεν επιλέγεται μεγαλύτερο πέλμα αλλά παραμένει 50mm για κατασκευαστικούς λόγους, βλ. στο τέλος της ενότητας), ενώ για τα εσωτερικά υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου αρκεί η διατομή L50x5. Τέλος, δε προβλέπεται ενίσχυση των υποστυλωμάτων του τελευταίου ορόφου. Μάλιστα, να αναφερθεί ότι η διατομή γωνιακών 50x5 είναι η ελάχιστη βάσει πειραματικών αποτελεσμάτων [10] αλλά και προκειμένου να εξασφαλιστεί ικανοποιητική περίσφιγξη (ΚΑΝΕΠΕ Σ§6.2.2β)). Η αξονική απόσταση 12.5cm των οριζόντιων ελασμάτων κρίνεται επαρκής σε όρους περίσφιγξης και τέμνουσας, αλλά είναι και η μέγιστη επιτρεπόμενη ως το ήμισυ της μικρότερης διάστασης της μικρότερης διατομής υποστυλώματος (25x25) [10].

Για τις δοκούς του ισογείου, του 1^{ου} και 2^{ου}, όπως και σε ορισμένες του 3^{ου} ορόφου προβλέπεται «ανοικτή» ενίσχυση έναντι τέμνουσας με συνεχή φύλλα ινοπλισμένων πολυμερών (ΙΟΠ), χωρίς ταυτόχρονη καμπτική ενίσχυση. Στο Σχήμα 6-68 φαίνεται ο ενισχυμένος φορέας, ενώ στο Παράρτημα Ε2 φαίνονται οι ενισχύσεις ανά όροφο.



Σχήμα 6-68: Ενισχυμένος Φορέας στο λογισμικό RAΦ ΤΟΛ

Σχόλιο για τις γωνιακές σιδηροδοκούς L50x5: όπως αναφέρθηκε, δεν επιλέγονται πέλματα γωνιακών μεγαλύτερου πλάτους των 50mm=5cm λόγω κατασκευασιμότητας. Καθώς, τα γωνιακά πρέπει να συνεχίζουν καθ' ύψος των ορόφων, χρειάζεται να εξασφαλιστεί ότι δεν υπάρχει κάτι που να τα εμποδίζει. Εδώ το πλάτος αυτό περιορίζεται από τους διαμήκεις οπλισμούς των δοκών. Προκειμένου, λοιπόν, να εφαρμοστούν τα 4 γωνιακά στις 4 γωνίες των υποστυλωμάτων, θα πρέπει να γίνουν 2 τοπικές αποκολλήσεις της δοκού από το υποστυλώμα, ώστε στο κενό ανάμεσα να εφαρμοστούν τα 2 γωνιακά. Αυτές όμως περιορίζονται στην επικάλυψη της δοκού και δεν εισέρχονται πέρα από τη θέση των διαμήκων οπλισμών της. Συγκεκριμένα, για πλάτος γωνιακού 50mm, πλάτος υποστυλώματος 25cm και πλάτος δοκού 20cm, το τμήμα του γωνιακού που εισέρχεται εντός της επικάλυψης της δοκού έχει μήκος 20mm, όσο δηλαδή η επικάλυψή της, οπότε δεν εμποδίζεται από πιθανό συνδετήρα (αν και ο συνδετήρας δεν είναι ακριβώς στην παρεία αλλά συνήθως κάποια εκατοστά προς το άνοιγμα της δοκού) ή διαμήκη οπλισμό.



Σχήμα 6-69: Λεπτομέρεια εσωτερικού κόμβου ενισχυμένου υποστυλώματος και συντρεχουσών δοκών (ΡΑΦ ΤΟΛ)

7 ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ – ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει αναφορά σε θεωρητικά στοιχεία σχετικά με τις μεθόδους ενίσχυσης που επιλέχθηκαν στην ενότητα 6.10 και τις αντίστοιχες διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ).

7.2 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΓΙΑ ΤΑ ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ

Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών (μετακινήσεων, στροφών κ.λπ.), οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις μέσες τιμές τους (ΚΑΝΕΠΕ §4.4.3α). Επίσης, όταν για τον υπολογισμό των αντιστάσεων χρησιμοποιούνται οι «μέσες» τιμές ιδιοτήτων των υλικών, οι συντελεστές γ_m είναι κατ' αρχήν περίπου ίσοι με τη μονάδα, αυξάνονται δε καταλλήλως προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες γεωμετρικών διαστάσεων (για τα υφιστάμενα υλικά) ή και δυσχέρειες στην επιτόπου επίτευξη και στον έλεγχο των αντοχών (για τα προστιθέμενα υλικά) (ΚΑΝΕΠΕ §4.5.3.3). Έτσι, για τα προστιθέμενα υλικά, μπορεί να ληφθεί υπόψη $\gamma_m = 1.15$ για κανονική (συνήθη) διατομή και προσπελασιμότητα ή $\gamma_m = 1.25$ για μειωμένη διατομή ή προσπελασιμότητα, ανεξαρτήτως του αν τα υλικά καλύπτονται ή όχι από Κανονισμούς.

Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών («δυνάμεων»), οι ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών συγκεκριμένου (επιμέρους) δομικού στοιχείου αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις μέσες τιμές τους μειωμένες κατά μία τυπική απόκλιση, άρα με τις χαρακτηριστικές τιμές (ΚΑΝΕΠΕ §4.4.3α). Τότε, για προστιθέμενα «συμβατικά» υλικά ο συντελεστής ασφαλείας λαμβάνεται επαυξημένος του αντίστοιχου καθιερωμένου, πολλαπλασιάζοντας με το λόγο 1.05 ή 1.20 από τον πίνακα

Σ4.3 του ΚΑΝΕΠΕ ανάλογα με τη διατομή των προστιθέμενων υλικών ή/και την προσπελασιμότητα της θέσης όπου γίνεται η επέμβαση. Έτσι, αν το προστιθέμενο υλικό είναι ινοπλισμένο πολυμερές (ΙΟΠ) με $\gamma_{\text{ΙΟΠ}}=1.20$, ο τελικός συντελεστής ασφαλείας για συνήθεις διατομές και κανονικές συνθήκες προσπελασιμότητας είναι $\gamma_m'/\gamma_m = 1.05 \rightarrow \gamma_m' = 1.05 \cdot 1.20 = 1.26$. Αντίστοιχα, για δομικό χάλυβα ισχύει $\gamma_m = 1.00$ βάσει ισχύοντα κανονισμό (ΚΑΝΕΠΕ §4.5.3.2α)) αλλά όταν πρόκειται για προστιθέμενο υλικό, ο τελικός συντελεστής ασφαλείας για συνήθεις διατομές και κανονικές συνθήκες προσπελασιμότητας είναι $\gamma_m'/\gamma_m = 1.05 \rightarrow \gamma_m' = 1.05 \cdot 1.00 = 1.05$.

7.3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ

7.3.1 «Ανοικτή» Ενίσχυση Δοκού έναντι Τέμνουσας με Συνεχή Φύλλα ΙΟΠ

Μια από τις μεθόδους ενίσχυσης δοκού έναντι τέμνουσας λόγω ανεπάρκειας οπλισμού διάτμησης είναι εκείνη με χρήση επικολητών φύλλων ή κολλάρων. Το υλικό ενίσχυσης μπορεί να είναι χάλυβας οπότε τα κολλάρια μπορούν να έχουν μορφή ελασμάτων ή ινοπλισμένο πολυμερές οπότε μπορεί να εφαρμοστεί ως ύφασμα ή έλασμα. Εδώ θα παρουσιαστεί η μεθοδολογία για ενίσχυση με συνεχή φύλλα ινοπλισμένου πολυμερούς. Η ενίσχυση μπορεί να είναι «ανοικτή» υπό μορφής U ή κλειστή, ωστόσο σε περίπτωση κτιρίων με πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα, η γεωμετρία της πλακοδοκού καθιστά ως μονόδρομο την επιλογή της πρώτης λύσης, λόγω της κατασκευαστικής δυσκολίας της δεύτερης αφού θα πρέπει να γίνονται οπές ανά πυκνές αποστάσεις στην παρειά δοκού και πλάκας ώστε να διαπερνάει το υλικό ενίσχυσης εάν επιλεγούν ελάσματα. Βέβαια, η «ανοικτή» ενίσχυση είναι επιρρεπής σε πρόωρη αποκόλληση λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης και μάλιστα πολλές φορές είναι ο παράγοντας που καθορίζει την αντοχή της ενίσχυσης σε σχέση με την αστοχία του ίδιου του υλικού. Γενικώς, απαιτείται η πλήρης αγκύρωση του διατμητικού οπλισμού της «ανοικτής» ενίσχυσης στο υφιστάμενο σκυρόδεμα με πρόσθετα στοιχεία σύνδεσης, με επαρκή ικανότητα για την μεταφορά των δυνάμεων στο αρχικό στοιχείο. Κατά παρέκκλιση, επιτρέπεται η εφαρμογή «ανοικτών» ενισχύσεων με αγκύρωση χωρίς πρόσθετα ακραία στοιχεία σύνδεσης, αλλά μόνο μέσω εποξειδικής κόλλας υπό τις ακόλουθες σύγχρονες προϋποθέσεις: (α) το ύψος του αρχικού στοιχείου που διατίθεται για την επικόλληση του στοιχείου ενίσχυσης είναι επαρκές για την εξασφάλιση της δύναμης η οποία ζητείται να αναληφθεί από τους νέους συνδετήρες. Η παραπάνω προϋπόθεση θεωρείται ότι εξασφαλίζεται αν $h \geq h_j \geq 2L_e$ όπου h και h_j είναι τα ύψη του αρχικού στοιχείου και του στοιχείου ενίσχυσης, αντίστοιχα, και $L_e = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2f_{ctm}}}$ το ενεργό μήκος αγκύρωσης, (β) η ικανότητα του αρχικού στοιχείου χωρίς ενίσχυση είναι επαρκής για τον συνδυασμό φόρτισης $G+\psi_2 Q$, ώστε να διατηρηθεί η αρχική του ικανότητα σ' ένα ενδεχόμενο που καταστραφεί το υλικό ενίσχυσης p_{ch} σε περίπτωση πυρκαγιάς (επίσης τυχηματική δράση) μιας και τα ινοπλισμένα πολυμερή δεν είναι πυράντοχα και (γ) ο ποιοτικός έλεγχος των εργασιών είναι υψηλής στάθμης.

Από τη σχέση (8.12) του ΚΑΝΕΠΕ, $V_{Rd,s}^{tot} = V_{Rd,s}^0 + V_{jd}$

όπου $V_{Rd,s}^0$ είναι η τέμνουσα που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες του αρχικού στοιχείου με $V_{Rd,s}^0 = V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw}$ όπου $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}$, $z = d - d'$ και V_{jd} η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο νέος οπλισμός διάτμησης. Αν ληφθεί η $V_{Rd,s}^{tot}$ ως η απαιτούμενη δράση V_{Ed} που πρέπει

να καλυφθεί, τότε η δύναμη που καλείται να αναλάβει το υλικό ενίσχυσης είναι $V_{jd} \geq V_{Ed} - V_{Rd,s}^0$.

Από τη σχέση (8.13) του ΚΑΝΕΠΕ:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{j,eff} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin^2\alpha$$

όπου α η γωνία του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης ως προς το διαμήκη άξονα του στοιχείου (έστω $\alpha=90$, όπως οι υφιστάμενοι κατακόρυφοι συνδετήρες), θ η γωνία μεταξύ του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των αναμενόμενων λοξών ρωγμών (έστω $\theta=45$), $\rho_j = \frac{2A_{sj}}{s_j b_w \sin\alpha}$, $h_{j,eff} = \frac{2}{3} \cdot d$, οπότε:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \frac{2A_{sj}}{s_j b_w} \cdot b_w \cdot \frac{2}{3} \cdot d \cdot (1+0) \cdot 1 \rightarrow V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \frac{2A_{sj}}{s_j b_w} \cdot b_w \cdot \frac{2}{3} \cdot d \rightarrow V_{jd} = \frac{4}{3} \cdot \sigma_{jd} \cdot \frac{A_{sj}}{s_j} \cdot d \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{A_{sj}}{s_j} = \frac{3V_{jd}}{4 \cdot d \cdot \sigma_{jd}}$$

όπου για στατικό ύψος δοκού d και απαιτούμενη αντοχή υλικού ενίσχυσης υπολογίζεται ο λόγος $\frac{A_{sj}}{s_j}$ συναρτήσει της τάσης σχεδιασμού σ_{jd} . Εάν αποφασιστεί ότι η ενίσχυση θα γίνει με συνεχή φύλλα ($w_j = s_j$), ο όρος A_{sj}/s_j είναι το πάχος του υφάσματος (ή το συνολικό πάχος των υφασμάτων, αν χρησιμοποιηθούν παραπάνω του ενός υφάσματα) t_j . Οπότε το πάχος του υφάσματος t_j γράφεται συναρτήσει της τάσης σχεδιασμού σ_{jd} .

Έλεγχος για αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης

Από τη σχέση (8.14) του ΚΑΝΕΠΕ θα πρέπει $\sigma_{jd} \leq \frac{f_{jk}}{\gamma_m}$, όπου $f_{jk} = E_j \cdot \varepsilon_{j,crit}$, $\varepsilon_{j,crit} = k_v \cdot \varepsilon_{j,max} = 0.50 \cdot \varepsilon_{j,max}$ με $\varepsilon_{j,max} = \varepsilon_{ju} \cdot \psi \leq 1.5\%$ (ΚΑΝΕΠΕ Σ§8.2.2.2ivA)). Για το συντελεστή ασφαλείας γ_m , για τα ΙΟΠ ισχύει $\gamma_{IOΠ} = 1.20$ (ΚΑΝΕΠΕ Σ§8.2.2.2ivA)) αλλά επειδή το υλικό ενίσχυσης είναι προστιθέμενο υλικό, ο συντελεστή αυτός θα πολλαπλασιαστεί με το λόγο γ_m'/γ_m προκειμένου να προκύψει ο τελικός συντελεστής γ_m' που θα χρησιμοποιηθεί στη σχέση (8.14). Από τον Πίνακα Σ4.3, για συνήθεις διατομές και κανονικές συνθήκες προσπελασιμότητας, λαμβάνεται $\gamma_m'/\gamma_m = 1.05 \rightarrow \gamma_m' = 1.05 \cdot 1.20 = 1.26$. Από τις παραπάνω σχέσεις, προκύπτει η ακόλουθη:

$$\sigma_{jd} = \frac{E_j \cdot k_v \cdot \varepsilon_{ju} \cdot \psi}{\gamma_m} = \frac{E_j \cdot 0.50 \cdot \varepsilon_{ju} \cdot \psi}{1.20 \cdot \frac{\gamma_m'}{\gamma_m}} = \frac{E_j \cdot \varepsilon_{ju} \cdot \psi}{2.40 \cdot \frac{\gamma_m'}{\gamma_m}} \leq \frac{E_j}{160 \cdot \frac{\gamma_m'}{\gamma_m}}$$

απ' όπου συνήθως ο 2^{ος} όρος είναι κρίσιμος και αυτή είναι μια γρήγορη εκτίμηση της κρίσιμης τάσης για αστοχία του ίδιου του υλικού γνωρίζοντας μόνο το μέτρο ελαστικότητας του υλικού ενίσχυσης και το λόγο γ_m'/γ_m του συντελεστή ασφαλείας. Όμως, όπως προαναφέρθηκε, ως «ανοικτή» ενίσχυση θα πρέπει να γίνει και έλεγχος πρόωρης αποκόλλησης υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων του. Αυτή η μορφή αστοχίας αφορά μόνο τις κατά παρέκκλιση επιτρεπόμενες «ανοικτές» ενισχύσεις που δεν έχουν πρόσθετα ακραία στοιχεία αγκύρωσης και η αγκύρωση των άκρων τους εξασφαλίζεται μόνο με πρόσφυση μέσω εποξειδικής κόλλας.

Έλεγχος για πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων του

Από τη σχέση (8.15) του ΚΑΝΕΠΕ θα πρέπει $\sigma_{jd} \leq \frac{\sigma_{j,crit}}{\gamma_{Rd}}$, όπου $\gamma_{Rd} = 1.20$ και $\sigma_{j,crit} = k_v \cdot \sigma_{j,max}$ με

$$\sigma_{j,max} = \beta \cdot \frac{\tau_b^{\alpha_{\text{ποκ}}}}{t_j} \cdot L_e = \beta_w \cdot \beta_L \cdot \frac{0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{t_j} \cdot L_e$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - (w_j / s_j) \cdot \sin \alpha}{1 + (w_j / s_j) \cdot \sin \alpha}} = \sqrt{\frac{2s_j - w_j}{s_j + w_j}}$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2 \cdot 0.3f_{ck}^{2/3}}} = \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}$$

και $k_v = 0.40 + 0.25\lambda \leq 0.65$ με $\lambda = \frac{L_{av}}{L_e} = \frac{h_{j,eff}}{L_e}$, $h_{j,eff} = \frac{2}{3} \cdot d$.

Από τις παραπάνω σχέσεις και τη σχέση $\rightarrow \frac{A_{sj}}{s_j} = \frac{3V_{jd}}{4 \cdot d \cdot \sigma_{jd}}$, προκύπτουν οι ακόλουθες, με βάση τις αντίστοιχες υποθέσεις, οι οποίες θα πρέπει να επαληθεύονται στο τέλος:

υπόθεση 1: ύφασμα σε λωρίδες και $\lambda < 1$

$$\frac{A_{sj}}{s_j} = \frac{3V_{jd}}{4d \cdot \frac{0.4 + 0.25\lambda}{\gamma_{Rd}} \cdot \sqrt{\frac{2s_j - w_j}{s_j + w_j}} \cdot \lambda \cdot (2 - \lambda) \cdot \frac{0.3f_{ck}^{2/3}}{\psi k t_{j1}} \cdot \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}}$$

$$\frac{A_{sj}}{s_j} = \frac{3E_r}{\frac{2.6d}{\gamma_{Rd}} \cdot \sqrt{\frac{2s_j - w_j}{s_j + w_j}} \cdot \lambda \cdot (2 - \lambda) \cdot \frac{0.3f_{ck}^{2/3}}{\psi k t_{j1}} \cdot \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}}$$

υπόθεση 2: ύφασμα σε λωρίδες και $\lambda \geq 1$

$$\frac{A_{sj}}{s_j} = \frac{3V_{jd}}{4d \cdot \frac{0.65}{\gamma_{Rd}} \cdot \sqrt{\frac{2s_j - w_j}{s_j + w_j}} \cdot 1 \cdot \frac{0.3f_{ck}^{2/3}}{\psi k t_{j1}} \cdot \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}}$$

$$\frac{A_{sj}}{s_j} = \frac{2.5V_{jd}}{\frac{0.65d}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{f_{ck}^{2/3}}{\psi k t_{j1}} \cdot \sqrt{\frac{2s_j - w_j}{s_j + w_j}} \cdot \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}}$$

υπόθεση 3: συνεχή φύλλα και $\lambda < 1$

$$\frac{A_{sj}}{s_j} = t_j = \frac{3V_{jd}}{4d \cdot \frac{0.4 + 0.25\lambda}{\gamma_{Rd}} \cdot \sqrt{\frac{1}{2}} \cdot \lambda \cdot (2 - \lambda) \cdot \frac{0.3f_{ck}^{2/3}}{\psi kt_{j1}} \cdot \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}}$$

$$\frac{A_{sj}}{s_j} = t_j = \frac{5V_{jd}}{\sqrt{2}d \cdot \frac{0.4 + 0.25\lambda}{\gamma_{Rd}} \cdot \lambda \cdot (2 - \lambda) \cdot \frac{f_{ck}^{2/3}}{\psi kt_{j1}} \cdot \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}}$$

υπόθεση 4: συνεχή φύλλα και $\lambda \geq 1$

$$\frac{A_{sj}}{s_j} = t_j = \frac{3V_{jd}}{4 \cdot d \cdot \frac{0.65}{\gamma_{Rd}} \cdot \sqrt{\frac{1}{2}} \cdot 1 \cdot \frac{0.3f_{ck}^{2/3}}{\psi kt_{j1}} \cdot \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}}$$

$$\frac{A_{sj}}{s_j} = t_j = \frac{V_{jd}}{0.13\sqrt{2} \cdot \frac{d}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{f_{ck}^{2/3}}{\psi kt_{j1}} \cdot \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}}$$

$$t_j^2 = \frac{V_{jd}^2}{0.13^2 \sqrt{2}^2 \cdot \frac{d^2}{\gamma_{Rd}^2} \cdot \frac{(f_{ck}^{2/3})^2}{(\psi kt_{j1})^2} \cdot \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}}$$

$$t_j^2 = \frac{V_{jd}^2}{0.13^2 \cdot 2 \cdot \frac{d^2}{\gamma_{Rd}^2} \cdot \frac{(f_{ck}^{2/3})^2}{(\psi kt_{j1})^2} \cdot \frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}$$

$$t_j = \left(\frac{t_j^2}{\frac{0.0338}{0.6\gamma_{Rd}^2} \cdot d^2 \cdot E_j \cdot t_j \cdot \frac{f_{ck}^{2/3}}{(\psi kt_{j1})^2}} \right)^{1/3}$$

εάν τώρα γίνει η υπόθεση ότι αρκεί μια στρώση από υλικό ενίσχυσης, τότε $\psi \cdot k \cdot t_{j1} = 1 \cdot 1 \cdot t_j = t_j$ αρα

$$t_j = \frac{V_{jd}}{0.13\sqrt{2} \cdot \frac{d}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{f_{ck}^{2/3}}{\psi kt_{j1}} \cdot \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}}$$

$$t_j = \frac{V_{jd}}{0.13\sqrt{2} \cdot \frac{d}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{f_{ck}^{2/3}}{t_{j1}} \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}}$$

$$t_j^2 = \frac{V_{jd}^2}{0.13^2 \sqrt{2}^2 \cdot \frac{d^2}{\gamma_{Rd}^2} \cdot \frac{(f_{ck}^{2/3})^2}{t_{j1}^2} \cdot \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}}$$

$$t_j^2 = \frac{V_{jd}^2}{0.13^2 \cdot 2 \cdot \frac{d^2}{\gamma_{Rd}^2} \cdot \frac{(f_{ck}^{2/3})^2}{t_{j1}^2} \cdot \frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}$$

$$t_j^2 = \frac{V_{jd}^2}{0.13^2 \cdot 2 \cdot \frac{d^2}{\gamma_{Rd}^2} \cdot \frac{(f_{ck}^{2/3})^2}{t_{j1}^2} \cdot \frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}$$

$$t_j = \frac{V_{jd}^2}{0.03338 \cdot d^2 \cdot E_j \cdot f_{ck}^{2/3}} \cdot \frac{1}{0.6\gamma_{Rd}^2}$$

Από την τελευταία σχέση, για γνωστά τα V_{jd} , γ_{Rd} , E_j , f_{ck} , d προκύπτει το απαιτούμενο πάχος t_j . Στη συνέχεια, βέβαια, πρέπει να επαληθευτεί η υπόθεση για $\lambda \geq 1$ και να υπολογιστεί η κρίσιμη τάση για πρόωρη αποκόλληση. Τελικά, μεταξύ της αστοχίας του ίδιου του υλικού της ενίσχυσης και της πρόωρης αποκόλλησης αυτού, επιλέγεται ο κρίσιμος μηχανισμός και με βάση αυτόν κρίνεται η τιμή της τάσης σχεδιασμού σ_{jd} με την οποία και θα υπολογιστεί η αντοχή του υφάσματος ως: $V_{jd} = \frac{4}{3} \cdot \sigma_{jd} \cdot \frac{A_{sj}}{s_j} \cdot d$

7.3.2 Ενίσχυση Υποστυλώματος έναντι Τέμνουσας με Μεταλλικό Κλωβό

Η τεχνική ενίσχυσης με μεταλλικό κλωβό, πέρα από τις 4 γωνιακές σιδηροδοκούς που συμβάλλουν σε ορθά μεγέθη, αποτελείται και από οριζόντια ελάσματα – κολλάρα ανά πυκνή απόσταση που συνεισφέρουν στην περισφιγξη αλλά και στην τέμνουσα. Εδώ θα διερευνηθεί η πρόσθετη αντοχή τους στην διατμητική αντίσταση. Εφόσον αναζητείται η διατμητική αντοχή της ενισχυμένης διατομής, ο έλεγχος γίνεται σε όρους «δυνάμεων» οπότε οι τιμές σχεδιασμού των υλικών σχετίζονται με τις χαρακτηριστικές τιμές.

Από τη σχέση (8.12) του ΚΑΝΕΠΕ, $V_{Rd,s}^{tot} = V_{Rd,s}^0 + V_{jd}$

όπου $V_{Rd,s}^0$ είναι η τέμνουσα που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες του αρχικού στοιχείου με $V_{Rd,s}^0 = V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw}$ όπου $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}$, $z = d - d'$ και V_{jd} η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο νέος οπλισμός διάτμησης. Αν ληφθεί η $V_{Rd,s}^{tot}$ ως η απαιτούμενη δράση V_{Ed} που πρέπει να καλυφθεί, τότε η δύναμη που καλείται να αναλάβει το υλικό ενίσχυσης είναι $V_{jd} \geq V_{Ed} - V_{Rd,s}^0$.

Από τη σχέση (8.13) του ΚΑΝΕΠΕ:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{j,eff} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin^2\alpha$$

όπου α η γωνία του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης ως προς το διαμήκη άξονα του στοιχείου (έστω $\alpha=90^\circ$, όπως οι υφιστάμενοι οριζόντιοι συνδετήρες), θ η γωνία μεταξύ του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των αναμενόμενων λοξών ρωγμών (έστω $\theta=45^\circ$), $\rho_j = \frac{2A_{sj}}{s_j b_w \sin\alpha}$, $h_{j,eff} = \frac{2}{3} \cdot d$, οπότε:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \frac{2A_{sj}}{s_j b_w} \cdot b_w \cdot \frac{2}{3} \cdot d \cdot (1+0) \cdot 1 \rightarrow V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \frac{2A_{sj}}{s_j b_w} \cdot b_w \cdot \frac{2}{3} \cdot d \rightarrow V_{jd} = \frac{4}{3} \cdot \sigma_{jd} \cdot \frac{A_{sj}}{s_j} \cdot d$$

όπου για στατικό ύψος υποστυλώματος d , αξονική απόσταση ελασμάτων – κολλάρων s_j , πλάτος ελασμάτων – κολλάρων w_j και $A_{sj} = w_j t_j$ υπολογίζεται η τέμνουσα αντοχής του νέου οπλισμού διάτμησης V_{jd} συναρτήσει της τάσης σχεδιασμού σ_{jd} .

Έλεγχος για αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης

Από τη σχέση (8.14) του ΚΑΝΕΠΕ θα πρέπει $\sigma_{jd} \leq \frac{f_{jk}}{\gamma_m}$, όπου $\sigma_{jd} = f_{ad}$. Έτσι, υπολογίζεται η τέμνουσα αντοχής της ενίσχυσης.

Έλεγχος σε πρόωρη αποκόλληση δε χρειάζεται να γίνει καθώς η ενίσχυση είναι κλειστή.

7.4 ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΧΑΛΥΒΑ Ή ΙΟΠ

Μια από τις μεθόδους ενίσχυσης δοκού έναντι κάμψης είναι η επικόλληση ελασμάτων χάλυβα ή από ινοπλισμένα πολυμερή. Προϋπόθεση βέβαια είναι η οριακή αντοχή της υφιστάμενης δοκού να είναι μεγαλύτερη της δράσης από τα «οιωνεί μόνιμα» φορτία $G+\psi_2 Q$ ώστε με σε ενδεχόμενη αστοχία της ενίσχυσης λόγω μιας τυχηματικής δράσης όπως είναι η πυρκαγιά, η υφιστάμενη δοκός να μπορεί να φέρει τουλάχιστον αυτά (ΚΑΝΕΠΕ Σ§8.2.1.3α)ii)). Η μεθοδολογία που μπορεί να ακολουθείται βάσει ΚΑΝΕΠΕ βρίσκεται στην §8.2.1.3 με την οποία εκτιμάται προσεγγιστικά η απαιτούμενη διατομή υλικού ενίσχυσης προκειμένου αυτό να αναλάβει την επιπλέον απαίτηση που καλείται να αναλάβει η δοκός, δηλαδή τη διαφορά της δρώσας καμπτικής έντασης μείον την οριακή αντοχή της υφιστάμενης δοκού. Πρέπει να γίνεται έλεγχος τόσο για αστοχία του ίδιου του υλικού της ενίσχυσης όσο και έναντι πρόωρης αποκόλλησης αυτού λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης της σύνδεσης κατά μήκος του στοιχείου ή της αγκύρωσης των άκρων, με την τελική επιφάνεια υλικού να υπολογίζεται με βάση την κρισιμότερη τάση. Τέλος, σε περίπτωση χαλύβδινων ελασμάτων, πρέπει να εξασφαλίζεται η πλήρης μεταφορά της δύναμης διαρροής στο σκυρόδεμα μέσω βλήτρων.

7.5 ΣΥΝΔΥΑΣΜΕΝΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΛΩΒΟ

Η τεχνική των μεταλλικών κλωβών εφαρμόζεται στις ενισχύσεις υποστυλωμάτων και συνίστανται από γωνιακές σιδηροδοκούς στις τέσσερις γωνίες του υποστυλώματος και οριζόντια μεταλλικά ελάσματα. Οι γωνιακές σιδηροδοκοί προσαρμόζονται στις γωνίες του υποστυλώματος και τα οριζόντια μεταλλικά ελάσματα συγκολλούνται πάνω

στις γωνιακές σιδηροδοκούς. Πριν από την συγκόλληση, προηγείται σύσφιξη των γωνιακών δοκών με ειδικά κλειδιά. Εναλλακτικά μπορεί να γίνει προθέρμανση των μεταλλικών ελασμάτων σε θερμοκρασία 300-400 βαθμούς, ώστε να γίνει αυτόματα η περιμετρική σύσφιξη μετά την απόψυξη των ελασμάτων. Σε περίπτωση που υπάρχουν κενά στην διεπιφάνεια μεταλλικού κλωβού και επιφανειών υποστυλώματος, αυτά μπορούν να συμπληρωθούν με εποξειδική κόλλα ή με μη συρρικνούμενο τσιμεντοκονίαμα [13]. Η παρουσία των γωνιακών σιδηροδοκών έχει άμεσο αποτέλεσμα στην αύξηση της αντοχής της ενισχυμένης διατομής σε ορθά μεγέθη και στην αύξηση της δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων. Καθώς όμως συνδυάζονται με οριζόντια μεταλλικά ελάσματα, η μηχανική τους λειτουργία επεκτείνεται και στην επιβολή περίσφιξης με επακόλουθη αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος (άρα και αύξηση της αντοχής σε ορθά μεγέθη), όπως και στην ενίσχυση έναντι τέμνουσας.

7.5.1 Αύξηση Τοπικής Πλαστιμότητας Υποστυλώματος μέσω Περίσφιξης από Μεταλλικό Κλωβό

Όπως αναφέρθηκε, τα οριζόντια ελάσματα του μεταλλικού κλωβού εξασφαλίζουν μεγάλο ποσοστό ενεργούς επιφάνειας περίσφιξης στο εσωτερικό των υποστυλωμάτων όπου αυτοί εφαρμόζονται [13]. Η περίσφιξη είναι ένας πολύ σημαντικός μηχανισμός καθώς αυξάνοντας την οριακή παραμόρφωση του σκυροδέματος είναι ικανός να αποτρέψει τη ψαθυρή σύνθλιψη του σκυροδέματος. Οι σχέσεις που δίνει ο ΚΑΝΕΠΕ για χαλύβδινη περίσφιξη δηλαδή για χρήση μεταλλικών κλωβών με οριζόντια ελάσματα βρίσκονται στην §8.2.3γ) και παρατίθενται και εδώ:

$f_{cc}/f_c = 1+K = 1+3.5\Lambda^{3/4}$ (σχέση 8.17α) με f_c η αντοχή του υφιστάμενου σκυροδέματος και f_{cc} του περισφιγμένου μετά την χρήση των κλωβών, όπου $\Lambda = \rho_{sx}f_{yw}/f_c$,

$\epsilon_{cc}/\epsilon_{c0} = 1+5K = 1+5\cdot 3.5\Lambda^{3/4} = 1+17.5\Lambda^{3/4}$ (σχέση 8.17β),

$\epsilon_{cu,c} = 0.004 + 0.4\Lambda_c$ (σχέση 8.17γ), όπου $\Lambda_c = \rho_{sx}f_{yw}/f_{cc}$,

Στις προηγούμενες σχέσεις, προστίθενται και αυτή της απόδοσης περίσφιξης στα σχόλια της §6.2.2β):

$\alpha = \alpha_s a_n = 0.9 \cdot a_n$,

όπου $a_n = 1 - [b_c^2(1 - \beta)^2 + d_c^2(1 - \gamma)^2]/3A_c$ (σχέση Σ6.13α) με $\beta = 2b_p/b_c$, $\gamma = 2d_p/d_c$.

7.5.2 Συμμετοχή Μεταλλικού Κλωβού στην Κάμψη

Εφόσον εξασφαλίζεται συνέχεια των γωνιακών μεταλλικών ελασμάτων μεταξύ των ορόφων και επίσης επαρκής αγκύρωση στην θεμελίωση, τότε οι κλωβοί συμμετέχουν στη διαξονική κάμψη με ορθή δύναμη, συγχρόνως με το οπλισμένο σκυρόδεμα του υποστυλώματος. Σε αυτήν την περίπτωση η δυσκαμψία των ενισχυμένων με κλωβούς υποστυλωμάτων αυξάνει, συμπεριλαμβάνοντας την πρόσθετη δυσκαμψία των γωνιακών ελασμάτων [13]. Αυτό είναι και το χαρακτηριστικό που διαφοροποιεί τη χρήση μεταλλικών κλωβών από τη χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (ΙΟΠ) σε υποστυλώματα. Και οι 2 τεχνικές ενίσχυσης είναι ικανές να προσδώσουν πρόσθετη αντοχή έναντι τέμνουσας και βέβαια να επιβάλλουν περίσφιξη, με αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος. Ωστόσο, η αύξηση της θλιπτικής αντοχής από μόνη της δεν είναι ικανή ώστε να βελτιώσει αισθητά την αντοχή της ενισχυμένης

διατομής σε ορθά μεγέθη και άρα σε κάμψη. Ως αποτέλεσμα, δεν προβλέπεται να επηρεάσει τον ικανοτικό κόμβου που δε μπορεί να αγνοηθεί σε πλαίσιακά συστήματα (θα μπορούσε να αγνοηθεί εάν το σύστημα ήταν τοιχωματικό). Αν, λοιπόν, στοχεύεται να διευρυνθεί ο χώρος αντοχής της υφιστάμενης διατομής, με ταυτόχρονη ικανοποίηση ικανοτικού κόμβου στην ενισχυμένη πλέον κατάσταση και η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι απαγορευτική λόγω διατάραξης [6], τότε η χρήση μεταλλικών κλωβών είναι ίσως η προτιμότερη μέθοδος ενίσχυσης.

7.5.3 Συνεισφορά Μεταλλικού Κλωβού σε Τέμνουσα

Ισχύουν όσα αναφέρθηκαν στην υποενότητα 7.3.2.

8 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

8.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει η διαστασιολόγηση ορισμένων ενισχύσεων δεδομένων των ανεπαρκειών που προέκυψαν από το κεφάλαιο 6. Ακόμη, θα προσδιοριστούν οι αντοχές των ενισχυμένων δομικών στοιχείων ώστε στο επόμενο κεφάλαιο να συγκριθούν με τα αποτελέσματα της ανάλυσης του ενισχυμένου πλέον φορέα, μιας και η ανάλυση πρέπει να πραγματοποιηθεί εκ νέου, λόγω της αλλαγής των δυσκαμψιών των μελών ή ακόμα και λόγω πιθανής αλλαγής της μάζας του φορέα (ειδικά για ενισχύσεις με χρήση μανδυών ή τοιχίων οπλισμένου σκυροδέματος). Ωστόσο, οι σύγχρονοι Κανονισμοί προτρέπει τα μέλη να σχεδιάζονται για δυνάμεις που σχετίζονται με τις μέγιστες καμπτικές αντοχές στα άκρα των μελών και όχι για δυνάμεις που προκύπτουν από ελαστική ανάλυση (μέθοδο τοπικών δεικτών m), όπως αναφέρεται στην ενότητα 2.5. Γι' αυτό, ήδη από το κεφάλαιο 8, οι ενισχυμένες διατομές ελέγχονται γι' αυτές τις δράσεις, δηλαδή για μεγέθη που αντιστοιχούν στις οριακές αντοχές και στο πλαίσιο του ικανοτικού σχεδιασμού.

8.2 «ΑΝΟΙΚΤΗ» ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΔΟΚΟΥ Δ9 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Σ2 ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ

Από την υποενότητα 6.5.1.1 έχει διαπιστωθεί η ανεπάρκεια της δοκού Δ9 της στάθμης Σ2 (οροφής 1^{ου} ορόφου) σε τέμνουσα με λόγο εξάντλησης 1.74. Υπενθυμίζεται ότι η δρώσα τέμνουσα είναι $V_{Ed} = 64.77\text{kN}$ ενώ η αντοχή είναι $V_{Rd} = 37.24\text{kN}$, οπότε κρίνεται αναγκαία η ενίσχυσή της έναντι τέμνουσας. Επειδή πρόκειται να προσδιοριστεί η διατμητική αντοχή της ενισχυμένης διατομής, ο έλεγχος γίνεται σε όρους δυνάμεων και άρα οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται με τις χαρακτηριστικές τιμές. Έτσι, από την ενότητα 6.1.4 λαμβάνονται για το σκυρόδεμα $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 12/1.30 = 9.231\text{MPa}$ και $E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22 \cdot (16/10)^{0.3} = 25.331\text{GPa} = 25331369.8\text{kPa}$ και για το χάλυβα των οπλισμών $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 240/1.15 = 208.70\text{MPa}$ και $E_s = 200\text{GPa} =$

200000000kPa. Χαρακτηριστικές τιμές θα ληφθούν και για το προστιθέμενο υλικό της ενίσχυσης, σύμφωνα με την ενότητα 7.2.

Από τη σχέση (8.12) του ΚΑΝΕΠΕ, $V_{Rd,s}^{tot} = V_{Rd,s}^0 + V_{jd}$

όπου $V_{Rd,s}^0$ είναι η τέμνουσα που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες του αρχικού στοιχείου, εδώ $V_{Rd,s}^0 = V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw}$ όπου $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{1.0053}{20 \cdot 30} = 0.0016755$, $z = d - d' = 45.57 - 3.3 = 42.27\text{cm}$, $f_{yw} = 208.70\text{MPa} = 20.87\text{kN/cm}^2$ άρα $V_{Rd,s}^0 = V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} = 0.0016755 \cdot 20 \cdot 42.27 \cdot 20.87 = 30\text{kN}$ και V_{jd} η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο νέος οπλισμός διάτμησης. Εφόσον η απαίτηση είναι $V_{Ed} = 64.77\text{kN}$, θα πρέπει $V_{Rd,s}^{tot} \geq V_{Ed} = 64.77 \rightarrow 30 + V_{jd} \geq 64.77 \rightarrow V_{jd} \geq 34.77\text{kN}$.

Επιλέγεται πλεκτό ύφασμα με ίνες άνθρακα μονής διεύθυνσης του συστήματος ενισχύσεων Sika (SikaWrap – 230C) ως υλικό ενίσχυσης με τα εξής χαρακτηριστικά:

πάχος μιας στρώσης $t_j = 0.129\text{mm}$, μέτρο ελαστικότητας $E_j = 220\text{GPa}$, οριακή παραμόρφωση $\epsilon_{ju} = 14.5\%$.

Η ενίσχυση θα είναι «ανοικτή» υπό μορφή συνεχούς U, καθώς η κλειστή ενίσχυση είναι δύσκολη κατασκευαστικά σε δοκούς πχ για ενίσχυση με κολλάρα. Ως «ανοικτή» ενίσχυση, αυτή είναι επιρρεπής σε πρόωρη αποκόλληση λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης και μάλιστα πολλές φορές είναι ο παράγοντας που καθορίζει την αντοχή της ενίσχυσης σε σχέση με την αστοχία του ίδιου του υλικού. Γενικώς, απαιτείται η πλήρης αγκύρωση του διατμητικού οπλισμού της ανοικτής ενίσχυσης στο υφιστάμενο σκυρόδεμα με πρόσθετα στοιχεία σύνδεσης, με επαρκή ικανότητα για την μεταφορά των δυνάμεων στο αρχικό στοιχείο. Κατά παρέκκλιση, επιτρέπεται η εφαρμογή ανοικτών ενισχύσεων με αγκύρωση χωρίς πρόσθετα ακραία στοιχεία σύνδεσης, αλλά μόνο μέσω εποξειδικής κόλλας υπό τις ακόλουθες σύγχρονες προϋποθέσεις: (α) το ύψος του αρχικού στοιχείου που διατίθεται για την επικόλληση του στοιχείου ενίσχυσης είναι επαρκές για την εξασφάλιση της δύναμης η οποία ζητείται να αναληφθεί από τους νέους συνδετήρες. Η παραπάνω προϋπόθεση θεωρείται ότι εξασφαλίζεται αν $h \geq h_j \geq 2L_e$ όπου h και h_j είναι τα ύψη του αρχικού στοιχείου και του στοιχείου ενίσχυσης, αντίστοιχα, και $L_e = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2f_{ctm}}}$ το ενεργό μήκος αγκύρωσης, (β) η ικανότητα του αρχικού στοιχείου χωρίς ενίσχυση είναι επαρκής για τον συνδυασμό φόρτισης $G + \psi_2 Q$, ώστε να διατηρηθεί η αρχική του ικανότητα σ' ένα ενδεχόμενο που καταστραφεί το υλικό ενίσχυσης πχ σε περίπτωση πυρκαγιάς (επίσης τυχηματική δράση) μιας και τα ινοπλισμένα πολυμερή δεν είναι πυράντοχα και (γ) ο ποιοτικός έλεγχος των εργασιών είναι υψηλής στάθμης.

Υπενθυμίζεται η σχέση (8.12) του ΚΑΝΕΠΕ, $V_{Rd,s}^{tot} = V_{Rd,s}^0 + V_{jd}$ απ' όπου προέκυψε ότι η αντοχή του στοιχείου ενίσχυσης πρέπει να είναι τουλάχιστον $V_{jd} = 34.77\text{kN}$. Από τη σχέση (8.13) του ΚΑΝΕΠΕ:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{j,eff} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin^2\alpha$$

όπου $\alpha=90$ η γωνία του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης ως προς το διαμήκη άξονα του στοιχείου, $\theta=45$ η γωνία μεταξύ του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των αναμενόμενων λοξών ρωγμών, $\rho_j = \frac{2A_{sj}}{s_j b_w \sin\alpha}$, $h_{j,eff} = \frac{2}{3} \cdot d$, οπότε:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \frac{2A_{sj}}{s_j b_w} \cdot b_w \cdot \frac{2}{3} \cdot d \cdot (1+0) \cdot 1 \rightarrow V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \frac{2A_{sj}}{s_j b_w} \cdot b_w \cdot \frac{2}{3} \cdot d \rightarrow V_{jd} = \frac{4}{3} \cdot \sigma_{jd} \cdot \frac{A_{sj}}{s_j} \cdot d \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{A_{sj}}{s_j} = \frac{3V_{jd}}{4 \cdot d \cdot \sigma_{jd}}$$

$$\text{για } d = 45.57\text{cm} = 0.4557\text{m} \text{ και } V_{jd} = 34.77\text{kN} \rightarrow \frac{A_{sj}}{s_j} = \frac{3 \cdot 34.77}{4 \cdot 0.4557} / \sigma_{jd} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{A_{sj}}{s_j} = 57.225 / \sigma_{jd} \text{ (m}^2/\text{m)}.$$

Δεδομένου ότι η ενίσχυση θα γίνει με συνεχή φύλλα ($w_j = s_j$), ο όρος A_{sj}/s_j είναι το πάχος του υφάσματος (ή το συνολικό πάχος των υφασμάτων, αν χρησιμοποιηθούν παραπάνω του ενός υφάσματα) t_j . Οπότε $t_j = 57.225/\sigma_{jd}$ (m) = 57225/ σ_{jd} (mm).

Έλεγχος για αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης

Από τη σχέση (8.14) του ΚΑΝΕΠΕ θα πρέπει $\sigma_{jd} \leq \frac{f_{jk}}{\gamma_m}$, όπου $f_{jk} = E_j \cdot \epsilon_{j,crit}$, $\epsilon_{j,crit} = k_v \cdot \epsilon_{j,max}$ = 0.50 · $\epsilon_{j,max}$ με $\epsilon_{j,max} = \epsilon_{ju} \cdot \psi \leq 1.5\%$ (ΚΑΝΕΠΕ Σ§8.2.2.2ivA)). Για το συντελεστή ασφαλείας γ_m , για τα ΙΟΠ ισχύει $\gamma_{IOΠ} = 1.20$ (ΚΑΝΕΠΕ Σ§8.2.2.2ivA)) αλλά επειδή το υλικό ενίσχυσης είναι προστιθέμενο υλικό και δεδομένου ότι ο έλεγχος γίνεται σε όρους «δυνάμεων» άρα θα γίνει με χαρακτηριστικές τιμές, από την ενότητα 7.2 ο συντελεστής αυτός θα πολλαπλασιαστεί με το λόγο γ_m'/γ_m προκειμένου να προκύψει ο τελικός συντελεστής γ_m' που θα χρησιμοποιηθεί στη σχέση (8.14). Από τον Πίνακα Σ4.3, για συνήθεις διατομές και κανονικές συνθήκες προσπελασιμότητας, λαμβάνεται $\gamma_m'/\gamma_m = 1.05 \rightarrow \gamma_m' = 1.05 \cdot 1.20 = 1.26$. Από τις παραπάνω σχέσεις, προκύπτει η ακόλουθη:

$$\sigma_{jd} = \frac{E_j \cdot k_v \cdot \epsilon_{ju} \cdot \psi}{\gamma_m} = \frac{E_j \cdot 0.50 \cdot \epsilon_{ju} \cdot \psi}{1.20 \cdot \frac{\gamma_m'}{\gamma_m}} = \frac{E_j \cdot \epsilon_{ju} \cdot \psi}{2.40 \cdot \frac{\gamma_m'}{\gamma_m}} \leq \frac{E_j}{160 \cdot \frac{\gamma_m'}{\gamma_m}}$$

απ' όπου συνήθως ο 2^{ος} όρος είναι κρίσιμος και ο οποίος δίνει $\sigma_{jd} = \frac{220000}{160 \cdot 1.05} = 1309.5\text{MPa}$ και αυτή είναι μια γρήγορη εκτίμηση της κρίσιμης τάσης για αστοχία του ίδιου του υλικού γνωρίζοντας μόνο το μέτρο ελαστικότητας του υλικού ενίσχυσης και το λόγο γ_m'/γ_m του συντελεστή ασφαλείας. Αυτή η τιμή θα επαληθευτεί αναλυτικά παρακάτω. Λαμβάνοντας υπόψιν την οριακή παραμόρφωση $\epsilon_{ju} = 14.5\text{‰} = 1.45\%$ του υλικού ενίσχυσης και λαμβάνοντας $\psi = 1$, υποθέτοντας ότι δε θα χρειαστούν πάνω από 4 στρώσεις υλικού (ΚΑΝΕΠΕ Σ§6.2.3), είναι:

$$\sigma_{jd} = \frac{220000 \cdot 0.0145 \cdot 1}{2.40 \cdot 1.05} = 1265.8\text{MPa} \leq 1309.5\text{MPa} \text{ με τους 2 όρους να είναι πολύ κοντά}$$

γιατί η $\epsilon_{ju} = 14.5\text{‰} = 1.45\%$ είναι σχεδόν ταυτόσημη με το άνω όριο του 1.50% του ΚΑΝΕΠΕ. Όμως, όπως προαναφέρθηκε, ως «ανοικτή» ενίσχυση θα πρέπει να γίνει και έλεγχος πρόωρης αποκόλλησης υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων του. Αυτή η μορφή αστοχίας αφορά μόνο τις κατά παρέκκλιση επιτρεπόμενες ανοικτές ενισχύσεις που δεν έχουν πρόσθετα ακραία στοιχεία αγκύρωσης, και η αγκύρωση των άκρων τους εξασφαλίζεται μόνο με πρόσφυση μέσω εποξειδικής κόλλας.

Έλεγχος για πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων του

Από τη σχέση (8.15) του ΚΑΝΕΠΕ θα πρέπει $\sigma_{jd} \leq \frac{\sigma_{j,crit}}{\gamma_{Rd}}$, όπου $\gamma_{Rd} = 1.20$ και $\sigma_{j,crit} = k_v \cdot \sigma_{j,max}$ με

$$\sigma_{j,max} = \beta \cdot \frac{\tau_b^{\alpha_{\text{ποκ}}}}{t_j} \cdot L_e = \beta_w \cdot \beta_L \cdot \frac{0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{t_j} \cdot L_e$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - (w_j / s_j) \cdot \sin \alpha}{1 + (w_j / s_j) \cdot \sin \alpha}} = \sqrt{\frac{2s_j - w_j}{s_j + w_j}}$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2 \cdot 0.3f_{ck}^{2/3}}} = \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}$$

και $k_v = 0.40 + 0.25\lambda \leq 0.65$ με $\lambda = \frac{L_{av}}{L_e} = \frac{h_{j,eff}}{L_e}$, $h_{j,eff} = \frac{2}{3} \cdot d$.

Από τις παραπάνω σχέσεις, τη σχέση $\rightarrow \frac{A_{sj}}{s_j} = \frac{3V_{jd}}{4 \cdot d \cdot \sigma_{jd}}$ και θεωρώντας $\lambda \geq 1$ και μια στρώση από υλικό ενίσχυσης, με συνεχή φύλλα, ο τύπος υπολογισμού του απαιτούμενου πάχους φύλλου ενίσχυσης, όπως αναφέρεται στην υποενότητα 7.3.1, είναι:

$$t_j = \frac{V_{jd}^2}{\frac{0.0338}{0.6\gamma_{Rd}^2} \cdot d^2 \cdot E_j \cdot f_{ck}^{2/3}}$$

Από την τελευταία σχέση, για $V_{jd} = 34.77\text{kN}$, $\gamma_{Rd} = 1.20$, $E_j = 220000\text{MPa}$, $f_{ck} = 12.000\text{MPa}$, $d = 0.4557\text{m}$ προκύπτει $t_j = 0.129\text{mm}$ οπότε οριακά επαρκεί το SikaWrap – 230C με πάχος στρώσης 0.129mm . Παρακάτω θα επαληθευτεί η υπόθεση για $\lambda \geq 1$ και θα υπολογιστεί η κρίσιμη τάση για πρόωρη αποκόλληση. Το ενεργό μήκος αγκύρωσης λαμβάνεται ως:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2 \cdot 0.3f_{ck}^{2/3}}} = \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}$$

όπου για $E_j = 220000\text{MPa}$, $f_{ck} = 12\text{MPa}$, $t_j = 0.129\text{mm}$ προκύπτει $L_e = 95\text{mm}$. Το διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης είναι $L_{av} = h_{j,eff} = \frac{2}{3} \cdot d = \frac{2}{3} \cdot 455.7 = 303.8\text{mm}$ οπότε $\lambda = \frac{L_{av}}{L_e} = \frac{303.8}{95} = 3.20 \geq 1$, άρα ισχύει η αρχική υπόθεση (βλ. σχόλιο στο τέλος της ενότητας). Η τάση $\sigma_{j,max}$ υπολογίζεται ως:

$$\sigma_{j,max} = \beta \cdot \frac{\tau_b^{\alpha_{\text{ποκ}}}}{t_j} \cdot L_e = \beta_w \cdot \beta_L \cdot \frac{0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{t_j} \cdot L_e$$

όπου δεδομένου ότι η ενίσχυση θα γίνει με συνεχή φύλλα ($w_j = s_j$), ο όρος β_w είναι ίσος με $\sqrt{2}/2$ και $\beta_L = 1$ για $\lambda \geq 1$ οπότε προκύπτει $\sigma_{j,max} = 818.79\text{MPa}$. Η κρίσιμη τάση

υπολογίζεται ως $\sigma_{j,crit} = k_v \cdot \sigma_{j,max}$, όπου $k_v = 0.65$ για $\lambda \geq 1$ οπότε $\sigma_{j,crit} = 0.65 \cdot 818.79 = 532.22 \text{MPa}$. Τέλος, η τάση σχεδιασμού προκύπτει διαιρούμενη με το συντελεστή ασφαλείας του προσομοιώματος γ_{Rd} ως $\sigma_{jd} = \sigma_{j,crit} / \gamma_{Rd} = 532.22 / 1.20 = 443.513 \text{MPa}$, πολύ μικρότερη άρα και πολύ πιο κρίσιμη από την αντίστοιχη τάση για αστοχία του ίδιου του υλικού (1265.8MPa).

Έτσι μεταξύ της αστοχίας του ίδιου του υλικού της ενίσχυσης και της πρόωρης αποκόλλησης αυτού, ο δεύτερος μηχανισμός είναι πιο κρίσιμος με τιμή τάσης σχεδιασμού $\sigma_{jd} = 443.513 \text{MPa}$. Με αυτήν την τάση θα υπολογιστεί η αντοχή του υφάσματος ως:

$$V_{jd} = \frac{4}{3} \cdot \sigma_{jd} \cdot \frac{A_{sj}}{s_j} \cdot d = \frac{4}{3} \cdot 44.3513 \cdot 0.0129 \cdot 45.57 = 34.76 \text{kN}.$$

Η τελική τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού προκύπτει $V_{Rd,s}^{tot} = V_{Rd,s}^0 + V_{jd} = 30 + 34.76 = 64.76 \approx V_{Ed} = 64.77 \text{kN}$ (οριακή επάρκεια). Βέβαια, η αντοχή $V_{Rd,s}^0 = 30 \text{kN}$ αφορά την αντοχή των συνδετήρων του αρχικού στοιχείου (ΚΑΝΕΠΕ Σχέση 8.12). Όμως, η υφιστάμενη δοκός βάσει Παραρτήματος 7Γ έχει διατμητική αντοχή $V_R = 37.24 \text{kN}$ για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ με την αντοχή αυτή να περιλαμβάνει και τη συνεισφορά του σκυροδέματος πέρα από τους συνδετήρες. Άρα, υπάρχει και αυτή η διαφορά $37.24 - 30 = 7.24 \text{kN}$ που προσθέτει αντοχή στη δοκό οπότε ο τελικός σχεδιασμός της δοκού έναντι τέμνουσας κρίνεται επαρκής.

Σκυρόδεμα Διατομής Υφιστάμενης Δοκού					
Μέση Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος f_{cm} (MPa/kPa)	16,000	16000,00	ΣΑΔ	Ικανοποιητική	
Τυπική Απόκλιση s	4,000		Συντελεστής Ασφαλείας γ_c (α) για $f_{ck} = (f_{cm} - s)$ §4.5.3.1γ, (β) για f_{cm} §4.5.3.3 βάσει ΣΑΔ	1,30	1,00
Χαρακτηριστική Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος f_{ck} (MPa/kPa)	12,000	12000,00	Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος f_{cd} (MPa) (α) για $f_{ck} = (f_{cm} - s)$ /μέθοδος α, (β) για f_{cm} /τοπικοί δείκτες m	9,231	16,000
Μέτρο Ελαστικότητας E_c (GPa/MPa)	25,33	25331,37	Αντοχή Σκυροδέματος f_{ctm} (MPa/kPa)	1,572	1572,44
Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής Υφιστάμενης Δοκού			Απαίτηση Ενίσχυσης σε Τέμνουσα		
Πλάτος Κορμού b_w (cm)	20		Αντοχή Υφιστάμενης Δοκού έναντι Τέμνουσας $V_{Rd,s}^0$ (kN)	30	
Ύψος Διατομής h (cm)	50		Απαιτούμενη Τέμνουσα $V_{Rd,s}^{tot}$ (kN)	64,77	
Στατικό Ύψος d (cm)	45,57		Τέμνουσα που πρέπει να αναληφθεί από τα στοιχεία ενίσχυσης V_{jd} (kN)	34,77	

$> \Sigma M_{Rb}$, οι ροπές με τις οποίες θα υπολογιστεί η ικανοτική τέμνουσα γι' αυτή τη φορά του σεισμού είναι $M_{left}^+ = 1.40 \cdot 44.7 \cdot 1.00 = 62.58 \text{ kNm}$ και $M_{right}^- = 1.40 \cdot 42.5 \cdot 1.00 = 59.50 \text{ kNm}$. Το καθαρό άνοιγμα της δοκού είναι 3.20m άρα $V_{left} = V_{right} = (62.58 + 59.50)/3.20 = 38.15 \text{ kN}$.

Έστω τώρα ότι για σεισμό κατά την αρνητική φορά του καθολικού άξονα X και παράλληλα στη δοκό δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στα 2 άκρα της δοκού με εφελκυσμό των άνω οπλισμών στο αριστερό άκρο και εφελκυσμό των κάτω οπλισμών στο δεξιό άκρο, με οριακές ροπές αντοχής $M_{Rd,left}^- = 54.7 \text{ kNm}$ και $M_{Rd,right}^+ = 17.4 \text{ kNm}$ αντίστοιχα. Αυτές οι οριακές ροπές πρέπει να επαυξηθούν με το συντελεστή $\gamma_{Rd} = 1.40$ για Ικανοποιητική ΣΑΔ (ΚΑΝΕΠΕ §9.3.2β)ii)). Ακόμη, επειδή στον ενισχυμένο φορέα εκπληρώνεται η συνθήκη «Ισχυρό Υποστύλωμα – Ασθενής Δοκός» ή αλλιώς τηρείται η συνθήκη $\Sigma M_{Rc} > \Sigma M_{Rb}$, οι ροπές με τις οποίες θα υπολογιστεί η ικανοτική τέμνουσα γι' αυτή τη φορά του σεισμού είναι $M_{left}^+ = 1.40 \cdot 54.7 \cdot 1.00 = 76.58 \text{ kNm}$ και $M_{right}^- = 1.40 \cdot 17.4 \cdot 1.00 = 24.36 \text{ kNm}$. Το καθαρό άνοιγμα της δοκού είναι 3.20m άρα $V_{left} = V_{right} = (76.58 + 24.36)/3.20 = 31.54 \text{ kN}$.

Τέλος, η τέμνουσα υπό τα εγκάρσια φορτία $G+\psi_2Q$ είναι ίση με 24.07kN.

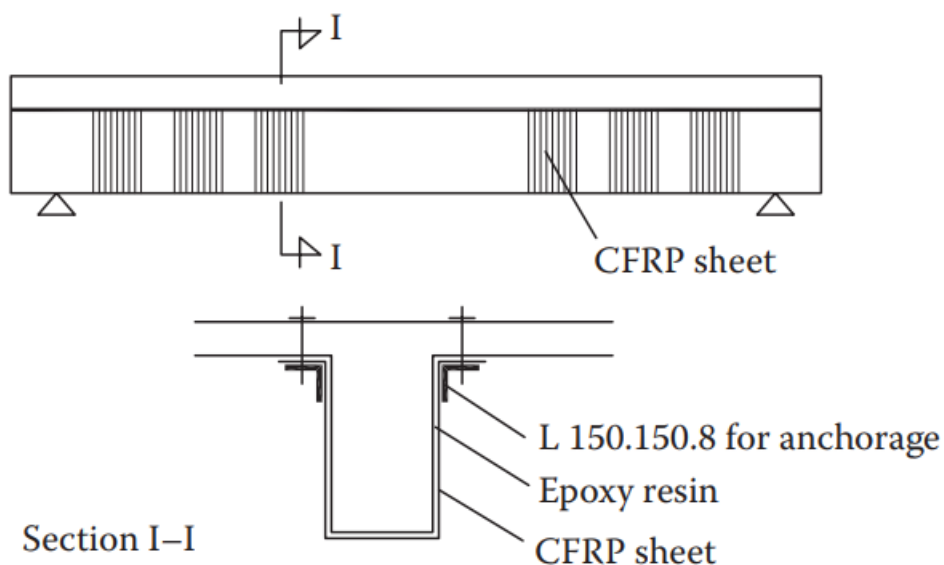
Τελικά, οι 2 τιμές συνολικής τέμνουσας (με ομόφορες τις τέμνουσες υπό $G+\psi_2Q$ και κατά το σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων) είναι:

$$V_{Ed1} = 24.07 + 38.15 = 62.22 \text{ kN},$$

$$V_{Ed2} = 24.07 + 31.54 = 55.61 \text{ kN},$$

με δυσμενέστερη την πρώτη, ωστόσο μικρότερη της τέμνουσας αντοχής της ενισχυμένης δοκού που είναι ίση με 64.76kN, οπότε υπάρχει επάρκεια.

Σχόλιο για το $\lambda > 1$: το ότι το διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης προκύπτει μεγαλύτερο του ενεργού μήκους αγκύρωσης και ότι ισχύει η κατά παρέκκλιση εφαρμογή «ανοικτής» ενίσχυσης μόνο μέσω εποξειδικής κόλλας δε σημαίνει ότι δε θα προβλεφθούν πρόσθετα ακραία στοιχεία σύνδεσης. Ενδεικτική διάταξη φαίνεται στο Σχήμα 8-2.



Σχήμα 8-2: Πρόσθετα ακραία στοιχεία σύνδεσης σε εφαρμογή φύλλων ΙΟΠ [7]

8.3 ΣΥΝΔΥΑΣΜΕΝΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Υ6 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Σ2 ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΛΩΒΟ

Από την υποενότητα 6.7.1 έχει διαπιστωθεί η ανεπάρκεια του υποστυλώματος Υ6 της στάθμης Σ2 (1^{ου} ορόφου) σε διαξονική κάμψη υπό αξονική ένταση. Η τεχνική ενίσχυσης που επιλέγεται είναι εκείνη με μεταλλικό κλωβό, όπως αναφέρθηκε στην ενότητα 6.10. Η βασική συνεισφορά τους είναι στην περίσφιγξη και διατμητική αντοχή του υποστυλώματος. Εφόσον, όμως, εξασφαλιστεί η συνέχεια των γωνιακών σιδηροδοκών μεταξύ των ορόφων και η επαρκής αγκύρωση στη θεμελίωση, τότε η συνεισφορά τους επεκτείνεται και στην καμπτική αντοχή αυξάνοντας τον χώρο αντοχής σε διαξονική κάμψη υπό αξονική ένταση [13]. Στην περίπτωση, μάλιστα, που κάθετες δοκοί έχουν ενισχυθεί με μεταλλικά ελάσματα σε κάμψη, μπορεί να γίνει συγκόλληση αυτών στους μεταλλικούς κλωβούς των υποστυλωμάτων για καλύτερη συνεργασία [6]. Ακόμη, αυξάνει η πλευρική δυσκαμψία των ενισχυμένων πλέον υποστυλωμάτων, κατά το μέρος της δυσκαμψίας των γωνιακών. Στις υποενότητες 8.3.1 και 8.3.2 θα ποσοτικοποιηθεί η περίσφιγξη που εξασφαλίζεται στο συγκεκριμένο υποστυλώμα λόγω των μεταλλικών κλωβών και η επακόλουθη αύξηση/διεύρυνση του χώρου αντοχής σε σχέση με εκείνον του υφιστάμενου υποστυλώματος, όπως προσδιορίστηκε στην υποενότητα 6.7.1. Επειδή η περίσφιγξη έχει να κάνει με μεγέθη παραμορφώσεων (πλαστιμότητα καμπυλοτήτων και γωνιών στροφής χορδής) και η καμπτική ενίσχυση ενδιαφέρει για τον προσδιορισμό των νέων διαγραμμάτων M-θ για την υπερωθητική στατική ανάλυση του ενισχυμένου φορέα και την επίλυση αυτού με ελαστική ανάλυση με τοπικούς δείκτες m, οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται με τις μέσες τιμές, οπότε από την ενότητα 6.1.4 λαμβάνονται για το σκυρόδεμα $f_{cd} = f_{cm}/\gamma_c = 16/1.10 = 14.545\text{MPa}$ και $E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22 \cdot (16/10)^{0.3} = 25.331\text{GPa} = 25331369.8\text{kPa}$ και για το χάλυβα των οπλισμών $f_{yd} = f_{ym}/\gamma_s = 280/1.10 = 254.545\text{MPa}$ και $E_s = 200\text{GPa} = 200000000\text{kPa}$. Μέσες τιμές θα ληφθούν και για το προστιθέμενο υλικό της ενίσχυσης, σύμφωνα με την ενότητα 7.2. Στην υποενότητα 8.3.3 θα υπολογιστεί αύξηση της διατμητικής αντοχής λόγω της παρουσίας των οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων. Εκεί, επειδή πρόκειται να προσδιοριστεί η διατμητική αντοχή, ο έλεγχος γίνεται σε όρους «δυνάμεων» και άρα οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται με τις χαρακτηριστικές τιμές. Έτσι, από την ενότητα 6.1.4 λαμβάνονται για το σκυρόδεμα $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 12/1.30 = 9.231\text{MPa}$ και $E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22 \cdot (16/10)^{0.3} = 25.331\text{GPa} = 25331369.8\text{kPa}$ και για το χάλυβα των οπλισμών $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 240/1.15 = 208.70\text{MPa}$ και $E_s = 200\text{GPa} = 200000000\text{kPa}$. Χαρακτηριστικές τιμές θα ληφθούν και για το προστιθέμενο υλικό της ενίσχυσης, σύμφωνα με την ενότητα 7.2. Υπενθυμίζεται από την υποενότητα 6.7.1 ότι το υποστυλώμα είναι τετραγωνικής διατομής 30x30, το καθαρό ύψος του είναι 2.50m, οι διαμήκεις οπλισμοί είναι 4Φ16 και οι συνδετήρες Φ8/21. Έχει ονομαστική επικάλυψη $c_{nom} = 20\text{mm}$ και στατικό ύψος 26.4cm.

8.3.1 Αύξηση Τοπικής Πλαστιμότητας Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 μέσω Περίσφιγξης

Σ' αυτήν την υποενότητα θα προσδιοριστεί η αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και των αντίστοιχων παραμορφώσεων του λόγω της περίσφιγξης που προσφέρει ο μεταλλικός κλωβός με τα οριζόντια μεταλλικά ελάσματα. Θα χρησιμοποιηθεί, λοιπόν, ενίσχυση με μεταλλικό κλωβό απαρτιζόμενο από 4 γωνιακά L50x50x5 (που πρακτικά είναι η ελάχιστη διατομή γωνιακών που μπορεί να επιλεγεί,

τουλάχιστον για να προσδωθεί ικανοποιητική περίσφιγξη (ΚΑΝΕΠΕ Σ§6.2.2(β)) και οριζόντια ελάσματα – κολλάρα ανά απόσταση 12.5cm, όπως αναφέρεται στην ενότητα 6.10. Η ποιότητα του χάλυβα για όλα τα μεταλλικά στοιχεία είναι S235 με $f_{ya} = 235\text{MPa}$, ενώ ο συντελεστής ασφαλείας τους, ως προστιθέμενα υλικά, μπορεί να ληφθεί ως $\gamma_m = 1.15$ για κανονική (συνήθη) διατομή και προσπελασιμότητα (ΚΑΝΕΠΕ Σ§4.5.3.3 και ενότητα 7.2). Έτσι, $f_{ad} = 235/1.15 = 204.348\text{MPa}$.

Οι σχέσεις που δίνει ο ΚΑΝΕΠΕ για χαλύβδινη περίσφιγξη δηλαδή για χρήση μεταλλικών κλωβών με οριζόντια ελάσματα βρίσκονται στην §8.2.3γ) και παρατίθενται και εδώ:

$f_{cc}/f_c = 1+K = 1+3.5\Lambda^{3/4}$ (σχέση 8.17α) με f_c η αντοχή του υφιστάμενου σκυροδέματος και f_{cc} του περισφιγμένου μετά την χρήση των κλωβών, όπου $\Lambda = \rho_{sx}f_{yw}/f_c$,

$\epsilon_{cc}/\epsilon_{c0} = 1+5K = 1+5\cdot 3.5\Lambda^{3/4} = 1+17.5\Lambda^{3/4}$ (σχέση 8.17β),

$\epsilon_{cu,c} = 0.004 + 0.4\Lambda_c$ (σχέση 8.17γ), όπου $\Lambda_c = \rho_{sx}f_{yw}/f_{cc}$,

Στις προηγούμενες σχέσεις, προστίθενται και αυτή της απόδοσης περίσφιγξης στα σχόλια της §6.2.2β):

$a = a_s a_n = 0.9 \cdot a_n$,

όπου $a_n = 1 - [b_c^2(1 - \beta)^2 + d_c^2(1 - \gamma)^2]/3A_c$ (σχέση Σ6.13α) με $\beta = 2b_p/b_c$, $\gamma = 2d_p/d_c$.

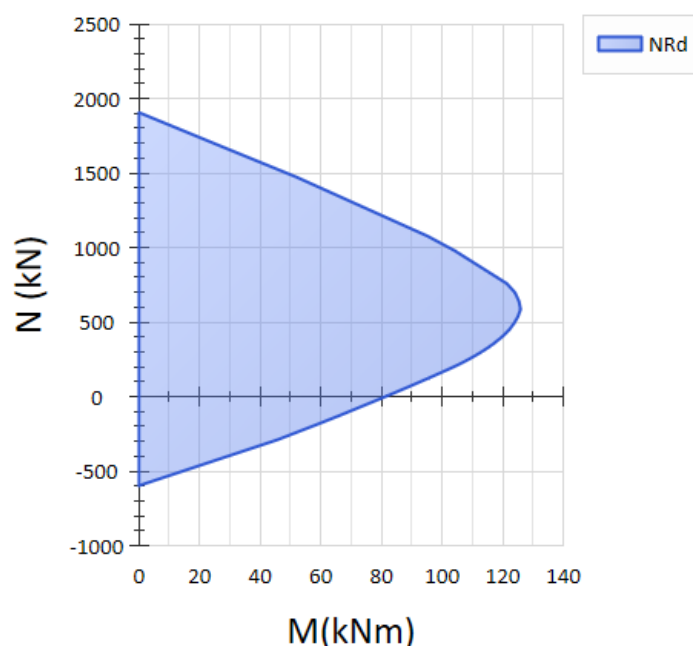
Καθώς επιλέχθηκαν γωνιακά L50x50x5 είναι $b_p = d_p = 50\text{mm}$, οπότε για $b_c = d_c = 350\text{mm} \rightarrow \beta = 2\cdot 50/350 = 0.333$, $\gamma = 2\cdot 50/350 = 0.333$ και ο όρος a_n υπολογίζεται ως: $a_n = 1 - [30^2(1 - 0.333)^2 + 30^2(1 - 0.333)^2]/(3\cdot 900) = 1 - 0.296 = 0.704$ οπότε η απόδοση της περίσφιγξης είναι $a = a_s a_n = 0.9 \cdot 0.704 = 0.633$.

Για το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού $\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$, υπενθυμίζεται η χρήση οριζόντιων ελασμάτων ανά 12.5cm άρα $s_h = 12.5\text{cm}$. Τα ελάσματα αυτά θα έχουν πλάτος 25mm, πάχος 5mm και θα είναι 2 ανά διεύθυνση άρα $A_{sx} = 2\cdot 2.5\cdot 0.5 = 2.50\text{cm}^2$. Μάλιστα, η απόσταση $s_h = 12.5\text{cm}$ είναι η μέγιστη για πλάτος $w=2.5\text{cm}$ αφού $s_{max} = 10+w = 10+2.5 = 12.5\text{cm} \leq 0.5\min(b_c, h_c) = 0.535 = 17.5\text{cm}$ (ΚΑΝΕΠΕ §8.2.3ζ). Βέβαια για μεταλλικό κλωβό αρκεί η συνθήκη $s_{max} \leq 0.5\min(b_c, h_c) = 0.535 = 17.5\text{cm}$, αλλά επιλέγεται απόσταση 12.5cm ώστε να καλύπτεται σε όλα τα υποστυλώματα, ακόμη και στα μικρότερα του 3ου ορόφου που είναι 25x25 καθώς επιδιώκεται κοινή απόσταση οριζόντιων ελασμάτων σε όλα τα ενισχυμένα υποστυλώματα για λόγους ομοιομορφίας και ευκολίας στην υλοποίηση. Τέλος, επειδή η περίσφιγξη πρέπει να εξασφαλίζεται και στις 2 διευθύνσεις, ως b_w επιλέγεται η μικρότερη διάσταση του υποστυλώματος ώστε να δώσει μεταλύτερο ποσοστό ρ_{sx} . Εδώ που το υποστυλώμα είναι τετράγωνο, το πλάτος b_w είναι κοινό στις 2 διευθύνσεις και ίσο με 30cm. Με βάση

τα παραπάνω: $\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot s_h} = \frac{2.50}{30 \cdot 12.5} = 0.00667$. Από τα προηγούμενα, μπορεί να υπολογιστεί ο συντελεστής $\Lambda = \rho_{sx} f_{yw}/f_c = 0.633 \cdot 0.00667 \cdot 204.348/14.545 = 0.0593$, οπότε η θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος προκύπτει: $f_{cc}/f_c = 1+K = 1+3.5\Lambda^{3/4} \rightarrow f_{cc} = 14.545 \cdot (1+3.5 \cdot 0.0593^{3/4}) = 14.545 \cdot 1.42 = 20.664\text{MPa}$. Ακόμη η παραμόρφωση του περισφιγμένου σκυροδέματος (η αντίστοιχη της παραμόρφωσης 2‰ του απερίσφιγκτου) είναι $\epsilon_{cc}/\epsilon_{c0} = 1+17.5\Lambda^{3/4} \rightarrow \epsilon_{cc} = 0.002 \cdot (1+17.5 \cdot 0.0593^{3/4}) = 0.002 \cdot 3.10 = 0.0062 = 6.2\text{‰}$. Εκεί όμως που πραγματικά φαίνεται η ευνοϊκή επίδραση της περίσφιγξης είναι στην οριακή παραμόρφωση του περισφιγμένου

Ταυτόσημο προκύπτει το αντίστοιχο διάγραμμα αλληλεπίδρασης που υπολογίζεται από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ και φαίνεται στο Σχήμα 8-4:

Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης Στοιχείου Υ6-Σ2 Μ-Ν

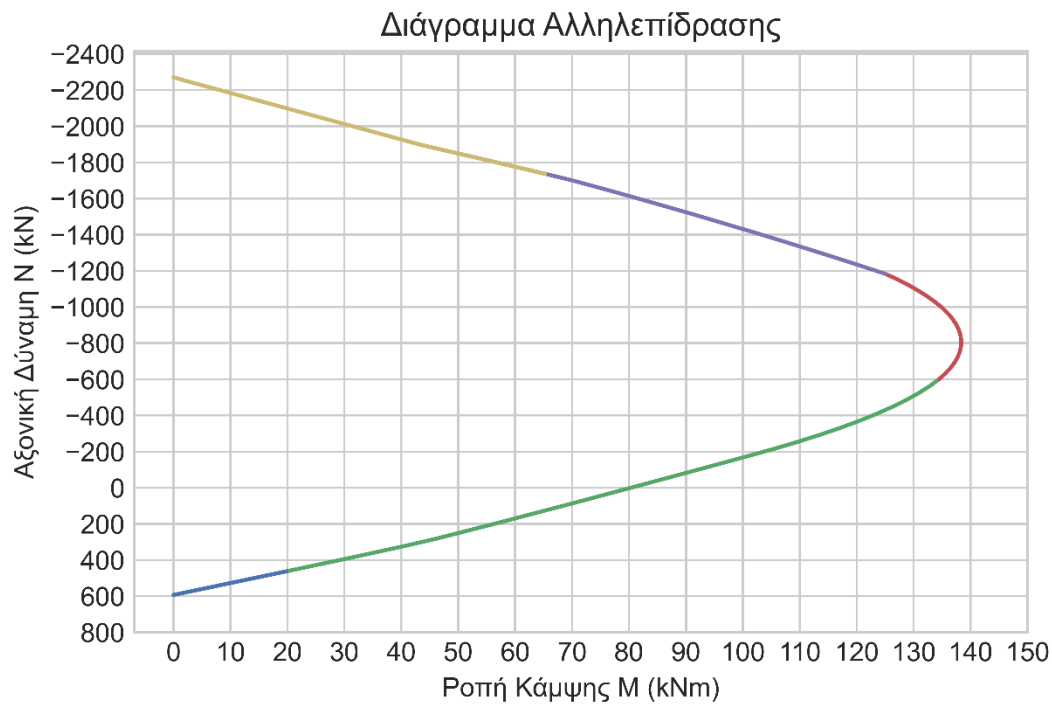


Σχήμα 8-4: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης ενισχυμένου υποστυλώματος χωρίς να λαμβάνεται υπόψιν η περίσφιγξη (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Αν συγκριθεί με το αντίστοιχο διάγραμμα αλληλεπίδρασης του υφιστάμενου υποστυλώματος του Σχήματος 6-53 στην υποενότητα 6.7.1 μπορεί να επαληθευτεί η συνεισφορά των γωνιακών από τις τιμές της αντοχής σε καθαρό εφελκυσμό όπου για μηδενική ροπή (κάτω μέρος των διαγραμμάτων) η τιμή 204.72kN αυξήθηκε σε 593kN. Η διαφορά των 388.28kN είναι η αντοχή των γωνιακών σε εφελκυσμό που υπολογίζεται ως:

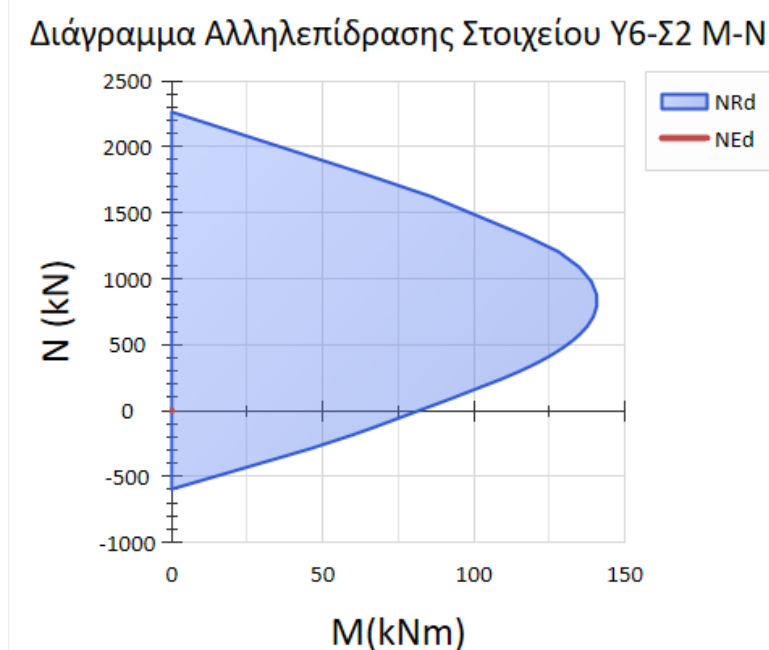
$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{ad} = 4 \cdot (5 \cdot 0.5 + 4.5 \cdot 0.5) \cdot 20.4348 = 388.26 \text{ kN} \approx 388.28 \text{ kN}$$

Όμως, η πραγματική αντοχή είναι μεγαλύτερη (τουλάχιστον υπό θλιπτική αξονική ένταση) εφόσον το σκυρόδεμα πλέον είναι περισφιγμένο. Άρα, μπορεί να προσδιοριστεί νέο διάγραμμα αλληλεπίδρασης που πλέον οι παράμετροι του σκυροδέματος είναι πλέον $f_{cc} = 20.664 \text{ MPa}$ (αντί $f_c = 14.545 \text{ MPa}$), $\epsilon_{cc} = 6.2\text{‰}$ (αντί $\epsilon_c = 2\text{‰}$) και $\epsilon_{cu,c} = 20.7\text{‰}$ (αντί $\epsilon_{cu,c} = 3.50\text{‰}$). Τότε, το διάγραμμα αλληλεπίδρασης προκύπτει να είναι όπως στο Σχήμα 8-5:



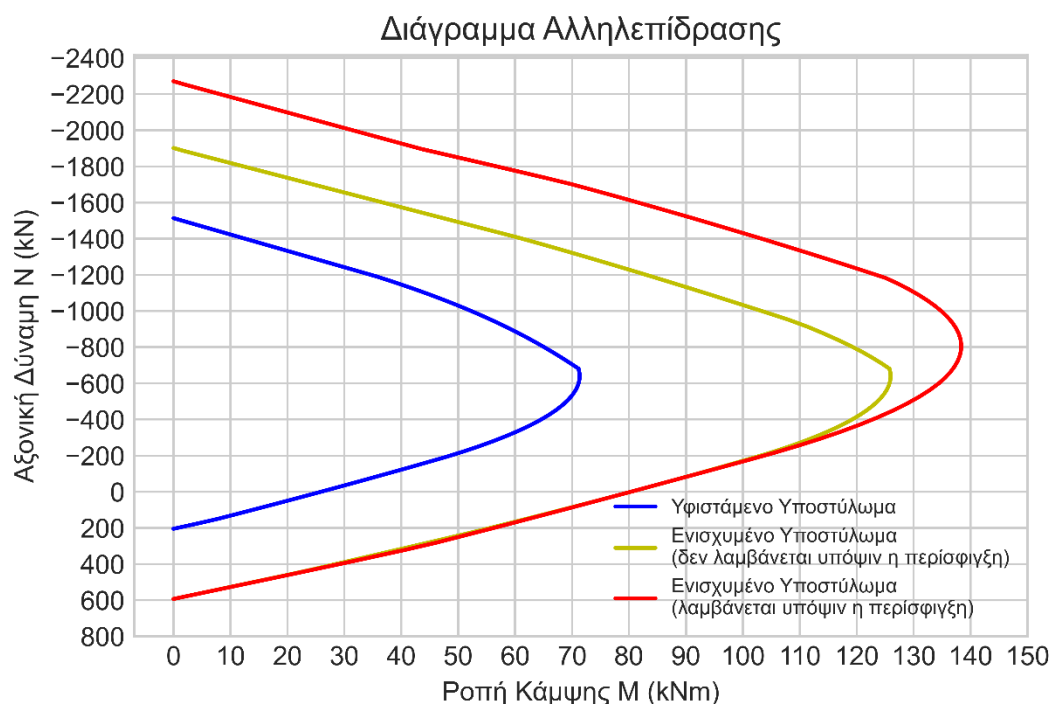
Σχήμα 8-5: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης ενισχυμένου υποστυλώματος λαμβάνοντας υπόψιν την περίσφιξη (Python)

Ταυτόσημο προκύπτει το αντίστοιχο διάγραμμα αλληλεπίδρασης που υπολογίζεται από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ και φαίνεται στο Σχήμα 8-6:



Σχήμα 8-6: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης ενισχυμένου υποστυλώματος λαμβάνοντας υπόψιν την περίσφιξη (ΡΑΦ ΤΟΛ)

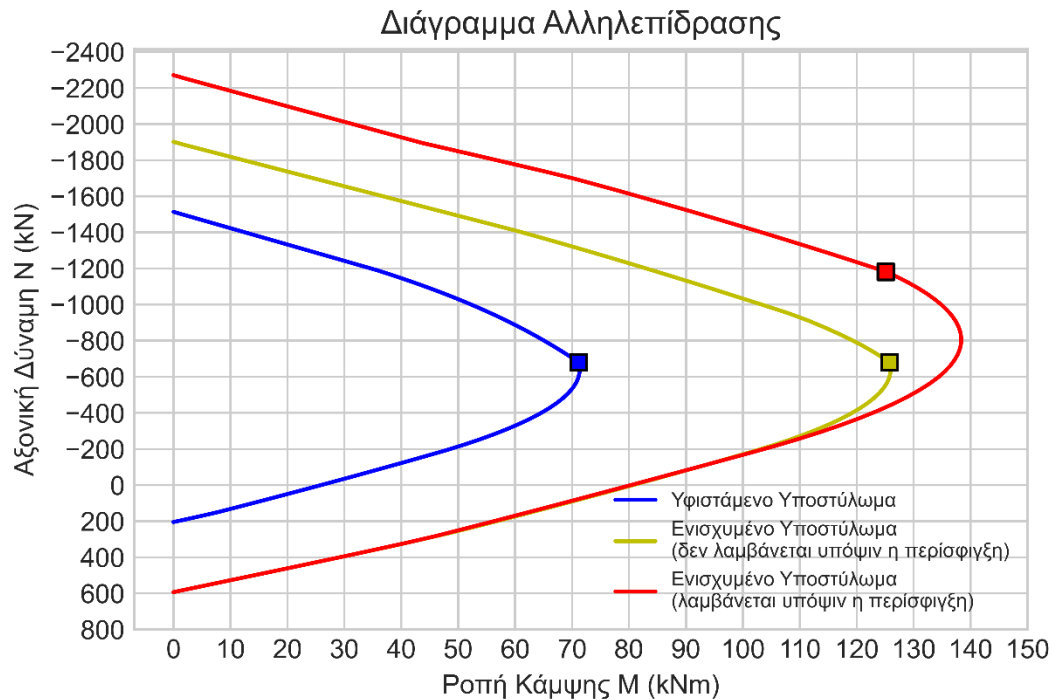
Εδώ είναι σκόπιμο να συγκριθούν τα 3 διαγράμματα αλληλεπίδρασης (του υφιστάμενου υποστυλώματος και του ενισχυμένου, χωρίς και με επιρροή της περίσφιγξης του μεταλλικού κλωβού), προκειμένου να προκύψουν κάποια συμπεράσματα. Αυτή η σύγκριση αποτυπώνεται στο Σχήμα 8-7:



Σχήμα 8-7: Σύγκριση 3 διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης (Python)

Εάν συγκριθεί το διάγραμμα αλληλεπίδρασης του υφιστάμενου υποστυλώματος με εκείνο του ενισχυμένου, χωρίς όμως να λαμβάνεται υπόψιν η περίσφιγξη, όπως είναι αναμενόμενο, διευρύνεται ο χώρος αντοχής της ενισχυμένης διατομής λόγω της παρουσίας των γωνιακών σιδηροδοκών που αναλαμβάνουν ορθά μεγέθη. Λαμβάνοντας υπόψιν την περίσφιγξη, δεν παρατηρείται μεν αλλαγή υπό εφελκυστική αξονική ένταση ή αρκετά μικρή θλιπτική αξονική ένταση, μιας και το σκυρόδεμα δεν συμμετέχει γενικά σε ανάληψη εφελκυστικών τάσεων (είτε είναι απερίσφιγκτο είτε περισφιγμένο), αλλά η συνεισφορά αυξάνεται ακόμη περισσότερο (σε σχέση με το ενισχυμένο χωρίς να λαμβάνεται υπόψιν η περίσφιγξη) για θλιπτικό ανηγμένο αξονικό φορτίο $v \geq 0.30$.

Ακόμη, λαμβάνοντας υπόψιν την περίσφιγξη, από το Σχήμα 8-8 παρατηρείται μετάθεση του σημείου ισορροπίας (balanced point) προς τα πάνω στο διάγραμμα αλληλεπίδρασης, άρα ο χάλυβας οπλισμού διαρρέει για μεγαλύτερο επίπεδο θλιπτικού αξονικού φορτίου σε σχέση με τη συνήθη περίπτωση (χωρίς να λαμβάνεται υπόψιν η περίσφιγξη) που το σημείο ισορροπίας βρίσκεται πλησίον του σημείου με τη μέγιστη ροπή. Αυτή είναι μια απόδειξη της αύξησης της πλαστιμότητας λόγω της περίσφιγξης. Αντίστοιχα συμπεράσματα προκύπτουν από ενίσχυση μέσω περιτύλιξης του υποστυλώματος με ινοπλισμένο πολυμερές FRP [21].

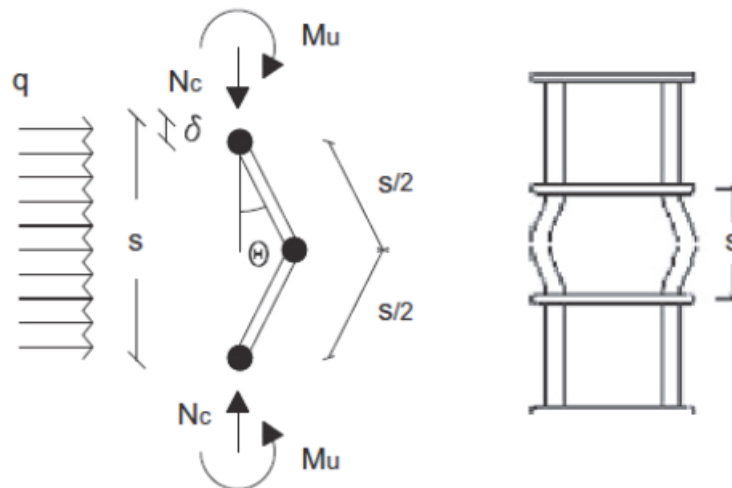


Σχήμα 8-8: Επισήμανση των σημείων ισορροπίας για τα 3 διαγράμματα αλληλεπίδρασης (Python)

Σ' αυτό το σημείο μπορούν να παρατεθούν άλλες 2 παρατηρήσεις σχετικά με καμπτική ενίσχυση υποστυλωμάτων με μεταλλικούς κλωβούς. Η πρώτη έχει να κάνει με την αρχική παραμορφωσιακή και εντατική κατάσταση του υφιστάμενου υποστυλώματος τη στιγμή που τοποθετούνται οι γωνιακές σιδηροδοκοί. Αυτό το φαινόμενο έχει σίγουρα εφαρμογή σε καμπτική ενίσχυση δοκών με ελάσματα ινοπλισμένων πολυμερών (ΙΟΠ), που θα αναπτυχθεί γι' αυτήν την περίπτωση σε επόμενη υποενότητα (9.6.3.3) και έχει να κάνει με το ότι η δοκός έχει ήδη μια καμπυλότητα τη στιγμή που επικολλάται το έλασμα και άρα το έλασμα αρχίζει να αναλαμβάνει δύναμη με μια αρχική παραμόρφωση. Αυτή η λογική μπορεί να επεκταθεί και σε υποστυλώματα που ενισχύονται με μεταλλικούς κλωβούς και ειδικά σε περιπτώσεις που η ροπή που καταπονεί το υποστούλωμα κατά την αρχική εντατική κατάσταση είναι σχετικά μεγάλη. Πράγματι, από μια εργασία του Μανιαδής Ε. [22] μπορεί να διαπιστωθεί πως ο χώρος αντοχής μπορεί να περιοριστεί τελικά όσο αυξάνει η αρχική εντατική κατάσταση, γεγονός που οφείλεται στο ότι οι υφιστάμενοι διαμήκεις οπλισμοί έχουν αναπτύξει ήδη ένα ποσοστό της τάσης διαρροής τους, οπότε η δύναμη που αναπτύσσονται είναι το υπόλοιπο μέρος μέχρι να διαρρεύσουν. Ομοίως, με την ενίσχυση των δοκών, έτσι και οι γωνιακές σιδηροδοκοί αναλαμβάνουν δυνάμεις με μια αρχική παραμόρφωση. Σε τέτοια περίπτωση (όπως και σε περίπτωση επιλογής μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος ως μέθοδος ενίσχυσης), το σωστότερο θα ήταν να προβλέπονται κατά την ανάλυση φάσεις κατασκευής. Επειδή, όμως, αυτού του είδους η ανάλυση δεν πραγματοποιείται από πολλά κοινά λογισμικά, αλλά από πιο προχωρημένα, μπορεί τουλάχιστον να λαμβάνεται υπόψιν αυτό το φαινόμενο έμμεσα κατά τον προσδιορισμό της αντοχής. Τέτοιου είδους διερεύνηση έγινε και στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, με αρχική εντατική κατάσταση αυτήν υπό «οιωνεί μόνιμα» φορτία $G+\psi_2Q$. Υπενθυμίζεται από την υποενότητα 6.7.1 ότι τα μεγέθη που αναπτύσσονται στη βάση

του υποστυλώματος Υ6 της στάθμης Σ2 είναι θλιπτική αξονική $N=300\text{kN}$ και ροπή 6kNm . Ωστόσο η ροπή 6kNm , όπως δηλώνει και η απόλυτη τιμή της, δεν μπορεί να θεωρηθεί μεγάλη αρχική φόρτιση. Αυτό μπορεί να επαληθευτεί και από ανάλυση διατομής που λόγω της μικρής εκκεντρότητας, ο ουδέτερος άξονας είναι εκτός της διατομής με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται μόνο θλιπτικές παραμορφώσεις, οι οποίες μάλιστα είναι μικρής τάξης μεγέθους. Συγκεκριμένα, κατά την κατάσταση ισορροπίας της διατομής υπό τα παραπάνω 2 μεγέθη, η παραμόρφωση της ακραίας θλιβόμενης ίνας είναι $\varepsilon_{c2} = 0.30\text{‰}$ και η παραμόρφωση της ακραίας στρώσης οπλισμού είναι επίσης θλιπτική (ενώ θα αναμενόταν εφελκυστική για μεγαλύτερη εκκεντρότητα, δηλαδή μεγαλύτερη ροπή) και ίση με 0.152‰ με την αντίστοιχη δύναμη να υπολογίζεται μόλις $F_{s1} = (0.152/1.2727) \cdot 25.4545 \cdot 4.02 = 12.22\text{kN}$. Γι' αυτό, η αρχική εντατική κατάσταση κρίθηκε αρκετά μικρή και δεν έγινε διερεύνηση περιορισμού του χώρου αντοχής.

Η δεύτερη παρατήρηση σχετικά με τη μέθοδο ενίσχυσης υποστυλωμάτων με μεταλλικούς κλωβούς αφορά την πρόβλεψη λυγισμού των γωνιακών σιδηροδοκών μεταξύ 2 διαδοχικών οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων και της διαρροής των οριζόντιων ελασμάτων λόγω εγκάρσιας διόγκωσης του υποστυλώματος [23].



Σχήμα 8-9: Προσομοίωμα λυγισμού των γωνιακών σιδηροδοκών μεταξύ 2 διαδοχικών οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων [23]

Αυτά τα φαινόμενα, όπως είναι ευνόητο, είναι ιδιαίτερα επιρρεπή σε περίπτωση αυξημένης θλιπτικής αξονικής έντασης του ενισχυμένου υποστυλώματος. Γι' αυτό προτείνεται από τη βιβλιογραφία (Campione G.) να λαμβάνεται υπόψιν ένας όρος απομείωσης n_a της δύναμης διαρροής των γωνιακών σιδηροδοκών για τον προσδιορισμό του σημείου του διαγράμματος αλληλεπίδρασης που αντιστοιχεί σε κεντρική θλίψη σύμφωνα με την παρακάτω σχέση. Από την πρώτη σχέση υπολογίζεται η θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος λόγω μεταλλικών κλωβών κατά Campione G. [24].

$$f_{cc} = f_c \left[1 + 1.42 \left(\frac{4t_2 L_2 f_{yh}}{S b f_c} e^{-1.5 \frac{s}{b}} \right)^{0.87} \right]$$

$$n_a = \sqrt{1 - \frac{0.63 S e^{-1.5 \frac{s}{b}}}{t_1 b \left(\frac{L_1}{s t_1} + \frac{0.5b - L_1}{t_2 L_2} \right)}}$$

Τότε, η τελική αναλυτική σχέση υπολογισμού της θλιπτικής αξονικής χωρίς ταυτόχρονη ροπή κάμψης είναι:

$$N = f_{cc} b h + n_a A_s f_{ya} + A_{sr} f_{yr}$$

με τους 3 όρους να αναφέρονται στο σκυρόδεμα, στις γωνιακές σιδηροδοκούς και στους διαμήκεις οπλισμούς αντίστοιχα.

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας δεν εξετάστηκε αυτή η απομείωση καθώς τα θλιπτικά αξονικά φορτία γενικά βρίσκονταν σε μέτρια προς χαμηλά επίπεδα και σίγουρα κάτω από το σημείο ισορροπίας για τα ενισχυμένα υποστυλώματα. Παρ' όλα αυτά είναι άξιο προσοχής, ειδικά αν αναμένονται αυξημένα θλιπτικά φορτία όπως πχ σε υποστυλώματα της περιμέτρου λόγω ροπής ανατροπής υπό σεισμική φόρτιση.

8.3.3 Αύξηση Διατμητικής Αντοχής Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2

Ο μεταλλικός κλωβός πέρα από τις 4 γωνιακές σιδηροδοκούς που συμβάλλουν σε ορθά μεγέθη, αποτελείται και από οριζόντια ελάσματα – κολλάρα ανά απόσταση 12.5cm που συνεισφέρουν στην περίσφιγξη αλλά και στην τέμνουσα. Εδώ θα διερευνηθεί η πρόσθετη αντοχή τους στην διατμητική αντίσταση. Η ποιότητα του χάλυβα για όλα τα μεταλλικά στοιχεία είναι S235 με $f_{ya} = 235\text{MPa}$. Για το συντελεστή ασφαλείας γ_m , για το χάλυβα ισχύει $\gamma_m = 1.00$ βάσει ισχύοντα κανονισμό (ΚΑΝΕΠΕ §4.5.3.2α)) αλλά επειδή το υλικό ενίσχυσης είναι προστιθέμενο υλικό και ο έλεγχος γίνεται με χαρακτηριστικές τιμές, ο συντελεστή αυτός θα πολλαπλασιαστεί με το λόγο γ_m'/γ_m προκειμένου να προκύψει ο τελικός συντελεστής γ_m' , όπως αναφέρεται στην ενότητα 7.2. Από τον Πίνακα Σ4.3 του ΚΑΝΕΠΕ, για συνήθεις διατομές και κανονικές συνθήκες προσπελασιμότητας, λαμβάνεται $\gamma_m'/\gamma_m = 1.05 \rightarrow \gamma_m' = 1.05 \cdot 1.00 = 1.05$. Έτσι, $f_{ad} = 235/1.05 = 223.810\text{MPa}$.

$$\text{Από τη σχέση (8.12) του ΚΑΝΕΠΕ, } V_{Rd,s}^{\text{tot}} = V_{Rd,s}^0 + V_{jd}$$

όπου $V_{Rd,s}^0$ είναι η τέμνουσα που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες του αρχικού στοιχείου, εδώ $V_{Rd,s}^0 = V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw}$ όπου $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 0.503}{30 \cdot 21} = 0.00160$, $z = d - d' = 26.4 - 3.6 = 22.8\text{cm}$, $f_{yw} = 208.70\text{MPa} = 20.87\text{kN/cm}^2$ άρα $V_{Rd,s}^0 = V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} = 0.00160 \cdot 30 \cdot 22.8 \cdot 20.87 = 22.84\text{kN}$.

Από τη σχέση (8.13) του ΚΑΝΕΠΕ:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{j,\text{eff}} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin^2\alpha$$

όπου $\alpha=90$ η γωνία του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης ως προς το διαμήκη άξονα του στοιχείου, $\theta=45$ η γωνία μεταξύ του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των αναμενόμενων λοξών ρωγμών, $\rho_j = \frac{2A_{sj}}{s_j b_w \sin \alpha}$, $h_{j,eff} = \frac{2}{3} \cdot d$, οπότε:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \frac{2A_{sj}}{s_j b_w} \cdot b_w \cdot \frac{2}{3} \cdot d \cdot (1+0) \cdot 1 \rightarrow V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \frac{2A_{sj}}{s_j b_w} \cdot b_w \cdot \frac{2}{3} \cdot d \rightarrow V_{jd} = \frac{4}{3} \cdot \sigma_{jd} \cdot \frac{A_{sj}}{s_j} \cdot d$$

όπου για $d = 26.40\text{cm}$, $s_j = 12.5\text{cm}$, $A_{sj} = w_j t_j = 2.5\text{cm} \cdot 0.5\text{cm} = 1.25\text{cm}^2$ είναι $V_{jd} = \frac{4}{3} \cdot \sigma_{jd} \cdot \frac{A_{sj}}{s_j} \cdot d = \frac{4}{3} \cdot \sigma_{jd} \cdot \frac{1.25}{12.5} \cdot 26.4 \rightarrow V_{jd} = 3.52 \cdot \sigma_{jd} \text{ kN}$ (σ_{jd} σε kN/cm^2).

Έλεγχος για αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης

Από τη σχέση (8.14) του ΚΑΝΕΠΕ θα πρέπει $\sigma_{jd} \leq \frac{f_{jk}}{\gamma_m}$, όπου $\sigma_{jd} = f_{ad} = 235/1.05 = 223.810\text{MPa} = 22.381\text{kN/cm}^2$. Οπότε η αντοχή της ενίσχυσης προκύπτει $V_{jd} = 3.52 \cdot \sigma_{jd} = 3.52 \cdot 22.381 = 78.78\text{kN}$.

Έλεγχος σε πρόωρη αποκόλληση δε χρειάζεται να γίνει καθώς η ενίσχυση είναι κλειστή.

Τελικά, η αντοχή του ενισχυμένου μέλους είναι $V_{Rd,s}^{tot} = V_{Rd,s}^0 + V_{jd} = 22.84 + 78.78 = 101.62\text{kN}$.

Αυτή η αντοχή θα συγκριθεί με την ικανοτική τέμνουσα του ενισχυμένου υποστυλώματος. Αυτή, επί το δυσμενέστερο, θα υπολογιστεί με βάση τις οριακές ροπές αντοχής των άκρων του υποστυλώματος με μέσες τιμές υλικών, ώστε να προκύψουν μεγαλύτερες από εκείνες με χρήση χαρακτηριστικών τιμών. Αυτές οι οριακές ροπές πρέπει να επαυξηθούν με το συντελεστή $\gamma_{Rd} = 1.40$ για Ικανοποιητική ΣΑΔ (ΚΑΝΕΠΕ §9.3.2β)ii)). Ακόμη, επειδή στον ενισχυμένο φορέα εκπληρώνεται η συνθήκη «Ισχυρό Υποστύλωμα – Ασθενής Δοκός» ή αλλιώς τηρείται η συνθήκη $\Sigma M_{Rc} > \Sigma M_{Rb}$, ο όρος $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$ είναι μικρότερος της μονάδας και πρέπει να υπολογιστεί τόσο στη βάση (πόδας) όσο και στην κορυφή με βάση τις συντρέχουσες δοκούς σε κάθε διεύθυνση.

Πρώτα, εξετάζεται η βάση του υποστυλώματος στις 2 διευθύνσεις X και Y.

Για το δυσμενέστερο συνδυασμό $G+\psi_2 Q+E(exN)$ (ως προς τους λόγους $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$):

ΓΙΑ ΤΟΝ ΚΟΜΒΟ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΡΥΦΗΣ Y6-Σ1 ΚΑΙ ΠΟΔΑ Y6-Σ2

για το Y6-Σ1 για θλιπτική αξονική 337.5kN, η ροπή αντοχής στην κεφαλή του είναι 172.7kNm και 171.8kNm για τις 2 διευθύνσεις

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΥΠΟΚΕΤΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ										
ΣΦ : G+ψ2*Q+E(exN1):	NEd =	-337.5	MRd2(0o)=	172.7	MRd2(180o)=	-172.7	MRd3(90o)=	171.8	MRd3(270o)=	-171.8
ΣΦ : G+ψ2*Q+E(exM2):	NEd =	-439.5	MRd2(0o)=	182.5	MRd2(180o)=	-182.5	MRd3(90o)=	181.3	MRd3(270o)=	-181.3
ΣΦ : G+ψ2*Q+E(exM3):	NEd =	-352.9	MRd2(0o)=	174.4	MRd2(180o)=	-174.4	MRd3(90o)=	173.4	MRd3(270o)=	-173.4
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(exN1):	NEd =	-484.5	MRd2(0o)=	186.5	MRd2(180o)=	-186.5	MRd3(90o)=	185.0	MRd3(270o)=	-185.0
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(exM2):	NEd =	-382.6	MRd2(0o)=	177.5	MRd2(180o)=	-177.5	MRd3(90o)=	176.5	MRd3(270o)=	-176.5
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(exM3):	NEd =	-469.2	MRd2(0o)=	185.1	MRd2(180o)=	-185.1	MRd3(90o)=	183.7	MRd3(270o)=	-183.7

για το Y6-Σ2 για θλιπτική αξονική 281.4kN, η ροπή αντοχής στη βάση του είναι 113.6kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις)

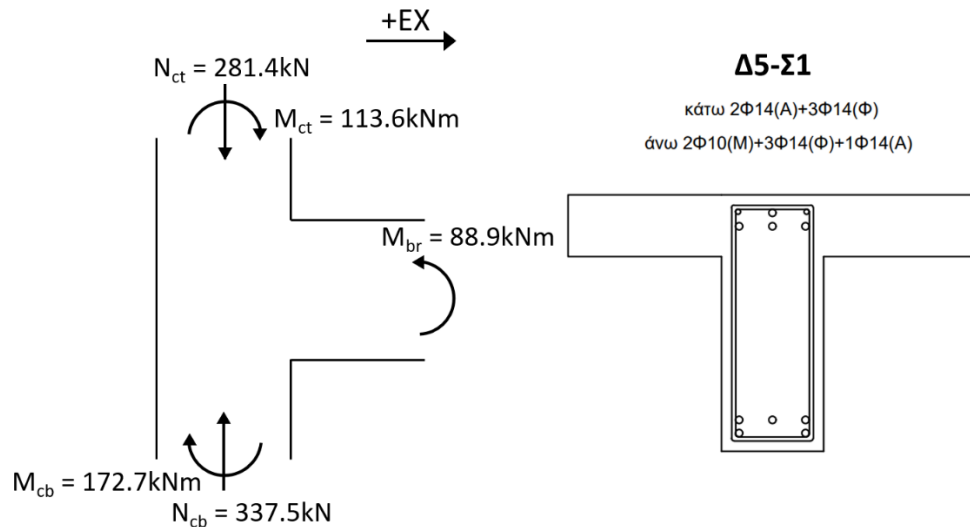
ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΥΠΕΡΚΕΤΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΣΦ : G+ψ2*Q+E(exN1) :	NEd = -281.4	MRd2(0o)= 113.6	MRd2(180o)= -113.6	MRd3(90o)= 113.6	MRd3(270o)= -113.6
ΣΦ : G+ψ2*Q+E(exM2) :	NEd = -306.2	MRd2(0o)= 115.9	MRd2(180o)= -115.9	MRd3(90o)= 115.9	MRd3(270o)= -115.9
ΣΦ : G+ψ2*Q+E(exM3) :	NEd = -289.9	MRd2(0o)= 114.4	MRd2(180o)= -114.4	MRd3(90o)= 114.4	MRd3(270o)= -114.4
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(exN1) :	NEd = -371.3	MRd2(0o)= 121.8	MRd2(180o)= -121.8	MRd3(90o)= 121.8	MRd3(270o)= -121.8
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(exM2) :	NEd = -346.5	MRd2(0o)= 119.6	MRd2(180o)= -119.6	MRd3(90o)= 119.6	MRd3(270o)= -119.6
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(exM3) :	NEd = -362.8	MRd2(0o)= 121.1	MRd2(180o)= -121.1	MRd3(90o)= 121.1	MRd3(270o)= -121.1

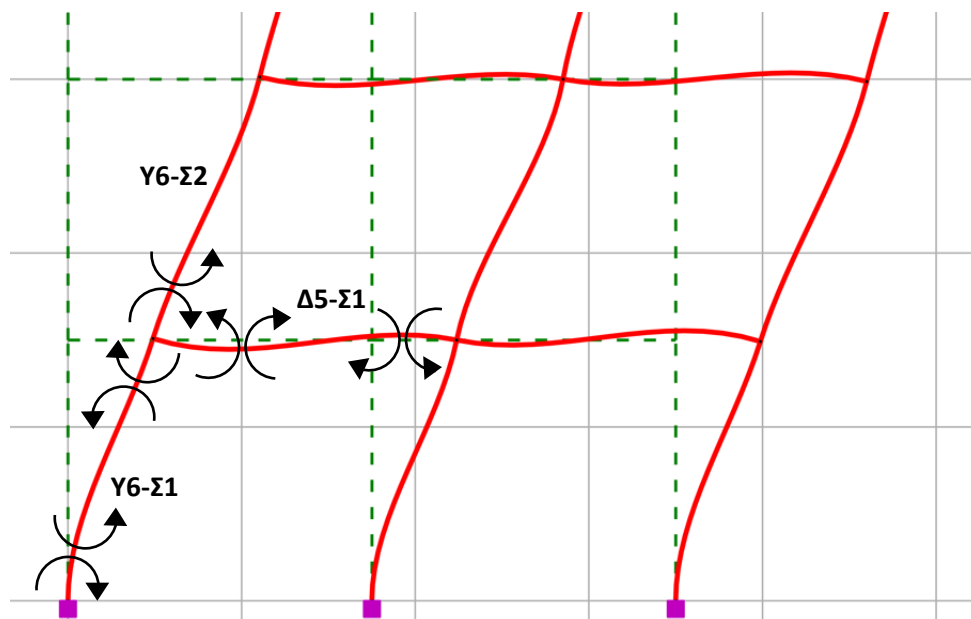
από αυτά είναι $\Sigma M_{Rc} = 172.7 + 113.6 = 286.3\text{kNm}$ και $\Sigma M_{Rc} = 171.8 + 113.6 = 285.4\text{kNm}$ για τις 2 διευθύνσεις X και Y.

Ξεκινώντας με τη διεύθυνση X, υπάρχει μόνο η δοκός Δ5-Σ1 με $M_{Rb, \text{left}^+} = 88.9\text{kNm}$ και $M_{Rb, \text{left}^-} = 83.1\text{kNm}$ στο αριστερό της άκρο.

Έστω ότι για σεισμό +X, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ1 άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^+ = 88.9\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 88.9\text{kNm}$.

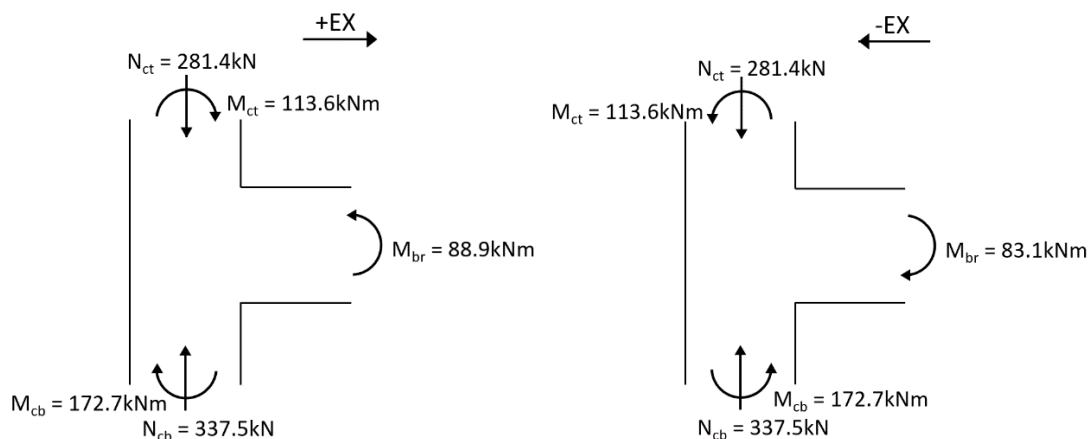


Σχήμα 8-10: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))



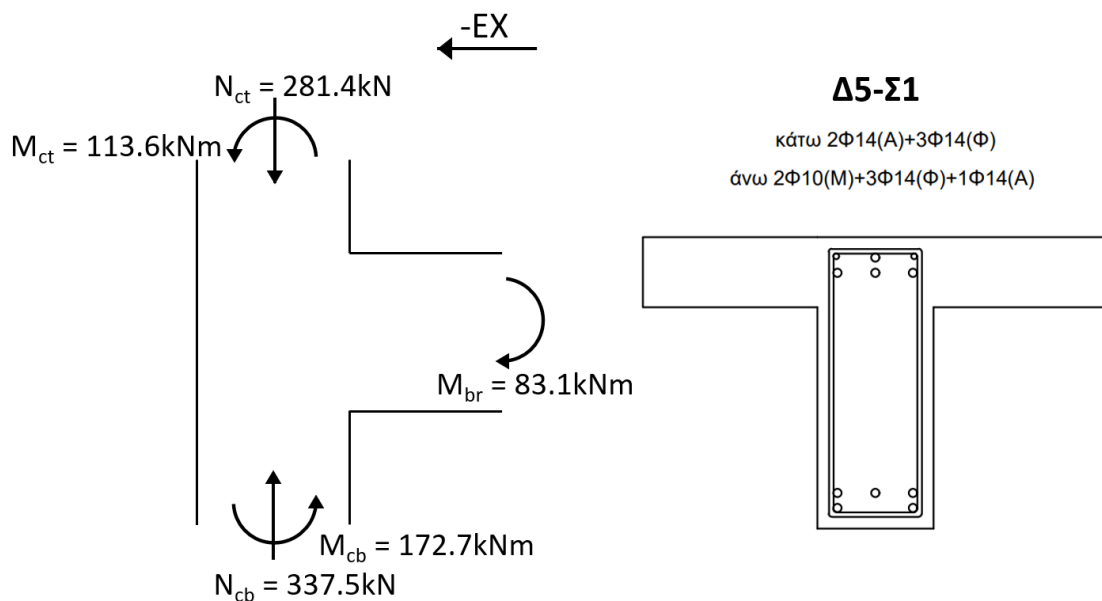
Σχήμα 8-11: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))

Τότε $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc} = 88.9/286.3 = 0.311$

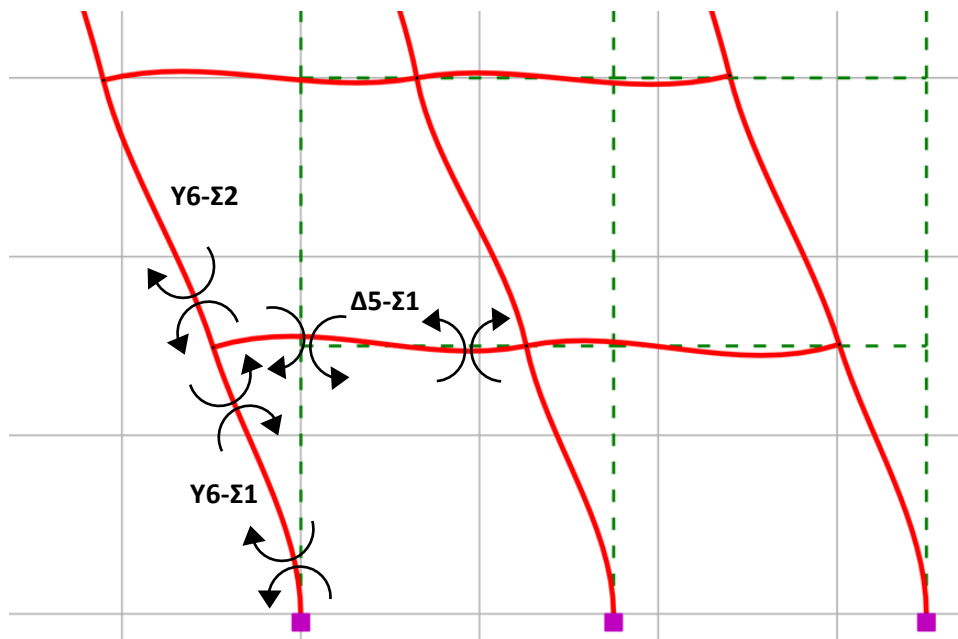


Σχήμα 8-12: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από το κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -X, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ1 άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^- = 83.1\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 83.1\text{kNm}$.



Σχήμα 8-13: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))



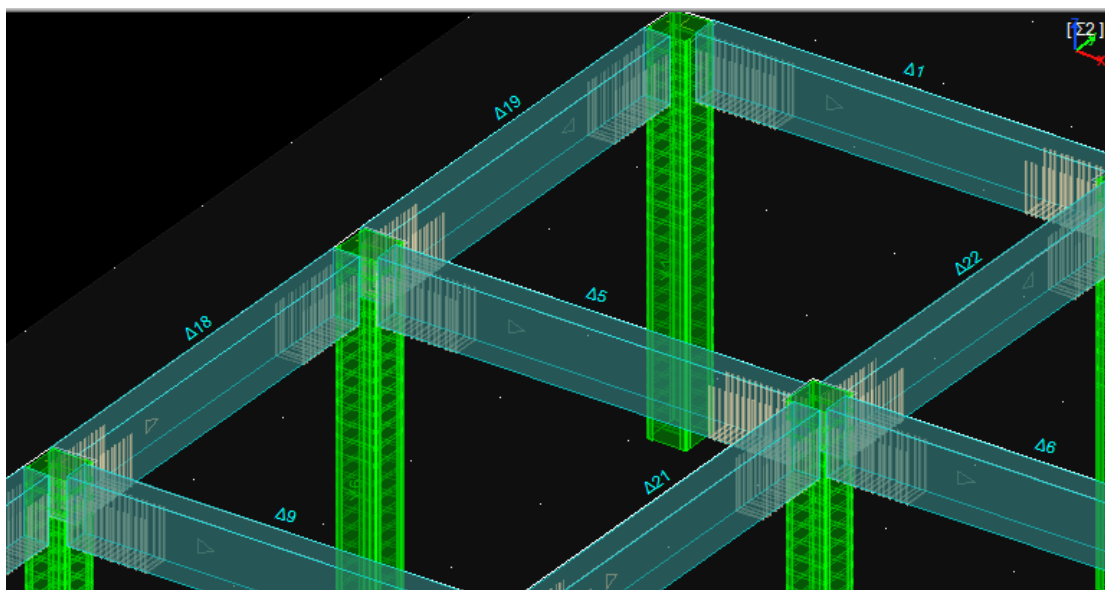
Σχήμα 8-14: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))

Τότε $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc} = 83.1/286.3 = 0.290$

Δυσμενέστερος είναι ο σεισμός +X με $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc} = 0.311 > 0.290$

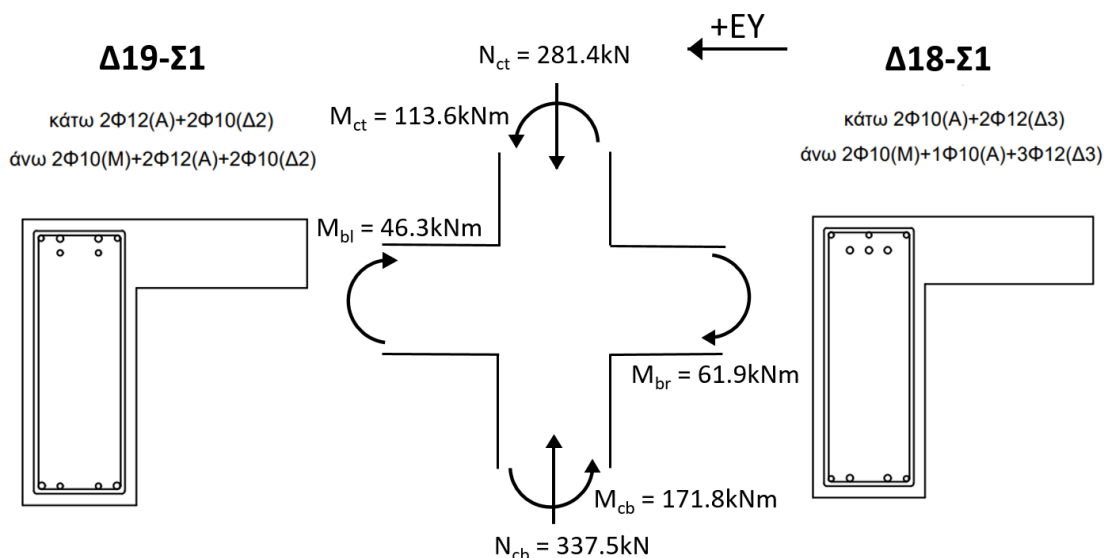
Οπότε για σεισμό +X, η ροπή $M_{i,d}$ που θα ληφθεί υπόψιν στην ικανοτική τέμνουσα (ΚΑΝΕΠΕ §9.3.2β)ι) είναι $M_{c,πόδας,d}^{1-2} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,πόδας} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}) = 1.40 \cdot 121.8 \cdot 0.311 = 53.03 \text{ kNm}$

Συνεχίζοντας με τη διεύθυνση Y, υπάρχει η δοκός Δ18-Σ1 με $M_{Rb,right}^+ = 48.1 \text{ kNm}$ και $M_{Rb,right}^- = 61.9 \text{ kNm}$ στο δεξί της άκρο και η δοκός Δ19-Σ1 με $M_{Rb,left}^+ = 46.3 \text{ kNm}$ και $M_{Rb,left}^- = 59.8 \text{ kNm}$ στο αριστερό της άκρο.

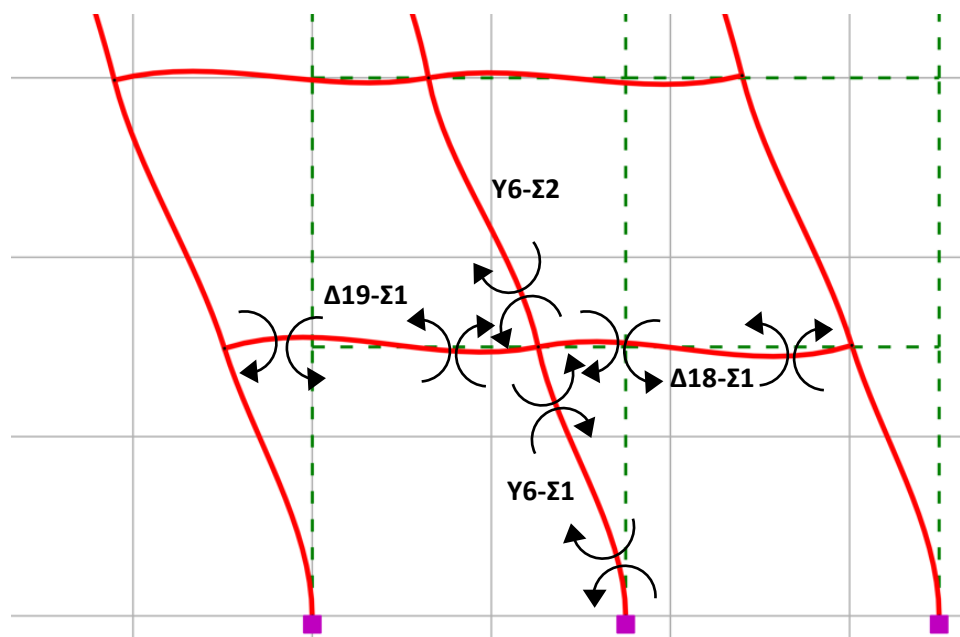


Σχήμα 8-15: Λεπτομέρεια εσωτερικού κόμβου ενισχυμένου υποστυλώματος και συντρεχουσών δοκών (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Έστω ότι για σεισμό +Y, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ18-Σ1 στο δεξί της άκρο οπότε λαμβάνεται $M_{Rb, right}^- = 61.9\text{kNm}$ και οι κάτω οπλισμοί της Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^+ = 46.3\text{kNm}$. Έτσι, είναι $\Sigma M_{Rb} = 61.9 + 46.3 = 108.2\text{kNm}$.

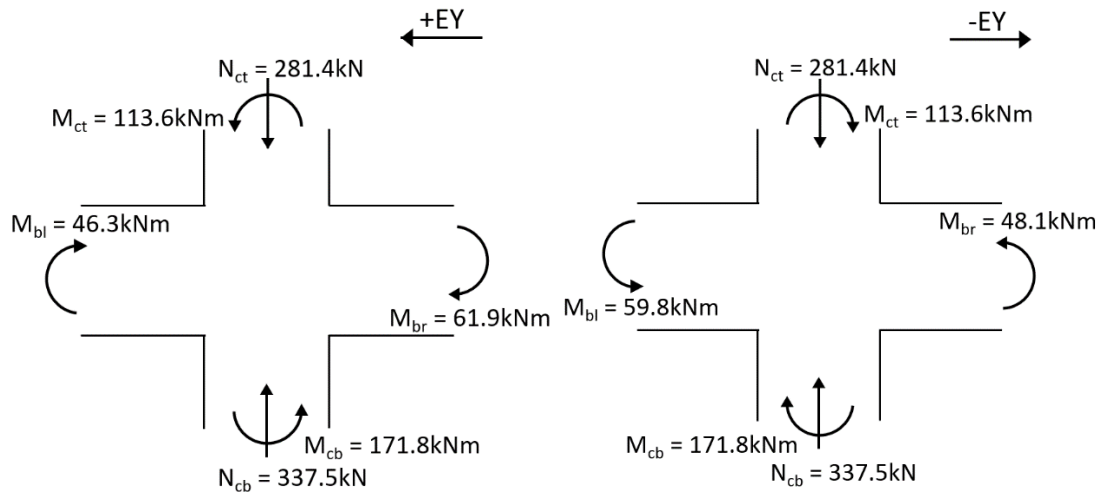


Σχήμα 8-16: Αξονικές δυνάμεις υποσυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))



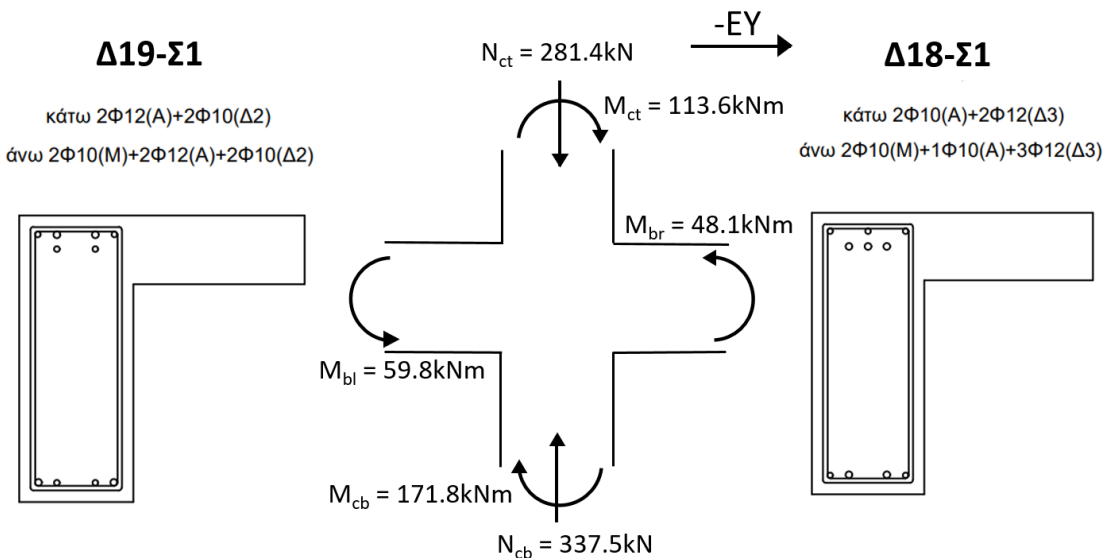
Σχήμα 8-17: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))

$$\text{Τότε } \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} = 108.2 / 285.4 = 0.379$$

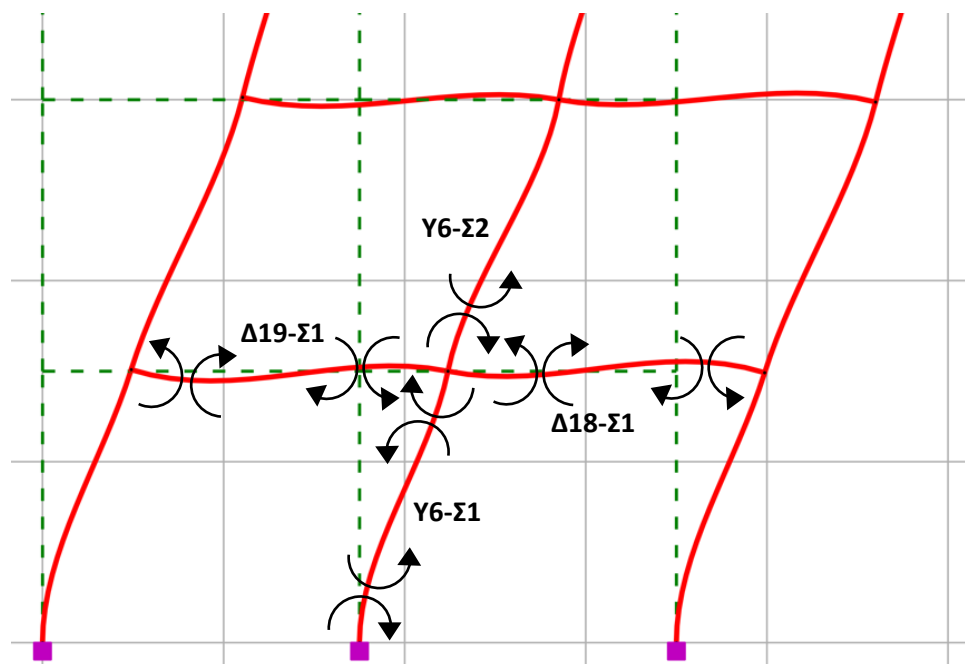


Σχήμα 8-18: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από το κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό $-Y$, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού $\Delta 18-\Sigma 1$ στο δεξί της άκρο οπότε λαμβάνεται $M_{Rb, right}^+ = 48.1 \text{ kNm}$ και οι άνω οπλισμοί της $\Delta 19-\Sigma 1$ στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^- = 59.8 \text{ kNm}$. Έτσι, είναι $\Sigma M_{Rb} = 48.1 + 59.8 = 107.9 \text{ kNm}$



Σχήμα 8-19: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))



Σχήμα 8-20: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))

$$\text{Τότε } \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} = 107.9 / 285.4 = 0.378$$

Δυσμενέστερος είναι ο σεισμός +Y με $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} = 0.379 > 0.378$

Οπότε για σεισμό +Y, η ροπή $M_{i,d}$ που θα ληφθεί υπόψιν στην ικανοτική τέμνουσα (ΚΑΝΕΠΕ §9.3.2β)ii) είναι $M_{c,πόδας,d}^{1-3} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,πόδας} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}) = 1.40 \cdot 121.8 \cdot 0.379 = 64.63 \text{ kNm}$

Σειρά τώρα έχει να εξεταστεί η κορυφή του υποστυλώματος στις 2 διευθύνσεις X και Y.

Για το δυσμενέστερο συνδυασμό $G + \psi_2 Q + E(exN)$ (ως προς τους λόγους $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}$):

ΓΙΑ ΤΟΝ ΚΟΜΒΟ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΡΥΦΗΣ Y6-S2 ΚΑΙ ΠΟΔΑ Y6-S3

για το Y6-S2 για θλιπτική αξονική 275.2kN, η ροπή αντοχής στην κεφαλή του είναι 113.0kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις)

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΥΠΟΚΕΤΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ										
ΣΦ : G+ψ2*Q+E(exN1) :	NEd =	-275.2	MRd2(0o)=	113.0	MRd2(180o)=	-113.0	MRd3(90o)=	113.0	MRd3(270o)=	-113.0
ΣΦ : G+ψ2*Q+E(exM2) :	NEd =	-339.8	MRd2(0o)=	119.0	MRd2(180o)=	-119.0	MRd3(90o)=	119.0	MRd3(270o)=	-119.0
ΣΦ : G+ψ2*Q+E(exM3) :	NEd =	-286.3	MRd2(0o)=	114.1	MRd2(180o)=	-114.1	MRd3(90o)=	114.1	MRd3(270o)=	-114.1
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(exN1) :	NEd =	-365.1	MRd2(0o)=	121.3	MRd2(180o)=	-121.3	MRd3(90o)=	121.3	MRd3(270o)=	-121.3
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(exM2) :	NEd =	-300.5	MRd2(0o)=	115.4	MRd2(180o)=	-115.4	MRd3(90o)=	115.4	MRd3(270o)=	-115.4
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(exM3) :	NEd =	-354.0	MRd2(0o)=	120.3	MRd2(180o)=	-120.3	MRd3(90o)=	120.3	MRd3(270o)=	-120.3

για το Y6-S3 για θλιπτική αξονική 203.9kN, η ροπή αντοχής στη βάση του είναι 102.0kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις)

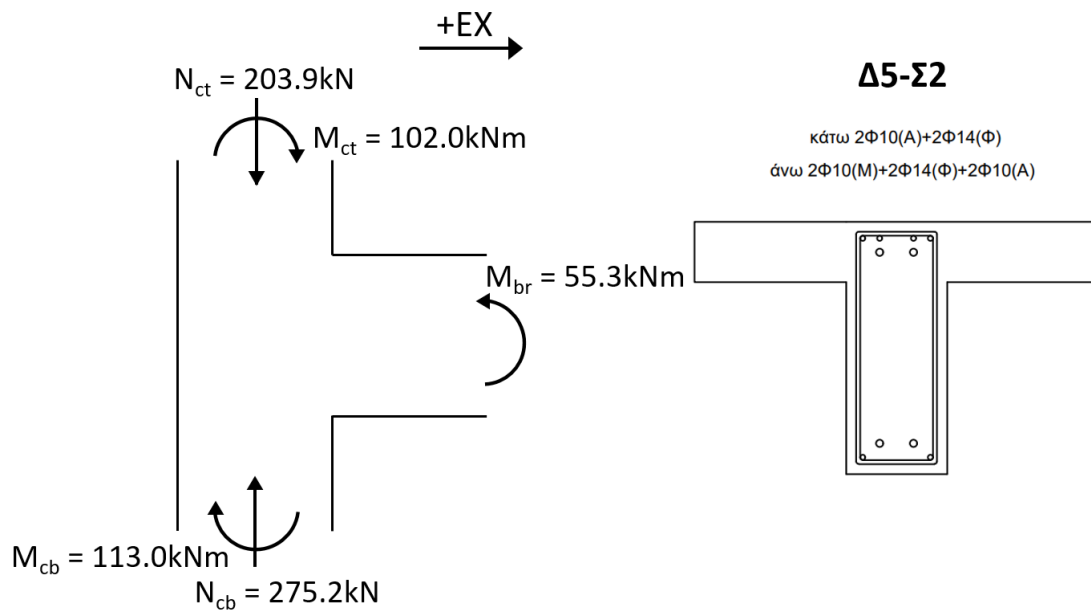
ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΥΠΕΡΚΕΤΙΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΣΦ : G+ψ2*Q+E(εxN1) :	NEd =	-203.9	MRd2(0o)=	102.0	MRd2(180o)=	-102.0	MRd3(90o)=	102.0	MRd3(270o)=	-102.0
ΣΦ : G+ψ2*Q+E(εxM2) :	NEd =	-220.8	MRd2(0o)=	103.4	MRd2(180o)=	-103.4	MRd3(90o)=	103.4	MRd3(270o)=	-103.4
ΣΦ : G+ψ2*Q+E(εxM3) :	NEd =	-210.0	MRd2(0o)=	102.5	MRd2(180o)=	-102.5	MRd3(90o)=	102.5	MRd3(270o)=	-102.5
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(εxN1) :	NEd =	-266.6	MRd2(0o)=	106.8	MRd2(180o)=	-106.8	MRd3(90o)=	106.8	MRd3(270o)=	-106.8
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(εxM2) :	NEd =	-249.7	MRd2(0o)=	105.6	MRd2(180o)=	-105.6	MRd3(90o)=	105.6	MRd3(270o)=	-105.6
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(εxM3) :	NEd =	-260.5	MRd2(0o)=	106.4	MRd2(180o)=	-106.4	MRd3(90o)=	106.4	MRd3(270o)=	-106.4

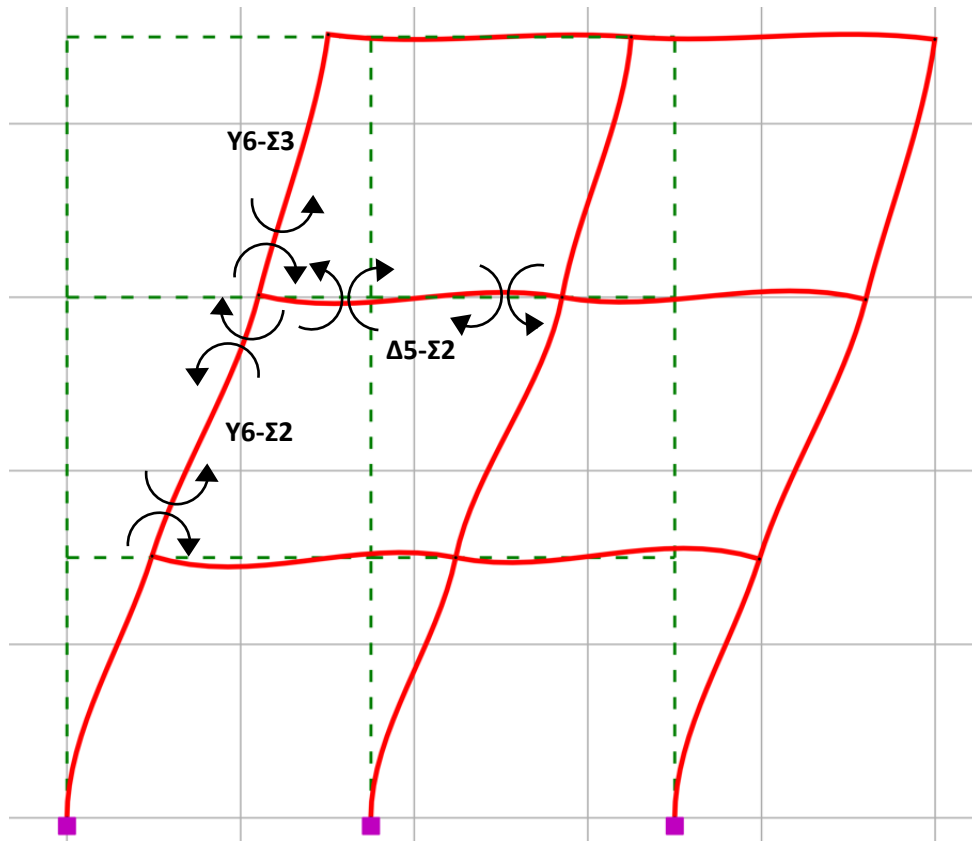
από αυτά είναι $\Sigma M_{RC} = 113.0 + 102.0 = 215.0 \text{ kNm}$ και για τις 2 διευθύνσεις X και Y.

Ξεκινώντας με τη διεύθυνση X, υπάρχει μόνο η δοκός Δ5-Σ2 με $M_{Rb, \text{left}^+} = 55.3 \text{ kNm}$ και $M_{Rb, \text{left}^-} = 67.8 \text{ kNm}$ στο αριστερό της άκρο.

Έστω ότι για σεισμό +X, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^+ = 55.3 \text{ kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 55.3 \text{ kNm}$.

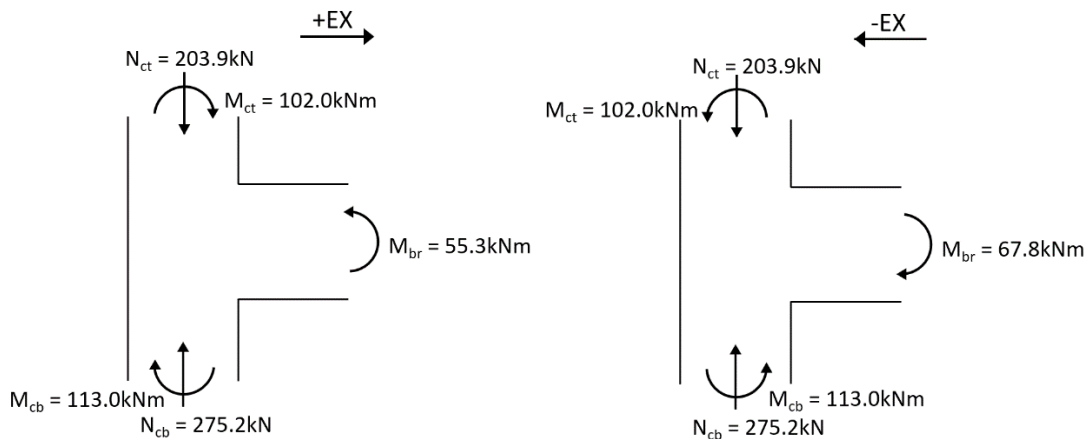


Σχήμα 8-21: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))



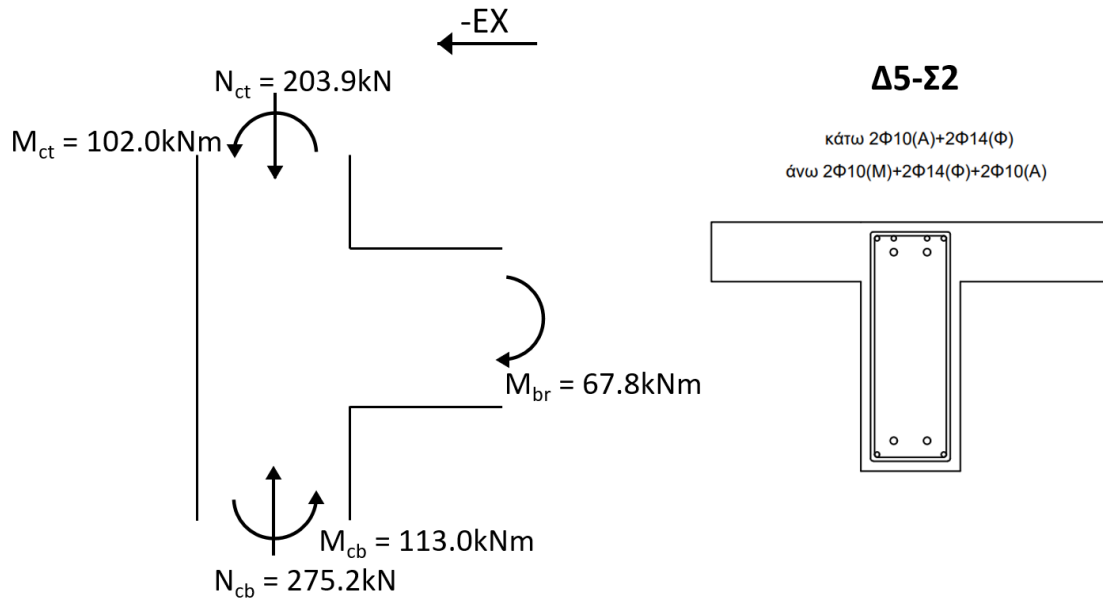
Σχήμα 8-22: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))

$$\text{Τότε } \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} = 55.3 / 215.0 = 0.257$$

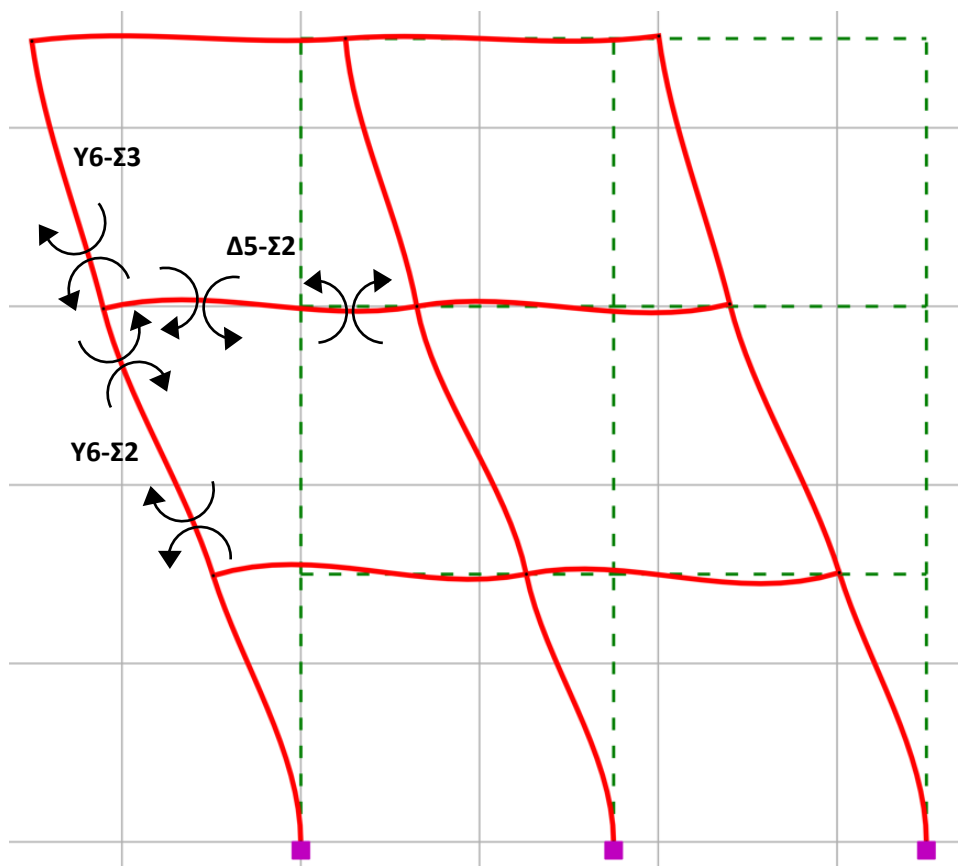


Σχήμα 8-23: Αξονικές δυνάμεις υποστρωμάτων και Ροπές γύρω από το κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -X, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^- = 67.8\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 67.8\text{kNm}$.



Σχήμα 8-24: Αξονικές δυνάμεις υποστλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))



Σχήμα 8-25: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))

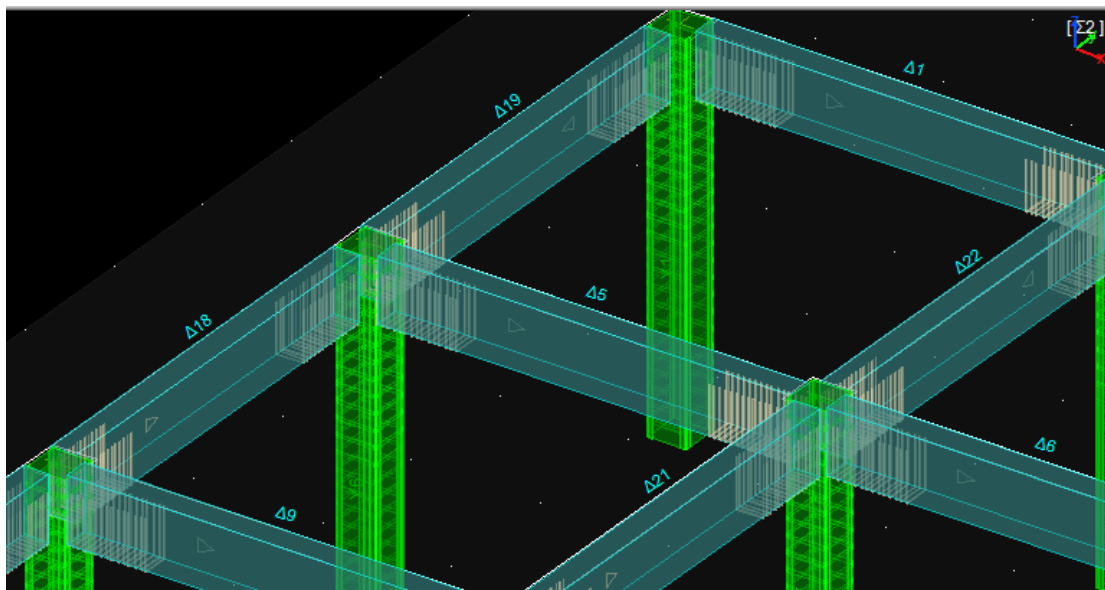
$$\text{Τότε } \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} = 67.8 / 215.0 = 0.315$$

Δυσμενέστερος είναι ο σεισμός -X με $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} = 0.315 > 0.257$

Οπότε για σεισμό +X, η ροπή $M_{i,d}$ που θα ληφθεί υπόψιν στην ικανοτική τέμνουσα (ΚΑΝΕΠΕ §9.3.2β)ι) είναι $M_{c,κορυφή,d}^{1-2} = \gamma_{Rd} \cdot M_{RC,κορυφή} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}) = 1.40 \cdot 121.3 \cdot 0.315 = 53.50 \text{ kNm}$

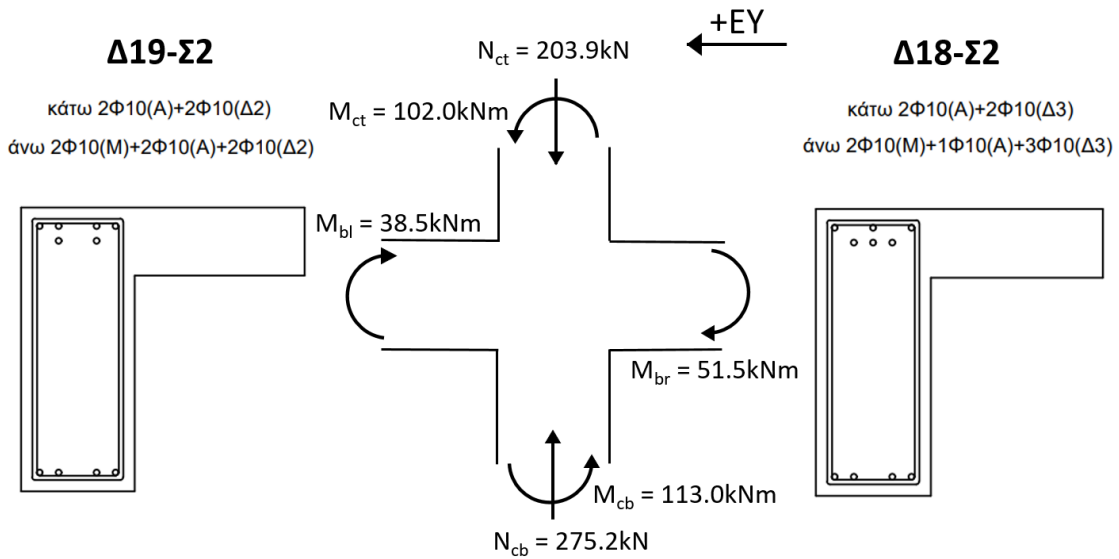
Τελικά, η ικανοτική τέμνουσα για τη διεύθυνση X προκύπτει $= (M_{c,πόδας,d}^{1-2} + M_{c,κορυφή,d}^{1-2}) / L_{καθ} = (53.03 + 53.50) / 2.50 = 42.61 \text{ kN}$.

Συνεχίζοντας με τη διεύθυνση Y, υπάρχει η δοκός Δ18-Σ2 με $M_{Rb,right}^+ = 39.2 \text{ kNm}$ και $M_{Rb,right}^- = 51.5 \text{ kNm}$ στο δεξί της άκρο και η δοκός Δ19-Σ2 με $M_{Rb,left}^+ = 38.5 \text{ kNm}$ και $M_{Rb,left}^- = 52.1 \text{ kNm}$ στο αριστερό της άκρο.

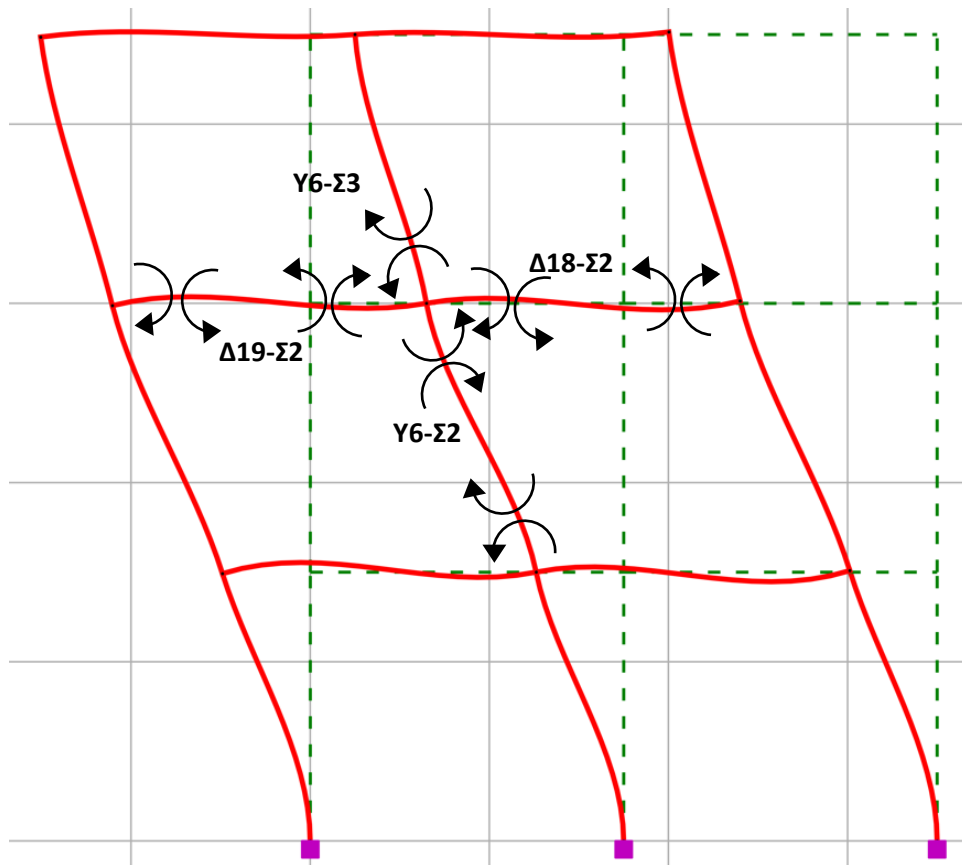


Σχήμα 8-26: Λεπτομέρεια εσωτερικού κόμβου ενισχυμένου υποστυλώματος και συντρεχουσών δοκών (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Έστω ότι για σεισμό +Y, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ18-Σ2 στο δεξί της άκρο οπότε λαμβάνεται $M_{Rb,right}^- = 51.5 \text{ kNm}$ και οι κάτω οπλισμοί της Δ19-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb,left}^+ = 38.5 \text{ kNm}$. Έτσι, είναι $\Sigma M_{Rb} = 51.5 + 38.5 = 90 \text{ kNm}$.

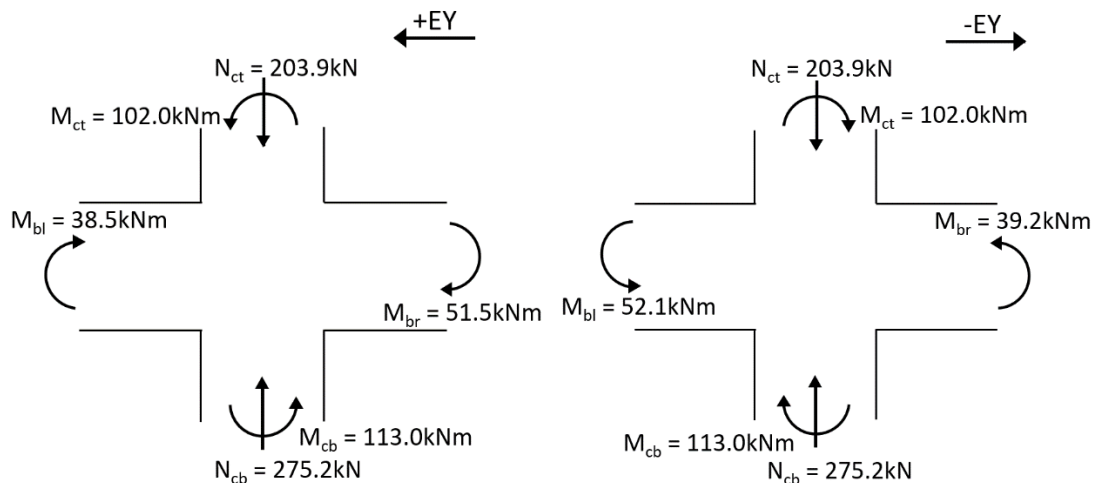


Σχήμα 8-27: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))



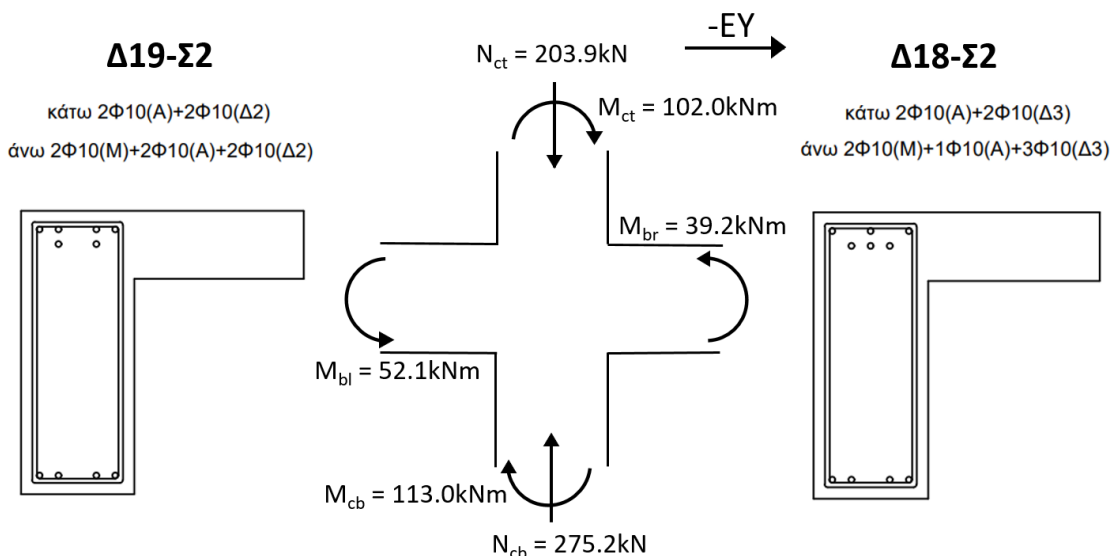
Σχήμα 8-28: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))

$$\text{Τότε } \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} = 90.0 / 215.0 = 0.419$$

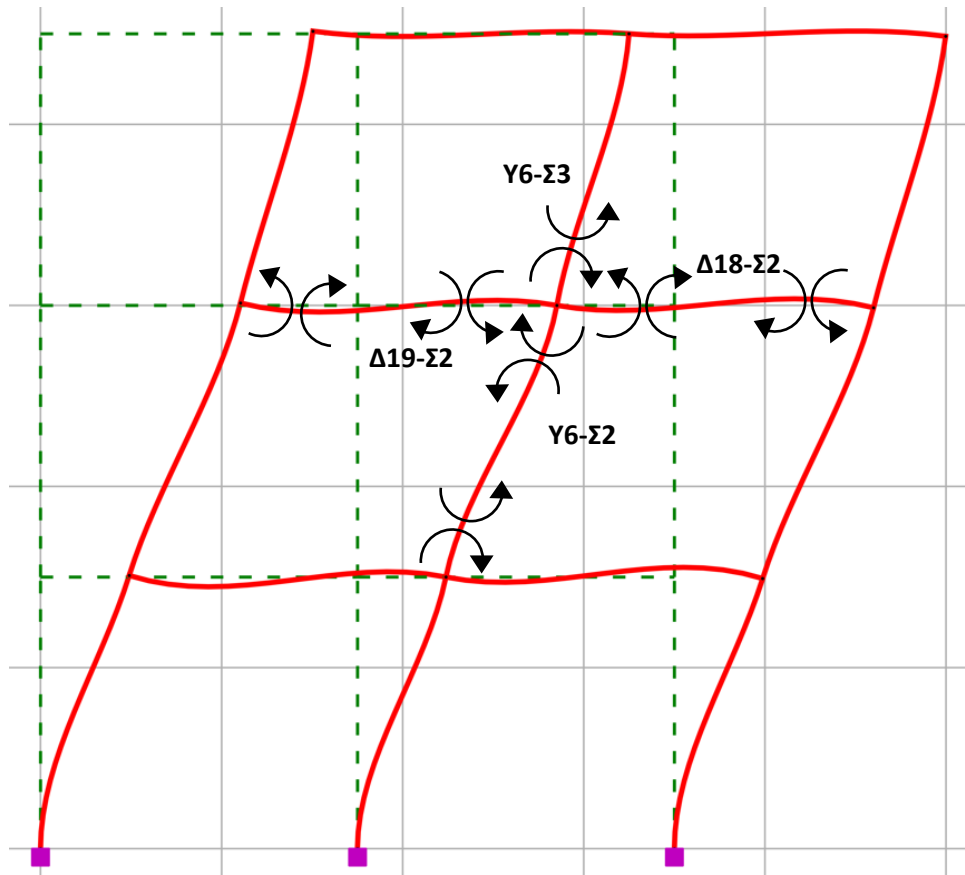


Σχήμα 8-29: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από το κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό $-Y$, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού $\Delta 18-\Sigma 2$ στο δεξί της άκρο οπότε λαμβάνεται $M_{Rb, right}^+ = 39.2\text{kNm}$ και οι άνω οπλισμοί της $\Delta 19-\Sigma 2$ στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^- = 52.1\text{kNm}$. Έτσι, είναι $\Sigma M_{Rb} = 39.2 + 52.1 = 91.3\text{kNm}$.



Σχήμα 8-30: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))



Σχήμα 8-31: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))

Τότε $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc} = 91.3/215.0 = 0.425$

Δυσμενέστερος είναι ο σεισμός -Y με $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc} = 0.425 > 0.419$.

Οπότε για σεισμό +Y (τοπικός άξονας 3 των υποστυλωμάτων / επίπεδο 1-3), η ροπή $M_{i,d}$ που θα ληφθεί υπόψιν στην ικανοτική τέμνουσα (ΚΑΝΕΠΕ §9.3.2β*i*)) είναι $M_{c,κορυφή,d}^{1-3} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,κορυφή} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}) = 1.40 \cdot 121.3 \cdot 0.425 = 72.17 \text{ kNm}$

Τελικά, η ικανοτική τέμνουσα στη διεύθυνση Y προκύπτει $= (M_{c,πόδαρ,d}^{1-3} + M_{c,κορυφή,d}^{1-3})/L_{καθ} = (64.63 + 72.17)/2.50 = 54.72 \text{ kN}$.

Η αντοχή του ενισχυμένου μέλους έναντι τέμνουσας $V_{Rd,s}^{tot} = 101.62 \text{ kN}$ καλύπτει τόσο την ικανοτική τέμνουσα 42.61 kN στη διεύθυνση X όσο και την ικανοτική τέμνουσα 54.72 kN στη διεύθυνση Y, οπότε κρίνεται επάρκεια.

8.4 ΑΥΞΗΣΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Υ1 ΤΟΥ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

Στην ενότητα αυτή θα συγκριθεί η αυξημένη διατμητική αντοχή του υποστυλώματος Υ1 της στάθμης του Ισογείου λόγω του μεταλλικού κλωβού με την ικανοτική τέμνουσα αυτού. Η επιλογή αυτού του υποστυλώματος κρίθηκε σκόπιμη αφενός γιατί ως υποστυλώμα του ισογείου, στη βάση του δεν υπάρχουν συντρέχουσες δοκοί και άρα

οι λόγοι $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$ λαμβάνονται ίσοι με 1 και στις 2 διευθύνσεις και αφετέρου επειδή θα ακολουθήσει σε επόμενο κεφάλαιο ο έλεγχος του κόμβου κεφαλής, όπως έγινε στην ενότητα 6.8, αλλά πλέον στον ενισχυμένο φορέα. Επειδή, λοιπόν, πρόκειται να προσδιοριστεί η διατμητική αντοχή, ο έλεγχος γίνεται σε όρους «δυνάμεων» και άρα οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται με τις χαρακτηριστικές τιμές. Έτσι, από την ενότητα 6.1.4 λαμβάνονται για το σκυρόδεμα $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 12/1.30 = 9.231\text{MPa}$ και $E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22 \cdot (16/10)^{0.3} = 25.331\text{GPa} = 25331369.8\text{kPa}$ και για το χάλυβα των οπλισμών $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 240/1.15 = 208.70\text{MPa}$ και $E_s = 200\text{GPa} = 200000000\text{kPa}$. Χαρακτηριστικές τιμές θα ληφθούν και για το προστιθέμενο υλικό της ενίσχυσης, σύμφωνα με την ενότητα 7.2. Υπενθυμίζεται από την ενότητα 6.5 ότι το υποστύλωμα είναι τετραγωνικής διατομής 35x35, το καθαρό ύψος του είναι 2.50m, οι διαμήκεις οπλισμοί είναι 4Φ20 και οι συνδετήρες Φ8/18. Έχει ονομαστική επικάλυψη $c_{nom} = 20\text{mm}$ και στατικό ύψος 31.2cm.

Ο μεταλλικός κλωβός πέρα από τις 4 γωνιακές σιδηροδοκούς που συμβάλλουν σε ορθά μεγέθη, αποτελείται και από οριζόντια ελάσματα – κολλάρα ανά απόσταση 12.5cm που συνεισφέρουν στην περίσφιξη αλλά και στην τέμνουσα. Εδώ θα διερευνηθεί η πρόσθετη αντοχή τους στην διατμητική αντίσταση. Η ποιότητα του χάλυβα για όλα τα μεταλλικά στοιχεία είναι S235 με $f_{ya} = 235\text{MPa}$. Για το συντελεστή ασφαλείας γ_m , για το χάλυβα ισχύει $\gamma_m = 1.00$ βάσει ισχύοντα κανονισμό (ΚΑΝΕΠΕ §4.5.3.2α)) αλλά επειδή το υλικό ενίσχυσης είναι προστιθέμενο υλικό και ο έλεγχος γίνεται με χαρακτηριστικές τιμές, ο συντελεστή αυτός θα πολλαπλασιαστεί με το λόγο γ_m'/γ_m προκειμένου να προκύψει ο τελικός συντελεστής γ_m' , όπως αναφέρεται στην ενότητα 7.2. Από τον Πίνακα Σ4.3 του ΚΑΝΕΠΕ, για συνήθεις διατομές και κανονικές συνθήκες προσπελασιμότητας, λαμβάνεται $\gamma_m'/\gamma_m = 1.05 \rightarrow \gamma_m' = 1.05 \cdot 1.00 = 1.05$. Έτσι, $f_{ad} = 235/1.05 = 223.810\text{MPa}$.

Από τη σχέση (8.12) του ΚΑΝΕΠΕ, $V_{Rd,s}^{tot} = V_{Rd,s}^0 + V_{jd}$

όπου $V_{Rd,s}^0$ είναι η τέμνουσα που αναλαμβάνουν οι συνδετήρες του αρχικού στοιχείου, εδώ $V_{Rd,s}^0 = V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw}$ όπου $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 0.503}{35 \cdot 18} = 0.001597$, $z = d - d' = 31.2 - 3.8 = 27.4\text{cm}$, $f_{yw} = 208.70\text{MPa} = 20.87\text{kN/cm}^2$ άρα $V_{Rd,s}^0 = V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} = 0.001597 \cdot 35 \cdot 27.4 \cdot 20.87 = 31.96\text{kN}$.

Από τη σχέση (8.13) του ΚΑΝΕΠΕ:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{j,eff} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin^2\alpha$$

όπου $\alpha=90$ η γωνία του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης ως προς το διαμήκη άξονα του στοιχείου, $\theta=45$ η γωνία μεταξύ του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των αναμενόμενων λοξών ρωγμών, $\rho_j = \frac{2A_{sj}}{s_j b_w \sin\alpha}$, $h_{j,eff} = \frac{2}{3} \cdot d$, οπότε:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \frac{2A_{sj}}{s_j b_w} \cdot b_w \cdot \frac{2}{3} \cdot d \cdot (1+0) \cdot 1 \rightarrow V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \frac{2A_{sj}}{s_j} \cdot b_w \cdot \frac{2}{3} \cdot d \rightarrow V_{jd} = \frac{4}{3} \cdot \sigma_{jd} \cdot \frac{A_{sj}}{s_j} \cdot d$$

όπου για $d = 31.20\text{cm}$, $s_j = 12.5\text{cm}$, $A_{sj} = w_j t_j = 2.5\text{cm} \cdot 0.5\text{cm} = 1.25\text{cm}^2$ είναι $V_{jd} = \frac{4}{3} \cdot \sigma_{jd} \cdot \frac{A_{sj}}{s_j} \cdot d = \frac{4}{3} \cdot \sigma_{jd} \cdot \frac{1.25}{12.5} \cdot 31.2 \rightarrow V_{jd} = 4.16 \cdot \sigma_{jd} \text{ kN}$ (σ_{jd} σε kN/cm^2).

Έλεγχος για αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης

Από τη σχέση (8.14) του ΚΑΝΕΠΕ θα πρέπει $\sigma_{jd} \leq \frac{f_{jk}}{\gamma_m}$, όπου $\sigma_{jd} = f_{ad} = 235/1.05 = 223.810\text{MPa} = 22.381\text{kN/cm}^2$. Οπότε η αντοχή της ενίσχυσης προκύπτει $V_{jd} = 4.16 \cdot \sigma_{jd} = 4.16 \cdot 22.381 = 93.10\text{kN}$.

Έλεγχος σε πρόωρη αποκόλληση δε χρειάζεται να γίνει καθώς η ενίσχυση είναι κλειστή.

Τελικά, η αντοχή του ενισχυμένου μέλους είναι $V_{Rd,s}^{tot} = V_{Rd,s}^0 + V_{jd} = 31.96 + 93.10 = 125.06\text{kN}$.

Αυτή η αντοχή θα συγκριθεί με την ικανοτική τέμνουσα του ενισχυμένου υποστύλωματος (η οποία είναι αρκετά δυσμενέστερη από τις δρώσες τέμνουσες που αναπτύσσονται κατά τις ανελαστικές αναλύσεις Pushover στο υποστύλωμα αυτό και γι' αυτό επιλέγεται αυτή ως δράση). Αυτή, επί το δυσμενέστερο, θα υπολογιστεί με βάση τις οριακές ροπές αντοχής των άκρων του υποστύλωματος με μέσες τιμές υλικών, ώστε να προκύψουν μεγαλύτερες από εκείνες με χρήση χαρακτηριστικών τιμών. Αυτές οι οριακές ροπές πρέπει να επαυξηθούν με το συντελεστή $\gamma_{Rd} = 1.40$ για Ικανοποιητική ΣΑΔ (ΚΑΝΕΠΕ §9.3.2β)). Ακόμη, επειδή στον ενισχυμένο φορέα εκπληρώνεται η συνθήκη «Ισχυρό Υποστύλωμα – Ασθενής Δοκός» ή αλλιώς τηρείται η συνθήκη $\Sigma M_{Rb} > \Sigma M_{Rc}$, ο όρος $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$ είναι μικρότερος της μονάδας και πρέπει να υπολογιστεί με βάση τις συντρέχουσες δοκούς σε κάθε διεύθυνση.

Πρώτα, εξετάζεται η βάση του υποστύλωματος στις 2 διευθύνσεις X και Y.

Οι λόγοι $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$ λαμβάνονται ίσοι με 1 και στις 2 διευθύνσεις λόγω πακτωμένης βάσης και απουσίας συντρεχουσών δοκών.

Οπότε για σεισμό X, η ροπή $M_{i,d}$ που θα ληφθεί υπόψιν στην ικανοτική τέμνουσα (ΚΑΝΕΠΕ §9.3.2β)) είναι $M_{C,πόδας,d}^{1-2} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,πόδας} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}) = 1.40 \cdot 161.0 \cdot 1 = 225.4\text{kNm}$ και για σεισμό Y, η ροπή $M_{i,d}$ που θα ληφθεί υπόψιν στην ικανοτική τέμνουσα (ΚΑΝΕΠΕ §9.3.2β)) είναι $M_{C,πόδας,d}^{1-3} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,πόδας} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}) = 1.40 \cdot 161.0 \cdot 1 = 225.4\text{kNm}$.

* Ε Λ Ε Γ Χ Ο Σ Δ Ι Α Τ Μ Η Σ Η Σ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ VCD:
 $\gamma_{Rd} = 1.40$ VCD = $\gamma_{Rd} * (\min_factor, κεφ * MRd, κεφ + \min_factor, ποδ * MRd, ποδ) / L$ - ΚΑΝ. ΕΠΕ. 9.3.2.β i)
 ΕΠΙΠΕΔΟ ΕΛΕΓΧΟΥ 1-2:
 $\min_factor, κεφ = 0.314$
 $\min_factor, ποδ = 1.000$
 MAX.: MRd3, κεφ = 159.9 MRd3, ποδ = 161.0 L2=2.50 VCD_MAX = 118.3
 MIN.: MRd3, κεφ = -159.9 MRd3, ποδ = -161.0 L2=2.50 VCD_MIN = -118.3
 -> VCD = 118.3
 ΕΠΙΠΕΔΟ ΕΛΕΓΧΟΥ 1-3:
 $\min_factor, κεφ = 0.331$
 $\min_factor, ποδ = 1.000$
 MAX.: MRd2, κεφ = 159.9 MRd2, ποδ = 161.0 L3=2.50 VCD_MAX = 119.8
 MIN.: MRd2, κεφ = -159.9 MRd2, ποδ = -161.0 L3=2.50 VCD_MIN = -119.8
 -> VCD = 119.8

Σειρά τώρα έχει να εξεταστεί η κορυφή του υποστυλώματος στις 2 διευθύνσεις X και Y.

Για το δυσμενέστερο συνδυασμό $G+\psi_2Q+E(exN)$ (ως προς τους λόγους $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$):

για το Y1-Σ1 για θλιπτική αξονική 190.7kN, η ροπή αντοχής στην κεφαλή του είναι 139.4kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις)

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΥΠΕΡΚΕΤΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ										
Σ0 : $G+\psi_2*Q+E(exN1)$:	NEd =	-190.7	MRd2(0o)=	139.4	MRd2(180o)=	-139.4	MRd3(90o)=	139.4	MRd3(270o)=	-139.4
Σ0 : $G+\psi_2*Q+E(exM2)$:	NEd =	-223.4	MRd2(0o)=	143.9	MRd2(180o)=	-143.9	MRd3(90o)=	143.9	MRd3(270o)=	-143.9
Σ0 : $G+\psi_2*Q+E(exM3)$:	NEd =	-236.6	MRd2(0o)=	145.7	MRd2(180o)=	-145.7	MRd3(90o)=	145.7	MRd3(270o)=	-145.7
Σ0 : $G+\psi_2*Q-E(exN1)$:	NEd =	-347.6	MRd2(0o)=	159.9	MRd2(180o)=	-159.9	MRd3(90o)=	159.9	MRd3(270o)=	-159.9
Σ0 : $G+\psi_2*Q-E(exM2)$:	NEd =	-314.8	MRd2(0o)=	155.8	MRd2(180o)=	-155.8	MRd3(90o)=	155.8	MRd3(270o)=	-155.8
Σ0 : $G+\psi_2*Q-E(exM3)$:	NEd =	-301.7	MRd2(0o)=	154.1	MRd2(180o)=	-154.1	MRd3(90o)=	154.1	MRd3(270o)=	-154.1

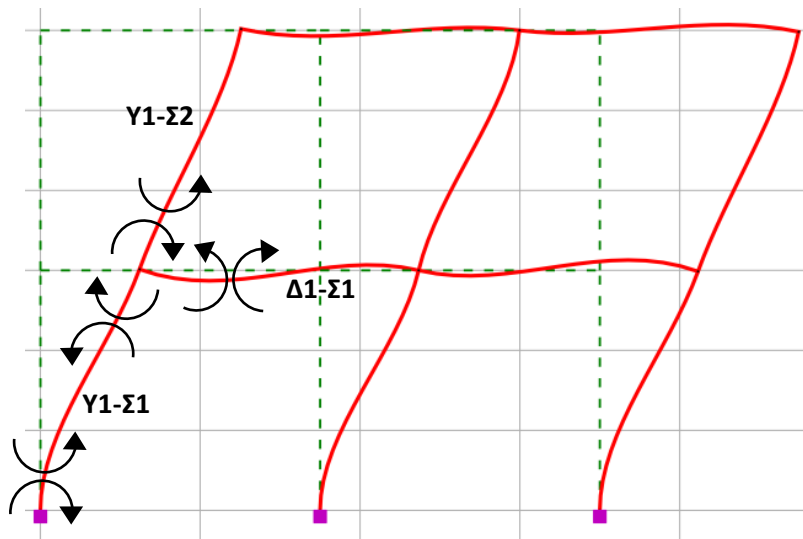
για το Y1-Σ2 για θλιπτική αξονική 158.2kN, η ροπή αντοχής στη βάση του είναι 112.8kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις)

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΥΠΕΡΚΕΤΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ										
Σ0 : $G+\psi_2*Q+E(exN1)$:	NEd =	-158.2	MRd2(0o)=	112.8	MRd2(180o)=	-112.8	MRd3(90o)=	112.8	MRd3(270o)=	-112.8
Σ0 : $G+\psi_2*Q+E(exM2)$:	NEd =	-250.6	MRd2(0o)=	122.8	MRd2(180o)=	-122.8	MRd3(90o)=	122.8	MRd3(270o)=	-122.8
Σ0 : $G+\psi_2*Q+E(exM3)$:	NEd =	-189.2	MRd2(0o)=	116.2	MRd2(180o)=	-116.2	MRd3(90o)=	116.2	MRd3(270o)=	-116.2
Σ0 : $G+\psi_2*Q-E(exN1)$:	NEd =	-272.0	MRd2(0o)=	125.1	MRd2(180o)=	-125.1	MRd3(90o)=	125.1	MRd3(270o)=	-125.1
Σ0 : $G+\psi_2*Q-E(exM2)$:	NEd =	-179.6	MRd2(0o)=	115.2	MRd2(180o)=	-115.2	MRd3(90o)=	115.2	MRd3(270o)=	-115.2
Σ0 : $G+\psi_2*Q-E(exM3)$:	NEd =	-241.0	MRd2(0o)=	121.8	MRd2(180o)=	-121.8	MRd3(90o)=	121.8	MRd3(270o)=	-121.8

από αυτά είναι $\Sigma M_{Rc} = 139.4 + 112.8 = 252.2\text{kNm}$ και για τις 2 διευθύνσεις X και Y.

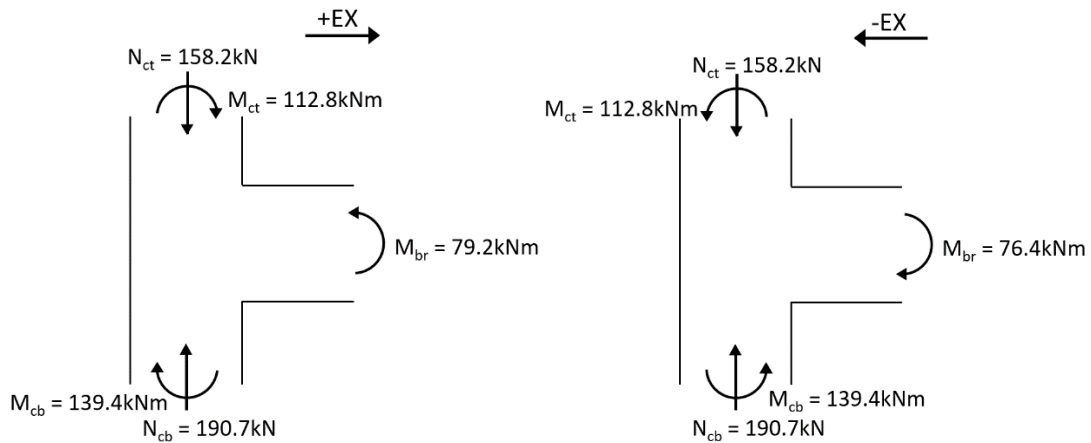
Ξεκινώντας με τη διεύθυνση X, υπάρχει μόνο η δοκός Δ1-Σ1 με $M_{Rb, \text{left}}^+ = 79.2\text{kNm}$ και $M_{Rb, \text{left}}^- = 76.4\text{kNm}$ στο αριστερό της άκρο.

Έστω ότι για σεισμό +X, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ1-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, \text{left}}^+ = 79.2\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 79.2\text{kNm}$



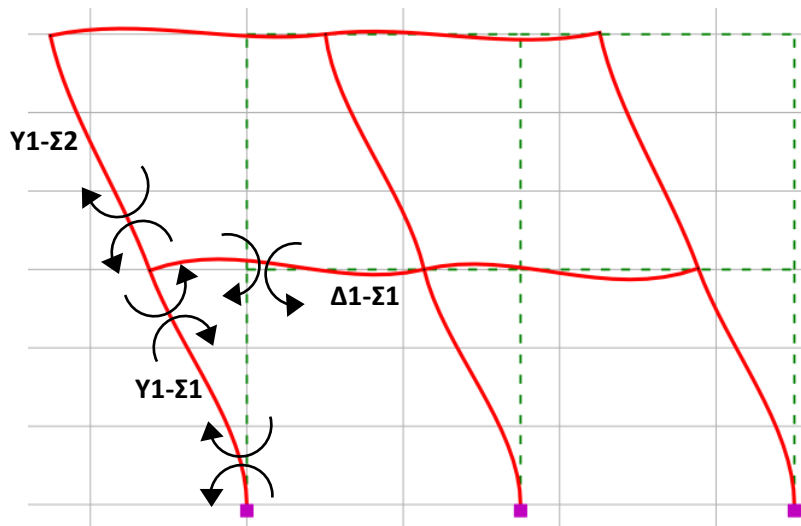
Σχήμα 8-32: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))

$$\text{Τότε } \Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc} = 79.2/252.2 = 0.314$$



Σχήμα 8-33: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από το κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -X, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ1-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, \text{left}} = 76.4 \text{ kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 76.4 \text{ kNm}$.



Σχήμα 8-34: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))

$$\text{Τότε } \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} = 76.4 / 252.2 = 0.303$$

Δυσμενέστερος είναι ο σεισμός +X με $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc} = 0.314 > 0.303$

* Ε Λ Ε Γ Χ Ο Σ Δ Ι Α Τ Μ Η Σ Η Σ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ VCD:

$v_{Rd} = 1.40$ $V_{CD} = v_{Rd} * (\min_factor, κεφ * MR_{d, κεφ} + \min_factor, ποδ * MR_{d, ποδ}) / L$ - ΚΑΝ.ΕΠΕ. 9.3.2.β i)

ΕΠΙΠΕΔΟ ΕΛΕΓΧΟΥ 1-2:

$\min_factor, κεφ = 0.314$

$\min_factor, ποδ = 1.000$

MAX.: $MR_{d3, κεφ} = 159.9$ $MR_{d3, ποδ} = 161.0$ $L2 = 2.50$ $VCD_MAX = 118.3$

MIN.: $MR_{d3, κεφ} = -159.9$ $MR_{d3, ποδ} = -161.0$ $L2 = 2.50$ $VCD_MIN = -118.3$

-> $VCD = 118.3$

ΕΠΙΠΕΔΟ ΕΛΕΓΧΟΥ 1-3:

$\min_factor, κεφ = 0.331$

$\min_factor, ποδ = 1.000$

MAX.: $MR_{d2, κεφ} = 159.9$ $MR_{d2, ποδ} = 161.0$ $L3 = 2.50$ $VCD_MAX = 119.8$

MIN.: $MR_{d2, κεφ} = -159.9$ $MR_{d2, ποδ} = -161.0$ $L3 = 2.50$ $VCD_MIN = -119.8$

-> $VCD = 119.8$

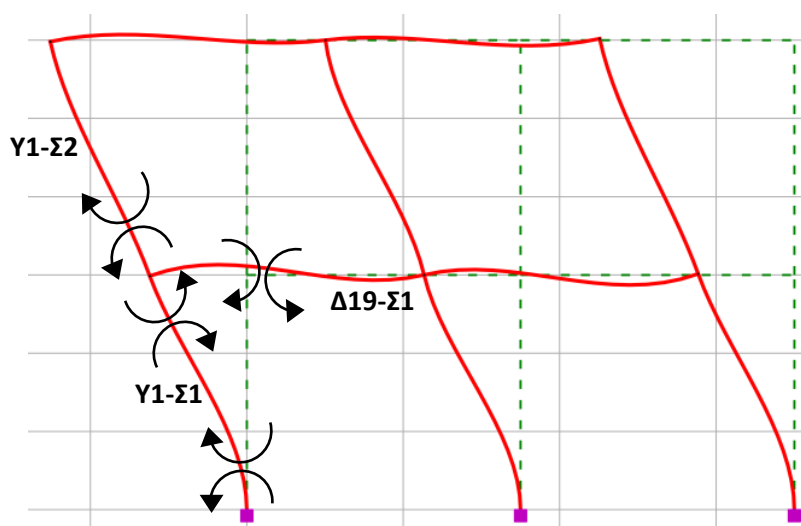
Σχήμα 8-35: Ικανοτική τέμνουσα υποστυλώματος Y1 του Ισογείου στη διεύθυνση X (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Οπότε για σεισμό X (τοπικός άξονας 2 των υποστυλωμάτων / επίπεδο 1-2), η ροπή $M_{i,d}$ που θα ληφθεί υπόψιν στην ικανοτική τέμνουσα (ΚΑΝΕΠΕ §9.3.2β)i) είναι $M_{c, κορυφή, d}^{1-2} = \gamma_{Rd} \cdot M_{RC, κορυφή} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}) = 1.40 \cdot 159.9 \cdot 0.314 = 70.292 \text{ kNm}$

Τελικά, η ικανοτική τέμνουσα προκύπτει $= (M_{c, πόδας, d}^{1-2} + M_{c, κορυφή, d}^{1-2}) / L_{καθ} = (225.4 + 70.292) / 2.50 = 118.30 \text{ kN}$ (η ίδια τιμή υπολογίζεται και από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ όπως φαίνεται στο Σχήμα 8-35) που είναι μικρότερη της αντοχής της ενισχυμένης διατομής σε τέμνουσα $V_{Rd, s}^{tot} = 125.06 \text{ kN}$, οπότε κρίνεται επάρκεια.

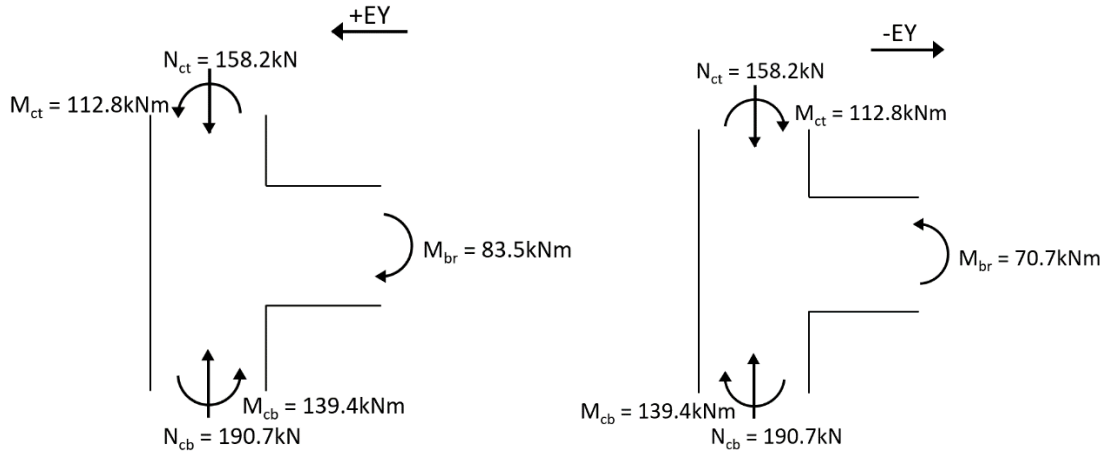
Συνεχίζοντας με τη διεύθυνση Y, υπάρχει μόνο η δοκός Δ19-Σ1 με $M_{Rb, left}^+ = 70.7 \text{ kNm}$ και $M_{Rb, left}^- = 83.5 \text{ kNm}$ στο αριστερό της άκρο.

Έστω ότι για σεισμό +Y, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^- = 83.5 \text{ kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 83.5 \text{ kNm}$



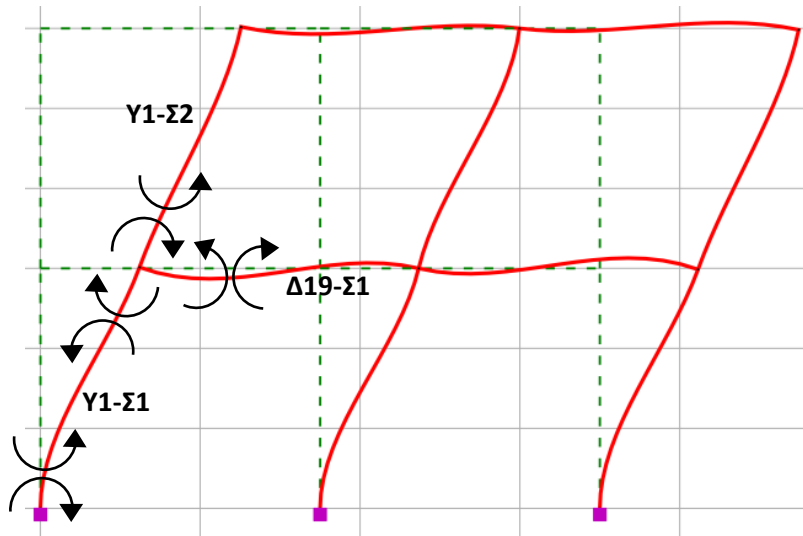
Σχήμα 8-36: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))

Τότε $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc} = 83.5/252.2 = 0.331$



Σχήμα 8-37: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από το κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -Y, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, \text{left}}^+ = 70.7 \text{ kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 70.7 \text{ kNm}$



Σχήμα 8-38: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))

Τότε $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc} = 70.7/252.2 = 0.280$

Δυσμενέστερος είναι ο σεισμός +Y με $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc} = 0.331 > 0.280$

* Ε Λ Ε Γ Χ Ο Σ Δ Ι Α Τ Μ Η Σ Η Σ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ VCD:

$\gamma_{Rd} = 1.40$ $VCD = \gamma_{Rd} * (\min_factor, \kappa\epsilon\phi * MR_{d, \kappa\epsilon\phi} + \min_factor, \rho\omicron\delta * MR_{d, \rho\omicron\delta}) / L$ - ΚΑΝ.ΕΠΕ. 9.3.2.β i)

ΕΠΙΠΕΔΟ ΕΛΕΓΧΟΥ 1-2:

$\min_factor, \kappa\epsilon\phi = 0.314$

$\min_factor, \rho\omicron\delta = 1.000$

MAX.: $MR_{d3, \kappa\epsilon\phi} = 159.9$ $MR_{d3, \rho\omicron\delta} = 161.0$ $L2 = 2.50$ $VCD_MAX = 118.3$

MIN.: $MR_{d3, \kappa\epsilon\phi} = -159.9$ $MR_{d3, \rho\omicron\delta} = -161.0$ $L2 = 2.50$ $VCD_MIN = -118.3$

-> $VCD = 118.3$

ΕΠΙΠΕΔΟ ΕΛΕΓΧΟΥ 1-3:

$\min_factor, \kappa\epsilon\phi = 0.331$

$\min_factor, \rho\omicron\delta = 1.000$

MAX.: $MR_{d2, \kappa\epsilon\phi} = 159.9$ $MR_{d2, \rho\omicron\delta} = 161.0$ $L3 = 2.50$ $VCD_MAX = 119.8$

MIN.: $MR_{d2, \kappa\epsilon\phi} = -159.9$ $MR_{d2, \rho\omicron\delta} = -161.0$ $L3 = 2.50$ $VCD_MIN = -119.8$

-> $VCD = 119.8$

Σχήμα 8-39: Ικανοτική τέμνουσα υποστυλώματος Υ1 του Ισογείου στη διεύθυνση Υ (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Οπότε για σεισμό Υ, η ροπή $M_{i,d}$ που θα ληφθεί υπόψιν στην ικανοτική τέμνουσα (ΚΑΝΕΠΕ §9.3.2βi)) είναι $M_{c, \kappa\omicron\rho\upsilon\phi\eta, d}^{1-3} = \gamma_{Rd} \cdot M_{RC, \kappa\omicron\rho\upsilon\phi\eta} \cdot \min(1, \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}) = 1.40 \cdot 159.9 \cdot 0.331 = 74.098 \text{ kNm}$

Τελικά, η ικανοτική τέμνουσα προκύπτει $= (M_{c, \rho\omicron\delta\alpha\varsigma, d}^{1-3} + M_{c, \kappa\omicron\rho\upsilon\phi\eta, d}^{1-3}) / L_{\kappa\alpha\theta} = (225.4 + 74.098) / 2.50 = 119.80 \text{ kN}$ (η ίδια τιμή υπολογίζεται και από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ όπως φαίνεται στο Σχήμα 8-39) που είναι μικρότερη της αντοχής της ενισχυμένης διατομής σε τέμνουσα $V_{Rd, s}^{tot} = 125.06 \text{ kN}$, οπότε κρίνεται επάρκεια.

9 ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

9.1 ΥΛΙΚΑ – Σ.Α.Δ. – ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

9.1.1 Υφιστάμενα και Προστιθέμενα Υλικά

Για το σκυρόδεμα και τον χάλυβα οπλισμών των υφιστάμενων δομικών στοιχείων παραμένουν αυτά που αναφέρονται στην ενότητα 5.3.3 και είναι σκυρόδεμα B160 και χάλυβας S220 για τους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς. Όσον αφορά τα προστιθέμενα υλικά, αυτά είναι χάλυβας S235 (αντίστοιχος του δομικού χάλυβα που χρησιμοποιείται στις μεταλλικές κατασκευές) και ινοπλισμένο πολυμερές (ΙΟΠ) με ίνες άνθρακα.

9.1.2 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

Ισχύουν όσα αναφέρονται στην υποενότητα 6.1.2.

9.1.3 Συντελεστές Ασφαλείας

Ισχύουν όσα αναφέρονται στην υποενότητα 6.1.3 και ενότητα 7.2.

9.1.4 Τιμές Αντοχών Σχεδιασμού Υφιστάμενων και Προστιθέμενων Υλικών

Ισχύουν όσα αναφέρονται στην υποενότητα 6.1.4. Για τις τιμές αντοχών σχεδιασμού των προστιθέμενων υλικών ακολουθούνται οι αντίστοιχες διατάξεις του ΚΑΝΕΠΕ ανάλογα με τον τύπο της ενίσχυσης που μελετάται.

9.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

Στην υποενότητα 9.2.1 δίνονται τα ιδιομορφικά μεγέθη με τις ενεργές δυσκαμψίες των μελών και στην υποενότητα 9.2.2 με ποσοστό των αρηγμάτων διατομών – σταδίου Ι. Ταυτόχρονα, όμως, λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά των γωνιακών σιδηροδοκών των μεταλλικών κλωβών.

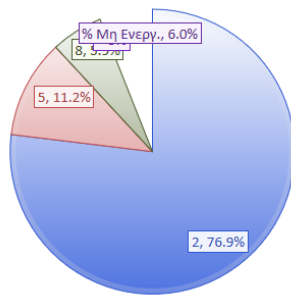
9.2.1 Ελαστική Ιδιομορφική Ανάλυση Ενισχυμένου Φορέα με Ενεργές Δυσκαμψίες (μεθόδου m)

Πρώτα, εξασφαλίζεται ότι ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη είναι ικανός ώστε να ταλαντώνεται περισσότερο του 90% της συνολικής μάζας στις 2 διευθύνσεις. Για να επιτευχθεί αυτό, χρειάζεται να ληφθούν υπόψη 8 ιδιομορφές, όπως φαίνεται στο Σχήμα 9-1:

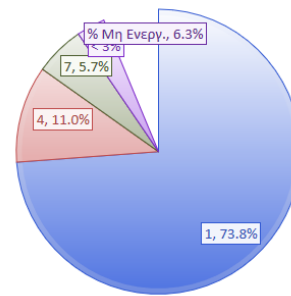
Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας Σm (%) για Ιδιομορφική Ανάλυση με 8 Ιδιομορφές

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ				ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ			
ΘΜ1	ΘΜ2	ΘΜ3	ΘΜ4	ΘΜ1	ΘΜ2	ΘΜ3	ΘΜ4
94.0	94.0	93.9	93.8	93.7	93.7	93.9	93.9

% Ενεργοποιούμενης Μάζας ανά Ιδιομορφή | Δx | Θ.Μ.1



% Ενεργοποιούμενης Μάζας ανά Ιδιομορφή | Δy | Θ.Μ.1



Σχήμα 9-1: Ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας για Ιδιομορφική Ανάλυση (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Σ' αυτήν την υποενότητα, θα παρουσιαστούν τα ιδιομορφικά μεγέθη με ενεργές δυσκαμψίες των μελών, τα οποία τείνουν να δώσουν την εικόνα της ρηγματωμένης κατάστασης (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.3). Για τα υποστυλώματα, που βασικά αυτά συνεισφέρουν στην πλευρική δυσκαμψία, οι τιμές της ενεργούς τους δυσκαμψίας υπολογίζονται πλέον κοντά στο 40% της αρηγμάτωσης διατομής σκυροδέματος μαζί με τους μεταλλικούς κλωβούς. Για το λόγο αυτό, προκύπτει επίσης εύκαμπτος φορέας, ωστόσο πιο δύσκαμπτος συγκριτικά με τον υφιστάμενο φορέα, μιας και οι μεταλλικοί κλωβοί προσδίδουν δυσκαμψία στο σύστημα, κάτι το οποίο φαίνεται και από τις ανελαστικές αναλύσεις. Ενδεικτικά $T_y = 1.666\text{sec}$ και $T_x = 1.623\text{sec}$ για τη θέση μάζας 1.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτηρίου																		
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητας				Φασματικές Επιταχύνσεις			Συντελεστές Συμμετοχής			Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας					
			T	f	ω	ω^2	ax	ay	az	v _x	v _y	v _z	m _x	m _y	m _z	Σm _x	Σm _y	Σm _z
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) ²]	[m/s ²]			[-]			[%]					
1	E1	No1	1.66641	0.60009	3.77050	14.21666	2.11971	2.11971		0.09852	-24.0265		0.001	73.819		0.001	73.819	
2		No2	1.62294	0.61616	3.87148	14.98833	2.17656	2.17656		24.52677	0.10398		76.925	0.001		76.926	73.820	
3		No3	1.26580	0.79001	4.96380	24.63927	2.79094	2.79094		-0.03867	4.71063		0.000	2.838		76.926	76.658	
4		No4	0.61224	1.63336	10.26268	105.32267	5.77520	5.77520		0.01134	-9.27513		0.000	11.001		76.926	87.659	
5		No5	0.59636	1.67683	10.53585	111.00404	5.92493	5.92493		-9.35085	-0.01253		11.181	0.000		88.107	87.659	
6		No6	0.46550	2.14821	13.49759	182.18503	7.06320	7.06320		-0.00439	1.78069		0.000	0.405		88.107	88.064	
7		No7	0.38048	2.62824	16.51374	272.70356	7.06320	7.06320		0.01292	-6.65220		0.000	5.659		88.107	93.723	
8		No8	0.37179	2.68969	16.89982	285.60381	7.06320	7.06320		-6.78178	-0.01272		5.881	0.000		93.989	93.723	
9	E2	No1	1.66645	0.60008	3.77040	14.21590	2.11965	2.11965		-0.10127	-24.0252		0.001	73.811		0.001	73.811	
10		No2	1.62294	0.61616	3.87148	14.98833	2.17656	2.17656		24.52675	-0.10669		76.925	0.001		76.926	73.812	
11		No3	1.26577	0.79003	4.96393	24.64061	2.79101	2.79101		-0.03858	-4.71749		0.000	2.846		76.926	76.658	
12		No4	0.61220	1.63346	10.26332	105.33579	5.77554	5.77554		-0.01166	-9.27584		0.000	11.003		76.926	87.661	
13		No5	0.59636	1.67683	10.53585	111.00404	5.92493	5.92493		9.35085	-0.01281		11.181	0.000		88.107	87.661	
14		No6	0.46553	2.14807	13.49675	182.16230	7.06320	7.06320		0.00439	1.77689		0.000	0.404		88.107	88.064	
15		No7	0.38048	2.62828	16.51394	272.71033	7.06320	7.06320		0.01365	6.65240		0.000	5.659		88.107	93.723	
16		No8	0.37179	2.68969	16.89982	285.60381	7.06320	7.06320		6.78177	-0.01344		5.881	0.000		93.989	93.723	
17	E3	No1	1.64396	0.60829	3.82199	14.60761	2.14845	2.14845		0.01650	-24.4850		0.000	76.663		0.000	76.663	
18		No2	1.63607	0.61122	3.84041	14.74877	2.15900	2.15900		24.22807	0.01728		75.063	0.000		75.063	76.663	
19		No3	1.26766	0.78886	4.95654	24.56724	2.78691	2.78691		3.81570	-0.00393		1.862	0.000		76.924	76.663	
20		No4	0.60392	1.65585	10.40402	108.24369	5.85051	5.85051		-0.02864	-9.44834		0.000	11.416		76.925	88.079	
21		No5	0.60128	1.66313	10.44974	109.19710	5.87444	5.87444		9.23827	-0.02963		10.914	0.000		87.838	88.079	
22		No6	0.46617	2.14514	13.47834	181.66568	7.06320	7.06320		-1.43131	-0.00231		0.262	0.000		88.100	88.079	
23		No7	0.37529	2.66458	16.74205	280.29617	7.06320	7.06320		-0.02421	-6.76902		0.000	5.859		88.100	93.938	
24		No8	0.37482	2.66797	16.76335	281.00990	7.06320	7.06320		6.70591	-0.02452		5.750	0.000		93.851	93.938	
25	E4	No1	1.64396	0.60829	3.82199	14.60761	2.14845	2.14845		-0.03469	-24.4849		0.000	76.663		0.000	76.663	
26		No2	1.63662	0.61102	3.83912	14.73888	2.15826	2.15826		24.21682	-0.03570		74.993	0.000		74.993	76.663	
27		No3	1.26723	0.78912	4.95820	24.58371	2.78783	2.78783		-3.88583	-0.00386		1.931	0.000		76.924	76.663	
28		No4	0.60392	1.65585	10.40402	108.24369	5.85051	5.85051		0.02769	-9.44834		0.000	11.416		76.924	88.079	
29		No5	0.60134	1.66296	10.44866	109.17457	5.87388	5.87388		9.23639	0.02869		10.909	0.000		87.833	88.079	
30		No6	0.46612	2.14536	13.47971	181.70264	7.06320	7.06320		1.43921	-0.00231		0.265	0.000		88.098	88.079	
31		No7	0.37529	2.66458	16.74205	280.29617	7.06320	7.06320		0.01274	-6.76905		0.000	5.859		88.098	93.938	
32		No8	0.37487	2.66761	16.76109	280.93415	7.06320	7.06320		6.70595	0.01295		5.751	0.000		93.849	93.938	

Σχήμα 9-2: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με ενεργές δυσκαμψίες των μελών (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Περισσότερα αποτελέσματα που σχετίζονται με την ιδιομορφική ανάλυση αλλά και για περισσότερους γενικούς ελέγχους που επιβάλλει ο EN1998 βρίσκονται στο Παράρτημα Δ2.

9.2.2 Ελαστική Ιδιομορφική Ανάλυση Ενισχυμένου Φορέα με Δυσκαμψίες ως Ποσοστό των Αρηγμάτων Διατομών – Σταδίου Ι (μεθόδου q)

Σ' αυτήν την υποενότητα, θα παρουσιαστούν τα ιδιομορφικά μεγέθη με δυσκαμψίες ως ποσοστό των αρηγμάτων διατομών, εκείνων του σταδίου Ι. Αυτές οι τιμές δυσκαμψιών είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες ενεργές δυσκαμψίες της υποενότητας 9.2.1. Για το λόγο αυτό, προκύπτει πιο δύσκαμπτος φορέας, κάτι που φαίνεται από τις μικρότερες τιμές ιδιοπεριόδων κατά την ιδιομορφική ανάλυση, όπως αυτές φαίνονται στο Σχήμα 9-3. Ενδεικτικά $T_y = 0.830\text{sec}$ και $T_x = 0.808\text{sec}$ για τη θέση μάζας 1 και $T_y = 0.817\text{sec}$ και $T_x = 0.815\text{sec}$ για τη θέση μάζας 3, με τις θέσεις μάζας 1 και 3 να είναι εκείνες στις οποίες θα εφαρμοστούν οι κατανομές φόρτισης κατά τις ανελαστικές αναλύσεις Pushover για τις 2 κύριες διευθύνσεις X και Y. Μάλιστα, με αυτές τις τιμές ελαστικών ιδιοπεριόδων θα γίνει η εκτίμηση σε επόμενη ενότητα της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου T_e και τελικά της στοχευόμενης μετακίνησης.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτηρίου																		
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητες				Φασματικές Επταχύνσεις			Συντελεστές Συμμετοχής			Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας					
			T	f	ω	ω^2	a_x	a_y	a_z	v_x	v_y	v_z	m_x	m_y	m_z	Σm_x	Σm_y	Σm_z
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) ²]	[m/s ²]			[-]			[%]					
1	E1	No1	0.82968	1.20529	7.57304	57.35095	1.77515	1.77515		0.08351	-24.1406		0.001	74.522		0.001	74.522	
2		No2	0.80772	1.23805	7.77888	60.51100	1.82266	1.82266		24.74860	0.08895		78.323	0.001		78.323	74.523	
3		No3	0.64599	1.54800	9.72640	94.60279	2.27896	2.27896		-0.03376	5.44357		0.000	3.789		78.324	78.312	
4		No4	0.30385	3.29112	20.67871	427.60925	2.94300	2.94300		0.01474	-9.34139		0.000	11.159		78.324	89.471	
5		No5	0.29681	3.36917	21.16914	448.13247	2.94300	2.94300		-9.52320	-0.01561		11.597	0.000		89.921	89.471	
6		No6	0.23499	4.25543	26.73768	714.90363	2.94300	2.94300		0.00391	-1.94459		0.000	0.484		89.921	89.955	
7		No7	0.19536	5.11881	32.16246	1034.42357	2.94300	2.94300		-0.01367	6.02919		0.000	4.648		89.921	94.603	
8		No8	0.19182	5.21335	32.75642	1072.98304	2.94300	2.94300		6.15596	0.01326		4.846	0.000		94.767	94.603	
9	E2	No1	0.82969	1.20528	7.57297	57.34982	1.77514	1.77514		-0.08682	-24.1397		0.001	74.516		0.001	74.516	
10		No2	0.80772	1.23805	7.77888	60.51101	1.82266	1.82266		24.74858	-0.09217		78.322	0.001		78.323	74.517	
11		No3	0.64599	1.54802	9.72650	94.60473	2.27899	2.27899		-0.03364	-5.44765		0.000	3.795		78.324	78.312	
12		No4	0.30383	3.29136	20.68021	427.67116	2.94300	2.94300		-0.01502	-9.34256		0.000	11.161		78.324	89.474	
13		No5	0.29681	3.36917	21.16914	448.13247	2.94300	2.94300		9.52320	-0.01586		11.597	0.000		89.921	89.474	
14		No6	0.23501	4.25513	26.73576	714.80061	2.94300	2.94300		0.00391	1.93881		0.000	0.481		89.921	89.954	
15		No7	0.19535	5.11890	32.16297	1034.45653	2.94300	2.94300		-0.01489	-6.02929		0.000	4.649		89.921	94.603	
16		No8	0.19182	5.21335	32.75642	1072.98303	2.94300	2.94300		-6.15596	0.01443		4.846	0.000		94.767	94.603	
17	E3	No1	0.81684	1.22423	7.69209	59.16821	1.80294	1.80294		0.00169	-24.7476		0.000	78.317		0.000	78.317	
18		No2	0.81528	1.22657	7.70677	59.39434	1.80631	1.80631		24.35060	0.00212		75.824	0.000		75.824	78.317	
19		No3	0.64744	1.54454	9.70462	94.17968	2.27350	2.27350		4.41968	-0.00232		2.498	0.000		78.322	78.317	
20		No4	0.29945	3.33942	20.98220	440.25269	2.94300	2.94300		9.38536	0.31853		11.264	0.013		89.585	78.330	
21		No5	0.29932	3.34094	20.99175	440.65340	2.94300	2.94300		0.31373	-9.54549		0.013	11.652		89.598	89.981	
22		No6	0.23549	4.24652	26.68168	711.91179	2.94300	2.94300		-1.55126	-0.00346		0.308	0.000		89.906	89.981	
23		No7	0.19339	5.17082	32.48924	1055.55077	2.94300	2.94300		6.09489	0.00741		4.750	0.000		94.656	89.981	
24		No8	0.19260	5.19210	32.62296	1064.25729	2.94300	2.94300		0.00741	-6.12873		0.000	4.803		94.656	94.784	
25	E4	No1	0.81684	1.22423	7.69209	59.16821	1.80294	1.80294		-0.05735	-24.7475		0.000	78.316		0.000	78.316	
26		No2	0.81552	1.22622	7.70455	59.36002	1.80580	1.80580		24.33949	-0.05873		75.755	0.000		75.755	78.317	
27		No3	0.64726	1.54498	9.70742	94.23405	2.27420	2.27420		-4.47946	-0.00222		2.566	0.000		78.321	78.317	
28		No4	0.29949	3.33904	20.97980	440.15199	2.94300	2.94300		9.38581	-0.24618		11.265	0.008		89.586	78.324	
29		No5	0.29932	3.34094	20.99174	440.65329	2.94300	2.94300		-0.24256	-9.54763		0.008	11.657		89.593	89.981	
30		No6	0.23546	4.24699	26.68462	712.06917	2.94300	2.94300		1.55796	-0.00346		0.310	0.000		89.904	89.981	
31		No7	0.19342	5.17017	32.48513	1055.28386	2.94300	2.94300		6.09522	-0.00213		4.751	0.000		94.654	89.981	
32		No8	0.19260	5.19210	32.62296	1064.25728	2.94300	2.94300		-0.00219	-6.12873		0.000	4.803		94.654	94.784	

Σχήμα 9-3: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με δυσκαμψίες ως ποσοστό των αρηγματών διατομών – σταδίου I (ΡΑΦ ΤΟΛ)

9.3 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER ANALYSIS) ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

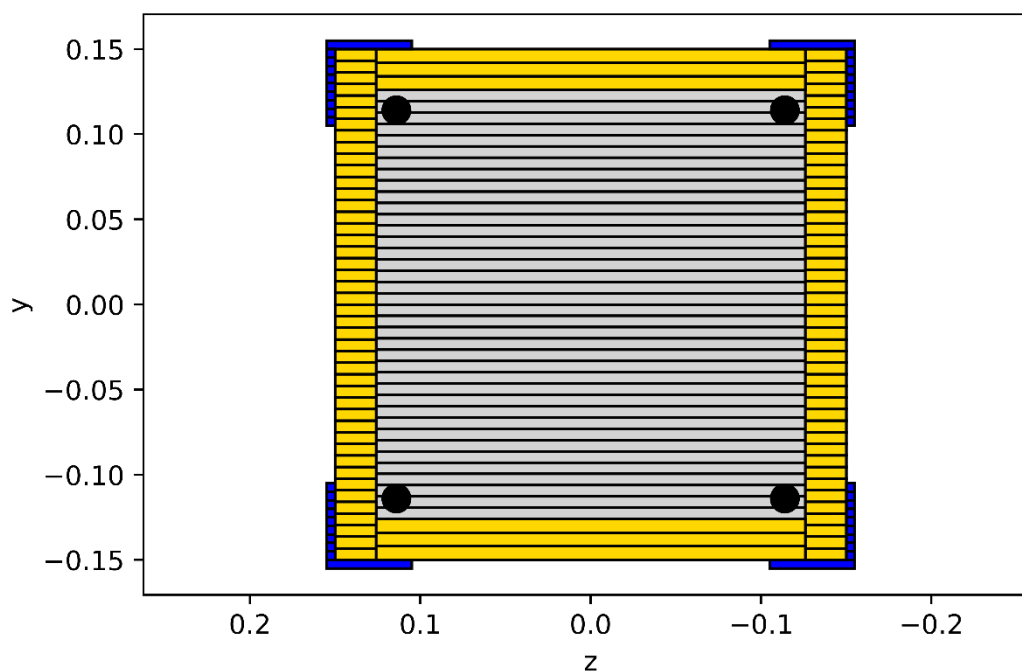
9.3.1 Παράμετροι Υπερωθητικής Ανάλυσης Ενισχυμένου Φορέα

Οι ανελαστικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν μέχρι τιμή μετακίνησης κορυφής 0.25m που αντιστοιχεί σε 1.67% H_{tot} (μεταξύ 1.50% και 2.00% του συνολικού ύψους του κτηρίου) και που υπερβαίνει εν γένει το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης (ΚΑΝΕΠΕ Σ§5.7.3.1). Οι κατανομές φόρτισης παραμένουν η «Ορθογωνική» και η «Ιδιομορφική» όπως στην περίπτωση του υφιστάμενου φορέα και ο κόμβος ελέγχου λαμβάνεται στο κέντρο μάζας του ανώτερου ορόφου του κτηρίου. Η αρχική εκτίμηση της τέμνουσας βάσης διαιρείται σε 50 βήματα, το μέγιστο πλήθος επαναλήψεων για τον προσδιορισμό των ελατηριακών σταθερών τίθεται σε 30 και το μέγιστο πλήθος βημάτων σε κάθε κύκλο υπερωθητικής ανάλυσης επιλέγεται σε 100. Λαμβάνονται υπόψιν φαινόμενα P-δ λόγω του εύκαμπτου συστήματος, ο μέγιστος συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου τίθεται στην τιμή 0.2 και ορίζεται μέγιστο ποσοστό σχετικής μετακίνησης ορόφου (drift) ως το 1.50% του ύψους του κάθε ορόφου. Επιλέγεται να μην τερματίζει η ανάλυση μετά από πιθανή υπέρβαση της διατμητικής αντοχής των μελών καθώς αυτή ελέγχεται από το χρήστη σε επόμενη φάση, κατά την επεξεργασία των αποτελεσμάτων. Τέλος, για τα υποστυλώματα λαμβάνεται πλέον υπόψιν η περισφιγξη, η οποία βασικά είναι σημαντική στα ενισχυμένα υποστυλώματα λόγω του μεταλλικού κλωβού και των οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων.

Μέθοδος Υπερωθητικής Ανάλυσης	
1η κατανομή τέμνουσας:	Ορθογώνια Κατανομή
Τύπος Φορέα (C2):	Φορέας Τύπου 1. Φορείς χαμηλής πλαστιμότητας
Κόμβος Ελέγχου Υπερωθητικής	Δ1-Σ5
2η κατανομή τέμνουσας:	Ιδιομορφική Κατανομή
Μέγιστο Πλήθος Βημάτων=	100 Βήματα
Μέγιστο Πλήθος Επαναλήψεων=	30 Επαναλήψεις
Εφαρμογή Τέμνουσας σε	50 Βήματα
Αξιολόγηση φαινομένων P-δ	NAI
Συνθήκες τερματισμού υπερωθητικής ανάλυσης	
Υπέρβαση διατμητικής αντοχής μελών	OXI
Στάθμη θ_{max} =	0.2
Κτήριο dt =	1.5 % $H_{ολ}$
Καμπύλη Αντίστασης - Προσδιορισμός Απαίτησης	
Μέθοδος διαγραμματοποίησης καμπύλης αντίστασης:	Ίσα Εμβαδά
Αντοχές μελών	
Επιρροή περιφέρειας Υποστυλιμάτων	NAI
Επιρροή περιφέρειας Τοικωμάτων	OXI
Επιρροή περιφέρειας Δοκών	OXI
Ολισθήση ράβδων οπλισμού	NAI
Υπολογισμός Ροπών-Καμπυλοτήτων με παρεμβολή	OXI

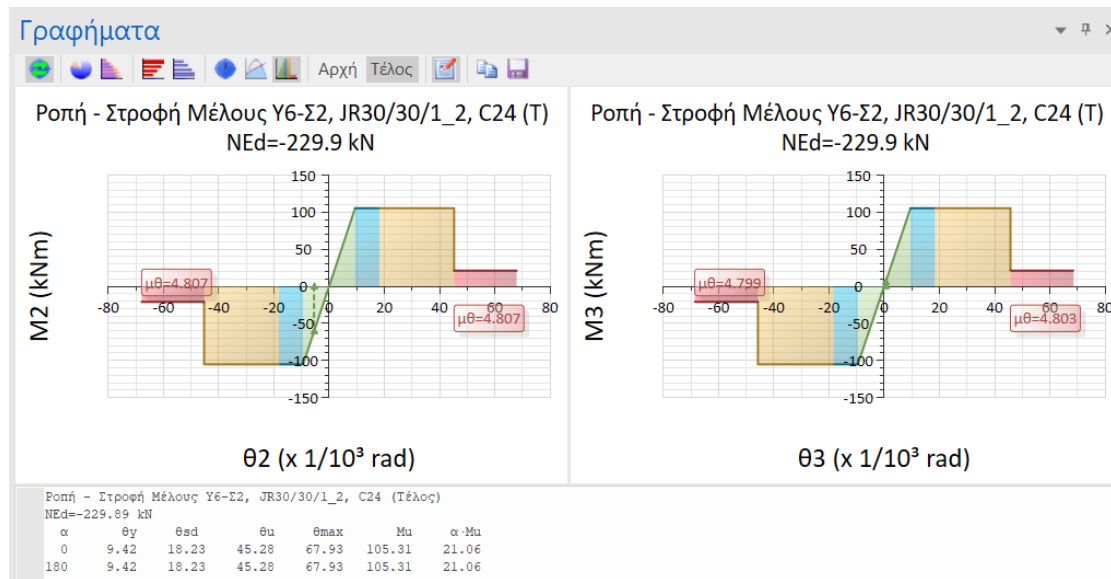
Σχήμα 9-4: Παράμετροι υπερωθητικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα (ΡΑΦ ΤΟΛ)

9.3.2 Διάγραμμα Ροπής – Γωνίας Στροφής Χορδής Μ-θ Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2



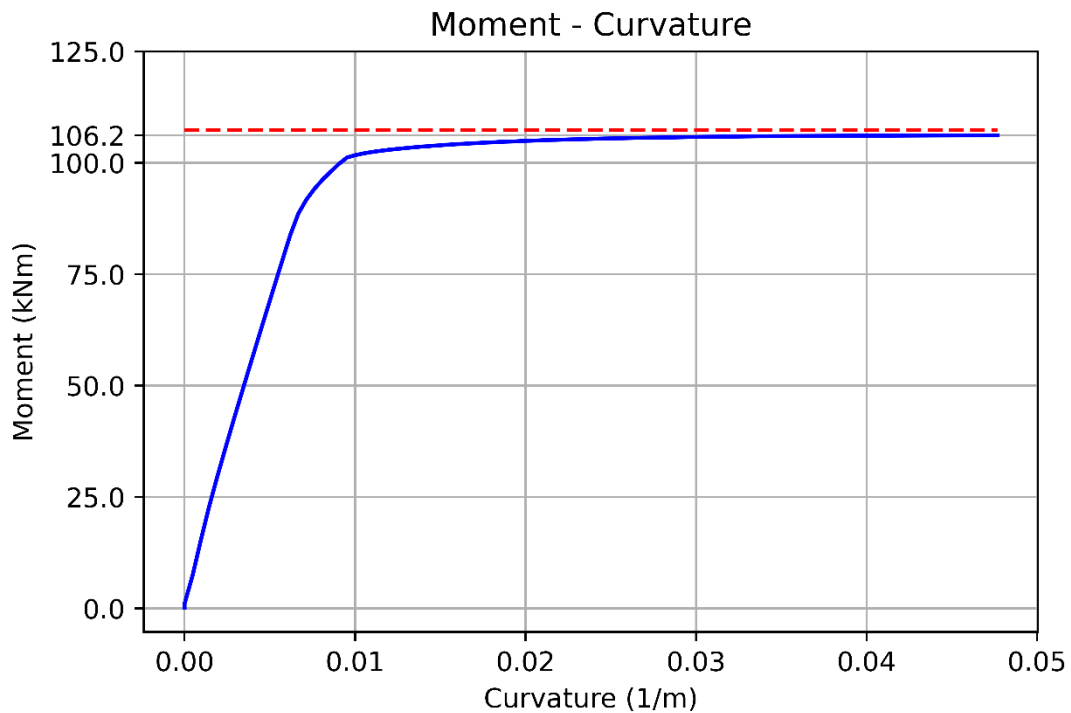
Σχήμα 9-5: Διατομή ενισχυμένου υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 (OpenSeesPy)

Το διάγραμμα Μ-θ που υπολογίζει το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ για το συγκεκριμένο ενισχυμένο υποστυλώμα και επίπεδο αξονικού θλιπτικού φορτίου $N=229.89\text{kN}$ φαίνεται στο Σχήμα 9-6:

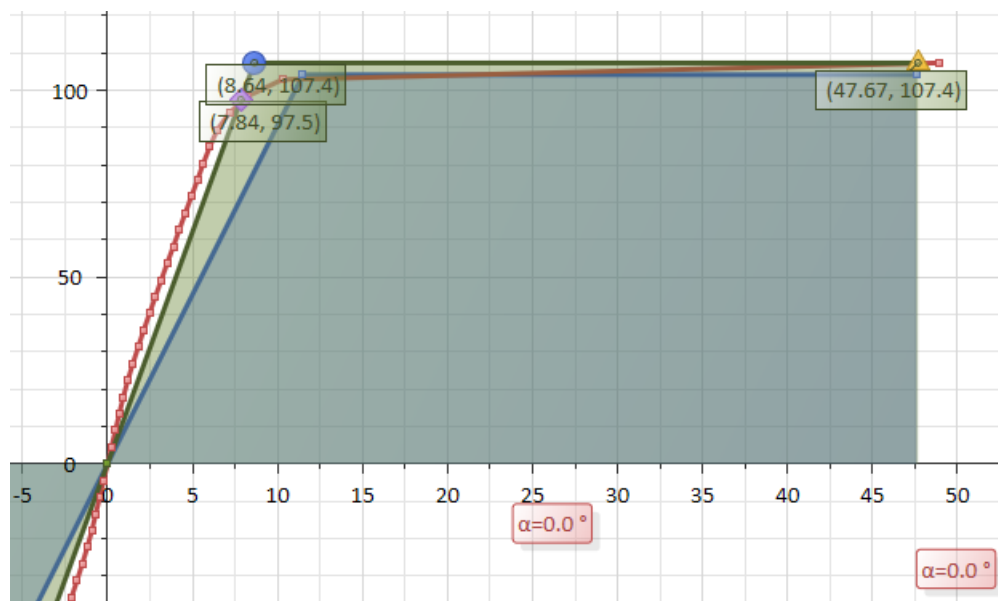


Σχήμα 9-6: Καμπύλη ροπής – γωνίας στροφής χορδής M-θ ενισχυμένου υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Από το διάγραμμα M-θ διακρίνεται η αισθητά μεγάλη πλαστιμότητα σε όρους γωνίας στροφής χορδής που ευνοείται βέβαια από το σχετικά μικρό επίπεδο αξονικού φορτίου. Η οριακή ροπή 105.31kNm μπορεί να επαληθευτεί από ανάλυση διατομής με OpenSees απ’ όπου προκύπτει 106.2kNm.



Σχήμα 9-7: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής ενισχυμένου υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 (OpenSeesPy)



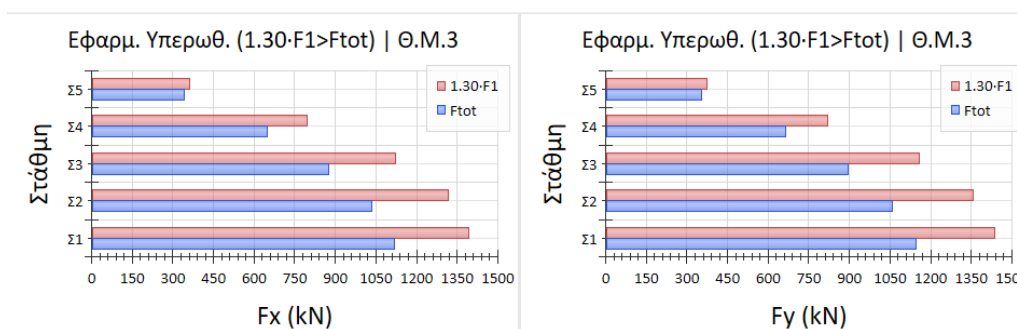
Σχήμα 9-8: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής ενισχυμένου υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Ο κώδικας OpenSeesPy που γράφθηκε για την παραγωγή του διαγράμματος M-κ για το συγκεκριμένο υποστυλώμα βρίσκεται στο Παράρτημα Γ4.

9.3.3 Έλεγχος Εφαρμοσιμότητας Pushover για τον Ενισχυμένο Φορέα

Σύμφωνα με την §5.7.2 του ΚΑΝΕΠΕ, συνίσταται να διασφαλίζονται «Ικανοποιητική» ΣΑΔ_Υ, ΣΑΔ_Γ και «Υψηλή» ΣΑΔ_Λ. Εδώ ικανοποιούνται τα 2 πρώτα κριτήρια, ενώ για τη ΣΑΔ_Λ των λεπτομερειών έχει υιοθετηθεί «Ικανοποιητική». Παρ’ όλα αυτά, δεν κρίνεται ως αυστηρό κριτήριο ώστε να εγκαταλειφθεί η ανάλυση Pushover ως μέθοδος αξιολόγησης της επάρκειας των ενισχύσεων. Ακόμη, για να είναι αξιόπιστα τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων Pushover, θα πρέπει να μην είναι σημαντική η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών. Από τα σχόλια της §5.7.2α, ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται με 2 διαδοχικές δυναμικές ελαστικές αναλύσεις. Αυτές πραγματοποιούνται αυτόματα από το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ και εξετάζεται η ισχύς του κριτηρίου $1.30F_1 > F_{tot}$ όπως φαίνεται στα Σχήματα 9-9 και 9-10 ώστε να εξασφαλιστεί ότι η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Πράγματι, για το ενισχυμένο κτίριο δεν είναι σημαντική η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών.

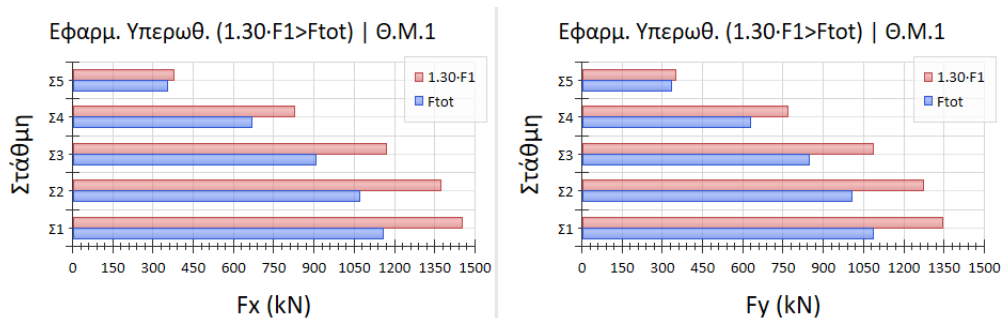
Για τις αναλύσεις Pushover με κύρια διεύθυνση την Χ (+Χ+0.30Υ):



Έλεγχος Εφαρμοσιμότητας Υπερωθητικής Ανάλυσης - ΚΑΝ.ΕΠΕ. 55.7.2(α)						
α/α	Θέση Μάζας	Διεύθυνση	Στάθμη	1.30·F1	Ftot	1.30·F1 > Ftot
				kN		
-	Κανονικό κτήριο με ένα μόνο διάφραγμα σε κάθε στάθμη. Η Υπερωθητική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί.					
-	Δεν υπάρχουν μεμονωμένες μάζες σε κόμβους. Η Υπερωθητική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί.					
1	3	x	Σ5	361.32	343.67	
2			Σ4	795.05	647.65	
3			Σ3	1123.31	875.70	
4			Σ2	1317.89	1036.11	
5			Σ1	1392.37	1119.22	
6		y	Σ5	372.85	352.47	
7			Σ4	820.07	663.39	
8			Σ3	1158.11	896.22	
9			Σ2	1358.71	1060.42	
10			Σ1	1435.47	1145.37	

Σχήμα 9-9: Έλεγχος εφαρμοσιμότητας υπερωθητικής ανάλυσης με κύρια διεύθυνση την X (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Για τις αναλύσεις Pushover με κύρια διεύθυνση την Y (+Y+0.30X):



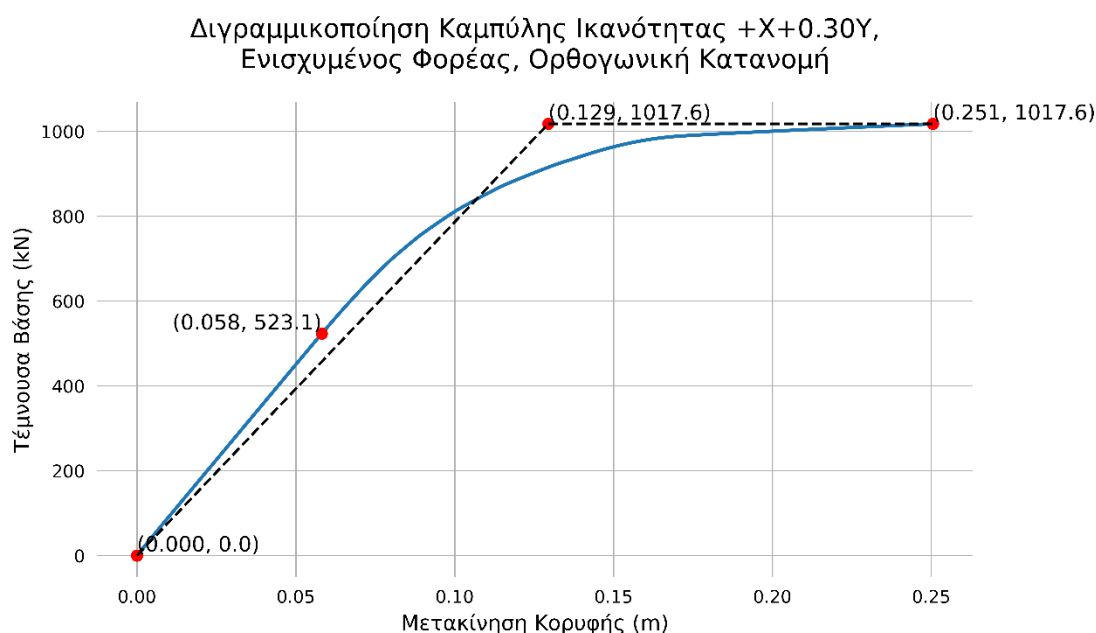
Έλεγχος Εφαρμοσιμότητας Υπερωθητικής Ανάλυσης - ΚΑΝ.ΕΠΕ. 55.7.2(α)						
α/α	Θέση Μάζας	Διεύθυνση	Στάθμη	1.30·F1	Ftot	1.30·F1 > Ftot
				kN		
-	Κανονικό κτήριο με ένα μόνο διάφραγμα σε κάθε στάθμη. Η Υπερωθητική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί.					
-	Δεν υπάρχουν μεμονωμένες μάζες σε κόμβους. Η Υπερωθητική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί.					
1	1	x	Σ5	376.72	354.90	
2			Σ4	828.84	669.63	
3			Σ3	1170.99	906.09	
4			Σ2	1373.71	1071.71	
5			Σ1	1451.28	1156.91	
6		y	Σ5	349.10	334.80	
7			Σ4	768.01	629.10	
8			Σ3	1084.76	848.88	
9			Σ2	1272.88	1005.01	
10			Σ1	1344.86	1086.67	

Σχήμα 9-10: Έλεγχος εφαρμοσιμότητας υπερωθητικής ανάλυσης με κύρια διεύθυνση την Y (ΡΑΦ ΤΟΛ)

9.3.4 Αποτελέσματα Ανελαστικών Αναλύσεων Pushover Ενισχυμένου Φορέα

Στην υποενότητα αυτή θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων Pushover που πραγματοποιήθηκαν στον υφιστάμενο φορέα. Συγκεκριμένα, θα γίνει διγραμμικοποίηση της καμπύλης Pushover, θα υπολογιστούν η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e και η αντίστοιχη ελαστική K_0 ώστε να προσδιοριστεί η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος T_e και από εκεί η στοχευόμενη μετακίνηση με τη μέθοδο των συντελεστών, όπως προτείνει ο ΚΑΝΕΠΕ στην §5.7.4.2. Σε επόμενο βήμα, αυτή η μετακίνηση θα συγκριθεί με την μετακίνηση ικανότητας του φορέα για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 με την οποία μελετάται και θα επαληθευτεί η επάρκεια του κτιρίου. Οι κατανομές φόρτισης που εφαρμόζονται είναι 2, όπως αναφέρεται και στην υποενότητα 6.4.1, η ορθογωνική και η ιδιομορφική, όπως και στην περίπτωση του υφιστάμενου φορέα.

Ενισχυμένος Φορέας, +X+0.30Y, Ορθογωνική Κατανομή



Σχήμα 9-11: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας +X+0.30Y ενισχυμένου φορέα με Ορθογωνική κατανομή (Python)

Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας γίνεται με κριτήριο να είναι ίσα τα εμβαδά που ορίζονται κάτω από την πραγματική και τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη. Το εμβαδόν αυτό, υπολογισμένο με βάση την πραγματική καμπύλη ικανότητας είναι 189.07. Η σχέση υπολογισμού του εμβαδού με βάση τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας (και θεωρώντας μηδενική κράτυνση, άρα $V_y = V_u = 1017.6\text{kN}$) είναι:

$$E = 0.5V_y\delta_y + V_u(\delta_u - \delta_y) = 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y + V_u \cdot (\delta_u - \delta_y) = 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y + V_u \cdot \delta_u - V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - (1 - 0.5) \cdot V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - 0.50 \cdot V_u \cdot \delta_y$$

και λύνοντας ως προς δ_y : $E = V_u \cdot \delta_u - 0.50 \cdot V_u \cdot \delta_y$
 $\rightarrow 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - E \rightarrow \delta_y = 2 \cdot (V_u \cdot \delta_u - E) / V_u$

όπου για $\delta_u = 0.25052\text{m} \approx 0.25\text{m}$, $V_u = 1017.6\text{kN}$ και $E = 189.07$ είναι $\delta_y = 2 \cdot (0.25052 \cdot 1017.6 - 189.07) / 1017.6 = 0.129\text{m}$ και έτσι υπολογίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία ως $K_e = V_y / \delta_y = 1017.628 / 0.129455 = 7861\text{kN/m}$.

Η πρώτη διαρροή μέλους εμφανίζεται για $\delta_0 = 0.058\text{m}$ και τέμνουσα βάσης $V_0 = 523.1\text{kN}$ (βλ. πραγματική καμπύλη ικανότητας) και έτσι υπολογίζεται η ελαστική πλευρική δυσκαμψία ως $K_0 = 523.1361 / 0.0581584 = 8995\text{kN/m}$.

Για ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο στη διεύθυνση X ίση με $T = 0.808\text{sec}$, η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από τη σχέση Σ5.5 του ΚΑΝΕΠΕ ως:

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

όπου για $T = 0.808\text{sec}$, $K_0 = 8995\text{kN/m}$ και $K_e = 7861\text{kN/m}$ προκύπτει $T_e = 0.864\text{ sec}$.

Στοχευόμενη μετακίνηση με εφαρμογή της μεθόδου των συντελεστών (σχέση Σ5.6 στα σχόλια της §5.7.4.2):

$C_0 = 1.40$ για 5ώροφο κτίριο,

$C_1 = 1.00$ για $T_e = 0.864\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$,

$C_2 = 1.20$ για $T_e = 0.864\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$, φορέα τύπου 1 (φορείς χαμηλής πλαστιμότητας ως κτίριο του 1960 και πριν το 1985) και στάθμη επιτελεστικότητας Γ ,

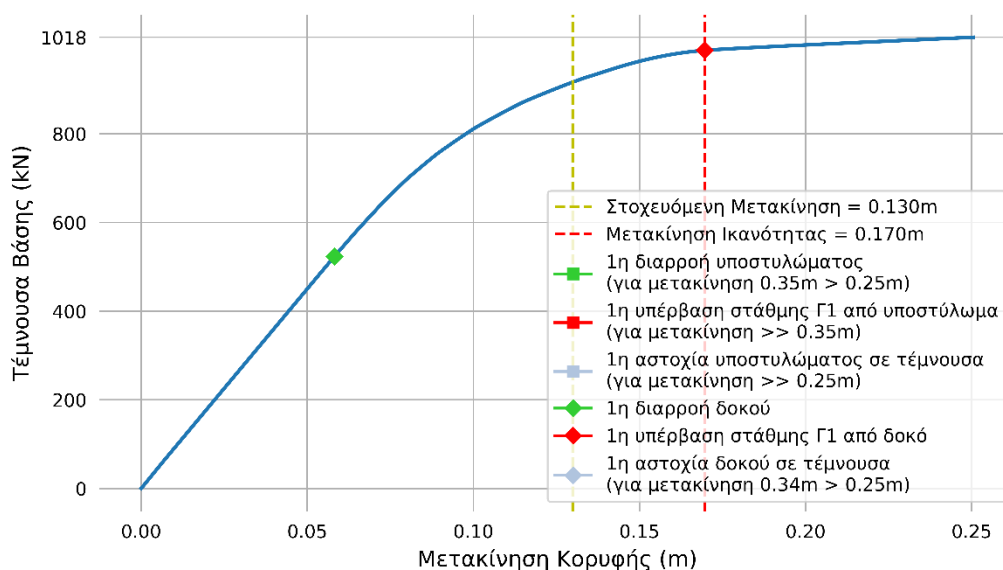
$C_3 = 1.00$ για $\theta < 0.10$,

για $T_e = 0.864\text{sec}$, ο όρος $T_e^2 / 4\pi^2$ προκύπτει 0.01891 ,

από το ελαστικό φάσμα του EN1998-1 για έδαφος B ($S = 1.20$, $T_c = 0.50$), ζώνη II και σπουδαιότητα συνήθη ($a_g = 0.24g$) και για περίοδο $T_e = 0.864\text{sec}$, η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση προκύπτει $S_e(T) = 4.0875\text{m/sec}^2$.

Από τα παραπάνω, η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται ως: $\delta_t = 0.130\text{m}$. Η τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης προκύπτει μικρότερη από την ικανότητα του κτιρίου για $\delta = 0.170\text{m}$, οπότε κρίνεται ικανή η ενισχυμένη κατασκευή για αυτήν την κατανομή φόρτισης.

Καμπύλη Ικανότητας +X+0.30Y, Ενισχυμένος Φορέας, Ορθογωνική Κατανομή



Σχήμα 9-12: Καμπύλη ικανότητας +X+0.30Y ενισχυμένου φορέα με Ορθογωνική κατανομή (Python)

1^η διαρροή δοκού στο βήμα 10 για 58.158mm, η Δ9-Σ1 με $\theta = \theta_y$,

1^η διαρροή υποστυλώματος: δεν παρατηρείται, ενώ στο τελευταίο βήμα της επίλυσης για 337.641mm υπάρχει το Υ11-Σ2 με 97.7% της θ_y του, άρα δεν την έχει υπερβεί,

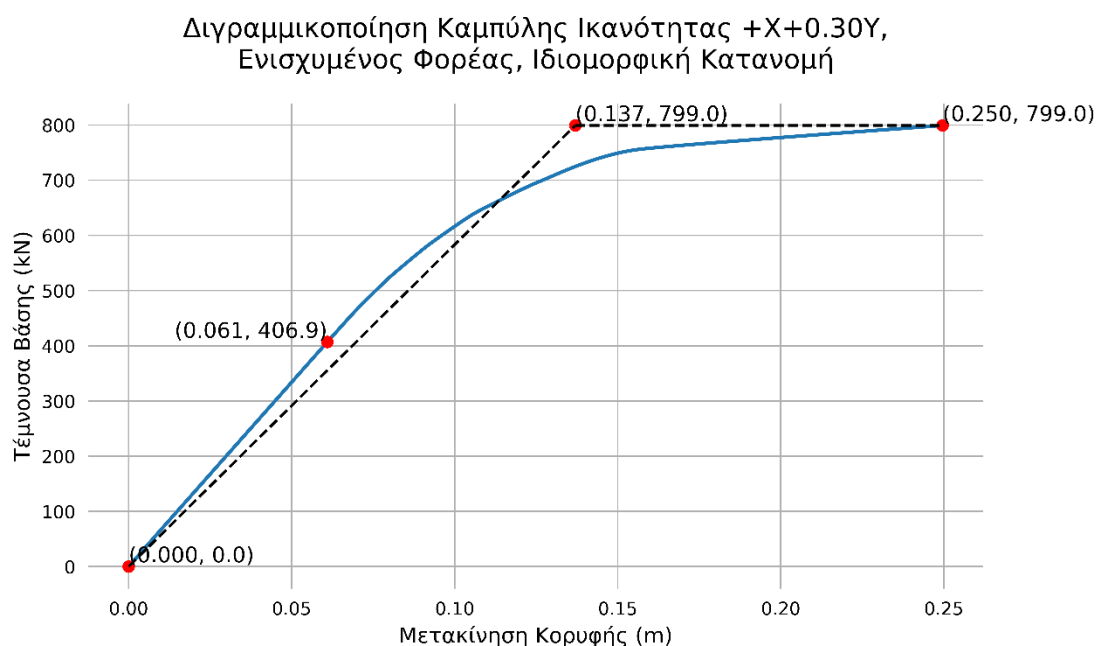
1^η υπέρβαση Γ1 από υποστυλώμα: δεν παρατηρείται εφόσον δεν παρατηρείται ούτε διαρροή,

1^η υπέρβαση Γ1 από δοκό στο βήμα 18 για 169.627mm, η Δ9-Σ2 με $\theta = 1.092\theta_r \approx \theta_r$,

1^η αστοχία υποστυλώματος: δεν παρατηρείται

1^η αστοχία δοκού σε τέμνουσα στο βήμα 19 για 337.641mm, η Δ7-Σ4 με $CR = 1.02 \approx 1$.

Ενισχυμένος Φορέας, +X+0.30Υ, Ιδιομορφική Κατανομή



Σχήμα 9-13: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας +X+0.30Υ ενισχυμένου φορέα με Ιδιομορφική κατανομή (Python)

Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας γίνεται με κριτήριο να είναι ίσα τα εμβαδά που ορίζονται κάτω από την πραγματική και τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη. Το εμβαδόν αυτό, υπολογισμένο με βάση την πραγματική καμπύλη ικανότητας είναι 144.73. Η σχέση υπολογισμού του εμβαδού με βάση τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας (και θεωρώντας μηδενική κράτυνση, άρα $V_y = V_u = 799\text{kN}$) είναι:

$$E = 0.5V_y\delta_y + V_u(\delta_u - \delta_y) = 0.5\cdot V_u\cdot\delta_y + V_u\cdot(\delta_u - \delta_y) = 0.5\cdot V_u\cdot\delta_y + V_u\cdot\delta_u - V_u\cdot\delta_y = V_u\cdot\delta_u - (1 - 0.5)\cdot V_u\cdot\delta_y = V_u\cdot\delta_u - 0.50\cdot V_u\cdot\delta_y \text{ και λύνοντας ως προς } \delta_y: E = V_u\cdot\delta_u - 0.50\cdot V_u\cdot\delta_y \rightarrow 0.5\cdot V_u\cdot\delta_y = V_u\cdot\delta_u - E \rightarrow \delta_y = 2\cdot(V_u\cdot\delta_u - E)/V_u,$$

όπου για $\delta_u = 0.24964\text{m} \approx 0.25\text{m}$, $V_u = 799\text{kN}$ και $E = 144.73$ είναι $\delta_y = 2\cdot(0.24964\cdot 799 - 144.73)/799 = 0.137\text{m}$ και έτσι υπολογίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία ως $K_e = V_y/\delta_y = 798.9873/0.137 = 5833\text{kN/m}$.

Η πρώτη διαρροή μέλους εμφανίζεται για $\delta_0 = 0.061\text{m}$ και τέμνουσα βάσης $V_0 = 406.9\text{kN}$ (βλ. πραγματική καμπύλη ικανότητας) και έτσι υπολογίζεται η ελαστική πλευρική δυσκαμψία ως $K_0 = 406.8839/0.0609297 = 6678\text{kN/m}$.

Για ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο στη διεύθυνση X ίση με $T=0.808\text{sec}$, η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από τη σχέση Σ5.5 του ΚΑΝΕΠΕ ως:

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

όπου για $T=0.808\text{sec}$, $K_0 = 6678\text{kN/m}$ και $K_e = 5833\text{kN/m}$ προκύπτει $T_e = 0.865\text{ sec}$.

Στοχευόμενη μετακίνηση με εφαρμογή της μεθόδου των συντελεστών (σχέση Σ5.6 στα σχόλια της §5.7.4.2):

$C_0 = 1.40$ για 5ώροφο κτίριο,

$C_1 = 1.00$ για $T_e = 0.865\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$,

$C_2 = 1.20$ για $T_e = 0.865\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$, φορέα τύπου 1 (φορείς χαμηλής πλαστιμότητας ως κτίριο του 1960 και πριν το 1985) και στάθμη επιτελεστικότητας Γ ,

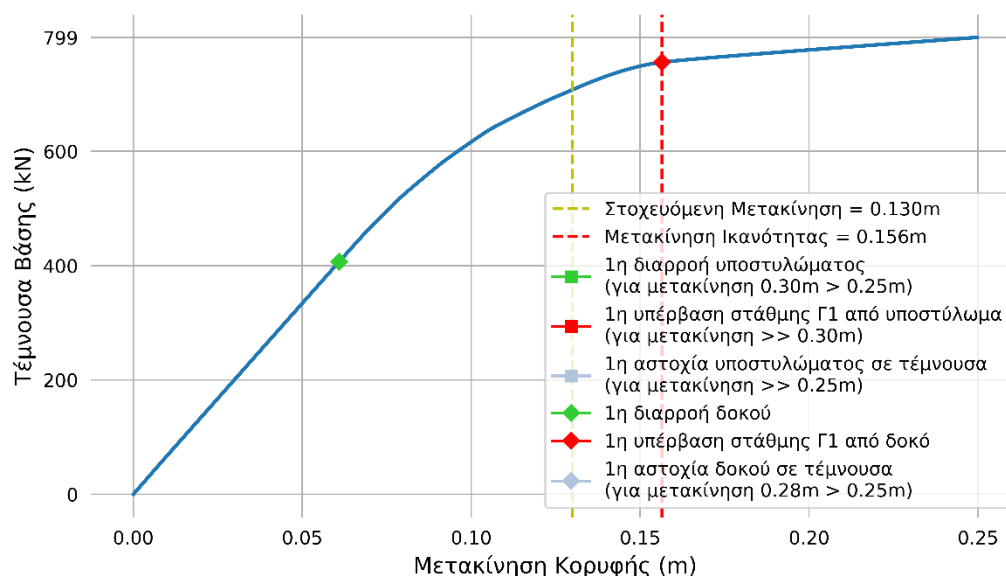
$C_3 = 1.00$ για $\theta < 0.10$,

για $T_e = 0.865\text{sec}$, ο όρος $T_e^2/4\pi^2$ προκύπτει 0.01895,

από το ελαστικό φάσμα του EN1998-1 για έδαφος B ($S = 1.20$, $T_c = 0.50$), ζώνη II και σπουδαιότητα συνήθη ($a_g = 0.24g$) και για περίοδο $T_e = 0.865\text{sec}$, η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση προκύπτει $S_e(T) = 4.0828\text{m/sec}^2$.

Από τα παραπάνω, η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται ως: $\delta_t = 0.130\text{m}$. Η τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης προκύπτει μικρότερη από την ικανότητα του κτιρίου για $\delta = 0.156\text{m}$, οπότε κρίνεται ικανή η ενισχυμένη κατασκευή για αυτήν την κατανομή φόρτισης.

Καμπύλη Ικανότητας +X+0.30Y, Ενισχυμένος Φορέας, Ιδιομορφική Κατανομή



Σχήμα 9-14: Καμπύλη ικανότητας +X+0.30Y ενισχυμένου φορέα με Ιδιομορφική κατανομή (Python)

1^η διαρροή δοκού στο βήμα 8 για 60.930mm, η Δ1-Σ3 με $\theta = \theta_y$,

1^η διαρροή υποστυλώματος: δεν παρατηρείται, ενώ στο τελευταίο βήμα της επίλυσης για 283.791mm υπάρχει το Υ5-Σ4 με 93.3% της θ_y του, άρα δεν την έχει υπερβεί

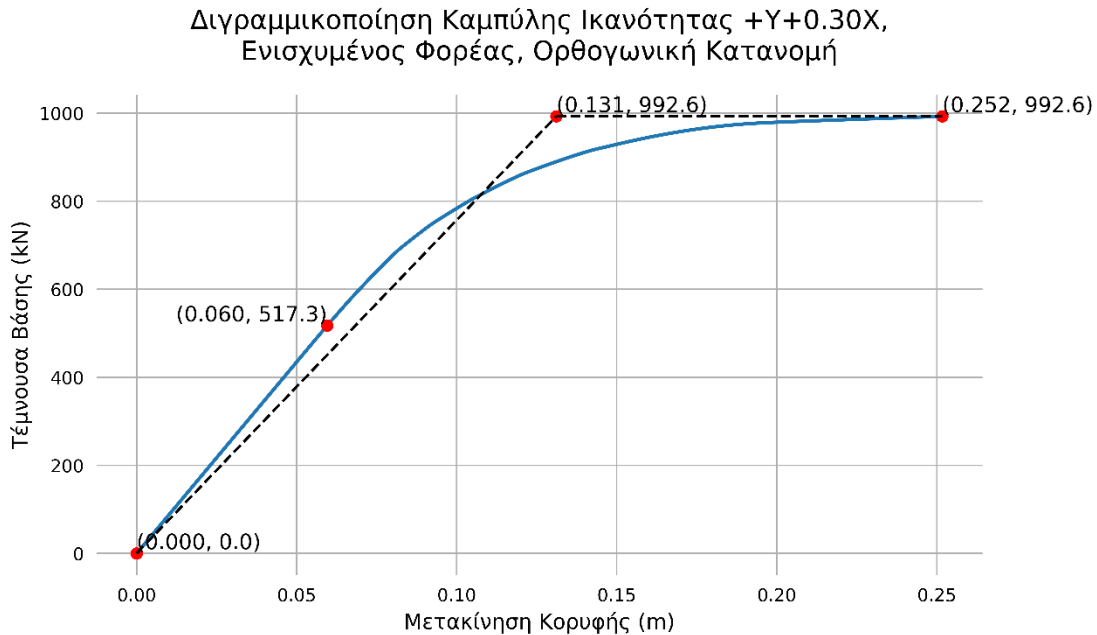
1^η υπέρβαση $\Gamma 1$ από υποστύλωμα: δεν παρατηρείται εφόσον δεν παρατηρείται ούτε διαρροή

1^η υπέρβαση $\Gamma 1$ από δοκό στο βήμα 14 για 156.399mm, η Δ8-Σ2 με $\theta = 0.999\theta_r \approx \theta_r$,

1^η αστοχία υποστυλώματος: δεν παρατηρείται

1^η αστοχία δοκού σε τέμνουσα στο βήμα 15 για 283.791mm, η Δ15-Σ4 με CR=1.03≈1.

Ενισχυμένος Φορέας, +Y+0.30X, Ορθογωνική Κατανομή



Σχήμα 9-15: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας +Y+0.30X ενισχυμένου φορέα με Ορθογωνική κατανομή (Python)

Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας γίνεται με κριτήριο να είναι ίσα τα εμβαδά που ορίζονται κάτω από την πραγματική και τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη. Το εμβαδόν αυτό, υπολογισμένο με βάση την πραγματική καμπύλη ικανότητας είναι 184.74. Η σχέση υπολογισμού του εμβαδού με βάση τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας (και θεωρώντας μηδενική κράτυνση, άρα $V_y = V_u = 992.6\text{kN}$) είναι:

$$E = 0.5V_y\delta_y + V_u(\delta_u - \delta_y) = 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y + V_u \cdot (\delta_u - \delta_y) = 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y + V_u \cdot \delta_u - V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - (1 - 0.5) \cdot V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - 0.50 \cdot V_u \cdot \delta_y \text{ και λύνοντας ως προς } \delta_y: E = V_u \cdot \delta_u - 0.50 \cdot V_u \cdot \delta_y \rightarrow 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - E \rightarrow \delta_y = 2 \cdot (V_u \cdot \delta_u - E) / V_u ,$$

όπου για $\delta_u = 0.25167\text{m} \approx 0.25\text{m}$, $V_u = 992.6\text{kN}$ και $E = 184.74$ είναι $\delta_y = 2 \cdot (0.25167 \cdot 992.6 - 184.74) / 992.6 = 0.131\text{m}$ και έτσι υπολογίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία ως $K_e = V_y / \delta_y = 992.5602 / 0.1311 = 7571\text{kN/m}$.

Η πρώτη διαρροή μέλους εμφανίζεται για $\delta_0 = 0.060\text{m}$ και τέμνουσα βάσης $V_0 = 517.3\text{kN}$ (βλ. πραγματική καμπύλη ικανότητας) και έτσι υπολογίζεται η ελαστική πλευρική δυσκαμψία ως $K_0 = 517.2989 / 0.0595208 = 8691\text{kN/m}$.

Για ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο στη διεύθυνση Y ίση με $T=0.817\text{sec}$, η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από τη σχέση Σ5.5 του ΚΑΝΕΠΕ ως:

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

όπου για $T=0.817\text{sec}$, $K_0 = 8691\text{kN/m}$ και $K_e = 7571\text{kN/m}$ προκύπτει $T_e = 0.875 \text{ sec}$.

Στοχευόμενη μετακίνηση με εφαρμογή της μεθόδου των συντελεστών (σχέση Σ5.6 στα σχόλια της §5.7.4.2):

$C_0 = 1.40$ για 5ώροφο κτίριο,

$C_1 = 1.00$ για $T_e = 0.875\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$,

$C_2 = 1.20$ για $T_e = 0.875\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$, φορέα τύπου 1 (φορείς χαμηλής πλαστιμότητας ως κτίριο του 1960 και πριν το 1985) και στάθμη επιτελεστικότητας Γ ,

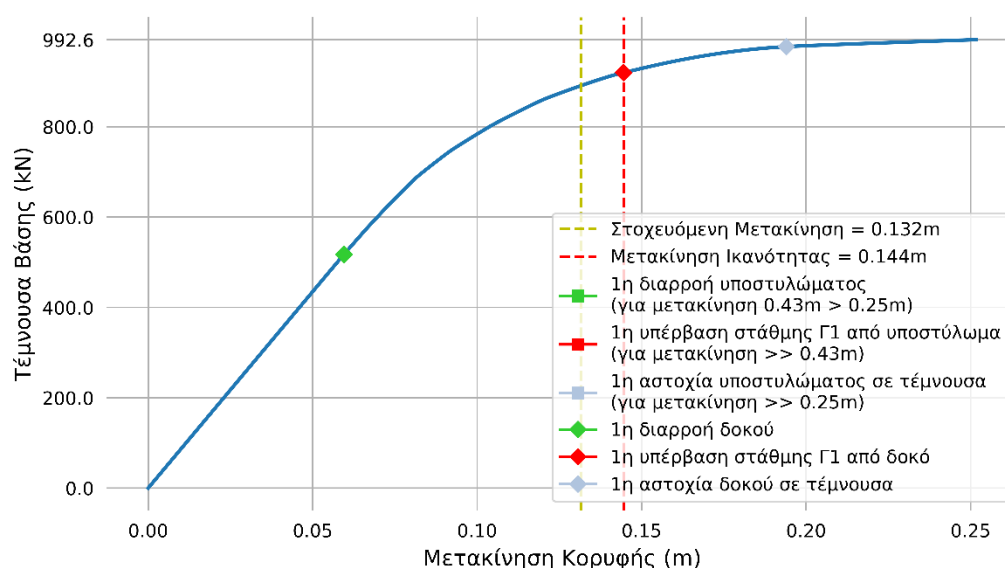
$C_3 = 1.00$ για $\theta < 0.10$,

για $T_e = 0.875\text{sec}$, ο όρος $T_e^2/4\pi^2$ προκύπτει 0.0194,

από το ελαστικό φάσμα του EN1998-1 για έδαφος Β ($S = 1.20$, $T_c = 0.50$), ζώνη ΙΙ και σπουδαιότητα συνήθη ($a_g = 0.24g$) και για περίοδο $T_e = 0.875\text{sec}$, η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση προκύπτει $S_e(T) = 4.0361\text{m/sec}^2$.

Από τα παραπάνω, η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται ως: $\delta_t = 0.132\text{m}$. Η τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης προκύπτει μικρότερη από την ικανότητα του κτιρίου για $\delta = 0.144\text{m}$, οπότε κρίνεται ικανή η ενισχυμένη κατασκευή για αυτήν την κατανομή φόρτισης.

Καμπύλη Ικανότητας +Y+0.30X, Ενισχυμένος Φορέας, Ορθογωνική Κατανομή



Σχήμα 9-16: Καμπύλη ικανότητας +Y+0.30X ενισχυμένου φορέα με Ορθογωνική κατανομή (Python)

1^η διαρροή δοκού στο βήμα 10 για 59.521mm, η Δ26-Σ1 με $\theta = \theta_y$,

1^η διαρροή υποστυλώματος: ~~δεν παρατηρείται~~, ενώ στο τελευταίο βήμα της επίλυσης για 434.968mm υπάρχουν τα Υ1-Σ1, Υ16-Σ1, Υ18-Σ1, Υ17-Σ2, Υ16-Σ2, Υ20-Σ2, Υ6-Σ4, Υ1-Σ4, Υ10-Σ4, Υ16-Σ4 με 99.0% της θ_y του που όμως πρακτικά σημαίνει υπέρβαση, άρα παρατηρείται στο βήμα 19 για 434.968mm με $\theta \approx \theta_y$,

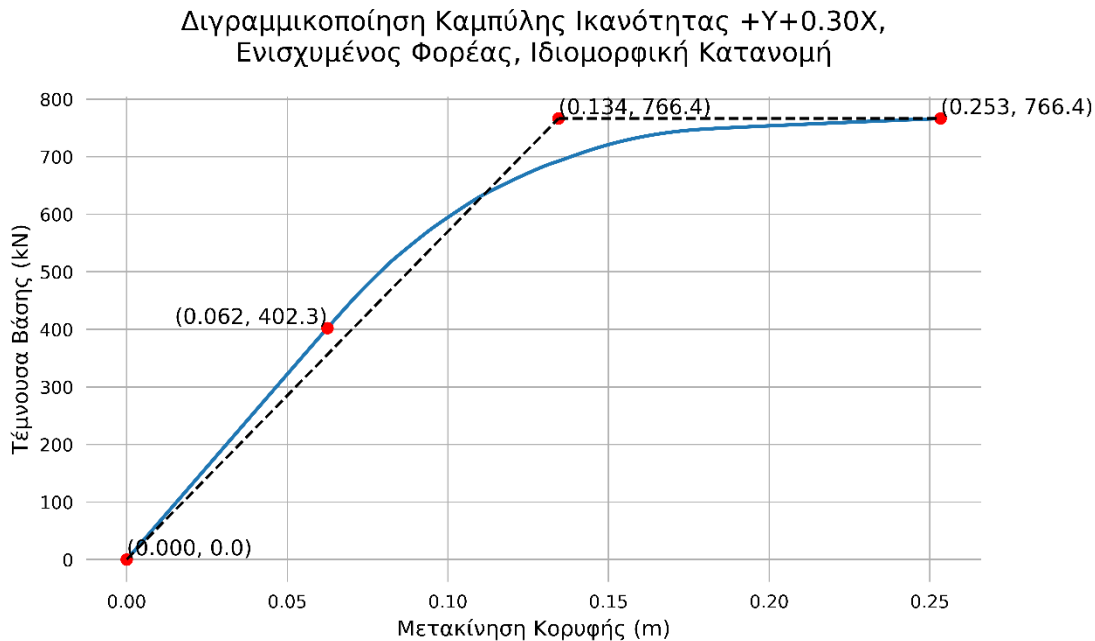
1^η υπέρβαση Γ1 από υποστυλώμα: δεν παρατηρείται

1^η υπέρβαση Γ1 από δοκό στο βήμα 17 για 144.482mm, η Δ22-Σ2 με $\theta=1.056\theta_r \approx \theta_r$,

1^η αστοχία υποστυλώματος: δεν παρατηρείται

1^η αστοχία δοκού σε τέμνουσα στο βήμα 18 για 193.949mm, η Δ18-Σ4 με $CR=0.96 \approx 1$.

Ενισχυμένος Φορέας, +Y+0.30X, Ιδιομορφική Κατανομή



Σχήμα 9-17: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας +Y+0.30X ενισχυμένου φορέα με Ιδιομορφική κατανομή (Python)

Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας γίνεται με κριτήριο να είναι ίσα τα εμβαδά που ορίζονται κάτω από την πραγματική και τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη. Το εμβαδόν αυτό, υπολογισμένο με βάση την πραγματική καμπύλη ικανότητας είναι 142.65. Η σχέση υπολογισμού του εμβαδού με βάση τη διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας (και θεωρώντας μηδενική κράτνυση, άρα $V_y = V_u = 766.4\text{kN}$) είναι:

$$E = 0.5V_y\delta_y + V_u(\delta_u - \delta_y) = 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y + V_u \cdot (\delta_u - \delta_y) = 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y + V_u \cdot \delta_u - V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - (1 - 0.5) \cdot V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - 0.50 \cdot V_u \cdot \delta_y \text{ και λύνοντας ως προς } \delta_y: E = V_u \cdot \delta_u - 0.50 \cdot V_u \cdot \delta_y \rightarrow 0.5 \cdot V_u \cdot \delta_y = V_u \cdot \delta_u - E \rightarrow \delta_y = 2 \cdot (V_u \cdot \delta_u - E) / V_u ,$$

όπου για $\delta_u = 0.25334\text{m} \approx 0.25\text{m}$, $V_u = 766.4\text{kN}$ και $E = 142.65$ είναι $\delta_y = 2 \cdot (0.25334 \cdot 766.4 - 142.65) / 766.4 = 0.134\text{m}$ και έτσι υπολογίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία ως $K_e = V_y / \delta_y = 766.361 / 0.1344 = 5702\text{kN/m}$.

Η πρώτη διαρροή μέλους εμφανίζεται για $\delta_0 = 0.062\text{m}$ και τέμνουσα βάσης $V_0 = 402.3\text{kN}$ (βλ. πραγματική καμπύλη ικανότητας) και έτσι υπολογίζεται η ελαστική πλευρική δυσκαμψία ως $K_0 = 402.3436 / 0.0624888 = 6439\text{kN/m}$.

Για ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο στη διεύθυνση Y ίση με $T=0.817\text{sec}$, η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από τη σχέση Σ5.5 του ΚΑΝΕΠΕ ως:

$$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

όπου για $T=0.817\text{sec}$, $K_0 = 6439\text{kN/m}$ και $K_e = 5702\text{kN/m}$ προκύπτει $T_e = 0.868 \text{ sec}$.

Στοχευόμενη μετακίνηση με εφαρμογή της μεθόδου των συντελεστών (σχέση Σ5.6 στα σχόλια της §5.7.4.2):

$C_0 = 1.40$ για 5ώροφο κτίριο,

$C_1 = 1.00$ για $T_e = 0.868\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$,

$C_2 = 1.20$ για $T_e = 0.868\text{sec} \geq T_c = 0.500\text{sec}$, φορέα τύπου 1 (φορείς χαμηλής πλαστιμότητας ως κτίριο του 1960 και πριν το 1985) και στάθμη επιτελεστικότητας Γ ,

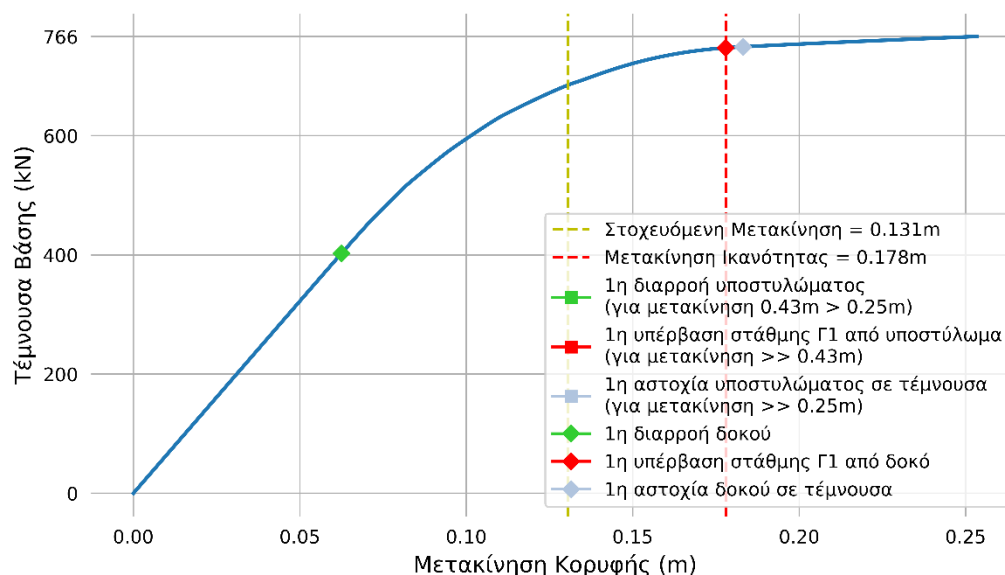
$C_3 = 1.00$ για $\theta < 0.10$,

για $T_e = 0.868\text{sec}$, ο όρος $T_e^2/4\pi^2$ προκύπτει 0.01909,

από το ελαστικό φάσμα του EN1998-1 για έδαφος B ($S = 1.20$, $T_c = 0.50$), ζώνη II και σπουδαιότητα συνήθη ($a_g = 0.24g$) και για περίοδο $T_e = 0.868\text{sec}$, η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση προκύπτει $S_e(T) = 4.0687\text{m/sec}^2$.

Από τα παραπάνω, η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται ως: $\delta_t = 0.131\text{m}$. Η τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης προκύπτει μικρότερη από την ικανότητα του κτιρίου για $\delta = 0.178\text{m}$, οπότε κρίνεται ικανή η ενισχυμένη κατασκευή για αυτήν την κατανομή φόρτισης.

Καμπύλη Ικανότητας +Y+0.30X, Ενισχυμένος Φορέας, Ιδιομορφική Κατανομή



Σχήμα 9-18: Καμπύλη ικανότητας +Y+0.30X ενισχυμένου φορέα με Ιδιομορφική κατανομή (Python)

1^η διαρροή δοκού στο βήμα 8 για 62.489mm, η Δ17-Σ2 με $\theta = \theta_y$,

1^η διαρροή υποστυλώματος: ~~δεν παρατηρείται~~, ενώ στο τελευταίο βήμα της επίλυσης για 426.905mm υπάρχουν τα Υ11-Σ2, Υ10-Σ2, Υ17-Σ2, Υ16-Σ2, Υ20-Σ2, Υ18-Σ2, Υ19-Σ2, Υ16-Σ3, Υ5-Σ4, Υ9-Σ4, Υ10-Σ4, Υ14-Σ4, Υ15-Σ4, Υ16-Σ4, Υ20-Σ4, Υ6-Σ5, Υ11-Σ5, Υ10-Σ5, Υ15-Σ5, Υ13-Σ5, Υ12-Σ5 με 99.0% της θ_y του που όμως πρακτικά σημαίνει υπέρβαση, άρα παρατηρείται στο βήμα 15 για 426.905mm με $\theta \approx \theta_y$,

1^η υπέρβαση Γ1 από υποστύλωμα: δεν παρατηρείται

1^η υπέρβαση Γ1 από δοκό στο βήμα 14 για 177.931mm, η Δ20-Σ2 με $\theta = 1.022\theta_r \approx \theta_r$,

1^η αστοχία υποστυλώματος: δεν παρατηρείται

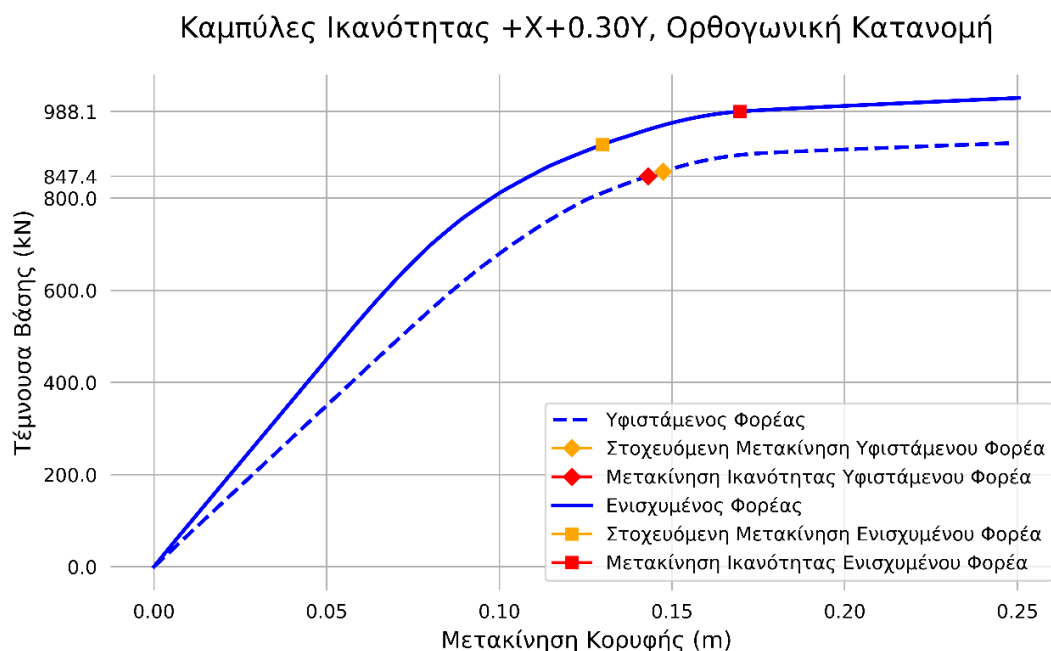
1^η αστοχία δοκού σε τέμνουσα στο βήμα 14 για 177.931mm, η Δ30-Σ4 με $CR = 0.99 \approx 1$ αλλά λαμβάνεται τελικά για 183.1792mm για να μη πέφτει μαζί με την υπέρβαση Γ1 από δοκό.

9.3.5 Συμπεράσματα από τις Ανελαστικές Αναλύσεις Pushover Ενισχυμένου Φορέα

Από τις παραπάνω αναλύσεις είναι φανερό ότι πλέον η υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας Γ1 καθορίζεται από υπέρβαση δοκού και όχι από υπέρβαση υποστυλώματος, όπως γινόταν στις ανελαστικές αναλύσεις του υφιστάμενου φορέα. Έτσι, το ότι η ικανότητα του κτιρίου ορίζεται κατά την υπέρβαση της στάθμης Γ1 από την 1^η δοκό είναι μεν συντηρητική παραδοχή αλλά μπορεί να γίνει. Μάλιστα, η πραγματική ικανότητα του φορέα είναι πολύ μεγαλύτερη αφού οι υπερβάσεις στάθμης Γ1 από υποστυλώματα παρατηρούνται για μεγάλες τιμές μετακινήσεων ($>>0.30m$ για τη διεύθυνση Χ και $>>0.43m$ για τη διεύθυνση Υ). Λόγω της ενίσχυσης σε τέμνουσα σε όσες δοκούς αστοχούσαν διατμητικά, αυτή η μορφή αστοχίας έχει εξαλειφθεί ή τουλάχιστον εμφανίζεται για μεγάλες τιμές μετακινήσεων (0.28m για τη διεύθυνση Χ και 0.178m για τη διεύθυνση Υ). Άλλωστε, αυτό ήταν εξ' αρχής απαίτηση, οπότε ήταν αναμενόμενο να επαληθευτεί.

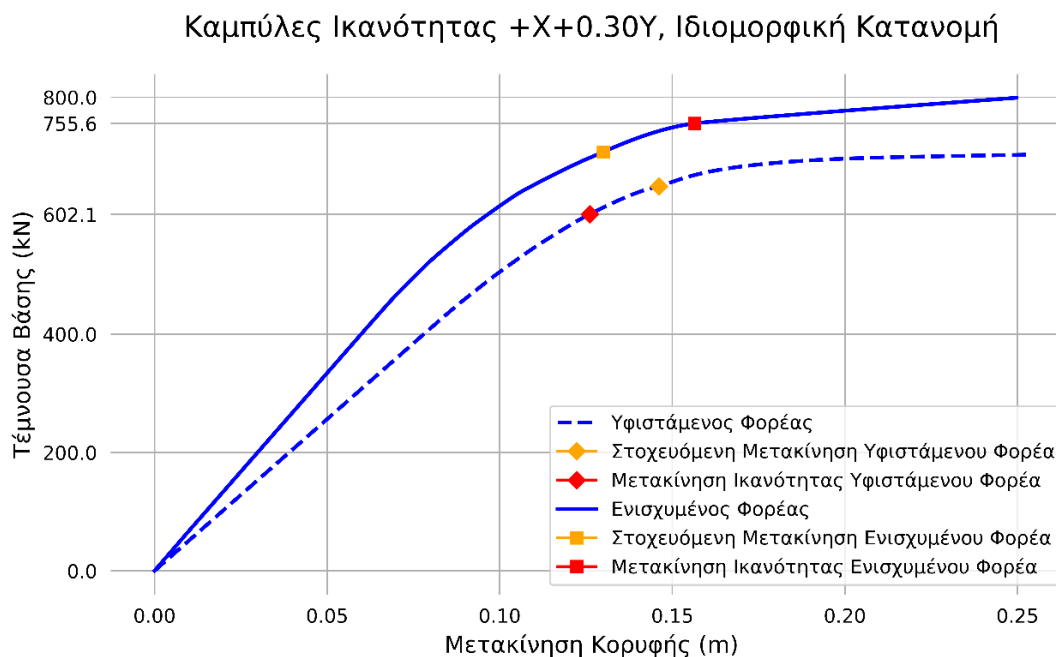
9.3.6 Σύγκριση Ανελαστικών Αναλύσεων Pushover Υφιστάμενου και Ενισχυμένου φορέα

Υφιστάμενος/Ενισχυμένος Φορέας, +X+0.30Y, Ορθογωνική Κατανομή



Σχήμα 9-19: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας +X+0.30Y υφιστάμενου/ενισχυμένου φορέα με Ορθογωνική κατανομή (Python)

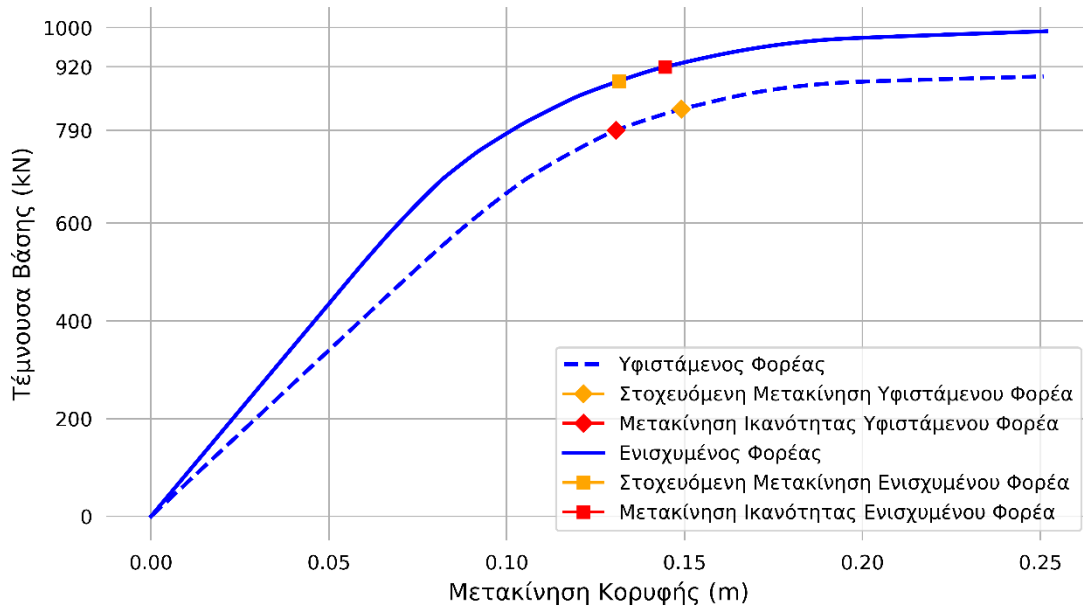
Υφιστάμενος/Ενισχυμένος Φορέας, +X+0.30Y, Ιδιομορφική Κατανομή



Σχήμα 9-20: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας +X+0.30Y υφιστάμενου/ενισχυμένου φορέα με Ιδιομορφική κατανομή (Python)

Υφιστάμενος/Ενισχυμένος Φορέας, +Y+0.30X, Ορθογωνική Κατανομή

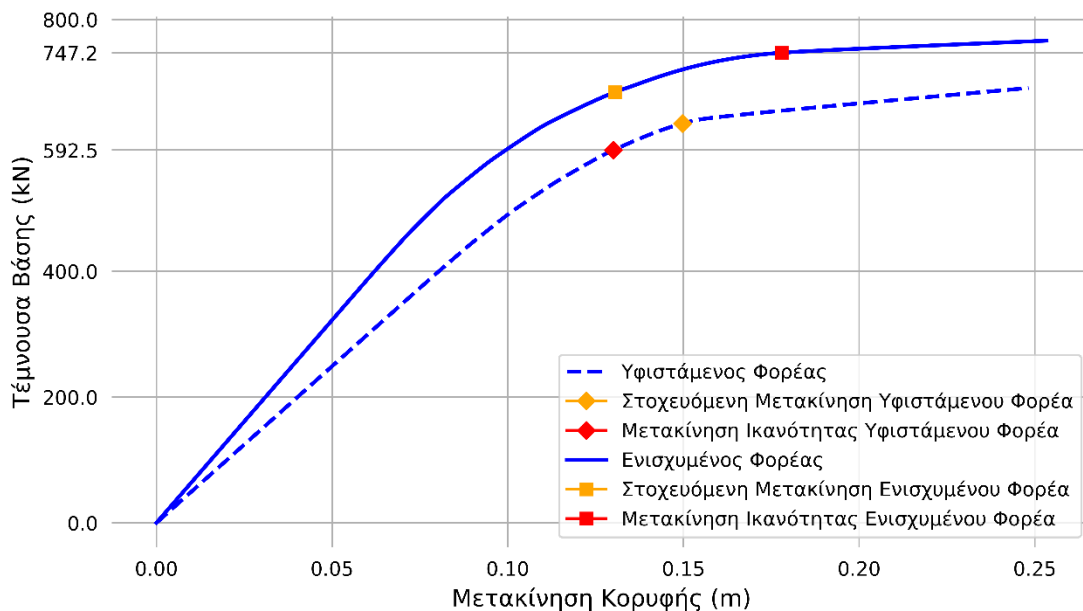
Καμπύλες Ικανότητας +Y+0.30X, Ορθογωνική Κατανομή



Σχήμα 9-21: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας +Y+0.30X υφιστάμενου/ενισχυμένου φορέα με Ορθογωνική κατανομή (Python)

Υφιστάμενος/Ενισχυμένος Φορέας, +Y+0.30X, Ιδιομορφική Κατανομή

Καμπύλες Ικανότητας +Y+0.30X, Ιδιομορφική Κατανομή



Σχήμα 9-22: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας +Y+0.30X υφιστάμενου/ενισχυμένου φορέα με Ιδιομορφική κατανομή (Python)

Αντιπαραβάλλοντας την καμπύλη ικανότητας του ενισχυμένου φορέα σε σχέση με του υφιστάμενου, αρχικά μπορεί να παρατηρηθεί η αύξηση της δυσκαμψίας του συστήματος λόγω της συμμετοχής των γωνιακών σιδηροδοκών σε αυτήν. Η αντίστοιχη αύξηση στην αντοχή (σε όρους τέμνουσας βάσης) δεν είναι μεγάλη μιας και οι διατομές των γωνιακών που επιλέχθηκαν είναι γενικά οι ελάχιστες ενώ ταυτόχρονα δεν ενισχύθηκαν καμπτικά οι δοκοί ώστε να γίνει λόγος για ισχυροποίηση της πλαισιακής λειτουργίας. Για τη στοχευόμενη μετακίνηση κατά ΚΑΝΕΠΕ μπορεί να παρατηρηθεί ότι πρακτικά δε διαφέρει ανάλογα με την κατανομή φόρτισης που επιβάλλεται (ορθογωνική ή ιδιομορφική) είτε στον υφιστάμενο είτε στον ενισχυμένο φορέα, μιας και δεν προβλέπεται αυτός ο παράγοντας στη μέθοδο των συντελεστών (σε αντίθεση με τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης κατά EN1998) [19].

9.4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΒΑΣΕΙ ΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ PUSHOVER

Όσον αφορά τον ενισχυμένο φορέα, τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στα βήματα απαίτησης (για μετακίνηση κορυφής ίση με τη στοχευόμενη μετακίνηση), για τη δυσμενέστερη κάθε φορά διεύθυνση σεισμού και κατανομή φόρτισης (ορθογωνική ή ιδιομορφική) είναι συνήθως ευμενέστερα από τα αντίστοιχα ικανοτικά μεγέθη και από τα μεγέθη που σχετίζονται με τις μέγιστες καμπτικές αντοχές στα άκρα των μελών σύμφωνα με το κεφάλαιο 8, αλλά και από τα μεγέθη από την ελαστική ανάλυση με τοπικούς δείκτες m που θα γίνει αναφορά στην ενότητα 9.6. Ενδεικτικά, για τη δοκό Δ9 της στάθμης Σ2 (οροφής 1^{ου} ορόφου) η οποία ενισχύθηκε έναντι τέμνουσας, η τελική της αντοχή βρέθηκε $V_{Rd} = 64.76\text{kN}$. Από τις ανελαστικές αναλύσεις Pushover, οι τιμές δρώσας τέμνουσας που αναπτύσσονται στη συγκεκριμένη δοκό για τις κατανομές φόρτισης είναι της τάξης των 58.92kN και 56.39kN που όμως είναι ελαφρώς ευμενέστερες της ικανοτικής τέμνουσας που υπολογίζεται ως 62.22kN από την ενότητα 8.2. Εν τέλει, όμως, το υλικό ενίσχυσης κρίνεται επαρκές να καλύψει την μεγαλύτερη απαίτηση. Άλλωστε, όπως, διακρίνεται στις καμπύλες Pushover του ενισχυμένου φορέα η διατμητική αστοχία δοκών παρατηρείται για μεγαλύτερες τιμές μετακίνησης σε σχέση με τις στοχευόμενες μετακινήσεις, οπότε δεν προβλέπεται ανεπάρκεια σε αυτήν τη φάση. Άλλωστε, αυτή ήταν απαίτηση ήδη πριν από τη διαστασιολόγηση της ενίσχυσης. Αντίστοιχα, για το υποστύλωμα Υ6 της στάθμης Σ2, οι τέμνουσες που αναπτύσσονται κατά τις αναλύσεις Pushover είναι αρκετά μικρότερες της αντοχής του έναντι τέμνουσας $V_{Rd,s}^{tot} = 101.62\text{kN}$, όπως υπολογίστηκε στην υποενότητα 8.3.3.

9.5 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ m

Συνοδευτικά με τις ανελαστικές αναλύσεις Pushover πραγματοποιείται και ελαστική δυναμική ανάλυση με τοπικούς δείκτες m , αν και δεν επιβάλλεται μιας και η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική (ΚΑΝΕΠΕ §5.7.2β)). Ενδεικτικές τιμές τοπικών δεικτών m όπως και τα αποτελέσματα των ελέγχων επάρκειας με αυτή τη μέθοδο βρίσκονται στο Παράρτημα Ε2 και εδώ θα παρουσιαστούν μόνο κάποια συμπεράσματα και σχόλια. Λαμβάνοντας, υπόψιν όλα τα υποστυλώματα του κτιρίου,

παρατηρείται αισθητή αύξηση των τοπικών δεικτών m , οφειλόμενη στην ενίσχυση με τους μεταλλικούς κλωβούς με τις ακραίες τιμές δεικτών m να είναι 3.01 και 5.57 για τους 4 πρώτους ορόφους, ενώ για τα υποστυλώματα της 5^{ης} στάθμης δεν έχουν αυξηθεί σημαντικά εφόσον δεν έχουν ενισχυθεί. Επίσης, ίδιοι είναι οι δείκτες m και για τις δοκούς σε σχέση με τον υφιστάμενο φορέα αφού ούτε εκείνες ενισχύθηκαν σε κάμψη. Όσον αφορά τα αποτελέσματα επάρκειας αντοχής των υποστυλωμάτων, προκύπτει επάρκεια σε όλα, με ίσως να είναι οριακά εκείνα του 3^{ου} ορόφου (της στάθμης Σ4) λόγω ικανοτικού κόμβου. Η επάρκεια σε κάμψη με εκμεταλλεύσεις της τάξης του 25 με 30% οφείλεται στις μεγάλες τιμές των δεικτών m . Ακόμη, οι επάρκειες σε όρους διάτμησης και περίσφιξης είναι άμεσο αποτέλεσμα της χρήσης των μεταλλικών κλωβών με τα οριζόντια μεταλλικά ελάσματα. Έτσι δεδομένου ότι δεν εμφανίζεται αυξημένη καμπτική ή διατμητική ένταση, οι τιμές ανηγμένου αξονικού που σε κάποιες περιπτώσεις «αγγίζει» τιμές της τάξης του 0.35 δεν είναι ανησυχητικές. Άλλωστε, όπως έχει αναφερθεί στην υποενότητα 8.3.2, η επιρροή της περίσφιξης λόγω των μεταλλικών κλωβών έχει να κάνει και με τη μετάθεση του σημείου ισορροπίας (balanced point) προς τα πάνω στο διάγραμμα αλληλεπίδρασης και άρα εξακολουθεί να υπάρχει πλάστιμη συμπεριφορά, με διαρροή των οπλισμών, για μεγαλύτερο εύρος θλιπτικού αξονικού φορτίου. Τέλος, η τήρηση της συνθήκης του ικανοτικού κόμβου για ισχυρό υποστύλωμα και ασθενή δοκό γίνεται υπό την προϋπόθεση συνέχειας των γωνιακών σιδηροδοκών καθ' ύψος του κτιρίου, όπως αναφέρεται στην ενότητα 6.10. Στον τελευταίο όροφο, προκύπτουν επίσης επάρκειες, οπότε πράγματι δεν υπάρχει ανάγκη ενίσχυσής του. Όσον αφορά τα δοκάρια, παραμένουν κάποιες μικρές ανεπάρκειες στις στηρίξεις των δοκών των 3 πρώτων ορόφων. Σε όλες σχεδόν ικανοποιείται ο έλεγχος της ικανοτικής τέμνουσας, μιας και ενισχύθηκαν με ΙΟΠ, εκτός από κάποιες των 2 ανώτερων ορόφων που δεν επιλέχθηκε να ενισχυθούν, με την ανεπάρκεια βέβαια να είναι πολύ μικρή.

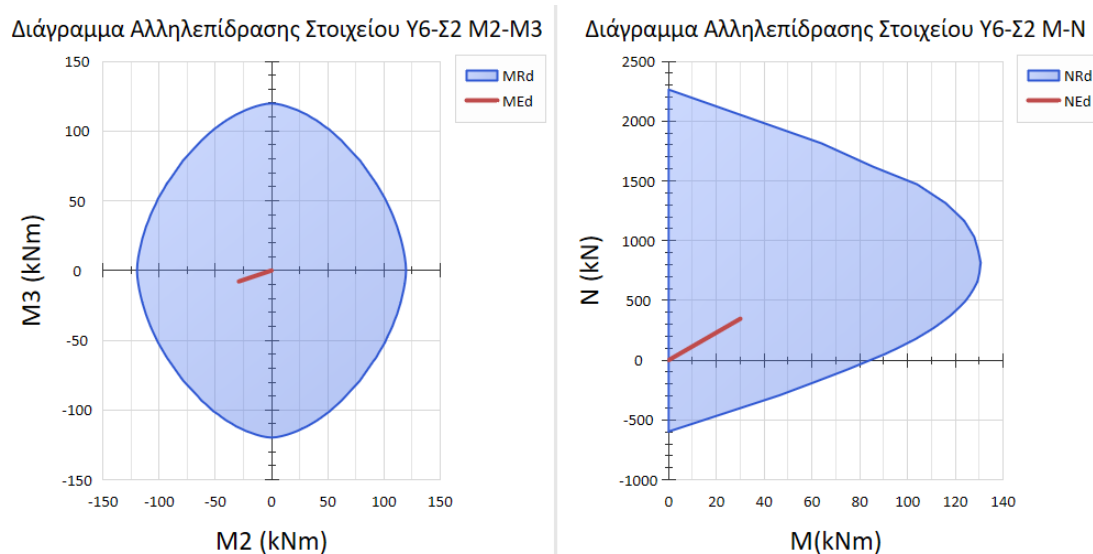
9.6 ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΒΑΣΕΙ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ m

Στις υποενότητες 9.6.1 και 9.6.2 θα πραγματοποιηθούν επιπλέον έλεγχοι σε δομικά μέλη του ενισχυμένου φορέα (πέραν αυτών που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 8), με τις δράσεις τώρα να προέρχονται από την ελαστική επίλυση με τοπικούς δείκτες m , ως συνοδευτική της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης. Αρχικά, οι έλεγχοι αφορούν υποστυλώματα, με το ενισχυμένο υποστύλωμα Υ6 της στάθμης Σ2 (1^{ου} ορόφου) να ελέγχεται σε κάμψη και το ενισχυμένο εσωτερικό υποστύλωμα Υ12 του Ισογείου να ελέγχεται σε περίσφιξη. Το πρώτο υποστύλωμα είναι τετραγωνικής διατομής 30x30, οι διαμήκεις οπλισμοί είναι 4Φ16 και οι συνδετήρες Φ8/21. Έχει ονομαστική επικάλυψη $c_{nom} = 20\text{mm}$ και στατικό ύψος 26.4cm. Το δεύτερο είναι τετραγωνικό 35x35 με καθαρό ύψος 2.50m και ονομαστική επικάλυψη $c_{nom} = 20\text{mm}$. Οι διαμήκεις οπλισμοί είναι 12Φ18 και οι συνδετήρες Φ8/16. Ακόμη, ελέγχεται η δοκός Δ17 της στάθμης Σ3 (οροφής 2^{ου} ορόφου) σε κάμψη. Το πλάτος της είναι 20cm, το συνολικό ύψος 50cm και η ονομαστική επικάλυψη $c_{nom} = 20\text{mm}$. Ως μέλος, έχει καθαρό μήκος 3.22m και το αξονικό φορτίο είναι μηδενικό ως δοκός. Οι διαμήκεις οπλισμοί είναι κάτω (2Φ10(A)+2Φ10(Δ2)), άνω (2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ10(Δ2)) και συνδετήρες Φ8/30 στις κρίσιμες περιοχές. Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι εφόσον πραγματοποιείται ελαστική ανάλυση με τοπικούς δείκτες m , οι τιμές σχεδιασμού των υλικών είναι εκείνες που

αναφέρονται σε μέσες τιμές δηλαδή $f_{cd} = f_{cm}/\gamma_c = 16/1.10 = 14.545\text{MPa}$ και $f_{yd} = f_{ym}/\gamma_c = 280/1.10 = 254.545\text{MPa}$. Ομοίως, για τα προστιθέμενα υλικά, ισχύει η τιμή συντελεστή ασφαλείας $\gamma_m = 1.15$ για κανονική (συνήθη) διατομή και προσπελασιμότητα, σύμφωνα με την ενότητα 7.2.

9.6.1 Έλεγχος σε Κάμψη Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2

Από τον έλεγχο που εκτελεί το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ σε διαξονική κάμψη υπό αξονική ένταση προκύπτει επάρκεια του ενισχυμένου πλέον υποστυλώματος (υπενθυμίζεται ότι από την υποενότητα 6.7.1 είχε προκύψει ανεπάρκεια για τον ίδιο έλεγχο στον υφιστάμενο φορέα) με ικανοποιητική εκμετάλλευση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 9-23, δεδομένου του μεγάλου τοπικού δείκτη m με τον οποίο απομειώνεται η ελαστική σεισμική ένταση.



Σχήμα 9-23: Επάρκεια ενισχυμένου υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 μετά από Ελαστική Ανάλυση με τοπικούς δείκτες m (ΡΑΦ ΤΟΛ)

9.6.2 Περίσφιγξη Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ12 του Ισογείου

Στην υποενότητα αυτή θα εκτιμηθεί η συνεισφορά του μεταλλικού κλωβού στην περίσφιγξη του εσωτερικού υποστυλώματος Υ12 του ισογείου, το οποίο καλείται να αναλάβει σημαντική αξονική θλιπτική ένταση. Άλλωστε από την υποενότητα 6.7.2 ανέκυψε η ανάγκη περίσφιγξης των μεσαίων υποστυλωμάτων του ισογείου. Από την ελαστική ανάλυση, η θλιπτική αξονική ένταση σχεδιασμού είναι $N_{Ed} = 574.11\text{kN}$ (μεγαλύτερη από τις αντίστοιχες που αναπτύσσονταν στα βήματα απαίτησης των ανελαστικών αναλύσεων, με ενδεικτική τιμή την $N_{Ed} = 510\text{kN}$) που αντιστοιχεί σε

$$\text{ανηγμένο αξονικό φορτίο } v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{574.11}{35 \cdot 35 \cdot 1.4545} = 0.322.$$

Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής

πλάτος $b=35\text{cm}$, ύψος $h=35\text{cm}$, εμβαδόν διατομής $A_c = 35 \cdot 35 = 1225\text{cm}^2$.

Ιδιότητες Υλικών

$$f_{cd} = f_{cm}/\gamma_c = 14.545\text{MPa}, \varepsilon_{c0} = 2\text{‰} = 0.002$$

$$f_{yd} = f_{ym}/\gamma_s = 254.545\text{MPa}, E_s = 200\text{GPa} = 200000000\text{kPa}, \varepsilon_{sy} = f_{ym}/E_s = 254.545/200000 = 1.27\text{‰}.$$

Αξονικό Θλιπτικό Φορτίο N

$$N_{Ed} = 574.11\text{kN}, v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{574.11}{35 \cdot 35 \cdot 1.4545} = 0.322.$$

Η τεχνική της περίσφιγξης που εφαρμόζεται με μεταλλικούς κλωβούς και επικολλητά κολλάρα είναι ευχερής σε στοιχεία με κυκλική διατομή ή ορθογωνική διατομή σχετικά μικρών διαστάσεων, με λόγο πλευρών που δεν ξεπερνά το 2:1 (ΚΑΝΕΠΕ Σ§8.2.3(α)). Εδώ το υποστύλωμα είναι τετραγωνικό οπότε μπορεί να εφαρμοστεί.

Έστω ότι ορίζεται μια τιμή πλαστιμότητας σε όρους γωνίας στροφής χορδής μ_θ για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ ίση με 3 σαν στόχος μετά την ενίσχυση. Τότε θα πρέπει να καλύπτεται μια αναγκαία πλαστιμότητα καμπυλοτήτων μ_ϕ που αποτελεί συνάρτηση της μ_θ με βάση της σχέση $\mu_\phi = 3\mu_\theta - 2$ στα σχόλια της §8.2.3(δ). Οπότε για $\mu_\theta=3$ ισοδύναμα έχουμε $\mu_\phi = 3 \cdot 3 - 2 = 7$.

Θα χρησιμοποιηθεί ενίσχυση με κλωβό απαρτιζόμενο από 4 γωνιακά L50x50x5 (που πρακτικά είναι η ελάχιστη διατομή γωνιακών που μπορεί να επιλεγεί, τουλάχιστον για να προσδωθεί ικανοποιητική περίσφιγξη (ΚΑΝΕΠΕ Σ§6.2.2(β))) και οριζόντια ελάσματα – κολλάρα ανά απόσταση 12.5cm. Η ποιότητα του χάλυβα για όλα τα μεταλλικά στοιχεία είναι S235 με $f_{ya} = 235\text{MPa}$, ενώ ο συντελεστής ασφαλείας τους, ως προστιθέμενα υλικά, μπορεί να ληφθεί ως $\gamma_m = 1.15$ για κανονική (συνήθη) διατομή και προσπελασιμότητα (ΚΑΝΕΠΕ Σ§4.5.3.3). Έτσι, $f_{ad} = 235/1.15 = 204.348\text{MPa}$.

Οι σχέσεις που δίνει ο ΚΑΝΕΠΕ για χαλύβδινη περίσφιγξη δηλαδή για χρήση μεταλλικών κλωβών με οριζόντια ελάσματα βρίσκονται στην §8.2.3γ) και παρατίθενται και εδώ:

$$f_{cc}/f_c = 1+K = 1+3.5\Lambda^{3/4} \text{ (σχέση 8.17α) με } f_c \text{ η αντοχή του υφιστάμενου σκυροδέματος και } f_{cc} \text{ του περισφιγμένου μετά την χρήση των κλωβών, όπου } \Lambda = \alpha_{sx} f_{yw}/f_c ,$$

$$\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{c0} = 1+5K = 1+5 \cdot 3.5\Lambda^{3/4} = 1+17.5\Lambda^{3/4} \text{ (σχέση 8.17β),}$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.004 + 0.4\Lambda_c \text{ (σχέση 8.17γ), όπου } \Lambda_c = \alpha_{sx} f_{yw}/f_{cc},$$

$$\mu_\phi = \frac{f_{cc}}{f_c} \cdot \frac{(\varepsilon_{cu,c} - \varepsilon_{cc}/3)}{1.75v\varepsilon_{sy}} \text{ (σχέση Σ8.11α) με } \varepsilon_{cu,c} \geq 0.004.$$

Από τις παραπάνω σχέσεις, φαίνεται ότι ο χαρακτήρας τους είναι επαναληπτικός, δηλαδή χρειάζεται να γίνει μια αρχική εκτίμηση για το τι οριζόντια χαλύβδινα ελάσματα θα χρειαστούν για να επιτευχθεί η στοχευόμενη μ_ϕ ή αλλιώς μια εκτίμηση για το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού ρ_{sx} . Στην προκειμένη περίπτωση έχει προηγηθεί μια διερεύνηση, ωστόσο εδώ παρουσιάζεται η τελική λύση. Στις προηγούμενες σχέσεις, προστίθενται και αυτή της απόδοσης περίσφιγξης στα σχόλια της §6.2.2β):

$$\alpha = \alpha_s \alpha_n = 0.9 \cdot \alpha_n,$$

$$\text{όπου } \alpha_n = 1 - [b_c^2(1 - \beta)^2 + d_c^2(1 - \gamma)^2]/3A_c \text{ (σχέση Σ6.13α) με } \beta = 2b_p/b_c, \gamma = 2d_p/d_c.$$

Καθώς επιλέχθηκαν γωνιακά L50x50x5 είναι $b_p = d_p = 50\text{mm}$, οπότε για $b_c = d_c = 350\text{mm} \rightarrow \beta = 2 \cdot 50/350 = 0.286$, $\gamma = 2 \cdot 50/350 = 0.286$ και ο όρος a_n υπολογίζεται ως: $a_n = 1 - [35^2(1 - 0.286)^2 + 35^2(1 - 0.286)^2]/(3 \cdot 1225) = 1 - 0.34 = 0.66$ οπότε η απόδοση της περίσφιγξης είναι $a = a_s a_n = 0.9 \cdot 0.66 = 0.594$.

Για το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού $\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$, υπενθυμίζεται η χρήση οριζόντιων ελασμάτων ανά 12.5cm άρα $s_h = 12.5\text{cm}$. Τα ελάσματα αυτά θα έχουν πλάτος 25mm , πάχος 5mm και θα είναι 2 ανά διεύθυνση άρα $A_{sx} = 2 \cdot 2.5 \cdot 0.5 = 2.50\text{cm}^2$. Μάλιστα, η απόσταση $s_h = 12.5\text{cm}$ είναι η μέγιστη για πλάτος $w = 2.5\text{cm}$ αφού $s_{max} = 10 + w = 10 + 2.5 = 12.5\text{cm} \leq 0.5 \min(b_c, h_c) = 0.535 = 17.5\text{cm}$ (ΚΑΝΕΠΕ §8.2.3ζ). Βέβαια για μεταλλικό κλωβό αρκεί η συνθήκη $s_{max} \leq 0.5 \min(b_c, h_c) = 0.535 = 17.5\text{cm}$, αλλά επιλέγεται απόσταση 12.5cm ώστε να καλύπτεται σε όλα τα υποστυλώματα, ακόμη και στα μικρότερα του 3^{ου} ορόφου που είναι 25×25 καθώς επιδιώκεται κοινή απόσταση οριζόντιων ελασμάτων σε όλα τα ενισχυμένα υποστυλώματα για λόγους ομοιομορφίας και ευκολίας στην υλοποίηση. Τέλος, επειδή η περίσφιγξη πρέπει να εξασφαλίζεται και στις 2 διευθύνσεις, ως b_w επιλέγεται η μικρότερη διάσταση του υποστυλώματος ώστε να δώσει μεταλύτερο ποσοστό ρ_{sx} . Εδώ που το υποστυλώμα είναι τετράγωνο, το πλάτος b_w είναι κοινό στις 2 διευθύνσεις και ίσο με 35cm . Με βάση τα παραπάνω: $\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w s_h} = \frac{2.50}{35 \cdot 12.5} = 0.00571$. Από τα προηγούμενα, μπορεί να υπολογιστεί ο συντελεστής $\Lambda = \alpha \rho_{sx} f_{yw} / f_c = 0.594 \cdot 0.00571 \cdot 204.348 / 14.545 = 0.0477$, οπότε η θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος προκύπτει: $f_{cc} / f_c = 1 + K = 1 + 3.5 \Lambda^{3/4} \rightarrow f_{cc} = 14.545 \cdot (1 + 3.5 \cdot 0.0477^{3/4}) = 14.545 \cdot 1.36 = 19.74\text{MPa}$. Ακόμη η παραμόρφωση του περισφιγμένου σκυροδέματος (η αντίστοιχη της παραμόρφωσης 2‰ του απερίσφιγκτου) είναι $\epsilon_{cc} / \epsilon_{c0} = 1 + 17.5 \Lambda^{3/4} \rightarrow \epsilon_{cc} = 0.002 \cdot (1 + 17.5 \cdot 0.0477^{3/4}) = 0.002 \cdot 2.79 = 0.0056 = 5.6\text{‰}$. Εκεί όμως που πραγματικά φαίνεται η ευνοϊκή επίδραση της περίσφιγξης είναι στην οριακή παραμόρφωση του περισφιγμένου σκυροδέματος, που εδώ υπολογίζεται ως: $\epsilon_{cu,c} = 0.004 + 0.4 \Lambda_c$, με $\Lambda_c = \alpha \rho_{sx} f_{yw} / f_{cc} = 0.594 \cdot 0.00571 \cdot 204.348 / 19.74 = 0.0351$ άρα $\epsilon_{cu,c} = 0.004 + 0.4 \cdot 0.0351 = 0.0181 = 18.1\text{‰}$, δηλαδή 4 φορές πάνω σε σχέση με την οριακή παραμόρφωση 3.5‰ του απερίσφιγκτου. Πλέον η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων που εξασφαλίζεται είναι $\mu_\phi = \frac{19.74}{14.545} \cdot \frac{(18.1 - 5.6/3)}{1.75 \cdot 0.322 \cdot 1.27} = 30.63$, πολύ μεγάλη, πρακτικά άπειρη που ισοδυναμεί σε πλαστιμότητα σε όρους στροφής χορδής $\mu_\theta = (\mu_\phi + 2)/3 = (30.63 + 2)/3 = 10.88 > \mu_{\theta\text{στόχος}} = 3$.

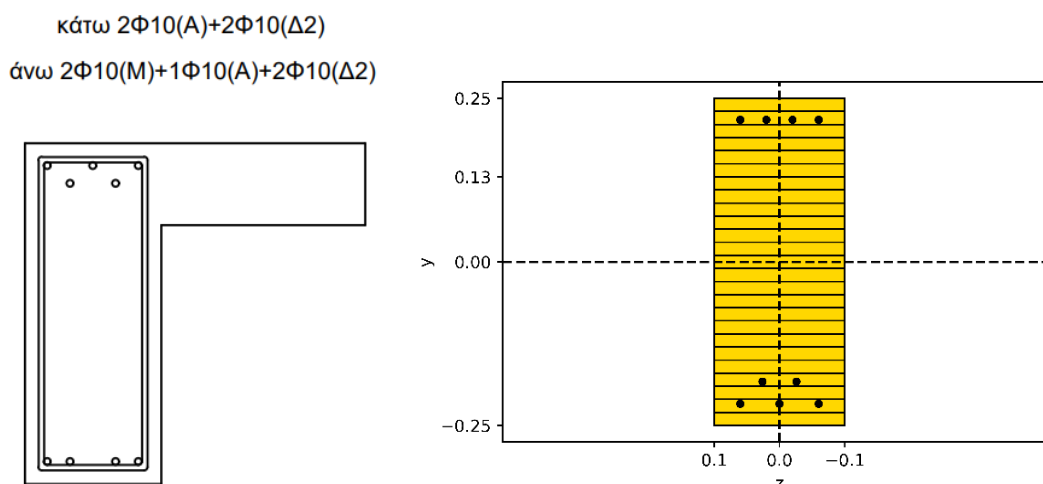
Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής Υφιστάμενου Υποστυλώματος			Μέσες Αντοχές Υλικών (Μέσες διότι το ζητούμενο μέγεθος μ_{Φ} είναι παραμορφωσιακό μέγεθος) και Αντοχές Σχεδιασμού		
Πλάτος Διατομής (cm)		35	Μέση Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος f_{cm} (MPa/kPa)		16,000
Υψος Διατομής (cm)		35	ΣΑΔ		Ικανοποιητική
(Μεγάλη Πλευρά)/(Μικρή Πλευρά)		1,00	Συντελεστής Ασφαλείας γ_c για f_{cm} , §4.5.3.3 βάσει ΣΑΔ		1,10
Εμβαδόν Διατομής (cm ²)		1225	Θλιπτική Αντοχή Σχεδιασμού Σκυροδέματος f_{cd} (MPa)		14,545
Αξονική Ένταση Υφιστάμενου Υποστυλώματος			Παραμόρφωση σκυροδέματος ϵ_{c0}		
Αξονική Δύναμη N_{Ed} (kN)		574,11	Μέση Αντοχή Χάλυβα f_{ym} Διαμήκους Οπλισμού (MPa/kPa)		280,000
Ανηγμένη Αξονική n_{Ed}		0,322	ΣΑΔ		Ικανοποιητική
Στοχευόμενη Πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων μ_{Φ} και γωνίας στροφής χορδής μ_{θ}			Συντελεστής Ασφαλείας γ_s για f_{ym} , §4.5.3.3 βάσει ΣΑΔ		
Στοχευόμενη Πλαστιμότητα σε όρους γωνίας στροφής χορδής μ_{θ}		3,00	Αντοχή Σχεδιασμού Διαμήκους Χάλυβα Οπλισμού f_{td} (MPa)		254,545
Στοχευόμενη Πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων μ_{Φ}		7,00	E_s (GPa)	200,00	200000,00
			Παραμόρφωση Διαρροής Διαμήκους Χάλυβα Οπλισμού ϵ_{sy}		0,00127
Χαλύβδινη Περίσφιξη - Μεταλλικός Κλωβός			Εστω χαλύβδινο έλασμα πλάτους 25mm και πάχους 5mm		
Η τεχνική είναι ευχερής για (Μεγάλη Πλευρά)/(Μικρή Πλευρά) < 2	1,00	OK	Απαιτούμενη Απόσταση Χαλύβδινων Ελασμάτων (mm)		2055,0
Εστω γωνιακό L50x50x5mm ($b_p = d_p = 50\text{mm}$)		50	Μέγιστη Απόσταση Χαλύβδινων Ελασμάτων (mm) (§8.2.3ζ)		175,0
$\beta = 2b_p / b_c$		0,286	Επιλέγεται Απόσταση Χαλύβδινων Ελασμάτων (mm)		125,0
$\gamma = 2d_p / d_c$		0,286	$\rho_{s\lambda,ισπ\sigma\theta} = (\sigma\kappa\epsilon\lambda\eta)\max(b_p, h_c)A_{s\omega,σ\kappa\epsilon\lambda\omicron\varsigma}/s$		0,00571
α_n		0,660	$\lambda_{ισπ\sigma\theta} = \alpha\rho_{s\lambda}f_{yw}/f_c$	0,0477	OK
α_s		0,900	f_c (MPa)		14,545
Απόδοση Περίσφιξης α		0,594	$f_{cc} = f_c(1+3,5\lambda^{3/4})$		19,740
Εστω χαλύβδινα ελάσματα S235			ϵ_{c0}		0,0020
Αντοχή Χαλύβδινων Ελασμάτων f_y (MPa)		235,000	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0}(1+17,5\lambda^{3/4})$		0,0056
Συντελεστής Ασφαλείας γ_m για προστιθέμενα υλικά (§4.5.3.3)		1,15	$\lambda_c = \lambda f_y/f_{cc}$		0,0351
Αντοχή Σχεδιασμού Χαλύβδινων Ελασμάτων f_{yw} (MPa)		204,348	$\epsilon_{cu,c} = 0,004+0,4*\lambda_c$		0,0181
			Στοχευόμενη Πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων μ_{Φ}		7,00
			$\mu_{\Phi,ισπ\sigma\theta}$	30,63	OK
			Στοχευόμενη Πλαστιμότητα σε όρους γωνίας στροφής χορδής μ_{θ}		3,00
			$\mu_{\theta,ισπ\sigma\theta}$	10,88	OK

Σχήμα 9-24: Λογιστικό φύλλο Excel για περίσφιξη υποστυλώματος λόγω μεταλλικού κλωβού

Ο λόγος που προσδόθηκε τόσο μεγάλη ικανότητα σε στροφή λόγω του μεταλλικού κλωβού εκτός των άλλων οφείλεται και στην χαμηλή ποιότητα των διαμήκων οπλισμών του υφιστάμενου υποστυλώματος. Με μια μικρή διερεύνηση παρατηρήθηκε ότι η περίσφιγξη με μεταλλικούς κλωβούς είναι πολύ αποτελεσματικότερη εάν οι διαμήκεις οπλισμοί του υφιστάμενου υποστυλώματος είναι S220 σε σχέση με ανώτερες ποιότητες πχ S400. Συγκεκριμένα για χάλυβα S220 όπως εδώ, υπολογίζεται ότι για να επιτευχθεί $\mu_{\theta}=3$ όπως ήταν αρχικά το ζητούμενο, τα οριζόντια ελάσματα θα έπρεπε να είχαν τοποθετηθεί ανά $2055\text{mm} \approx 2\text{m}$. Για τις ίδιες παραμέτρους και αλλάζοντας μόνο την ποιότητα του χάλυβα διαμήκους οπλισμού από S220 σε S400 με ερήμην μέση τιμή αντοχής 450MPa (Παράρτημα 3.1 ΚΑΝΕΠΕ), η παραπάνω απόσταση πέφτει σε $500.8\text{mm} = 50\text{cm}$. Έτσι, προκύπτει το συμπέρασμα ότι η περίσφιγξη με μεταλλικούς κλωβούς είναι ιδιαίτερος αποτελεσματική εάν η ποιότητα του χάλυβα των διαμήκων οπλισμών του υφιστάμενου οπλισμού είναι χαμηλή.

9.6.3 Έλεγχος και Καμπτική Ενίσχυση Δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 με Ελάσματα Χάλυβα ή ΙΟΠ

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της δοκού σε κάμψη, πρέπει να προηγηθεί ο υπολογισμός της οριακής ροπής αντοχής της. Συγκεκριμένα, υπολογίζεται η αντοχή M_{Rd} υπό αρνητικές ροπές στο δεξί της άκρο.

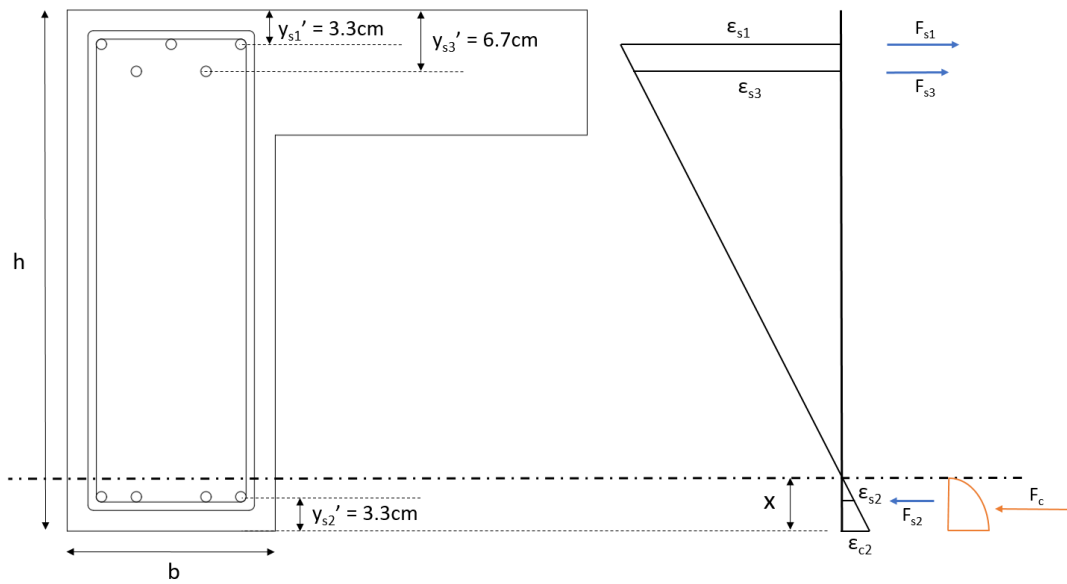


Σχήμα 9-25: Διατομή υφιστάμενης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 για αρνητικές ροπές (OpenSeesPy)

Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής

Πλάτος $b_w=20\text{cm}$, ύψος $h=50\text{cm}$,

σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ, d' είναι η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος άρα εδώ η απόσταση της κάτω θλιβόμενης στρώσης οπλισμού από την κάτω ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος που προκύπτει $d' = 3.3\text{cm}$,



Σχήμα 9-27: Ισορροπία διατομής υφιστάμενης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3

Έστω βάθος θλιβόμενης ζώνης $x=4.070\text{cm}$ και παραμόρφωση της κάτω ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος $\epsilon_{c2} = 1.915\text{‰}$ (βλ. σχόλιο στην επόμενη σελίδα). Από αυτά τα 2 μεγέθη μπορούν να υπολογιστούν όλες οι άλλες παραμορφώσεις. Συγκεκριμένα:

για την άνω ακραία εφελκυσμένη στρώση οπλισμού: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{s1}}{y_{s1} - x} \rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{y_{s1} - x}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{46.70 - 4.070}{4.070} \cdot 1.915 = 20.057\text{‰} > \epsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα διαρρέουν τα σίδερα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 2.356 \cdot 25.4545 = 59.98\text{kN}$,

για την άνω εσωτερική εφελκυσμένη στρώση οπλισμού: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{s3}}{y_{s3} - x} \rightarrow \epsilon_{s3} = \frac{y_{s3} - x}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{43.30 - 4.070}{4.070} \cdot 1.915 = 18.457\text{‰} > \epsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα διαρρέουν τα σίδερα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s3} = A_{s3} \cdot f_{yd} = 1.571 \cdot 25.4545 = 39.98\text{kN}$,

για την κάτω θλιβόμενη στρώση οπλισμού: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{s2}}{x - y_{s2}'} \rightarrow \epsilon_{s2} = \frac{x - y_{s2}'}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{4.070 - 3.30}{4.070} \cdot 1.915 = 0.362\text{‰} < \epsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα δεν διαρρέουν τα σίδερα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot \epsilon_{s2} / \epsilon_{sy} = 3.142 \cdot 25.4545 \cdot 0.362 / 1.27 = 22.77\text{kN}$,

για το σκυρόδεμα: για παραμόρφωση $\epsilon_{c2} = 1.915\text{‰} < 2\text{‰}$, ο συντελεστής πλήρωσης του παραβολικού διαγράμματος είναι $\alpha = \epsilon_c(6 - \epsilon_c) / 12 = 1.915 \cdot (6 - 1.915) / 12 = 0.652$ και ο συντελεστής κέντρου βάρους είναι $\zeta' = \frac{8 - \epsilon_c}{4(6 - \epsilon_c)} = \frac{8 - 1.915}{4(6 - 1.915)} = 0.372$ οπότε η δύναμη του σκυροδέματος είναι $F_c = \alpha \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0.652 \cdot 4.070 \cdot 20 \cdot 1.4545 = 77.19\text{kN}$.

Συνισταμένη δυνάμεων: $\Sigma F = N = F_c + F_{s2} - F_{s1} - F_{s3} = 77.19 + 22.77 - 59.98 - 39.98 = 0\text{kN}$ ($N_{Ed} = 0$ για δοκό).

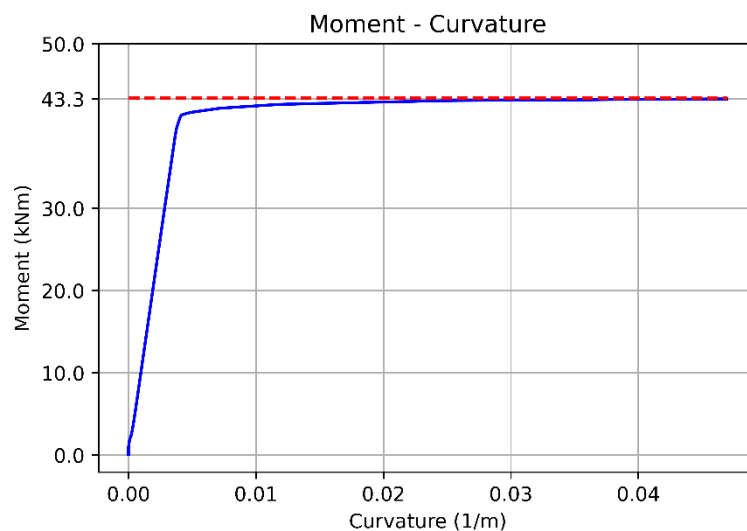
Αφού ικανοποιείται η ισορροπία των δυνάμεων, μπορεί να υπολογιστεί η ροπή ως προς το κέντρο βάρους της διατομής που θα δώσει και την οριακή ροπή αντοχής της υφιστάμενης δοκού:

$$M_{Rd} = F_{s1}(h/2 - y_{s1}') + F_{s3}(h/2 - y_{s3}') + F_{s2}(h/2 - y_{s2}') + F_c(h/2 - \zeta'x) = 59.98 \cdot (50/2 - 3.30)/100 + 39.98 \cdot (50/2 - 6.70)/100 + 22.77 \cdot (50/2 - 3.30)/100 + 77.19 \cdot (50/2 - 0.372 \cdot 4.070)/100 = 43.40\text{kNm}.$$

Η καμπυλότητα στην οριακή αντοχή της διατομής υπολογίζεται ως:

$$\kappa_u = \frac{\varepsilon_{c2}}{x} = \frac{1.915\text{‰}}{0.0407} = \frac{\varepsilon_{s1}}{y_{s1} - x} = \frac{20.057\text{‰}}{0.467 - 0.0407} = \frac{\varepsilon_{s3}}{y_{s3} - x} = \frac{18.457\text{‰}}{0.433 - 0.0407} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x - y_{s2}'} = \frac{0.362\text{‰}}{0.0407 - 0.033} = 0.047 \text{ (1/m)}.$$

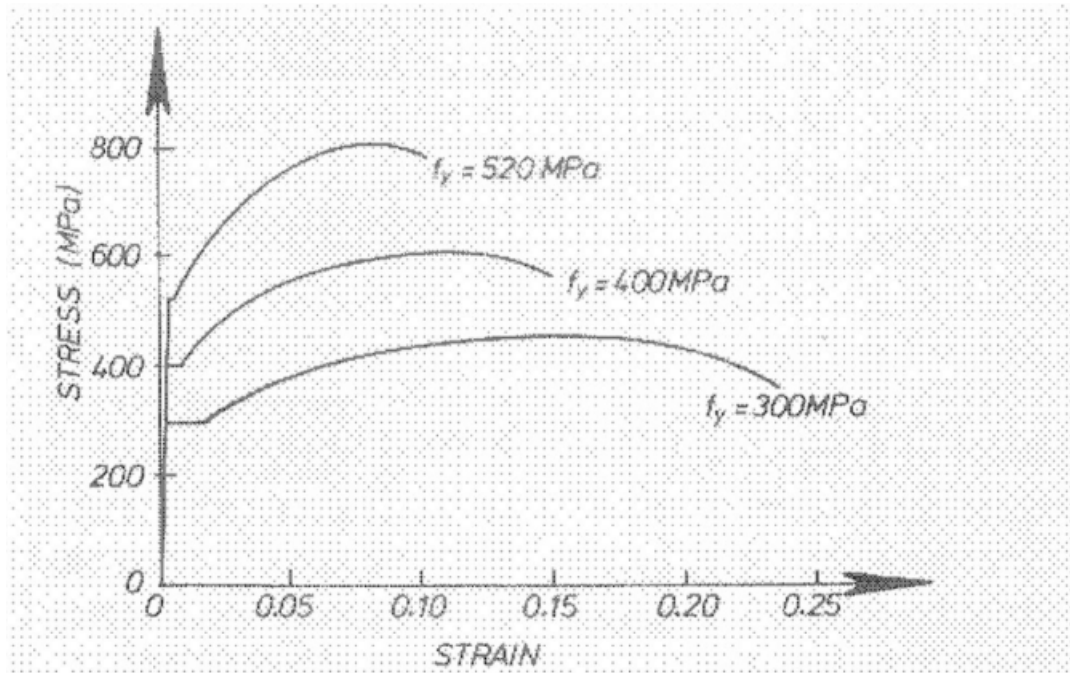
Γι' αυτήν την καμπυλότητα, η ανάλυση της διατομής με το λογισμικό OpenSees δίνει ροπή $M = 43.30\text{kNm} \approx 43.40\text{kNm}$. Ίδια ροπή αντοχής δίνει και το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ ($M_{Rd} = 43.40\text{kNm}$)



Σχήμα 9-28: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής υφιστάμενης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 (OpenSeesPy)

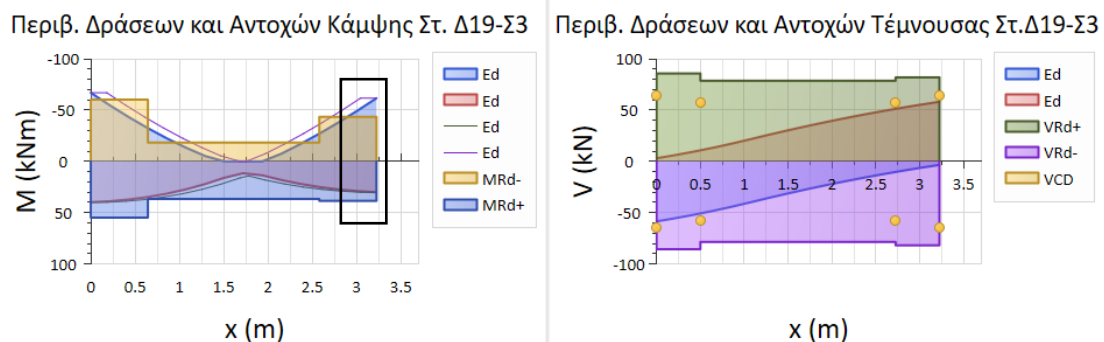
Σχολιασμός για την παραμόρφωση $\varepsilon_{c2} = 1.915\text{‰}$ του σκυροδέματος: κατά την ανάλυση της διατομής με δοκιμές δεν επιλέχθηκε $\varepsilon_{c2} = 3.50\text{‰}$ που είναι η συνήθης παραμόρφωση σκυροδέματος κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας καθώς θα προέκυπτε βάθος θλιβόμενης ζώνης $x=3.561\text{cm}$ και παραμόρφωση της άνω ακραίας εφελκυστικής στρώσης οπλισμού $\varepsilon_{s1} = 42.403\text{‰}$ αλλά με την M_{Rd} να υπολογίζεται ως 43.55kNm δηλαδή πρακτικά ίδια με τα προηγούμενα. Ωστόσο η παραμόρφωση $\varepsilon_{s1} = 42.403\text{‰}$ κρίθηκε αρκετά μεγάλη (αν και επιτρέπεται μέχρι και 67.5‰ , ή ακόμα και πολύ μεγαλύτερες παραμορφώσεις για χάλυβα S220 της τάξης του $15\% = 150\text{‰}$) και υιοθετήθηκε ένα άνω όριο για εφελκυστική παραμόρφωση ακραίας εφελκυστικής στρώσης οπλισμού κοντά στο 20‰ . Ως προς αυτό, αντίστοιχη αντιμετώπιση υπάρχει και στα γερμανικά διαγράμματα αλληλεπίδρασης υποστυλωμάτων (Schneider) που

θεωρούν καθολική εφελκυστική παραμόρφωση 25‰ σε συνθήκες κεντρικού εφελκυσμού.



Σχήμα 9-29: Διαγράμματα τάσης – παραμόρφωσης για διάφορες ποιότητες χάλυβα οπλισμού

Αφού υπολογίστηκε η οριακή ροπή αντοχής της υφιστάμενης δοκού, μπορεί τώρα να συγκριθεί με τη δράση από την ελαστική ανάλυση με τοπικούς δείκτες m . Η αναπτυσσόμενη δράση στη διατομή που ελέγχεται προκύπτει $M_{Ed} = 61.7\text{kNm}$.



Σχήμα 9-30: Ανεπάρκεια υφιστάμενης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 για αρνητικές ροπές μετά από Ελαστική Ανάλυση με τοπικούς δείκτες m (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Η δράση υπερβαίνει την αντοχή οπότε κρίνεται η ανάγκη ενίσχυσης της δοκού σε κάμψη. Το έλλειμμα αντοχής που πρέπει να καλυφθεί με το υλικό ενίσχυσης είναι $M_{Ed} - M_{Rd} = 61.7 - 43.4 = 18.3\text{kNm}$. Η καμπτική ενίσχυση της δοκού θα γίνει με χαλύβδινο έλασμα και η αντοχή της ενισχυμένης δοκού θα ελεγχθεί με 2 τρόπους, τόσο με βάση την §8.2.1.3 του ΚΑΝΕΠΕ όσο και με ανάλυση της διατομής με δοκιμές όπως προηγουμένως. Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι επιτρέπεται η ενίσχυση με μεταλλικά ελάσματα καθώς η ροπή αντοχής $M_{Rd} = 43.40\text{kNm}$ της υφιστάμενης δοκού είναι

μεγαλύτερη κατ' απόλυτη τιμή από τη δρώσα ροπή υπό $G+\psi_2Q$ που προκύπτει $M = 14.4\text{kNm}$. Κί' αυτό ώστε σε ενδεχόμενη αστοχία της ενίσχυσης λόγω μιας τυχηματικής δράσης όπως είναι η πυρκαγιά, η υφιστάμενη δοκός να μπορεί να φέρει τουλάχιστον τα οιονεί μόνιμα φορτία (ΚΑΝΕΠΕ Σ§8.2.1.3α)ii)). Ο υπολογισμός της ενίσχυσης θα γίνει στην επόμενη υποενότητα.

9.6.3.1 Καμπτική Ενίσχυση Δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 με Έλασμα Χάλυβα 1mm

Ξεκινώντας με την πρώτη μέθοδο, αρκεί να προσδιοριστεί η διατομή του υλικού ενίσχυσης ώστε να ικανοποιείται το έλλειμμα αντοχής, δηλαδή η ροπή 18.3kNm . Το έλασμα έχει πλάτος $b_j = b_w = 200\text{mm} = 20\text{cm}$ και θα προσδιοριστεί το απαιτούμενο πάχος του t_j . Η ποιότητα του χάλυβα του μεταλλικού ελάσματος είναι S235 με $f_{ya} = 235\text{MPa}$, ενώ ο συντελεστής ασφαλείας του, ως προστιθέμενο υλικό, μπορεί να ληφθεί ως $\gamma_m = 1.15$ για κανονική (συνήθη) διατομή και προσπελασιμότητα (ΚΑΝΕΠΕ Σ§4.5.3.3). Έτσι, $f_{ad} = 235/1.15 = 204.348\text{MPa}$ και $\epsilon_{yad} = 204.348/200000 = 1.02\%$.

Έλεγχος για αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης

Από τη σχέση Σ8.2 του ΚΑΝΕΠΕ, η απαιτούμενη διατομή υλικού ενίσχυσης μπορεί να υπολογιστεί προσεγγιστικά από τη σχέση $A_j = \Delta M_{d0}/z\sigma_{jd}$, όπου $\Delta M_{d0} = 18.3\text{kNm}$, $z = h + t_j/2$, $A_j = b_j t_j$ και $\sigma_{jd} = f_{ad} = 204.348\text{MPa}$. Αναπτύσσοντας τη σχέση, προκύπτει:

$$A_j = 20 \cdot t_j \geq \frac{1830}{0.90 \cdot (50 + t_j/2) \cdot 20.4348} \rightarrow t_j \cdot (50 + 0.5t_j) \geq 4.975, t_j \text{ σε cm.}$$

Για $t_j = 0.993\text{mm} = 0.0993\text{cm}$: $0.0993 \cdot (50 + 0.5 \cdot 0.0993) = 4.97 \approx 4.975$.

Έστω, όμως, ότι επιλέγεται $t_j = 1.0\text{mm} = 0.10\text{cm}$, τότε $0.10 \cdot (50 + 0.5 \cdot 0.10) = 5.005 \geq 4.975$, οπότε καλύπτεται η απαίτηση όσον αφορά τον έλεγχο αστοχίας για το ίδιο το υλικό.

Έλεγχος για πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης της σύνδεσης κατά μήκος του στοιχείου ή της αγκύρωσης των άκρων

Πέρα από την αστοχία του ίδιου υλικού, πρέπει να γίνει και έλεγχος σε πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης. Η σχέση υπολογισμού παραμένει η ίδια (Σ8.2), αλλάζει όμως η τάση σ_{jd} που πλέον υπολογίζεται από την (8.7), όπου $\sigma_{jd} = \sigma_{j,crit}/\gamma_{Rd}$ με

$$\sigma_{j,crit} = \beta \cdot \frac{\tau_b^{\alpha_{\text{ποκ}}}}{t_j} \cdot L_e = \beta_w \cdot \beta_L \cdot \frac{0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{t_j} \cdot L_e$$

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

$$L_e = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2 \cdot 0.3f_{ck}^{2/3}}} = \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}$$

όπου $f_{ck} = 12\text{MPa}$, $E_j = 200000\text{MPa}$, $t_j = 1.0\text{mm}$, $b_j = b_w = 200\text{mm}$, $\gamma_{Rd} = 1.20$. Το ενεργό μήκος αγκύρωσης υπολογίζεται ως $L_e = 252.18\text{mm}$, ο διορθωτικός συντελεστής β ως $\beta = 0.707$ θεωρώντας $\lambda > 1$ οπότε και γι' αυτήν τη μορφή αστοχίας, η κρίσιμη τάση

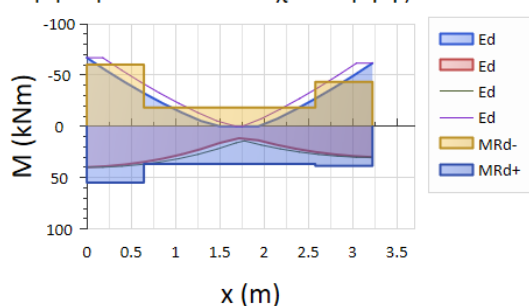
προκύπτει $\sigma_{j,crit} = 280.35$ και από 'κει η τάση σχεδιασμού $\sigma_{jd} = \sigma_{j,crit}/\gamma_{Rd} = 280.35/1.20 = 233.664\text{MPa}$ που όμως είναι μεγαλύτερη της τάσης $\sigma_{jd} = f_{ad} = 204.348\text{MPa}$, οπότε κρίσιμη μορφή αστοχίας είναι αυτή της αστοχίας του ίδιου του υλικού ενίσχυσης και το πάχος $t_j = 1\text{mm}$ είναι ικανοποιητικό για πρόωρη αποκόλληση, αφού αυτή η μορφή αστοχίας θα έδινε μικρότερο πάχος ελάσματος λόγω μεγαλύτερης τάσης σχεδιασμού. Για να γίνει μια επαλήθευση των υπολογισμών, μπορεί να υπολογιστεί η πρόσθετη ροπή που μπορεί τελικά να αναλάβει το έλασμα που επιλέχθηκε ως:

$\Delta M = A_j z \sigma_{jd} = 20 \cdot 0.1 \cdot 0.9 \cdot (50 + 0.1/2) \cdot 20.4348/100 = 18.43\text{kNm} > 18.30\text{kNm}$ οπότε και η τελική ροπή αντοχής προσεγγιστικά υπολογίζεται ως: $M_{Rd}^{ενίσχ} = M_{Rd}^{υφιστ} + \Delta M = 43.40 + 18.43 = 61.83\text{kNm} > M_{Ed} = 61.70\text{kNm}$, οπότε κρίνεται οριακά επαρκές.

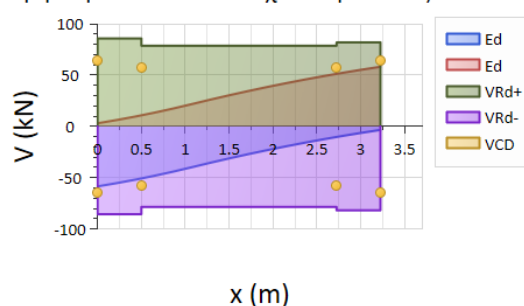
Επικόλληση μεταλλικού ελάσματος

Καθώς η επίλυση είναι σεισμική και όχι υπό στατικά φορτία, με τη φορά του σεισμού να είναι εναλλασσόμενη, η απαίτηση τελικά προκύπτει από περιβάλλουσα δράσεων. Έτσι, όσον αφορά τις αρνητικές ροπές, πολλές φορές η περιβάλλουσα μπορεί να καταλήξει να μην έχει μηδενισμό ροπών, αλλά να αναπτύσσεται αρνητική ροπή καθ' όλο το μήκος της δοκού ή όπως εδώ, αυτό το τμήμα να είναι αρκετά περιορισμένο περί το μέσον της δοκού. Αντίθετα, σε μια επίλυση υπό στατικά φορτία μπορεί να προσδιοριστεί σημείο μηδενισμού των ροπών που μπορεί να προκύψει και από επίλυση απλών στατικών συστημάτων (μονόπακτης ή αμφίπακτης κλπ). Για το λόγο αυτό και δεδομένου του μικρού καθαρού μήκους της δοκού (3.22m), το έλασμα επιλέγεται να τοποθετηθεί καθ' όλο το μήκος στην άνω παρειά της δοκού. Στη λογική αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης $L = L_{καθ}/2 + L_e = 3.22/2 + 0.252 = 1.862\text{m}$ (καθώς το άλλο $L_{καθ}/2$ θα διατίθεται για την αγκύρωση του ελάσματος στο άλλο άκρο της δοκού). Έτσι, το μήκος L_e βρίσκεται οριακά σε θλιβόμενη περιοχή του στοιχείου, όπως φαίνεται από την περιβάλλουσα. Ακόμη, σ' αυτό το σημείο αξίζει να αναφερθεί ότι καλό είναι να εξασφαλιστεί κατάλληλα η περιοχή αυτή και κυρίως στις περιοχές των άκρων των δοκών λόγω της ανακυκλιζόμενης έντασης ώστε να παρεμποδιστεί ο «τοπικός λυγισμός» του υλικού ενίσχυσης (ΚΑΝΕΠΕ §8.2.1.3a)vii)).

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ19-Σ3



Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ. Δ19-Σ3



Σχήμα 9-31: Περιβάλλουσες δράσεων και αντοχών σε κάμψη και τέμνουσα υφιστάμενης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 (ΡΑΦ ΤΟΛ)

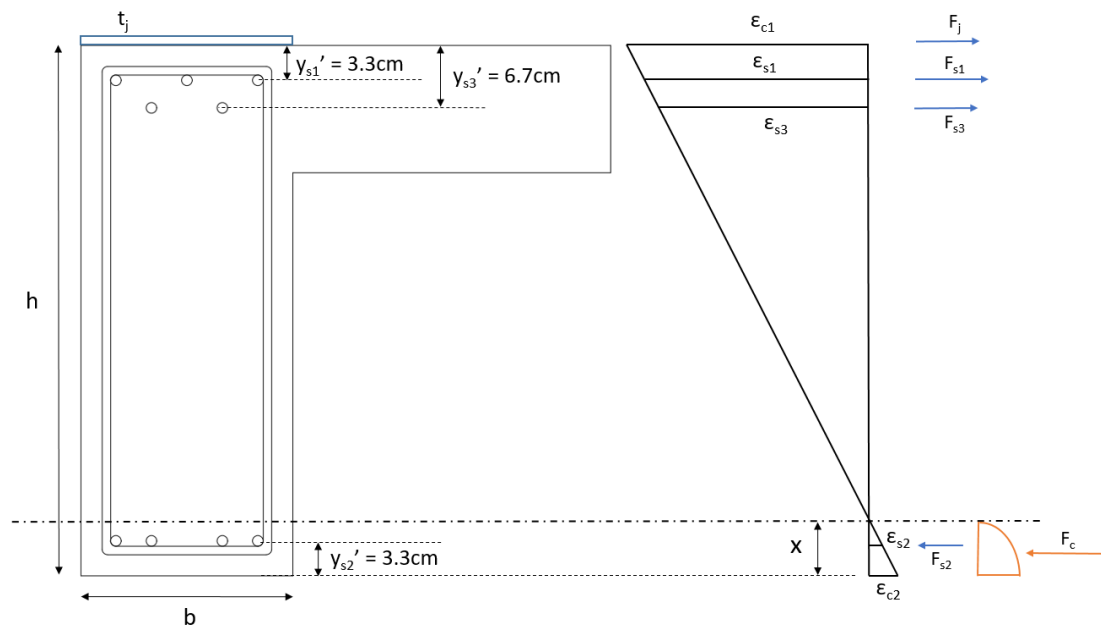
Στη θέση αυτή περί του μέσου, πρέπει να γίνει έλεγχος πρόωρης διατμητικής αστοχίας του αρχικού στοιχείου (ΚΑΝΕΠΕ §8.2.1.3a)vi)). Το κριτήριο της ροπής ικανοποιείται αφού για τη θετική ροπή είναι $M_{sd} = 15\text{kNm} \leq (2/3)M_{Rd} = (2/3) \cdot 38 = 25.3\text{kNm}$. Για το

κριτήριο της τέμνουσας, αρκεί να υπολογιστεί η τέμνουσα που αναλαμβάνει το σκυρόδεμα από την παρακάτω σχέση:

$$V_{R,c} = b_w d \cdot \left[0.15 \cdot \sigma_c + \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) \cdot f_c^{1/3} \cdot \max \left(180(100\rho_L)^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \cdot f_c^{1/6}} \right) \right]$$

όπου $\rho_L = \rho = 0.00433$, $b_w = 0.20\text{m}$, $d = 0.4534\text{m}$, $f_c = 14.545\text{MPa}$, $N_{Ed} = 0\text{kN}$, $\sigma_c = 0\text{kPa} \leq 0.2 \cdot 14.545 \cdot 1000 = 2909\text{kPa}$. Προκύπτει $V_{R,c} = 50.16\text{kN} \geq V_{sd} = 25\text{kN}$, οπότε ικανοποιείται και αυτό το κριτήριο.

Όπως αναφέρθηκε, η αντοχή της ενισχυμένης δοκού θα διερευνηθεί και με δοκιμές.



Σχήμα 9-32: Ισορροπία διατομής ενισχυμένης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3

Έστω βάθος θλιβόμενης ζώνης $x=4.743\text{cm}$ και παραμόρφωση της κάτω ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος $\varepsilon_{c2} = 2.270\text{‰}$. Από αυτά τα 2 μεγέθη μπορούν να υπολογιστούν όλες οι άλλες παραμορφώσεις. Συγκεκριμένα:

$$\text{για την άνω ακραία εφελκυσόμενη στρώση οπλισμού: } \frac{\varepsilon_{c2}}{x} = \frac{\varepsilon_{s1}}{y_{s1} - x} \rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{y_{s1} - x}{x} \cdot \varepsilon_{c2} = \frac{46.70 - 4.743}{4.743} \cdot 2.270 = 20.083\text{‰} > \varepsilon_{sy} = 1.27\text{‰}, \text{ άρα διαρρέουν τα σίδερα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι } F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 2.356 \cdot 25.4545 = 59.98\text{kN},$$

$$\text{για την άνω εσωτερική εφελκυσόμενη στρώση οπλισμού: } \frac{\varepsilon_{c2}}{x} = \frac{\varepsilon_{s3}}{y_{s3} - x} \rightarrow \varepsilon_{s3} = \frac{y_{s3} - x}{x} \cdot \varepsilon_{c2} = \frac{43.30 - 4.743}{4.743} \cdot 2.270 = 18.455\text{‰} > \varepsilon_{sy} = 1.27\text{‰}, \text{ άρα διαρρέουν τα σίδερα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι } F_{s3} = A_{s3} \cdot f_{yd} = 1.571 \cdot 25.4545 = 39.98\text{kN},$$

για την κάτω θλιβόμενη στρώση οπλισμού: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{s2}}{x - y_{s2}'} \rightarrow \epsilon_{s2} = \frac{x - y_{s2}'}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{4.743 - 3.30}{4.743} \cdot 2.270 = 0.690\text{‰} < \epsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα δεν διαρρέουν τα σίδερα και η δύναμη που αναπτύσσονται είναι $F_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot \epsilon_{s2} / \epsilon_{sy} = 3.142 \cdot 25.4545 \cdot 0.690 / 1.27 = 43.38\text{kN}$,

για το σκυρόδεμα: για παραμόρφωση $\epsilon_{c2} = 2.270\text{‰} > 2\text{‰}$, ο συντελεστής πλήρωσης του παραβολικού διαγράμματος είναι $\alpha = (3\epsilon_c - 2) / 3\epsilon_c = (3 \cdot 2.270 - 2) / (3 \cdot 2.270) = 0.706$ και ο συντελεστής κέντρου βάρους είναι $\zeta' = \frac{\epsilon_c(3\epsilon_c - 4) + 2}{2\epsilon_c(3\epsilon_c - 2)} = \frac{2.270 \cdot (3 \cdot 2.270 - 4) + 2}{2 \cdot 2.270 \cdot (3 \cdot 2.270 - 2)} = 0.384$ οπότε η δύναμη του σκυροδέματος είναι $F_c = \alpha \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0.706 \cdot 4.743 \cdot 20 \cdot 1.4545 = 97.45\text{kN}$.

για την άνω ακραία εφελκόμενη ίνα σκυροδέματος στην οποία θα επικολληθεί το έλασμα: $\frac{\epsilon_{c1}}{x} = \frac{\epsilon_{c1}}{h - x} \rightarrow \epsilon_{c1} = \frac{h - x}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{50 - 4.743}{4.743} \cdot 2.270 = 21.662\text{‰} > \epsilon_{yad} = 1.02\text{‰}$, άρα διαρρέει το έλασμα και η δύναμη που αναπτύσσει είναι $F_j = A_j \cdot f_{ad} = 20 \cdot 0.1 \cdot 20.4348 = 40.87\text{kN}$, (η παραμόρφωση στο έλασμα μπορεί να βρεθεί και ακριβέστερα ως $\epsilon_j = \frac{h + t_j/2 - x}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{50 + 0.1/2 - 4.743}{4.743} \cdot 2.270 = 21.686\text{‰}$ δηλαδή στο κέντρο βάρους του ελάσματος αλλά δεν έχει μεγάλη πρακτική σημασία αφού η παραμόρφωση είναι ήδη μεγάλη, μεγαλύτερη της διαρροής).

Συνισταμένη δυνάμεων: $\Sigma F = N = F_c + F_{s2} - F_{s1} - F_{s3} - F_j = 97.45 + 43.38 - 59.98 - 39.98 - 40.87 = 0\text{kN}$ ($N_{Ed} = 0$ για δοκό).

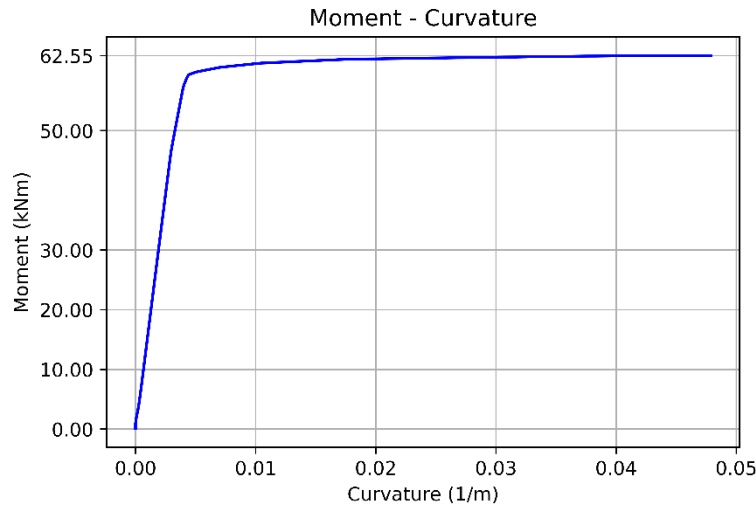
Αφού ικανοποιείται η ισορροπία των δυνάμεων, μπορεί να υπολογιστεί η ροπή ως προς το κέντρο βάρους της διατομής που θα δώσει και την οριακή ροπή αντοχής της υφιστάμενης δοκού:

$$M_{Rd} = F_{s1}(h/2 - y_{s1}') + F_{s3}(h/2 - y_{s3}') + F_{s2}(h/2 - y_{s2}') + F_c(h/2 - \zeta'x) + F_j(h/2 + t_j/2) = 59.98 \cdot (50/2 - 3.30)/100 + 39.98 \cdot (50/2 - 6.70)/100 + 43.38 \cdot (50/2 - 3.30)/100 + 97.45 \cdot (50/2 - 0.384 \cdot 4.743)/100 + 40.87 \cdot (50/2 + 0.1/2)/100 = 62.57\text{kNm}.$$

Η καμπυλότητα στην οριακή αντοχή της διατομής υπολογίζεται ως:

$$\kappa_u = \frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{2.270\text{‰}}{0.04743} = \frac{\epsilon_{s1}}{y_{s1} - x} = \frac{20.083\text{‰}}{0.467 - 0.04743} = \frac{\epsilon_{s3}}{y_{s3} - x} = \frac{18.455\text{‰}}{0.433 - 0.04743} = \frac{\epsilon_{s2}}{x - y_{s2}'} = \frac{0.690\text{‰}}{0.04743 - 0.033} = 0.04786 \text{ (1/m)}.$$

Γι' αυτήν την καμπυλότητα, η ανάλυση της διατομής με το λογισμικό OpenSees δίνει ροπή $M = 62.55\text{kNm} \approx 62.57\text{kNm}$.



Σχήμα 9-33: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής ενισχυμένης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 (OpenSeesPy)

Η επιλογή χαλύβδινου ελάσματος πάχους 1mm καλύπτει οριακά την απαίτηση της ροπής $M_{Ed} = 61.7\text{kNm}$ οπότε κρίνεται επαρκές.

Τέλος, πρέπει να εξασφαλιστεί η πλήρης μεταφορά της δύναμης διαρροής του χαλύβδινου ελάσματος στο σκυρόδεμα μέσω βλήτρων (ΚΑΝΕΠΕ §8.2.1.3a)vii)). Η συγκεκριμένη δύναμη υπολογίζεται ως $F_j = A_j \sigma_{jd} = 20 \cdot 0.1 \cdot 204.348/10 = 40.87\text{kN}$. Στη συνέχεια θα υπολογιστεί η αντοχή ενός βλήτρου και από εκεί ο απαιτούμενος αριθμός για την ανάληψη της δύναμης F_j . Επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν βλήτρα Φ12 ποιότητας B500C. Η αντοχή υπολογίζεται από τη σχέση (6.8) του ΚΑΝΕΠΕ, ωστόσο επειδή η διάταξή τους θα γίνει σε περιοχή με ανακυκλιζόμενη δράση, επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί η σχέση (6.9):

$$F_{ud} = 0.65 \cdot d_b^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

όπου $d_b = 12\text{mm}$, $f_{cd} = 14.545\text{MPa}$, $f_{yd} = 500/1.15 = 434.78\text{MPa}$, $A_s = \pi \cdot 1.2^2/4 = 1.131\text{cm}^2$. Προκύπτει $F_{ud} = 7.44\text{kN} \leq 28.39\text{kN}$. Η αντοχή αυτή επιστρατεύεται για τιμή μετακίνησης στην διεπιφάνεια ίση με $0.05d_b = 0.05 \cdot 12 = 0.6\text{mm}$ (ΚΑΝΕΠΕ §6.1.2.2ε) και άρα για σχετική ολίσθηση 1.2mm. Από Σ§6.1.2.2ε)β) για τιμές της σχετικής ολισθήσεως μεταξύ $0.005d_b$ και $0.05d_b$, η σχέση μεταξύ της ολισθήσεως και της αντιστάσεως του μηχανισμού βλήτρου υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

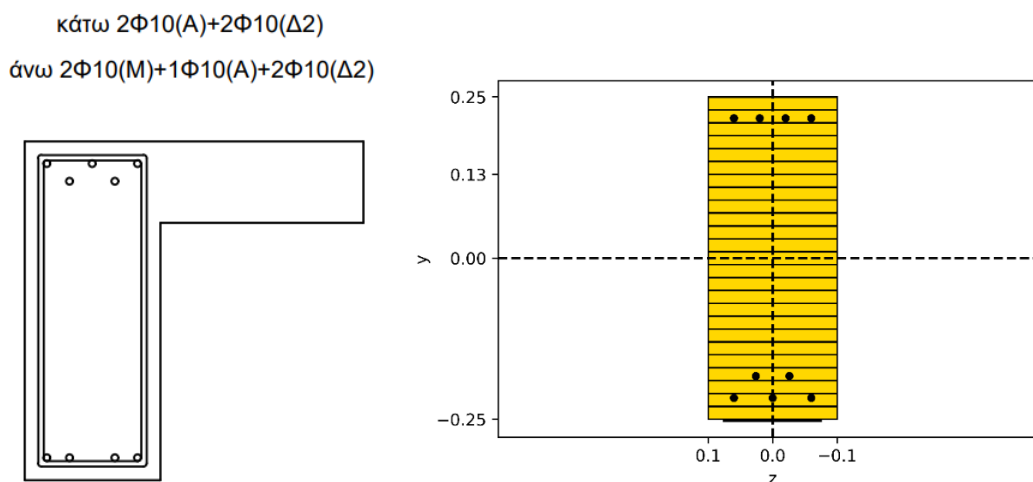
$$d = 0.1 \cdot d_u + 1,80 \cdot d_u \cdot \left(\left(\frac{F_d}{F_{ud}} \right)^4 - 0.5 \cdot \left(\frac{F_d}{F_{ud}} \right)^3 \right)$$

όπου $d_u = 0.6\text{mm}$, $s = 1.5\text{mm}$ για στάθμη Γ (ΚΑΝΕΠΕ Σ§8.1.2.3a)) άρα $d = s/2 = 0.75\text{mm}$, $F_{ud} = 7.44\text{kN}$ και αναζητείται η τιμή της δύναμης F_d . Προκύπτει $F_d = 7.82\text{kN}$, όμως υιοθετείται η τιμή $F_{ud} = 7.44\text{kN}$ ως μικρότερη (με βάση και το σχήμα Σ6.8 του ΚΑΝΕΠΕ). Τελικά απαιτούνται $40.87/7.44 = 5.49$ βλήτρα. Επιλέγονται 6 βλήτρα Φ12.

Σ' αυτό το σημείο, επειδή το πάχος μεταλλικού ελάσματος ενός χιλιοστού κρίνεται μικρό, γίνονται οι ίδιοι έλεγχοι και με πάχος ελάσματος 3mm, αλλά με μικρότερο πλάτος από αυτό του κορμού της δοκού για να μην αυξηθεί σε μεγάλο βαθμό η ροπή αντοχής της ενισχυμένης δοκού. Και αυτό διότι η αύξηση της ροπής αντοχής της στήριξης της δοκού σε μεγαλύτερο επίπεδο από αυτό που απαιτείται, έχει άμεση επίπτωση στην ικανοτική τέμνουσα της δοκού αλλά και στον ικανοτικό κόμβου πλησίον του άκρου της δοκού. Στη συγκεκριμένη δοκό έχει τοποθετηθεί ύφασμα FRP για ενίσχυση σε τέμνουσα, ωστόσο στο τέλος, μετά την επιλογή του ελάσματος ενίσχυσης σε κάμψη, κανονικά πρέπει να γίνει εκ νέου υπολογισμός της ικανοτικής τέμνουσας της δοκού και σύγκρισή της με την τέμνουσα αντοχής της ενισχυμένης δοκού με το FRP. Η επιλογή του πάχους των 3mm έγινε ώστε να μπορεί να συγκολληθεί στο μεταλλικό κλωβό του διπλανού υποστυλώματος και να εξασφαλιστεί η καλύτερη συνεργασία αυτών των 2 μεθόδων ενίσχυσης ([6]), μιας και για συγκολλήσεις με πάχη ελασμάτων πάνω από 3mm μπορούν να διαστασιολογηθούν με βάση τον EN1993.

9.6.3.2 Καμπτική Ενίσχυση Δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 με Έλασμα Χάλυβα 3mm

Και στην περίπτωση του πάχους των 3mm, η αντοχή της ενισχυμένης διατομής θα υπολογιστεί με 2 τρόπους, τόσο με βάση την §8.2.1.3 του ΚΑΝΕΠΕ όσο και με ανάλυση της διατομής με δοκιμές.



Σχήμα 9-34: Διατομή ενισχυμένης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 για αρνητικές ροπές (OpenSeesPy)

Ξεκινώντας με την πρώτη μέθοδο, αρκεί να προσδιοριστεί η διατομή του υλικού ενίσχυσης ώστε να ικανοποιείται το έλλειμμα αντοχής, δηλαδή η ροπή 18.3kNm. Το έλασμα έχει πλάτος $b_j = 150\text{mm} = 15\text{cm} < b_w = 20\text{cm}$ και το πάχος του ελάσματος επιλέγεται $t_j = 3\text{mm}$. Η ποιότητα του χάλυβα του μεταλλικού ελάσματος είναι S235 με $f_{ya} = 235\text{MPa}$, ενώ ο συντελεστής ασφαλείας του, ως προστιθέμενο υλικό, μπορεί να ληφθεί ως $\gamma_m = 1.15$ για κανονική (συνήθη) διατομή και προσπελασιμότητα (ΚΑΝΕΠΕ Σ§4.5.3.3). Έτσι, $f_{ad} = 235/1.15 = 204.348\text{MPa}$ και $\epsilon_{yad} = 204.348/200000 = 1.02\%$.

Έλεγχος για αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης

Από τη σχέση Σ8.2 του ΚΑΝΕΠΕ, η απαιτούμενη διατομή υλικού ενίσχυσης μπορεί να υπολογιστεί προσεγγιστικά από τη σχέση $A_j = \Delta M_{d0}/z\sigma_{jd}$, όπου $\Delta M_{d0} = 18.3\text{kNm}$, $z = h + t_j/2$, $A_j = b_j t_j$ και $\sigma_{jd} = f_{ad} = 204.348\text{MPa}$. Αναπτύσσοντας τη σχέση, προκύπτει:

$$A_j = 15 \cdot t_j \geq \frac{1830}{0.90 \cdot (50 + t_j/2) \cdot 20.4348} \rightarrow t_j \cdot (50 + 0.5t_j) \geq 6.634, t_j \text{ σε cm.}$$

Για $t_j = 1.30\text{mm} = 0.13\text{cm}$: $0.13 \cdot (50 + 0.5 \cdot 0.13) = 6.51 \approx 6.634$.

Όμως επιλέγεται $t_j = 3.0\text{mm} = 0.30\text{cm}$, τότε $0.30 \cdot (50 + 0.5 \cdot 0.30) = 15.055 \geq 6.634$, οπότε καλύπτεται η απαίτηση όσον αφορά τον έλεγχο αστοχίας για το ίδιο το υλικό.

Έλεγχος για πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης της σύνδεσης κατά μήκος του στοιχείου ή της αγκύρωσης των άκρων

Πέρα από την αστοχία του ίδιου υλικού, πρέπει να γίνει και έλεγχος σε πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης. Η σχέση υπολογισμού παραμένει η ίδια (Σ8.2), αλλάζει όμως η τάση σ_{jd} που πλέον υπολογίζεται από την (8.7), όπου $\sigma_{jd} = \sigma_{j,crit}/\gamma_{Rd}$ με

$$\sigma_{j,crit} = \beta \cdot \frac{\tau_b^{\alpha_{\text{ποκ}}}}{t_j} \cdot L_e = \beta_w \cdot \beta_L \cdot \frac{0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{t_j} \cdot L_e$$

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

$$L_e = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2 \cdot 0.3f_{ck}^{2/3}}} = \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6f_{ck}^{2/3}}}$$

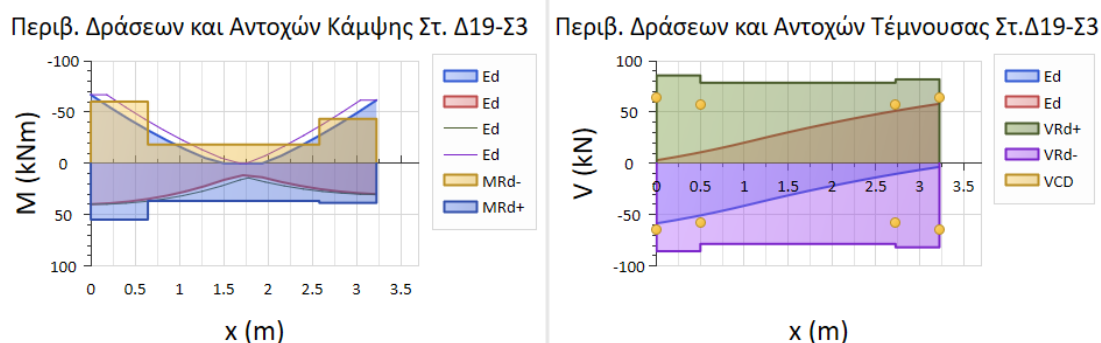
όπου $f_{ck} = 12\text{MPa}$, $E_j = 200000\text{MPa}$, $t_j = 3.0\text{mm}$, $b_j = 150\text{mm}$, $\gamma_{Rd} = 1.20$. Το ενεργό μήκος αγκύρωσης υπολογίζεται ως $L_e = 436.79\text{mm}$, ο διορθωτικός συντελεστής β ως $\beta = 0.845$ θεωρώντας $\lambda > 1$ οπότε και γι' αυτήν τη μορφή αστοχίας, η κρίσιμη τάση προκύπτει $\sigma_{j,crit} = 193.492$ και από 'κει η τάση σχεδιασμού $\sigma_{jd} = \sigma_{j,crit}/\gamma_{Rd} = 193.492/1.20 = 161.243\text{MPa}$ που είναι μικρότερη της τάσης $\sigma_{jd} = f_{ad} = 204.348\text{MPa}$, οπότε κρίσιμη μορφή αστοχίας είναι αυτή της αποκόλλησης του υλικού ενίσχυσης και το πάχος $t_j = 3\text{mm}$ είναι ικανοποιητικό για πρόωρη αποκόλληση. Για να γίνει μια επαλήθευση των υπολογισμών, μπορεί να υπολογιστεί η πρόσθετη ροπή που μπορεί τελικά να αναλάβει το έλασμα που επιλέχθηκε ως:

$\Delta M = A_j z \sigma_{jd} = 15 \cdot 0.30 \cdot 0.9 \cdot (50 + 0.30/2) \cdot 16.1243/100 = 32.85\text{kNm} > 18.30\text{kNm}$ οπότε και η τελική ροπή αντοχής προσεγγιστικά υπολογίζεται ως: $M_{Rd}^{\text{ΕΝΙΣΧ}} = M_{Rd}^{\text{ΥΦΙΟΤ}} + \Delta M = 43.40 + 32.85 = 76.25\text{kNm} > M_{Ed} = 61.70\text{kNm}$, οπότε κρίνεται επαρκές.

Βέβαια, δεδομένου ότι το μεταλλικό έλασμα θα συγκολληθεί πάνω στο μεταλλικό κλωβό του διπλανού υποστυλώματος, μπορεί να θεωρηθεί ότι δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψιν η τάση για αποκόλληση των άκρων του υλικού ενίσχυσης, παρά μόνον η αστοχία του ίδιου του υλικού. Τότε, ως τάση σχεδιασμού λαμβάνεται η $\sigma_{jd} = f_{ad} = 204.348\text{MPa}$ και η τελική ροπή αντοχής υπολογίζεται ως: $M_{Rd}^{\text{ΕΝΙΣΧ}} = M_{Rd}^{\text{ΥΦΙΟΤ}} + \Delta M = 43.40 + 15 \cdot 0.30 \cdot 0.9 \cdot (50 + 0.30/2) \cdot 20.4348/100 = 43.40 + 41.50 = 84.90\text{kNm} > M_{Ed} = 61.70\text{kNm}$, οπότε κρίνεται επίσης επαρκές.

Επικόλληση μεταλλικού ελάσματος

Καθώς η επίλυση είναι σεισμική και όχι υπό στατικά φορτία, με τη φορά του σεισμού να είναι εναλλασσόμενη, η απαίτηση τελικά προκύπτει από περιβάλλουσα δράσεων. Έτσι, όσον αφορά τις αρνητικές ροπές, πολλές φορές η περιβάλλουσα μπορεί να καταλήξει να μην έχει μηδενισμό ροπών, αλλά να αναπτύσσεται αρνητική ροπή καθ' όλο το μήκος της δοκού ή όπως εδώ, αυτό το τμήμα να είναι αρκετά περιορισμένο περί το μέσον της δοκού. Αντίθετα, σε μια επίλυση υπό στατικά φορτία μπορεί να προσδιοριστεί σημείο μηδενισμού των ροπών που μπορεί να προκύψει και από επίλυση απλών στατικών συστημάτων (μονόπακτης ή αμφίπακτης κλπ). Για το λόγο αυτό και δεδομένου του μικρού καθαρού μήκους της δοκού (3.22m), το έλασμα επιλέγεται να τοποθετηθεί καθ' όλο το μήκος στην άνω παρειά της δοκού. Στη λογική αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης $L = L_{καθ}/2 + L_e = 3.22/2 + 0.437 = 2.047m$ (καθώς το άλλο $L_{καθ}/2$ θα διατίθεται για την αγκύρωση του ελάσματος στο άλλο άκρο της δοκού). Έτσι, το μήκος L_e βρίσκεται οριακά σε θλιβόμενη περιοχή του στοιχείου, όπως φαίνεται από την περιβάλλουσα. Ακόμη, σ' αυτό το σημείο αξίζει να αναφερθεί ότι καλό είναι να εξασφαλιστεί κατάλληλα η περιοχή αυτή και κυρίως στις περιοχές των άκρων των δοκών λόγω της ανακυκλιζόμενης έντασης ώστε να παρεμποδιστεί ο «τοπικός λυγισμός» του υλικού ενίσχυσης (ΚΑΝΕΠΕ §8.2.1.3a)vii)).



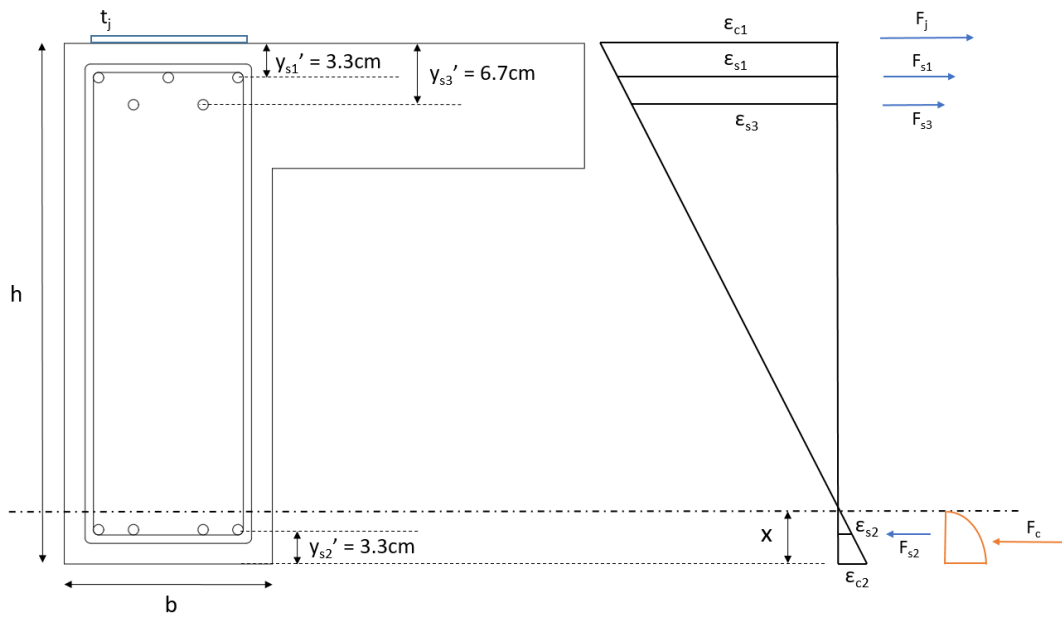
Σχήμα 9-35: Περιβάλλουσες δράσεων και αντοχών σε κάμψη και τέμνουσα υφιστάμενης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Στη θέση αυτή περί του μέσου, πρέπει να γίνει έλεγχος πρόωρης διατμητικής αστοχίας του αρχικού στοιχείου (ΚΑΝΕΠΕ §8.2.1.3a)vi)). Το κριτήριο της ροπής ικανοποιείται αφού για τη θετική ροπή είναι $M_{sd} = 15kNm \leq (2/3)M_{Rd} = (2/3) \cdot 38 = 25.3kNm$. Για το κριτήριο της τέμνουσας, αρκεί να υπολογιστεί η τέμνουσα που αναλαμβάνει το σκυρόδεμα από την παρακάτω σχέση:

$$V_{R,c} = b_w d \cdot \left[0.15 \cdot \sigma_c + \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) \cdot f_c^{1/3} \cdot \max \left(180(100\rho_L)^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \cdot f_c^{1/6}} \right) \right]$$

όπου $\rho_L = \rho = 0.00433$, $b_w = 0.20m$, $d = 0.4534m$, $f_c = 14.545MPa$, $N_{Ed} = 0kN$, $\sigma_c = 0kPa \leq 0.2 \cdot 14.545 \cdot 1000 = 2909kPa$. Προκύπτει $V_{R,c} = 50.16kN \geq V_{sd} = 25kN$, οπότε ικανοποιείται και αυτό το κριτήριο.

Όπως αναφέρθηκε, η αντοχή της ενισχυμένης δοκού θα διερευνηθεί και με δοκιμές.



Σχήμα 9-36: Ισορροπία διατομής ενισχυμένης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3

Έστω βάθος θλιβόμενης ζώνης $x=5.569\text{cm}$ και παραμόρφωση της κάτω ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος $\epsilon_{c2} = 2.720\text{‰}$. Από αυτά τα 2 μεγέθη μπορούν να υπολογιστούν όλες οι άλλες παραμορφώσεις. Συγκεκριμένα:

για την άνω ακραία εφελκυσμένη στρώση οπλισμού: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{s1}}{y_{s1} - x} \rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{y_{s1} - x}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{46.70 - 5.569}{5.569} \cdot 2.720 = 20.091\text{‰} > \epsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα διαρρέουν τα σίδηρα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 2.356 \cdot 25.4545 = 59.98\text{kN}$,

για την άνω εσωτερική εφελκυσμένη στρώση οπλισμού: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{s3}}{y_{s3} - x} \rightarrow \epsilon_{s3} = \frac{y_{s3} - x}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{43.30 - 5.569}{5.569} \cdot 2.720 = 18.430\text{‰} > \epsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα διαρρέουν τα σίδηρα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s3} = A_{s3} \cdot f_{yd} = 1.571 \cdot 25.4545 = 39.98\text{kN}$,

για την κάτω θλιβόμενη στρώση οπλισμού: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{s2}}{x - y_{s2}'} \rightarrow \epsilon_{s2} = \frac{x - y_{s2}'}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{5.569 - 3.30}{5.569} \cdot 2.720 = 1.108\text{‰} < \epsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα δεν διαρρέουν τα σίδηρα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot \epsilon_{s2} / \epsilon_{sy} = 3.142 \cdot 25.4545 \cdot 1.108 / 1.27 = 112.29\text{kN}$,

για το σκυρόδεμα: για παραμόρφωση $\epsilon_{c2} = 2.720\text{‰} > 2\text{‰}$, ο συντελεστής πλήρωσης του παραβολικού διαγράμματος είναι $a = (3\epsilon_c - 2) / 3\epsilon_c = (3 \cdot 2.720 - 2) / (3 \cdot 2.720) = 0.755$ και ο συντελεστής κέντρου βάρους είναι $\zeta' = \frac{\epsilon_c(3\epsilon_c - 4) + 2}{2\epsilon_c(3\epsilon_c - 2)} = \frac{2.720 \cdot (3 \cdot 2.720 - 4) + 2}{2 \cdot 2.720 \cdot (3 \cdot 2.720 - 2)} = 0.397$ οπότε η δύναμη του σκυροδέματος είναι $F_c = a \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0.755 \cdot 5.569 \cdot 20 \cdot 1.4545 = 122.29\text{kN}$.

για την άνω ακραία εφελκυσόμενη ίνα σκυροδέματος στην οποία θα επικολληθεί το έλασμα: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{c1}}{h-x} \rightarrow \epsilon_{c1} = \frac{h-x}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{50-5.569}{5.569} \cdot 2.720 = 21.703\text{‰}$ > $\epsilon_{yad} = 1.02\text{‰}$, άρα διαρρέει το έλασμα και η δύναμη που αναπτύσσει είναι $F_j = A_j \cdot f_{ad} = 15 \cdot 0.3 \cdot 20.4348 = 91.96\text{kN}$, (η παραμόρφωση στο έλασμα μπορεί να βρεθεί και ακριβέστερα ως $\epsilon_j = \frac{h+t_j/2-x}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{50+0.3/2-5.569}{5.569} \cdot 2.720 = 21.774\text{‰}$ δηλαδή στο κέντρο βάρους του ελάσματος αλλά δεν έχει μεγάλη πρακτική σημασία αφού η παραμόρφωση είναι ήδη μεγάλη, μεγαλύτερη της διαρροής).

Συνισταμένη δυνάμεων: $\Sigma F = N = F_c + F_{s2} - F_{s1} - F_{s3} - F_j = 122.29 + 69.62 - 59.98 - 39.98 - 91.96 = 0\text{kN}$ ($N_{Ed} = 0$ για δοκό).

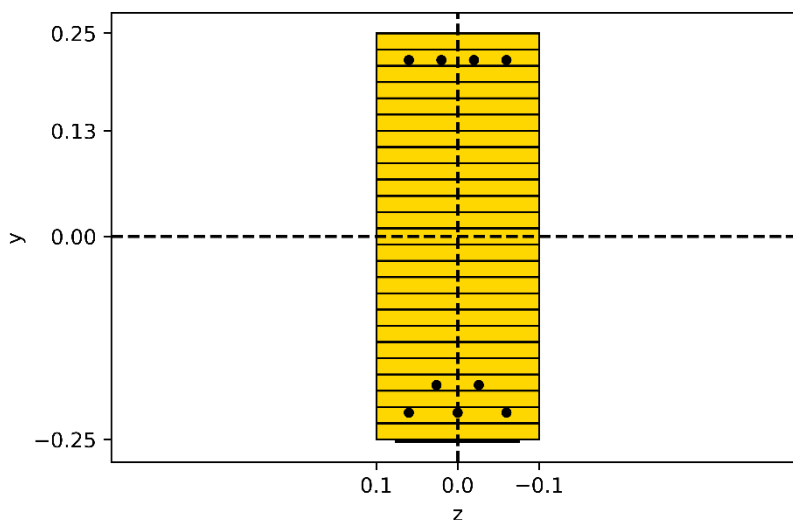
Αφού ικανοποιείται η ισορροπία των δυνάμεων, μπορεί να υπολογιστεί η ροπή ως προς το κέντρο βάρους της διατομής που θα δώσει και την οριακή ροπή αντοχής της υφιστάμενης δοκού:

$$M_{Rd} = F_{s1}(h/2 - y_{s1}') + F_{s3}(h/2 - y_{s3}') + F_{s2}(h/2 - y_{s2}') + F_c(h/2 - \zeta'x) + F_j(h/2 + t_j/2) = 59.98 \cdot (50/2 - 3.30)/100 + 39.98 \cdot (50/2 - 6.70)/100 + 69.62 \cdot (50/2 - 3.30)/100 + 122.29 \cdot (50/2 - 0.397 \cdot 5.569)/100 + 91.96 \cdot (50/2 + 0.3/2)/100 = 86.43\text{kNm}.$$

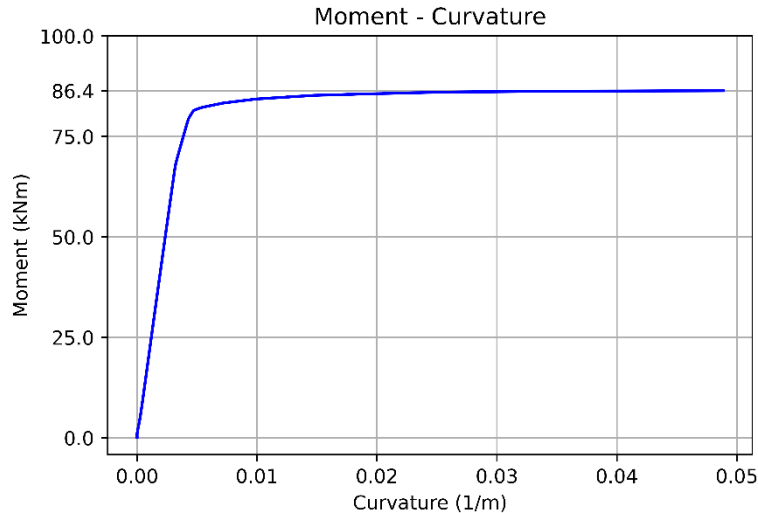
Η καμπυλότητα στην οριακή αντοχή της διατομής υπολογίζεται ως:

$$\kappa_u = \frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{2.720\text{‰}}{0.05569} = \frac{\epsilon_{s1}}{y_{s1} - x} = \frac{20.091\text{‰}}{0.467 - 0.05569} = \frac{\epsilon_{s3}}{y_{s3} - x} = \frac{18.430\text{‰}}{0.433 - 0.05569} = \frac{\epsilon_{s2}}{x - y_{s2}'} = \frac{1.108\text{‰}}{0.05569 - 0.033} = 0.04885 \text{ (1/m)}.$$

Γι' αυτήν την καμπυλότητα, η ανάλυση της διατομής με το λογισμικό OpenSees δίνει ροπή $M = 86.37\text{kNm} \approx 86.43\text{kNm}$.



Σχήμα 9-37: Διατομή ενισχυμένης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 για αρνητικές ροπές (OpenSeesPy)



Σχήμα 9-38: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής ενισχυμένης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 (OpenSeesPy)

Η επιλογή χαλύβδινου ελάσματος πάχους 3mm καλύπτει την απαίτηση της ροπής $M_{Ed} = 61.7\text{kNm}$ οπότε κρίνεται επαρκές.

Τέλος, πρέπει να εξασφαλιστεί η πλήρης μεταφορά της δύναμης διαρροής του χαλύβδινου ελάσματος στο σκυρόδεμα μέσω βλήτρων (ΚΑΝΕΠΕ §8.2.1.3a)vii)). Η συγκεκριμένη δύναμη υπολογίζεται ως $F_j = A_j \sigma_{jd} = 15 \cdot 0.3 \cdot 204.348/10 = 91.96\text{kN}$. Στη συνέχεια θα υπολογιστεί η αντοχή ενός βλήτρου και από εκεί ο απαιτούμενος αριθμός για την ανάληψη της δύναμης F_j . Επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν βλήτρα Φ12 ποιότητας B500C. Η αντοχή υπολογίζεται από τη σχέση (6.8) του ΚΑΝΕΠΕ, ωστόσο επειδή η διάταξή τους θα γίνει σε περιοχή με ανακυκλιζόμενη δράση, επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί η σχέση (6.9):

$$F_{ud} = 0.65 \cdot d_b^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

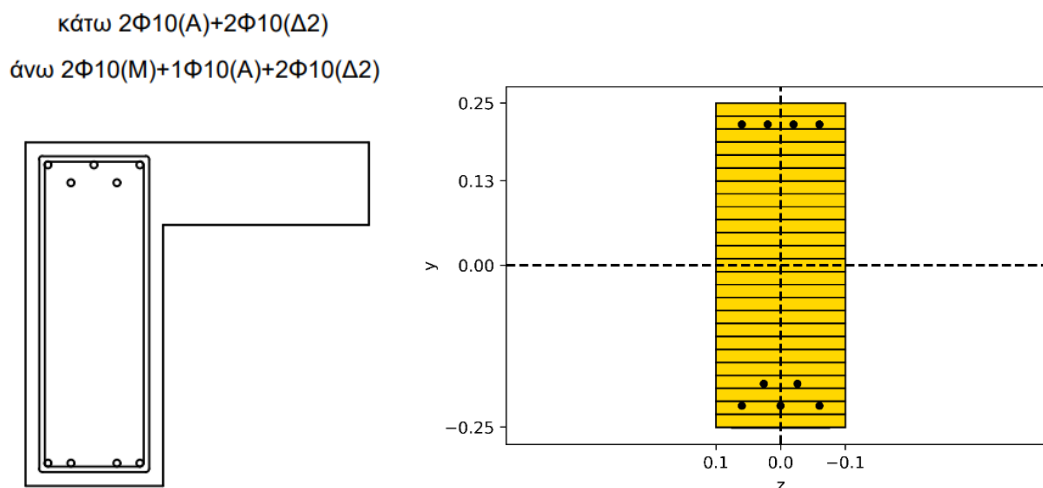
όπου $d_b = 12\text{mm}$, $f_{cd} = 14.545\text{MPa}$, $f_{yd} = 500/1.15 = 434.78\text{MPa}$, $A_s = \pi \cdot 1.2^2/4 = 1.131\text{cm}^2$. Προκύπτει $F_{ud} = 7.44\text{kN} \leq 28.39\text{kN}$. Η αντοχή αυτή επιστρατεύεται για τιμή μετακίνησης στην διεπιφάνεια ίση με $0.05d_b = 0.05 \cdot 12 = 0.6\text{mm}$ (ΚΑΝΕΠΕ §6.1.2.2ε) και άρα για σχετική ολισθήση 1.2mm. Από Σ§6.1.2.2ε)β) για τιμές της σχετικής ολισθήσεως μεταξύ $0.005d_b$ και $0.05d_b$, η σχέση μεταξύ της ολισθήσεως και της αντιστάσεως του μηχανισμού βλήτρου υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$d = 0.1 \cdot d_u + 1,80 \cdot d_u \cdot \left(\left(\frac{F_d}{F_{ud}} \right)^4 - 0.5 \cdot \left(\frac{F_d}{F_{ud}} \right)^3 \right)$$

όπου $d_u = 0.6\text{mm}$, $s = 1.5\text{mm}$ για στάθμη Γ (ΚΑΝΕΠΕ Σ§8.1.2.3a)) άρα $d = s/2 = 0.75\text{mm}$, $F_{ud} = 7.44\text{kN}$ και αναζητείται η τιμή της δύναμης F_d . Προκύπτει $F_d = 7.82\text{kN}$, όμως υιοθετείται η τιμή $F_{ud} = 7.44\text{kN}$ ως μικρότερη (με βάση και το σχήμα Σ6.8 του ΚΑΝΕΠΕ). Τελικά απαιτούνται $91.96/7.44 = 12.36$ βλήτρα. Επιλέγονται 14 βλήτρα Φ12.

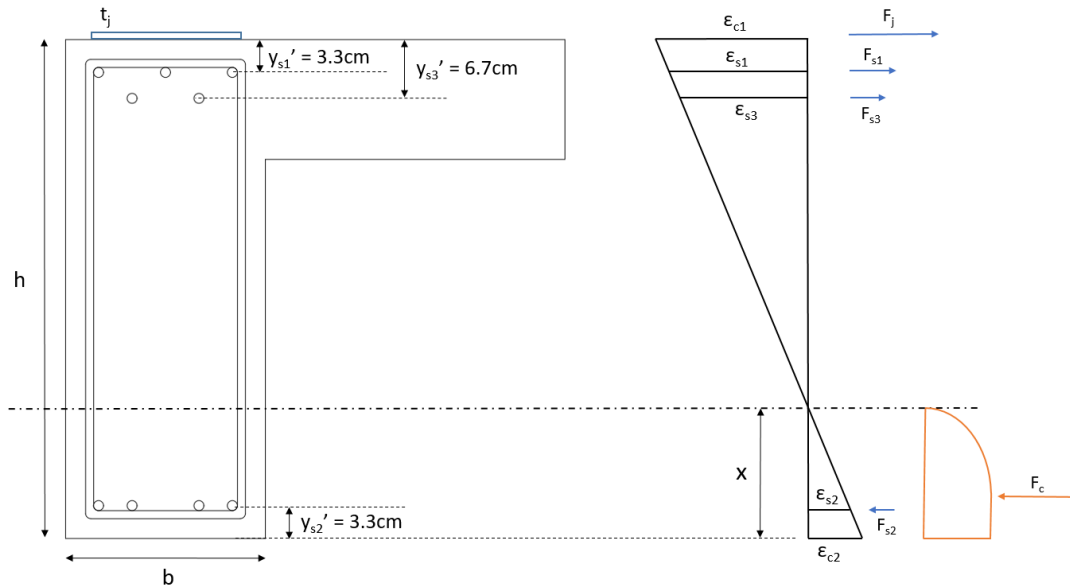
9.6.3.3 Καμπτική Ενίσχυση Δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 με Έλασμα ΙΟΠ

Εδώ θα παρουσιαστεί καμπτική ενίσχυση με χρήση ελασμάτων ΙΟΠ καθώς παρουσιάζει ενδιαφέρον ως προς τις παραμορφώσεις. Και εδώ, η αντοχή της ενισχυμένης δοκού θα ελεγχθεί με 2 τρόπους.



Σχήμα 9-39: Διατομή ενισχυμένης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 για αρνητικές ροπές (OpenSeesPy)

Θα παρουσιαστεί πρώτα η δεύτερη μεθοδολογία, αυτή της ανάλυσης της διατομής με δοκιμές. Επιλέγεται έλασμα από ΙΟΠ άνθρακα Sika CarboDur E με πλάτος $b_j = 150\text{mm} = 15\text{cm} < b_w = 20\text{cm}$ και πάχος $t_j = 1.20\text{mm}$. Η οριακή παραμόρφωση του υλικού είναι $\epsilon_{ju} = 13\%$, το μέτρο ελαστικότητάς του είναι $E_j = 165\text{GPa}$, η οριακή τάση του είναι $f_{ud} = 2000\text{MPa}$ ενώ ο συντελεστής ασφαλείας του, ως προστιθέμενο υλικό, μπορεί να ληφθεί ως $\gamma_m = 1.15$ για κανονική (συνήθη) διατομή και προσπελασιμότητα (ΚΑΝΕΠΕ Σ§4.5.3.3). Η διαφορά μεταξύ του χαλύβδινου ελάσματος και του ελάσματος ΙΟΠ είναι ότι στα δεύτερα, ως σύνθετο υλικό, δεν υπάρχει όριο διαρροής αλλά η τάση αυξάνεται γραμμικά με την αναπτυσσόμενη παραμόρφωση με τη σχέση $\sigma_{jd} = E_j \cdot \epsilon_j$. Βέβαια, στη διαδικασία των δοκιμών πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν ώστε η παραμόρφωση στη στάθμη του ΙΟΠ να μην υπερβαίνει την οριακή. Μια άλλη ιδιαιτερότητα που έχουν τα ελάσματα ΙΟΠ έναντι των μεταλλικών ελασμάτων, που μάλιστα σχετίζεται με την απουσία ορίου διαρροής είναι ότι έχει σημασία να είναι γνωστή η αρχική παραμόρφωση στην ίνα που θα επικολληθεί το έλασμα ΙΟΠ. Αυτή η αρχική παραμόρφωση οφείλεται στην καμπυλότητα που έχει το δομικό μέλος τη στιγμή που εφαρμόζεται η ενίσχυση και βασικά είναι η καμπυλότητα της διατομής υπό τα φορτία $G + \psi_2 Q$. Έτσι, η παραμόρφωση ϵ_j στη σχέση $\sigma_{jd} = E_j \cdot \epsilon_j$ είναι η $\epsilon_j = \epsilon_j' - \epsilon_{c1,0}$ όπου ϵ_j' η παραμόρφωση στη στάθμη του ΙΟΠ από την ανάλυση της διατομής και $\epsilon_{c1,0}$ η παραμόρφωση της ίνας που θα επικολληθεί αυτό υπό $G + \psi_2 Q$, εν προκειμένω η άνω εφελκυσόμενη ίνα. Η παραμόρφωση $\epsilon_{c1,0}$ θα ληφθεί υπόψιν αλλά πρώτα θα γίνει ανάλυση διατομής αγνοώντας την, δηλαδή θα θεωρηθεί $\epsilon_{c1,0} = 0\%$ αφενός για να διερευνηθεί η διαφορά που θα προκύψει στην οριακή ροπή αντοχής και αφετέρου για να συγκριθεί με την ανάλυση διατομής του λογισμικού OpenSees για επαλήθευση.



Σχήμα 9-40: Ισορροπία διατομής ενισχυμένης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3

Έστω βάθος θλιβόμενης ζώνης $x=13.189\text{cm}$ και παραμόρφωση της κάτω ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος $\varepsilon_{c2} = 3.50\text{‰}$. Από αυτά τα 2 μεγέθη μπορούν να υπολογιστούν όλες οι άλλες παραμορφώσεις. Συγκεκριμένα:

για την άνω ακραία εφελκυσμένη στρώση οπλισμού: $\frac{\varepsilon_{c2}}{x} = \frac{\varepsilon_{s1}}{y_{s1} - x} \rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{y_{s1} - x}{x} \cdot \varepsilon_{c2} = \frac{46.70 - 13.189}{13.189} \cdot 3.50 = 8.893\text{‰} > \varepsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα διαρρέουν τα σίδηρα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 2.356 \cdot 25.4545 = 59.98\text{kN}$,

για την άνω εσωτερική εφελκυσμένη στρώση οπλισμού: $\frac{\varepsilon_{c2}}{x} = \frac{\varepsilon_{s3}}{y_{s3} - x} \rightarrow \varepsilon_{s3} = \frac{y_{s3} - x}{x} \cdot \varepsilon_{c2} = \frac{43.30 - 13.189}{13.189} \cdot 3.50 = 7.991\text{‰} > \varepsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα διαρρέουν τα σίδηρα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s3} = A_{s3} \cdot f_{yd} = 1.571 \cdot 25.4545 = 39.98\text{kN}$,

για την κάτω θλιβόμενη στρώση οπλισμού: $\frac{\varepsilon_{c2}}{x} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x - y_{s2}'} \rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{x - y_{s2}'}{x} \cdot \varepsilon_{c2} = \frac{13.189 - 3.30}{13.189} \cdot 3.50 = 2.624\text{‰} > \varepsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα διαρρέουν τα σίδηρα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 3.142 \cdot 25.4545 = 79.97\text{kN}$,

για το σκυρόδεμα: για παραμόρφωση $\varepsilon_{c2} = 3.50\text{‰} > 2\text{‰}$, ο συντελεστής πλήρωσης του παραβολικού διαγράμματος είναι $\alpha = \frac{3\varepsilon_c - 2}{3\varepsilon_c} = \frac{3 \cdot 3.50 - 2}{3 \cdot 3.50} = 0.81$ και ο συντελεστής κέντρου βάρους είναι $\zeta' = \frac{\varepsilon_c(3\varepsilon_c - 4) + 2}{2\varepsilon_c(3\varepsilon_c - 2)} = \frac{3.50 \cdot (3 \cdot 3.50 - 4) + 2}{2 \cdot 3.50 \cdot (3 \cdot 3.50 - 2)} = 0.416$ οπότε η δύναμη του σκυροδέματος είναι $F_c = \alpha \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0.81 \cdot 13.189 \cdot 20 \cdot 1.4545 = 310.60\text{kN}$.

για τη στάθμη του ελάσματος ΙΟΠ: $\frac{\varepsilon_{c2}}{x} = \frac{\varepsilon_j'}{h + t_j/2 - x} \rightarrow \varepsilon_j' = \frac{h + t_j/2 - x}{x} \cdot \varepsilon_{c2} = \frac{50 + 0.12/2 - 13.189}{13.189} \cdot 3.50 = 9.785\text{‰} \rightarrow \varepsilon_j = \varepsilon_j' - \varepsilon_{c1,0} = 9.785 - 0 = 9.785 < \varepsilon_{ju} =$

13‰, άρα το έλασμα ΙΟΠ δεν υπερβαίνει την οριακή του παραμόρφωση και η δύναμη που αναπτύσσει είναι $F_j = A_j \cdot \sigma_{jd} = 15 \cdot 0.12 \cdot (165000/10) \cdot 9.785/1000 = 290.60 \text{ kN}$.

Συνισταμένη δυνάμεων: $\Sigma F = N = F_c + F_{s2} - F_{s1} - F_{s3} - F_j = 310.60 + 79.97 - 59.98 - 39.98 - 290.60 = 0 \text{ kN}$ ($N_{Ed} = 0$ για δοκό).

Αφού ικανοποιείται η ισορροπία των δυνάμεων, μπορεί να υπολογιστεί η ροπή ως προς το κέντρο βάρους της διατομής που θα δώσει και την οριακή ροπή αντοχής της υφιστάμενης δοκού:

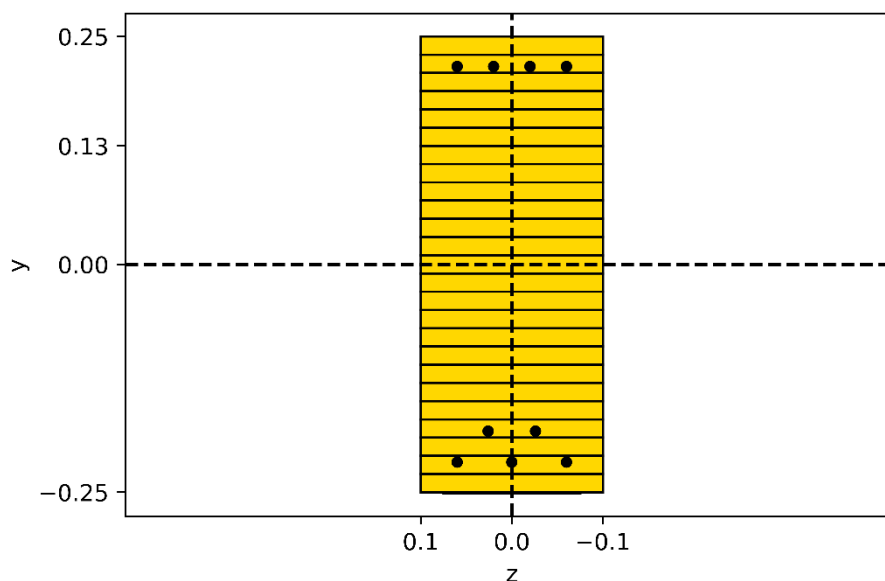
$$M_{Rd} = F_{s1}(h/2 - y_{s1}') + F_{s3}(h/2 - y_{s3}') + F_{s2}(h/2 - y_{s2}') + F_c(h/2 - \zeta'x) + F_j(h/2 + t_j/2) = 59.98 \cdot (50/2 - 3.30)/100 + 39.98 \cdot (50/2 - 6.70)/100 + 79.97 \cdot (50/2 - 3.30)/100 + 310.60 \cdot (50/2 - 0.416 \cdot 13.189)/100 + 290.60 \cdot (50/2 + 0.12/2)/100 = 171.12 \text{ kNm}$$

Η καμπυλότητα στην οριακή αντοχή της διατομής υπολογίζεται ως:

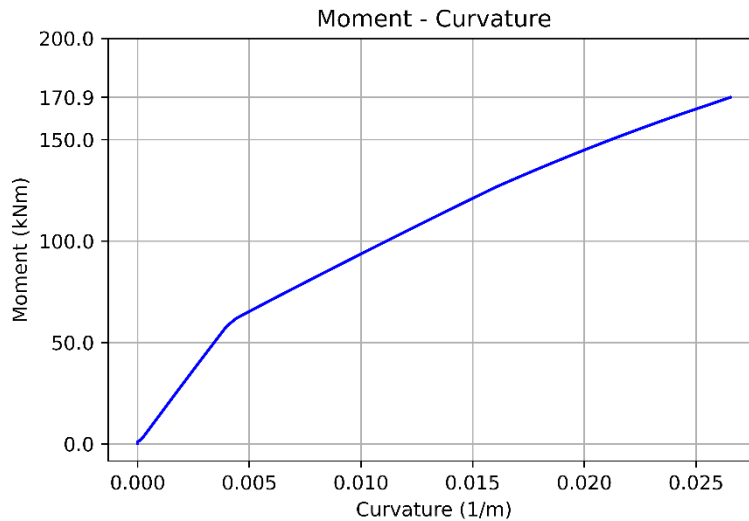
$$\kappa_u = \frac{\varepsilon_{c2}}{x} = \frac{3.5\text{‰}}{0.13189} = \frac{\varepsilon_{s1}}{y_{s1} - x} = \frac{8.893\text{‰}}{0.467 - 0.13189} = \frac{\varepsilon_{s3}}{y_{s3} - x} = \frac{7.993\text{‰}}{0.433 - 0.13189} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x - y_{s2}'} = \frac{2.624\text{‰}}{0.13189 - 0.033} = 0.02654 \text{ (1/m)}$$

(1.77 φορές μικρότερη από την καμπυλότητα της υφιστάμενης δοκού).

Γι' αυτήν την καμπυλότητα, η ανάλυση της διατομής με το λογισμικό OpenSees δίνει ροπή $M = 170.88 \text{ kNm} \approx 171.12 \text{ kNm}$.

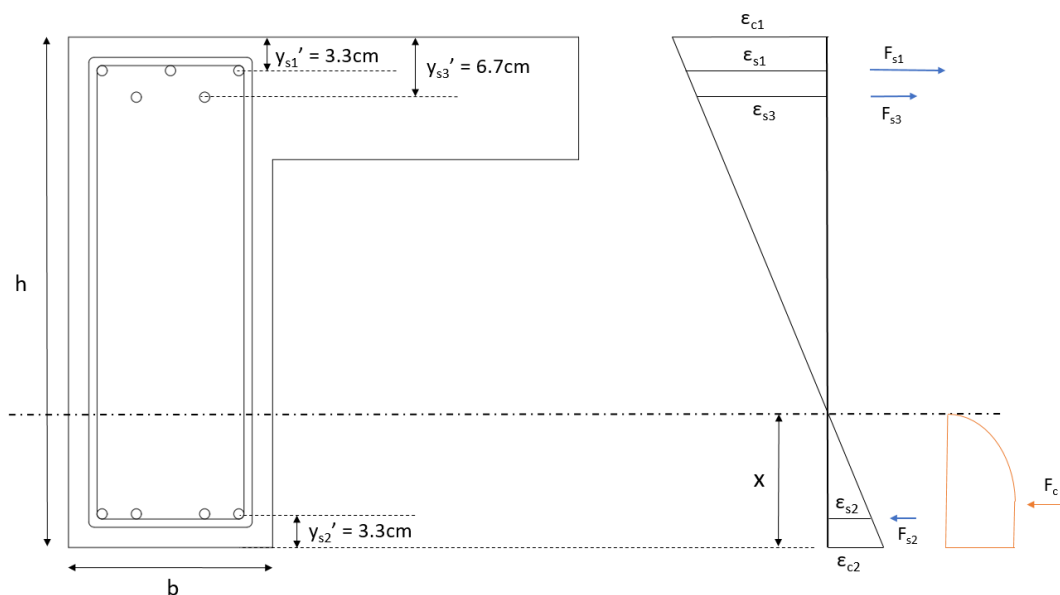


Σχήμα 9-41: Διατομή ενισχυμένης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 για αρνητικές ροπές (OpenSeesPy)



Σχήμα 9-42: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής ενισχυμένης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 (OpenSeesPy)

Υπενθυμίζεται ότι στην προηγούμενη ανάλυση αγνοήθηκε η αρχική παραμόρφωση $\epsilon_{c1,0}$ υπό $G+\psi_2Q$ της άνω ακραίας εφελκυσόμενης ίνας που θα επικολληθεί το έλασμα ΙΟΠ. Παρακάτω θα επαναληφθεί η ανάλυση διατομής με δοκιμές, λαμβάνοντας ωστόσο υπόψιν την αρχική παραμόρφωση. Από την ανάλυση του κτιρίου προέκυψε ότι η απόλυτη τιμή της αρνητικής ροπής υπό $G+\psi_2Q$ στο άκρο της υπό μελέτη δοκού είναι 14.4kNm. Δεδομένου του μικρού μεγέθους της, γίνεται η υπόθεση ότι η ροπή αυτή είναι μικρότερη της ροπής διαρροής της δοκού. Αν επαληθευτεί αυτή η υποθέση και δεδομένου ότι οι τάσεις είναι μικρές, μπορεί να υποτεθεί γραμμική σχέση μεταξύ ροπών και καμπυλοτήτων μέχρι τη διαρροή οπότε γνωρίζοντας την καμπυλότητα στη διαρροή, μπορεί να βρεθεί γραμμικά η καμπυλότητα για τη ροπή 14.4kNm. Γι' αυτό, παρακάτω υπολογίζεται η ροπή διαρροής της δοκού με δοκιμές. Γίνεται η υπόθεση ότι η διαρροή της δοκού οφείλεται στη διαρροή της ακραίας εφελκυσόμενης στρώσης οπλισμού (για να ισχύει αυτή η υπόθεση, η παραμόρφωση του σκυροδέματος στην ακραία θλιβόμενη ίνα πρέπει να είναι μικρότερη από μια τιμή παραμόρφωσης, έστω 1.8‰ βάσει του Παραρτήματος 7Α του ΚΑΝΕΠΕ).



Σχήμα 9-43: Ισορροπία διατομής ενισχυμένης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3

Έστω βάθος θλιβόμενης ζώνης $x=12.291\text{cm}$ και παραμόρφωση της άνω ακραίας εφελκόμενης στρώσης οπλισμού $\epsilon_{s1} = \epsilon_{sy} = 1.273\text{‰}$, άρα η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 2.356 \cdot 25.4545 = 59.98\text{kN}$. Από αυτά τα 2 μεγέθη μπορούν να υπολογιστούν όλες οι άλλες παραμορφώσεις. Συγκεκριμένα:

για την κάτω ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{s1}}{y_{s1} - x} \rightarrow \epsilon_{c2} = \frac{x}{y_{s1} - x} \cdot \epsilon_{s1} = \frac{12.291}{46.70 - 12.291} \cdot 1.273 = 0.455\text{‰} < \epsilon_c = 1.80\text{‰}$, άρα διαρρέουν πρώτα τα εφελκόμενα σίδερα και δεν προηγείται μη γραμμικότητα παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος,

για την άνω εσωτερική εφελκόμενη στρώση οπλισμού: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{s3}}{y_{s3} - x} \rightarrow \epsilon_{s3} = \frac{y_{s3} - x}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{43.30 - 12.291}{12.291} \cdot 0.455 = 1.147\text{‰} < \epsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα δε διαρρέουν τα σίδερα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s3} = A_{s3} \cdot f_{yd} \cdot \epsilon_{s3} / \epsilon_{sy} = 1.571 \cdot 25.4545 \cdot 1.147 / 1.27 = 36.03\text{kN}$,

για την κάτω θλιβόμενη στρώση οπλισμού: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{s2}}{x - y_{s2}'} \rightarrow \epsilon_{s2} = \frac{x - y_{s2}'}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{12.291 - 3.30}{12.291} \cdot 0.455 = 0.333\text{‰} < \epsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα δεν διαρρέουν τα σίδερα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot \epsilon_{s2} / \epsilon_{sy} = 3.142 \cdot 25.4545 \cdot 0.333 / 1.27 = 20.89\text{kN}$,

για το σκυρόδεμα: για παραμόρφωση $\epsilon_{c2} = 0.455\text{‰} < 2\text{‰}$, ο συντελεστής πλήρωσης του παραβολικού διαγράμματος είναι $\alpha = \epsilon_c(6 - \epsilon_c) / 12 = 0.455 \cdot (6 - 0.455) / 12 = 0.210$ και ο συντελεστής κέντρου βάρους είναι $\zeta' = \frac{8 - \epsilon_c}{4(6 - \epsilon_c)} = \frac{8 - 0.455}{4(6 - 0.455)} = 0.340$ οπότε η δύναμη του σκυροδέματος είναι $F_c = \alpha \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0.210 \cdot 12.291 \cdot 20 \cdot 1.4545 = 75.11\text{kN}$.

Συνισταμένη δυνάμεων: $\Sigma F = N = F_c + F_{s2} - F_{s1} - F_{s3} = 75.11 + 20.89 - 59.98 - 36.03 = 0\text{kN}$ ($N_{Ed} = 0$ για δοκό).

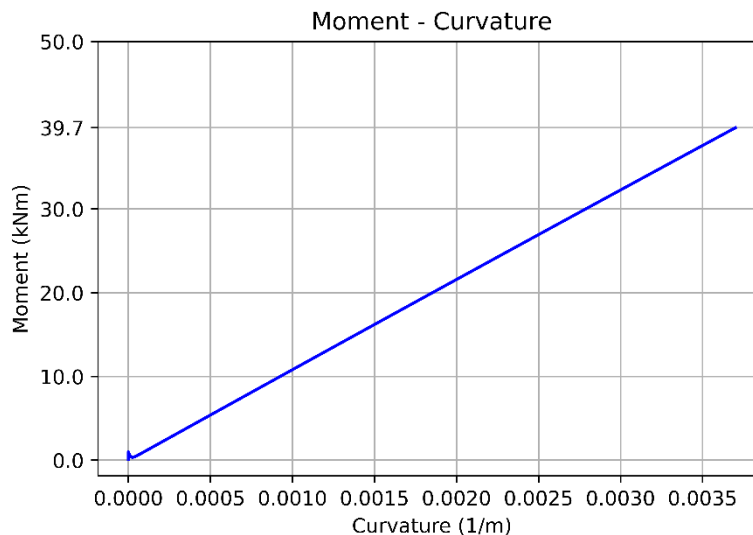
Αφού ικανοποιείται η ισορροπία των δυνάμεων, μπορεί να υπολογιστεί η ροπή ως προς το κέντρο βάρους της διατομής που θα δώσει και τη ροπή διαρροής της υφιστάμενης δοκού:

$$M_y = F_{s1}(h/2 - y_{s1}') + F_{s3}(h/2 - y_{s3}') + F_{s2}(h/2 - y_{s2}') + F_c(h/2 - \zeta'x) = 59.98 \cdot (50/2 - 3.30)/100 + 36.03 \cdot (50/2 - 6.70)/100 + 20.89 \cdot (50/2 - 3.30)/100 + 75.11 \cdot (50/2 - 0.340 \cdot 12.291)/100 = 39.78\text{kNm} \text{ (92\% της οριακής ροπής } M_{Rd}\text{)}.$$

Η καμπυλότητα στην οριακή αντοχή της διατομής υπολογίζεται ως:

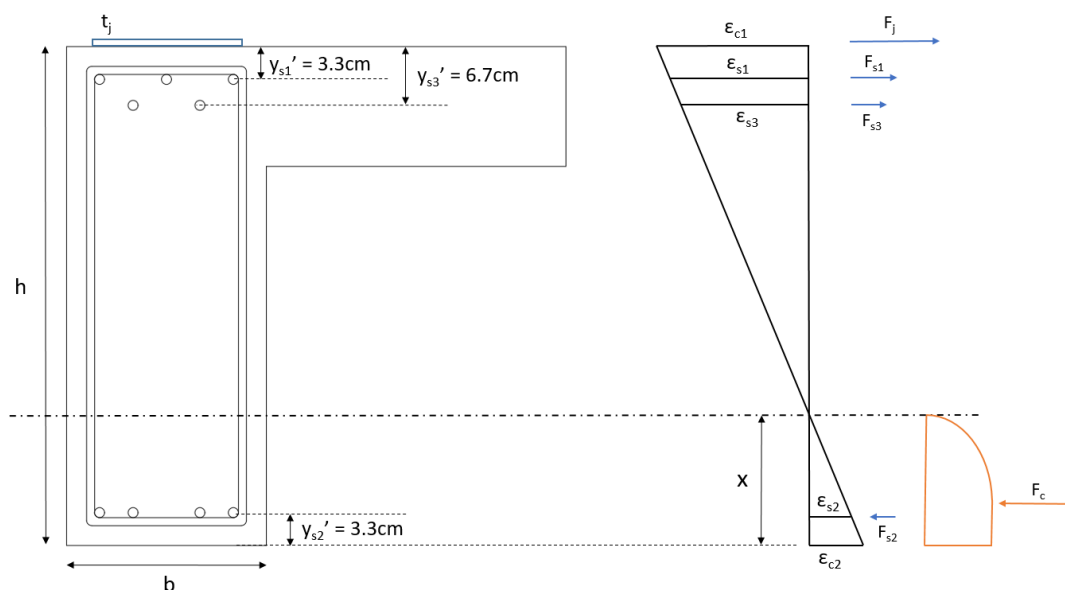
$$\kappa_y = \frac{\varepsilon_{c2}}{x} = \frac{0.455\text{‰}}{0.12291} = \frac{\varepsilon_{s1}}{y_{s1} - x} = \frac{1.273\text{‰}}{0.467 - 0.12291} = \frac{\varepsilon_{s3}}{y_{s3} - x} = \frac{1.147\text{‰}}{0.433 - 0.12291} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x - y_{s2}'} = \frac{0.333\text{‰}}{0.12291 - 0.033} = 0.0037 \text{ (1/m)}.$$

Γι' αυτήν την καμπυλότητα, η ανάλυση της διατομής με το λογισμικό OpenSees δίνει ροπή $M = 39.70\text{kNm} \approx 39.78\text{kNm}$.



Σχήμα 9-44: Διάγραμμα ροπής – καμπυλότητας M-κ διατομής ενισχυμένης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3 (OpenSeesPy)

Από εδώ υπολογίζεται επίσης η παραμόρφωση $\varepsilon_{c1,0}$ στην ακραία εφελκόμενη ίνα σκυροδέματος ως $\varepsilon_{c1,0} = \frac{h-x}{x} \cdot \varepsilon_{c2} = \frac{50 - 12.291}{12.291} \cdot 0.455 = 1.395\text{‰}$ ή $\varepsilon_{c1,0} = \kappa_y(h-x) = 0.0037 \cdot (0.50 - 0.12291) = 0.001395 = 1.395\text{‰}$. Άρα για ροπή $M_y = 39.78\text{kNm}$, η παραμόρφωση ε_{c1} είναι 1.395‰ . Υποθέτοντας γραμμικότητα μέχρι τη ροπή διαρροής, για ροπή υπό $G+\psi_2Q$ ίση με 14.4kNm η παραμόρφωση ε_{c1} είναι ίση με $\varepsilon_{c1,0} = (14.4/39.78) \cdot 1.395\text{‰} = 0.505\text{‰}$. Με αυτήν ως αρχική παραμόρφωση για το έλασμα ΙΟΠ, θα υπολογιστεί εκ νέου η οριακή ροπή αντοχής της ενισχυμένης δοκού, όπου πλέον $\varepsilon_j = \varepsilon_j' - \varepsilon_{c1,0}$, με $\varepsilon_{c1,0} = 0.505\text{‰}$.



Σχήμα 9-45: Ισορροπία διατομής ενισχυμένης δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3

Έστω βάθος θλιβόμενης ζώνης $x=12.912\text{cm}$ και παραμόρφωση της κάτω ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος $\epsilon_{c2} = 3.50\text{‰}$. Από αυτά τα 2 μεγέθη μπορούν να υπολογιστούν όλες οι άλλες παραμορφώσεις. Συγκεκριμένα:

για την άνω ακραία εφελκυσμένη στρώση οπλισμού: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{s1}}{y_{s1} - x} \rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{y_{s1} - x}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{46.70 - 12.912}{12.912} \cdot 3.50 = 9.159\text{‰} > \epsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα διαρρέουν τα σίδερα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 2.356 \cdot 25.4545 = 59.98\text{kN}$,

για την άνω εσωτερική εφελκυσμένη στρώση οπλισμού: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{s3}}{y_{s3} - x} \rightarrow \epsilon_{s3} = \frac{y_{s3} - x}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{43.30 - 12.912}{12.912} \cdot 3.50 = 8.237\text{‰} > \epsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα διαρρέουν τα σίδερα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s3} = A_{s3} \cdot f_{yd} = 1.571 \cdot 25.4545 = 39.98\text{kN}$,

για την κάτω θλιβόμενη στρώση οπλισμού: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{s2}}{x - y_{s2}'} \rightarrow \epsilon_{s2} = \frac{x - y_{s2}'}{x} \cdot \epsilon_{c2} = \frac{12.912 - 3.30}{12.912} \cdot 3.50 = 2.605\text{‰} > \epsilon_{sy} = 1.27\text{‰}$, άρα διαρρέουν τα σίδερα και η δύναμη που αναπτύσσουν είναι $F_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 3.142 \cdot 25.4545 = 79.97\text{kN}$,

για το σκυρόδεμα: για παραμόρφωση $\epsilon_{c2} = 3.50\text{‰} > 2\text{‰}$, ο συντελεστής πλήρωσης του παραβολικού διαγράμματος είναι $\alpha = \frac{3\epsilon_c - 2}{3\epsilon_c} = \frac{3 \cdot 3.50 - 2}{3 \cdot 3.50} = 0.81$ και ο συντελεστής κέντρου βάρους είναι $\zeta' = \frac{\epsilon_c(3\epsilon_c - 4) + 2}{2\epsilon_c(3\epsilon_c - 2)} = \frac{3.50 \cdot (3 \cdot 3.50 - 4) + 2}{2 \cdot 3.50 \cdot (3 \cdot 3.50 - 2)} = 0.416$ οπότε η δύναμη του σκυροδέματος είναι $F_c = \alpha \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = 0.81 \cdot 12.912 \cdot 20 \cdot 1.4545 = 304.07\text{kN}$.

για τη στάθμη του ελάσματος ΙΟΠ: $\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_j'}{h + t_j/2 - x} \rightarrow \epsilon_j' = \frac{h + t_j/2 - x}{x} \cdot \epsilon_{c2} =$
 $\frac{50 + 0.12/2 - 12.912}{12.912} \cdot 3.50 = 10.070\% \rightarrow \epsilon_j = \epsilon_j' - \epsilon_{c1,0} = 10.070 - 0.505 = 9.565\% <$

$\epsilon_{ju} = 13\%$, άρα το έλασμα ΙΟΠ δεν υπερβαίνει την οριακή του παραμόρφωση και η δύναμη που αναπτύσσει είναι $F_j = A_j \cdot \sigma_{jd} = 15 \cdot 0.12 \cdot (165000/10) \cdot 9.565/1000 = 284.08 \text{ kN}$.

Συνισταμένη δυνάμεων: $\Sigma F = N = F_c + F_{s2} - F_{s1} - F_{s3} - F_j = 304.07 + 79.97 - 59.98 - 39.98 - 284.08 = 0 \text{ kN}$ ($N_{Ed} = 0$ για δοκό).

Αφού ικανοποιείται η ισορροπία των δυνάμεων, μπορεί να υπολογιστεί η ροπή ως προς το κέντρο βάρους της διατομής που θα δώσει και την οριακή ροπή αντοχής της υφιστάμενης δοκού:

$$M_{Rd} = F_{s1}(h/2 - y_{s1}') + F_{s3}(h/2 - y_{s3}') + F_{s2}(h/2 - y_{s2}') + F_c(h/2 - \zeta'x) + F_j(h/2 + t_j/2) \\ = 59.98 \cdot (50/2 - 3.30)/100 + 39.98 \cdot (50/2 - 6.70)/100 + 79.97 \cdot (50/2 - 3.30)/100 + \\ 304.07 \cdot (50/2 - 0.416 \cdot 12.912)/100 + 284.08 \cdot (50/2 + 0.12/2)/100 = 168.56 \text{ kNm}.$$

Η καμπυλότητα στην οριακή αντοχή της διατομής υπολογίζεται ως:

$$K_u = \frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{3.5\%}{0.12912} = \frac{\epsilon_{s1}}{y_{s1} - x} = \frac{9.159\%}{0.467 - 0.12912} = \frac{\epsilon_{s3}}{y_{s3} - x} = \frac{8.237\%}{0.433 - 0.12912} = \frac{\epsilon_{s2}}{x - y_{s2}'} = \\ \frac{2.605\%}{0.12912 - 0.033} = 0.02711 \text{ (1/m)}.$$

Από την ανάλυση αυτή φαίνεται ότι η επιρροή της παραμόρφωσης $\epsilon_{c1,0}$ είναι μικρή στην οριακή ροπή αντοχής (η διαφορά είναι της τάξης του 1.50%), δεδομένης και της μικρής τιμής της. Άλλωστε, η τιμή της ροπής υπό $G + \psi_2 Q$ βρισκόταν σε χαμηλά επίπεδα, περίπου στο 36% της ροπής διαρροής. Υποθέτοντας μια υπερφόρτιση της δοκού λόγω οίωνει μονίμων φορτίων, τέτοια που η δρώση ροπή να φτάνει στο 85% της ροπής διαρροής, η επιρροή στην οριακή ροπή αντοχής αυξάνεται σε 3.50%, ωστόσο παραμένει μικρή. Αυτή αρχίζει να φαίνεται για μεγαλύτερη ποιότητα χαλύβων οπλισμού της υφιστάμενης δοκού (έστω S400) και για λιγότερο κάτω θλιβόμενο οπλισμό (έστω 2Φ10), όπου εκεί η διαφορά στην οριακή ροπή αντοχής είναι της τάξης του 6%.

Υπενθυμίζεται για την περίπτωση της συγκεκριμένης δοκού ότι η οριακή ροπή αντοχής υπολογίστηκε περί τα 170 kNm (171.12 kNm και 168.56 kNm από τις 2 αναλύσεις). Αυτές οι τιμές, βέβαια, προέκυψαν θεωρώντας οριακή παραμόρφωση του υλικού $\epsilon_{ju} = 13\%$ οπότε και από τις 2 αναλύσεις με δοκιμές, οι παραμορφώσεις στη στάθμη των ΙΟΠ ήταν 9.785% και 9.565% αντίστοιχα. Όπως θα φανεί από τη διαδικασία που προτείνει ο ΚΑΝΕΠΕ με βάση την §8.2.1.3, η παραμόρφωση του ΙΟΠ θα περιοριστεί πολύ περισσότερο από αυτές τις τιμές, καταλήγοντας σε τάσεις σχεδιασμού παρόμοιες μ' εκείνες αν γινόταν χρήση μεταλλικού ελάσματος ποιότητας S235. Αυτό οφείλεται στην κρισιμότητα της πρόωρης αποκόλλησης του υλικού ενίσχυσης ως μορφής αστοχίας, που δίνει τις περισσότερες φορές συντηρητικά αποτελέσματα. Ο τρόπος που προτείνει ο ΚΑΝΕΠΕ παρουσιάζεται παρακάτω.

Έλεγχος για αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης

Αρκεί να προσδιοριστεί η διατομή του υλικού ενίσχυσης ώστε να ικανοποιείται το έλλειμμα αντοχής, δηλαδή η ροπή 18.3kNm. Από τη σχέση Σ8.2 του ΚΑΝΕΠΕ, η απαιτούμενη διατομή υλικού ενίσχυσης μπορεί να υπολογιστεί προσεγγιστικά από τη σχέση $A_j = \Delta M_{d0} / z \sigma_{jd}$, όπου $\Delta M_{d0} = 18.3 \text{ kNm}$, $z = h + t_j/2$, $A_j = b_j t_j$ και $\sigma_{jd} = f_{ud} / \gamma_m = 2000 / 1.15 = 1739.13 \text{ MPa}$. Αναπτύσσοντας τη σχέση, προκύπτει:

$$A_j = 15 \cdot t_j \geq \frac{1830}{0.90 \cdot (50 + t_j/2) \cdot 173.913} \rightarrow t_j \cdot (50 + 0.5 t_j) \geq 0.78, t_j \text{ σε cm.}$$

Για $t_j = 1.20 \text{ mm} = 0.12 \text{ cm}$: $0.12 \cdot (50 + 0.5 \cdot 0.12) = 6.00 \geq 0.78$.

Ο έλεγχος αυτός καλύπτεται καθώς η τάση για αστοχία του υλικού είναι αρκετά μεγάλη οπότε θεωρητικά αρκεί ένα πάρα πολύ μικρό πάχος ΙΟΠ (συγκεκριμένα αρκεί $0.015 \text{ cm} = 0.15 \text{ mm}$, που όμως είναι μη ρεαλιστικό πάχος).

Έλεγχος για πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης της σύνδεσης κατά μήκος του στοιχείου ή της αγκύρωσης των άκρων

Πέρα από την αστοχία του ίδιου υλικού, πρέπει να γίνει και έλεγχος σε πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης. Η σχέση υπολογισμού παραμένει η ίδια (Σ8.2), αλλάζει όμως η τάση σ_{jd} που πλέον υπολογίζεται από την (8.7), όπου $\sigma_{jd} = \sigma_{j,crit} / \gamma_{Rd}$ με

$$\sigma_{j,crit} = \beta \cdot \frac{\tau_b^{\text{αποκ}}}{t_j} \cdot L_e = \beta_w \cdot \beta_L \cdot \frac{0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{t_j} \cdot L_e$$

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

$$L_e = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2 f_{ctm}}} = \sqrt{\frac{E_j t_j}{2 \cdot 0.3 f_{ck}^{2/3}}} = \sqrt{\frac{E_j t_j}{0.6 f_{ck}^{2/3}}}$$

όπου $f_{ck} = 12 \text{ MPa}$, $E_j = 165000 \text{ MPa}$, $t_j = 1.2 \text{ mm}$, $b_j = 150 \text{ mm}$, $b_w = 200 \text{ mm}$, $\gamma_{Rd} = 1.20$. Το ενεργό μήκος αγκύρωσης υπολογίζεται ως $L_e = 250.917 \text{ mm}$, ο διορθωτικός συντελεστής β ως $\beta = 0.845$ θεωρώντας $\lambda > 1$ οπότε και γι' αυτήν τη μορφή αστοχίας, η κρίσιμη τάση προκύπτει $\sigma_{j,crit} = 277.882$ και από 'κει η τάση σχεδιασμού $\sigma_{jd} = \sigma_{j,crit} / \gamma_{Rd} = 277.882 / 1.20 = 231.568 \text{ MPa}$. Για να γίνει μια επαλήθευση των υπολογισμών, μπορεί να υπολογιστεί η πρόσθετη ροπή που μπορεί τελικά να αναλάβει το έλασμα που επιλέχθηκε ως:

$\Delta M = A_j z \sigma_{jd} = 15 \cdot 0.12 \cdot 0.9 \cdot (50 + 0.12/2) \cdot 23.1568 / 100 = 18.80 \text{ kNm} > 18.30 \text{ kNm}$ οπότε και η τελική ροπή αντοχής προσεγγιστικά υπολογίζεται ως: $M_{Rd}^{\text{ενίσχ}} = M_{Rd}^{\text{υφιστ}} + \Delta M = 43.40 + 18.80 = 62.20 \text{ kNm} > M_{Ed} = 61.70 \text{ kNm}$, οπότε κρίνεται οριακά επαρκές.

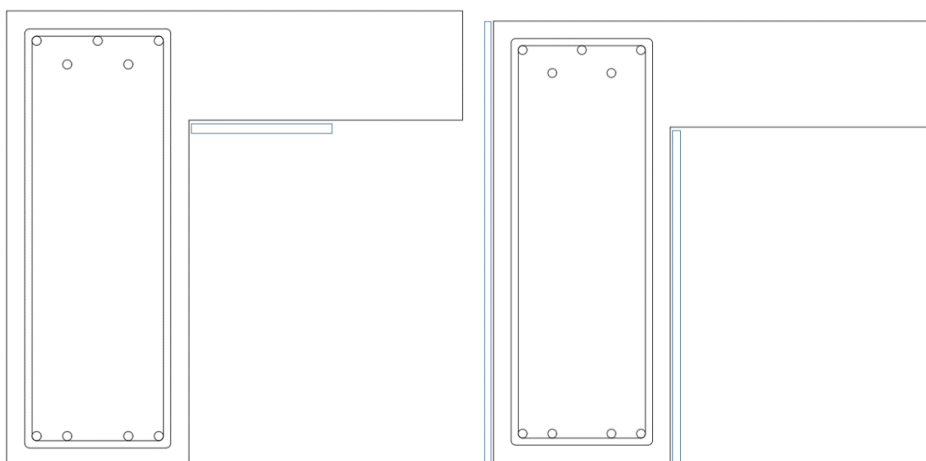
Επικόλληση ελάσματος ΙΟΠ

Ισχύουν όσα αναφέρθηκαν στην επικόλληση του μεταλλικού ελάσματος.

9.6.3.4 Σχόλιο για την Καμπτική Ενίσχυση Δοκού Δ17 της Στάθμης Σ3

Τελικά, όσον αφορά την ανεπάρκεια της δοκού Δ17 της στάθμης Σ3 επιλέγεται να μην ενισχυθεί έναντι κάμψης λόγω της μικρής υπέρβασης, η οποία μάλιστα φτάνει σε ποσοστό της τάξης μόλις του 10% από τις ανελαστικές αναλύσεις Pushover, που είναι πιο αντιπροσωπευτικές της πραγματικής κατανομής της έντασης εντός του φορέα σε σχέση με τις ελαστικές αναλύσεις. Ενδεικτικά, για τη δοκό Δ9 της στάθμης Σ2 (για την οποία παρουσιάζεται αναλυτικά η ενίσχυσή της έναντι τέμνουσας) με $M_{Rd} = 52\text{kNm}$ για αρνητικές ροπές στο δεξί της άκρο, στις αναλύσεις Pushover +X+0.30Y με Ορθογωνική και Ιδιομορφική κατανομή, αναπτύσσεται αρνητική ροπή 56.8kNm και 57.8kNm αντίστοιχα. Άλλωστε, υπάρχουν άλλοι μηχανισμοί που δεν έχουν ληφθεί υπόψιν όπως η ανακατανομή ροπών στήριξης προς την περιοχή των ανοιγμάτων (ειδικά σε περίπτωση ανεπαρκούς αγκύρωσης των άνω οπλισμών των δοκών [28]) ή η ενδοσιμότητα του εδάφους, ειδικά σε υφιστάμενα κτίρια όπως το εξεταζόμενο που η θεμελίωση αποτελούταν από μεμονωμένα πέδιλα χωρίς συνδετήριες δοκούς συνήθως, που αρκούν για να μετριάσουν αυτές τις χαμηλές υπερβάσεις.

Πάντως μπορούν να σημειωθούν εδώ κάποια βασικά συμπεράσματα από τις εναλλακτικές ενισχύσεις της δοκού που περιγράφηκαν προηγουμένως. Καθώς, λοιπόν, αρχικά βρέθηκε ότι υπήρχε απαίτηση για μικρό πάχος μεταλλικού ελάσματος, η επόμενη λύση που προτάθηκε ήταν παχύτερο μεν έλασμα, αλλά με μικρότερο πλάτος. Κι αυτό για να μην αυξηθεί σε μεγάλο βαθμό η ροπή αντοχής της ενισχυμένης δοκού με επακόλουθη επίπτωση στην ικανοτική τέμνουσα της δοκού αλλά και στον ικανοτικό κόμβου πλησίον του άκρου της δοκού. Πέραν, όμως, της προηγούμενων υπάρχουν κι άλλες λύσεις που θα μπορούσαν να προταθούν. Ένας άλλος τρόπος με τον οποίο μπορεί να παραμείνει το πάχος των 3mm αλλά να μην αυξηθεί αρκετά η φέρουσα ικανότητα είναι να μειωθεί ο μοχλοβραχίονας. Έτσι, αντί να τοποθετηθεί το έλασμα στην άνω ακραία ίνα σκυροδέματος, αυτό μπορεί να τοποθετηθεί στην κάτω πλευρά της πλάκας σκυροδέματος όπως φαίνεται στ' αριστερά του Σχήματος 9-46. Το έλασμα μπορεί να συμμετέχει στην ανάληψη δύναμης όσο βρίσκεται εντός $2h_f$ ή $4h_f$ με βάση την §5.4.3.1.1 του EN1998-1, όπου h_f το πάχος της πλάκας.



Σχήμα 9-46: Εναλλακτικές διατάξεις ελασμάτων

Μια εναλλακτική διάταξη είναι εκείνη στα δεξιά του Σχήματος 9-46 με 2 ελάσματα στις 2 κατακόρυφες παρειές της δοκού. Με αυτήν μπορεί να προβλεφθεί ταυτόχρονη

συμμετοχή στην ανάληψη τεμνουσών δυνάμεων, οπότε θα χρησιμοποιηθεί το κριτήριο von Mises αλλά και δυσκαμψία έναντι βυθίσεων. Αυτές οι 2 λύσεις είναι ίσως και πιο εύκολες κατασκευαστικά, ειδικά σε περίπτωση που υπάρχει μπατική τοιχοποιία 20cm πάνω από τη συγκεκριμένη δοκό, ως περιμετρική ή και επιστρώσεις στη γενική περίπτωση.

9.7 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΟΥ ΚΕΦΑΛΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Υ1 ΤΟΥ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

Δεδομένου ότι από την προηγούμενη υποενότητα επιλέχθηκε να μην ενισχυθούν σε κάμψη όσες δοκοί έχουν πολύ μικρή ανεπάρκεια υπό αρνητικές ροπές και ότι δεν άλλαξαν οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων (αυτό θα γινόταν με επιλογή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος ως μέθοδο ενίσχυσης) και υποθέτοντας ότι δεν αυξάνεται η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος στην περιοχή των κόμβων, κι αν υπάρχουν οριζόντια μεταλλικά ελάσματα που συνεχίζουν από το μεταλλικό κλωβό των υποστυλωμάτων, η διαδικασία ελέγχου του κόμβου κεφαλής του ενισχυμένου πλέον γωνιακού υποστυλώματος του ισογείου δε διαφοροποιείται σε σχέση με εκείνη της ενότητας 6.8 ως προς το «Tsonos model». Αλλά δεν επηρεάζεται ούτε ο έλεγχος βάσει των διατάξεων του ΚΑΝΕΠΕ καθώς οι συντρέχουσες δοκοί ήταν πιο αδύνατες από τα υποστυλώματα τόσο στον υφιστάμενο φορέα όσο και στον ενισχυμένο, άρα η σχέση υπολογισμού της οριζόντιας τέμνουσας δύναμης V_{jh} στον κόμβο παραμένει η ίδια (σχέση (Σ.13) §7.2.5)). Το μόνο που αλλάζει ελαφρώς εδώ είναι το ανηγμένο αξονικό φορτίο v_{top} του υπερκείμενου υποστυλώματος που όμως δεν είναι ικανό να διαφοροποιήσει τους ελέγχους (όπως ελέγχθηκε). Έτσι, μπορεί να αναχθεί το συμπέρασμα πως δεν προβλέπεται αστοχία του κόμβου του ενισχυμένου κτιρίου, ακόμη και χωρίς τοπική ενίσχυση.

9.8 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΟΥ ΚΕΦΑΛΗΣ ΚΑΙ ΒΑΣΗΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Υ6 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Σ2

Στις υποενότητες 9.8.1, 9.8.2, 9.8.3 και 9.8.3 θα προβλεφθεί εάν αστοχεί ο κόμβος κεφαλής και βάσης του ενισχυμένου υποστυλώματος Υ6 της στάθμης Σ2 (1^{ου} ορόφου) με 2 μεθοδολογίες, ελέγχοντας και τις 2 διευθύνσεις Χ και Υ. Πρώτα, θα εφαρμοστεί το «Tsonos model» με τη διαδικασία που περιγράφεται στην ενότητα 4.7 και στη συνέχεια θα γίνει έλεγχος με τις διατάξεις της §7.2.5 του ΚΑΝΕΠΕ οι οποίες υπάρχουν και στην ενότητα 3.13. Για το «Tsonos model» θα αξιοποιηθεί και η μεθοδολογία που περιγράφεται στην υποενότητα 4.6 για τον προσδιορισμό της οριζόντιας τέμνουσας δύναμης σε πυρήνα κόμβου περιμετρικού πλαισίου. Το υποστυλώμα αυτό είναι τετραγωνικής διατομής 30x30, το καθαρό ύψος του είναι 2.50m, οι διαμήκεις οπλισμοί είναι 4Φ16 και οι συνδετήρες Φ8/21. Έχει ονομαστική επικάλυψη $c_{nom} = 20mm$ και στατικό ύψος 26.4cm. Εδώ να σημειωθεί πως για τα παρακάτω έχει γίνει η υπόθεση ότι δεν αυξάνεται η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος στην περιοχή των κόμβων, κι αν υπάρχουν οριζόντια μεταλλικά ελάσματα που συνεχίζουν από το μεταλλικό κλωβό των υποστυλωμάτων. Ακόμη, οι δυνάμεις με τις οποίες θα ελεγχθούν οι κόμβοι σχετίζονται με τις μέγιστες καμπτικές αντοχές στα άκρα των μελών και όχι για δυνάμεις

που προκύπτουν από ελαστική ανάλυση (μέθοδο τοπικών δεικτών m), όπως αναφέρεται στην ενότητα 2.5 (όπως προτρέπουν οι σύγχρονοι Κανονισμοί).

9.8.1 Έλεγχος Κόμβου Κεφαλής Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 με το «Tsonos model»

Για το δυσμενέστερο συνδυασμό $G+\psi_2Q + E(exN)$ (ως προς τους λόγους $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$):

ΓΙΑ ΤΟΝ ΚΟΜΒΟ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΡΥΦΗΣ Υ6-Σ2 ΚΑΙ ΠΟΔΑ Υ6-Σ3

για το Υ6-Σ2 για θλιπτική αξονική 275.2kN, η ροπή αντοχής στην κεφαλή του είναι 113.0kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις)

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΥΠΟΚΕΙΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΣΦ : $G+\psi_2^*Q+E(exN1)$:	NEd = -275.2	MRd2(0o)= 113.0	MRd2(180o)= -113.0	MRd3(90o)= 113.0	MRd3(270o)= -113.0
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q+E(exM2)$:	NEd = -339.8	MRd2(0o)= 119.0	MRd2(180o)= -119.0	MRd3(90o)= 119.0	MRd3(270o)= -119.0
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q+E(exM3)$:	NEd = -286.3	MRd2(0o)= 114.1	MRd2(180o)= -114.1	MRd3(90o)= 114.1	MRd3(270o)= -114.1
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q-E(exN1)$:	NEd = -365.1	MRd2(0o)= 121.3	MRd2(180o)= -121.3	MRd3(90o)= 121.3	MRd3(270o)= -121.3
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q-E(exM2)$:	NEd = -300.5	MRd2(0o)= 115.4	MRd2(180o)= -115.4	MRd3(90o)= 115.4	MRd3(270o)= -115.4
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q-E(exM3)$:	NEd = -354.0	MRd2(0o)= 120.3	MRd2(180o)= -120.3	MRd3(90o)= 120.3	MRd3(270o)= -120.3

για το Υ6-Σ3 για θλιπτική αξονική 203.9kN, η ροπή αντοχής στη βάση του είναι 102.0kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις)

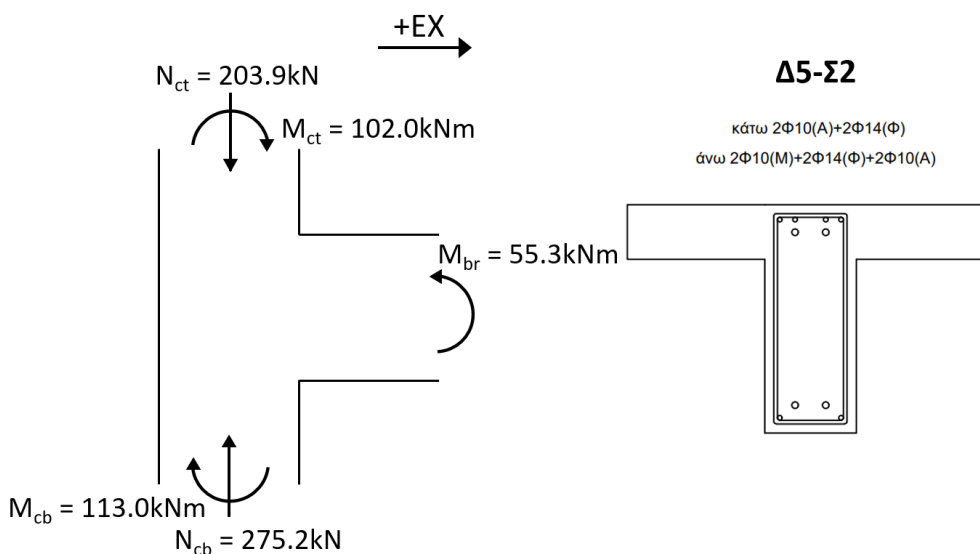
ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΣΦ : $G+\psi_2^*Q+E(exN1)$:	NEd = -203.9	MRd2(0o)= 102.0	MRd2(180o)= -102.0	MRd3(90o)= 102.0	MRd3(270o)= -102.0
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q+E(exM2)$:	NEd = -220.8	MRd2(0o)= 103.4	MRd2(180o)= -103.4	MRd3(90o)= 103.4	MRd3(270o)= -103.4
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q+E(exM3)$:	NEd = -210.0	MRd2(0o)= 102.5	MRd2(180o)= -102.5	MRd3(90o)= 102.5	MRd3(270o)= -102.5
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q-E(exN1)$:	NEd = -266.6	MRd2(0o)= 106.8	MRd2(180o)= -106.8	MRd3(90o)= 106.8	MRd3(270o)= -106.8
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q-E(exM2)$:	NEd = -249.7	MRd2(0o)= 105.6	MRd2(180o)= -105.6	MRd3(90o)= 105.6	MRd3(270o)= -105.6
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q-E(exM3)$:	NEd = -260.5	MRd2(0o)= 106.4	MRd2(180o)= -106.4	MRd3(90o)= 106.4	MRd3(270o)= -106.4

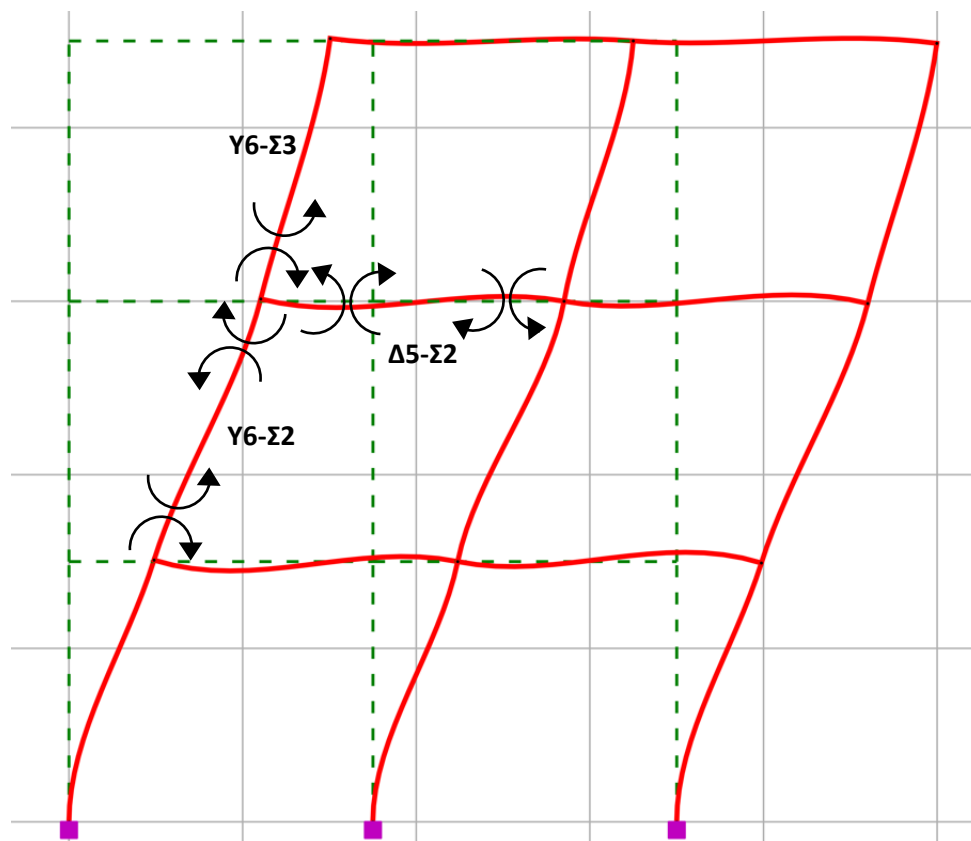
από αυτά είναι $\Sigma M_{Rc} = 113.0 + 102.0 = 215.0\text{kNm}$ και για τις 2 διευθύνσεις X και Y.

Ξεκινώντας με τη διεύθυνση X, υπάρχει μόνο η δοκός Δ5-Σ2 με $M_{Rb, \text{left}}^+ = 55.3\text{kNm}$ και $M_{Rb, \text{left}}^- = 67.8\text{kNm}$ στο αριστερό της άκρο και $M_{Rb, \text{right}}^+ = 21.2\text{kNm}$ και $M_{Rb, \text{right}}^- = 52.0\text{kNm}$ στο δεξί της άκρο.

Έστω ότι για σεισμό +X, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^+ = M_{Rd2} = 55.3\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 55.3\text{kNm}$.



Σχήμα 9-47: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))



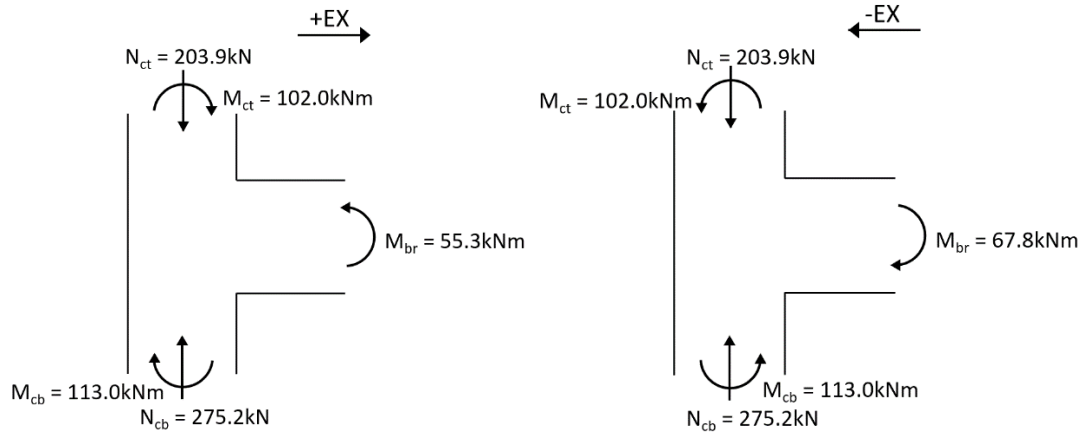
Σχήμα 9-48: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))

Επίσης, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ5-Σ2 όταν στα 2 άκρα της αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γί αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ2 στο αριστερό της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^+ = 55.3 \text{ kNm}$ και οι άνω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, right}^- = 52.0 \text{ kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.20m, η ζητούμενη τέμνουσα V_{Ikanv2} υπολογίζεται ως $V_{Ikanv2} = (M_{Rb, left}^+ + M_{Rb, right}^-) / L_{καθ} = (55.3 + 52.0) / 3.20 = 33.53 \text{ kN}$.

Επειδή αριστερά του κόμβου δεν υπάρχει δοκός, είναι $M_{Rd1} = 0 \text{ kNm}$ και $V_{Ikanv1} = 0 \text{ kN}$.

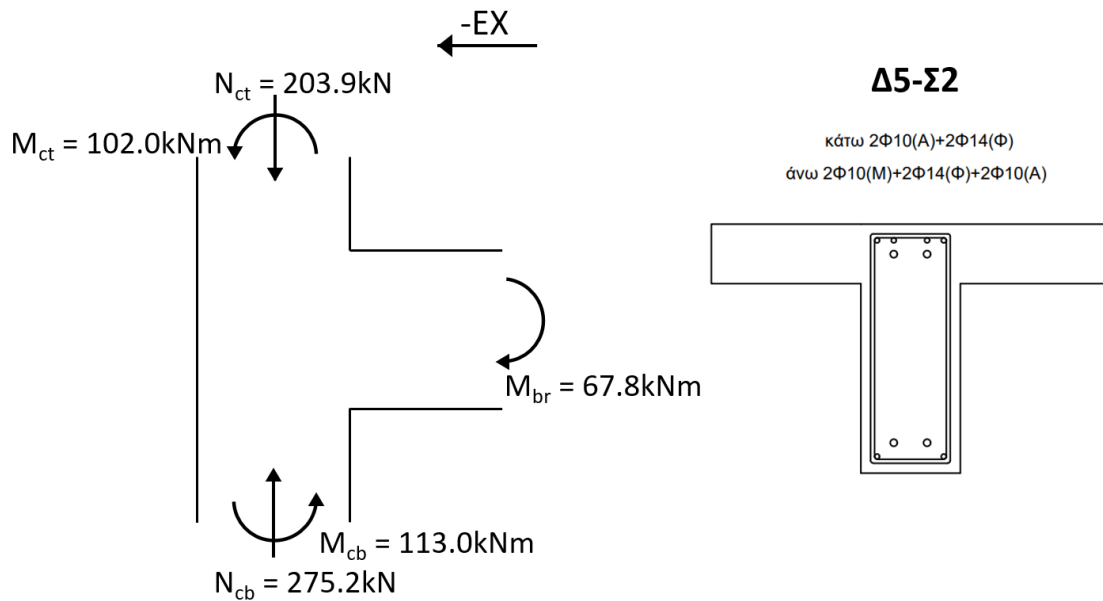
Η διάσταση b_c του μεγαλύτερου υποστυλώματος μεταξύ των Y6-Σ2 και Y6-Σ3 που καθορίζει και τη διάσταση του κόμβου είναι $b_c = 0.30 \text{ m}$ και το κοινό καθαρό ύψος των 2 αυτών υποστυλωμάτων είναι $L_c = 2.50 \text{ m}$. Με αυτά μπορεί να υπολογιστεί η τέμνουσα του υποστυλώματος ως $V_{col}^{+X} = (M_{Rd1} + M_{Rd2} + 0.50 \cdot (V_{Ikanv1} + V_{Ikanv2}) \cdot b_c) / L_c = (0 + 55.3 + 0.50 \cdot (0 + 33.53) \cdot 0.30) / 2.50 = 24.13 \text{ kN}$.

Πλέον μπορεί να προσδιοριστεί η οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος ως $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_{col}$ (EN1998-1 §5.5.2.3), όπου $\gamma_{Rd} \geq 1.20$ και A_{s1} είναι η επιφάνεια των κάτω εφελκόμενων οπλισμών της δοκού Δ5-Σ2 στο αριστερό της άκρο ($A_{s1} = 4.65 \text{ cm}^2$ για 2Φ14+2Φ10). Προκύπτει $V_{jhd}^{+X} = 1.20 \cdot 4.65 \cdot 25.4545 - 24.13 = 117.91 \text{ kN}$.

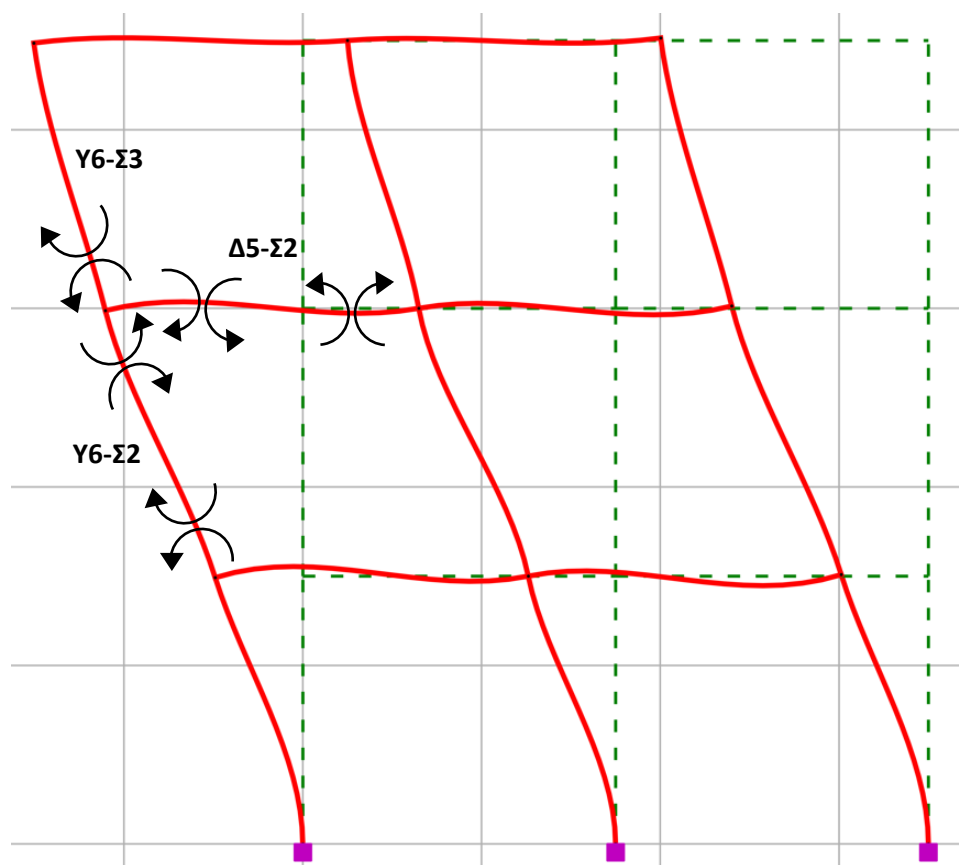


Σχήμα 9-49: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -X, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^- = M_{Rd2} = 67.8\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 67.8\text{kNm}$.



Σχήμα 9-50: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(α))



Σχήμα 9-51: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))

Επίσης, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ5-Σ2 όταν στα 2 άκρα της αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γι' αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^- = 67.8 \text{ kNm}$ και οι κάτω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, right}^+ = 21.2 \text{ kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.20m, η ζητούμενη τέμνουσα $V_{Iκαv2}$ υπολογίζεται ως $V_{Iκαv2} = (M_{Rb, left}^- + M_{Rb, right}^+) / L_{καθ} = (67.8 + 21.2) / 3.20 = 27.81 \text{ kN}$.

Επειδή αριστερά του κόμβου δεν υπάρχει δοκός, είναι $M_{Rd1} = 0 \text{ kNm}$ και $V_{Iκαv1} = 0 \text{ kN}$.

Η διάσταση b_c του μεγαλύτερου υποστυλώματος μεταξύ των Y6-Σ2 και Y6-Σ3 που καθορίζει και τη διάσταση του κόμβου είναι $b_c = 0.30 \text{ m}$ και το κοινό καθαρό ύψος των 2 αυτών υποστυλωμάτων είναι $L_c = 2.50 \text{ m}$. Με αυτά μπορεί να υπολογιστεί η τέμνουσα του υποστυλώματος ως $V_{col}^{-X} = (M_{Rd1} + M_{Rd2} + 0.50 \cdot (V_{Iκαv1} + V_{Iκαv2}) \cdot b_c) / L_c = (0 + 67.8 + 0.50 \cdot (0 + 27.81) \cdot 0.30) / 2.50 = 28.79 \text{ kN}$.

Πλέον μπορεί να προσδιοριστεί η οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος ως $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_{col}$ (EN1998-1 §5.5.2.3), όπου $\gamma_{Rd} \geq 1.20$ και A_{s1} είναι η επιφάνεια των άνω εφελκυόμενων οπλισμών της δοκού Δ5-Σ2 στο αριστερό της άκρο ($A_{s1} = 6.22 \text{ cm}^2$ για 2Φ14+4Φ10). Προκύπτει $V_{jhd}^{-X} = 1.20 \cdot 6.22 \cdot 25.4545 - 28.79 = 161.20 \text{ kN}$.

Δυσμενέστερος είναι ο σεισμός -X με $V_{jhd}^{-X} = 161.20 \text{ kN}$.

Προσδιορισμός Δράσης κατά Tsonos model

Υπολογίζεται η οριζόντια τέμνουσα δύναμη $V_{jhd} = V_{cal}$ (kN) που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος: $V_{jhd}^X = 161.20\text{kN}$,

έστω ότι ο εξεταζόμενος κόμβος ανήκει στην κεφαλή ενός υποστυλώματος με διαστάσεις διατομής $A_c = b_c \cdot h_c$ (m^2) = $0.30 \times 0.30 = 0.090\text{m}^2$,

από τα παραπάνω προσδιορίζεται η διατμητική τάση $\tau_{cal} = 0.001 \cdot V_{cal} / A_c$ (MPa) = $0.001 \cdot 161.20 / 0.090 = 1.791\text{MPa}$,

εφόσον υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, υπολογίζεται αυξημένη θλιπτική αντοχή σκυροδέματος $f_c = (1 + \rho_s \cdot f_{yw} / f_c') \cdot f_c'$: θεωρείται ότι δεν υπάρχουν σκέλη συνδετήρα υποστυλωμάτων που συνεχίζουν μέσα στον κόμβο οπότε δεν επαυξάνεται η θλιπτική αντοχή $f_c = 14.545\text{MPa}$,

θεωρώντας $\tau = \gamma \cdot \sqrt{f_c}$, υπολογίζεται ο συντελεστής διατμητικών τάσεων $\gamma_{cal} = \tau_{cal} / \sqrt{f_c}$ = $1.791 / \sqrt{14.545} = 0.470$.

Προσδιορισμός Αντοχής κατά Tsonos model

$$\frac{5 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ult}}{\sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) + \left(\frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) \right)^5 = 1$$

απ' όπου θέτοντας

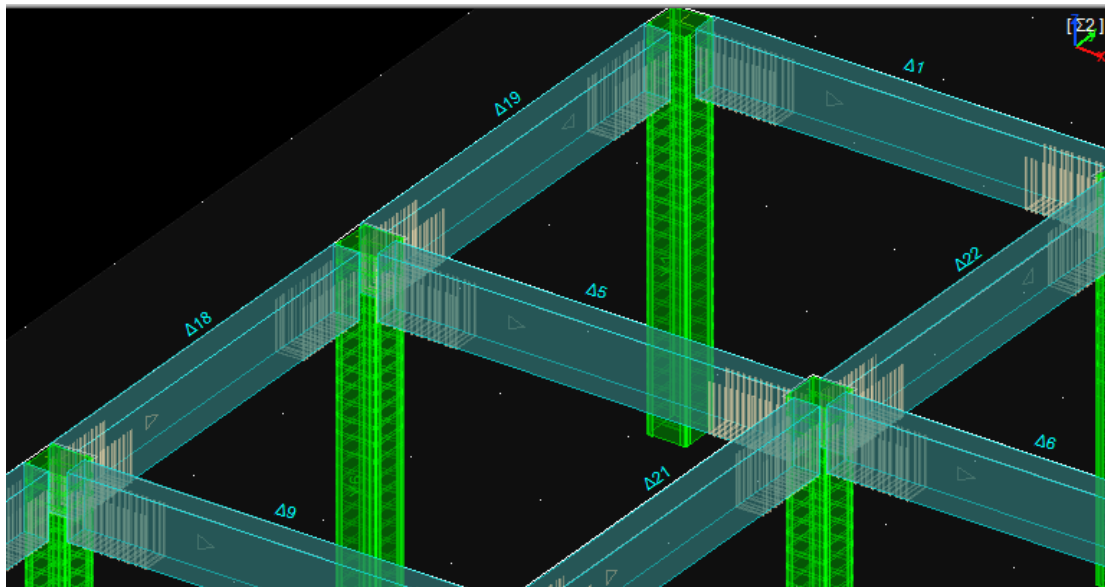
$$x = \frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}}$$

$$\psi = \frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} = x \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}}$$

όπου α ο λόγος των πλευρών του κόμβου $\alpha = h_b / h_c = (\text{ύψος διατομής δοκού}) / (\text{ύψος διατομής υποστυλώματος}) = 50 / 30 = 1.667$, προκύπτει η εξίσωση $(x + \psi)^5 - 10x + 10\psi = 1$. Για να απλοποιηθεί η εξίσωση, μπορεί να αγνοηθεί ο όρος $(x + \psi)^5$, οπότε τότε είναι $10 \cdot (\psi - x) = 1 \rightarrow \psi - x = 0.10$. Για $\alpha = 1.667$ και $f_c = 14.545\text{MPa}$, η τιμή του συντελεστή x συναρτήσει του γ_{ult} είναι $x = 0.2185\gamma_{ult}$. Η αντίστοιχη του ψ είναι $\psi = 0.3413\gamma_{ult}$. Έτσι:

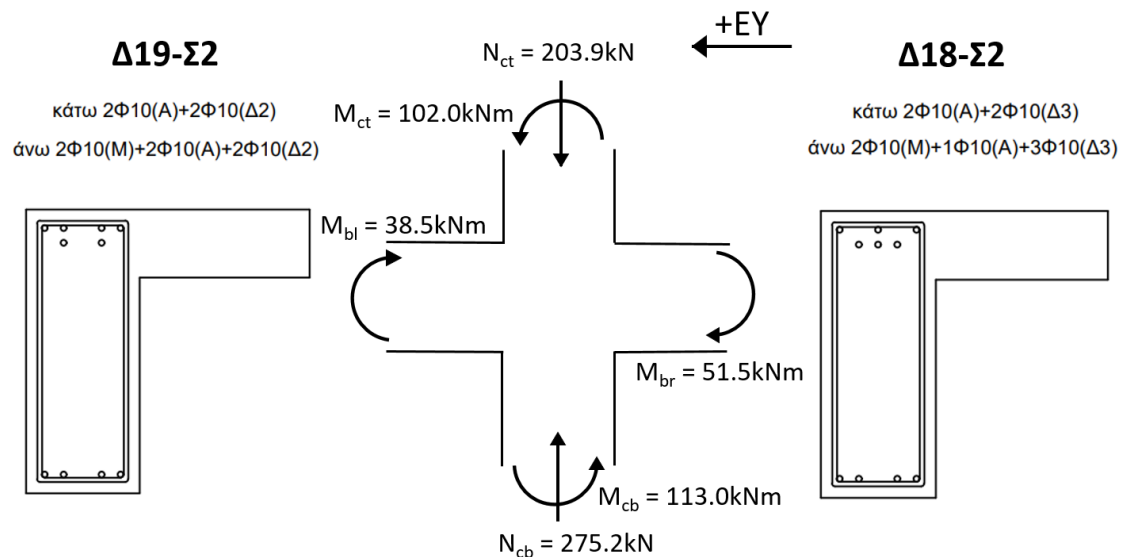
$\psi - x = 0.10 \rightarrow (0.3413 - 0.2185)\gamma_{ult} = 0.10 \rightarrow \gamma_{ult} = 0.10 / (0.3413 - 0.2185) = 0.8143$, που αντιστοιχεί σε διατμητική τάση 3.105MPa και αντοχή κόμβου σε οριζόντια τέμνουσα $V_{ult} = 1000 \cdot 3.105 \cdot 0.30 \cdot 0.30 = 279.49\text{kN} > V_{jhd}^X = 161.20\text{kN}$. Εφόσον $\gamma_{cal} = 0.470 < \gamma_{ult} = 0.8143$, δεν προβλέπεται αστοχία του κόμβου του ενισχυμένου κτιρίου, ακόμη και χωρίς τοπική ενίσχυση.

Συνεχίζοντας με τη διεύθυνση Y (τοπικός άξονας 3 των υποστυλωμάτων / επίπεδο 1-3), υπάρχει η δοκός Δ18-Σ2 με $M_{Rb, right}^+ = 39.2\text{kNm}$ και $M_{Rb, right}^- = 51.5\text{kNm}$ στο δεξί της άκρο και $M_{Rb, left}^+ = 39.2\text{kNm}$ και $M_{Rb, left}^- = 51.5\text{kNm}$ στο αριστερό της άκρο και η δοκός Δ19-Σ2 με $M_{Rb, left}^+ = 38.5\text{kNm}$ και $M_{Rb, left}^- = 52.1\text{kNm}$ στο αριστερό της άκρο και $M_{Rb, right}^+ = 63.2\text{kNm}$ και $M_{Rb, right}^- = 76.0\text{kNm}$ στο δεξί της άκρο.

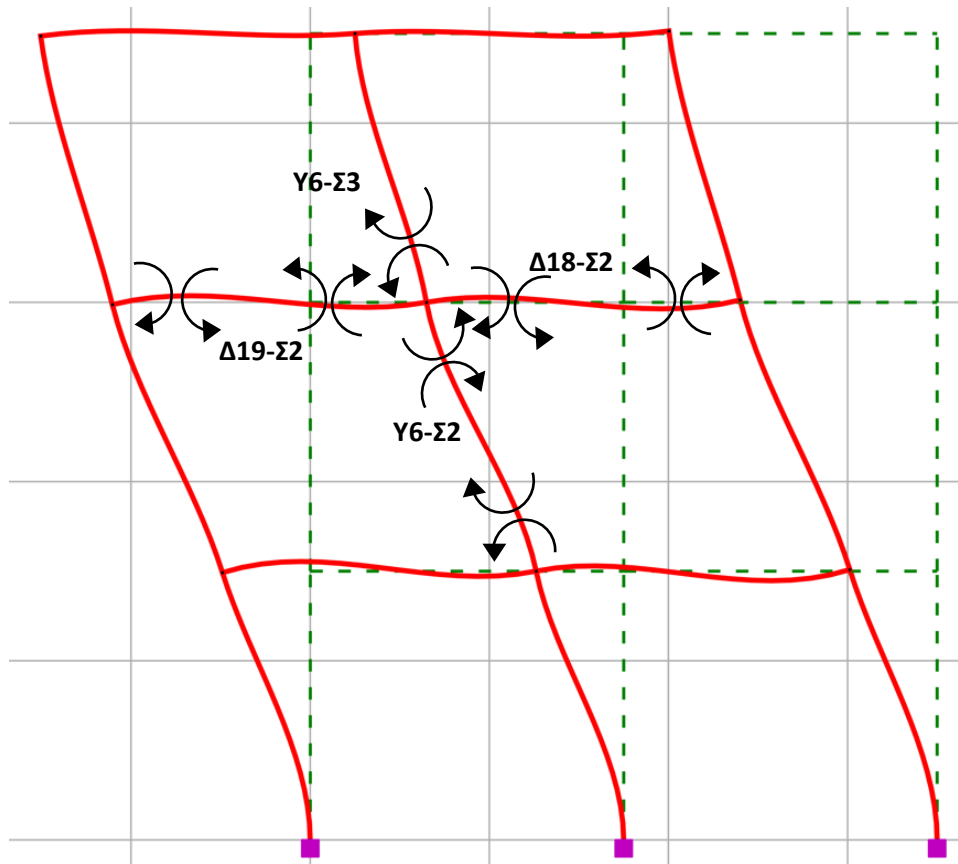


Σχήμα 9-52: Λεπτομέρεια εσωτερικού κόμβου ενισχυμένου υποστυλώματος και συντρεχουσών δοκών (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Έστω ότι για σεισμό +Y, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ18-Σ2 στο δεξί της άκρο οπότε λαμβάνεται $M_{Rb, right}^- = M_{Rd2} = 51.5kNm$ και οι κάτω οπλισμοί της Δ19-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^+ = M_{Rd1} = 38.5kNm$. Έτσι, είναι $\Sigma M_{Rb} = 51.5 + 38.5 = 90kNm$.



Σχήμα 9-53: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))



Σχήμα 9-54: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))

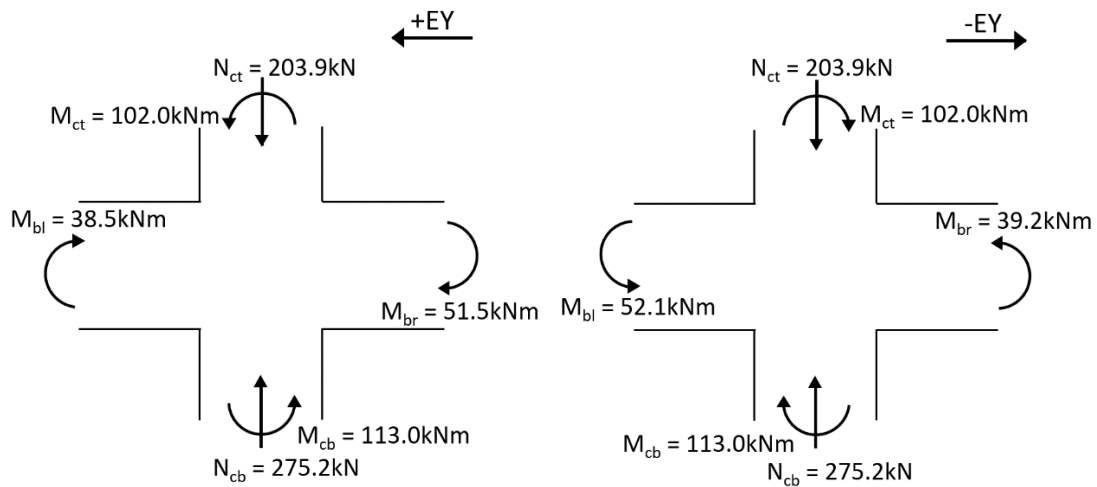
Επίσης, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ18-Σ2 όταν στα 2 άκρα της αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γί αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ18-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb,right}^- = 51.5\text{kNm}$ και οι κάτω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb,left}^+ = 39.2\text{kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.20m, η ζητούμενη τέμνουσα V_{Ikan2} υπολογίζεται ως $V_{Ikan2} = (M_{Rb,right}^- + M_{Rb,left}^+)/L_{καθ} = (51.5+39.2)/3.20 = 28.34\text{kN}$.

Ακόμη, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ19-Σ2 όταν στα 2 άκρα της όταν αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γί αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ19-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb,right}^- = 76.0\text{kNm}$ και οι κάτω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb,left}^+ = 38.5\text{kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.20m, η ζητούμενη τέμνουσα V_{Ikan1} υπολογίζεται ως $V_{Ikan1} = (M_{Rb,right}^- + M_{Rb,left}^+)/L_{καθ} = (76.0+38.5)/3.20 = 35.78\text{kN}$.

Η διάσταση b_c του μεγαλύτερου υποστυλώματος μεταξύ των Y6-Σ2 και Y6-Σ3 που καθορίζει και τη διάσταση του κόμβου είναι $b_c=0.30\text{m}$ και το κοινό καθαρό ύψος των 2 αυτών υποστυλωμάτων είναι $L_c = 2.50\text{m}$. Με αυτά μπορεί να υπολογιστεί η τέμνουσα του υποστυλώματος ως $V_{col}^{+Y} = (M_{Rd1} + M_{Rd2} + 0.50 \cdot (V_{Ikan1} + V_{Ikan2}) \cdot b_c)/L_c = (38.5 + 51.5 + 0.50 \cdot (35.78 + 28.34) \cdot 0.30)/2.50 = 39.85\text{kN}$.

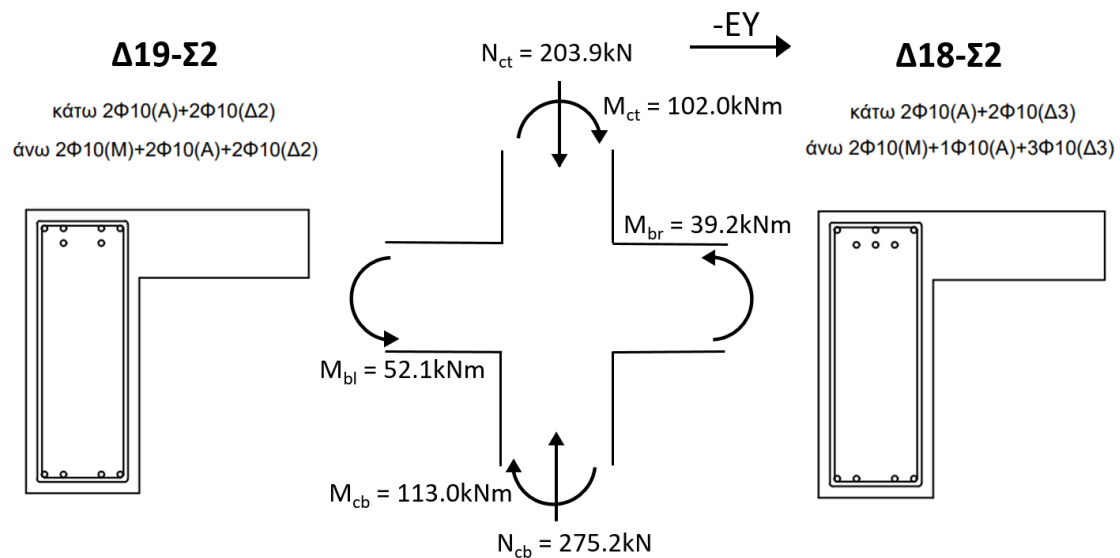
Πλέον μπορεί να προσδιοριστεί η οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος ως $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_{col}$ (EN1998-1 §5.5.2.3), όπου $\gamma_{Rd} \geq 1.20$, A_{s1} είναι η επιφάνεια των άνω εφελκυσόμενων οπλισμών της δοκού Δ18-Σ2

στο δεξί της άκρο ($A_{s1} = 4.71\text{cm}^2$ για 6Φ10) και A_{s2} είναι η επιφάνεια των κάτω εφελκόμενων οπλισμών της δοκού Δ19-Σ2 στο αριστερό της άκρο ($A_{s2} = 3.14\text{cm}^2$ για 4Φ10). Προκύπτει $V_{jhd}^{+Y} = 1.20 \cdot (4.71 + 3.14) \cdot 25.4545 - 39.85 = 199.93\text{kN}$.

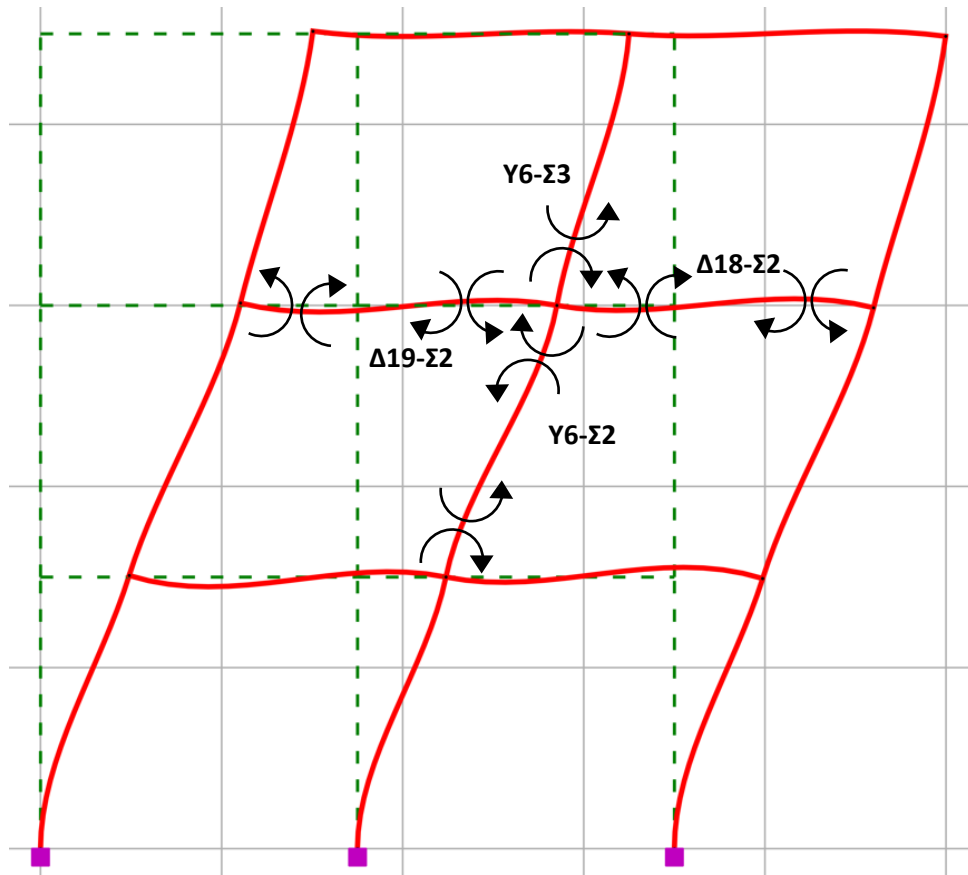


Σχήμα 9-55: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -Y, εφελκούνται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ18-Σ2 στο δεξί της άκρο οπότε λαμβάνεται $M_{Rb}^+ = M_{Rd2} = 39.2\text{kNm}$ και οι άνω οπλισμοί της Δ19-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^- = M_{Rd1} = 52.1\text{kNm}$. Έτσι, είναι $\Sigma M_{Rb} = 39.2 + 52.1 = 91.3\text{kNm}$.



Σχήμα 9-56: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))



Σχήμα 9-57: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))

Επίσης, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ18-Σ2 όταν στα 2 άκρα της αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γί' αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ18-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, right}^+ = 39.2 \text{ kNm}$ και οι άνω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^- = 51.5 \text{ kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.20m, η ζητούμενη τέμνουσα V_{Ikan2} υπολογίζεται ως $V_{Ikan2} = (M_{Rb, right}^+ + M_{Rb, left}^-) / L_{καθ} = (39.2 + 51.5) / 3.20 = 28.34 \text{ kN}$.

Ακόμη, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ19-Σ2 όταν στα 2 άκρα της όταν αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γί' αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ19-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, right}^+ = 63.2 \text{ kNm}$ και οι άνω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^- = 52.1 \text{ kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.20m, η ζητούμενη τέμνουσα V_{Ikan1} υπολογίζεται ως $V_{Ikan1} = (M_{Rb, right}^+ + M_{Rb, left}^-) / L_{καθ} = (63.2 + 52.1) / 3.20 = 36.03 \text{ kN}$.

Η διάσταση b_c του μεγαλύτερου υποστυλώματος μεταξύ των Y6-Σ2 και Y6-Σ3 που καθορίζει και τη διάσταση του κόμβου είναι $b_c = 0.30 \text{ m}$ και το κοινό καθαρό ύψος των 2 αυτών υποστυλωμάτων είναι $L_c = 2.50 \text{ m}$. Με αυτά μπορεί να υπολογιστεί η τέμνουσα του υποστυλώματος ως $V_{col}^{+Y} = (M_{Rd1} + M_{Rd2} + 0.50 \cdot (V_{Ikan1} + V_{Ikan2}) \cdot b_c) / L_c = (52.1 + 39.2 + 0.50 \cdot (36.03 + 28.34) \cdot 0.30) / 2.50 = 40.38 \text{ kN}$.

Πλέον μπορεί να προσδιοριστεί η οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος ως $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_{col}$ (EN1998-1 §5.5.2.3), όπου $\gamma_{Rd} \geq 1.20$, A_{s1} είναι η επιφάνεια των κάτω εφελκυσμένων οπλισμών της δοκού Δ18-Σ2

στο δεξί της άκρο ($A_{s1} = 3.14\text{cm}^2$ για 4Φ10) και A_{s2} είναι η επιφάνεια των άνω εφελκόμενων οπλισμών της δοκού Δ19-Σ2 στο αριστερό της άκρο ($A_{s2} = 4.71\text{cm}^2$ για 6Φ10). Προκύπτει $V_{jhd}^{-Y} = 1.20 \cdot (3.14 + 4.71) \cdot 25.4545 - 40.38 = 199.40\text{kN}$.

Δυσμενέστερος είναι ο σεισμός +Y με $V_{jhd}^{+Y} = 199.93\text{kN}$.

Προσδιορισμός Δράσης κατά Tsouros model

Υπολογίζεται η οριζόντια τέμνουσα δύναμη $V_{jhd} = V_{cal}$ (kN) που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος $V_{jhd}^{+Y} = 199.93\text{kN}$,

έστω ότι ο εξεταζόμενος κόμβος ανήκει στην κεφαλή ενός υποστυλώματος με διαστάσεις διατομής $A_c = b_c \cdot h_c$ (m^2) = $0.30 \times 0.30 = 0.090\text{m}^2$,

από τα παραπάνω προσδιορίζεται η διατμητική τάση $\tau_{cal} = 0.001 \cdot V_{cal} / A_c$ (MPa) = $0.001 \cdot 199.93 / 0.090 = 2.221\text{MPa}$,

εφόσον υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, υπολογίζεται αυξημένη θλιπτική αντοχή σκυροδέματος $f_c = (1 + \rho_s \cdot f_{yw} / f_c') \cdot f_c'$: θεωρείται ότι δεν υπάρχουν σκέλη συνδετήρα υποστυλωμάτων που συνεχίζουν μέσα στον κόμβο οπότε δεν επαυξάνεται η θλιπτική αντοχή $f_c = 14.545\text{MPa}$,

θεωρώντας $\tau = \gamma \cdot \sqrt{f_c}$, υπολογίζεται ο συντελεστής διατμητικών τάσεων $\gamma_{cal} = \tau_{cal} / \sqrt{f_c}$ = $2.221 / \sqrt{14.545} = 0.5825$.

Προσδιορισμός Αντοχής κατά Tsouros model

$$\frac{5 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ult}}{\sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) + \left(\frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) \right)^5 = 1$$

$$x = \frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}}$$

$$\psi = \frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} = x \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}}$$

όπου α ο λόγος των πλευρών του κόμβου $\alpha = h_b / h_c = (\text{ύψος διατομής δοκού}) / (\text{ύψος διατομής υποστυλώματος}) = 50 / 30 = 1.667$, προκύπτει η εξίσωση $(x + \psi)^5 - 10x + 10\psi = 1$. Για να απλοποιηθεί η εξίσωση, μπορεί να αγνοηθεί ο όρος $(x + \psi)^5$, οπότε τότε είναι $10 \cdot (\psi - x) = 1 \rightarrow \psi - x = 0.10$. Για $\alpha = 1.667$ και $f_c = 14.545\text{MPa}$, η τιμή του συντελεστή x συνάρτησε του γ_{ult} είναι $x = 0.2185\gamma_{ult}$. Η αντίστοιχη του ψ είναι $\psi = 0.3413\gamma_{ult}$. Έτσι:

$\psi - x = 0.10 \rightarrow (0.3413 - 0.2185)\gamma_{ult} = 0.10 \rightarrow \gamma_{ult} = 0.10 / (0.3413 - 0.2185) = 0.8143$, που αντιστοιχεί σε διατμητική τάση 3.105MPa και αντοχή κόμβου σε οριζόντια τέμνουσα $V_{ult} = 1000 \cdot 3.105 \cdot 0.30 \cdot 0.30 = 279.49\text{kN} > V_{jhd}^{+Y} = 199.93\text{kN}$. Εφόσον $\gamma_{cal} = 0.5825 < \gamma_{ult} = 0.8143$, δεν προβλέπεται αστοχία του κόμβου του ενισχυμένου κτιρίου, ακόμη και χωρίς τοπική ενίσχυση.

9.8.2 Έλεγχος Κόμβου Κεφαλής Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 βάσει ΚΑΝΕΠΕ

Για το δυσμενέστερο συνδυασμό $G+\psi_2Q + E(exN)$:

ΓΙΑ ΤΟΝ ΚΟΜΒΟ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΡΥΦΗΣ Υ6-Σ2 ΚΑΙ ΠΟΔΑ Υ6-Σ3

για το Υ6-Σ2 για θλιπτική αξονική 275.2kN, η ροπή αντοχής στην κεφαλή του είναι 113.0kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις)

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΥΠΟΚΕΙΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ										
ΣΦ : $G+\psi_2Q+E(exN1)$	NEd =	-275.2	MRd2(0o)=	113.0	MRd2(180o)=	-113.0	MRd3(90o)=	113.0	MRd3(270o)=	-113.0
ΣΦ : $G+\psi_2Q+E(exM2)$	NEd =	-339.8	MRd2(0o)=	119.0	MRd2(180o)=	-119.0	MRd3(90o)=	119.0	MRd3(270o)=	-119.0
ΣΦ : $G+\psi_2Q+E(exM3)$	NEd =	-286.3	MRd2(0o)=	114.1	MRd2(180o)=	-114.1	MRd3(90o)=	114.1	MRd3(270o)=	-114.1
ΣΦ : $G+\psi_2Q-E(exN1)$	NEd =	-365.1	MRd2(0o)=	121.3	MRd2(180o)=	-121.3	MRd3(90o)=	121.3	MRd3(270o)=	-121.3
ΣΦ : $G+\psi_2Q-E(exM2)$	NEd =	-300.5	MRd2(0o)=	115.4	MRd2(180o)=	-115.4	MRd3(90o)=	115.4	MRd3(270o)=	-115.4
ΣΦ : $G+\psi_2Q-E(exM3)$	NEd =	-354.0	MRd2(0o)=	120.3	MRd2(180o)=	-120.3	MRd3(90o)=	120.3	MRd3(270o)=	-120.3

για το Υ6-Σ3 για θλιπτική αξονική 203.9kN, η ροπή αντοχής στη βάση του είναι 102.0kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις)

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ										
ΣΦ : $G+\psi_2Q+E(exN1)$	NEd =	-203.9	MRd2(0o)=	102.0	MRd2(180o)=	-102.0	MRd3(90o)=	102.0	MRd3(270o)=	-102.0
ΣΦ : $G+\psi_2Q+E(exM2)$	NEd =	-220.8	MRd2(0o)=	103.4	MRd2(180o)=	-103.4	MRd3(90o)=	103.4	MRd3(270o)=	-103.4
ΣΦ : $G+\psi_2Q+E(exM3)$	NEd =	-210.0	MRd2(0o)=	102.5	MRd2(180o)=	-102.5	MRd3(90o)=	102.5	MRd3(270o)=	-102.5
ΣΦ : $G+\psi_2Q-E(exN1)$	NEd =	-266.6	MRd2(0o)=	106.8	MRd2(180o)=	-106.8	MRd3(90o)=	106.8	MRd3(270o)=	-106.8
ΣΦ : $G+\psi_2Q-E(exM2)$	NEd =	-249.7	MRd2(0o)=	105.6	MRd2(180o)=	-105.6	MRd3(90o)=	105.6	MRd3(270o)=	-105.6
ΣΦ : $G+\psi_2Q-E(exM3)$	NEd =	-260.5	MRd2(0o)=	106.4	MRd2(180o)=	-106.4	MRd3(90o)=	106.4	MRd3(270o)=	-106.4

από αυτά είναι $\Sigma M_{Rc} = 113.0 + 102.0 = 215.0\text{kNm}$ και για τις 2 διευθύνσεις X και Y.

Το ύψος ορόφου είναι $h_{st} = 3.00\text{m}$ και η δρώσα αξονική ένταση στη βάση του υπερκείμενου υποστυλώματος ως προς τον κόμβο (του υποστυλώματος Υ6-Σ3) είναι

$$N_{Ed} = 267.20\text{kN} \rightarrow v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{267.20}{25 \cdot 25 \cdot 1.4545} = 0.30$$

Ξεκινώντας με τη διεύθυνση X, υπάρχει μόνο η δοκός Δ5-Σ2 με $M_{Rb, \text{left}^+} = 55.3\text{kNm}$ και $M_{Rb, \text{left}^-} = 67.8\text{kNm}$ στο αριστερό της άκρο. Το θεωρητικό άνοιγμα της είναι $L_b = 3.50\text{m}$, το καθαρό της μήκος είναι $L_{bn} = 3.20\text{m}$ και ο μοχλοβραχίονας z μπορεί να ληφθεί ως $z = d - d' = 41\text{cm}$ από το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝΕΠΕ.

Έστω ότι για σεισμό +X, εφελκούνται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^+ = 55.3\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 55.3\text{kNm}$.

Εφόσον $\Sigma M_{Rb} = 55.3 < \Sigma M_{Rc} = 215.0$, η δοκός είναι πιο αδύνατη από τα υποστυλώματα και εισάγουν οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jh} στον κόμβο (σχέση (Σ.13) §7.2.5):

$$V_{jh} = \Sigma M_{yb} \cdot \left(\frac{1}{z_b} - \frac{1}{h_{st}} \cdot \frac{L_b}{L_{bn}} \right)$$

όπου $\Sigma M_{yb} = 55.3\text{kNm}$, $h_{st} = 3.00\text{m}$, $L_b = 3.50\text{m}$, $L_{bn} = 3.20\text{m}$, $z_b = 0.41\text{m}$. Προκύπτει $V_{jh} = 114.72\text{kN}$.

Αυτή η τέμνουσα δύναμη αντιστοιχεί σε μια μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου $\tau_j = V_{jh}/b_j h_c$, όπου $h_c = 0.30\text{m}$ και $b_j = \min[\max(b_c, b_w), h_c/2 + \min(b_c, b_w)] = \min[\max(0.30, 0.20), 0.30/2 + \min(0.30, 0.20)] = \min[0.30, 0.30/2 + 0.20] = \min[0.30, 0.35] = 0.30\text{m}$. Προκύπτει $\tau_j = 1.275\text{MPa}$.

Οι έλεγχοι κόμβου που θα πραγματοποιηθούν είναι έναντι διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης και έναντι αστοχίας από διαγώνια θλίψη (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5β)).

Σύμφωνα με τον πρώτο έλεγχο, ο πυρήνας άοπλου κόμβου είναι επαρκής σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν η δρώσα μέση τάση τ_j είναι μικρότερη της τ_c (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5γ)):

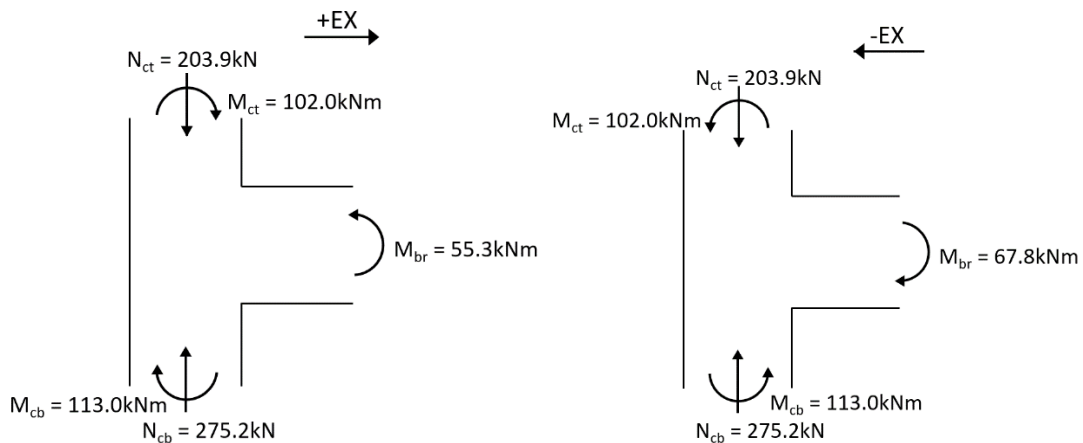
$$\tau_c = f_{ct} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_{top} \cdot f_c}{f_{ct}}}$$

όπου $f_c = 14.545\text{MPa}$, $f_{ctm} = 0.3 \cdot 12^{2/3} = 1.572\text{MPa}$, $f_{ct} = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0.7 \cdot 1.572 / 1.10 = 1.00\text{MPa}$, $v_{top} = 0.30$. Προκύπτει $\tau_c = 2.316\text{MPa} > \tau_j = 1.275\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Για το δεύτερο έλεγχο και δεδομένου ότι δεν υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, μπορεί να επέλθει αστοχία του πυρήνα λόγω διαγώνιας θλίψης όταν η μέση διατμητική τάση τ_j υπερβεί την τιμή της τάσης τ_{ju} (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5ε)):

$$\tau_{ju} = n \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}}$$

όπου $n = 0.6 \cdot (1 - 14.545/250) = 0.565$. Προκύπτει $\tau_{ju} = 5.628\text{MPa} > \tau_j = 1.275\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.



Σχήμα 9-58: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -X, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^- = 67.8\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 67.8\text{kNm}$.

Εφόσον $\Sigma M_{Rb} = 67.8 < \Sigma M_{Rc} = 215.0$, η δοκός είναι πιο αδύνατη από τα υποστυλώματα και εισάγουν οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jh} στον κόμβο (σχέση (Σ.13) §7.2.5):

$$V_{jh} = \Sigma M_{yb} \cdot \left(\frac{1}{z_b} - \frac{1}{h_{st}} \cdot \frac{L_b}{L_{bn}} \right)$$

όπου $\Sigma M_{yb} = 67.8 \text{ kNm}$, $h_{st} = 3.00 \text{ m}$, $L_b = 3.50 \text{ m}$, $L_{bn} = 3.20 \text{ m}$, $z_b = 0.41 \text{ m}$. Προκύπτει $V_{jh} = 140.65 \text{ kN}$.

Αυτή η τέμνουσα δύναμη αντιστοιχεί σε μια μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου $\tau_j = V_{jh}/b_j h_c$, όπου $h_c = 0.30 \text{ m}$ και $b_j = \min[\max(b_c, b_w), h_c/2 + \min(b_c, b_w)] = \min[\max(0.30, 0.20), 0.30/2 + \min(0.30, 0.20)] = \min[0.30, 0.30/2 + 0.20] = \min[0.30, 0.35] = 0.30 \text{ m}$. Προκύπτει $\tau_j = 1.563 \text{ MPa}$.

Οι έλεγχοι κόμβου που θα πραγματοποιηθούν είναι έναντι διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης και έναντι αστοχίας από διαγώνια θλίψη (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5β)).

Σύμφωνα με τον πρώτο έλεγχο, ο πυρήνας άοπλου κόμβου είναι επαρκής σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν η δρώσα μέση τάση τ_j είναι μικρότερη της τ_c (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5γ)):

$$\tau_c = f_{ct} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_{top} \cdot f_c}{f_{ct}}}$$

όπου $f_c = 14.545 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 0.3 \cdot 12^{2/3} = 1.572 \text{ MPa}$, $f_{ct} = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0.7 \cdot 1.572 / 1.10 = 1.00 \text{ MPa}$, $v_{top} = 0.30$. Προκύπτει $\tau_c = 2.316 \text{ MPa} > \tau_j = 1.563 \text{ MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Για το δεύτερο έλεγχο και δεδομένου ότι δεν υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, μπορεί να επέλθει αστοχία του πυρήνα λόγω διαγώνιας θλίψης όταν η μέση διατμητική τάση τ_j υπερβεί την τιμή της τάσης τ_{ju} (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5ε)):

$$\tau_{ju} = n \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}}$$

όπου $n = 0.6 \cdot (1 - 14.545/250) = 0.565$. Προκύπτει $\tau_{ju} = 5.628 \text{ MPa} > \tau_j = 1.563 \text{ MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Συνεχίζοντας με τη διεύθυνση Y, υπάρχει η δοκός Δ18-Σ2 με $M_{Rb, right}^+ = 39.2 \text{ kNm}$ και $M_{Rb, right}^- = 51.5 \text{ kNm}$ στο δεξί της άκρο και η δοκός Δ19-Σ2 με $M_{Rb, left}^+ = 38.5 \text{ kNm}$ και $M_{Rb, left}^- = 52.1 \text{ kNm}$ στο αριστερό της άκρο. Το κοινό θεωρητικό και καθαρό άνοιγμα των 2 δοκών είναι $L_b = 3.50 \text{ m}$ και $L_{bn} = 3.20 \text{ m}$ και ο κοινός μοχλοβραχίονάς τους z μπορεί να ληφθεί ως $z = d - d' = 42 \text{ cm}$ από το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝΕΠΕ.

Έστω ότι για σεισμό +Y, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ18-Σ2 στο δεξί της άκρο οπότε λαμβάνεται $M_{Rb, right}^- = 51.5 \text{ kNm}$ και οι κάτω οπλισμοί της Δ19-Σ2 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^+ = 38.5 \text{ kNm}$. Έτσι, είναι $\Sigma M_{Rb} = 51.5 + 38.5 = 90 \text{ kNm}$.

Εφόσον $\Sigma M_{Rb} = 90.0 < \Sigma M_{Rc} = 215.0$, οι δοκοί είναι πιο αδύνατες από τα υποστυλώματα και εισάγουν οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jh} στον κόμβο (σχέση (Σ.13) §7.2.5):

$$V_{jh} = \Sigma M_{yb} \cdot \left(\frac{1}{z_b} - \frac{1}{h_{st}} \cdot \frac{L_b}{L_{bn}} \right)$$

όπου $\Sigma M_{yb} = 90.0 \text{ kNm}$, $h_{st} = 3.00 \text{ m}$, $L_b = 3.50 \text{ m}$, $L_{bn} = 3.20 \text{ m}$, $z_b = 0.42 \text{ m}$. Προκύπτει $V_{jh} = 181.47 \text{ kN}$.

Αυτή η τέμνουσα δύναμη αντιστοιχεί σε μια μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου $\tau_j = V_{jh}/b_j h_c$, όπου $h_c = 0.30\text{m}$ και $b_j = \min[\max(b_c, b_w), h_c/2 + \min(b_c, b_w)] = \min[\max(0.30, 0.20), 0.30/2 + \min(0.30, 0.20)] = \min[0.30, 0.30/2 + 0.20] = \min[0.30, 0.35] = 0.30\text{m}$. Προκύπτει $\tau_j = 2.016\text{MPa}$.

Οι έλεγχοι κόμβου που θα πραγματοποιηθούν είναι έναντι διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης και έναντι αστοχίας από διαγώνια θλίψη (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5β)).

Σύμφωνα με τον πρώτο έλεγχο, ο πυρήνας άοπλου κόμβου είναι επαρκής σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν η δρώσα μέση τάση τ_j είναι μικρότερη της τ_c (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5γ)):

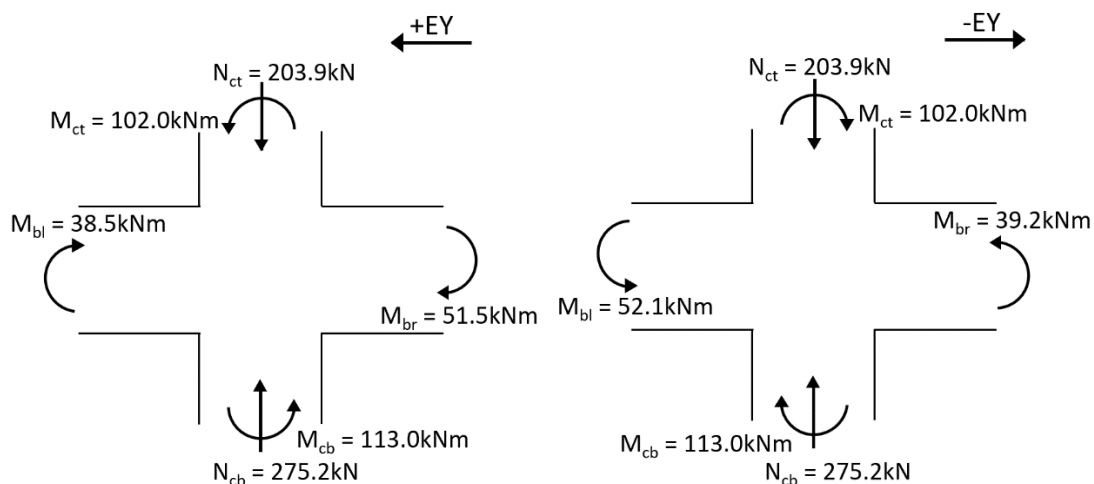
$$\tau_c = f_{ct} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_{top} \cdot f_c}{f_{ct}}}$$

όπου $f_c = 14.545\text{MPa}$, $f_{ctm} = 0.3 \cdot 12^{2/3} = 1.572\text{MPa}$, $f_{ct} = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0.7 \cdot 1.572 / 1.10 = 1.00\text{MPa}$, $v_{top} = 0.30$. Προκύπτει $\tau_c = 2.316\text{MPa} > \tau_j = 2.016\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Για το δεύτερο έλεγχο και δεδομένου ότι δεν υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, μπορεί να επέλθει αστοχία του πυρήνα λόγω διαγώνιας θλίψης όταν η μέση διατμητική τάση τ_j υπερβεί την τιμή της τάσης τ_{ju} (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5ε)):

$$\tau_{ju} = n \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}}$$

όπου $n = 0.6 \cdot (1 - 14.545/250) = 0.565$. Προκύπτει $\tau_{ju} = 5.628\text{MPa} > \tau_j = 2.016\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.



Σχήμα 9-59: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -Y, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ18-Σ2 στο δεξί της άκρο οπότε λαμβάνεται $M_{Rb}^+ = 39.2\text{kNm}$ και οι άνω οπλισμοί της Δ19-Σ2 στο αριστερό

της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb} = 52.1 \text{ kNm}$. Έτσι, είναι $\Sigma M_{Rb} = 39.2 + 52.1 = 91.3 \text{ kNm}$.

Εφόσον $\Sigma M_{Rb} = 91.3 < \Sigma M_{Rc} = 215.0$, η δοκός είναι πιο αδύνατη από τα υποστυλώματα και εισάγουν οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jh} στον κόμβο (σχέση (Σ.13) §7.2.5):

$$V_{jh} = \Sigma M_{yb} \cdot \left(\frac{1}{z_b} - \frac{1}{h_{st}} \cdot \frac{L_b}{L_{bn}} \right)$$

όπου $\Sigma M_{yb} = 91.3 \text{ kNm}$, $h_{st} = 3.00 \text{ m}$, $L_b = 3.50 \text{ m}$, $L_{bn} = 3.20 \text{ m}$, $z_b = 0.42 \text{ m}$. Προκύπτει $V_{jh} = 184.09 \text{ kN}$.

Αυτή η τέμνουσα δύναμη αντιστοιχεί σε μια μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου $\tau_j = V_{jh}/b_j h_c$, όπου $h_c = 0.30 \text{ m}$ και $b_j = \min[\max(b_c, b_w), h_c/2 + \min(b_c, b_w)] = \min[\max(0.30, 0.20), 0.30/2 + \min(0.30, 0.20)] = \min[0.30, 0.30/2 + 0.20] = \min[0.30, 0.35] = 0.30 \text{ m}$. Προκύπτει $\tau_j = 2.045 \text{ MPa}$.

Οι έλεγχοι κόμβου που θα πραγματοποιηθούν είναι έναντι διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης και έναντι αστοχίας από διαγώνια θλίψη (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5β)).

Σύμφωνα με τον πρώτο έλεγχο, ο πυρήνας άοπλου κόμβου είναι επαρκής σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν η δρώσα μέση τάση τ_j είναι μικρότερη της τ_c (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5γ)):

$$\tau_c = f_{ct} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_{top} \cdot f_c}{f_{ct}}}$$

όπου $f_c = 14.545 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 0.3 \cdot 12^{2/3} = 1.572 \text{ MPa}$, $f_{ct} = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0.7 \cdot 1.572 / 1.10 = 1.00 \text{ MPa}$, $v_{top} = 0.30$. Προκύπτει $\tau_c = 2.316 \text{ MPa} > \tau_j = 2.045 \text{ MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Για το δεύτερο έλεγχο και δεδομένου ότι δεν υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, μπορεί να επέλθει αστοχία του πυρήνα λόγω διαγώνιας θλίψης όταν η μέση διατμητική τάση τ_j υπερβεί την τιμή της τάσης τ_{ju} (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5ε)):

$$\tau_{ju} = n \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}}$$

όπου $n = 0.6 \cdot (1 - 14.545/250) = 0.565$. Προκύπτει $\tau_{ju} = 5.628 \text{ MPa} > \tau_j = 2.045 \text{ MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

9.8.3 Έλεγχος Κόμβου Βάσης Ενισχυμένου Υποστυλώματος Y6 της Στάθμης Σ2 με το «Tsonos model»

Για το δυσμενέστερο συνδυασμό $G + \psi_2 Q + E(exN)$ (ως προς τους λόγους $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}$):

ΓΙΑ ΤΟΝ ΚΟΜΒΟ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΡΥΦΗΣ Y6-Σ1 ΚΑΙ ΠΟΔΑ Y6-Σ2

για το Y6-Σ1 για θλιπτική αξονική 337.5 kN , η ροπή αντοχής στην κεφαλή του είναι 172.7 kNm και 171.8 kNm για τις 2 διευθύνσεις

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΥΠΟΚΕΤΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΣΦ : G+ψ2*Q+E(εxN1) :	NEd =	-337.5	MRd2(0o)=	172.7	MRd2(180o)=	-172.7	MRd3(90o)=	171.8	MRd3(270o)=	-171.8
ΣΦ : G+ψ2*Q+E(εxM2) :	NEd =	-439.5	MRd2(0o)=	182.5	MRd2(180o)=	-182.5	MRd3(90o)=	181.3	MRd3(270o)=	-181.3
ΣΦ : G+ψ2*Q+E(εxM3) :	NEd =	-352.9	MRd2(0o)=	174.4	MRd2(180o)=	-174.4	MRd3(90o)=	173.4	MRd3(270o)=	-173.4
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(εxN1) :	NEd =	-484.5	MRd2(0o)=	186.5	MRd2(180o)=	-186.5	MRd3(90o)=	185.0	MRd3(270o)=	-185.0
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(εxM2) :	NEd =	-382.6	MRd2(0o)=	177.5	MRd2(180o)=	-177.5	MRd3(90o)=	176.5	MRd3(270o)=	-176.5
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(εxM3) :	NEd =	-469.2	MRd2(0o)=	185.1	MRd2(180o)=	-185.1	MRd3(90o)=	183.7	MRd3(270o)=	-183.7

για το Υ6-Σ2 για θλιπτική αξονική 281.4kN, η ροπή αντοχής στη βάση του είναι 113.6kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις)

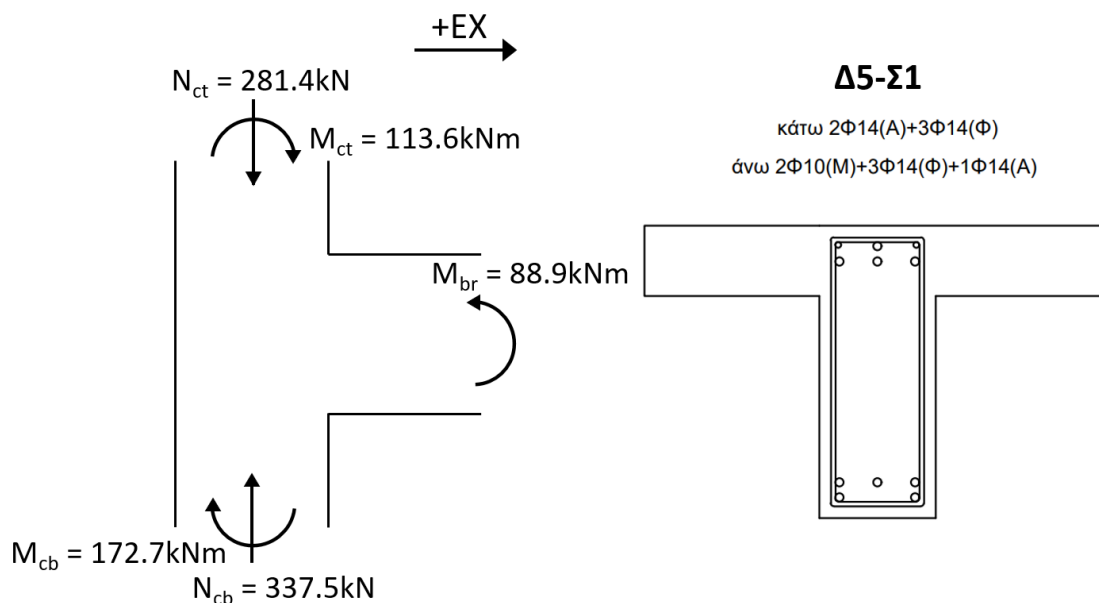
ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΥΠΕΡΚΕΤΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΣΦ : G+ψ2*Q+E(εxN1) :	NEd =	-281.4	MRd2(0o)=	113.6	MRd2(180o)=	-113.6	MRd3(90o)=	113.6	MRd3(270o)=	-113.6
ΣΦ : G+ψ2*Q+E(εxM2) :	NEd =	-306.2	MRd2(0o)=	115.9	MRd2(180o)=	-115.9	MRd3(90o)=	115.9	MRd3(270o)=	-115.9
ΣΦ : G+ψ2*Q+E(εxM3) :	NEd =	-289.9	MRd2(0o)=	114.4	MRd2(180o)=	-114.4	MRd3(90o)=	114.4	MRd3(270o)=	-114.4
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(εxN1) :	NEd =	-371.3	MRd2(0o)=	121.8	MRd2(180o)=	-121.8	MRd3(90o)=	121.8	MRd3(270o)=	-121.8
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(εxM2) :	NEd =	-346.5	MRd2(0o)=	119.6	MRd2(180o)=	-119.6	MRd3(90o)=	119.6	MRd3(270o)=	-119.6
ΣΦ : G+ψ2*Q-E(εxM3) :	NEd =	-362.8	MRd2(0o)=	121.1	MRd2(180o)=	-121.1	MRd3(90o)=	121.1	MRd3(270o)=	-121.1

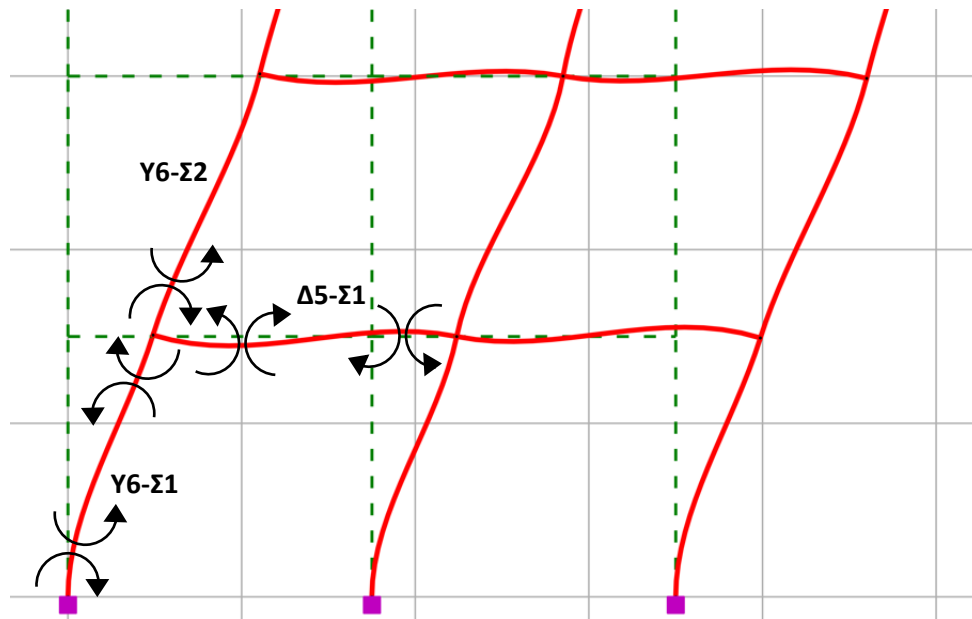
από αυτά είναι $\Sigma M_{RC} = 172.7 + 113.6 = 286.3\text{kNm}$ και $\Sigma M_{RC} = 171.8 + 113.6 = 285.4\text{kNm}$ για τις 2 διευθύνσεις X και Y.

Ξεκινώντας με τη διεύθυνση X, υπάρχει μόνο η δοκός Δ5-Σ1 με $M_{Rb, \text{left}}^+ = 88.9\text{kNm}$ και $M_{Rb, \text{left}}^- = 83.1\text{kNm}$ στο αριστερό της άκρο και $M_{Rb, \text{right}}^+ = 38.3\text{kNm}$ και $M_{Rb, \text{right}}^- = 51.6\text{kNm}$ στο δεξί της άκρο.

Έστω ότι για σεισμό +X, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^+ = M_{Rd2} = 88.9\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 88.9\text{kNm}$.



Σχήμα 9-60: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))



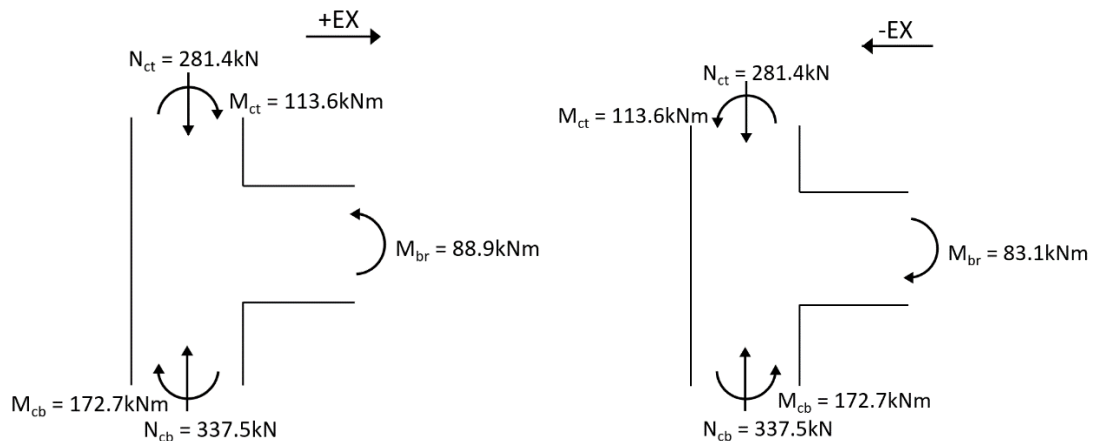
Σχήμα 9-61: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))

Επίσης, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ5-Σ1 όταν στα 2 άκρα της αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γι' αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ1 στο αριστερό της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^+ = 88.9 \text{ kNm}$ και οι άνω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, right}^- = 51.6 \text{ kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.15m, η ζητούμενη τέμνουσα V_{Ikan2} υπολογίζεται ως $V_{Ikan2} = (M_{Rb, left}^+ + M_{Rb, right}^-) / L_{καθ} = (88.9 + 51.6) / 3.15 = 44.60 \text{ kN}$.

Επειδή αριστερά του κόμβου δεν υπάρχει δοκός, είναι $M_{Rd1} = 0 \text{ kNm}$ και $V_{Ikan1} = 0 \text{ kN}$.

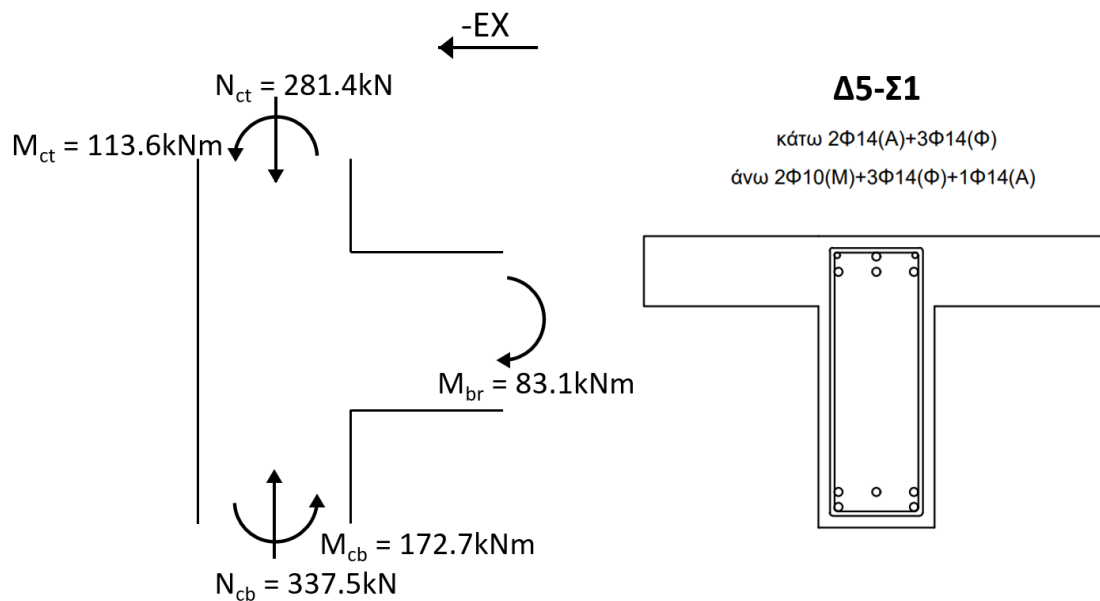
Η διάσταση b_c του μεγαλύτερου υποστυλώματος μεταξύ των Y6-Σ1 και Y6-Σ2 που καθορίζει και τη διάσταση του κόμβου είναι $b_c = 0.35 \text{ m}$ και το κοινό καθαρό ύψος των 2 αυτών υποστυλωμάτων είναι $L_c = 2.50 \text{ m}$. Με αυτά μπορεί να υπολογιστεί η τέμνουσα του υποστυλώματος ως $V_{col}^{+X} = (M_{Rd1} + M_{Rd2} + 0.50 \cdot (V_{Ikan1} + V_{Ikan2}) \cdot b_c) / L_c = (0 + 88.9 + 0.50 \cdot (0 + 44.60) \cdot 0.35) / 2.50 = 38.68 \text{ kN}$.

Πλέον μπορεί να προσδιοριστεί η οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος ως $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_{col}$ (EN1998-1 §5.5.2.3), όπου $\gamma_{Rd} \geq 1.20$ και A_{s1} είναι η επιφάνεια των κάτω εφελκόμενων οπλισμών της δοκού Δ5-Σ1 στο αριστερό της άκρο ($A_{s1} = 7.697 \text{ cm}^2$ για 5Φ14). Προκύπτει $V_{jhd}^{+X} = 1.20 \cdot 4.65 \cdot 25.4545 - 38.68 = 196.43 \text{ kN}$.

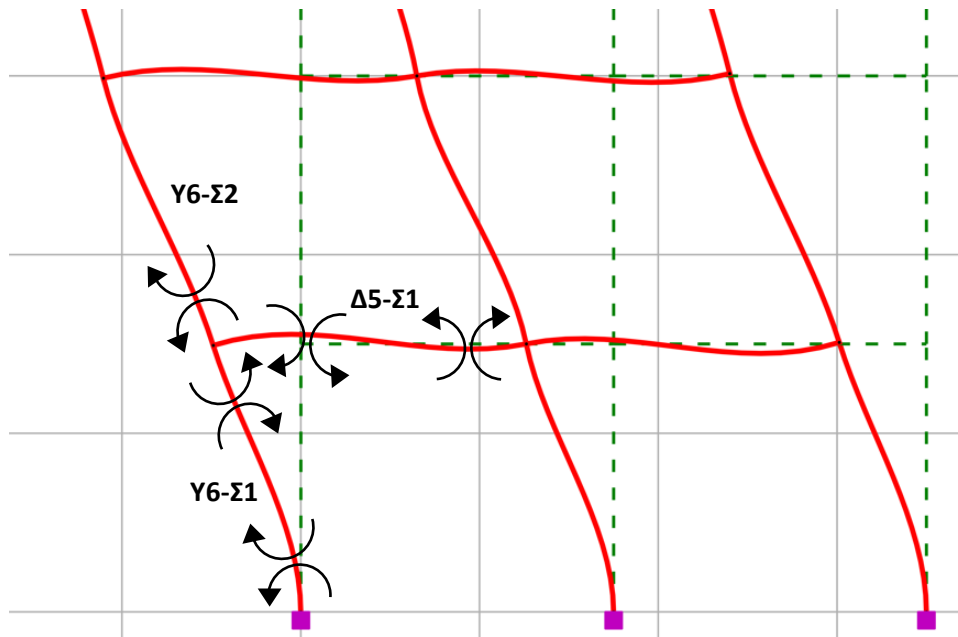


Σχήμα 9-62: Αξονικές δυνάμεις υποστρωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -X, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb^-} = M_{Rd2} = 83.1\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 83.1\text{kNm}$.



Σχήμα 9-63: Αξονικές δυνάμεις υποστρωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))



Σχήμα 9-64: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))

Επίσης, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ5-Σ1 όταν στα 2 άκρα της αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γί αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^- = 83.1 \text{ kNm}$ και οι κάτω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, right}^+ = 38.3 \text{ kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.15m, η ζητούμενη τέμνουσα V_{Ikanv2} υπολογίζεται ως $V_{Ikanv2} = (M_{Rb, left}^- + M_{Rb, right}^+)/L_{καθ} = (83.1 + 38.3)/3.15 = 38.54 \text{ kN}$.

Επειδή αριστερά του κόμβου δεν υπάρχει δοκός, είναι $M_{Rd1} = 0 \text{ kNm}$ και $V_{Ikanv1} = 0 \text{ kN}$.

Η διάσταση b_c του μεγαλύτερου υποστυλώματος μεταξύ των Y6-Σ1 και Y6-Σ2 που καθορίζει και τη διάσταση του κόμβου είναι $b_c = 0.35 \text{ m}$ και το κοινό καθαρό ύψος των 2 αυτών υποστυλωμάτων είναι $L_c = 2.50 \text{ m}$. Με αυτά μπορεί να υπολογιστεί η τέμνουσα του υποστυλώματος ως $V_{col}^{-X} = (M_{Rd1} + M_{Rd2} + 0.50 \cdot (V_{Ikanv1} + V_{Ikanv2}) \cdot b_c) / L_c = (0 + 83.1 + 0.50 \cdot (0 + 38.54) \cdot 0.35) / 2.50 = 35.94 \text{ kN}$.

Πλέον μπορεί να προσδιοριστεί η οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος ως $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_{col}$ (EN1998-1 §5.5.2.3), όπου $\gamma_{Rd} \geq 1.20$ και A_{s1} είναι η επιφάνεια των άνω εφελκούμενων οπλισμών της δοκού Δ5-Σ2 στο αριστερό της άκρο ($A_{s1} = 7.728 \text{ cm}^2$ για 4Φ14+2Φ10). Προκύπτει $V_{jhd}^{-X} = 1.20 \cdot 7.728 \cdot 25.4545 - 35.94 = 200.13 \text{ kN}$.

Δυσμενέστερος είναι ο σεισμός -X με $V_{jhd}^{-X} = 200.13 \text{ kN}$.

Προσδιορισμός Δράσης κατά Tsonos model

Υπολογίζεται η οριζόντια τέμνουσα δύναμη $V_{jhd} = V_{cal}$ (kN) που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος: $V_{jhd}^{-X} = 200.13 \text{ kN}$,

έστω ότι ο εξεταζόμενος κόμβος ανήκει στην κεφαλή ενός υποστυλώματος με διαστάσεις διατομής $A_c = b_c \cdot h_c$ (m^2) = $0.35 \times 0.35 = 0.1225 \text{ m}^2$,

από τα παραπάνω προσδιορίζεται η διατμητική τάση $\tau_{cal} = 0.001 \cdot V_{cal}/A_c$ (MPa) = $0.001 \cdot 200.13/0.1225 = 1.634$ MPa,

εφόσον υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, υπολογίζεται αυξημένη θλιπτική αντοχή σκυροδέματος $f_c = (1 + \rho_s \cdot f_{yw}/f_c') \cdot f_c'$: θεωρείται ότι δεν υπάρχουν σκέλη συνδετήρα υποστυλωμάτων που συνεχίζουν μέσα στον κόμβο οπότε δεν επαυξάνεται η θλιπτική αντοχή $f_c = 14.545$ MPa,

θεωρώντας $\tau = \gamma \cdot \sqrt{f_c}$, υπολογίζεται ο συντελεστής διατμητικών τάσεων $\gamma_{cal} = \tau_{cal}/\sqrt{f_c} = 1.634/\sqrt{14.545} = 0.428$.

Προσδιορισμός Αντοχής κατά Tsouros model

$$\frac{5 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ult}}{\sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) + \left(\frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) \right)^5 = 1$$

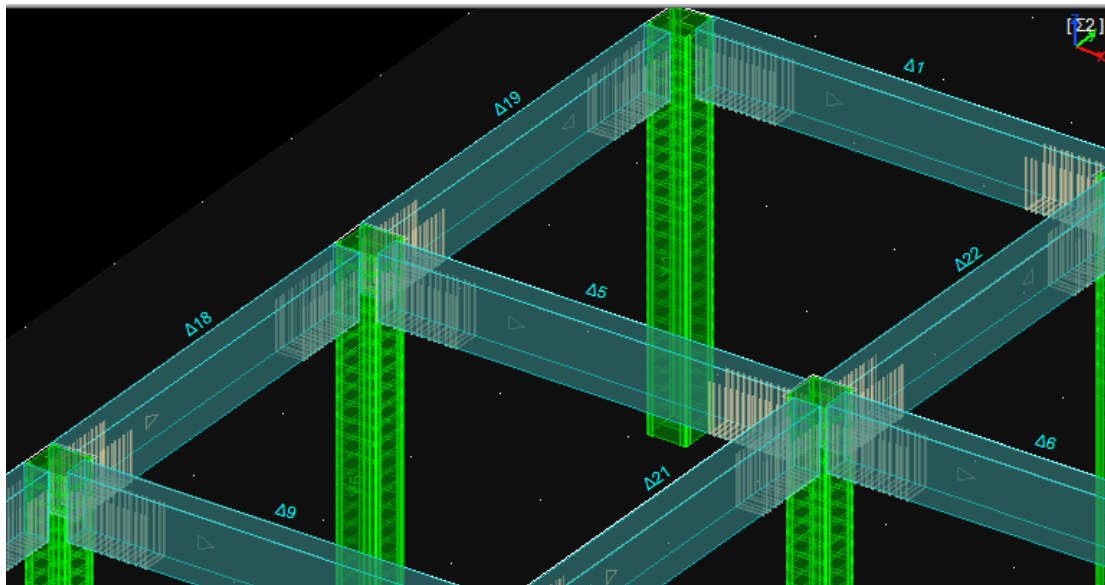
$$x = \frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}}$$

$$\psi = \frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} = x \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}}$$

όπου α ο λόγος των πλευρών του κόμβου $\alpha = h_b/h_c = (\text{ύψος διατομής δοκού})/(\text{ύψος διατομής υποστυλώματος}) = 50/35 = 1.429$, προκύπτει η εξίσωση $(x+\psi)^5 - 10x + 10\psi = 1$. Για να απλοποιηθεί η εξίσωση, μπορεί να αγνοηθεί ο όρος $(x+\psi)^5$, οπότε τότε είναι $10 \cdot (\psi - x) = 1 \rightarrow \psi - x = 0.10$. Για $\alpha=1.429$ και $f_c = 14.545$ MPa, η τιμή του συντελεστή x συναρτήσει του γ_{ult} είναι $x=0.1873\gamma_{ult}$. Η αντίστοιχη του ψ είναι $\psi=0.3222\gamma_{ult}$. Έτσι:

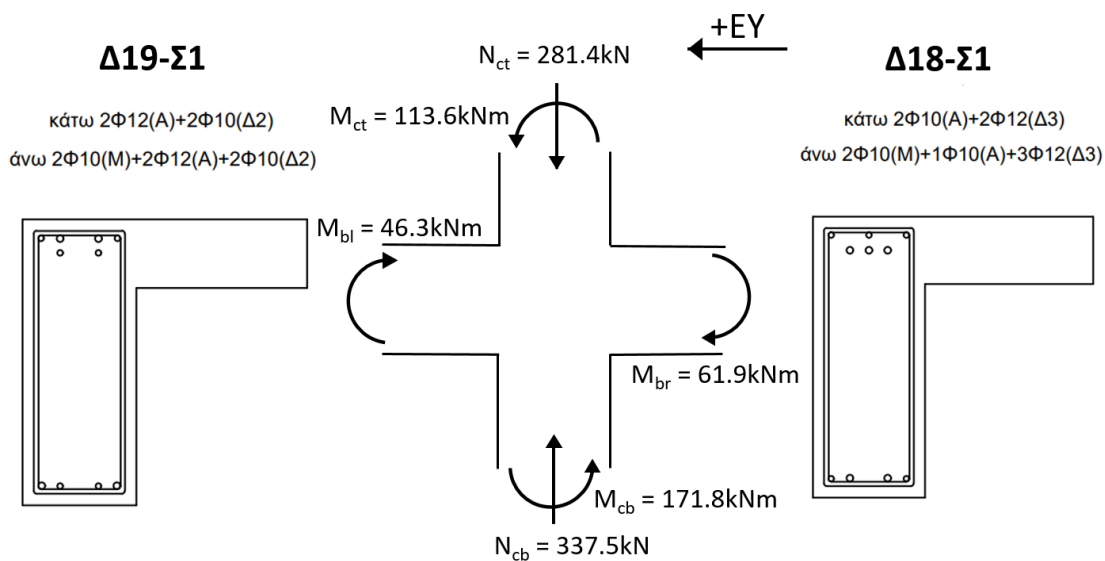
$\psi - x = 0.10 \rightarrow (0.3222 - 0.1873)\gamma_{ult} = 0.10 \rightarrow \gamma_{ult} = 0.10/(0.3413 - 0.2185) = 0.7411$, που αντιστοιχεί σε διατμητική τάση 2.8264MPa και αντοχή κόμβου σε οριζόντια τέμνουσα $V_{ult} = 1000 \cdot 2.8264 \cdot 0.35 \cdot 0.35 = 346.234$ kN $> V_{jhd} \cdot x = 200.13$ kN. Εφόσον $\gamma_{cal} = 0.428 < \gamma_{ult} = 0.7411$, δεν προβλέπεται αστοχία του κόμβου του ενισχυμένου κτιρίου, ακόμη και χωρίς τοπική ενίσχυση.

Συνεχίζοντας με τη διεύθυνση Y, υπάρχει η δοκός Δ18-Σ1 με $M_{Rb,right}^+ = 48.1$ kNm και $M_{Rb,right}^- = 61.9$ kNm στο δεξί της άκρο και $M_{Rb,left}^+ = 48.1$ kNm και $M_{Rb,left}^- = 61.9$ kNm στο αριστερό της άκρο και η δοκός Δ19-Σ1 με $M_{Rb,left}^+ = 46.3$ kNm και $M_{Rb,left}^- = 59.8$ kNm στο αριστερό της άκρο και $M_{Rb,right}^+ = 70.7$ kNm και $M_{Rb,right}^- = 83.5$ kNm στο δεξί της άκρο.

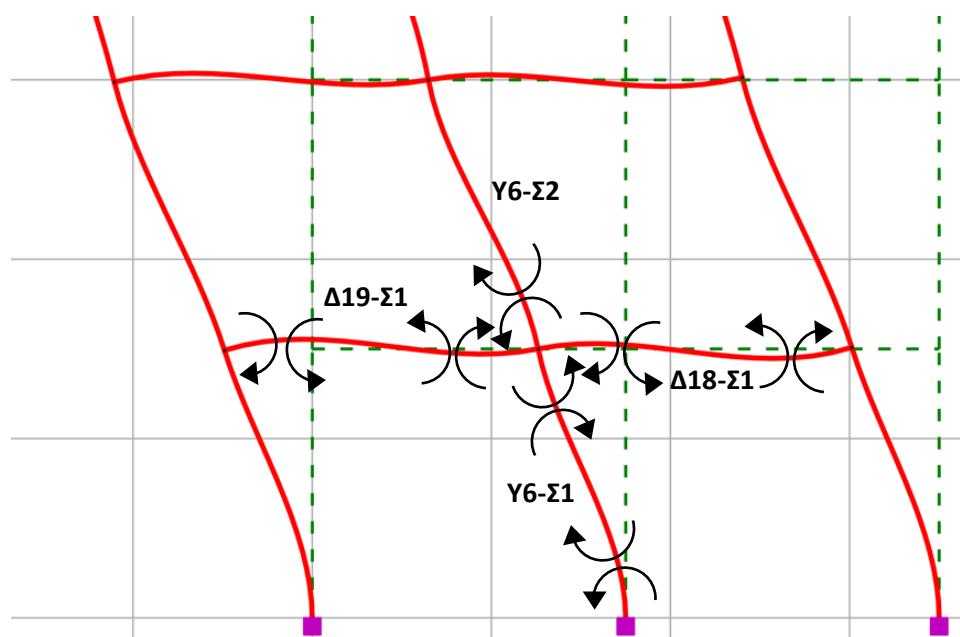


Σχήμα 9-65: Λεπτομέρεια εσωτερικού κόμβου ενισχυμένου υποστυλώματος και συντρεχουσών δοκών (ΡΑΦ ΤΟΛ)

Έστω ότι για σεισμό +Y, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ18-Σ1 στο δεξί της άκρο οπότε λαμβάνεται $M_{Rb, right}^- = M_{Rd2} = 61.9 \text{ kNm}$ και οι κάτω οπλισμοί της Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^+ = M_{Rd1} = 46.3 \text{ kNm}$. Έτσι, είναι $\Sigma M_{Rb} = 61.9 + 46.3 = 108.2 \text{ kNm}$



Σχήμα 9-66: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))



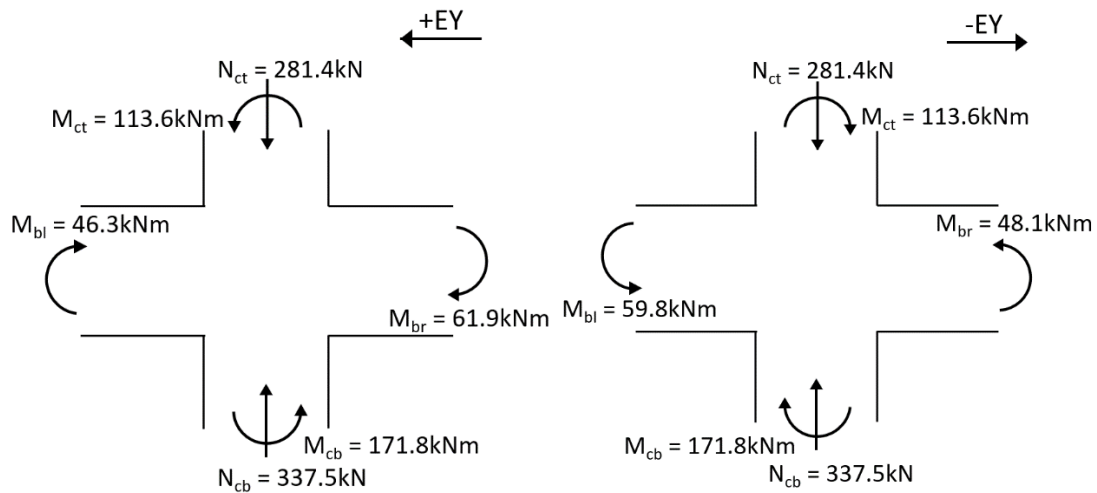
Σχήμα 9-67: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από δεξιά προς τα αριστερά (βλ. και Σχήμα 2-12(a))

Επίσης, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ18-Σ1 όταν στα 2 άκρα της αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γί αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ18-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, right}^- = 61.9 \text{ kNm}$ και οι κάτω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^+ = 48.1 \text{ kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.15m, η ζητούμενη τέμνουσα $V_{ικαν2}$ υπολογίζεται ως $V_{ικαν2} = (M_{Rb, right}^- + M_{Rb, left}^+) / L_{καθ} = (61.9 + 48.1) / 3.15 = 34.92 \text{ kN}$.

Ακόμη, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ19-Σ1 όταν στα 2 άκρα της όταν αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γί αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, right}^- = 83.5 \text{ kNm}$ και οι κάτω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^+ = 46.3 \text{ kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.15m, η ζητούμενη τέμνουσα $V_{ικαν1}$ υπολογίζεται ως $V_{ικαν1} = (M_{Rb, right}^- + M_{Rb, left}^+) / L_{καθ} = (83.5 + 46.3) / 3.15 = 41.21 \text{ kN}$.

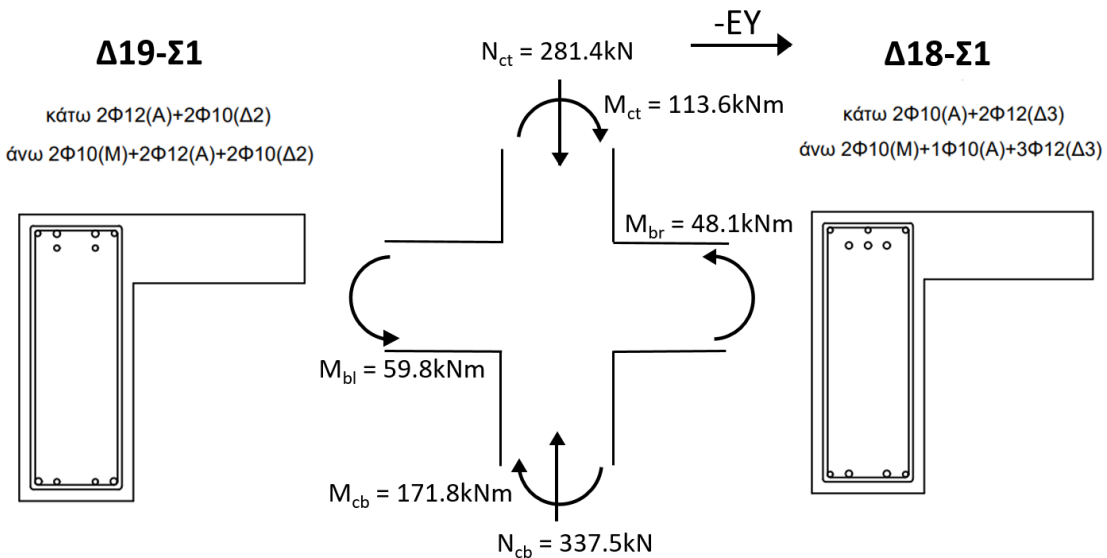
Η διάσταση b_c του μεγαλύτερου υποστυλώματος μεταξύ των Y6-Σ1 και Y6-Σ1 που καθορίζει και τη διάσταση του κόμβου είναι $b_c = 0.35 \text{ m}$ και το κοινό καθαρό ύψος των 2 αυτών υποστυλωμάτων είναι $L_c = 2.50 \text{ m}$. Με αυτά μπορεί να υπολογιστεί η τέμνουσα του υποστυλώματος ως $V_{col}^{+Y} = (M_{Rd1} + M_{Rd2} + 0.50 \cdot (V_{ικαν1} + V_{ικαν2}) \cdot b_c) / L_c = (46.3 + 61.9 + 0.50 \cdot (41.21 + 34.92) \cdot 0.35) / 2.50 = 48.61 \text{ kN}$.

Πλέον μπορεί να προσδιοριστεί η οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος ως $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_{col}$ (EN1998-1 §5.5.2.3), όπου $\gamma_{Rd} \geq 1.20$, A_{s1} είναι η επιφάνεια των άνω εφελκυσμένων οπλισμών της δοκού Δ18-Σ1 στο δεξί της άκρο ($A_{s1} = 5.749 \text{ cm}^2$ για 3Φ12+3Φ10) και A_{s2} είναι η επιφάνεια των κάτω εφελκυσμένων οπλισμών της δοκού Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο ($A_{s2} = 3.833 \text{ cm}^2$ για 2Φ12+2Φ10). Προκύπτει $V_{jhd}^{+Y} = 1.20 \cdot (5.749 + 3.833) \cdot 25.4545 - 48.61 = 244.07 \text{ kN}$.

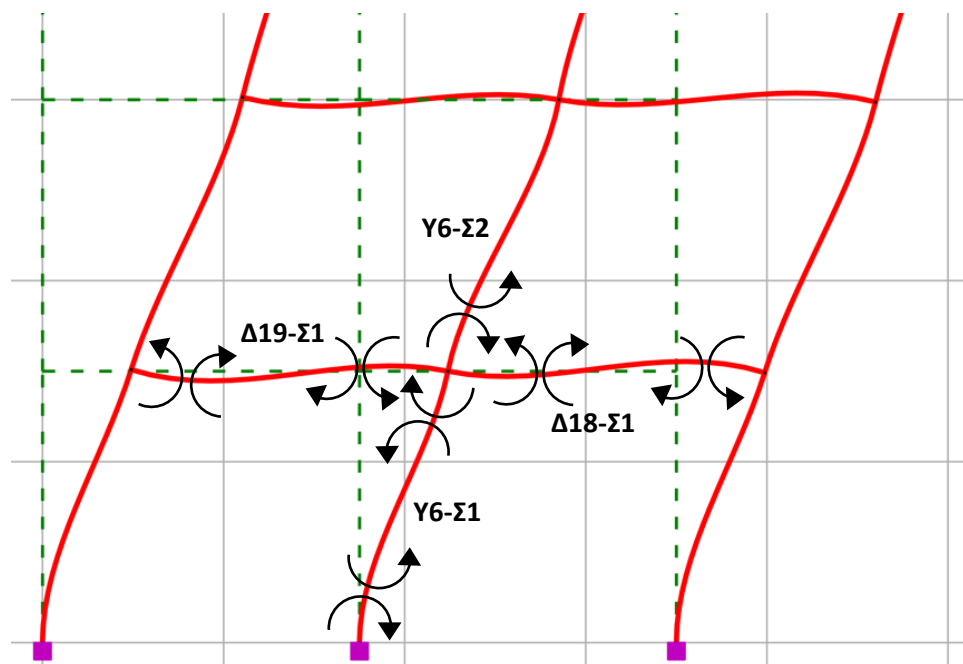


Σχήμα 9-68: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό $-Y$, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού $\Delta 18-\Sigma 1$ στο δεξί της άκρο οπότε λαμβάνεται $M_{Rb, right}^+ = M_{Rd2} = 48.1\text{kNm}$ και οι άνω οπλισμοί της $\Delta 19-\Sigma 1$ στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^- = M_{Rd1} = 59.8\text{kNm}$. Έτσι, είναι $\Sigma M_{Rb} = 48.1 + 59.8 = 107.9\text{kNm}$.



Σχήμα 9-69: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))



Σχήμα 9-70: Ροπές γύρω από τον κόμβο για σεισμική δράση με φορά από αριστερά προς τα δεξιά (βλ. και Σχήμα 2-12(b))

Επίσης, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ18-Σ1 όταν στα 2 άκρα της αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γί' αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ18-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb,right}^+ = 48.1\text{kNm}$ και οι άνω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb,left}^- = 61.9\text{kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.15m, η ζητούμενη τέμνουσα $V_{Iκav2}$ υπολογίζεται ως $V_{Iκav2} = (M_{Rb,right}^+ + M_{Rb,left}^-)/L_{καθ} = (48.1+61.9)/3.15 = 34.92\text{kN}$.

Ακόμη, υπολογίζεται η τέμνουσα της δοκού Δ19-Σ1 όταν στα 2 άκρα της όταν αναπτύσσονται οι οριακές ροπές αντοχής. Γί' αυτή τη φορά του σεισμού, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb,right}^+ = 70.7\text{kNm}$ και οι άνω οπλισμοί στο δεξί της άκρο, άρα λαμβάνεται η $M_{Rb,left}^- = 59.8\text{kNm}$. Για καθαρό άνοιγμα δοκού ίσο με 3.15m, η ζητούμενη τέμνουσα $V_{Iκav1}$ υπολογίζεται ως $V_{Iκav1} = (M_{Rb,right}^+ + M_{Rb,left}^-)/L_{καθ} = (70.7+59.8)/3.15 = 41.43\text{kN}$.

Η διάσταση b_c του μεγαλύτερου υποστυλώματος μεταξύ των Y6-Σ1 και Y6-Σ2 που καθορίζει και τη διάσταση του κόμβου είναι $b_c=0.35\text{m}$ και το κοινό καθαρό ύψος των 2 αυτών υποστυλωμάτων είναι $L_c = 2.50\text{m}$. Με αυτά μπορεί να υπολογιστεί η τέμνουσα του υποστυλώματος ως $V_{col}^Y = (M_{Rd1} + M_{Rd2} + 0.50 \cdot (V_{Iκav1} + V_{Iκav2}) \cdot b_c)/L_c = (59.8 + 48.1 + 0.50 \cdot (41.43 + 34.92) \cdot 0.35)/2.50 = 48.50\text{kN}$.

Πλέον μπορεί να προσδιοριστεί η οριζόντια τέμνουσα δύναμη που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος ως $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_{col}$ (EN1998-1 §5.5.2.3), όπου $\gamma_{Rd} \geq 1.20$, A_{s1} είναι η επιφάνεια των κάτω εφελκυόμενων οπλισμών της δοκού Δ18-Σ1 στο δεξί της άκρο ($A_{s1} = 3.833\text{cm}^2$ για 2Φ12+2Φ10) και A_{s2} είναι η επιφάνεια των άνω εφελκυόμενων οπλισμών της δοκού Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο ($A_{s2} = 5.404\text{cm}^2$ για 2Φ12+4Φ10). Προκύπτει $V_{jhd}^Y = 1.20 \cdot (3.833+5.404) \cdot 25.4545 - 48.50 = 233.62\text{kN}$.

Δυσμενέστερος είναι ο σεισμός +Y με $V_{jhd}^{+Y} = 244.07\text{kN}$.

Προσδιορισμός Δράσης κατά Tsonos model

Υπολογίζεται η οριζόντια τέμνουσα δύναμη $V_{jhd} = V_{cal}$ (kN) που δρα στον πυρήνα του σκυροδέματος: $V_{jhd}^{+Y} = 244.07\text{kN}$,

έστω ότι ο εξεταζόμενος κόμβος ανήκει στην κεφαλή ενός υποστυλώματος με διαστάσεις διατομής $A_c = b_c \cdot h_c$ (m^2) = $0.35 \times 0.35 = 0.1225\text{m}^2$,

από τα παραπάνω προσδιορίζεται η διατμητική τάση $\tau_{cal} = 0.001 \cdot V_{cal} / A_c$ (MPa) = $0.001 \cdot 244.07 / 0.1225 = 1.9924\text{MPa}$,

εφόσον υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, υπολογίζεται αυξημένη θλιπτική αντοχή σκυροδέματος $f_c = (1 + \rho_s \cdot f_{yw} / f_c') \cdot f_c'$: θεωρείται ότι δεν υπάρχουν σκέλη συνδετήρα υποστυλωμάτων που συνεχίζουν μέσα στον κόμβο οπότε δεν επαυξάνεται η θλιπτική αντοχή $f_c = 14.545\text{MPa}$,

θεωρώντας $\tau = \gamma \cdot \sqrt{f_c}$, υπολογίζεται ο συντελεστής διατμητικών τάσεων $\gamma_{cal} = \tau_{cal} / \sqrt{f_c}$ = $1.9924 / \sqrt{14.545} = 0.522$.

Προσδιορισμός Αντοχής κατά Tsonos model

$$\frac{5 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ult}}{\sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) + \left(\frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} - 1 \right) \right)^5 = 1$$

απ' όπου θέτοντας

$$x = \frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}}$$

$$\psi = \frac{\alpha \cdot \gamma_{ult}}{2 \cdot \sqrt{f_c}} \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}} = x \cdot \sqrt{1 + \frac{4}{\alpha^2}}$$

όπου α ο λόγος των πλευρών του κόμβου $\alpha = h_b / h_c = (\text{ύψος διατομής δοκού}) / (\text{ύψος διατομής υποστυλώματος}) = 50 / 35 = 1.429$, προκύπτει η εξίσωση $(x + \psi)^5 - 10x + 10\psi = 1$. Για να απλοποιηθεί η εξίσωση, μπορεί να αγνοηθεί ο όρος $(x + \psi)^5$, οπότε τότε είναι $10 \cdot (\psi - x) = 1 \rightarrow \psi - x = 0.10$. Για $\alpha = 1.429$ και $f_c = 14.545\text{MPa}$, η τιμή του συντελεστή x συναρτήσει του γ_{ult} είναι $x = 0.1873\gamma_{ult}$. Η αντίστοιχη του ψ είναι $\psi = 0.3222\gamma_{ult}$. Έτσι:

$\psi - x = 0.10 \rightarrow (0.3222 - 0.1873)\gamma_{ult} = 0.10 \rightarrow \gamma_{ult} = 0.10 / (0.3413 - 0.2185) = 0.7411$, που αντιστοιχεί σε διατμητική τάση 2.8264MPa και αντοχή κόμβου σε οριζόντια τέμνουσα $V_{ult} = 1000 \cdot 2.8264 \cdot 0.35 \cdot 0.35 = 346.234\text{kN} > V_{jhd}^{+Y} = 244.07\text{kN}$. Εφόσον $\gamma_{cal} = 0.522 < \gamma_{ult} = 0.7411$, δεν προβλέπεται αστοχία του κόμβου του ενισχυμένου κτιρίου, ακόμη και χωρίς τοπική ενίσχυση.

9.8.4 Έλεγχος Κόμβου Βάσης Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2 βάσει ΚΑΝΕΠΕ

Για το δυσμενέστερο συνδυασμό $G+\psi_2Q + E(\epsilon xN)$:

ΓΙΑ ΤΟΝ ΚΟΜΒΟ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΡΥΦΗΣ Υ6-Σ1 ΚΑΙ ΠΟΔΑ Υ6-Σ2

για το Υ6-Σ1 για θλιπτική αξονική 337.5kN, η ροπή αντοχής στην κεφαλή του είναι 172.7kNm και 171.8kNm για τις 2 διευθύνσεις

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΥΠΟΚΕΙΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΣΦ : $G+\psi_2^*Q+E(\epsilon xN1)$	NEd = -337.5	MRd2(0o)= 172.7	MRd2(180o)= -172.7	MRd3(90o)= 171.8	MRd3(270o)= -171.8
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q+E(\epsilon xM2)$	NEd = -439.5	MRd2(0o)= 182.5	MRd2(180o)= -182.5	MRd3(90o)= 181.3	MRd3(270o)= -181.3
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q+E(\epsilon xM3)$	NEd = -352.9	MRd2(0o)= 174.4	MRd2(180o)= -174.4	MRd3(90o)= 173.4	MRd3(270o)= -173.4
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q-E(\epsilon xN1)$	NEd = -484.5	MRd2(0o)= 186.5	MRd2(180o)= -186.5	MRd3(90o)= 185.0	MRd3(270o)= -185.0
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q-E(\epsilon xM2)$	NEd = -382.6	MRd2(0o)= 177.5	MRd2(180o)= -177.5	MRd3(90o)= 176.5	MRd3(270o)= -176.5
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q-E(\epsilon xM3)$	NEd = -469.2	MRd2(0o)= 185.1	MRd2(180o)= -185.1	MRd3(90o)= 183.7	MRd3(270o)= -183.7

για το Υ6-Σ2 για θλιπτική αξονική 281.4kN, η ροπή αντοχής στη βάση του είναι 113.6kNm (κοινή και για τις 2 διευθύνσεις)

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ - ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΣΦ : $G+\psi_2^*Q+E(\epsilon xN1)$	NEd = -281.4	MRd2(0o)= 113.6	MRd2(180o)= -113.6	MRd3(90o)= 113.6	MRd3(270o)= -113.6
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q+E(\epsilon xM2)$	NEd = -306.2	MRd2(0o)= 115.9	MRd2(180o)= -115.9	MRd3(90o)= 115.9	MRd3(270o)= -115.9
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q+E(\epsilon xM3)$	NEd = -289.9	MRd2(0o)= 114.4	MRd2(180o)= -114.4	MRd3(90o)= 114.4	MRd3(270o)= -114.4
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q-E(\epsilon xN1)$	NEd = -371.3	MRd2(0o)= 121.8	MRd2(180o)= -121.8	MRd3(90o)= 121.8	MRd3(270o)= -121.8
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q-E(\epsilon xM2)$	NEd = -346.5	MRd2(0o)= 119.6	MRd2(180o)= -119.6	MRd3(90o)= 119.6	MRd3(270o)= -119.6
ΣΦ : $G+\psi_2^*Q-E(\epsilon xM3)$	NEd = -362.8	MRd2(0o)= 121.1	MRd2(180o)= -121.1	MRd3(90o)= 121.1	MRd3(270o)= -121.1

από αυτά είναι $\Sigma M_{Rc} = 172.7 + 113.6 = 286.3\text{kNm}$ και $\Sigma M_{Rc} = 171.8 + 113.6 = 285.4\text{kNm}$ για τις 2 διευθύνσεις X και Y.

Το ύψος ορόφου είναι $h_{st} = 3.00\text{m}$ και η δρώσα αξονική ένταση στη βάση του υπερκείμενου υποστυλώματος ως προς τον κόμβο (του υποστυλώματος Υ6-Σ2) είναι

$$N_{Ed} = 372.22\text{kN} \rightarrow v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{372.22}{30 \cdot 30 \cdot 1.4545} = 0.284.$$

Ξεκινώντας με τη διεύθυνση X, υπάρχει μόνο η δοκός Δ5-Σ1 με $M_{Rb, \text{left}^+} = 88.9\text{kNm}$ και $M_{Rb, \text{left}^-} = 83.1\text{kNm}$ στο αριστερό της άκρο. Το θεωρητικό άνοιγμα της είναι $L_b = 3.50\text{m}$, το καθαρό της μήκος είναι $L_{bn} = 3.15\text{m}$ και ο μοχλοβραχίονας z μπορεί να ληφθεί ως $z = d - d' = 40\text{cm}$ από το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝΕΠΕ.

Έστω ότι για σεισμό +X, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^+ = 88.9\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 88.9\text{kNm}$.

Εφόσον $\Sigma M_{Rb} = 88.9 < \Sigma M_{Rc} = 286.3$, η δοκός είναι πιο αδύνατη από τα υποστυλώματα και εισάγουν οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jh} στον κόμβο (σχέση (Σ.13) §7.2.5):

$$V_{jh} = \Sigma M_{yb} \cdot \left(\frac{1}{z_b} - \frac{1}{h_{st}} \cdot \frac{L_b}{L_{bn}} \right)$$

όπου $\Sigma M_{yb} = 88.9\text{kNm}$, $h_{st} = 3.00\text{m}$, $L_b = 3.50\text{m}$, $L_{bn} = 3.15\text{m}$, $z_b = 0.40\text{m}$. Προκύπτει $V_{jh} = 189.32\text{kN}$.

Αυτή η τέμνουσα δύναμη αντιστοιχεί σε μια μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου $\tau_j = V_{jh}/b_j h_c$, όπου $h_c = 0.35\text{m}$ και $b_j = \min[\max(b_c, b_w), h_c/2 + \min(b_c, b_w)] = \min[\max(0.35, 0.20), 0.35/2 + \min(0.35, 0.20)] = \min[0.35, 0.35/2 + 0.20] = \min[0.35, 0.375] = 0.35\text{m}$. Προκύπτει $\tau_j = 1.546\text{MPa}$.

Οι έλεγχοι κόμβου που θα πραγματοποιηθούν είναι έναντι διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης και έναντι αστοχίας από διαγώνια θλίψη (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5β)).

Σύμφωνα με τον πρώτο έλεγχο, ο πυρήνας άοπλου κόμβου είναι επαρκής σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν η δρώσα μέση τάση τ_j είναι μικρότερη της τ_c (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5γ)):

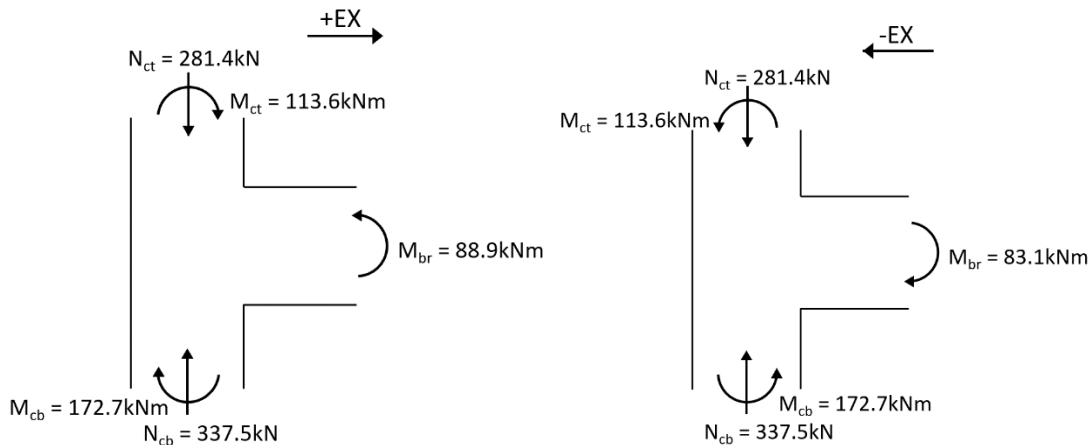
$$\tau_c = f_{ct} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_{top} \cdot f_c}{f_{ct}}}$$

όπου $f_c = 14.545\text{MPa}$, $f_{ctm} = 0.3 \cdot 12^{2/3} = 1.572\text{MPa}$, $f_{ct} = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0.7 \cdot 1.572 / 1.10 = 1.00\text{MPa}$, $v_{top} = 0.284$. Προκύπτει $\tau_c = 2.265\text{MPa} > \tau_j = 1.546\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Για το δεύτερο έλεγχο και δεδομένου ότι δεν υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, μπορεί να επέλθει αστοχία του πυρήνα λόγω διαγώνιας θλίψης όταν η μέση διατμητική τάση τ_j υπερβεί την τιμή της τάσης τ_{ju} (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5ε)):

$$\tau_{ju} = n \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}}$$

όπου $n = 0.6 \cdot (1 - 14.545/250) = 0.565$. Προκύπτει $\tau_{ju} = 5.80\text{MPa} > \tau_j = 1.546\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.



Σχήμα 9-71: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -X, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ5-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb}^- = 83.1\text{kNm}$. Επειδή δεν υπάρχει άλλη δοκός, είναι $\Sigma M_{Rb} = 83.1\text{kNm}$.

Εφόσον $\Sigma M_{Rb} = 83.1 < \Sigma M_{Rc} = 286.3$, η δοκός είναι πιο αδύνατη από τα υποστυλώματα και εισάγουν οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jh} στον κόμβο (σχέση (Σ.13) §7.2.5):

$$V_{jh} = \Sigma M_{yb} \cdot \left(\frac{1}{z_b} - \frac{1}{h_{st}} \cdot \frac{L_b}{L_{bn}} \right)$$

όπου $\Sigma M_{yb} = 83.1\text{kNm}$, $h_{st} = 3.00\text{m}$, $L_b = 3.50\text{m}$, $L_{bn} = 3.15\text{m}$, $z_b = 0.40\text{m}$. Προκύπτει $V_{jh} = 176.97\text{kN}$.

Αυτή η τέμνουσα δύναμη αντιστοιχεί σε μια μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου $\tau_j = V_{jh}/b_j h_c$, όπου $h_c = 0.35\text{m}$ και $b_j = \min[\max(b_c, b_w), h_c/2 + \min(b_c, b_w)] = \min[\max(0.35, 0.20), 0.35/2 + \min(0.35, 0.20)] = \min[0.35, 0.35/2 + 0.20] = \min[0.35, 0.375] = 0.35\text{m}$. Προκύπτει $\tau_j = 1.445\text{MPa}$.

Οι έλεγχοι κόμβου που θα πραγματοποιηθούν είναι έναντι διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης και έναντι αστοχίας από διαγώνια θλίψη (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5β)).

Σύμφωνα με τον πρώτο έλεγχο, ο πυρήνας άοπλου κόμβου είναι επαρκής σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν η δρώσα μέση τάση τ_j είναι μικρότερη της τ_c (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5γ)):

$$\tau_c = f_{ct} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_{top} \cdot f_c}{f_{ct}}}$$

όπου $f_c = 14.545\text{MPa}$, $f_{ctm} = 0.3 \cdot 12^{2/3} = 1.572\text{MPa}$, $f_{ct} = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0.7 \cdot 1.572 / 1.10 = 1.00\text{MPa}$, $v_{top} = 0.284$. Προκύπτει $\tau_c = 2.265\text{MPa} > \tau_j = 1.445\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Για το δεύτερο έλεγχο και δεδομένου ότι δεν υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, μπορεί να επέλθει αστοχία του πυρήνα λόγω διαγώνιας θλίψης όταν η μέση διατμητική τάση τ_j υπερβεί την τιμή της τάσης τ_{ju} (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5ε)):

$$\tau_{ju} = n \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}}$$

όπου $n = 0.6 \cdot (1 - 14.545/250) = 0.565$. Προκύπτει $\tau_{ju} = 5.80\text{MPa} > \tau_j = 1.445\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Συνεχίζοντας με τη διεύθυνση Y, υπάρχει η δοκός Δ18-Σ1 με $M_{Rb, right}^+ = 48.1\text{kNm}$ και $M_{Rb, right}^- = 61.9\text{kNm}$ στο δεξί της άκρο και η δοκός Δ19-Σ1 με $M_{Rb, left}^+ = 46.3\text{kNm}$ και $M_{Rb, left}^- = 59.8\text{kNm}$ στο αριστερό της άκρο. Το κοινό θεωρητικό και καθαρό άνοιγμα των 2 δοκών είναι $L_b = 3.50\text{m}$ και $L_{bn} = 3.15\text{m}$ και ο κοινός μοχλοβραχίονάς τους z μπορεί να ληφθεί ως $z = d - d' = 42\text{cm}$ από το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝΕΠΕ.

Έστω ότι για σεισμό +Y, εφελκύνονται οι άνω οπλισμοί της δοκού Δ18-Σ1 στο δεξί της άκρο οπότε λαμβάνεται $M_{Rb, right}^- = 61.9\text{kNm}$ και οι κάτω οπλισμοί της Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^+ = 46.3\text{kNm}$. Έτσι, είναι $\Sigma M_{Rb} = 61.9 + 46.3 = 108.2\text{kNm}$

Εφόσον $\Sigma M_{Rb} = 108.2 < \Sigma M_{Rc} = 285.4$, οι δοκοί είναι πιο αδύνατες από τα υποστυλώματα και εισάγουν οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jh} στον κόμβο (σχέση (Σ.13) §7.2.5):

$$V_{jh} = \Sigma M_{yb} \cdot \left(\frac{1}{z_b} - \frac{1}{h_{st}} \cdot \frac{L_b}{L_{bn}} \right)$$

όπου $\Sigma M_{yb} = 108.2\text{kNm}$, $h_{st} = 3.00\text{m}$, $L_b = 3.50\text{m}$, $L_{bn} = 3.15\text{m}$, $z_b = 0.42\text{m}$. Προκύπτει $V_{jh} = 217.54\text{kN}$.

Αυτή η τέμνουσα δύναμη αντιστοιχεί σε μια μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου $\tau_j = V_{jh}/b_j h_c$, όπου $h_c = 0.35\text{m}$ και $b_j = \min[\max(b_c, b_w), h_c/2 + \min(b_c, b_w)] = \min[\max(0.35, 0.20), 0.35/2 + \min(0.35, 0.20)] = \min[0.35, 0.35/2 + 0.20] = \min[0.35, 0.375] = 0.35\text{m}$. Προκύπτει $\tau_j = 1.776\text{MPa}$.

Οι έλεγχοι κόμβου που θα πραγματοποιηθούν είναι έναντι διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης και έναντι αστοχίας από διαγώνια θλίψη (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5β)).

Σύμφωνα με τον πρώτο έλεγχο, ο πυρήνας άοπλου κόμβου είναι επαρκής σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν η δρώσα μέση τάση τ_j είναι μικρότερη της τ_c (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5γ)):

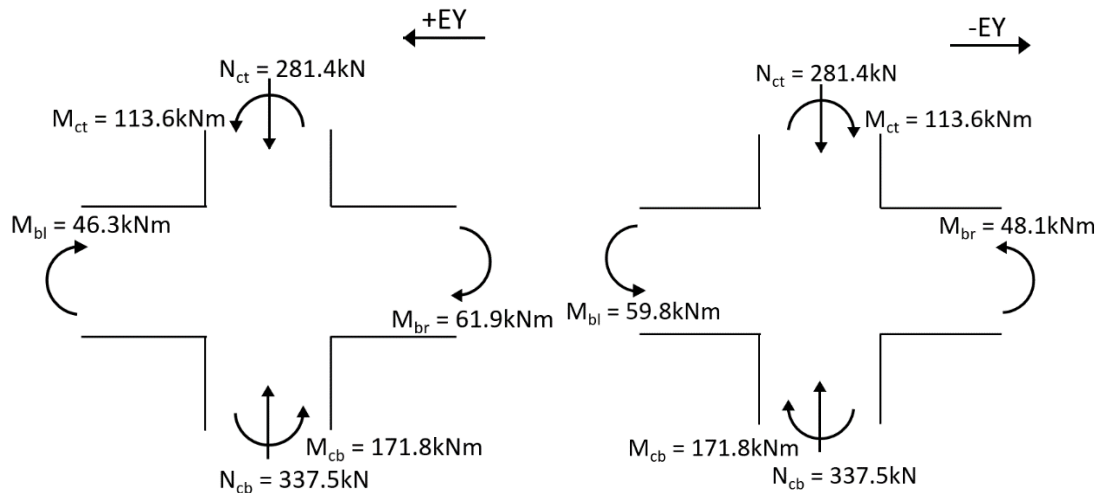
$$\tau_c = f_{ct} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_{top} \cdot f_c}{f_{ct}}}$$

όπου $f_c = 14.545\text{MPa}$, $f_{ctm} = 0.3 \cdot 12^{2/3} = 1.572\text{MPa}$, $f_{ct} = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0.7 \cdot 1.572 / 1.10 = 1.00\text{MPa}$, $v_{top} = 0.284$. Προκύπτει $\tau_c = 2.265\text{MPa} > \tau_j = 1.776\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Για το δεύτερο έλεγχο και δεδομένου ότι δεν υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, μπορεί να επέλθει αστοχία του πυρήνα λόγω διαγώνιας θλίψης όταν η μέση διατμητική τάση τ_j υπερβεί την τιμή της τάσης τ_{ju} (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5ε)):

$$\tau_{ju} = n \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}}$$

όπου $n = 0.6 \cdot (1 - 14.545/250) = 0.565$. Προκύπτει $\tau_{ju} = 5.80\text{MPa} > \tau_j = 1.776\text{MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.



Σχήμα 9-72: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και Ροπές γύρω από τον κόμβο για τις 2 περιπτώσεις φοράς του σεισμού

Έστω ότι για σεισμό -Y, εφελκύνονται οι κάτω οπλισμοί της δοκού Δ18-Σ1 στο δεξί της άκρο οπότε λαμβάνεται $M_{Rb, right}^+ = 48.1\text{kNm}$ και οι άνω οπλισμοί της Δ19-Σ1 στο αριστερό της άκρο άρα λαμβάνεται η $M_{Rb, left}^- = 59.8\text{kNm}$. Έτσι, είναι $\Sigma M_{Rb} = 48.1 + 59.8 = 107.9\text{kNm}$.

Εφόσον $\Sigma M_{Rb} = 107.9 < \Sigma M_{Rc} = 285.4$, οι δοκοί είναι πιο αδύνατες από τα υποστυλώματα και εισάγουν οριζόντια τέμνουσα δύναμη V_{jh} στον κόμβο (σχέση (Σ.13) §7.2.5):

$$V_{jh} = \Sigma M_{yb} \cdot \left(\frac{1}{z_b} - \frac{1}{h_{st}} \cdot \frac{L_b}{L_{bn}} \right)$$

όπου $\Sigma M_{yb} = 107.9 \text{ kNm}$, $h_{st} = 3.00 \text{ m}$, $L_b = 3.50 \text{ m}$, $L_{bn} = 3.15 \text{ m}$, $z_b = 0.42 \text{ m}$. Προκύπτει $V_{jh} = 216.94 \text{ kN}$.

Αυτή η τέμνουσα δύναμη αντιστοιχεί σε μια μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου $\tau_j = V_{jh}/b_j h_c$, όπου $h_c = 0.35 \text{ m}$ και $b_j = \min[\max(b_c, b_w), h_c/2 + \min(b_c, b_w)] = \min[\max(0.35, 0.20), 0.35/2 + \min(0.35, 0.20)] = \min[0.35, 0.35/2 + 0.20] = \min[0.35, 0.375] = 0.35 \text{ m}$. Προκύπτει $\tau_j = 1.771 \text{ MPa}$.

Οι έλεγχοι κόμβου που θα πραγματοποιηθούν είναι έναντι διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης και έναντι αστοχίας από διαγώνια θλίψη (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5β)).

Σύμφωνα με τον πρώτο έλεγχο, ο πυρήνας άοπλου κόμβου είναι επαρκής σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν η δρώσα μέση τάση τ_j είναι μικρότερη της τ_c (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5γ)):

$$\tau_c = f_{ct} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_{top} \cdot f_c}{f_{ct}}}$$

όπου $f_c = 14.545 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 0.3 \cdot 12^{2/3} = 1.572 \text{ MPa}$, $f_{ct} = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0.7 \cdot 1.572 / 1.10 = 1.00 \text{ MPa}$, $v_{top} = 0.284$. Προκύπτει $\tau_c = 2.265 \text{ MPa} > \tau_j = 1.771 \text{ MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

Για το δεύτερο έλεγχο και δεδομένου ότι δεν υπάρχουν οριζόντια σκέλη συνδετήρα εντός του κόμβου, μπορεί να επέλθει αστοχία του πυρήνα λόγω διαγώνιας θλίψης όταν η μέση διατμητική τάση τ_j υπερβεί την τιμή της τάσης τ_{ju} (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.5ε)):

$$\tau_{ju} = n \cdot f_c \cdot \sqrt{1 - \frac{v_{top}}{n}}$$

όπου $n = 0.6 \cdot (1 - 14.545/250) = 0.565$. Προκύπτει $\tau_{ju} = 5.80 \text{ MPa} > \tau_j = 1.771 \text{ MPa}$ οπότε κρίνεται επάρκεια.

9.8.5 Σχόλιο για τον Έλεγχο Κόμβων Ενισχυμένου Υποστυλώματος Υ6 της Στάθμης Σ2

Υπενθυμίζεται από τα παραπάνω ότι δεν αυξάνεται η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος στην περιοχή των κόμβων, κι αν υπάρχουν οριζόντια μεταλλικά ελάσματα που συνεχίζουν από το μεταλλικό κλωβό των υποστυλωμάτων. Παρ' όλα αυτά προκύπτουν επάρκειες. Σε αντίθετη περίπτωση, θα μπορούσε να προβλεφθεί ενίσχυση των κόμβων με επικολητά ελάσματα από χάλυβα που να «περιτυλίγουν» τον κόμβο ή ακόμα και να συνεχίζονται στην κεφαλή του υποκείμενου και στη βάση του υπερκείμενου υποστυλώματος, τουλάχιστον εντός των κρίσιμων μηκών τους, εγκιβωτίζοντας όλη τη διατομή του υποστυλώματος [26]. Τέτοιου είδους ενίσχυση

προβλέπεται στο κείμενο του ΚΑΝΕΠΕ στην §8.3.2.3. Μάλιστα με το δεύτερο, εξασφαλίζεται και η βελτίωση των συνθηκών μεταφοράς δυνάμεων μεταξύ των διαμήκων ράβδων σε περίπτωση που το διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης των υφιστάμενων οπλισμών δεν είναι επαρκές μέσω εφαρμογής εξωτερικής περίσφιγξης και επακόλουθης παρεμπόδισης της πρόωρης αστοχίας της περιοχής αγκύρωσης ή μάτισης σύμφωνα με την §8.2.1.2β) του ΚΑΝΕΠΕ.

10 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία μελετήθηκε η σεισμική απόκριση ενός τυπικού υφιστάμενου πενταώροφου κτιρίου κατοικιών από οπλισμένο σκυρόδεμα της δεκαετίας του '60. Για το σκοπό λήφθηκαν υπόψιν όλες οι κατασκευαστικές πρακτικές της περιόδου αυτής, όπως και οι συστάσεις των κανονιστικών κειμένων της εποχής εκείνης. Το «εργαλείο» για την πραγματοποίηση αυτής της μελέτης ήταν ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), ωστόσο δεν λείπουν και βασικά στοιχεία της θεωρίας του Οπλισμένου Σκυροδέματος, ή ακόμα και στοιχεία της βιβλιογραφίας.

Το πρώτο βήμα ήταν να γίνει η συλλογή των βασικών παραμέτρων ώστε να γίνει η κατά το δυνατόν πιο αξιόπιστη μοντελοποίηση του κτιρίου στο υπολογιστικό προσομοίωμα και να εξαχθούν ασφαλή συμπεράσματα. Τέτοιες παράμετροι είναι οι διατομές και οι οπλισμοί των μελών, οι αντοχές των υφιστάμενων υλικών, τα πραγματικά φορτία που ασκούνται στην κατασκευή κλπ. Αφού γίνει εισαγωγή αυτών των δεδομένων στο λογισμικό (εν προκειμένω το λογισμικό ΡΑΦ ΤΟΛ), ο μηχανικός οφείλει να ελέγχει ότι έχουν εισαχθεί σωστά μέσω μιας σειράς από απλές επαληθεύσεις. Τέτοιες επαληθεύσεις και έλεγχοι έγιναν στο κεφάλαιο 5 και στην αρχή του κεφαλαίου 6 της εργασίας, με τα αποτελέσματα να είναι ταυτόσημα. Τότε, πραγματοποιήθηκαν 2 τύποι αναλύσεων, η Μη Γραμμική Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (Pushover Analysis) με Ορθογωνική και Ιδιομορφική Κατανομή Φόρτισης και η Ελαστική Δυναμική Φασματική Ανάλυση με χρήση Τοπικών Δεικτών m , με βασική την πρώτη, λόγω της ικανότητάς της να εκτιμά την κατανομή της έντασης στο εσωτερικό του φορέα καθώς οι διατομές των δομικών στοιχείων εισέρχονται στην ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς τους. Από τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων Pushover προέκυψε ανάγκη επεμβάσεων καθώς η συμπεριφορά του κτιρίου υπό δεδομένο σεισμό σχεδιασμού δεν ήταν η επιθυμητή συγκριτικά με τη «στοχευόμενη» που είχε ορισθεί εξ' αρχής. Παρατηρούνται ανεπάρκειες σε αρκετά υποστυλώματα του 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου λόγω της απότομης απομείωσης των διαστάσεων των υποστυλωμάτων καθ' ύψος του φορέα. Μάλιστα, διακρίνεται ο ψαθυρός τους χαρακτήρας αφού αναπτύσσουν την οριακή παραμόρφωσή τους σε όρους γωνίας στροφής χορδής για

μικρή αύξηση μετακίνησης κορυφής από τη στιγμή που διαρρέουν. Ως προς τις 2 κατανομές φόρτισης, με την ιδιομορφική κατανομή η ανελαστικότητα μετατοπίζεται στο 2^ο και 3^ο όροφο, ενώ με την ορθογωνική κατανομή λόγω χαμηλότερου κέντρου βάρους των ασκούμενων δυνάμεων, παρατηρούνται υπερβάσεις υποστυλωμάτων στον 1^ο και 2^ο όροφο. Για το ισόγειο και τον τελευταίο όροφο, η εικόνα δεν είναι κακή. Ωστόσο, τουλάχιστον για το ισόγειο, δε μπορεί να προκύψει τελικό συμπέρασμα μόνο από τις ανελαστικές αναλύσεις. Κι αυτό γιατί υπάρχουν κι άλλες διατάξεις στο πλαίσιο του δομοστατικού σχεδιασμού που πρέπει να ικανοποιούνται. Μερικές από αυτές είναι ο ικανοτικός κόμβου δοκού – υποστυλώματος, η καμπτική διαρροή πριν τη ψαθυρή διατμητική αστοχία (ικανοτικός τέμνουσας), ο περιορισμός του ανηγμένου αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων κλπ. Πολλές τέτοιες πρακτικές, δεν προβλέπονταν την περίοδο μελέτης του συγκεκριμένου κτιρίου και είναι απολύτως λογικό να μην εκπληρώνονται. Άρα, η αξιολόγηση της κατάστασης του υφιστάμενου φορέα θα γίνει αφού ελεγχθούν και τα παραπάνω. Πράγματι, υπάρχουν ανεπάρκειες ως προς αυτούς τους ελέγχους με κυριότερη αυτής του ικανοτικού κόμβου. Οι δοκοί γενικά παρουσιάζουν καλή καμπτική συμπεριφορά, ωστόσο αστοχούν πρόωρα διατμητικά. Στη συνέχεια, μέσω ελαστικής ανάλυσης με τοπικούς δείκτες *m* επαληθεύονται ορισμένες ανεπάρκειες και σίγουρα η δυσμέμεια του 2^{ου} ορόφου. Σε γενικές γραμμές, όμως, δεν προκύπτει ότι το συγκεκριμένο κτίριο χρήζει σημαντικών και εκτεταμένων ενισχύσεων. Αυτά που έπρεπε να προσδοθούν στα δομικά στοιχεία του φορέα ήταν πλαστιμότητα για τα υποστυλώματα ώστε διευρυνθεί η απόσταση μεταξύ γωνίας στροφής χορδής διαρροής και της αντίστοιχης οριακής και ενίσχυση έναντι τέμνουσας για τις δοκούς. Προς τούτο, επιλέχθηκε ενίσχυση των υποστυλωμάτων με μεταλλικούς κλωβούς και ανοικτή ενίσχυση των δοκών σε τέμνουσα με συνεχή φύλλα ινοπλισμένων πολυμερών (ΙΟΠ).

Δόθηκε ιδιαίτερη σημασία στη διαστασιολόγηση των μεθόδων ενίσχυσης προκειμένου αυτές να καλύπτουν σε ικανοποιητικό βαθμό την απαίτηση αλλά και να μη γίνεται ασύμφορη σπατάλη προστιθέμενων υλικών. Ήδη από την επιλογή των στοιχείων ενίσχυσης, αυτά ελέγχονται σε ικανοτικά μεγέθη και δυνάμεις που σχετίζονται με τις μέγιστες καμπτικές αντοχές στα άκρα των μελών, όπως προτρέπουν να γίνεται οι σύγχρονοι Κανονισμοί. Στη συνέχεια, φυσικά, θα αξιολογηθεί η επάρκειά τους σε επίπεδο κατασκευής μέσω νέων ανελαστικών αναλύσεων Pushover και νέας ελαστικής ανάλυσης με τοπικούς δείκτες *m*, στον ενισχυμένο πλέον φορέα. Πριν παρατεθούν τα γενικά συμπεράσματα αυτών, αξίζει να αναφερθούν κάποια σχόλια για τις τεχνικές ενίσχυσης που επιλέχθηκαν. Για την ενίσχυση της δοκού έναντι τέμνουσας επιλέγεται κατάλληλο πάχος υφάσματος ώστε να καλύπτει τουλάχιστον την ικανοτική τέμνουσα της δοκού. Από τις διατάξεις του ΚΑΝΕΠΕ προκύπτει ότι μπορεί να εφαρμοστεί η «ανοικτή» ενίσχυση ακόμη και μόνο μέσω εποξειδικής κόλλας, ωστόσο υπέρ της ασφαλείας προβλέπονται πρόσθετα ακραία στοιχεία σύνδεσης. Για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων με μεταλλικό κλωβό, μελετάται πλήρως η συνεισφορά τους σ' ένα υποστυλώμα του 1^{ου} ορόφου. Γίνεται ποσοτικοποίηση της αύξησης της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και των παραμορφώσεων του λόγω της περίσφιγξης που προσφέρουν τα οριζόντια μεταλλικά ελάσματα του κλωβού. Από εδώ ανάγεται πως βάσει των σχέσεων υπολογισμού του ΚΑΝΕΠΕ, η περίσφιγξη με μεταλλικούς κλωβούς είναι ιδιαίτερα αποτελεσματική για μικρές ποιότητες υφιστάμενων διαμήκων οπλισμών, πχ για S220 αφού επιτυγχάνεται μεγάλη πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων και γωνιών στροφής χορδής ακόμα και για αραιή απόσταση οριζόντιων ελασμάτων. Δεδομένου ότι θα εξασφαλίζεται η συνέχεια των γωνιακών σιδηροδοκών

των κλωβών καθ' ύψος των ορόφων, προσδιορίζεται ο διευρυμένος χώρος αντοχής της ενισχυμένης διατομής σε σχέση με το υφιστάμενο αποτέλεσμα με εργαλείο τα διαγράμματα αλληλεπίδρασής τους. Η αύξηση της καμπτικής αντοχής υπό αξονική ένταση οφείλεται αφενός στις 4 γωνιακές σιδηροδοκούς αλλά και στο νέο νόμο σκυροδέματος που προκύπτει λόγω της περίσφιγξης. Η αύξηση της πλαστιμότητας της ενισχυμένης διατομής αποδεικνύεται και μέσω του διαγράμματος αλληλεπίδρασης αφού το σημείο ισορροπίας (balanced point) μετατίθεται προς τα πάνω, δηλαδή για μεγαλύτερο επίπεδο θλιπτικού αξονικού φορτίου. Τέλος, για το ίδιο ενισχυμένο υποσύλωμα υπολογίζεται η αντοχή έναντι τέμνουσας που προκύπτει αυξημένη σε σχέση με την ικανοτική του τέμνουσα. Έλεγχος διατμητικής αντοχής πραγματοποιείται και σε γωνιακό υποσύλωμα του ισογείου, λόγω αυξημένης ικανοτικής τέμνουσας αφού στη βάση του δεν υπάρχουν συντρέχουσες δοκοί, οπότε οι λόγοι $\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$ λαμβάνονται ίσοι με 1 και στις 2 διευθύνσεις. Πράγματι, κρίνεται οριακή επάρκεια.

Αφού εξασφαλίστηκε η επάρκεια των ενισχύσεων στις παραπάνω ικανοτικές δράσεις, εκτελούνται εκ νέου Μη Γραμμική Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (Pushover Analysis) με Ορθογωνική και Ιδιομορφική Κατανομή Φόρτισης και Ελαστική Δυναμική Φασματική Ανάλυση με χρήση Τοπικών Δεικτών m ώστε να εξασφαλιστεί η επάρκεια σε επίπεδο συνολικού κτιρίου. Από τις ανελαστικές αναλύσεις παρατηρείται η ικανοποιητική συμπεριφορά του ενισχυμένου φορέα με την απαίτηση να προηγείται της ικανότητας. Ταυτόχρονα, όμως, τηρούνται κι άλλες επιθυμητές καταστάσεις. Οι υπερβάσεις της στάθμης επιτελεστικότητας πλέον οφείλονται στις δοκούς και όχι στα υποστυλώματα. Μάλιστα τα τελευταία διαρρέουν μια μεγάλες τιμές μετακινήσεων κορυφής (30cm και 43cm για τις 2 κύριες διευθύνσεις X και Y), οπότε και η υπέρβαση της στάθμης Γ1 (με την οποία μελετάται το κτίριο) θα γίνεται για πολύ μεγαλύτερη τιμή μετακίνησης. Έτσι, προκύπτει ότι η ικανότητα του φορέα είναι αρκετά μεγάλη, σε σχέση με εκείνη αν γίνει αποδοχή ότι αυτή ορίζεται κατά την πρώτη υπέρβαση της στάθμης Γ1 από δοκό. Αντίστοιχα, η διατμητική αστοχία των δοκών εμφανίζεται για μεγάλες τιμές μετακίνησης κορυφής (28cm και 17.8cm για τις 2 κύριες διευθύνσεις X και Y). Άλλωστε, η αποφυγή διατμητικής αστοχίας των δοκών ήταν εξ' αρχής απαίτηση (γί' αυτό υπολογίστηκε η κατάλληλη ενίσχυση) οπότε ήταν αναμενόμενο να μην αστοχούν πλέον πρόωρα. Γενικά, όταν τίθενται κάποιες απαιτήσεις, αυτές θα πρέπει στο τέλος να τηρούνται και να επαληθεύονται. Διαφορετικά, ή έχει γίνει κάποιο λάθος ή προσομοίωσης ή δεν ενισχύθηκαν τα πλέον εύτρωτα δομικά στοιχεία, οπότε εξακολουθούν να παραμένουν αδύναμα. Επάρκεια προκύπτει και σε αντίστοιχους ελέγχους που έγιναν με την ελαστική ανάλυση με τοπικούς δείκτες m . Βέβαια, σχετικά με τις δοκούς, προκύπτει μια μικρή ανεπάρκεια με την ελαστική ανάλυση της τάξης των 20kNm υπό αρνητικές ροπές. Προτείνονται εναλλακτικές λύσεις καμπτικής ενίσχυσης με ελάσματα αλλά τελικά δεν επιλέγεται να ενισχυθούν καθώς η υπέρβαση κρίνεται μικρή, ενώ στην πραγματικότητα είναι μικρότερη αν είχαν ληφθεί υπόψιν παράγοντες όπως η ανακατανομή των ροπών στήριξης ή και η ενδοσιμότητα του εδάφους.

Αξίζει να αναφερθεί ότι σημαντικό μέρος της παρούσας εργασίας κάλυψε το καίριο ζήτημα της «υγείας» των κόμβων δοκών – υποστυλωμάτων. Προς τούτο, αξιοποιήθηκε ένα νέο σχετικά προσομοίωμα αποτροπής κατάρρευσης κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα οφειλόμενη σε αστοχία των κόμβων, το «Tsonos model». Αυτό έχει την ικανότητα να υποδεικνύει από ποιο δομικό στοιχείο (δοκός, κόμβος ή υποσύλωμα) θα

προκληθεί η έναρξη της αστοχίας και εφαρμόζεται τόσο για υφιστάμενα όσο και για νέα κτίρια. Ακόμη, οι κόμβοι ελέγχθηκαν με τις αντίστοιχες διατάξεις του ΚΑΝΕΠΕ. Και στις 2 περιπτώσεις, οι δυνάμεις με τις οποίες ελέγχονται οι κόμβοι σχετίζονται με τις μέγιστες καμπτικές αντοχές στα άκρα των μελών και όχι για δυνάμεις που προκύπτουν από ελαστική ανάλυση (μέθοδο τοπικών δεικτών m), όπως προτρέπουν οι σύγχρονοι Κανονισμοί. Ελέγχονται τόσο ένας υφιστάμενος γωνιακός κόμβος του ισογείου (για πρόβλεψη εάν έχει αστοχήσει ήδη) όσο και 2 υπέργειοι κόμβοι του ενισχυμένου φορέα. Για τους 2 τελευταίους προκύπτει επάρκεια ακόμη και χωρίς πρόσθετα μέσα ενίσχυσης τοπικά στην περιοχή του κόμβου. Αυτό οφείλεται βασικά στο ότι δεν ενισχύθηκαν οι δοκοί, οπότε ως ελαφρά ή μετρίως οπλισμένες που είναι, δεν δίνουν μεγάλη οριζόντια τέμνουσα δύναμη στον πυρήνα του σκυροδέματος του κόμβου.

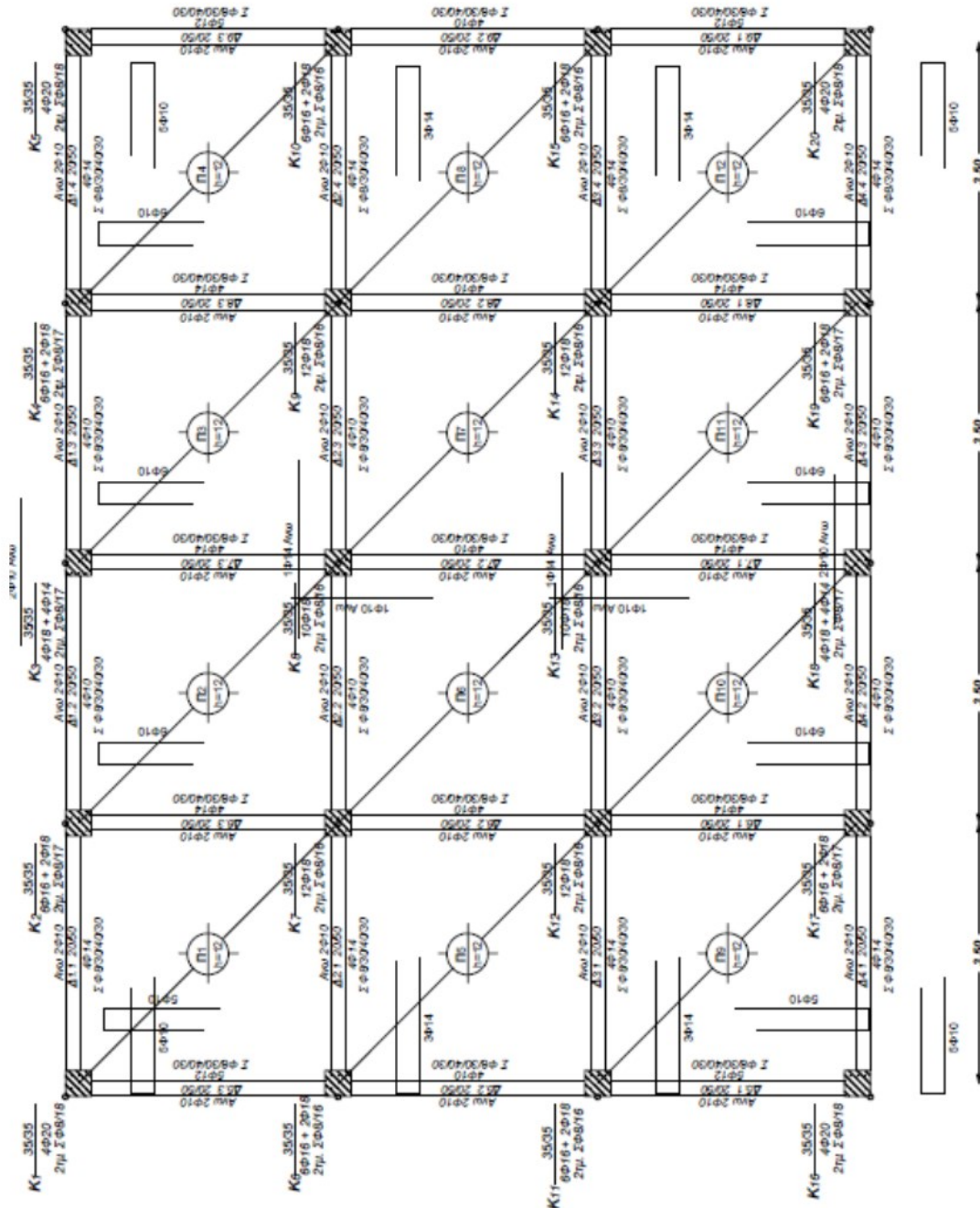
11 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων), 3η Αναθεώρηση, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ), 2022.
- [2] Βασιλικό Διάταγμα (Β.Δ.), Εφημερίς της Κυβερνήσεως, «Περί Κανονισμών δια την μελέτην και εκτέλεσιν οικοδομικών έργων εξ ωπλισμένου σκυροδέματος», 26 Ιουλίου 1954.
- [3] Βασιλικό Διάταγμα (Β.Δ.), Εφημερίς της Κυβερνήσεως, «Περί Αντισεισμικού Κανονισμού οικοδομικών έργων», 19/26 Φεβρουαρίου 1959.
- [4] Βασιλικό Διάταγμα (Β.Δ.), Εφημερίς της Κυβερνήσεως, «Περί Κανονισμού φορτίσεων δομικών έργων», 16 Μαΐου 1946.
- [5] Ρεπαπής, Κ., «Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα», Διδακτορική Διατριβή, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. Αθήνα, 2007.
- [6] Antoniou, S., «Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings», Wiley Blackwell, Pavia Italy, 2023.
- [7] Penelis, G., Penelis, G., «Concrete Buildings in Seismic Regions», CRC Press, 2014.
- [8] Ψυχάρης, Ι., Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας, διδακτικές σημειώσεις για το μάθημα «Αντισεισμική Τεχνολογία ΙΙ», Αθήνα, 2015.
- [9] Δρίτσος, Σ., «Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών», γ' έκδοση, Πάτρα, 2005.

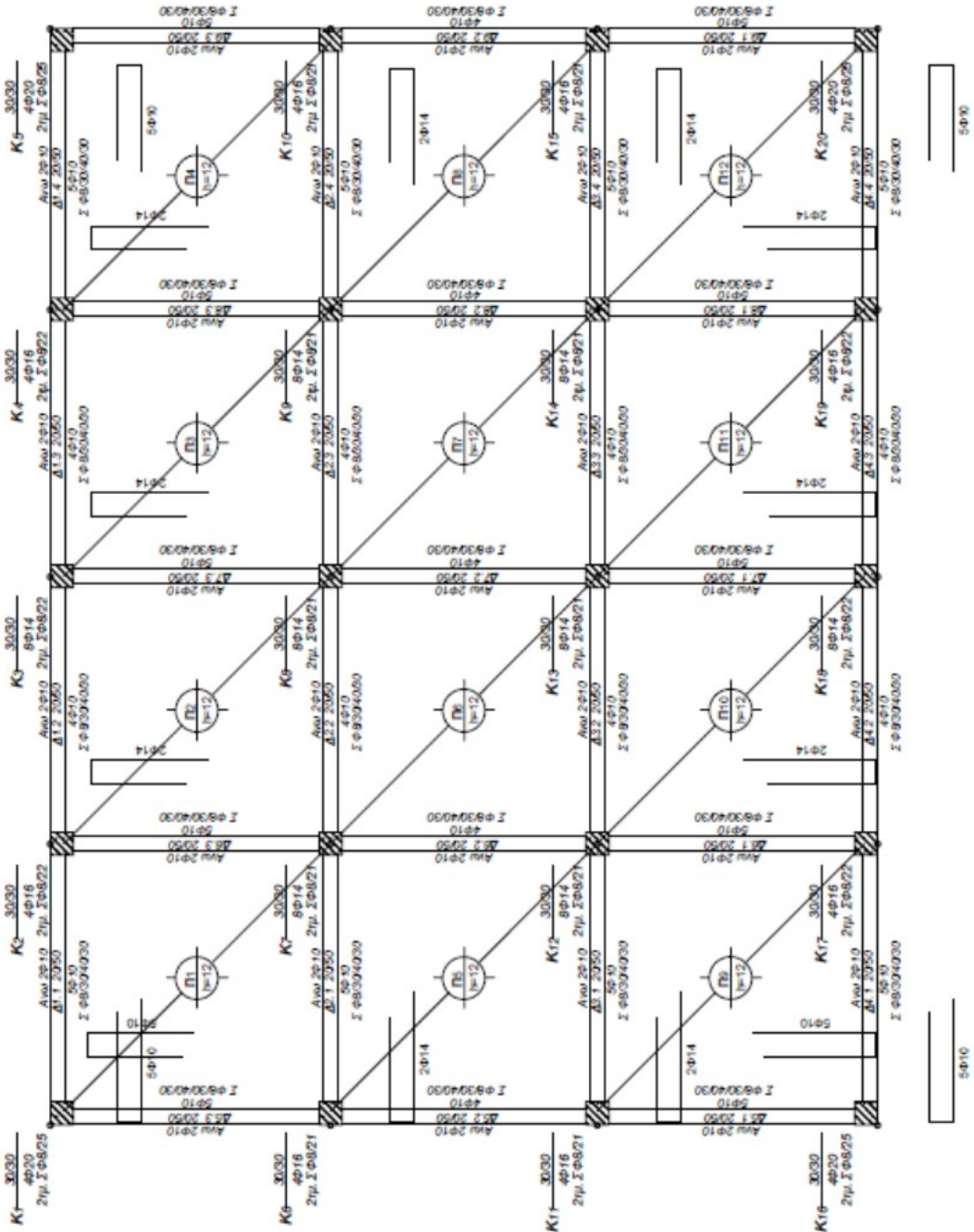
- [10] Σπυράκος, Κ., «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία», Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα, 2004.
- [11] ΡΑΦ ΤΟΛ, «Αποτίμηση Κτηρίων Ο/Σ», Εγχειρίδιο Τεκμηρίωσης & Οδηγός Χρήσης (Ε.Κ.8.3/ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022), Ηράκλειο, 2022.
- [12] ΡΑΦ ΤΟΛ, «Υπερωθητική Ανάλυση», Εγχειρίδιο Θεωρητικής Τεκμηρίωσης & Οδηγός Χρήσης (Μη Γραμμική Στατική Υπερωθητική Ανάλυση με Βάση τους ΕΚ8.1, ΕΚ8.3 & ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Ηράκλειο, 2018.
- [13] ΡΑΦ ΤΟΛ, «Υπομονάδα «Ενισχύσεις»», Εγχειρίδιο Θεωρητικής Τεκμηρίωσης & Οδηγός Χρήσης (Ενισχύσεις κτηρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος με Βάση τους ΕΚ8.3 ΚΑΙ ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Ηράκλειο, 2017.
- [14] Αυγενάκης, Ε., «Διερεύνηση προσομοίωσης και απόκρισης κτηρίου στο σεισμό της Αθήνας '99, λαμβάνοντας υπόψη φαινόμενα κατευθυντικότητας», Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. Αθήνα, 2013.
- [15] Μαρκεσίνη, Β., «Διερεύνηση επίδρασης της προσομοίωσης και μελέτη σεισμικής απόκρισης υφιστάμενου κτηρίου Ω.Σ.», Μεταπτυχιακή εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. Αθήνα, 2018.
- [16] Λίτσος, Θ., «Αναλυτική διερεύνηση της ενίσχυσης υφιστάμενου πλαισίου Ω/Σ με Εμφατούμενα Τοιχώματα», Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. Αθήνα, 2012.
- [17] Μπέζας, Μ., «Πειραματική διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς δομικών υποσυνόλων δοκού – υποστυλώματος – κόμβου σχεδιασμένων βάσει Ευρωκώδικα 2 και 8», Μεταπτυχιακή εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Α.Π.Θ. Θεσσαλονίκη, 2017.
- [18] Καλουμένου, Μ., «Διερεύνηση μεθόδων αντισεισμικής ενίσχυσης κτιρίων σχολείου ΟΣ στην Τήνο», Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. Αθήνα, 2023.
- [19] Παναγιωτάκος, Τ., «Παραδείγματα – Εφαρμογές κατά EN1998-3 & ΚΑΝΕΠΕ», Αποτίμηση & Ανασχεδιασμός υφιστάμενων κτιρίων με βάση τον ΚΑΝΕΠΕ, Χίος, 2013.
- [20] Κουβέλης, Δ., Μωρέττη, Μ., «Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας κόμβων πλαισίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», 4ο Πανελλήνιο συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής/Τεχνικής Σεισμολογίας, 2019.
- [21] Christou P., Michael A., Anastasiou C., Nicolaidis D., «Effect of confinement on the interaction diagrams for RC sections with CFRP grids and wraps», 2013.

- [22] Μανιαδής, Ε., «Ενίσχυση γραμμικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος με την τεχνική του μεταλλικού κλωβού», Εταιρεία Ερευνών Μεταλλικών Έργων, Ηράκλειο.
- [23] Shallan O., Sakr T., Khater M., Ismail A. , «Interaction diagram for RC column strengthened by steel angles and strips», 2022.
- [24] Al-Sherrawi M., Salman H., «Analytical Model for Construction of Interaction Diagram for RC Columns Strengthened by Steel Jacket», 2017.
- [25] Xian Zuo Xin, «Behaviour of Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints Designed Using High Strength Concrete and Steel», Research Report, New Zealand, 1992.
- [26] Lora V. (2019). Python for Civil and Structural Engineers, pp. 133 – 164.
- [27] Δουδούμης, Ι., «Η εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών και ο ρόλος του σεισμού της Θεσσαλονίκης το 1978», 16th European Conference on Earthquake Engineering, Thessalonikh, 2018.
- [28] Κωνσταντινίδης, Α., «Η όπλιση των κτιρίων με τους κανονισμούς 1959 και 1985», url: <https://buildinghow.com/el-gr/Η-όπλιση-των-κτιρίων-με-τους-κανονισμούς-1959-και-1985>.
- [29] Κωνσταντινίδης, Α., «Εφαρμογές Οπλισμένου Σκυροδέματος – τόμος α'», url: <https://buildinghow.com/el-gr/Υπηρεσίες/Κέντρο-εκπαίδευσης>.
- [30] Κωνσταντινίδης, Α., «Εφαρμογές Οπλισμένου Σκυροδέματος – τόμος β'», url: <https://buildinghow.com/el-gr/Υπηρεσίες/Κέντρο-εκπαίδευσης>.

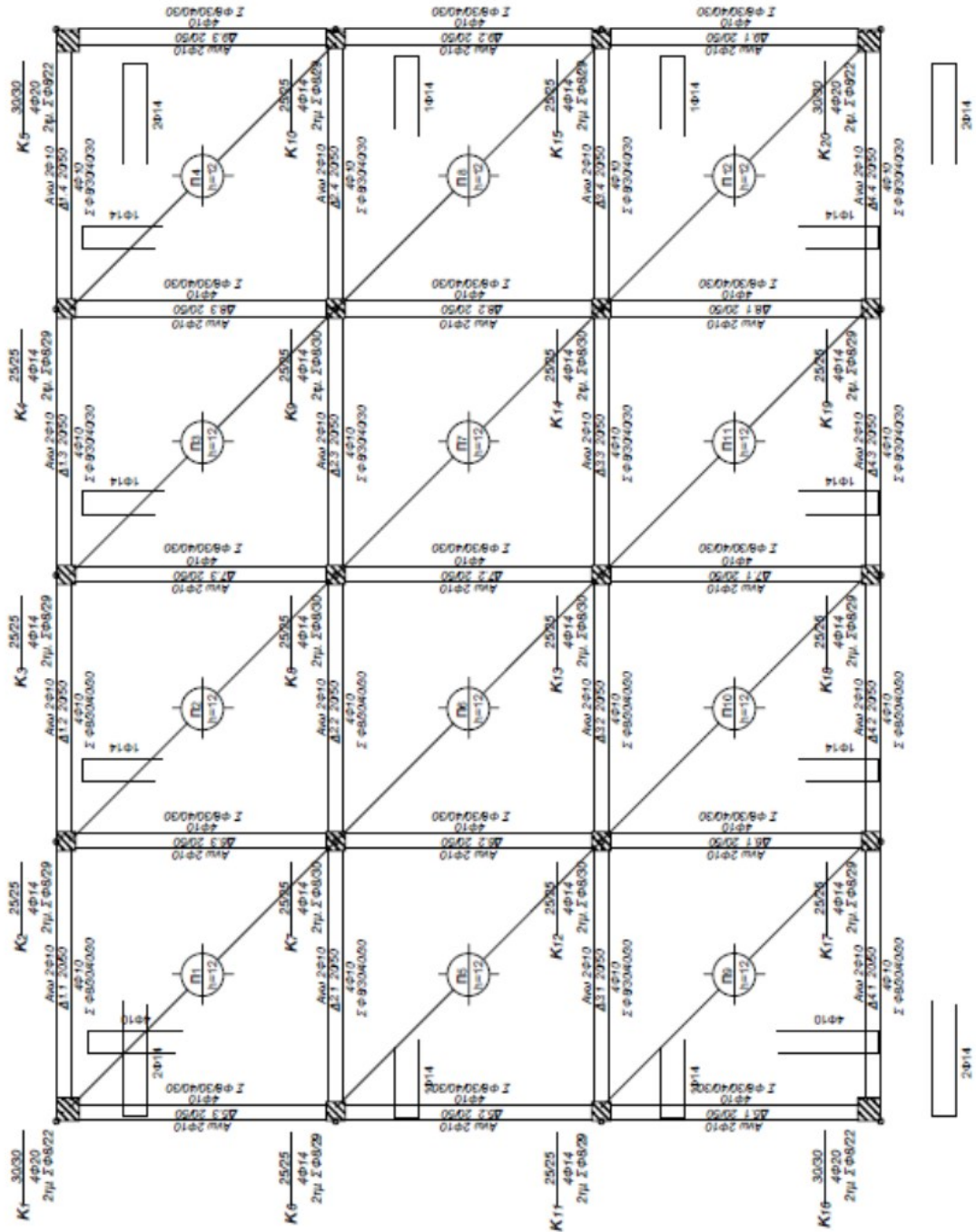
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΕΥΛΟΤΥΠΟΙ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ



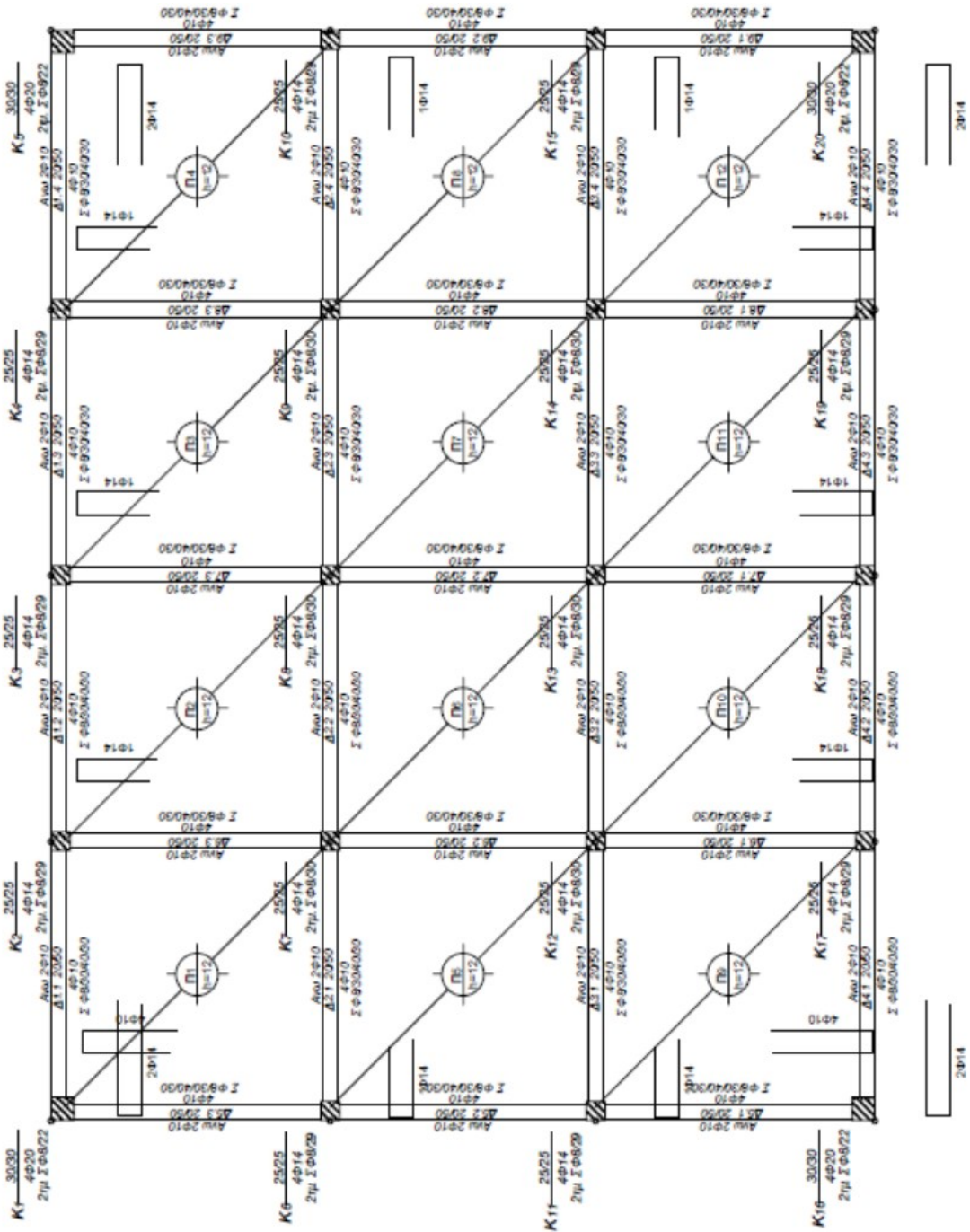
Σχήμα Α1: Ευλότυπος Οροφής Ισογείου



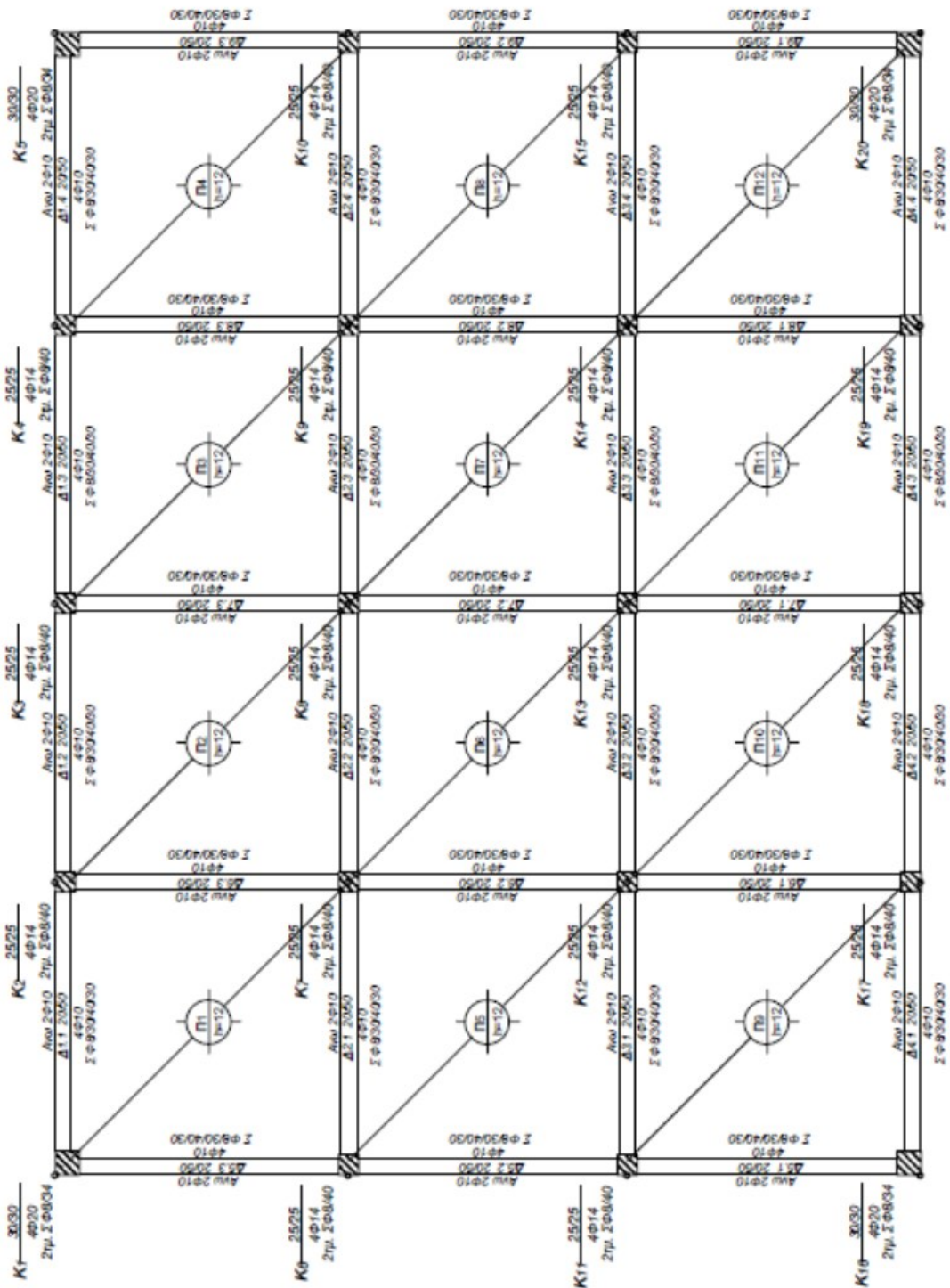
Σχήμα Α2: Ξυλότυπος Οροφής 1^{ου} Ορόφου



Σχήμα Α3: Ξυλότυπος Οροφής 2^{ου} Ορόφου



Σχήμα Α4: Ξυλότυπος Οροφής 3^{ου} Ορόφου

Σχήμα Α5: Ξυλότυπος Οροφής 4^{ου} Ορόφου

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β1: ΠΙΝΑΚΕΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΔΟΚΩΝ

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδεδητές Κρίσιμων Περιοχών	Συνδεδητές Ανοίγματος
1 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Χ									
1Δ1.1	20/50	4Φ14	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.1_Αρ						2Φ14(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+1Φ14(Α)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.1_Μ						4Φ14(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.1_Δεξ						2Φ14(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	2Φ10			Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ14(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ14(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Κ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	2Φ10			Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Κ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.3_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ14(Δ4)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ14(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.4	20/50	4Φ14	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.4_Αρ						2Φ14(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.4_Μ						4Φ14(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ1.4_Δεξ						2Φ14(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+1Φ14(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδεδητές Κρίσιμων Περιοχών	Συνδεδητές Ανοίγματος
1 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Χ									
1Δ2.1	20/50	4Φ14	2Φ10	3Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.1_Αρ						2Φ14(Α)+3Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+3Φ14(Φ)+1Φ14(Α)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.1_Μ						4Φ14(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.1_Δεξ						2Φ14(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	1Φ14			Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ14(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Κ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	1Φ14			Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Κ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.3_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ14(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.4	20/50	4Φ14	2Φ10	3Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.4_Αρ						2Φ14(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.4_Μ						4Φ14(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ2.4_Δεξ						2Φ14(Α)+3Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+3Φ14(Φ)+1Φ14(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδεδητές Κρίσιμων Περιοχών	Συνδεδητές Ανοίγματος
1 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Χ									

1Δ3.1	20/50	4Φ14	2Φ10	3Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.1_Αρ						2Φ14(Α)+3Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+3Φ14(Φ)+1Φ14(Α)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.1_Μ						4Φ14(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.1_Δεξ						2Φ14(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	1Φ14			Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ14(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Κ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	1Φ14			Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Κ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.3_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ14(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.4	20/50	4Φ14	2Φ10	3Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.4_Αρ						2Φ14(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.4_Μ						4Φ14(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ3.4_Δεξ						2Φ14(Α)+3Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+3Φ14(Φ)+1Φ14(Α)	Φ8/30	Φ8/40
Δοκός	Διαστάσεις	Σίδερ α Κάτω (Α)	Σίδερ α Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδερ α Κάτω	Συνολικά Σίδερ α Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος

1^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Χ

1Δ4.1	20/50	4Φ14	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.1_Αρ						2Φ14(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+1Φ14(Α)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.1_Μ						4Φ14(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.1_Δεξ						2Φ14(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	2Φ10			Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ14(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ14(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Κ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	2Φ10			Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Κ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.3_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ14(Δ4)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ14(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.4	20/50	4Φ14	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.4_Αρ						2Φ14(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.4_Μ						4Φ14(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ4.4_Δεξ						2Φ14(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+1Φ14(Α)	Φ8/30	Φ8/40
Δοκός	Διαστάσεις	Σίδερ α Κάτω (Α)	Σίδερ α Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδερ α Κάτω	Συνολικά Σίδερ α Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος

1^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Υ

1Δ5.1	20/50	5Φ12	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ5.1_Αρ						2Φ12(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+2Φ12(Α)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ5.1_Μ						5(ή 4)Φ12(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ5.1_Δεξ						2Φ12(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+2Φ12(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ5.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ5.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ12(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ12(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ5.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ5.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ12(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ12(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ5.3	20/50	5Φ12	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ5.3_Αρ						2Φ12(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+2Φ12(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ5.3_Μ						5(ή 4)Φ12(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ5.3_Δεξ						2Φ12(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+2Φ12(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
1 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
1Δ6.1	20/50	4Φ14	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ6.1_Αρ						2Φ14(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+1Φ14(Α)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ6.1_Μ						4Φ14(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ6.1_Δεξ						2Φ14(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ6.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ6.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ14(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ6.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ6.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ14(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ6.3	20/50	4Φ14	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ6.3_Αρ						2Φ14(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ6.3_Μ						4Φ14(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ6.3_Δεξ						2Φ14(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+1Φ14(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
1 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
1Δ7.1	20/50	4Φ14	2Φ10	5Φ10	1Φ10			Φ8/30	Φ8/40
1Δ7.1_Αρ						2Φ14(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+1Φ14(Α)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ7.1_Μ						4Φ14(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ7.1_Δεξ						2Φ14(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Κ)+1Φ14(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ7.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	1Φ10			Φ8/30	Φ8/40
1Δ7.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Κ)+1Φ10(Α)+2Φ14(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ7.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ7.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Κ)+1Φ10(Α)+2Φ14(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ7.3	20/50	4Φ14	2Φ10	5Φ10	1Φ10			Φ8/30	Φ8/40
1Δ7.3_Αρ						2Φ14(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Κ)+1Φ14(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ7.3_Μ						4Φ14(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ7.3_Δεξ						2Φ14(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+1Φ14(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
1 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
1Δ8.1	20/50	4Φ14	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ8.1_Αρ						2Φ14(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+1Φ14(Α)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ8.1_Μ						4Φ14(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ8.1_Δεξ						2Φ14(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ8.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ8.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ14(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ8.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ8.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ14(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ8.3	20/50	4Φ14	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ8.3_Αρ						2Φ14(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ8.3_Μ						4Φ14(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ8.3_Δεξ						2Φ14(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+1Φ14(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδερ Κάτω (Α)	Σίδερ Ανω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Ανω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδερ Κάτω	Συνολικά Σίδερ Ανω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
1 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Υ									
1Δ9.1	20/50	5Φ12	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ9.1_Αρ						2Φ12(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+2Φ12(Α)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ9.1_Μ						5(ή 4)Φ12(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ9.1_Δεξ						2Φ12(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+2Φ12(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ9.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ9.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ12(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ12(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ9.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ9.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ12(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ12(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ9.3	20/50	5Φ12	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
1Δ9.3_Αρ						2Φ12(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+2Φ12(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ9.3_Μ						5(ή 4)Φ12(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
1Δ9.3_Δεξ						2Φ12(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+2Φ12(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδερ Κάτω (Α)	Σίδερ Ανω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Ανω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδερ Κάτω	Συνολικά Σίδερ Ανω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
2 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Χ									
2Δ1.1	20/50	5Φ10	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.1_Αρ						2Φ10(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.1_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.3_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.4	20/50	5Φ10	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.4_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.4_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ1.4_Δεξ						2Φ10(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδερ Κάτω (Α)	Σίδερ Ανω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Ανω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδερ Κάτω	Συνολικά Σίδερ Ανω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
2 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Χ									
2Δ2.1	20/50	5Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.1_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.1_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.3_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.4	20/50	5Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.4_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.4_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ2.4_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
2 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Χ									
2Δ3.1	20/50	5Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.1_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.1_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.3_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.4	20/50	5Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.4_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.4_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ3.4_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
2 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Χ									
2Δ4.1	20/50	5Φ10	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.1_Αρ						2Φ10(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.1_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.3_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.4	20/50	5Φ10	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.4_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.4_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ4.4_Δεξ						2Φ10(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
2 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Υ									
2Δ5.1	20/50	5Φ10	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ5.1_Αρ						2Φ10(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ5.1_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ5.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ5.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ5.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ5.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ5.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ5.3	20/50	5Φ10	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ5.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ5.3_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ5.3_Δεξ						2Φ10(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
2 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
2Δ6.1	20/50	5Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ6.1_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ6.1_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ6.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ6.2	20/50	5Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ6.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ6.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ6.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ6.3	20/50	5Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ6.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ6.3_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ6.3_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
2 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
2Δ7.1	20/50	5Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ7.1_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ7.1_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ7.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ7.2	20/50	5Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ7.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ7.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ7.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ7.3	20/50	5Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ7.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ7.3_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ7.3_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
2 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
2Δ8.1	20/50	5Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ8.1_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ8.1_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ8.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ8.2	20/50	5Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ8.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ8.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ8.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ8.3	20/50	5Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ8.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ8.3_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ8.3_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
2 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Υ									
2Δ9.1	20/50	5Φ10	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ9.1_Αρ						2Φ10(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ9.1_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ9.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ9.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ9.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ9.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ9.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+3Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ9.3	20/50	5Φ10	2Φ10	5Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
2Δ9.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ9.3_Μ						5(ή 4)Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
2Δ9.3_Δεξ						2Φ10(Α)+5Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+5Φ10(Φ)+2Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
3 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Χ									
3Δ1.1	20/50	4Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.1_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.3_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.4	20/50	4Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.4_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.4_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ1.4_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
3 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Χ									
3Δ2.1	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.1_Αρ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.3_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.4	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.4_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.4_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ2.4_Δεξ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
3 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Χ									
3Δ3.1	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.1_Αρ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.3_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.4	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.4_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.4_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ3.4_Δεξ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
3 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Χ									
3Δ4.1	20/50	4Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.1_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.3_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.4	20/50	4Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.4_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.4_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ4.4_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
3 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Υ									
3Δ5.1	20/50	4Φ10	2Φ10	4Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ5.1_Αρ						2Φ10(Α)+4Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+4Φ10(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ5.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ5.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ5.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ5.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ5.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ5.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ5.3	20/50	4Φ10	2Φ10	4Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ5.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ5.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ5.3_Δεξ						2Φ10(Α)+4Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+4Φ10(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
3 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
3Δ6.1	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ6.1_Αρ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ6.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ6.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ6.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ6.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ6.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ6.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ6.3	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ6.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ6.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ6.3_Δεξ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
3 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
3Δ7.1	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ7.1_Αρ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ7.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ7.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ7.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ7.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ7.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ7.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ7.3	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ7.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ7.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ7.3_Δεξ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
3 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
3Δ8.1	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ8.1_Αρ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ8.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ8.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ8.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ8.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ8.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ8.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ8.3	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ8.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ8.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ8.3_Δεξ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδερα Κάτω (Α)	Σίδερα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδερα Κάτω	Συνολικά Σίδερα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
3 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Υ									
3Δ9.1	20/50	4Φ10	2Φ10	4Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ9.1_Αρ						2Φ10(Α)+4Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+4Φ10(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ9.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ9.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ9.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ9.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ9.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ9.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ9.3	20/50	4Φ10	2Φ10	4Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
3Δ9.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ9.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
3Δ9.3_Δεξ						2Φ10(Α)+4Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+4Φ10(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδερα Κάτω (Α)	Σίδερα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδερα Κάτω	Συνολικά Σίδερα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
4 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Χ									
4Δ1.1	20/50	4Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.1_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.3_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.4	20/50	4Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.4_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.4_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ1.4_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδερα Κάτω (Α)	Σίδερα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδερα Κάτω	Συνολικά Σίδερα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
4 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Χ									
4Δ2.1	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.1_Αρ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.3_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.4	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.4_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.4_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ2.4_Δεξ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
4 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Χ									
4Δ3.1	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.1_Αρ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.3_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.4	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.4_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.4_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ3.4_Δεξ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
4 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Χ									
4Δ4.1	20/50	4Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.1_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.3_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.4	20/50	4Φ10	2Φ10	2Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.4_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.4_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ4.4_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+2Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
4 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Υ									
4Δ5.1	20/50	4Φ10	2Φ10	4Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ5.1_Αρ						2Φ10(Α)+4Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+4Φ10(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ5.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ5.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ5.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ5.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ5.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ5.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ5.3	20/50	4Φ10	2Φ10	4Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ5.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ5.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ5.3_Δεξ						2Φ10(Α)+4Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+4Φ10(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
4 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
4Δ6.1	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ6.1_Αρ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ6.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ6.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ6.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ6.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ6.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ6.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ6.3	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ6.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ6.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ6.3_Δεξ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
4 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
4Δ7.1	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ7.1_Αρ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ7.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ7.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ7.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ7.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ7.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ7.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ7.3	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ7.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ7.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ7.3_Δεξ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
4 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
4Δ8.1	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ8.1_Αρ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ8.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ8.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ8.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ8.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ8.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ8.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ8.3	20/50	4Φ10	2Φ10	1Φ14	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ8.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ8.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ8.3_Δεξ						2Φ10(Α)+1Φ14(Φ)	2Φ10(Μ)+1Φ14(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
4 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Υ									
4Δ9.1	20/50	4Φ10	2Φ10	4Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ9.1_Αρ						2Φ10(Α)+4Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+4Φ10(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ9.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ9.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ9.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ9.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ9.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ9.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ9.3	20/50	4Φ10	2Φ10	4Φ10	-			Φ8/30	Φ8/40
4Δ9.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ9.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
4Δ9.3_Δεξ						2Φ10(Α)+4Φ10(Φ)	2Φ10(Μ)+4Φ10(Φ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
5 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Χ									
5Δ1.1	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.1_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.3_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.4	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.4_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.4_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ1.4_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
5 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Χ									
5Δ2.1	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.1_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+ 2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.3_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.4	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.4_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.4_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ2.4_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
5 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Χ									
5Δ3.1	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.1_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.3_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.4	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.4_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.4_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ3.4_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
5 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Χ									
5Δ4.1	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.1_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.3_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ4)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.4	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.4_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.4_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ4.4_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

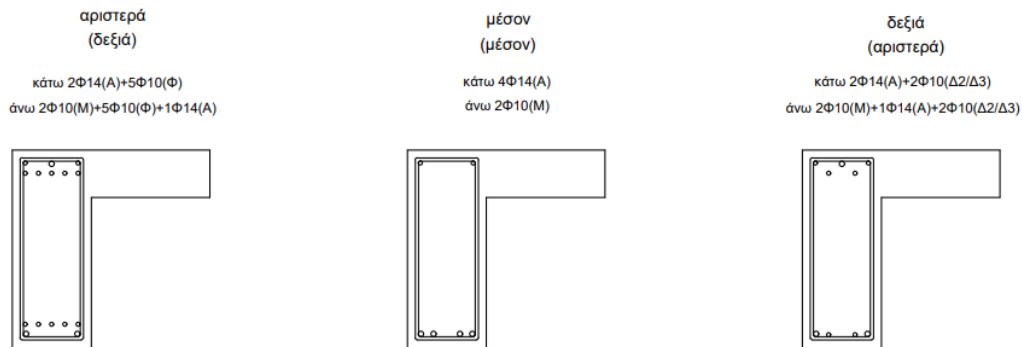
Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
5 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Υ									
5Δ5.1	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ5.1_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ5.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ5.1_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ5.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ5.2_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ5.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ5.2_Δεξ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ5.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ5.3_Αρ						2Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ5.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ5.3_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40

Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος
5 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
5Δ6.1	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ6.1_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ6.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ6.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ6.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ6.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ6.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ6.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ6.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ6.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ6.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ6.3_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
5 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
5Δ7.1	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ7.1_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ7.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ7.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ7.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ7.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ7.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ7.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ7.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ7.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ7.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ7.3_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
5 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
5Δ8.1	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ8.1_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ8.1_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ8.1_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ8.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ8.2_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ8.2_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ8.2_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ8.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ8.3_Αρ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ8.3_Μ						4Φ10(Α)	2Φ10(Μ)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ8.3_Δεξ						2Φ10(Α)	2Φ10(Μ)+1Φ10(Α)	Φ8/30	Φ8/40
5 ^{ος} Όροφος – Εσωτερικό Πλαίσιο // Υ									
Δοκός	Διαστάσεις	Σίδηρα Κάτω (Α)	Σίδηρα Άνω Μοντάζ (Μ)	Φουρκέτες (Φ)	Καπάκια (Άνω) Ενδιάμεσης Στήριξης (Κ)	Συνολικά Σίδηρα Κάτω	Συνολικά Σίδηρα Άνω	Συνδετήρες Κρίσιμων Περιοχών	Συνδετήρες Ανοίγματος

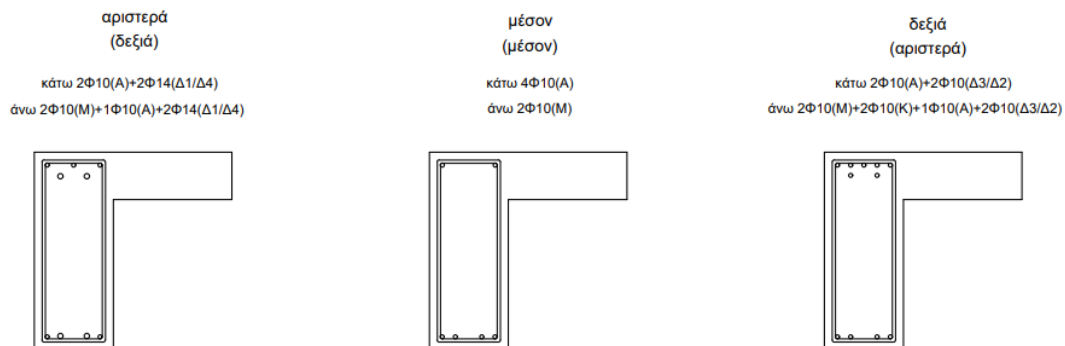
5 ^{ος} Όροφος – Εξωτερικό Πλαίσιο // Υ									
5Δ9.1	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ9.1_Αρ						2Φ10(A)	2Φ10(M)+1Φ10(A)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ9.1_M						4Φ10(A)	2Φ10(M)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ9.1_Δεξ						2Φ10(A)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ9.2	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ9.2_Αρ						2Φ10(A)+2Φ10(Δ1)	2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ10(Δ1)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ9.2_M						4Φ10(A)	2Φ10(M)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ9.2_Δεξ						2Φ10(A)+2Φ10(Δ3)	2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ10(Δ3)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ9.3	20/50	4Φ10	2Φ10	-	-			Φ8/30	Φ8/40
5Δ9.3_Αρ						2Φ10(A)+2Φ10(Δ2)	2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ10(Δ2)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ9.3_M						4Φ10(A)	2Φ10(M)	Φ8/30	Φ8/40
5Δ9.3_Δεξ						2Φ10(A)	2Φ10(M)+1Φ10(A)	Φ8/30	Φ8/40

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β2: ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΔΟΚΩΝ

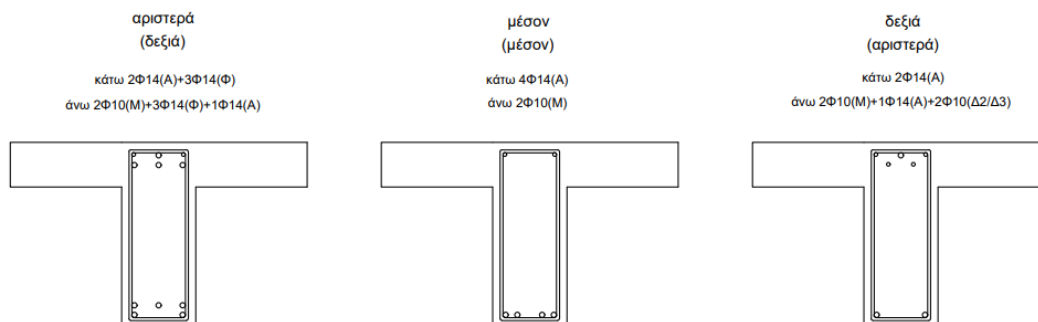
B1ΧΕΕ: 1Δ1.1, (1Δ1.4), 1Δ4.1, (1Δ4.4)



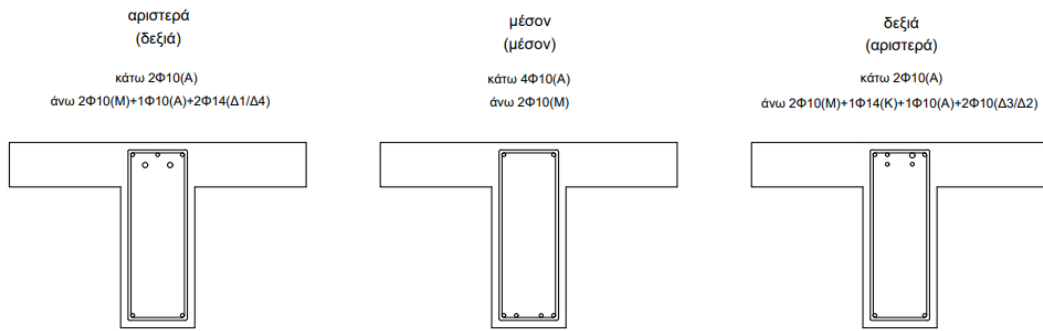
B1ΧΕΙ: 1Δ1.2, (1Δ1.3), 1Δ4.2, (1Δ4.3)



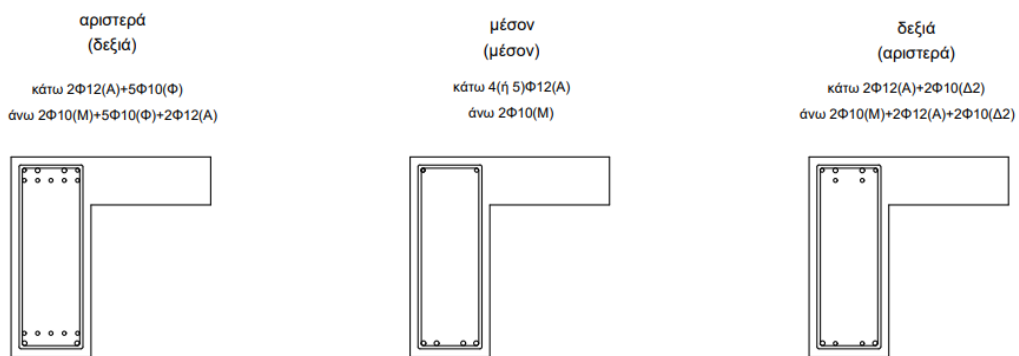
B1ΧΙΕ: 1Δ2.1, (1Δ2.4), 1Δ3.1, (1Δ3.4)



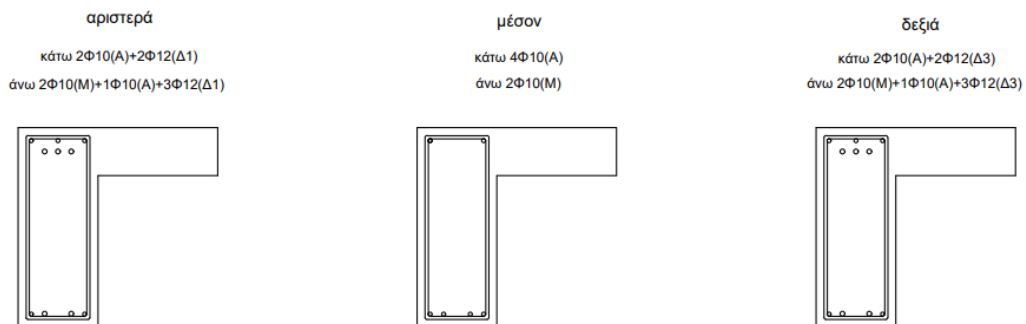
B1XII: 1Δ2.2, (1Δ2.3), 1Δ3.2, (1Δ3.3)



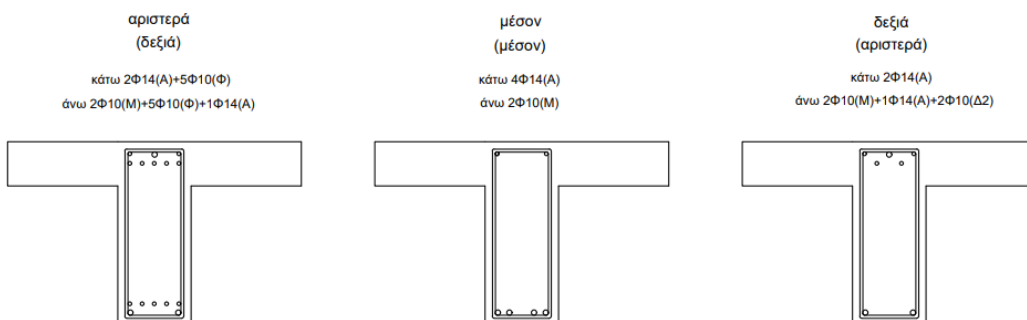
B1YEE: 1Δ5.1, (1Δ5.3), 1Δ9.1, (1Δ9.3)



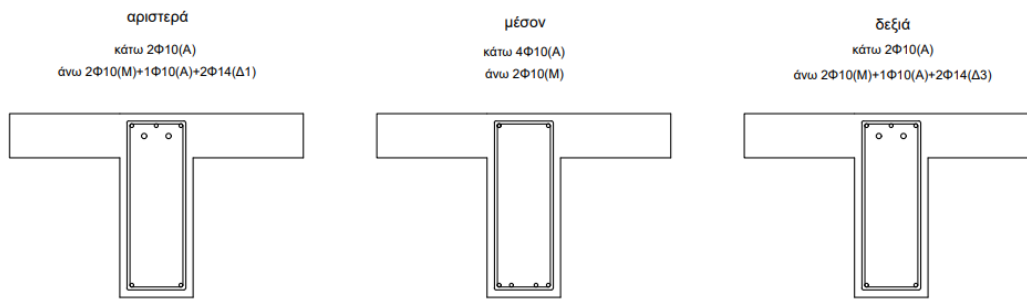
B1YEI: 1Δ5.2, 1Δ9.2



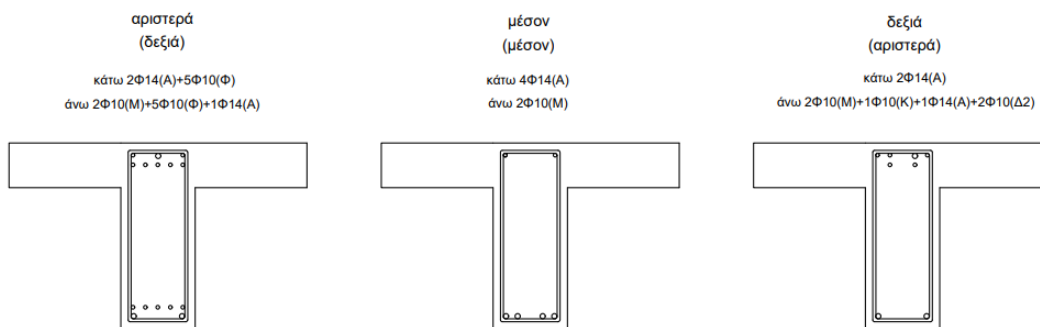
B1YI1E: 1Δ6.1, (1Δ6.3), 1Δ8.1, (1Δ8.3)



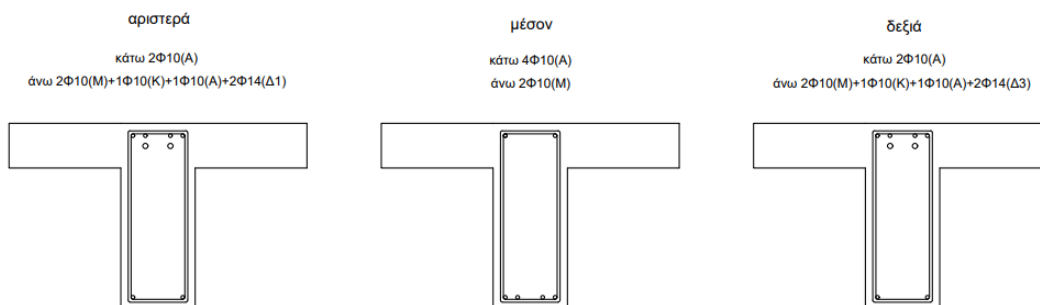
B1Y1I1: 1Δ6.2, 1Δ8.2



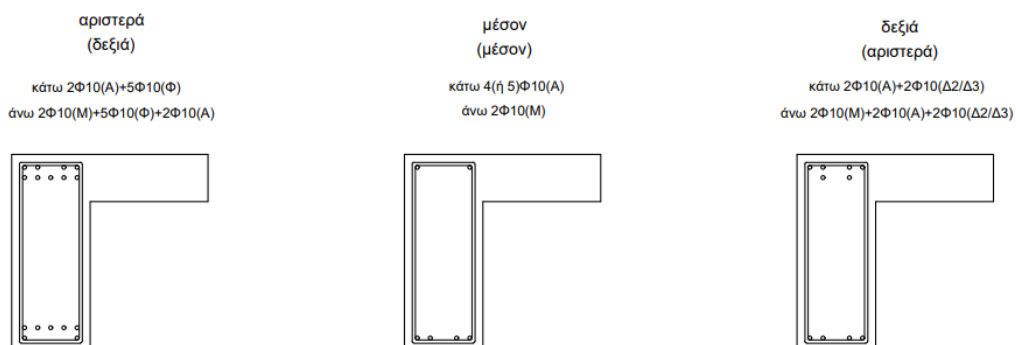
B1Y1I2E: 1Δ7.1, (1Δ7.3)



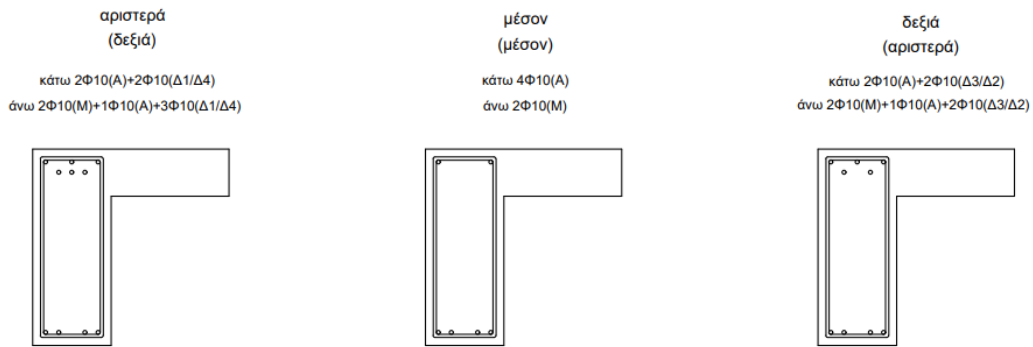
B1Y1I2I: 1Δ7.2



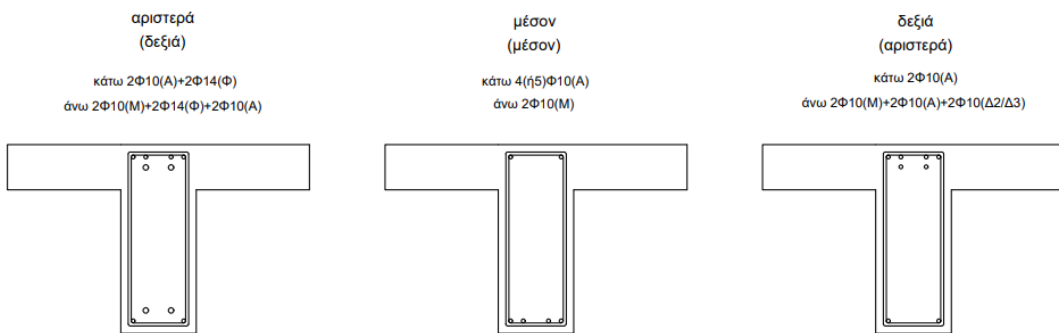
B2XEE: 2Δ1.1, (2Δ1.4), 2Δ4.1, (2Δ4.4)



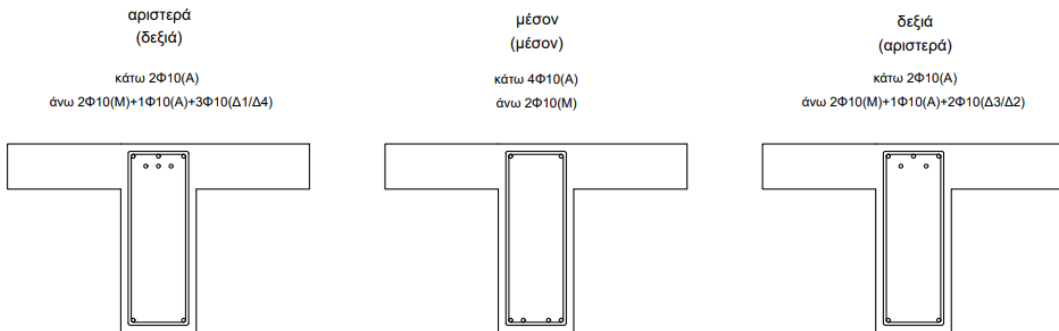
B2ΧΕΙ: 2Δ1.2, (2Δ1.3), 2Δ4.2, (2Δ4.3)



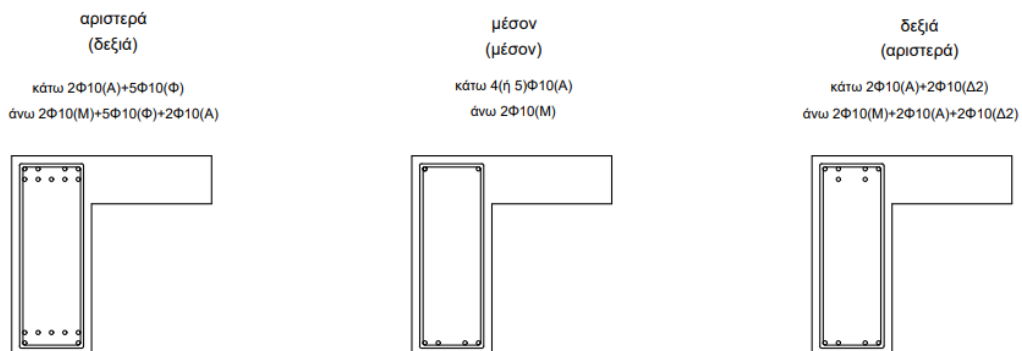
B2ΧΙΕ: 2Δ2.1, (2Δ2.4), 2Δ3.1, (2Δ3.4)



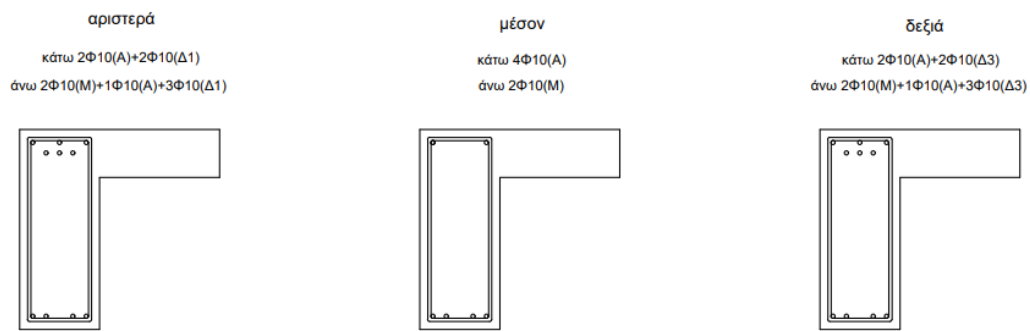
B2ΧΙΙ: 2Δ2.2, (2Δ2.3), 2Δ3.2, (2Δ3.3)



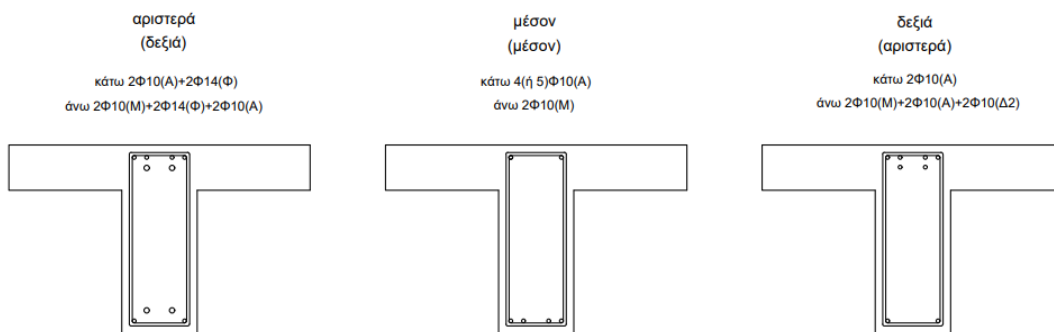
B2ΥΕΕ: 2Δ5.1, (2Δ5.3), 2Δ9.1, (2Δ9.3)



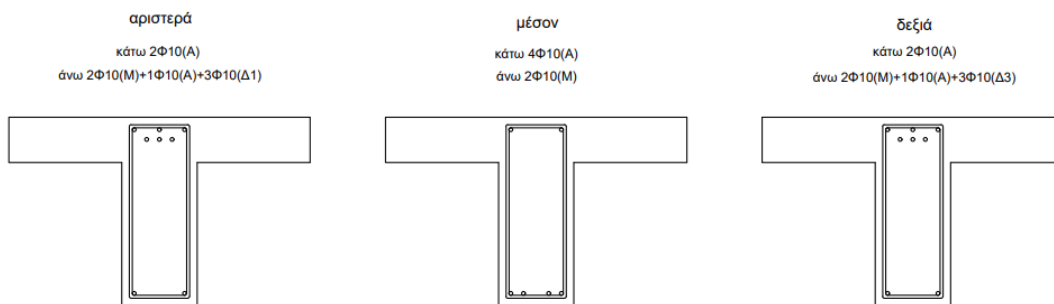
B2ΥΕΙ: 2Δ5.2, 2Δ9.2



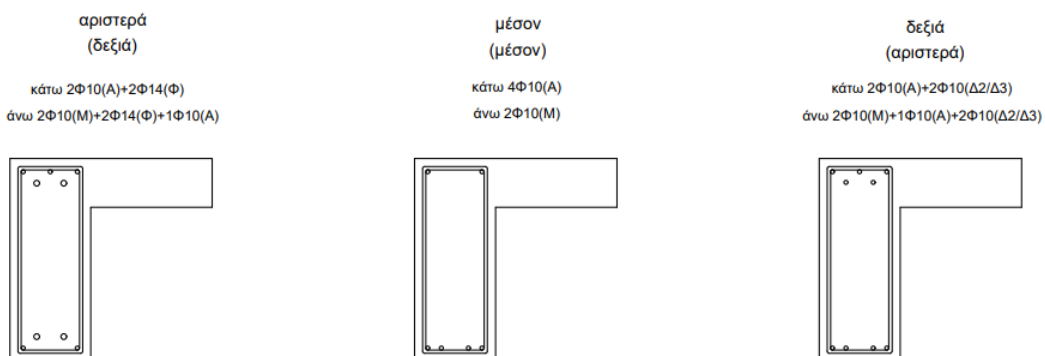
B2ΥΙΕ: 2Δ6.1, (2Δ6.3), 2Δ7.1, (2Δ7.3), 2Δ8.1, (2Δ8.3)



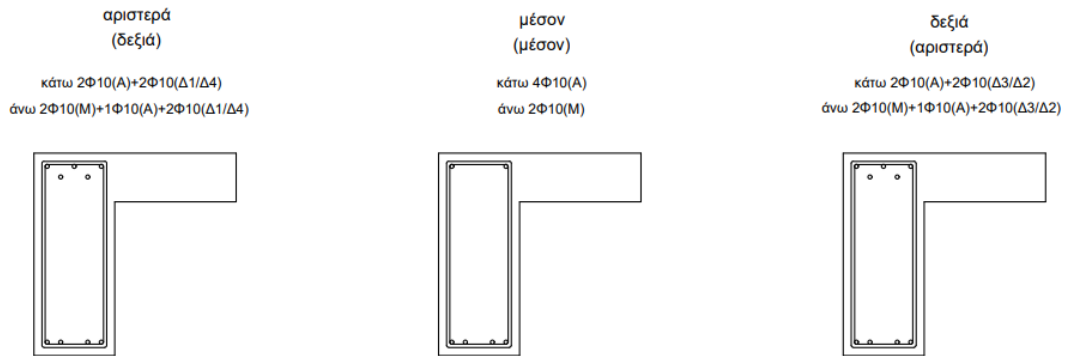
B2ΥΙΙ: 2Δ6.2, 2Δ7.2, 2Δ8.2



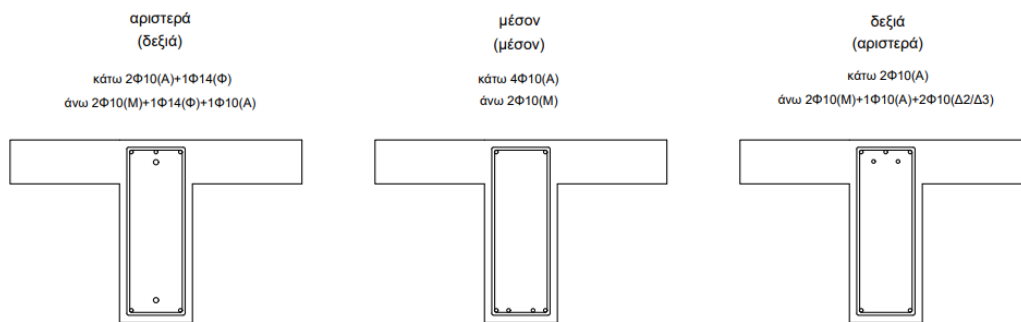
B3ΧΕΕ: 3Δ1.1, (3Δ1.4), 3Δ4.1, (3Δ4.4)



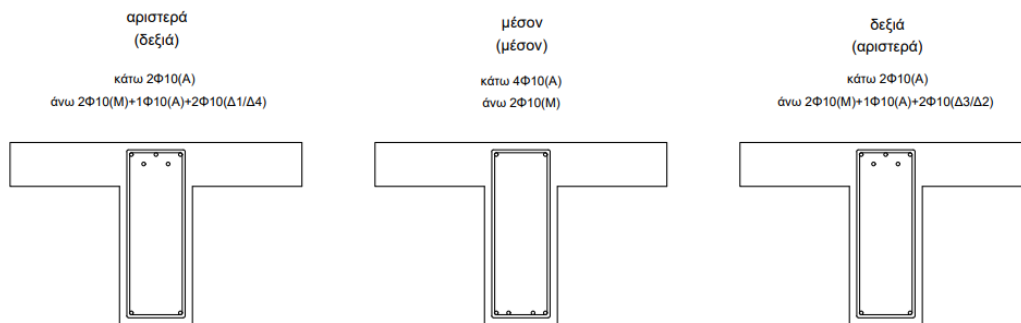
Β3ΧΕΙ: 3Δ1.2, (3Δ1.3), 3Δ4.2, (3Δ4.3)



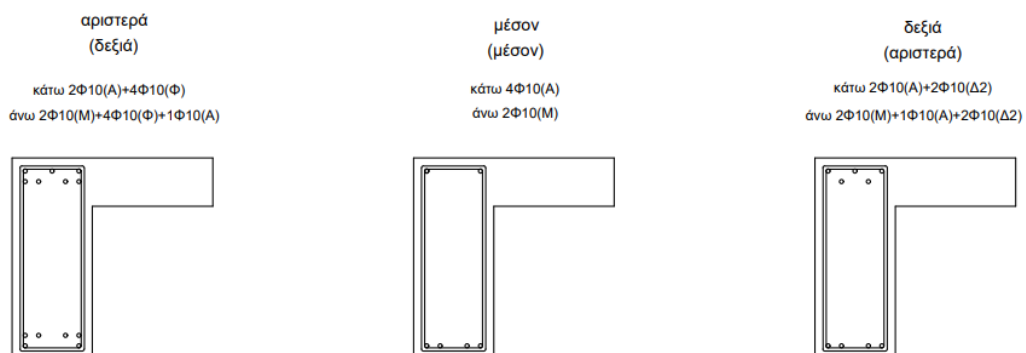
Β3ΧΙΕ: 3Δ2.1, (3Δ2.4), 3Δ3.1, (3Δ3.4)



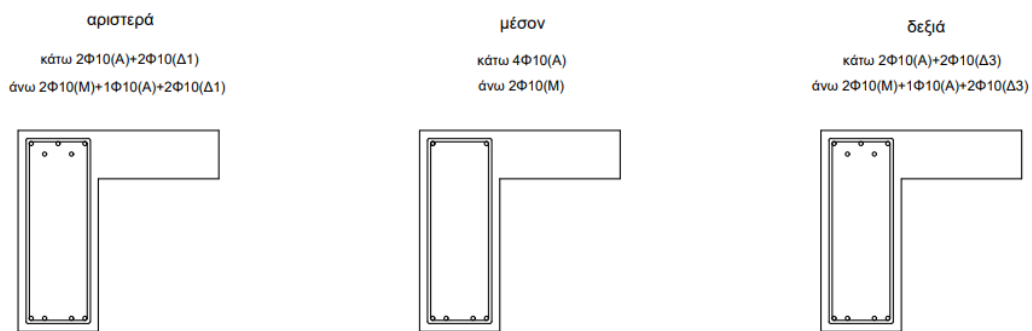
Β3ΧΙΙ: 3Δ2.2, (3Δ2.3), 3Δ3.2, (3Δ3.3)



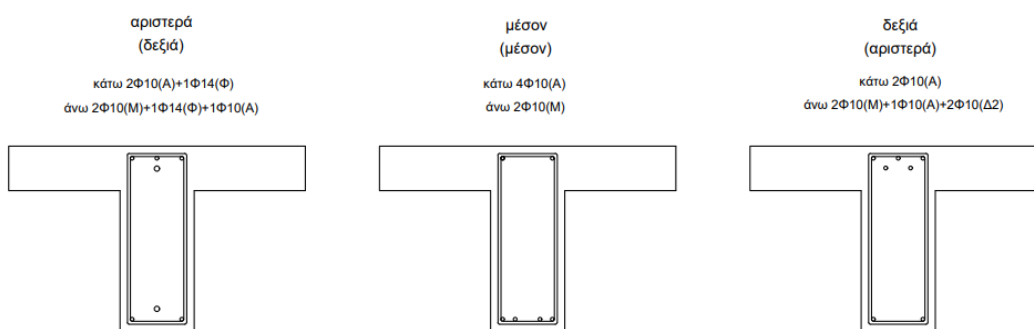
Β3ΥΕΕ: 3Δ5.1, (3Δ5.3), 3Δ9.1, (3Δ9.3)



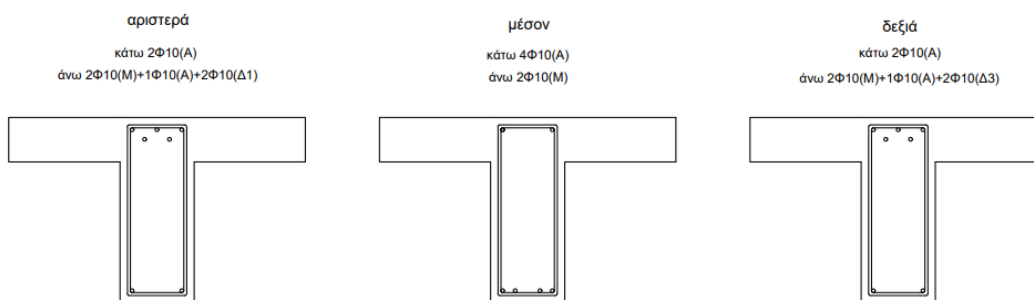
Β3ΥΕΙ: 3Δ5.2, 3Δ9.2



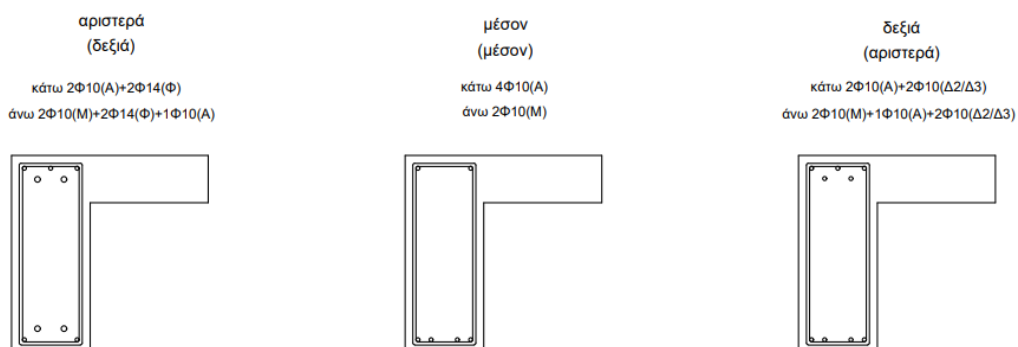
Β3ΥΙΕ: 3Δ6.1, (3Δ6.3), 3Δ7.1, (3Δ7.3), 3Δ8.1, (3Δ8.3)



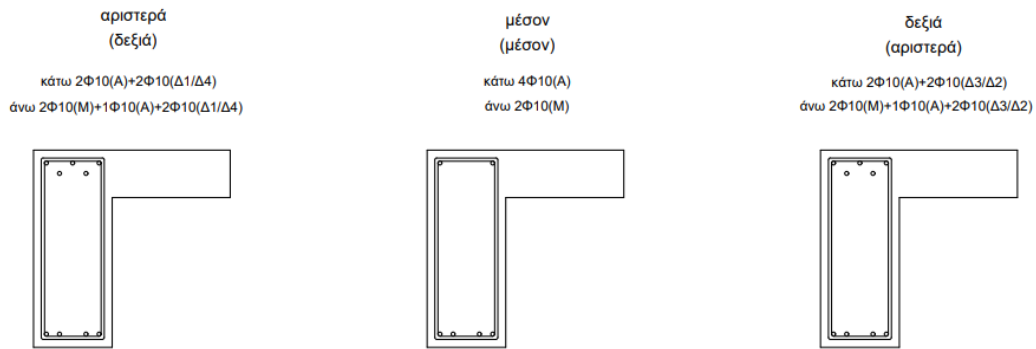
Β3ΥΙΙ: 3Δ6.2, 3Δ7.2, 3Δ8.2



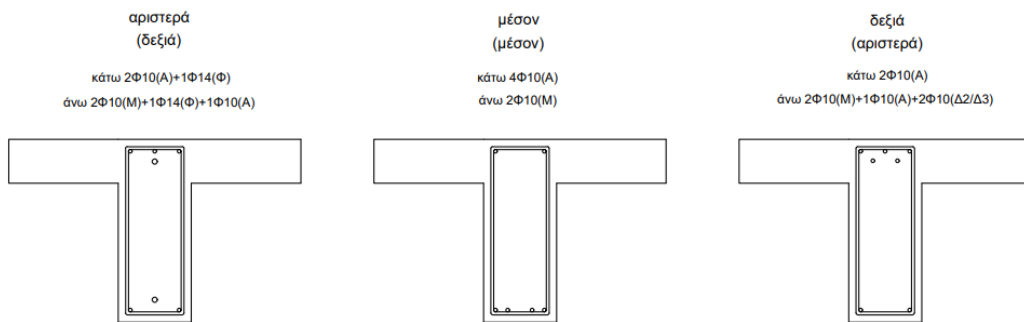
Β4ΧΕΕ: 4Δ1.1, (4Δ1.4), 4Δ4.1, (4Δ4.4)



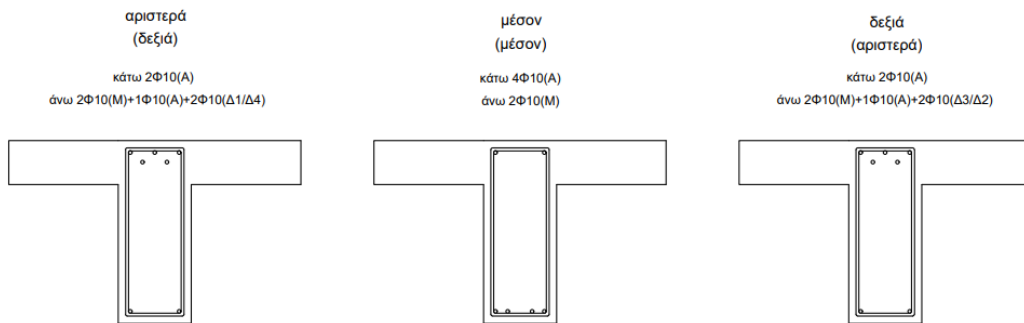
B4XΕΙ: 4Δ1.2, (4Δ1.3), 4Δ4.2, (4Δ4.3)



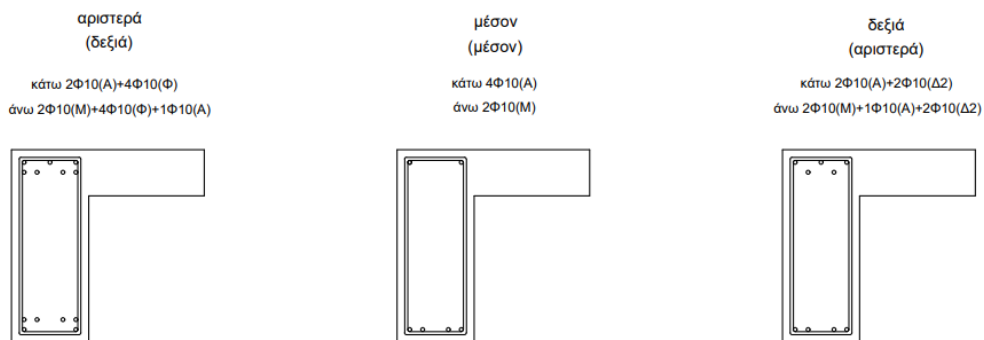
B4XΙΕ: 4Δ2.1, (4Δ2.4), 4Δ3.1, (4Δ3.4)



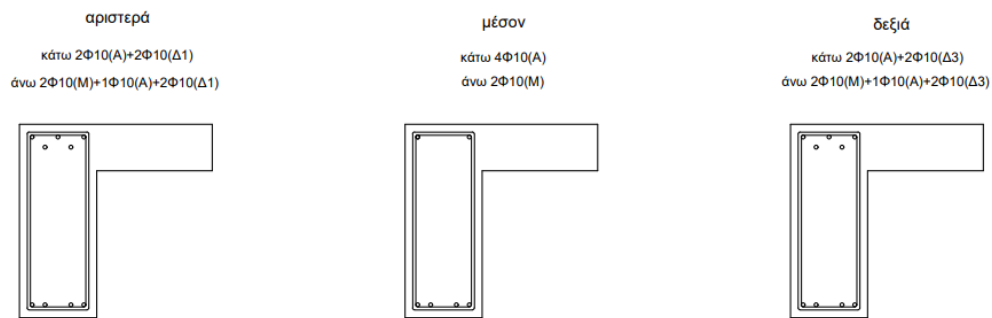
B4XΙΙ: 4Δ2.2, (4Δ2.3), 4Δ3.2, (4Δ3.3)



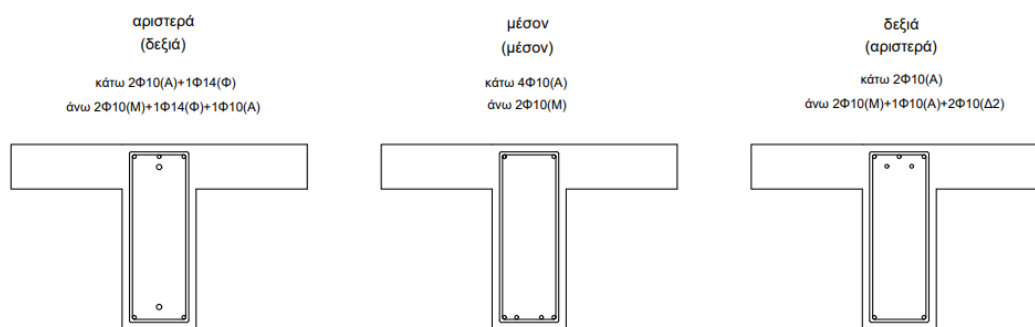
B4ΥΕΕ: 4Δ5.1, (4Δ5.3), 4Δ9.1, (4Δ9.3)



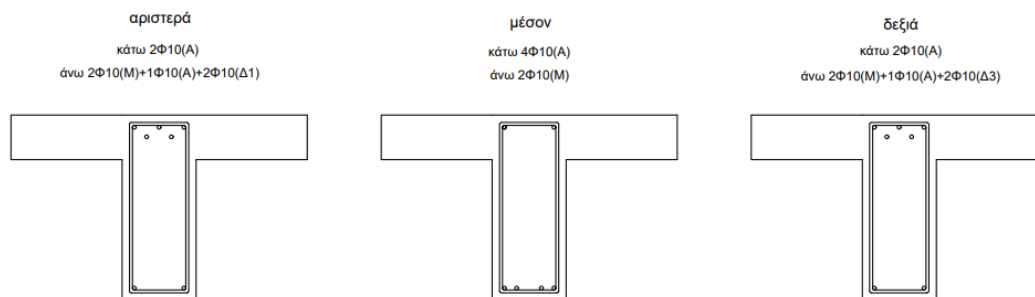
B4YEI: 4Δ5.2, 4Δ9.2



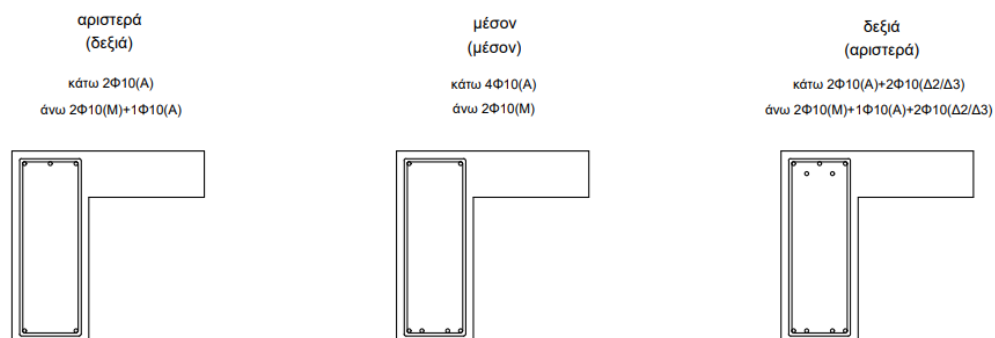
B4YIE: 4Δ6.1, (4Δ6.3), 4Δ7.1, (4Δ7.3), 4Δ8.1, (4Δ8.3)



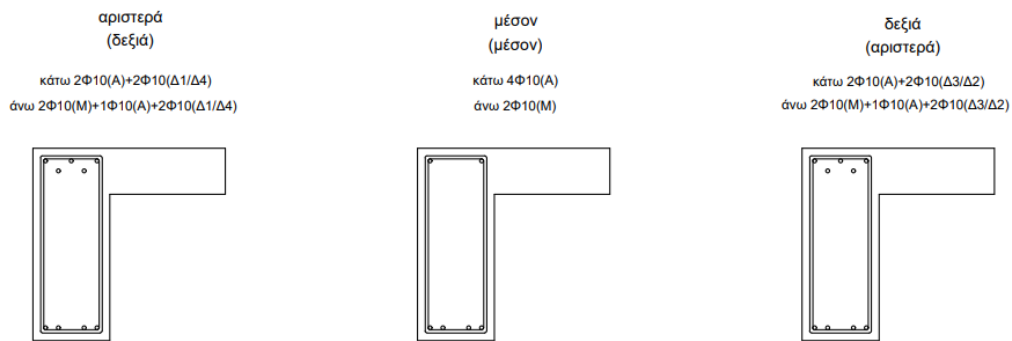
B4YII: 4Δ6.2, 4Δ7.2, 4Δ8.2



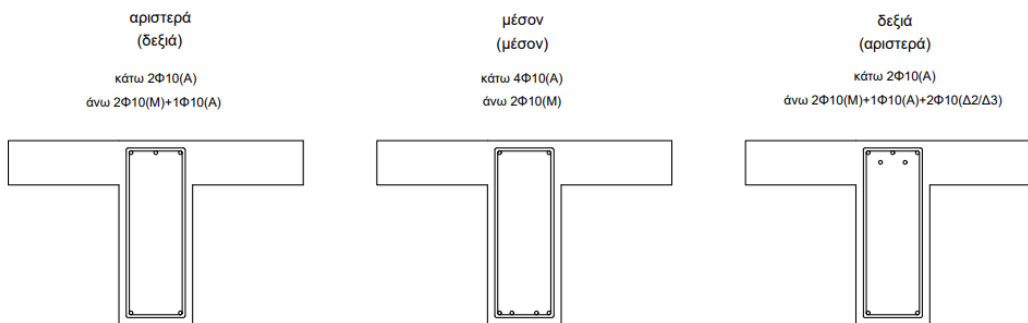
B5XEE: 5Δ1.1, (5Δ1.4), 5Δ4.1, (5Δ4.4)



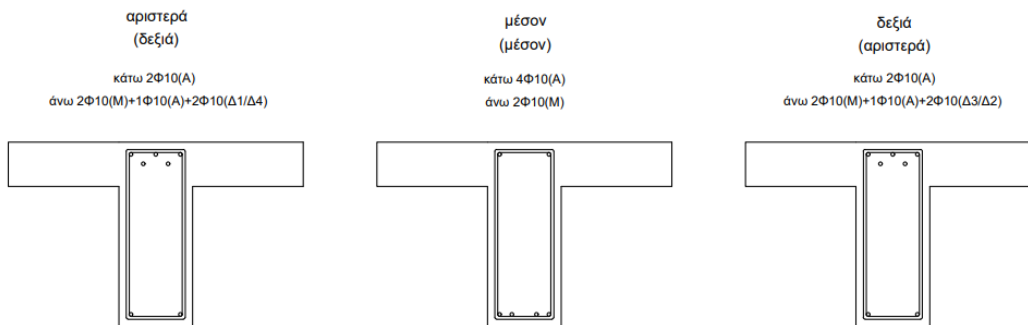
B5XEI: 5Δ1.2, (5Δ1.3), 5Δ4.2, (5Δ4.3)



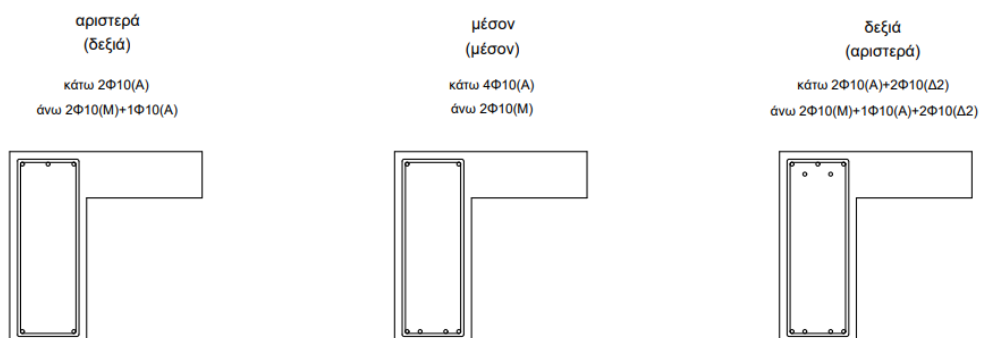
B5XIE: 5Δ2.1, (5Δ2.4), 5Δ3.1, (5Δ3.4)



B5XII: 5Δ2.2, (5Δ2.3), 5Δ3.2, (5Δ3.3)

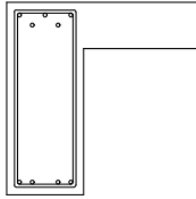


B5YEE: 5Δ5.1, (5Δ5.3), 5Δ9.1, (5Δ9.3)

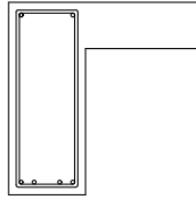


B5YEI: 5Δ5.2, 5Δ9.2

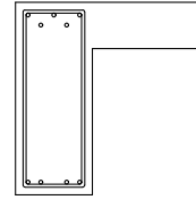
αριστερά
κάτω 2Φ10(A)+2Φ10(Δ1)
άνω 2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ10(Δ1)



μέσον
κάτω 4Φ10(A)
άνω 2Φ10(M)

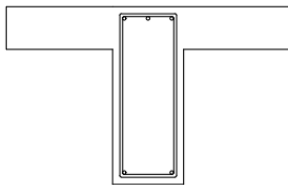


δεξιά
κάτω 2Φ10(A)+2Φ10(Δ3)
άνω 2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ10(Δ3)

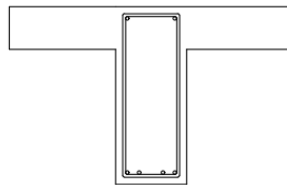


B5YIE: 5Δ6.1, (5Δ6.3), 5Δ7.1, (5Δ7.3), 5Δ8.1, (5Δ8.3)

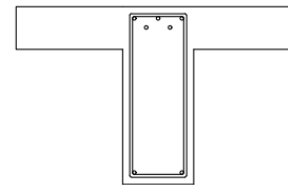
αριστερά
(δεξιά)
κάτω 2Φ10(A)
άνω 2Φ10(M)+1Φ10(A)



μέσον
(μέσον)
κάτω 4Φ10(A)
άνω 2Φ10(M)

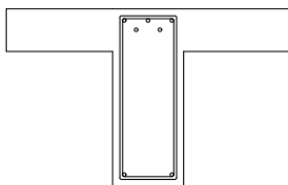


δεξιά
(αριστερά)
κάτω 2Φ10(A)
άνω 2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ10(Δ2)

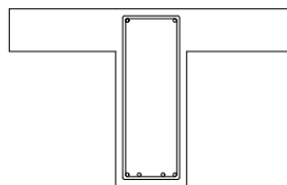


B5YII: 5Δ6.2, 5Δ7.2, 5Δ8.2

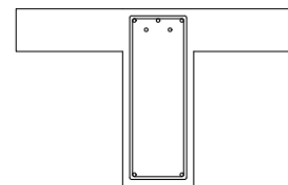
αριστερά
κάτω 2Φ10(A)
άνω 2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ10(Δ1)



μέσον
κάτω 4Φ10(A)
άνω 2Φ10(M)



δεξιά
κάτω 2Φ10(A)
άνω 2Φ10(M)+1Φ10(A)+2Φ10(Δ3)



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β3: ΠΙΝΑΚΕΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Υποστυλώματα 35x35 στο ισόγειο

Υποστυλώματα 30x30 στον 1^ο όροφο

Υποστυλώματα 25x25 στο 2^ο όροφο, τα γωνιακά παραμένουν 30x30

Υποστυλώματα 25x25 στον 3^ο όροφο με τα ελάχιστα 4Φ14, τα γωνιακά παραμένουν 30x30

Υποστυλώματα 25x25 στον 4^ο όροφο με τα ελάχιστα 4Φ14, τα γωνιακά παραμένουν 30x30

Υπόμνημα χρωματισμών:

4 γωνιακά υποστυλώματα (Κ1, Κ5, Κ16, Κ20)

το δεύτερο και τέταρτο υποστυλώμα καθενός από τα 2 περιμετρικά πλαίσια παράλληλα στον άξονα x (Κ2, Κ4, Κ17, Κ19)

το κεντρικό (τρίτο) υποστυλώμα καθενός από τα 2 περιμετρικά πλαίσια παράλληλα στον άξονα x (Κ3, Κ18)

τα 2 εσωτερικά υποστυλώματα καθενός από τα 2 περιμετρικά πλαίσια παράλληλα στον άξονα y (Κ6, Κ10, Κ11, Κ15)

τα 2 εσωτερικά υποστυλώματα του 2^{ου} και 4^{ου} πλαισίου παράλληλα στον άξονα y (Κ7, Κ9, Κ12, Κ14)

τα 2 εσωτερικά υποστυλώματα του 3^{ου} πλαισίου παράλληλα στον άξονα y (Κ8, Κ13)

Υποσύλωμα	Διαστάσεις	Διαμήκεις Οπλισμοί	Συνδετήρες
-----------	------------	--------------------	------------

Ισόγειο

1K1 (C11)	35x35	4Φ20	2τμ. Φ8/18
1K2 (C12)	35x35	6Φ16+2Φ18	2τμ. Φ8/17
1K3 (C13)	35x35	4Φ18+4Φ14	2τμ. Φ8/17
1K4 (C12)	35x35	6Φ16+2Φ18	2τμ. Φ8/17
1K5 (C11)	35x35	4Φ20	2τμ. Φ8/18
1K6 (C14)	35x35	6Φ16+2Φ18	2τμ. Φ8/16
1K7 (C15)	35x35	12Φ18	2τμ. Φ8/16
1K8 (C16)	35x35	10Φ18	2τμ. Φ8/16
1K9 (C15)	35x35	12Φ18	2τμ. Φ8/16
1K10 (C14)	35x35	6Φ16+2Φ18	2τμ. Φ8/16
1K11 (C14)	35x35	6Φ16+2Φ18	2τμ. Φ8/16
1K12 (C15)	35x35	12Φ18	2τμ. Φ8/16
1K13 (C16)	35x35	10Φ18	2τμ. Φ8/16
1K14 (C15)	35x35	12Φ18	2τμ. Φ8/16
1K15 (C14)	35x35	6Φ16+2Φ18	2τμ. Φ8/16
1K16 (C11)	35x35	4Φ20	2τμ. Φ8/18
1K17 (C12)	35x35	6Φ16+2Φ18	2τμ. Φ8/17
1K18 (C13)	35x35	4Φ18+4Φ14	2τμ. Φ8/17
1K19 (C12)	35x35	6Φ16+2Φ18	2τμ. Φ8/17
1K20 (C11)	35x35	4Φ20	2τμ. Φ8/18

1^{ος} Όροφος

2K1 (C21)	30x30	4Φ20	2τμ. Φ8/25
2K2 (C22)	30x30	4Φ16	2τμ. Φ8/22
2K3 (C23)	30x30	8Φ14	2τμ. Φ8/22
2K4 (C22)	30x30	4Φ16	2τμ. Φ8/22
2K5 (C21)	30x30	4Φ20	2τμ. Φ8/25
2K6 (C24)	30x30	4Φ16	2τμ. Φ8/21
2K7 (C256)	30x30	8Φ14	2τμ. Φ8/21
2K8 (C256)	30x30	8Φ14	2τμ. Φ8/21
2K9 (C256)	30x30	8Φ14	2τμ. Φ8/21
2K10 (C24)	30x30	4Φ16	2τμ. Φ8/21
2K11 (C24)	30x30	4Φ16	2τμ. Φ8/21
2K12 (C256)	30x30	8Φ14	2τμ. Φ8/21
2K13 (C256)	30x30	8Φ14	2τμ. Φ8/21
2K14 (C256)	30x30	8Φ14	2τμ. Φ8/21
2K15 (C24)	30x30	4Φ16	2τμ. Φ8/21
2K16 (C21)	30x30	4Φ20	2τμ. Φ8/25
2K17 (C22)	30x30	4Φ16	2τμ. Φ8/22
2K18 (C23)	30x30	8Φ14	2τμ. Φ8/22
2K19 (C22)	30x30	4Φ16	2τμ. Φ8/22
2K20 (C21)	30x30	4Φ20	2τμ. Φ8/25

Υποσύλωμα	Διαστάσεις	Διαμήκεις Οπλισμοί	Συνδετήρες
-----------	------------	--------------------	------------

2^{ος} Όροφος

3K1 (C31)	30x30	4Φ20	2τρ. Φ8/22
3K2 (C32)	25x25	4Φ16	2τρ. Φ8/25
3K3 (C33)	25x25	6Φ14	2τρ. Φ8/25
3K4 (C32)	25x25	4Φ16	2τρ. Φ8/25
3K5 (C31)	30x30	4Φ20	2τρ. Φ8/22
3K6 (C34)	25x25	4Φ16	2τρ. Φ8/25
3K7 (C356)	25x25	6Φ14	2τρ. Φ8/25
3K8 (C356)	25x25	6Φ14	2τρ. Φ8/25
3K9 (C356)	25x25	6Φ14	2τρ. Φ8/25
3K10 (C34)	25x25	4Φ16	2τρ. Φ8/25
3K11 (C34)	25x25	4Φ16	2τρ. Φ8/25
3K12 (C356)	25x25	6Φ14	2τρ. Φ8/25
3K13 (C356)	25x25	6Φ14	2τρ. Φ8/25
3K14 (C356)	25x25	6Φ14	2τρ. Φ8/25
3K15 (C34)	25x25	4Φ16	2τρ. Φ8/25
3K16 (C31)	30x30	4Φ20	2τρ. Φ8/22
3K17 (C32)	25x25	4Φ16	2τρ. Φ8/25
3K18 (C33)	25x25	6Φ14	2τρ. Φ8/25
3K19 (C32)	25x25	4Φ16	2τρ. Φ8/25
3K20 (C31)	30x30	4Φ20	2τρ. Φ8/22

3^{ος} Όροφος

4K1 (C41)	30x30	4Φ20	2τρ. Φ8/22
4K2 (C4234)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/29
4K3 (C4234)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/29
4K4 (C4234)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/29
4K5 (C41)	30x30	4Φ20	2τρ. Φ8/22
4K6 (C4234)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/29
4K7 (C456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/30
4K8 (C456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/30
4K9 (C456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/30
4K10 (C4234)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/29
4K11 (C4234)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/29
4K12 (C456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/30
4K13 (C456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/30
4K14 (C456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/30
4K15 (C4234)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/29
4K16 (C41)	30x30	4Φ20	2τρ. Φ8/22
4K17 (C4234)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/29
4K18 (C4234)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/29
4K19 (C4234)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/29
4K20 (C41)	30x30	4Φ20	2τρ. Φ8/22

4^{ος} Όροφος

5K1 (C51)	30x30	4Φ20	2τρ. Φ8/34
5K2 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K3 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K4 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K5 (C51)	30x30	4Φ20	2τρ. Φ8/34
5K6 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K7 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K8 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K9 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K10 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K11 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K12 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K13 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K14 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K15 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K16 (C51)	30x30	4Φ20	2τρ. Φ8/34
5K17 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K18 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K19 (C523456)	25x25	4Φ14	2τρ. Φ8/40
5K20 (C51)	30x30	4Φ20	2τρ. Φ8/34

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β4: ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

C51 30x30 4Φ20 Φ8/34	C523456 25x25 4Φ14 Φ8/40				
C41 30x30 4Φ20 Φ8/22	C4234 25x25 4Φ14 Φ8/29	C456 25x25 4Φ14 Φ8/30			
C31 30x30 4Φ20 Φ8/22	C32 25x25 4Φ16 Φ8/25	C33 25x25 6Φ14 Φ8/25	C34 25x25 4Φ16 Φ8/25	C356 25x25 6Φ14 Φ8/25	
C21 30x30 4Φ20 Φ8/25	C22 30x30 4Φ16 Φ8/22	C23 30x30 8Φ14 Φ8/22	C24 30x30 4Φ16 Φ8/21	C256 30x30 8Φ14 Φ8/21	
C11 35x35 4Φ20 Φ8/18	C12 35x35 6Φ16+2Φ18 Φ8/17	C13 35x35 4Φ18+4Φ14 Φ8/17	C14 35x35 6Φ16+2Φ18 Φ8/16	C15 35x35 12Φ18 Φ8/16	C16 35x35 10Φ18 Φ8/16

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ1: ΚΩΔΙΚΕΣ ΓΙΑ ΤΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ Μ-Θ ΚΑΙ Μ-κ ΔΟΚΟΥ Δ6 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Σ3 ΓΙΑ ΘΕΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ

Κώδικας Python για την παραγωγή της καμπύλης Μ-θ της υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για Θετικές Ροπές

```

1 # για Dokous, to ω anagetai sto bd, oxi sto bh
2 # gia thetikες ropes, prepei na dsw kai platos kormou gia to pososto sundethrw
3 # kai gia th Vrc ths loxhs rhgmatwshs
4
5 import matplotlib.pyplot as plt
6 import json
7 plt.rcParams['figure.dpi'] = 900
8
9 # Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής Υφιστάμενης Δοκού
10 print('-----')
11 print('Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής Υφιστάμενης Δοκού')
12 print('-----')
13 Bcol_exist = float(input('Συνεργαζόμενο Πλάτος beff Υφιστάμενης Δοκού (cm): '))
14 Bkormou_exist = float(input('Πλάτος bw Κορμού Υφιστάμενης Δοκού (cm): '))
15 Hcol_exist = float(input('Ύψος Διατομής Η Υφιστάμενης Δοκού (cm): '))
16 snom_exist = float(input('Όνομαστική Επικάλυψη snom Υφιστάμενης Δοκού (mm): '))
17
18 # Χαρακτηριστικά Υφιστάμενης Δοκού ως Μέλος
19 print('-----')
20 print('Χαρακτηριστικά Υφιστάμενης Δοκού ως Μέλος')
21 print('-----')
22 Hclearcol_exist = float(input('Καθαρό Μήκος Hclear Υφιστάμενης Δοκού (m): '))
23
24 while True:
25     leitourgia_col = input('Για Αμφίπακτη δώσε 1, Για Μονόπακτη δώσε 0: ')
26     if leitourgia_col == "0" or leitourgia_col == "1":
27         leitourgia_col = int(leitourgia_col)
28         break
29     else:
30         print('Πρέπει να δώσεις ή 0 ή 1')
31
32 if leitourgia_col == 1:
33     Ls_col = Hclearcol_exist / 2
34 elif leitourgia_col == 0:
35     Ls_col = Hclearcol_exist
36
37 print('Διατμητικό Μήκος (m) = ' + str(Ls_col))
38
39 print('-----')
40 # Αξονική Δύναμη
41 NEd_exist = float(input('Αξονική Δύναμη Υφιστάμενης Δοκού (kN): '))
42
43 # Χαρακτηριστικά του Έργου
44 const_year_exist = int(input('Περίοδος Μελέτης του Έργου (Χρονολογία): '))
45
46 ##### Υφιστάμενα Υλικά #####
47
48 print('-----')
49 print('Υλικά Υφιστάμενης Δοκού')
50 print('-----')
51 # Σκυρόδεμα Υφιστάμενης Δοκού
52 fcm_exist = float(input('Μέση Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος fcm Υφιστάμενης Δοκού (MPa): '))
53 s_concr_exist = float(input('Τυπική Απόκλιση Σκυροδέματος s Υφιστάμενης Δοκού (MPa): '))
54

```

```

55 # Χάλυβας Διαμήκων Οπλισμών
56 fym_long_exist = float(input('Μέση Αντοχή Χάλυβα Διαμήκους Οπλισμού fym Υφιστάμενης
Δοκού (MPa): '))
57 sy_long_exist = float(input('Τυπική Απόκλιση Χάλυβα Διαμήκους Οπλισμού s Υφιστάμενης
Δοκού (MPa): '))
58
59 # Χάλυβας Εγκάρσιων Οπλισμών (Συνδετήρων)
60 fym_transv_exist = float(input('Μέση Αντοχή Χάλυβα Εγκάρσιου Οπλισμού fym Υφιστάμενης
Δοκού (MPa): '))
61 sy_transv_exist = float(input('Τυπική Απόκλιση Χάλυβα Εγκάρσιου Οπλισμού s
Υφιστάμενης Δοκού (MPa): '))
62
63 ##### ΣΑΔ Υλικών και Λεπτομερειών #####
64
65 print('-----')
66 print('Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων')
67
68 print('-----')
69 # Για το Σκυρόδεμα Υφιστάμενης Δοκού
70 while True:
71     sadYlikwn_concr = input('Όσον αφορά το Σκυρόδεμα, για ΣΑΔ(Υλικών) Υψηλή δώσε 1,
για Ικανοποιητική δώσε 2, για Ανεκτή δώσε 3: ')
72     if sadYlikwn_concr == "1" or sadYlikwn_concr == "2" or sadYlikwn_concr == "3":
73         sadYlikwn_concr = int(sadYlikwn_concr)
74         break
75     else:
76         print('Πρέπει να δώσεις ή 1 ή 2 ή 3')
77
78 # Για τον Χάλυβα Οπλισμού
79 while True:
80     sadYlikwn_steel = input('Όσον αφορά τον Χάλυβα Οπλισμού, για ΣΑΔ(Υλικών) Υψηλή
δώσε 1, για Ικανοποιητική δώσε 2, για Ανεκτή δώσε 3: ')
81     if sadYlikwn_steel == "1" or sadYlikwn_steel == "2" or sadYlikwn_steel == "3":
82         sadYlikwn_steel = int(sadYlikwn_steel)
83         break
84     else:
85         print('Πρέπει να δώσεις ή 1 ή 2 ή 3')
86
87 while True:
88     sadLeptomereiwn_steel = input('Όσον αφορά τον Χάλυβα Οπλισμού, για
ΣΑΔ(Λεπτομερειών) Υψηλή δώσε 1, για Ικανοποιητική δώσε 2, για Ανεκτή δώσε 3: ')
89     if sadLeptomereiwn_steel == "1" or sadLeptomereiwn_steel == "2" or
sadLeptomereiwn_steel == "3":
90         sadLeptomereiwn_steel = int(sadLeptomereiwn_steel)
91         break
92     else:
93         print('Πρέπει να δώσεις ή 1 ή 2 ή 3')
94
95 ##### Έλεγχος Ασφαλείας #####
96
97 print('-----')
98 print('Έλεγχος Ασφαλείας Υφιστάμενης Δοκού')
99 print('-----')
100 while True:
101     safety_check = input('Για Έλεγχο Ασφαλείας σε όρους Εντατικών Μεγεθών
("Δυνάμεων") δώσε 1, Για Έλεγχο Ασφαλείας σε όρους Παραμορφωσιακών Μεγεθών
("Μετακινήσεων, Στροφών κλπ") δώσε 0: ')
102     if safety_check == "0" or safety_check == "1":
103         safety_check = int(safety_check)
104         break
105     else:
106         print('Πρέπει να δώσεις ή 0 ή 1')
107
108 if safety_check == 1:
109     print('Ιδιότητες Υφιστάμενων Υλικών με τις Μέσες Τιμές τους μειωμένες κατά μία
Τυπική Απόκλιση (fm-s), οι δε ιδιότητες των Προστιθέμενων Υλικών με τις
Χαρακτηριστικές τους Τιμές fk')
110 elif safety_check == 0:
111     print('Ιδιότητες Υλικών γενικώς με τις Μέσες Τιμές τους')
112
113 ##### Συντελεστές Ασφαλείας #####
114
115 # Για το Σκυρόδεμα Υφιστάμενης Δοκού
116 if safety_check == 1 and sadYlikwn_concr == 1:
117     gamma_concr_exist = 1.15
118 elif safety_check == 1 and sadYlikwn_concr == 2:
119     gamma_concr_exist = 1.30
120 elif safety_check == 1 and sadYlikwn_concr == 3:
121     gamma_concr_exist = 1.45
122
123 if safety_check == 0 and sadYlikwn_concr == 1:
124     gamma_concr_exist = 1.00
125 elif safety_check == 0 and sadYlikwn_concr == 2:
126     gamma_concr_exist = 1.10
127 elif safety_check == 0 and sadYlikwn_concr == 3:
128     gamma_concr_exist = 1.20

```



```

129 # Για τον Χάλυβα Οπλισμού
130 if safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 1 and sadYlikwn_steel == 1:

131     gamma_steel_exist = 1.05
132 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 1 and sadYlikwn_steel == 2:
133     gamma_steel_exist = 1.10
134 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 1 and sadYlikwn_steel == 3:
135     gamma_steel_exist = 1.15
136 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 2 and sadYlikwn_steel == 1:
137     gamma_steel_exist = 1.10
138 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 2 and sadYlikwn_steel == 2:
139     gamma_steel_exist = 1.15
140 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 2 and sadYlikwn_steel == 3:
141     gamma_steel_exist = 1.20
142 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 3 and sadYlikwn_steel == 1:
143     gamma_steel_exist = 1.15
144 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 3 and sadYlikwn_steel == 2:
145     gamma_steel_exist = 1.20
146 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 3 and sadYlikwn_steel == 3:
147     gamma_steel_exist = 1.25
148
149 if safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel == 1 and sadYlikwn_steel == 1:
150     gamma_steel_exist = 1.00
151 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel == 2 and sadYlikwn_steel == 2:
152     gamma_steel_exist = 1.10
153 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel == 3 and sadYlikwn_steel == 3:
154     gamma_steel_exist = 1.20
155 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel != 1 and sadYlikwn_steel != 1:
156     gamma_steel_exist = float(input('Δώσε μου συντελεστή ασφαλείας για τη Μέση Τιμή
του Χάλυβα Οπλισμού: '))
157 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel != 2 and sadYlikwn_steel != 2:
158     gamma_steel_exist = float(input('Δώσε μου συντελεστή ασφαλείας για τη Μέση Τιμή
του Χάλυβα Οπλισμού: '))
159 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel != 3 and sadYlikwn_steel != 3:
160     gamma_steel_exist = float(input('Δώσε μου συντελεστή ασφαλείας για τη Μέση Τιμή
του Χάλυβα Οπλισμού: '))
161
162 ##### Τιμές Αντοχών Σχεδιασμού #####
163
164 # Για το Σκυρόδεμα Υφιστάμενης Δοκού
165 if safety_check == 1:
166     fcd_exist = (fcm_exist - s_concr_exist)/gamma_concr_exist
167 elif safety_check == 0:
168     fcd_exist = fcm_exist/gamma_concr_exist
169
170 # Για το Χάλυβα Διαμήκων Οπλισμών
171 if safety_check == 1:
172     fyd_long_exist = (fym_long_exist - sy_long_exist)/gamma_steel_exist
173 elif safety_check == 0:
174     fyd_long_exist = fym_long_exist/gamma_steel_exist
175
176 # Για το Χάλυβα Εγκάρσιων Οπλισμών (Συνδετήρων)
177 if safety_check == 1:
178     fyd_transv_exist = (fym_transv_exist - sy_transv_exist)/gamma_steel_exist
179 elif safety_check == 0:
180     fyd_transv_exist = fym_transv_exist/gamma_steel_exist
181
182 ##### Μέτρο Ελαστικότητας Υλικών #####
183
184 # Για το Σκυρόδεμα Υφιστάμενης Δοκού
185 Ecm_exist = (10**6)*22*(fcm_exist/10)**0.3
186
187 # Για τον Χάλυβα Οπλισμού
188 Es_exist = 200*10**6
189
190 a_logosE = Es_exist/Ecm_exist
191
192 ##### Οπλισμοί Διατομής Υφιστάμενης Δοκού #####
193
194 print('-----')
195 print('Οπλισμοί Υφιστάμενης Δοκού')
196 print('-----')
197 dw_perim_exist = float(input('Διάμετρος Φ Περιμετρικού Συνδετήρα Υφιστάμενης Δοκού
(mm): '))
198 dmaxlong_exist = float(input('Μεγαλύτερη Διάμετρος Φ Κάτω Ακραίας Εφελκυσμένης

```

Διαμήκους Ράβδου Υφιστάμενης Δοκού (mm): '))

```

199 while True:
200     eidos_diamOpl_exist = input('Όσον αφορά τις διαμήκειες ράβδους οπλισμού, για
        Χάλυβα με Νευρώσεις δώσε 1, Για Λείο Χάλυβα δώσε 0: ')
201     if eidos_diamOpl_exist == "0" or eidos_diamOpl_exist == "1":
202         eidos_diamOpl_exist = int(eidos_diamOpl_exist)
203         break
204     else:
205         print('Πρέπει να δώσεις ή 0 ή 1')
206
207     dl_exist = float(input('Δώσε Στατική Επικάλυψη Κάτω Εφελκυσόμενης/-ων Στρώσης/-ων
        Οπλισμού dl (cm): '))
208     dltonos_exist = float(input('Δώσε Στατική Επικάλυψη Άνω Θλιβόμενης/-ων Στρώσης/-ων
        Οπλισμού dl' (cm): '))
209     d_exist = Hcol_exist - dl_exist
210     d_tonos_exist = dltonos_exist/d_exist
211     z_exist = d_exist - dltonos_exist
212
213     As_thliv_exist = float(input('Συνολική Επιφάνεια Άνω Θλιβόμενης/-ων Στρώσης/-ων
        Διαμήκους Οπλισμού Υφιστάμενης Δοκού (cm2): '))
214     PosostoOpl_thliv_exist = As_thliv_exist/(Bcol_exist*d_exist)
215     As_efelk_exist = float(input('Συνολική Επιφάνεια Κάτω Εφελκυσόμενης/-ων Στρώσης/-ων
        Διαμήκους Οπλισμού Υφιστάμενης Δοκού (cm2): '))
216     PosostoOpl_efelk_exist = As_efelk_exist/(Bcol_exist*d_exist)
217     As_endiam_exist = float(input('Συνολική Επιφάνεια Ενδιάμεσων Στρώσεων Διαμήκους
        Οπλισμού Υφιστάμενης Δοκού (cm2): '))
218     PosostoOpl_endiam_exist = As_endiam_exist/(Bcol_exist*d_exist)
219
220     ##### Υπολογισμοί για Ροπή Διαρροής #####
221
222     # Διαρροή λόγω Χάλυβα
223     A_steel_exist = PosostoOpl_efelk_exist + PosostoOpl_thliv_exist +
        PosostoOpl_endiam_exist + NEd_exist/(Bcol_exist*d_exist*(fyd_long_exist/10))
224     B_steel_exist = PosostoOpl_efelk_exist + PosostoOpl_thliv_exist*d_tonos_exist + 0.5*
        PosostoOpl_endiam_exist*(1+d_tonos_exist) + NEd_exist/(Bcol_exist*d_exist*(
        fyd_long_exist/10))
225     ksiy_steel_exist = (a_logosE**2*A_steel_exist**2 + 2*a_logosE*B_steel_exist)**0.5 -
        a_logosE*A_steel_exist
226     phiy_steel_exist = fyd_long_exist/((Es_exist/1000)*(1-ksiy_steel_exist)*(d_exist/100))
227
228     # Διαρροή λόγω παραμορφώσεων Σκυροδέματος
229     A_concr_exist = PosostoOpl_efelk_exist + PosostoOpl_thliv_exist +
        PosostoOpl_endiam_exist - NEd_exist/(1.8*a_logosE*Bcol_exist*d_exist*(fcd_exist/10))
230     B_concr_exist = PosostoOpl_efelk_exist + PosostoOpl_thliv_exist*d_tonos_exist + 0.5*
        PosostoOpl_endiam_exist*(1+d_tonos_exist)
231     ksiy_concr_exist = (a_logosE**2*A_concr_exist**2 + 2*a_logosE*B_concr_exist)**0.5 -
        a_logosE*A_concr_exist
232     phiy_concr_exist = 1.8*fcd_exist/((Ecm_exist/1000)*ksiy_concr_exist*(d_exist/100))
233
234     phiy_exist = min(phiy_steel_exist, phiy_concr_exist)
235     if phiy_exist == phiy_steel_exist:
236         ksiy_exist = ksiy_steel_exist
237     elif phiy_exist == phiy_concr_exist:
238         ksiy_exist = ksiy_concr_exist
239
240     x_exist = ksiy_exist*d_exist/100 # m
241     print(f'Βάθος Θλιβόμενης Ζώνης (cm) = {100*x_exist:.2f}')
242     # print('Βάθος Θλιβόμενης Ζώνης (m) = ' + str(x_exist))
243
244     My_exist = (Bcol_exist/100)*(d_exist/100)**3*phiy_exist*(Ecm_exist*0.5*ksiy_exist**2*(
        0.5*(1+d_tonos_exist) - ksiy_exist/3) + 0.5*Es_exist*(1-d_tonos_exist))*((1-ksiy_exist
        )*PosostoOpl_efelk_exist + (ksiy_exist-d_tonos_exist)*PosostoOpl_thliv_exist + (1-
        d_tonos_exist)*PosostoOpl_endiam_exist/6))
245     print(f'Ροπή Διαρροής (kNm) = {My_exist:.2f}')
246     # print('Ροπή Διαρροής (kNm) = ' + str(My_exist))
247
248     As_efelk_exist_giaVrc = float(input('Συνολική Επιφάνεια Κάτω Εφελκυσόμενης/-ων
        Στρώσης/-ων Διαμήκους Οπλισμού Υφιστάμενης Δοκού με βάση το Βάθος Θλιβόμενης Ζώνης
        (cm2): '))
249     PosostoOpl_efelk_exist_giaVrc = As_efelk_exist_giaVrc/(Bcol_exist*d_exist)
250     Vrc_exist = ( (1+(20/d_exist)**0.5)*(fcd_exist)**(1/3)*max( 180*(100*
        PosostoOpl_efelk_exist_giaVrc)**(1/3) , 35*fcd_exist**(1/6)*(1 + (20/d_exist)**0.5 )**
        0.5 ) + 0.15*min( 10000*NEd_exist/(Bcol_exist*Hcol_exist) , 0.2*fcd_exist*1000 ) ) *
        Bkormou_exist*d_exist/10000
251     VMy_exist = My_exist/Ls_col
252

```

```

253 if Vrc_exist < VMy_exist:
254     av_exist = 1
255 elif Vrc_exist >= VMy_exist:
256     av_exist = 0
257
258 thitay_exist = phiy_exist*(Ls_col+av_exist*z_exist/100)/3 + 0.0014*(1+1.5*0.01*
Hcol_exist/Ls_col) + phiy_exist*(dmaxlong_exist/1000)*fyd_long_exist/(8*fcd_exist**0.5
)
259 print(f'Γωνία Στροφής Χορδής θy στη διαρροή (mrad) = {1000*thitay_exist:.2f}')
260 # print('Γωνία Στροφής Χορδής θy (mrad) = ' + str(1000*thitay_exist))
261
262 Keff_exist = My_exist*Ls_col/(3*thitay_exist)
263 Knom_exist = Ecm_exist*(Bcol_exist/100)*(Hcol_exist/100)**3/12
264 # print(f'Ενεργός Δυσκαμψία EIEff (kNm2) = {Keff_exist:.2f} που ισοδυναμεί σε ποσοστό
{100*Keff_exist/Knom_exist:.1f}% της ονομαστικής τιμής EInom')
265 # print('Ενεργός Δυσκαμψία EIEff (kNm2) = ' + str(Keff_exist) + ' που ισοδυναμεί σε
ποσοστό ' + str(100*Keff_exist/Knom_exist) + '% της ονομαστικής τιμής EInom')
266
267 omega_efelk_exist_giathitaum = (As_efelk_exist)/(Bcol_exist*d_exist)*fyd_long_exist/
fcd_exist
268 omega_thliv_exist_giathitaum = (As_thliv_exist)/(Bcol_exist*d_exist)*fyd_long_exist/
fcd_exist
269 omega_endiam_exist_giathitaum = (As_endiam_exist)/(Bcol_exist*d_exist)*fyd_long_exist/
fcd_exist
270 omega_oliko_exist_giathitaum = ((As_thliv_exist+As_efelk_exist+As_endiam_exist)/(
Bcol_exist*d_exist))*fyd_long_exist/fcd_exist
271 # omega_thliv_exist_giathitaum = omega_oliko_exist_giathitaum -
(As_efelk_exist_giaVrc/(Bcol_exist*Hcol_exist))*fyd_long_exist/fcd_exist
272 nEd_exist = NEd_exist/(Bcol_exist*Hcol_exist*fcd_exist/10)
273 PosostoDisdiag_exist = float(input('Ποσοστό ρd Δισδιαγώνιου Οπλισμού Υφιστάμενης
Δοκού (%): '))
274 apodoshPerisf_exist = float(input('Απόδοση α Περίσφιγξης Υφιστάμενης Δοκού : '))
275 Ash_sundethrwn_exist = float(input('Συνολική Επιφάνεια Συνδεδειγμένων Υφιστάμενης Δοκού
παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης - παράλληλα στη διάσταση του Ύψους H της
Διατομής (cm2): '))
276 s_sundethrwn_exist = float(input('Απόσταση s Συνδεδειγμένων Υφιστάμενης Δοκού (cm): '))
277 Pososto_sundethrwn_exist = Ash_sundethrwn_exist/(Bkormou_exist*s_sundethrwn_exist)
278 as_exist = 100*Ls_col/Hcol_exist
279 thitau_exist_1985 = 0.016*(0.3**nEd_exist)*((fcd_exist*(max(0.01 ,
omega_thliv_exist_giathitaum)/(max(0.01 , omega_oliko_exist_giathitaum-
omega_thliv_exist_giathitaum))**0.225)*(as_exist**0.35)*(25**(apodoshPerisf_exist*
Pososto_sundethrwn_exist*fyd_transv_exist/fcd_exist))*(1.25**(100*PosostoDisdiag_exist
)))
280 print(f'Γωνία Στροφής Χορδής θu στην αστοχία (mrad) = {1000*thitau_exist_1985:.2f}
για υποσύλωμα κατασκευασμένο μετά το 1985')
281
282 if constr_year_exist > 1985 and eidos_diamOpl_exist == 1:
283     thitau_exist = thitau_exist_1985
284 elif constr_year_exist > 1985 and eidos_diamOpl_exist == 0:
285     thitau_exist = thitau_exist_1985
286 elif constr_year_exist < 1985 and eidos_diamOpl_exist == 1:
287     thitau_exist = thitau_exist_1985/1.20
288 elif constr_year_exist < 1985 and eidos_diamOpl_exist == 0:
289     thitau_exist = thitau_exist_1985
290
291 print(f'Γωνία Στροφής Χορδής θu στην αστοχία (mrad) = {1000*thitau_exist:.2f}')
292
293 print(f'Ο όρος fρωθλιβ/(ω+ων) είναι ίσος με = {fcd_exist*omega_thliv_exist_giathitaum
/(omega_efelk_exist_giathitaum + omega_endiam_exist_giathitaum):.3f}')
294 print(f'Λόγος Διάτμησης as=M/V*h (-) = {as_exist:.2f}')
295 thitau_exist_anafora_pinakes = float(input('Για τον παραπάνω όρο fρωθλιβ/(ω+ων) και
λόγο διάτμησης as=M/V*h, δώσε μου θu αναφοράς από τον πίνακα του Παραρτήματος Β (%): '
))
296 print(f'Ανηγμένο Αξονικό Φορτίο ν (-) = {nEd_exist:.3f}')
297 lamda_axoniko_pinakes = float(input('Για το παραπάνω ανηγμένο αξονικό ν, δώσε μου λν
από τον πίνακα του Παραρτήματος Β: '))
298 print(f'Απόδοση Περίσφιγξης α (-) = {apodoshPerisf_exist:.2f}')
299 lamda_perisf_pinakes = float(input('Για την παραπάνω απόδοση περίσφιγξης, δώσε μου
λαωω από τον πίνακα του Παραρτήματος Β: '))
300 print(f'Ποσοστό Δισδιαγώνιου Οπλισμού ρd (%) = {PosostoDisdiag_exist:.2f}')
301 lamda_disdiag_pinakes = float(input('Για το παραπάνω ποσοστό δισδιαγώνιου οπλισμού,
δώσε μου λρd από τον πίνακα του Παραρτήματος Β: '))
302 if eidos_diamOpl_exist == 1:
303     lamda_eidos_diamOpl_exist = 0.833
304 elif eidos_diamOpl_exist == 0:
305     lamda_eidos_diamOpl_exist = 0.833
306 thitau_exist_pinakes = 10*thitau_exist_anafora_pinakes*lamda_axoniko_pinakes*
lamda_perisf_pinakes*lamda_disdiag_pinakes*lamda_eidos_diamOpl_exist
307

```

```

308 thitau_exist_teliko = min(thitau_exist, thitau_exist_pinakes/1000)
309
310 points = [(0, 0), (1000*thitay_exist, My_exist), (1000*thitau_exist_teliko, My_exist),
           (1000*thitau_exist_teliko, 0.25 * My_exist), (1000*thitau_exist_teliko+10, 0.25 *
           My_exist)]
311
312 offsets_x = [0, 0, 0, 0, 0]
313 offsets_y = [-2, 1, 1, -2, 1]
314
315 x_coords = [point[0] for point in points]
316 y_coords = [point[1] for point in points]
317
318 plt.plot(x_coords, y_coords, marker='o', color='black')
319
320 for i, (x, y) in enumerate(zip(x_coords, y_coords)):
321     offset_x = offsets_x[i]
322     offset_y = offsets_y[i]
323     plt.text(x+offset_x, y+offset_y, f'({x:.2f}, {y:.2f})', verticalalignment='bottom'
              , horizontalalignment='center')
324
325 plt.plot([x_coords[0], x_coords[1]], [y_coords[0], y_coords[1]], 'k-')
326 plt.plot([x_coords[1], x_coords[2]], [y_coords[1], y_coords[2]], 'k-')
327 plt.plot([x_coords[2], x_coords[3]], [y_coords[2], y_coords[3]], 'k-')
328 plt.plot([x_coords[3], x_coords[4]], [y_coords[3], y_coords[4]], 'k-')
329
330 thitaA_exist = 1000*thitay_exist
331 thitaB_exist = 0.5*1000*(thitay_exist+thitau_exist_teliko)/1.50
332 thitaC_exist = 1000*thitau_exist_teliko/1.50
333 mC_exist = thitaC_exist/(1000*thitay_exist)
334 print(f'Τοπικός Δείκτης Πλαστιμότητας m για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 = {mC_exist
       :.2f}')
335
336 plt.scatter(thitaA_exist, My_exist, color='green', edgecolors='none', zorder=2)
337 plt.scatter(thitaB_exist, My_exist, color='blue', edgecolors='none', zorder=2)
338 plt.scatter(thitaC_exist, My_exist, color='red', edgecolors='none', zorder=2)
339 plt.text(thitaA_exist-4, My_exist-1, f'θA={thitaA_exist:.2f}', color='green', ha=
         'center', va='top')
340 plt.text(thitaB_exist, My_exist-1, f'θB={thitaB_exist:.2f}', color='blue', ha='center'
         , va='top')
341 plt.text(thitaC_exist, My_exist-1, f'θΓ={thitaC_exist:.2f}', color='red', ha='center',
         va='top')
342
343 plt.xlabel('Γωνία Στροφής Χορδής θ (mrad)')
344 plt.ylabel('Ροπή Κάμψης M (kNm)')
345 plt.title('Καμπύλη Ροπής - Γωνίας Στροφής Χορδής (M-θ)', y=1.10)
346 plt.tick_params(axis='both', which='both', bottom=False, top=False, left=False, right=
         False)
347 plt.xticks([])
348 plt.yticks([])
349 plt.box(False)
350 plt.show()
351
352 variables_dict = {k: v for k, v in globals().items() if not k.startswith('__') and not
                 callable(v)}
353
354 with open('Mtheta Beams Positive B3XII variables.out', 'w') as f:
355     for key, value in variables_dict.items():
356         value_str = json.dumps(value, ensure_ascii=False) if isinstance(value, (dict,
                 list)) else str(value)
357         f.write(f'{key}: {value_str}\n')
358

```

Κώδικας OpenSeesPy για την παραγωγή του διαγράμματος M-κ της υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για Θετικές Ροπές

```

1  import openseespy.opensees as ops
2  import opsv as opsv
3  import matplotlib.pyplot as plt
4
5  plt.rcParams['figure.dpi'] = 900
6
7  def MomentCurvature(secTag, axialLoad, maxK, numIncr):
8      # node(nodeTag, *crds, '-ndf', ndf, '-mass', *mass, '-disp', *disp, '-vel', *vel,
9      # '-accel', *accel)
10     ops.node(1, 0.0, 0.0)
11     ops.node(2, 0.0, 0.0)
12
13     # fix(nodeTag, *constrValues)
14     ops.fix(1, 1, 1, 1)
15     ops.fix(2, 0, 1, 0)
16
17     # element('zeroLengthSection', eleTag, *eleNodes, secTag, <'-orient', *vecx,
18     # *vecyp>, <'-doRayleigh', rFlag>)
19     ops.element('zeroLengthSection', 1, 1, 2, secTag)
20
21     # recorder
22     ops.recorder('Node', '-file', 'MCurv_D6Left_B3XII_Positive_' + str(axialLoad) +
23     '.out', '-time', '-node', 2, '-doF', 3, 'disp')
24
25     # define constant axial load
26     ops.timeSeries('Constant', 1)
27     ops.pattern('Plain', 1, 1)
28     ops.load(2, axialLoad, 0.0, 0.0)
29
30     # define analysis parameters
31     ops.integrator('LoadControl', 0.1)
32     ops.system('BandGeneral')
33     ops.test('NormDispIncr', 1e-3, 200)
34     ops.numberer('RCM')
35     ops.constraints('Plain')
36     ops.algorithm('Newton')
37     ops.analysis('Static')
38
39     # Do one analysis for constant axial load
40     ops.analyze(10)
41
42     # Define reference moment
43     ops.timeSeries('Linear', 2)
44     ops.pattern('Plain', 2, 2)
45     ops.load(2, 0.0, 0.0, 1.0)
46
47     # Compute curvature increment
48     dK = maxK / numIncr
49
50     # Use displacement control at node 2 for section analysis
51     ops.integrator('DisplacementControl', 2, 3, dK)
52
53     # Do the section analysis
54     ops.analyze(numIncr)
55
56     def trapezoidal_area(x, y):
57         n = len(x)
58         total_area = 0.0
59         for i in range(n - 1):
60             area_i = 0.5 * (x[i+1] - x[i]) * (y[i] + y[i+1])
61             total_area += area_i
62         return total_area
63
64     m = 1
65     mm = 0.001*m
66     kPa = 1
67     MPa = 1000*kPa
68
69     ops.wipe()
70     ops.model('basic', '-ndm', 2, '-ndf', 3) # 2D

```



```

70 ##### Inputs #####
71 Beff = 655.0*mm
72 Bweb = 200.0*mm # column width
73 Hbeam = 500.0*mm # column height
74 Hslab = 120.0*mm
75 yc1 = (Bweb*Hbeam*Hbeam/2 + (Beff-Bweb)*Hslab*(Hbeam-Hslab/2))/(Bweb*Hbeam + (Beff-
76 Bweb)*Hslab)
77 yc2 = Hbeam - yc1
78 print(yc1)
79 print(yc2)
80 cnom = 20.0*mm # nominal concrete cover
81 fi_w = 8.0*mm # diameter of transverse reinforcement
82 nbarsUcorners = 2
83 fi_Ucorners = 10.0*mm # diameter of longitudinal bar in upper corners
84 nbarsUside = 1 # number of bars in upper side
85 fi_Usides = 14 # diameter of longitudinal bar in upper side
86 nbarsLowcorners = 2
87 fi_Lowcorners = 14.0*mm # diameter of longitudinal bar in lower corners
88 nbarsLowside = 0 # number of bars in lower side
89 fi_Lowsides = 10.0*mm # diameter of longitudinal bar in lower side
90 nbarsRside = 0 # number of bars in right side
91 fi_Rsides = 12 # diameter of longitudinal bar in right side
92 nbarsLeftside = 0 # number of bars in left side
93 fi_Leftsides = 18 # diameter of longitudinal bar in left side
94
95 # Materials
96 # Concrete
97 acc = 1.00
98 gammac = 1.10
99
100 # Concrete
101 fck_core = 16.0*MPa
102 ec0_core = -0.0020
103 ecu_core = -0.0035
104
105 # Steel for reinforcement
106 fyk = 280.0*MPa
107 gammas = 1.10
108 Es = 200000.0*MPa
109
110 # Fibers for concrete (Bweb x Hbeam)
111 nFibCoreY_BwebHbeam = 25 # orizonties strwseis, number of subdivisions (fibers) in
112 local y direction
113 nFibCoreZ_BwebHbeam = 1 # katakoryfes strwseis, number of subdivisions (fibers) in
114 local z direction
115
116 # Fibers for concrete ((Beff-Bweb)/2 x Hslab)
117 nFibCoreY_slab = 6 # orizonties strwseis, number of subdivisions (fibers) in local
118 y direction
119 nFibCoreZ_slab = 1 # katakoryfes strwseis, number of subdivisions (fibers) in
120 local z direction
121
122 # Axoniko fortio
123 Nd = 0
124 MRd_RAF = 21.16
125 #####
126
127 # Parameters
128 half_Bweb = Bweb/2
129 half_Hbeam = Hbeam/2
130
131 # Longitudinal Reinforcement
132 pi = 3.14
133 dl_Ucorners = cnom + fi_w + fi_Ucorners/2
134 As_Ucorners = pi*fi_Ucorners**2/4
135 # dl_Usides = cnom + fi_w + fi_Usides/2
136 # As_Usides = pi*fi_Usides**2/4
137
138 dl_Lowcorners = cnom + fi_w + fi_Lowcorners/2
139 As_Lowcorners = pi*fi_Lowcorners**2/4
140 dl_Lowsides = cnom + fi_w + fi_Lowsides/2
141 As_Lowsides = pi*fi_Lowsides**2/4
142
143 dl_Rsides = cnom + fi_w + fi_Rsides/2
144 As_Rsides = pi*fi_Rsides**2/4
145
146 dl_Leftsides = cnom + fi_w + fi_Leftsides/2
147 As_Leftsides = pi*fi_Leftsides**2/4
148

```

```

143 # Materials
144 # matTag = 1
145 matTag_Concrete = 1
146 # ops.uniaxialMaterial('Concrete01', matTag, fpc, epsc0, fpcu, epsU)
147 fpc_core = -acc*fck_core/gammac
148 epsc0_core = ec0_core
149 fpcu_core = fpc_core
150 epsU_core = ecu_core
151 ops.uniaxialMaterial('Concrete01', matTag_Concrete, fpc_core, epsc0_core, fpcu_core,
epsU_core)
152
153 # matTag = 2, steel for reinforcement
154 matTag_ReinfSteel = 2
155 # uniaxialMaterial('Steel01', matTag, Fy, E0, b, a1, a2, a3, a4)
156 Fy = fyk/gammas
157 E0 = Es
158 ops.uniaxialMaterial('Steel01', matTag_ReinfSteel, Fy, E0, 0)
159
160 fib_sec_1 = [# section('Fiber', secTag, '-GJ', GJ)
161             ['section', 'Fiber', 3, '-GJ', 1.0e6],
162             # patch('rect', matTag, numSubdivY, numSubdivZ, *crdsI, *crdsJ)
163             ['patch', 'rect', matTag_Concrete, nFibCoreY_BwebHbeam,
nFibCoreZ_BwebHbeam, yc2, half_Bweb, -ycl, -half_Bweb],
164             ['patch', 'rect', matTag_Concrete, nFibCoreY_slab, nFibCoreZ_slab, yc2,
Beff/2, yc2-Hslab, Bweb/2],
165             ['patch', 'rect', matTag_Concrete, nFibCoreY_slab, nFibCoreZ_slab, yc2, -
Bweb/2, yc2-Hslab, -Beff/2],
166             # layer('straight', matTag, numFiber, areaFiber, *start, *end)
167             ['layer', 'straight', matTag_ReinfSteel, 3, pi*(10.0*mm)**2/4, yc2-0.033,
0.06, yc2-0.033, -0.06],
168             ['layer', 'straight', matTag_ReinfSteel, 2, pi*(10.0*mm)**2/4, yc2-0.067,
0.026, yc2-0.067, -0.026],
169             ['layer', 'straight', matTag_ReinfSteel, 2, pi*(10.0*mm)**2/4, 0.033-ycl,
0.06, 0.033-ycl, -0.06]]
170
171
172 secTag_K1 = 1
173 # section('Fiber', secTag, '-GJ', GJ)
174 ops.section('Fiber', secTag_K1, '-GJ', 1.0e6)
175 # patch('rect', matTag, numSubdivY, numSubdivZ, *crdsI, *crdsJ)
176 ops.patch('rect', matTag_Concrete, nFibCoreY_BwebHbeam, nFibCoreZ_BwebHbeam, yc2,
half_Bweb, -ycl, -half_Bweb)
177 ops.patch('rect', matTag_Concrete, nFibCoreY_slab, nFibCoreZ_slab, yc2, Beff/2, yc2-
Hslab, Bweb/2)
178 ops.patch('rect', matTag_Concrete, nFibCoreY_slab, nFibCoreZ_slab, yc2, -Bweb/2, yc2-
Hslab, -Beff/2)
179 # layer('straight', matTag, numFiber, areaFiber, *start, *end)
180 ops.layer('straight', matTag_ReinfSteel, 3, pi*(10.0*mm)**2/4, yc2-0.033, 0.06, yc2-
0.033, -0.06)
181 ops.layer('straight', matTag_ReinfSteel, 2, pi*(10.0*mm)**2/4, yc2-0.067, 0.026, yc2-
0.067, -0.026)
182 ops.layer('straight', matTag_ReinfSteel, 2, pi*(10.0*mm)**2/4, 0.033-ycl, 0.06, 0.033-
ycl, -0.06)
183
184 matcolor = ['gold', 'k']
185 opsv.plot fiber section(fib_sec_1, matcolor=matcolor)
186 plt.axis('equal')
187 plt.axhline(y=0, color = 'k', linestyle = '--')
188 plt.axvline(x=0, color = 'k', linestyle = '--')
189 plt.yticks([0, yc2, -ycl, yc2-Hslab])
190 plt.xticks([0, Bweb/2, Beff/2, -Bweb/2, -Beff/2])
191
192 plt.show()
193
194 axialLoad = -Nd
195 maxK = 0.04796
196
197 numIncr = 500
198 MomentCurvature(secTag_K1, axialLoad, maxK, numIncr)
199
200 with open('MCurv_D6Left_B3XII_Positive_' + str(axialLoad) + '.out', 'r') as f:
201     data = f.readlines()
202
203 moment = []
204 curvature = []

```

```
205 for line in data:
206     data = line.strip().split()
207     moment.append(float(data[0]))
208     curvature.append(float(data[1]))
209
210 total_area = trapezoidal_area(curvature, moment)
211 print("Το εμβαδόν κάτω από την καμπύλη είναι:", total_area)
212
213 plt.grid(True)
214
215 print('MRd = ' + str(moment[-1]) + 'kNm')
216 print('MRd_RAF = ' + str(MRd_RAF) + 'kNm')
217
218 plt.plot(curvature, moment, linestyle='-', color='blue')
219 plt.xlabel('Curvature (1/m)')
220 plt.ylabel('Moment (kNm)')
221 plt.title('Moment - Curvature')
222
223 plt.plot([0, maxK], [MRd_RAF, MRd_RAF], linestyle='--', color='red')
224 plt.yticks([0, 5, 10, 15, 25, moment[-1]])
225
226 plt.show()
227
```


ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ2: ΚΩΔΙΚΕΣ ΓΙΑ ΤΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ Μ-Θ ΚΑΙ Μ-κ ΔΟΚΟΥ Δ6 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Σ3 ΓΙΑ ΑΡΝΗΤΙΚΕΣ ΡΟΠΕΣ

Κώδικας Python για την παραγωγή της καμπύλης Μ-θ της υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για Αρνητικές Ροπές

```

1  # για Dokous, to ω αναgetai sto bd, όχι στο bh
2
3  import matplotlib.pyplot as plt
4  import json
5  plt.rcParams['figure.dpi'] = 900
6
7  # Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής Υφιστάμενης Δοκού
8  print('-----')
9  print('Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής Υφιστάμενης Δοκού')
10 print('-----')
11 Bcol_exist = float(input('Πλάτος Κορμού Bw Υφιστάμενης Δοκού (cm): '))
12 Hcol_exist = float(input('Ύψος Διατομής Η Υφιστάμενης Δοκού (cm): '))
13 cnom_exist = float(input('Όνομαστική Επικάλυψη cnom Υφιστάμενης Δοκού (mm): '))
14
15 # Χαρακτηριστικά Υφιστάμενης Δοκού ως Μέλος
16 print('-----')
17 print('Χαρακτηριστικά Υφιστάμενης Δοκού ως Μέλος')
18 print('-----')
19 Hclearcol_exist = float(input('Καθαρό Μήκος Hclear Υφιστάμενης Δοκού (m): '))
20
21 while True:
22     leitourgia_col = input('Για Αμφίπακτη δώσε 1, Για Μονόπακτη δώσε 0: ')
23     if leitourgia_col == "0" or leitourgia_col == "1":
24         leitourgia_col = int(leitourgia_col)
25         break
26     else:
27         print('Πρέπει να δώσεις 0 ή 1')
28
29     if leitourgia_col == 1:
30         Ls_col = Hclearcol_exist / 2
31     elif leitourgia_col == 0:
32         Ls_col = Hclearcol_exist
33
34     print('Διατμητικό Μήκος (m) = ' + str(Ls_col))
35
36     print('-----')
37     # Αξονική Δύναμη
38     NEd_exist = float(input('Αξονική Δύναμη Υφιστάμενης Δοκού (kN): '))
39
40     # Χαρακτηριστικά του Έργου
41     constr_year_exist = int(input('Περίοδος Μελέτης του Έργου (Χρονολογία): '))
42
43     ##### Υφιστάμενα Υλικά #####
44
45     print('-----')
46     print('Υλικά Υφιστάμενης Δοκού')
47     print('-----')
48     # Σκυρόδεμα Υφιστάμενης Δοκού
49     fcm_exist = float(input('Μέση Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος fcm Υφιστάμενης Δοκού (MPa): '))
50     s_concr_exist = float(input('Τυπική Απόκλιση Σκυροδέματος s Υφιστάμενης Δοκού (MPa): '))
51
52     # Χάλυβας Διαμήκων Οπλισμών
53     fym_long_exist = float(input('Μέση Αντοχή Χάλυβα Διαμήκους Οπλισμού fym Υφιστάμενης Δοκού (MPa): '))
54     sy_long_exist = float(input('Τυπική Απόκλιση Χάλυβα Διαμήκους Οπλισμού s Υφιστάμενης Δοκού (MPa): '))
55

```

```

56 # Χάλυβας Εγκάρσιων Οπλισμών (Συνδετήρων)
57 fym_transv_exist = float(input('Μέση Αντοχή Χάλυβα Εγκάρσιου Οπλισμού fym Υφιστάμενης
Δοκού (MPa): '))
58 sy_transv_exist = float(input('Τυπική Απόκλιση Χάλυβα Εγκάρσιου Οπλισμού s
Υφιστάμενης Δοκού (MPa): '))
59
60 ##### ΣΑΔ Υλικών και Λεπτομερειών #####
61
62 print('-----')
63 print('Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων')
64 print('-----')
65 # Για το Σκυρόδεμα Υφιστάμενης Δοκού
66 while True:
67     sadYlikwn_concr = input('Όσον αφορά το Σκυρόδεμα, για ΣΑΔ(Υλικών) Υψηλή δώσε 1,
για Ικανοποιητική δώσε 2, για Ανεκτή δώσε 3: ')
68     if sadYlikwn_concr == "1" or sadYlikwn_concr == "2" or sadYlikwn_concr == "3":
69         sadYlikwn_concr = int(sadYlikwn_concr)
70         break
71     else:
72         print('Πρέπει να δώσεις ή 1 ή 2 ή 3')
73
74 # Για τον Χάλυβα Οπλισμού
75 while True:
76     sadYlikwn_steel = input('Όσον αφορά τον Χάλυβα Οπλισμού, για ΣΑΔ(Υλικών) Υψηλή
δώσε 1, για Ικανοποιητική δώσε 2, για Ανεκτή δώσε 3: ')
77     if sadYlikwn_steel == "1" or sadYlikwn_steel == "2" or sadYlikwn_steel == "3":
78         sadYlikwn_steel = int(sadYlikwn_steel)
79         break
80     else:
81         print('Πρέπει να δώσεις ή 1 ή 2 ή 3')
82
83 while True:
84     sadLeptomereiw_n_steel = input('Όσον αφορά τον Χάλυβα Οπλισμού, για
ΣΑΔ(Λεπτομερειών) Υψηλή δώσε 1, για Ικανοποιητική δώσε 2, για Ανεκτή δώσε 3: ')
85     if sadLeptomereiw_n_steel == "1" or sadLeptomereiw_n_steel == "2" or
sadLeptomereiw_n_steel == "3":
86         sadLeptomereiw_n_steel = int(sadLeptomereiw_n_steel)
87         break
88     else:
89         print('Πρέπει να δώσεις ή 1 ή 2 ή 3')
90
91 ##### Έλεγχος Ασφαλείας #####
92
93 print('-----')
94 print('Έλεγχος Ασφαλείας Υφιστάμενης Δοκού')
95 print('-----')
96 while True:
97     safety_check = input('Για Έλεγχο Ασφαλείας σε όρους Εντατικών Μεγεθών
("Δυνάμεων") δώσε 1, Για Έλεγχο Ασφαλείας σε όρους Παραμορφωσιακών Μεγεθών
("Μετακινήσεων, Στροφών κλπ") δώσε 0: ')
98     if safety_check == "0" or safety_check == "1":
99         safety_check = int(safety_check)
100        break
101    else:
102        print('Πρέπει να δώσεις ή 0 ή 1')
103
104 if safety_check == 1:
105     print('Ιδιότητες Υφιστάμενων Υλικών με τις Μέσες Τιμές τους μειωμένες κατά μία
Τυπική Απόκλιση (fm-s), οι δε ιδιότητες των Προστιθέμενων Υλικών με τις
Χαρακτηριστικές τους Τιμές fk')
106 elif safety_check == 0:
107     print('Ιδιότητες Υλικών γενικώς με τις Μέσες Τιμές τους')
108
109 ##### Συντελεστές Ασφαλείας #####
110
111 # Για το Σκυρόδεμα Υφιστάμενης Δοκού
112 if safety_check == 1 and sadYlikwn_concr == 1:
113     gamma_concr_exist = 1.15
114 elif safety_check == 1 and sadYlikwn_concr == 2:
115     gamma_concr_exist = 1.30
116 elif safety_check == 1 and sadYlikwn_concr == 3:
117     gamma_concr_exist = 1.45
118
119 if safety_check == 0 and sadYlikwn_concr == 1:
120     gamma_concr_exist = 1.00
121 elif safety_check == 0 and sadYlikwn_concr == 2:
122     gamma_concr_exist = 1.10
123 elif safety_check == 0 and sadYlikwn_concr == 3:
124     gamma_concr_exist = 1.20
125
126 # Για τον Χάλυβα Οπλισμού
127 if safety_check == 1 and sadLeptomereiw_n_steel == 1 and sadYlikwn_steel == 1:
128     gamma_steel_exist = 1.05
129 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiw_n_steel == 1 and sadYlikwn_steel == 2:
130     gamma_steel_exist = 1.10

```

```

131 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 1 and sadYlikwn_steel == 3:
132     gamma_steel_exist = 1.15
133 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 2 and sadYlikwn_steel == 1:
134     gamma_steel_exist = 1.10
135 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 2 and sadYlikwn_steel == 2:
136     gamma_steel_exist = 1.15
137 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 2 and sadYlikwn_steel == 3:
138     gamma_steel_exist = 1.20
139 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 3 and sadYlikwn_steel == 1:
140     gamma_steel_exist = 1.15
141 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 3 and sadYlikwn_steel == 2:
142     gamma_steel_exist = 1.20
143 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 3 and sadYlikwn_steel == 3:
144     gamma_steel_exist = 1.25
145
146 if safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel == 1 and sadYlikwn_steel == 1:
147     gamma_steel_exist = 1.00
148 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel == 2 and sadYlikwn_steel == 2:
149     gamma_steel_exist = 1.10
150 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel == 3 and sadYlikwn_steel == 3:
151     gamma_steel_exist = 1.20
152 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel != 1 and sadYlikwn_steel != 1:
153     gamma_steel_exist = float(input('Δώσε μου συντελεστή ασφαλείας για τη Μέση Τιμή
    του Χάλυβα Οπλισμού: '))
154 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel != 2 and sadYlikwn_steel != 2:
155     gamma_steel_exist = float(input('Δώσε μου συντελεστή ασφαλείας για τη Μέση Τιμή
    του Χάλυβα Οπλισμού: '))
156 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel != 3 and sadYlikwn_steel != 3:
157     gamma_steel_exist = float(input('Δώσε μου συντελεστή ασφαλείας για τη Μέση Τιμή
    του Χάλυβα Οπλισμού: '))
158
159 ##### Τιμές Αντοχών Σχεδιασμού #####
160
161 # Για το Σκυρόδεμα Υφιστάμενης Δοκού
162 if safety_check == 1:
163     fcd_exist = (fcm_exist - s_concr_exist)/gamma_concr_exist
164 elif safety_check == 0:
165     fcd_exist = fcm_exist/gamma_concr_exist
166
167 # Για το Χάλυβα Διαμήκων Οπλισμών
168 if safety_check == 1:
169     fyd_long_exist = (fym_long_exist - sy_long_exist)/gamma_steel_exist
170 elif safety_check == 0:
171     fyd_long_exist = fym_long_exist/gamma_steel_exist
172
173 # Για το Χάλυβα Εγκάρσιων Οπλισμών (Συνδετήρων)
174 if safety_check == 1:
175     fyd_transv_exist = (fym_transv_exist - sy_transv_exist)/gamma_steel_exist
176 elif safety_check == 0:
177     fyd_transv_exist = fym_transv_exist/gamma_steel_exist
178
179 ##### Μέτρο Ελαστικότητας Υλικών #####
180
181 # Για το Σκυρόδεμα Υφιστάμενης Δοκού
182 Ecm_exist = (10**6)*22*(fcm_exist/10)**0.3
183
184 # Για τον Χάλυβα Οπλισμού
185 Es_exist = 200*10**6
186
187 a_logosE = Es_exist/Ecm_exist
188
189 ##### Οπλισμοί Διατομής Υφιστάμενης Δοκού #####
190
191 print('-----')
192 print('Οπλισμοί Υφιστάμενης Δοκού')
193 print('-----')
194 dw_perim_exist = float(input('Διάμετρος Φ Περιμετρικού Συνδετήρα Υφιστάμενης Δοκού
    (mm): '))
195 dmaxlong_exist = float(input('Μεγαλύτερη Διάμετρος Φ Άνω Ακραίας Εφελκόμενης
    Διαμήκους Ράβδου Υφιστάμενης Δοκού (mm): '))
196 while True:
197     eidos_diamOpl_exist = input('Όσον αφορά τις διαμήκειες ράβδους οπλισμού, για
    Χάλυβα με Νευρώσεις δώσε 1, Για Λείο Χάλυβα δώσε 0: ')
198     if eidos_diamOpl_exist == "0" or eidos_diamOpl_exist == "1":
199         eidos_diamOpl_exist = int(eidos_diamOpl_exist)
200         break
201     else:
202         print('Πρέπει να δώσεις ή 0 ή 1')
203

```

```

204 dl_exist = float(input('Δώσε Στατική Επικάλυψη Άνω Εφελκυσόμενης/-ων Στρώσης/-ων
Οπλισμού dl (cm): '))
205 dltonos_exist = float(input('Δώσε Στατική Επικάλυψη Κάτω Θλιβόμενης/-ων Στρώσης/-ων
Οπλισμού dl' (cm): '))
206 d_exist = Hcol_exist - dl_exist
207 d_tonos_exist = dltonos_exist/d_exist
208 z_exist = d_exist - dltonos_exist
209
210 As_thliv_exist = float(input('Συνολική Επιφάνεια Κάτω Θλιβόμενης/-ων Στρώσης/-ων
Διαμήκους Οπλισμού Υφιστάμενης Δοκού (cm2): '))
211 PosostoOpl_thliv_exist = As_thliv_exist/(Bcol_exist*d_exist)
212 As_efelk_exist = float(input('Συνολική Επιφάνεια Άνω Εφελκυσόμενης/-ων Στρώσης/-ων
Διαμήκους Οπλισμού Υφιστάμενης Δοκού (cm2): '))
213 PosostoOpl_efelk_exist = As_efelk_exist/(Bcol_exist*d_exist)
214 As_endiam_exist = float(input('Συνολική Επιφάνεια Ενδιάμεσων Στρώσεων Διαμήκους
Οπλισμού Υφιστάμενης Δοκού (cm2): '))
215 PosostoOpl_endiam_exist = As_endiam_exist/(Bcol_exist*d_exist)
216
217 ##### Υπολογισμοί για Ροπή Διαρροής #####
218
219 # Διαρροή λόγω Χάλυβα
220 A_steel_exist = PosostoOpl_efelk_exist + PosostoOpl_thliv_exist +
PosostoOpl_endiam_exist + NEd_exist/(Bcol_exist*d_exist*(fyd_long_exist/10))
221 B_steel_exist = PosostoOpl_efelk_exist + PosostoOpl_thliv_exist*d_tonos_exist + 0.5*
PosostoOpl_endiam_exist*(1+d_tonos_exist) + NEd_exist/(Bcol_exist*d_exist*(
fyd_long_exist/10))
222 ksiy_steel_exist = (a_logosE**2*A_steel_exist**2 + 2*a_logosE*B_steel_exist)**0.5 -
a_logosE*A_steel_exist
223 phiy_steel_exist = fyd_long_exist/((Es_exist/1000)*(1-ksiy_steel_exist)*(d_exist/100))
224
225 # Διαρροή λόγω παραμορφώσεων Σκυροδέματος
226 A_concr_exist = PosostoOpl_efelk_exist + PosostoOpl_thliv_exist +
PosostoOpl_endiam_exist - NEd_exist/(1.8*a_logosE*Bcol_exist*d_exist*(fcd_exist/10))
227 B_concr_exist = PosostoOpl_efelk_exist + PosostoOpl_thliv_exist*d_tonos_exist + 0.5*
PosostoOpl_endiam_exist*(1+d_tonos_exist)
228 ksiy_concr_exist = (a_logosE**2*A_concr_exist**2 + 2*a_logosE*B_concr_exist)**0.5 -
a_logosE*A_concr_exist
229 phiy_concr_exist = 1.8*fcd_exist/((Ecm_exist/1000)*ksiy_concr_exist*(d_exist/100))
230
231 phiy_exist = min(phiy_steel_exist, phiy_concr_exist)
232 if phiy_exist == phiy_steel_exist:
233     ksiy_exist = ksiy_steel_exist
234 elif phiy_exist == phiy_concr_exist:
235     ksiy_exist = ksiy_concr_exist
236
237 x_exist = ksiy_exist*d_exist/100 # m
238 print('Βάθος Θλιβόμενης Ζώνης (cm) = {100*x_exist:.2f}')
239 # print('Βάθος Θλιβόμενης Ζώνης (m) = ' + str(x_exist))
240
241 My_exist = (Bcol_exist/100)*(d_exist/100)**3*phiy_exist*(Ecm_exist*0.5*ksiy_exist**2*(
0.5*(1+d_tonos_exist) - ksiy_exist/3) + 0.5*Es_exist*(1-d_tonos_exist)*((1-ksiy_exist
)*PosostoOpl_efelk_exist + (ksiy_exist-d_tonos_exist)*PosostoOpl_thliv_exist + (1-
d_tonos_exist)*PosostoOpl_endiam_exist/6))
242 print('Ροπή Διαρροής (kNm) = {My_exist:.2f}')
243 # print('Ροπή Διαρροής (kNm) = ' + str(My_exist))
244
245 As_efelk_exist_giaVrc = float(input('Συνολική Επιφάνεια Άνω Εφελκυσόμενης/-ων
Στρώσης/-ων Διαμήκους Οπλισμού Υφιστάμενης Δοκού με βάση το Βάθος Θλιβόμενης Ζώνης
(cm2): '))
246 PosostoOpl_efelk_exist_giaVrc = As_efelk_exist_giaVrc/(Bcol_exist*d_exist)
247 Vrc_exist = ( (1+(20/d_exist)**0.5)*(fcd_exist)**(1/3)*max( 180*(100*
PosostoOpl_efelk_exist_giaVrc)**(1/3) , 35*fcd_exist**(1/6)*(1 + (20/d_exist)**0.5 )**
0.5 ) + 0.15*min( 10000*NEd_exist/(Bcol_exist*Hcol_exist) , 0.2*fcd_exist*1000 ) ) *
Bcol_exist*d_exist/10000
248 VMy_exist = My_exist/Ls_col

249
250 if Vrc_exist < VMy_exist:
251     av_exist = 1
252 elif Vrc_exist >= VMy_exist:
253     av_exist = 0
254
255 thitay_exist = phiy_exist*(Ls_col+av_exist*z_exist/100)/3 + 0.0014*(1+1.5*0.01*
Hcol_exist/Ls_col) + phiy_exist*(dmaxlong_exist/1000)*fyd_long_exist/(8*fcd_exist**0.5
)
256 print('Γωνία Στροφής Χορδής θy στη διαρροή (mrad) = {1000*thitay_exist:.2f}')
257 # print('Γωνία Στροφής Χορδής θy (mrad) = ' + str(1000*thitay_exist))
258

```

```

259 Keff_exist = My_exist*Ls_col/(3*thitay_exist)
260 Knom_exist = Ecm_exist*(Bcol_exist/100)*(Hcol_exist/100)**3/12
261 # print(f'Ενεργός Δυσκομψία EIEff (kNm2) = {Keff_exist:.2f} που ισοδυναμεί σε ποσοστό
# print(f'Ενεργός Δυσκομψία EIEff (kNm2) = ' + str(Keff_exist) + ' που ισοδυναμεί σε
262 # print(f'Ενεργός Δυσκομψία EIEff (kNm2) = ' + str(Keff_exist) + ' που ισοδυναμεί σε
ποσοστό ' + str(100*Keff_exist/Knom_exist) + '% της ονομαστικής τιμής EInom')
263
264 omega_efelk_exist_giathitaum = (As_efelk_exist)/(Bcol_exist*d_exist)*fyd_long_exist/
fcd_exist
265 omega_thliv_exist_giathitaum = (As_thliv_exist)/(Bcol_exist*d_exist)*fyd_long_exist/
fcd_exist
266 omega_endiam_exist_giathitaum = (As_endiam_exist)/(Bcol_exist*d_exist)*fyd_long_exist/
fcd_exist
267 omega_oliko_exist_giathitaum = ((As_thliv_exist+As_efelk_exist+As_endiam_exist)/(
Bcol_exist*d_exist))*fyd_long_exist/fcd_exist
268 # omega_thliv_exist_giathitaum = omega_oliko_exist_giathitaum -
(As_efelk_exist_giaVrc/(Bcol_exist*Hcol_exist))*fyd_long_exist/fcd_exist
269 nEd_exist = NEd_exist/(Bcol_exist*Hcol_exist*fcd_exist/10)
270 PosostoDisdiag_exist = float(input('Ποσοστό ρd Δισδιαγώνιου Οπλισμού Υφιστάμενης
Δοκού (%): '))
271 apodoshPerisf_exist = float(input('Απόδοση α Περίσφιγξης Υφιστάμενης Δοκού : '))
272 Ash_sundethrwn_exist = float(input('Συνολική Επιφάνεια Συνδετήρων Υφιστάμενης Δοκού
παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης - παράλληλα στη διάσταση του Ύψους H της
Διατομής (cm2): '))
273 s_sundethrwn_exist = float(input('Απόσταση s Συνδετήρων Υφιστάμενης Δοκού (cm): '))
274 Pososto_sundethrwn_exist = Ash_sundethrwn_exist/(Bcol_exist*s_sundethrwn_exist)
275 as_exist = 100*Ls_col/Hcol_exist
276 thitau_exist_1985 = 0.016*(0.3**nEd_exist)*((fcd_exist*(max(0.01 ,
omega_thliv_exist_giathitaum))/(max(0.01 , omega_oliko_exist_giathitaum-
omega_thliv_exist_giathitaum)))*0.225)*(as_exist**0.35)*(25** (apodoshPerisf_exist*
Pososto_sundethrwn_exist*fyd_transv_exist/fcd_exist))* (1.25** (100*PosostoDisdiag_exist
))
277 print(f'Γωνία Στροφής Χορδής θu στην αστοχία (mrad) = {1000*thitau_exist_1985:.2f}
για υποστυλώμα κατασκευασμένο μετά το 1985')
278
279 if constr_year_exist > 1985 and eidos_diamOpl_exist == 1:
280     thitau_exist = thitau_exist_1985
281 elif constr_year_exist > 1985 and eidos_diamOpl_exist == 0:
282     thitau_exist = thitau_exist_1985
283 elif constr_year_exist < 1985 and eidos_diamOpl_exist == 1:
284     thitau_exist = thitau_exist_1985/1.20
285 elif constr_year_exist < 1985 and eidos_diamOpl_exist == 0:
286     thitau_exist = thitau_exist_1985
287
288 print(f'Γωνία Στροφής Χορδής θu στην αστοχία (mrad) = {1000*thitau_exist:.2f}')
289
290 print(f'Ο όρος ερωθλιβ/(ω+ων) είναι ίσος με = {fcd_exist*omega_thliv_exist_giathitaum
/(omega_efelk_exist_giathitaum + omega_endiam_exist_giathitaum):.3f}')
291 print(f'Λόγος Διάτμησης as=M/V*h (-) = {as_exist:.2f}')
292 thitau_exist_anafora_pinakes = float(input('Για τον παραπάνω όρο ερωθλιβ/(ω+ων) και
λόγο διάτμησης as=M/V*h, δώσε μου θu αναφοράς από τον πίνακα του Παραρτήματος Β (%): '
))
293 print(f'Ανηγμένο Αξονικό Φορτίο ν (-) = {nEd_exist:.3f}')
294 lamda_axoniko_pinakes = float(input('Για το παραπάνω ανηγμένο αξονικό ν, δώσε μου λν
από τον πίνακα του Παραρτήματος Β: '))
295 print(f'Απόδοση Περίσφιγξης α (-) = {apodoshPerisf_exist:.2f}')
296 lamda_perisf_pinakes = float(input('Για την παραπάνω απόδοση περίσφιγξης, δώσε μου
λαωω από τον πίνακα του Παραρτήματος Β: '))
297 print(f'Ποσοστό Δισδιαγώνιου Οπλισμού ρd (%) = {PosostoDisdiag_exist:.2f}')
298 lamda_disdiag_pinakes = float(input('Για το παραπάνω ποσοστό δισδιαγώνιου οπλισμού,
δώσε μου λρd από τον πίνακα του Παραρτήματος Β: '))
299 if eidos_diamOpl_exist == 1:
300     lamda_eidos_diamOpl_exist = 0.833
301 elif eidos_diamOpl_exist == 0:
302     lamda_eidos_diamOpl_exist = 0.833
303 thitau_exist_pinakes = 10*thitau_exist_anafora_pinakes*lamda_axoniko_pinakes*
lamda_perisf_pinakes*lamda_disdiag_pinakes*lamda_eidos_diamOpl_exist
304
305 thitau_exist_teliko = min(thitau_exist, thitau_exist_pinakes/1000)
306
307 points = [(0, 0), (1000*thitay_exist, My_exist), (1000*thitau_exist_teliko, My_exist),
(1000*thitau_exist_teliko, 0.25 * My_exist), (1000*thitau_exist_teliko+10, 0.25 *
My_exist)]
308
309 offsets_x = [0, 0, 0, 0, 0]
310 offsets_y = [-4, 2, 2, -4, 2]
311
312 x_coords = [point[0] for point in points]
313 y_coords = [point[1] for point in points]
314

```



```

315 plt.plot(x_coords, y_coords, marker='o', color='black')
316
317 for i, (x, y) in enumerate(zip(x_coords, y_coords)):
318     offset_x = offsets_x[i]
319     offset_y = offsets_y[i]
320     plt.text(x+offset_x, y+offset_y, f'({x:.2f}, {y:.2f})', verticalalignment='bottom'
321             , horizontalalignment='center')
322
322 plt.plot([x_coords[0], x_coords[1]], [y_coords[0], y_coords[1]], 'k-')
323 plt.plot([x_coords[1], x_coords[2]], [y_coords[1], y_coords[2]], 'k-')
324 plt.plot([x_coords[2], x_coords[3]], [y_coords[2], y_coords[3]], 'k-')
325 plt.plot([x_coords[3], x_coords[4]], [y_coords[3], y_coords[4]], 'k-')
326
327 thitaA_exist = 1000*thitay_exist
328 thitaB_exist = 0.5*1000*(thitay_exist+thitau_exist_teliko)/1.50
329 thitaC_exist = 1000*thitau_exist_teliko/1.50
330 mC_exist = thitaC_exist/(1000*thitay_exist)
331 print(f'Τοπικός Δείκτης Πλαστιμότητας m για στάθμη επιτελεστικότητα Γ1 = {mC_exist
332       :.2f}')
333
333 plt.scatter(thitaA_exist, My_exist, color='green', edgecolors='none', zorder=2)
334 plt.scatter(thitaB_exist, My_exist, color='blue', edgecolors='none', zorder=2)
335 plt.scatter(thitaC_exist, My_exist, color='red', edgecolors='none', zorder=2)
336 plt.text(thitaA_exist-4, My_exist-2, f'θA={thitaA_exist:.2f}', color='green', ha=
337         'center', va='top')
337 plt.text(thitaB_exist, My_exist-2, f'θB={thitaB_exist:.2f}', color='blue', ha='center',
338         , va='top')
338 plt.text(thitaC_exist, My_exist-2, f'θΓ={thitaC_exist:.2f}', color='red', ha='center',
339         va='top')
339
340 plt.xlabel('Γωνία Στροφής Κορδής θ (mrad)')
341 plt.ylabel('Ροπή Κάμψης M (kNm)')
342 plt.title('Καμπύλη Ροχής - Γωνίας Στροφής Κορδής (M-θ)', y=1.10)
343 plt.tick_params(axis='both', which='both', bottom=False, top=False, left=False, right=
344                 False)
344 plt.xticks([])
345 plt.yticks([])
346 plt.box(False)
347 plt.show()
348
349 variables_dict = {k: v for k, v in globals().items() if not k.startswith('__') and not
350                  callable(v)}
351
351 with open('Mtheta_Beams_Negative_B3XII_variables.out', 'w') as f:
352     for key, value in variables_dict.items():
353         value_str = json.dumps(value, ensure_ascii=False) if isinstance(value, (dict,
354                                     list)) else str(value)
354         f.write(f'{key}: {value_str}\n')
355

```

Κώδικας OpenSeesPy για την παραγωγή του διαγράμματος Μ-κ της υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για Αρνητικές Ρομές

```

1  import openseespy.opensees as ops
2  import opsv as opsv
3  import matplotlib.pyplot as plt
4
5  plt.rcParams['figure.dpi'] = 900
6
7  def MomentCurvature(secTag, axialLoad, maxK, numIncr):
8      # node(nodeTag, *crds, '-ndf', ndf, '-mass', *mass, '-disp', *disp, '-vel', *vel,
9      # '-accel', *accel)
10     ops.node(1, 0.0, 0.0)
11     ops.node(2, 0.0, 0.0)
12
13     # fix(nodeTag, *constrValues)
14     ops.fix(1, 1, 1, 1)
15     ops.fix(2, 0, 1, 0)
16
17     # element('zeroLengthSection', eleTag, *eleNodes, secTag, <'-orient', *vecx,
18     # *vecyp>, <'-doRayleigh', rFlag>)
19     ops.element('zeroLengthSection', 1, 1, 2, secTag)
20
21     # recorder
22     ops.recorder('Node', '-file', 'MCurv_D6Left_B3XII_Negative_' + str(axialLoad) +
23     '.out', '-time', '-node', 2, '-dof', 3, 'disp')
24
25     # define constant axial load
26     ops.timeSeries('Constant', 1)
27     ops.pattern('Plain', 1, 1)
28     ops.load(2, axialLoad, 0.0, 0.0)
29
30     # define analysis parameters
31     ops.integrator('LoadControl', 0.1)
32     ops.system('BandGeneral')
33     ops.test('NormDispIncr', 1e-3, 200)
34     ops.numberer('RCM')
35     ops.constraints('Plain')
36     ops.algorithm('Newton')
37     ops.analysis('Static')
38
39     # Do one analysis for constant axial load
40     ops.analyze(10)
41
42     # Define reference moment
43     ops.timeSeries('Linear', 2)
44     ops.pattern('Plain', 2, 2)
45     ops.load(2, 0.0, 0.0, 1.0)
46
47     # Compute curvature increment
48     dK = maxK / numIncr
49
50     # Use displacement control at node 2 for section analysis
51     ops.integrator('DisplacementControl', 2, 3, dK)
52
53     # Do the section analysis
54     ops.analyze(numIncr)
55
56     m = 1
57     mm = 0.001*m
58     kPa = 1
59     MPa = 1000*kPa
60
61     ops.wipe()
62     ops.model('basic', '-ndm', 2, '-ndf', 3) # 2D
63
64     ##### Inputs #####
65     Beff = 200.0*mm
66     Bweb = 200.0*mm # column width
67     Hbeam = 500.0*mm # column height
68     Hslab = 120.0*mm
69     yc1 = (Bweb*Hbeam*Hbeam/2 + (Beff-Bweb)*Hslab*(Hbeam-Hslab/2))/(Bweb*Hbeam + (Beff-
70     Bweb)*Hslab)
71     yc2 = Hbeam - yc1

```

```

69 print(yc1)
70 print(yc2)
71 cnom = 20.0*mm # nominal concrete cover
72 fi_w = 8.0*mm # diameter of transverse reinforcement
73 nbarsUcorners = 2
74 fi_Ucorners = 10.0*mm # diameter of longitudinal bar in upper corners
75 nbarsUside = 1 # number of bars in upper side
76 fi_Usides = 14 # diameter of longitudinal bar in upper side
77 nbarsLowcorners = 2
78 fi_Lowcorners = 14.0*mm # diameter of longitudinal bar in lower corners
79 nbarsLowside = 0 # number of bars in lower side
80 fi_Lowsides = 10.0*mm # diameter of longitudinal bar in lower side
81 nbarsRside = 0 # number of bars in right side
82 # fi_Rsides = 12 # diameter of longitudinal bar in right side
83 nbarsLeftside = 0 # number of bars in left side
84 # fi_Leftsides = 18 # diameter of longitudinal bar in left side
85
86 # Materials
87 # Concrete
88 acc = 1.00
89 gammac = 1.10
90
91 # Concrete
92 fck_core = 16.0*MPa
93 ec0_core = -0.0020
94 ecu_core = -0.0035
95
96 # Steel for reinforcement
97 fyk = 280.0*MPa
98 gammas = 1.10
99 Es = 200000.0*MPa
100
101 # Fibers for concrete (Bweb x Hbeam)
102 nFibCoreY_BwebHbeam = 25 # orizonties strwseis, number of subdivisions (fibers) in
local y direction
103 nFibCoreZ_BwebHbeam = 1 # katakoryfes strwseis, number of subdivisions (fibers) in
local z direction
104 # Fibers for concrete ((Beff-Bweb)/2 x Hslab)
105 nFibCoreY_slab = 6 # orizonties strwseis, number of subdivisions (fibers) in local
y direction
106 nFibCoreZ_slab = 1 # katakoryfes strwseis, number of subdivisions (fibers) in
local z direction
107
108 # Axoniko fortio
109 Nd = 0
110 MRd_RAF = 43.42
111 #####
112
113 # Parameters
114 half_Bweb = Bweb/2
115 half_Hbeam = Hbeam/2
116
117 # Longitudinal Reinforcement
118 pi = 3.14
119 dl_Ucorners = cnom + fi_w + fi_Ucorners/2
120 As_Ucorners = pi*fi_Ucorners**2/4
121 # dl_Usides = cnom + fi_w + fi_Usides/2
122 # As_Usides = pi*fi_Usides**2/4
123
124 dl_Lowcorners = cnom + fi_w + fi_Lowcorners/2
125 As_Lowcorners = pi*fi_Lowcorners**2/4
126 dl_Lowsides = cnom + fi_w + fi_Lowsides/2
127 As_Lowsides = pi*fi_Lowsides**2/4
128
129 # dl_Rsides = cnom + fi_w + fi_Rsides/2
130 # As_Rsides = pi*fi_Rsides**2/4
131
132 # dl_Leftsides = cnom + fi_w + fi_Leftsides/2
133 # As_Leftsides = pi*fi_Leftsides**2/4
134
135 # Materials
136 # matTag = 1
137
138 matTag_Concrete = 1
139 # ops.uniaxialMaterial('Concrete01', matTag, fpc, epsc0, fpcu, epsU)
140 fpc_core = -acc*fck_core/gammac
141 epsc0_core = ec0_core
142 fpcu_core = fpc_core
143 epsU_core = ecu_core
144 ops.uniaxialMaterial('Concrete01', matTag_Concrete, fpc_core, epsc0_core, fpcu_core,
epsU_core)

```



```

145 # matTag = 2, steel for reinforcement
146 matTag_ReinfSteel = 2
147 # uniaxialMaterial('Steel01', matTag, Fy, E0, b, a1, a2, a3, a4)
148 Fy = Fyk/gammas
149 E0 = Es
150 ops.uniaxialMaterial('Steel01', matTag_ReinfSteel, Fy, E0, 0)
151
152 fib_sec_1 = [# section('Fiber', secTag, '-GJ', GJ)
153             ['section', 'Fiber', 3, '-GJ', 1.0e6],
154             # patch('rect', matTag, numSubdivY, numSubdivZ, *crdsI, *crdsJ)
155             nFibCoreZ_BwebHbeam, matTag_Concrete, nFibCoreY_BwebHbeam,
156             nFibCoreZ_BwebHbeam, yc2, half_Bweb, -yc1, -half_Bweb],
157             # layer('straight', matTag, numFiber, areaFiber, *start, *end)
158             ['layer', 'straight', matTag_ReinfSteel, 3, pi*(10.0*mm)**2/4, 0.033-yc2,
159             0.06, 0.033-yc2, -0.06],
160             ['layer', 'straight', matTag_ReinfSteel, 2, pi*(10.0*mm)**2/4, 0.067-yc2,
161             0.026, 0.067-yc2, -0.026],
162             ['layer', 'straight', matTag_ReinfSteel, 2, pi*(10.0*mm)**2/4, yc1-0.033,
163             0.06, yc1-0.033, -0.06]]
164
165 secTag_K1 = 1
166 # section('Fiber', secTag, '-GJ', GJ)
167 ops.section('Fiber', secTag_K1, '-GJ', 1.0e6)
168 # patch('rect', matTag, numSubdivY, numSubdivZ, *crdsI, *crdsJ)
169 ops.patch('rect', matTag_Concrete, nFibCoreY_BwebHbeam, nFibCoreZ_BwebHbeam, yc2,
170 half_Bweb, -yc1, -half_Bweb)
171 # layer('straight', matTag, numFiber, areaFiber, *start, *end)
172 ops.layer('straight', matTag_ReinfSteel, 3, pi*(10.0*mm)**2/4, 0.033-yc2, 0.06, 0.033-
173 yc2, -0.06)
174 ops.layer('straight', matTag_ReinfSteel, 2, pi*(10.0*mm)**2/4, 0.067-yc2, 0.026, 0.067
175 -yc2, -0.026)
176 ops.layer('straight', matTag_ReinfSteel, 2, pi*(10.0*mm)**2/4, yc1-0.033, 0.06, yc1-
177 0.033, -0.06)
178
179 matcolor = ['gold', 'k']
180 opsv.plot_fiber_section(fib_sec_1, matcolor=matcolor)
181 plt.axis('equal')
182 plt.axhline(y=0, color = 'k', linestyle = '--')
183 plt.axvline(x=0, color = 'k', linestyle = '--')
184 plt.yticks([0, yc2, -yc1, yc2-Hslab])
185 plt.xticks([0, Bweb/2, Beff/2, -Bweb/2, -Beff/2])
186
187 plt.show()
188
189
190 axialLoad = -Nd
191 maxK = 0.04718
192 numIncr = 500
193 MomentCurvature(secTag_K1, axialLoad, maxK, numIncr)
194
195 with open('MCurv_D6Left_B3XII_Negative_' + str(axialLoad) + '.out', 'r') as f:
196     data = f.readlines()
197
198 beam1 = []
199 beam2 = []
200
201 for line in data:
202     beams = line.strip().split()
203     beam1.append(float(beams[0]))
204     beam2.append(float(beams[1]))
205
206 plt.grid(True)
207
208 print('MRd = ' + str(beam1[-1]) + ' kNm')
209 print('MRd_RAF = ' + str(MRd_RAF) + ' kNm')
210
211 plt.plot(beam2, beam1, linestyle='-', color='blue')
212 plt.xlabel('Curvature (1/m)')
213 plt.ylabel('Moment (kNm)')
214 plt.title('Moment - Curvature')
215
216 plt.plot([0, maxK], [MRd_RAF, MRd_RAF], linestyle='--', color='red')
217 plt.yticks([0, 10, 20, 30, 50, beam1[-1]])
218
219 plt.show()
220
221

```


ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ3: ΚΩΔΙΚΕΣ ΓΙΑ ΤΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ Μ-Θ ΚΑΙ Μ-κ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Υ19 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Σ3

Κώδικας Python για την παραγωγή της καμπύλης Μ-θ της υφιστάμενης δοκού Δ6 της Στάθμης Σ3 για Αρνητικές Ρομές

```

1  import matplotlib.pyplot as plt
2  import json
3  plt.rcParams['figure.dpi'] = 900
4
5  # Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής Υφιστάμενου Υποστυλώματος
6  print('-----')
7  print('Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής Υφιστάμενου Υποστυλώματος')
8  print('-----')
9  Bcol_exist = float(input('Πλάτος Διατομής Β Υφιστάμενου Υποστυλώματος (cm): '))
10 Hcol_exist = float(input('Ύψος Διατομής Η Υφιστάμενου Υποστυλώματος (cm): '))
11 snom_exist = float(input('Όνομαστική Επικάλυψη snom Υφιστάμενου Υποστυλώματος (mm): '
12 ))
13
14 # Χαρακτηριστικά Υφιστάμενου Υποστυλώματος ως Μέλος
15 print('-----')
16 print('Χαρακτηριστικά Υφιστάμενου Υποστυλώματος ως Μέλος')
17 print('-----')
18 Hclearcol_exist = float(input('Καθαρό Ύψος Hclear Υφιστάμενου Υποστυλώματος (m): '))
19
20 while True:
21     leitourgia_col = input('Για Αμφίπακτο δώσε 1, Για Μονόπακτο δώσε 0: ')
22     if leitourgia_col == "0" or leitourgia_col == "1":
23         leitourgia_col = int(leitourgia_col)
24         break
25     else:
26         print('Πρέπει να δώσεις 0 ή 1')
27
28 if leitourgia_col == 1:
29     Ls_col = Hclearcol_exist / 2
30 elif leitourgia_col == 0:
31     Ls_col = Hclearcol_exist
32
33 print('Διατμητικό Μήκος (m) = ' + str(Ls_col))
34
35 print('-----')
36 # Αξονική Δύναμη
37 NEd_exist = float(input('Αξονική Δύναμη Υφιστάμενου Υποστυλώματος (kN): '))
38
39 # Χαρακτηριστικά του Έργου
40 constr_year_exist = int(input('Περίοδος Μελέτης του Έργου (Χρονολογία): '))
41
42 ##### Υφιστάμενα Υλικά #####
43
44 print('-----')
45 print('Υλικά Υφιστάμενου Υποστυλώματος')
46 print('-----')
47 # Σκυρόδεμα Υφιστάμενου Υποστυλώματος
48 fcm_exist = float(input('Μέση Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος fcm Υφιστάμενου
49 Υποστυλώματος (MPa): '))
50 s_concr_exist = float(input('Τυπική Απόκλιση Σκυροδέματος s Υφιστάμενου Υποστυλώματος
51 (MPa): '))
52
53 # Χάλυβας Διαμήκων Οπλισμών
54 fym_long_exist = float(input('Μέση Αντοχή Χάλυβα Διαμήκους Οπλισμού fym Υφιστάμενου
55 Υποστυλώματος (MPa): '))
56 sy_long_exist = float(input('Τυπική Απόκλιση Χάλυβα Διαμήκους Οπλισμού s Υφιστάμενου
57 Υποστυλώματος (MPa): '))
58
59

```

```

54 # Χάλυβας Εγκάρσιων Οπλισμών (Συνδετήρων)
55 fym_transv_exist = float(input('Μέση Αντοχή Χάλυβα Εγκάρσιου Οπλισμού fym Υφιστάμενου
Υποστρώματος (MPa): '))
56 sy_transv_exist = float(input('Τυπική Απόκλιση Χάλυβα Εγκάρσιου Οπλισμού s
Υφιστάμενου Υποστρώματος (MPa): '))
57
58 ##### ΣΑΔ Υλικών και Λεπτομερειών #####
59
60 print('-----')
61 print('Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων')
62 print('-----')
63 # Για το Σκυρόδεμα Υφιστάμενου Υποστρώματος
64 while True:
65     sadYlikwn_concr = input('Όσον αφορά το Σκυρόδεμα, για ΣΑΔ(Υλικών) Υψηλή δώσε 1,
για Ικανοποιητική δώσε 2, για Ανεκτή δώσε 3: ')
66     if sadYlikwn_concr == "1" or sadYlikwn_concr == "2" or sadYlikwn_concr == "3":
67         sadYlikwn_concr = int(sadYlikwn_concr)
68         break
69     else:
70         print('Πρέπει να δώσεις ή 1 ή 2 ή 3')
71
72 # Για τον Χάλυβα Οπλισμού
73 while True:
74     sadYlikwn_steel = input('Όσον αφορά τον Χάλυβα Οπλισμού, για ΣΑΔ(Υλικών) Υψηλή
δώσε 1, για Ικανοποιητική δώσε 2, για Ανεκτή δώσε 3: ')
75     if sadYlikwn_steel == "1" or sadYlikwn_steel == "2" or sadYlikwn_steel == "3":
76         sadYlikwn_steel = int(sadYlikwn_steel)
77         break
78     else:
79         print('Πρέπει να δώσεις ή 1 ή 2 ή 3')
80
81 while True:
82     sadLeptomereiw_n_steel = input('Όσον αφορά τον Χάλυβα Οπλισμού, για
ΣΑΔ(Λεπτομερειών) Υψηλή δώσε 1, για Ικανοποιητική δώσε 2, για Ανεκτή δώσε 3: ')
83     if sadLeptomereiw_n_steel == "1" or sadLeptomereiw_n_steel == "2" or
sadLeptomereiw_n_steel == "3":
84         sadLeptomereiw_n_steel = int(sadLeptomereiw_n_steel)
85         break
86     else:
87         print('Πρέπει να δώσεις ή 1 ή 2 ή 3')
88
89 ##### Έλεγχος Ασφαλείας #####
90
91 print('-----')
92 print('Έλεγχος Ασφαλείας Υφιστάμενου Υποστρώματος')
93 print('-----')
94 while True:
95     safety_check = input('Για Έλεγχο Ασφαλείας σε όρους Εντατικών Μεγεθών
("Δυνάμεων") δώσε 1, Για Έλεγχο Ασφαλείας σε όρους Παραμορφωσιακών Μεγεθών
("Μετακινήσεων, Στροφών κλπ") δώσε 0: ')
96     if safety_check == "0" or safety_check == "1":
97         safety_check = int(safety_check)
98         break
99     else:
100         print('Πρέπει να δώσεις ή 0 ή 1')
101
102 if safety_check == 1:
103     print('Ιδιότητες Υφιστάμενων Υλικών με τις Μέσες Τιμές τους μειωμένες κατά μία
Τυπική Απόκλιση (fm-s), οι δε ιδιότητες των Προστιθέμενων Υλικών με τις
Χαρακτηριστικές τους Τιμές fk')
104 elif safety_check == 0:
105     print('Ιδιότητες Υλικών γενικώς με τις Μέσες Τιμές τους')
106
107 ##### Συντελεστές Ασφαλείας #####
108
109 # Για το Σκυρόδεμα Υφιστάμενου Υποστρώματος
110 if safety_check == 1 and sadYlikwn_concr == 1:
111     gamma_concr_exist = 1.15
112 elif safety_check == 1 and sadYlikwn_concr == 2:
113     gamma_concr_exist = 1.30
114 elif safety_check == 1 and sadYlikwn_concr == 3:
115     gamma_concr_exist = 1.45
116
117 if safety_check == 0 and sadYlikwn_concr == 1:
118     gamma_concr_exist = 1.00
119 elif safety_check == 0 and sadYlikwn_concr == 2:
120     gamma_concr_exist = 1.10
121 elif safety_check == 0 and sadYlikwn_concr == 3:
122     gamma_concr_exist = 1.20
123

```

```

124 # Για τον Χάλυβα Οπλισμού
125 if safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 1 and sadYlikwn_steel == 1:
126     gamma_steel_exist = 1.05
127 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 1 and sadYlikwn_steel == 2:
128     gamma_steel_exist = 1.10
129 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 1 and sadYlikwn_steel == 3:

130     gamma_steel_exist = 1.15
131 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 2 and sadYlikwn_steel == 1:
132     gamma_steel_exist = 1.10
133 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 2 and sadYlikwn_steel == 2:
134     gamma_steel_exist = 1.15
135 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 2 and sadYlikwn_steel == 3:
136     gamma_steel_exist = 1.20
137 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 3 and sadYlikwn_steel == 1:
138     gamma_steel_exist = 1.15
139 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 3 and sadYlikwn_steel == 2:
140     gamma_steel_exist = 1.20
141 elif safety_check == 1 and sadLeptomereiwn_steel == 3 and sadYlikwn_steel == 3:
142     gamma_steel_exist = 1.25
143
144 if safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel == 1 and sadYlikwn_steel == 1:
145     gamma_steel_exist = 1.00
146 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel == 2 and sadYlikwn_steel == 2:
147     gamma_steel_exist = 1.10
148 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel == 3 and sadYlikwn_steel == 3:
149     gamma_steel_exist = 1.20
150 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel != 1 and sadYlikwn_steel != 1:
151     gamma_steel_exist = float(input('Δώσε μου συντελεστή ασφαλείας για τη Μέση Τιμή
του Χάλυβα Οπλισμού: '))
152 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel != 2 and sadYlikwn_steel != 2:
153     gamma_steel_exist = float(input('Δώσε μου συντελεστή ασφαλείας για τη Μέση Τιμή
του Χάλυβα Οπλισμού: '))
154 elif safety_check == 0 and sadLeptomereiwn_steel != 3 and sadYlikwn_steel != 3:
155     gamma_steel_exist = float(input('Δώσε μου συντελεστή ασφαλείας για τη Μέση Τιμή
του Χάλυβα Οπλισμού: '))

156
157 ##### Τιμές Αντοχών Σχεδιασμού #####
158
159 # Για το Σκυρόδεμα Υφιστάμενου Υποστρώματος
160 if safety_check == 1:
161     fcd_exist = (fcm_exist - s_concr_exist)/gamma_concr_exist
162 elif safety_check == 0:
163     fcd_exist = fcm_exist/gamma_concr_exist
164
165 # Για το Χάλυβα Διαμήκων Οπλισμών
166 if safety_check == 1:
167     fyd_long_exist = (fym_long_exist - sy_long_exist)/gamma_steel_exist
168 elif safety_check == 0:
169     fyd_long_exist = fym_long_exist/gamma_steel_exist
170
171
172 # Για το Χάλυβα Εγκάρσιων Οπλισμών (Συνδετήρων)
173 if safety_check == 1:
174     fyd_transv_exist = (fym_transv_exist - sy_transv_exist)/gamma_steel_exist
175 elif safety_check == 0:
176     fyd_transv_exist = fym_transv_exist/gamma_steel_exist
177
178 ##### Μέτρο Ελαστικότητας Υλικών #####
179
180 # Για το Σκυρόδεμα Υφιστάμενου Υποστρώματος
181 Ecm_exist = (10**6)*22*(fcm_exist/10)**0.3
182
183 # Για τον Χάλυβα Οπλισμού
184 Es_exist = 200*10**6
185
186 a_logosE = Es_exist/Ecm_exist
187
188 ##### Οπλισμοί Διατομής Υφιστάμενου Υποστρώματος #####
189
190 print('-----')
191 print('Οπλισμοί Υφιστάμενου Υποστρώματος')
192 print('-----')
193 dw_perim_exist = float(input('Διάμετρος Φ Περιμετρικού Συνδετήρα Υφιστάμενου
Υποστρώματος (mm): '))
194 dmaxlong_exist = float(input('Μεγαλύτερη Διάμετρος Φ Ακραίας Διαμήκους Ράβδου
Υφιστάμενου Υποστρώματος (mm): '))
195 while True:
196     eidos_diamOpl_exist = input('Όσον αφορά τις διαμήκεις ράβδους οπλισμού, για
Χάλυβα με Νευρώσεις δώσε 1, Για Λείο Χάλυβα δώσε 0: ')

```

```

196     if eidos_diamOpl_exist == "0" or eidos_diamOpl_exist == "1":
197         eidos_diamOpl_exist = int(eidos_diamOpl_exist)
198         break
199     else:
200         print('Πρέπει να δώσεις 0 ή 1')
201
202     dl_exist = (cnom_exist + dw_perim_exist + dmaxlong_exist/2)/10 # cm
203     d_exist = Hcol_exist - dl_exist
204     d_tonos_exist = dl_exist/d_exist
205     z_exist = d_exist - dl_exist
206
207     As_thliv_exist = float(input('Συνολική Επιφάνεια Ακραίας Θλιβόμενης Στρώσης Διαμήκους
Οπλισμού Υφιστάμενου Υποστυλώματος (cm2): '))
208     PosostoOpl_thliv_exist = As_thliv_exist/(Bcol_exist*d_exist)
209     As_efelk_exist = float(input('Συνολική Επιφάνεια Ακραίας Εφελκυσόμενης Στρώσης
Διαμήκους Οπλισμού Υφιστάμενου Υποστυλώματος (cm2): '))
210     PosostoOpl_efelk_exist = As_efelk_exist/(Bcol_exist*d_exist)
211     As_endiam_exist = float(input('Συνολική Επιφάνεια Ενδιάμεσων Στρώσεων Διαμήκους
Οπλισμού Υφιστάμενου Υποστυλώματος (cm2): '))
212     PosostoOpl_endiam_exist = As_endiam_exist/(Bcol_exist*d_exist)
213
214     ##### Υπολογισμοί για Ροπή Διαρροής #####
215
216     # Διαρροή λόγω Χάλυβα
217     A_steel_exist = PosostoOpl_efelk_exist + PosostoOpl_thliv_exist +
PosostoOpl_endiam_exist + NEd_exist/(Bcol_exist*d_exist*(fyd_long_exist/10))
218     B_steel_exist = PosostoOpl_efelk_exist + PosostoOpl_thliv_exist*d_tonos_exist + 0.5*
PosostoOpl_endiam_exist*(1+d_tonos_exist) + NEd_exist/(Bcol_exist*d_exist*(
fyd_long_exist/10))
219     ksiy_steel_exist = (a_logosE**2*A_steel_exist**2 + 2*a_logosE*B_steel_exist)**0.5 -
a_logosE*A_steel_exist
220     phiy_steel_exist = fyd_long_exist/((Es_exist/1000)*(1-ksiy_steel_exist)*(d_exist/100))
221
222     # Διαρροή λόγω παραμορφώσεων Σκυροδέματος
223     A_concr_exist = PosostoOpl_efelk_exist + PosostoOpl_thliv_exist +
PosostoOpl_endiam_exist - NEd_exist/(1.8*a_logosE*Bcol_exist*d_exist*(fcd_exist/10))
224     B_concr_exist = PosostoOpl_efelk_exist + PosostoOpl_thliv_exist*d_tonos_exist + 0.5*
PosostoOpl_endiam_exist*(1+d_tonos_exist)
225     ksiy_concr_exist = (a_logosE**2*A_concr_exist**2 + 2*a_logosE*B_concr_exist)**0.5 -
a_logosE*A_concr_exist
226     phiy_concr_exist = 1.8*fcd_exist/((Ecm_exist/1000)*ksiy_concr_exist*(d_exist/100))
227
228     phiy_exist = min(phiy_steel_exist, phiy_concr_exist)
229     if phiy_exist == phiy_steel_exist:
230         ksiy_exist = ksiy_steel_exist
231     elif phiy_exist == phiy_concr_exist:
232         ksiy_exist = ksiy_concr_exist
233
234     x_exist = ksiy_exist*d_exist/100 # m
235     print(f'Βάθος Θλιβόμενης Ζώνης (cm) = {100*x_exist:.2f}')
236     # print('Βάθος Θλιβόμενης Ζώνης (m) = ' + str(x_exist))
237
238     My_exist = (Bcol_exist/100)*(d_exist/100)**3*phiy_exist*(Ecm_exist*0.5*ksiy_exist**2*(
0.5*(1+d_tonos_exist) - ksiy_exist/3) + 0.5*Es_exist*(1-d_tonos_exist)*((1-ksiy_exist
)*PosostoOpl_efelk_exist + (ksiy_exist-d_tonos_exist)*PosostoOpl_thliv_exist + (1-
d_tonos_exist)*PosostoOpl_endiam_exist/6))
239     print(f'Ροπή Διαρροής (kNm) = {My_exist:.2f}')
240     # print('Ροπή Διαρροής (kNm) = ' + str(My_exist))
241
242     As_efelk_exist_giaVrc = float(input('Συνολική Επιφάνεια Εφελκυσόμενου Διαμήκους
Οπλισμού Υφιστάμενου Υποστυλώματος με βάση το Βάθος Θλιβόμενης Ζώνης (cm2): '))
243     PosostoOpl_efelk_exist_giaVrc = As_efelk_exist_giaVrc/(Bcol_exist*d_exist)
244     Vrc_exist = ( (1+(20/d_exist)**0.5)*(fcd_exist)**(1/3)*max( 180*(100*
PosostoOpl_efelk_exist_giaVrc)**(1/3) , 35*fcd_exist**(1/6)*(1 + (20/d_exist)**0.5 )**
0.5 ) + 0.15*min( 10000*NEd_exist/(Bcol_exist*Hcol_exist) , 0.2*fcd_exist*1000 ) ) *
Bcol_exist*d_exist/10000
245     VMy_exist = My_exist/Ls_col
246
247     if Vrc_exist < VMy_exist:
248         av_exist = 1
249     elif Vrc_exist >= VMy_exist:
250         av_exist = 0
251
252     thitay_exist = phiy_exist*(Ls_col+av_exist*z_exist/100)/3 + 0.0014*(1+1.5*0.01*
Hcol_exist/Ls_col) + phiy_exist*(dmaxlong_exist/1000)*fyd_long_exist/(8*fcd_exist**0.5
)
253     print(f'Γωνία Στροφής Χορδής θy στη διαρροή (mrad) = {1000*thitay_exist:.2f}')
254     # print('Γωνία Στροφής Χορδής θy (mrad) = ' + str(1000*thitay_exist))
255

```



```

256 Keff_exist = My_exist*Ls_col/(3*thitay_exist)
257 Knom_exist = Ecm_exist*(Bcol_exist/100)*(Hcol_exist/100)**3/12
258 # print(f'Ενεργός Δυσκαμψία EIEff (kNm2) = {Keff_exist:.2f} που ισοδυναμεί σε ποσοστό
# print('Ενεργός Δυσκαμψία EIEff (kNm2) = ' + str(Keff_exist) + ' που ισοδυναμεί σε
ποσοστό ' + str(100*Keff_exist/Knom_exist) + '% της ονομαστικής τιμής EInom')
260
261 omega_efelk_exist_giathitaum = (As_efelk_exist)/(Bcol_exist*Hcol_exist)*fyd_long_exist
/fcd_exist
262 omega_thliv_exist_giathitaum = (As_thliv_exist)/(Bcol_exist*Hcol_exist)*fyd_long_exist
/fcd_exist
263 omega_endiam_exist_giathitaum = (As_endiam_exist)/(Bcol_exist*Hcol_exist)*
fyd_long_exist/fcd_exist
264 omega_oliko_exist_giathitaum = ((As_thliv_exist+As_efelk_exist+As_endiam_exist)/(
Bcol_exist*Hcol_exist))*fyd_long_exist/fcd_exist
265 # omega_thliv_exist_giathitaum = omega_oliko_exist_giathitaum -
(As_efelk_exist_giaVrc/(Bcol_exist*Hcol_exist))*fyd_long_exist/fcd_exist
266 nEd_exist = NEd_exist/(Bcol_exist*Hcol_exist*fcd_exist/10)
267 PosostoDisdiag_exist = float(input('Ποσοστό ρd Δισδιαγώνιου Οπλισμού Υφιστάμενου
Υποστυλώματος (%): '))
268 apodoshPerisf_exist = float(input('Απόδοση α Περίσφιγξης Υφιστάμενου Υποστυλώματος : '
))
269 Ash_sundethrwn_exist = float(input('Συνολική Επιφάνεια Συνδετήρων Υφιστάμενου
Υποστυλώματος παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης - παράλληλα στη διάσταση του Ψφους
H της Διατομής (cm2): '))
270 s_sundethrwn_exist = float(input('Απόσταση s Συνδετήρων Υφιστάμενου Υποστυλώματος
(cm): '))
271 Pososto_sundethrwn_exist = Ash_sundethrwn_exist/(Bcol_exist*s_sundethrwn_exist)
272 as_exist = 100*Ls_col/Hcol_exist
273 thitau_exist_1985 = 0.016*(0.3**nEd_exist)*((fcd_exist*(max(0.01 ,
omega_thliv_exist_giathitaum))/(max(0.01 , omega_oliko_exist_giathitaum-
omega_thliv_exist_giathitaum))**0.225)*(as_exist**0.35)*(25**(apodoshPerisf_exist*
Pososto_sundethrwn_exist*fyd_transv_exist/fcd_exist))*(1.25**(100*PosostoDisdiag_exist
))
274 print(f'Γωνία Στροφής Χορδής θu στην αστοχία (mrad) = {1000*thitau_exist_1985:.2f}
για υποστυλώμα κατασκευασμένο μετά το 1985')
275
276 if constr_year_exist > 1985 and eidos_diamOpl_exist == 1:
277     thitau_exist = thitau_exist_1985
278 elif constr_year_exist > 1985 and eidos_diamOpl_exist == 0:
279     thitau_exist = thitau_exist_1985
280 elif constr_year_exist < 1985 and eidos_diamOpl_exist == 1:
281     thitau_exist = thitau_exist_1985/1.20
282 elif constr_year_exist < 1985 and eidos_diamOpl_exist == 0:
283     thitau_exist = thitau_exist_1985
284
285 print(f'Γωνία Στροφής Χορδής θu στην αστοχία (mrad) = {1000*thitau_exist:.2f}')
286
287 print(f'Ο όρος fεωθλιβ/(ω+ων) είναι ίσος με = {fcd_exist*omega_thliv_exist_giathitaum
/(omega_efelk_exist_giathitaum + omega_endiam_exist_giathitaum):.3f}')
288 print(f'Λόγος Διάτμησης as=M/V*h (-) = {as_exist:.2f}')
289 thitau_exist_anafora_pinakes = float(input('Για τον παραπάνω όρο fεωθλιβ/(ω+ων) και
λόγο διάτμησης as=M/V*h, δώσε μου θu αναφοράς από τον πίνακα του Παραρτήματος Β (%): '
))
290 print(f'Ανηγμένο Αξονικό Φορτίο ν (-) = {nEd_exist:.3f}')
291 lamda_axoniko_pinakes = float(input('Για το παραπάνω ανηγμένο αξονικό ν, δώσε μου λν
από τον πίνακα του Παραρτήματος Β: '))
292 print(f'Απόδοση Περίσφιγξης α (-) = {apodoshPerisf_exist:.2f}')
293 lamda_perisf_pinakes = float(input('Για την παραπάνω απόδοση περίσφιγξης, δώσε μου
λαωv από τον πίνακα του Παραρτήματος Β: '))
294 print(f'Ποσοστό Δισδιαγώνιου Οπλισμού ρd (%) = {PosostoDisdiag_exist:.2f}')
295 lamda_disdiag_pinakes = float(input('Για το παραπάνω ποσοστό δισδιαγώνιου οπλισμού,
δώσε μου λρd από τον πίνακα του Παραρτήματος Β: '))
296 if eidos_diamOpl_exist == 1:
297     lamda_eidos_diamOpl_exist = 0.833
298
299 elif eidos_diamOpl_exist == 0:
300     lamda_eidos_diamOpl_exist = 0.833
301 thitau_exist_pinakes = 10*thitau_exist_anafora_pinakes*lamda_axoniko_pinakes*
lamda_perisf_pinakes*lamda_disdiag_pinakes*lamda_eidos_diamOpl_exist
302
303 thitau_exist_teliko = min(thitau_exist, thitau_exist_pinakes/1000)
304
305 points = [(0, 0), (1000*thitay_exist, My_exist), (1000*thitau_exist_teliko, My_exist),
(1000*thitau_exist_teliko, 0.25 * My_exist), (1000*thitau_exist_teliko+10, 0.25 *
My_exist)]
306
307 offsets_x = [0, 0, 0, 0, 0]
308 offsets_y = [-4, 2, 2, -4, 2]
309
310 x_coords = [point[0] for point in points]
311 y_coords = [point[1] for point in points]

```

```

311
312 plt.plot(x_coords, y_coords, marker='o', color='black')
313
314 for i, (x, y) in enumerate(zip(x_coords, y_coords)):
315     offset_x = offsets_x[i]
316     offset_y = offsets_y[i]
317     plt.text(x+offset_x, y+offset_y, f'({x:.2f}, {y:.2f})', verticalalignment='bottom'
318             , horizontalalignment='center')
319
320 plt.plot([x_coords[0], x_coords[1]], [y_coords[0], y_coords[1]], 'k-')
321 plt.plot([x_coords[1], x_coords[2]], [y_coords[1], y_coords[2]], 'k-')
322 plt.plot([x_coords[2], x_coords[3]], [y_coords[2], y_coords[3]], 'k-')
323 plt.plot([x_coords[3], x_coords[4]], [y_coords[3], y_coords[4]], 'k-')
324
325 thitaA_exist = 1000*thitay_exist
326 thitaB_exist = 0.5*1000*(thitay_exist+thitau_exist_teliko)/1.50
327 thitaC_exist = 1000*thitau_exist_teliko/1.50
328 mC_exist = thitaC_exist/(1000*thitay_exist)
329 print(f'Τοπικός Δείκτης Πλαστιμότητας m για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 = {mC_exist
330       :.2f}')
331
332 plt.scatter(thitaA_exist, My_exist, color='green', edgecolors='none', zorder=2)
333 plt.scatter(thitaB_exist, My_exist, color='blue', edgecolors='none', zorder=2)
334 plt.scatter(thitaC_exist, My_exist, color='red', edgecolors='none', zorder=2)
335 plt.text(thitaA_exist-4, My_exist-2, f'θA={thitaA_exist:.2f}', color='green', ha=
336         'center', va='top')
337 plt.text(thitaB_exist, My_exist-2, f'θB={thitaB_exist:.2f}', color='blue', ha='center',
338         va='top')
339 plt.text(thitaC_exist, My_exist-2, f'θΓ={thitaC_exist:.2f}', color='red', ha='center',
340         va='top')
341
342 plt.xlabel('Γωνία Στροφής Χορδής θ (mrad)')
343 plt.ylabel('Ροπή Κάμψης M (kNm)')
344 plt.title('Καμπύλη Ροχής - Γωνίας Στροφής Χορδής (M-θ)', y=1.10)
345 plt.tick_params(axis='both', which='both', bottom=False, top=False, left=False, right=
346                 False)
347 plt.xticks([])
348 plt.yticks([])
349 plt.box(False)
350 plt.show()
351
352 variables_dict = {k: v for k, v in globals().items() if not k.startswith('__') and not
353                  callable(v)}
354
355 with open('Mtheta_Columns_variables.out', 'w') as f:
356     for key, value in variables_dict.items():
357         value_str = json.dumps(value, ensure_ascii=False) if isinstance(value, (dict,
358                                     list)) else str(value)
359         f.write(f'{key}: {value_str}\n')

```


Κώδικας OpenSeesPy για την παραγωγή του διαγράμματος Μ-κ του Υποστυλώματος Υ19 της Στάθμης Σ3

```

1  import openseespy.opensees as ops
2  import opsvis as opsv
3  import matplotlib.pyplot as plt
4
5  plt.rcParams['figure.dpi'] = 900
6
7  def MomentCurvature(secTag, axialLoad, maxK, numIncr):
8      # node(nodeTag, *crds, '-ndf', ndf, '-mass', *mass, '-disp', *disp, '-vel', *vel,
9      # '-accel', *accel)
10     ops.node(1, 0.0, 0.0)
11     ops.node(2, 0.0, 0.0)
12
13     # fix(nodeTag, *constrValues)
14     ops.fix(1, 1, 1, 1)
15     ops.fix(2, 0, 1, 0)
16
17     # element('zeroLengthSection', eleTag, *eleNodes, secTag, <'-orient', *vecx,
18     # *vecyp>, <'-doRayleigh', rFlag>)
19     ops.element('zeroLengthSection', 1, 1, 2, secTag)
20
21     # recorder
22     ops.recorder('Node', '-file', 'MCurv_K19S3_C32' + str(axialLoad) + '.out', '-time',
23     '-node', 2, '-dof', 3, 'disp')
24
25     # define constant axial load
26     ops.timeSeries('Constant', 1)
27     ops.pattern('Plain', 1, 1)
28     ops.load(2, axialLoad, 0.0, 0.0)
29
30     # define analysis parameters
31     ops.integrator('LoadControl', 0.1)
32     ops.system('BandGeneral')
33     ops.test('NormDispIncr', 1e-3, 200)
34     ops.numberer('RCM')
35     ops.constraints('Plain')
36     ops.algorithm('Newton')
37     ops.analysis('Static')
38
39     # Do one analysis for constant axial load
40     ops.analyze(10)
41
42     # Define reference moment
43     ops.timeSeries('Linear', 2)
44     ops.pattern('Plain', 2, 2)
45     ops.load(2, 0.0, 0.0, 1.0)
46
47     # Compute curvature increment
48     dK = maxK / numIncr
49
50     # Use displacement control at node 2 for section analysis
51     ops.integrator('DisplacementControl', 2, 3, dK)
52
53     # Do the section analysis
54     ops.analyze(numIncr)
55
56     m = 1
57     mm = 0.001*m
58     kPa = 1
59     MPa = 1000*kPa
60
61     ops.wipe()
62     ops.model('basic', '-ndm', 2, '-ndf', 3) # 2D
63
64     ##### Inputs #####
65     Bcol = 250.0*mm # column width
66     Hcol = 250.0*mm # column height
67     cnom = 20.0*mm # nominal concrete cover
68     fi_w = 8.0*mm # diameter of transverse reinforcement
69     fi_corners = 16.0*mm # diameter of longitudinal bar in corners
70     fi_sides = 16.0*mm # diameter of longitudinal bar in sides

```

```

70 # Materials
71 # Concrete
72 acc = 1.00
73 gammac = 1.10
74
75 # Concrete for the core
76 fck_core = 16.0*MPa
77 ec0_core = -0.0020
78 ecu_core = -0.0035
79
80 # Concrete for the cover
81 fck_cover = 16.0*MPa
82 ec0_cover = -0.0020
83 ecu_cover = -0.0035
84
85 # Steel for reinforcement
86 fyk = 280.0*MPa
87 gammas = 1.10
88 Es = 200000.0*MPa
89
90 # Fibers for concrete in the core
91 nFibCoreY = 42 # orizonties strwseis, number of subdivisions (fibers) in local y
direction in the core
92 nFibCoreZ = 1 # katakoryfes strwseis, number of subdivisions (fibers) in local z
direction in the core
93
94 # Fibers for concrete in the Left and Right cover
95 nFibLRCoverY = 52
96 nFibLRCoverZ = 1
97
98 # Fibers for concrete in the Upper and Lower cover
99 nFibULCoverY = 5
100 nFibULCoverZ = 1
101
102 # Axoniko fortio
103 Nd = 172.47
104 MRd_RAF = 35.34
105 #####
106
107 # Parameters
108 cover = cnom + fi_w/2
109 half_Bcol = Bcol/2
110 half_Hcol = Hcol/2
111
112 # Longitudinal Reinforcement
113 pi = 3.14
114 dl_corners = cnom + fi_w + fi_corners/2
115 As_corners = pi*fi_corners**2/4
116 dl_sides = cnom + fi_w + fi_sides/2
117 As_sides = pi*fi_sides**2/4
118
119 # Materials
120 # matTag = 2, concrete for the core
121 # ops.uniaxialMaterial('Concrete01', matTag, fpc, epsc0, fpcu, epsU)
122 fpc_core = -acc*fck_core/gammac
123 epsc0_core = ec0_core
124 fpcu_core = fpc_core
125 epsU_core = ecu_core
126 ops.uniaxialMaterial('Concrete01', 2, fpc_core, epsc0_core, fpcu_core, epsU_core)
127
128 # matTag = 3, concrete for the cover
129 # ops.uniaxialMaterial('Concrete01', matTag, fpc, epsc0, fpcu, epsU)
130 fpc_cover = -acc*fck_cover/gammac
131 epsc0_cover = ec0_cover
132 fpcu_cover = fpc_cover
133 epsU_cover = ecu_cover
134 ops.uniaxialMaterial('Concrete01', 3, fpc_cover, epsc0_cover, fpcu_cover, epsU_cover)
135
136 # matTag = 4, steel for reinforcement
137 # uniaxialMaterial('Steel01', matTag, Fy, E0, b, a1, a2, a3, a4)
138 Fy = fyk/gammas
139 E0 = Es
140
141 ops.uniaxialMaterial('Steel01', 4, Fy, E0, 0)

```

```

142 fib_sec_1 = [# section('Fiber', secTag, '-GJ', GJ)
143             ['section', 'Fiber', 3, '-GJ', 1.0e6],
144             # patch('rect', matTag, numSubdivY, numSubdivZ, *crdsI, *crdsJ)
145             ['patch', 'rect', 2, nFibCoreY, nFibCoreZ, half_Hcol-cover, half_Bcol-
146             cover, cover-half_Hcol, cover-half_Bcol], # core
147             ['patch', 'rect', 3, nFibLRCoverY, nFibLRCoverZ, -half_Hcol, -half_Bcol,
148             half_Hcol, cover-half_Bcol], # Right cover
149             ['patch', 'rect', 3, nFibLRCoverY, nFibLRCoverZ, -half_Hcol, half_Bcol-
150             cover, half_Hcol, half_Bcol], # Left cover
151             ['patch', 'rect', 3, nFibULCoverY, nFibULCoverZ, -half_Hcol, cover-
152             half_Bcol, cover-half_Hcol, half_Bcol-cover], # Lower cover
153             ['patch', 'rect', 3, nFibULCoverY, nFibULCoverZ, half_Hcol-cover, cover-
154             half_Bcol, half_Hcol, half_Bcol-cover], # Upper cover
155             # layer('straight', matTag, numFiber, areaFiber, *start, *end)
156             ['layer', 'straight', 4, 1, As_corners, half_Hcol-dl_corners, half_Bcol-
157             dl_corners, half_Hcol-dl_corners, half_Bcol-dl_corners],
158             ['layer', 'straight', 4, 1, As_corners, half_Hcol-dl_corners, dl_corners-
159             half_Bcol, half_Hcol-dl_corners, dl_corners-half_Bcol],
160             ['layer', 'straight', 4, 1, As_corners, dl_corners-half_Hcol, half_Bcol-
161             dl_corners, dl_corners-half_Hcol, half_Bcol-dl_corners],
162             ['layer', 'straight', 4, 1, As_corners, dl_corners-half_Hcol, dl_corners-
163             half_Bcol, dl_corners-half_Hcol, dl_corners-half_Bcol]]

157 secTag_K1 = 1
158 # section('Fiber', secTag, '-GJ', GJ)
159 ops.section('Fiber', secTag_K1, '-GJ', 1.0e6)
160 # patch('rect', matTag, numSubdivY, numSubdivZ, *crdsI, *crdsJ)
161 ops.patch('rect', 2, nFibCoreY, nFibCoreZ, half_Hcol-cover, half_Bcol-cover, cover-
162             half_Hcol, cover-half_Bcol) # core
163 ops.patch('rect', 3, nFibLRCoverY, nFibLRCoverZ, -half_Hcol, -half_Bcol, half_Hcol,
164             cover-half_Bcol) # Right cover
165 ops.patch('rect', 3, nFibLRCoverY, nFibLRCoverZ, -half_Hcol, half_Bcol-cover,
166             half_Hcol, half_Bcol) # Left cover
167 ops.patch('rect', 3, nFibULCoverY, nFibULCoverZ, -half_Hcol, cover-half_Bcol, cover-
168             half_Hcol, half_Bcol-cover) # Lower cover
169 ops.patch('rect', 3, nFibULCoverY, nFibULCoverZ, half_Hcol-cover, cover-half_Bcol,
170             half_Hcol, half_Bcol-cover) # Upper cover
171 # layer('straight', matTag, numFiber, areaFiber, *start, *end)
172 ops.layer('straight', 4, 1, As_corners, half_Hcol-dl_corners, half_Bcol-dl_corners,
173             half_Hcol-dl_corners, half_Bcol-dl_corners)
174 ops.layer('straight', 4, 1, As_corners, half_Hcol-dl_corners, dl_corners-half_Bcol,
175             half_Hcol-dl_corners, dl_corners-half_Bcol)
176 ops.layer('straight', 4, 1, As_corners, dl_corners-half_Hcol, half_Bcol-dl_corners,
177             dl_corners-half_Hcol, half_Bcol-dl_corners)
178 ops.layer('straight', 4, 1, As_corners, dl_corners-half_Hcol, dl_corners-half_Bcol,
179             dl_corners-half_Hcol, dl_corners-half_Bcol)

180 matcolor = ['r', 'lightgrey', 'gold', 'w', 'w', 'w']
181 opsv.plot fiber section(fib_sec_1, matcolor=matcolor)
182 plt.axis('equal')
183 # plt.savefig('fibsec_rc.png')
184
185 plt.show()
186
187 axialLoad = -Nd
188 maxK = 0.06155
189 numIncr = 100
190 MomentCurvature(secTag_K1, axialLoad, maxK, numIncr)
191
192 with open('MCurv_K19S3_C32' + str(axialLoad) + '.out', 'r') as f:
193     data = f.readlines()
194
195 # arxikopoihsh
196 column1 = []
197 column2 = []
198
199 for line in data:
200     columns = line.strip().split()

```

```
194     column1.append(float(columns[0]))
195     column2.append(float(columns[1]))
196
197 plt.plot(column2, column1, linestyle='-', color='blue')
198 plt.xlabel('Curvature (1/m)')
199 plt.ylabel('Moment (kNm)')
200 plt.title('Moment - Curvature')
201
202 plt.plot([0, maxK], [MRd_RAF, MRd_RAF], linestyle='--', color='red')
203 plt.yticks([0, 10, 20, 30, 40, column1[-1]])
204
205 print('MRd = ' + str(column1[-1]) + ' kNm')
206 print('MRd_RAF = ' + str(MRd_RAF) + ' kNm')
207
208 plt.grid(True)
209 plt.show()
210
```

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ4: ΚΩΔΙΚΑΣ OpenSeesPy ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ Μ-κ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Υ6 ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Σ2

```

1  import openseespy.opensees as ops
2  import opsvis as opsv
3  import matplotlib.pyplot as plt
4
5  plt.rcParams['figure.dpi'] = 900
6
7  def MomentCurvature(secTag, axialLoad, maxK, numIncr):
8      # node(nodeTag, *crds, '-ndf', ndf, '-mass', *mass, '-disp', *disp, '-vel', *vel,
9      # '-accel', *accel)
10     ops.node(1, 0.0, 0.0)
11     ops.node(2, 0.0, 0.0)
12
13     # fix(nodeTag, *constrValues)
14     ops.fix(1, 1, 1, 1)
15     ops.fix(2, 0, 1, 0)
16
17     # element('zeroLengthSection', eleTag, *eleNodes, secTag, <'-orient', *vecx,
18     # *vecyp>, <'-doRayleigh', rFlag>)
19     ops.element('zeroLengthSection', 1, 1, 2, secTag)
20
21     # recorder
22     ops.recorder('Node', '-file', 'MCurv_K6_JRC24_Klwvos' + str(axialLoad) + '.out',
23     '-time', '-node', 2, '-dof', 3, 'disp')
24
25     # define constant axial load
26     ops.timeSeries('Constant', 1)
27     ops.pattern('Plain', 1, 1)
28     ops.load(2, axialLoad, 0.0, 0.0)
29
30     # define analysis parameters
31     ops.integrator('LoadControl', 0.1)
32     ops.system('BandGeneral')
33     ops.test('NormDispIncr', 1e-3, 200)
34     ops.numberer('RCM')
35     ops.constraints('Plain')
36     ops.algorithm('Newton')
37     ops.analysis('Static')
38
39     # Do one analysis for constant axial load
40     ops.analyze(10)
41
42     # Define reference moment
43     ops.timeSeries('Linear', 2)
44     ops.pattern('Plain', 2, 2)
45     ops.load(2, 0.0, 0.0, 1.0)
46
47     # Compute curvature increment
48     dK = maxK / numIncr
49
50     # Use displacement control at node 2 for section analysis
51     ops.integrator('DisplacementControl', 2, 3, dK)
52
53     # Do the section analysis
54     ops.analyze(numIncr)
55
56     m = 1
57     mm = 0.001*m
58     kPa = 1
59     MPa = 1000*kPa
60
61     ops.wipe()
62     ops.model('basic', '-ndm', 2, '-ndf', 3) # 2D

```

```

62 ##### Inputs #####
63 Bcol = 300.0*mm # column width
64 Hcol = 300.0*mm # column height
65 cnom = 20.0*mm # nominal concrete cover
66 fi_w = 8.0*mm # diameter of transverse reinforcement
67 fi_corners = 16.00*mm # diameter of longitudinal bar in corners
68 fi_sides = 16.0*mm # diameter of longitudinal bar in sides
69 Bgwnia = 50.0*mm # platos gwniakou

70 tgwnia = 5.0*mm # paxos gwniakou
71
72 # Materials
73 # Concrete
74 acc = 1.00
75 gammac = 1.10
76
77 # Concrete for the core
78 fck_core = 16.0*MPa
79 ec0_core = -0.0020
80 ecu_core = -0.0035
81
82 # Concrete for the cover
83 fck_cover = 16.0*MPa
84 ec0_cover = -0.0020
85 ecu_cover = -0.0035
86
87 # Steel for reinforcement
88 fyk = 280.0*MPa
89 gammas = 1.10
90 Es = 200000.0*MPa
91
92 # Steel for gwnies
93 fykgwnia = 235.0*MPa
94 gammasgwnia = 1.15
95 Esgwnia = 210000.0*MPa
96
97 # Fibers for concrete in the core
98 nFibCoreY = 38 # orizonties strwseis, number of subdivisions (fibers) in local y
direction in the core
99 nFibCoreZ = 1 # katakoryfes strwseis, number of subdivisions (fibers) in local z
direction in the core

100
101 # Fibers for concrete in the Left and Right cover
102 nFibLRCoverY = 44
103 nFibLRCoverZ = 1
104
105 # Fibers for concrete in the Upper and Lower cover
106 nFibULCoverY = 3
107 nFibULCoverZ = 1
108

109 # Fibers for gwnies - orizontia skelh
110 nFibgwniaHorY = 1
111 nFibgwniaHorZ = 1
112
113 # Fibers gia gwnies - katakorufa skelh
114 nFibgwniaVerY = 9
115 nFibgwniaVerZ = 1
116
117 # Axoniko fortio
118 Nd = 229.89
119 MRd_RAF = 107.4
120 #####
121
122 # Parameters
123 cover = cnom + fi_w/2
124 half_Bcol = Bcol/2
125 half_Hcol = Hcol/2
126
127 # Longitudinal Reinforcement
128 pi = 3.14
129 dl_corners = cnom + fi_w + fi_corners/2
130 As_corners = pi*fi_corners**2/4
131 dl_sides = cnom + fi_w + fi_sides/2
132 As_sides = pi*fi_sides**2/4
133
134 # Materials
135 # matTag = 2, concrete for the core
136 # ops.uniaxialMaterial('Concrete01', matTag, fpc, epsc0, fpcu, epsU)
137 fpc_core = -acc*fck_core/gammac
138 epsc0_core = ec0_core
139 fpcu_core = fpc_core

```

```

140 epsU_core = ecu_core
141 ops.uniaxialMaterial('Concrete01', 2, fpc_core, epsc0_core, fpcu_core, epsU_core)
142
143 # matTag = 3, concrete for the cover
144 # ops.uniaxialMaterial('Concrete01', matTag, fpc, epsc0, fpcu, epsU)
145 fpc_cover = -acc*fck_cover/gammac
146 epsc0_cover = ec0_cover
147 fpcu_cover = fpc_cover
148 epsU_cover = ecu_cover
149 ops.uniaxialMaterial('Concrete01', 3, fpc_cover, epsc0_cover, fpcu_cover, epsU_cover)
150
151 # matTag = 4, steel for reinforcement
152 # uniaxialMaterial('Steel01', matTag, Fy, E0, b, a1, a2, a3, a4)
153 Fy = fyk/gammas
154 E0 = Es
155 ops.uniaxialMaterial('Steel01', 4, Fy, E0, 0)
156
157 # matTag = 5, steel for gwnies
158 # uniaxialMaterial('Steel01', matTag, Fy, E0, b, a1, a2, a3, a4)
159 Fygwnia = fykgwnia/gammasgwnia
160 E0gwnia = Esgwnia
161 ops.uniaxialMaterial('Steel01', 5, Fygwnia, E0gwnia, 0)
162
163
164 fib_sec_1 = [# section('Fiber', secTag, '-GJ', GJ)
165             ['section', 'Fiber', 3, '-GJ', 1.0e6],
166             # patch('rect', matTag, numSubdivY, numSubdivZ, *crdsI, *crdsJ)
167             ['patch', 'rect', 2, nFibCoreY, nFibCoreZ, half_Hcol-cover, half_Bcol-
168             cover, cover-half_Hcol, cover-half_Bcol], # core
169             ['patch', 'rect', 3, nFibLRCoverY, nFibLRCoverZ, -half_Hcol, -half_Bcol,
170             half_Hcol, cover-half_Bcol], # Right cover
171             ['patch', 'rect', 3, nFibLRCoverY, nFibLRCoverZ, -half_Hcol, half_Bcol-
172             cover, half_Hcol, half_Bcol], # Left cover
173             ['patch', 'rect', 3, nFibULCoverY, nFibULCoverZ, -half_Hcol, cover-
174             half_Bcol, cover-half_Hcol, half_Bcol-cover], # Lower cover
175             ['patch', 'rect', 3, nFibULCoverY, nFibULCoverZ, half_Hcol-cover, cover-
176             half_Bcol, half_Hcol, half_Bcol-cover], # Upper cover
177             ['patch', 'rect', 5, nFibgwniaHorY, nFibgwniaHorZ, half_Hcol+tgwnia,
178             half_Bcol+tgwnia, half_Hcol, half_Bcol+tgwnia-Bgwnia],
179             ['patch', 'rect', 5, nFibgwniaHorY, nFibgwniaHorZ, -half_Hcol, half_Bcol+
180             tgwnia, -half_Hcol-tgwnia, half_Bcol+tgwnia-Bgwnia],
181             ['patch', 'rect', 5, nFibgwniaHorY, nFibgwniaHorZ, -half_Hcol, -half_Bcol
182             -tgwnia+Bgwnia, -half_Hcol-tgwnia, -half_Bcol-tgwnia],
183             ['patch', 'rect', 5, nFibgwniaHorY, nFibgwniaHorZ, half_Hcol+tgwnia, -
184             half_Bcol-tgwnia+Bgwnia, half_Hcol, -half_Bcol-tgwnia],
185             ['patch', 'rect', 5, nFibgwniaVerY, nFibgwniaVerZ, half_Hcol, half_Bcol+
186             tgwnia, half_Hcol+tgwnia-Bgwnia, half_Bcol],
187             ['patch', 'rect', 5, nFibgwniaVerY, nFibgwniaVerZ, -half_Hcol-tgwnia+
188             Bgwnia, half_Bcol+tgwnia, -half_Hcol, half_Bcol],
189             ['patch', 'rect', 5, nFibgwniaVerY, nFibgwniaVerZ, -half_Hcol-tgwnia+
190             Bgwnia, -half_Bcol, -half_Hcol, -half_Bcol-tgwnia],
191             ['patch', 'rect', 5, nFibgwniaVerY, nFibgwniaVerZ, half_Hcol, -half_Bcol,
192             half_Hcol+tgwnia-Bgwnia, -half_Bcol-tgwnia],
193             # layer('straight', matTag, numFiber, areaFiber, *start, *end)
194             ['layer', 'straight', 4, 1, As_corners, half_Hcol-dl_corners, half_Bcol-
195             dl_corners, half_Hcol-dl_corners, half_Bcol-dl_corners],
196             ['layer', 'straight', 4, 1, As_corners, half_Hcol-dl_corners, dl_corners-
197             half_Bcol, half_Hcol-dl_corners, dl_corners-half_Bcol],
198             ['layer', 'straight', 4, 1, As_corners, dl_corners-half_Hcol, half_Bcol-
199             dl_corners, dl_corners-half_Hcol, half_Bcol-dl_corners],
200             ['layer', 'straight', 4, 1, As_corners, dl_corners-half_Hcol, dl_corners-
201             half_Bcol, dl_corners-half_Hcol, dl_corners-half_Bcol]]
202
203
204 secTag_K1 = 1
205 # section('Fiber', secTag, '-GJ', GJ)
206 ops.section('Fiber', secTag_K1, '-GJ', 1.0e6)
207 # patch('rect', matTag, numSubdivY, numSubdivZ, *crdsI, *crdsJ)
208 ops.patch('rect', 2, nFibCoreY, nFibCoreZ, half_Hcol-cover, half_Bcol-cover, cover-
209 half_Hcol, cover-half_Bcol) # core
210 ops.patch('rect', 3, nFibLRCoverY, nFibLRCoverZ, -half_Hcol, -half_Bcol, half_Hcol,
211 cover-half_Bcol) # Right cover
212 ops.patch('rect', 3, nFibLRCoverY, nFibLRCoverZ, -half_Hcol, half_Bcol-cover,

```



```

half_Hcol, half_Bcol) # Left cover
193 ops.patch('rect', 3, nFibULCoverY, nFibULCoverZ, -half_Hcol, cover-half_Bcol, cover-
half_Hcol, half_Bcol-cover) # Lower cover
194 ops.patch('rect', 3, nFibULCoverY, nFibULCoverZ, half_Hcol-cover, cover-half_Bcol,
half_Hcol, half_Bcol-cover) # Upper cover
195 ops.patch('rect', 5, nFibgwniaHorY, nFibgwniaHorZ, half_Hcol+tgwnia, half_Bcol+tgwnia,
half_Hcol, half_Bcol+tgwnia-Bgwnia)
196 ops.patch('rect', 5, nFibgwniaHorY, nFibgwniaHorZ, -half_Hcol, half_Bcol+tgwnia, -
half_Hcol-tgwnia, half_Bcol+tgwnia-Bgwnia)
197 ops.patch('rect', 5, nFibgwniaHorY, nFibgwniaHorZ, -half_Hcol, -half_Bcol-tgwnia+
Bgwnia, -half_Hcol-tgwnia, -half_Bcol-tgwnia)
198 ops.patch('rect', 5, nFibgwniaHorY, nFibgwniaHorZ, half_Hcol+tgwnia, -half_Bcol-tgwnia
+Bgwnia, half_Hcol, -half_Bcol-tgwnia)
199 ops.patch('rect', 5, nFibgwniaVerY, nFibgwniaVerZ, half_Hcol, half_Bcol+tgwnia,
half_Hcol+tgwnia-Bgwnia, half_Bcol)
200 ops.patch('rect', 5, nFibgwniaVerY, nFibgwniaVerZ, -half_Hcol-tgwnia+Bgwnia, half_Bcol
+tgwnia, -half_Hcol, half_Bcol)
201 ops.patch('rect', 5, nFibgwniaVerY, nFibgwniaVerZ, -half_Hcol-tgwnia+Bgwnia, -
half_Bcol, -half_Hcol, -half_Bcol-tgwnia)
202 ops.patch('rect', 5, nFibgwniaVerY, nFibgwniaVerZ, half_Hcol, -half_Bcol, half_Hcol+
tgwnia-Bgwnia, -half_Bcol-tgwnia)
203 # layer('straight', matTag, numFiber, areaFiber, *start, *end)
204 ops.layer('straight', 4, 1, As_corners, half_Hcol-dl_corners, half_Bcol-dl_corners,
half_Hcol-dl_corners, half_Bcol-dl_corners)
205 ops.layer('straight', 4, 1, As_corners, half_Hcol-dl_corners, dl_corners-half_Bcol,
half_Hcol-dl_corners, dl_corners-half_Bcol)
206 ops.layer('straight', 4, 1, As_corners, dl_corners-half_Hcol, half_Bcol-dl_corners,
dl_corners-half_Hcol, half_Bcol-dl_corners)
207 ops.layer('straight', 4, 1, As_corners, dl_corners-half_Hcol, dl_corners-half_Bcol,
dl_corners-half_Hcol, dl_corners-half_Bcol)
208
209 matcolor = ['b', 'lightgrey', 'gold', 'b', 'b', 'b','b']
210 opsv.plot_fiber_section(fib_sec_1, matcolor=matcolor)
211 plt.axis('equal')
212 # plt.savefig('fibsec_rc.png')
213
214 plt.show()
215
216 axialLoad = -Nd
217 maxK = 0.04767
218 numIncr = 100
219 MomentCurvature(secTag_K1, axialLoad, maxK, numIncr)
220
221 with open('MCurv_K6_JRC24_Klwvos' + str(axialLoad) + '.out', 'r') as f:
222     data = f.readlines()
223
224 # arxikopoihsh
225 column1 = []
226 column2 = []
227
228 for line in data:
229     columns = line.strip().split()
230     column1.append(float(columns[0]))
231     column2.append(float(columns[1]))
232
233 plt.plot(column2, column1, linestyle='-', color='blue')
234 plt.xlabel('Curvature (1/m)')
235 plt.ylabel('Moment (kNm)')
236 plt.title('Moment - Curvature')
237
238 plt.plot([0, maxK], [MRd_RAF, MRd_RAF], linestyle='--', color='red')
239 plt.yticks([0, 25, 50, 75, 100, 125, column1[-1]])
240
241 print('MRd = ' + str(column1[-1]) + ' kNm')
242 print('MRd_RAF = ' + str(MRd_RAF) + ' kNm')
243
244 plt.grid(True)
245 plt.show()
246

```


ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ1: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΕΝΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΡΕΠΤΙΚΩΣ ΕΥΚΑΜΠΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

ΣΥΝΤΟΜΟΓΡΑΦΙΕΣ - ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ

Στάθμη : 0 εξεταζόμενος όροφος
 m [t] : Μάζα πλάκας στάθμης
 Jm [t·m²] : Μαζική ροπή αδράνειας πλάκας στάθμης ως προς το κέντρο μάζας
 eoI [m] : Στατική Εκκεντρότητα διεύθυνσης I
 $eoII$ [m] : Στατική Εκκεντρότητα διεύθυνσης II
 eo [m] : Στατική Εκκεντρότητα (Απόσταση κέντρου δισκαμψίας - Κέντρου μάζας)
 ls [m] : Ακτίνα αδράνειας πλάκας στάθμης $ls=(Jm/m)^{(1/2)}$
 kI : Μεταφορικές δισκαμψίες πλάκας στάθμης
 kII [kN/m] : κατά τις διευθύνσεις των κυρίων αξόνων του ορόφου
 $kIII$ [kN·m] : Δυστροπία της πλάκας της στάθμης
 rI : Ακτίνες δυστροπίας της πλάκας της στάθμης $rI=(kIII/kII)^{(1/2)}$
 rII [m] : $rII=(kIII/kI)^{(1/2)}$

> 1η Θέση Μάζας

Στάθμη	rI	rII	eoI	eoII	eo	ls	eoI<=0.3·rI	eoII<=0.3·rII	ls<=rI	ls<=rII
Σ1	6.32	6.32	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ2	6.50	6.50	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ3	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ4	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ5	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓

> 2η Θέση Μάζας

Στάθμη	rI	rII	eoI	eoII	eo	ls	eoI<=0.3·rI	eoII<=0.3·rII	ls<=rI	ls<=rII
Σ1	6.32	6.32	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ2	6.50	6.50	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ3	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ4	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ5	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓

> 3η Θέση Μάζας

Στάθμη	rI	rII	eoI	eoII	eo	ls	eoI<=0.3·rI	eoII<=0.3·rII	ls<=rI	ls<=rII
Σ1	6.32	6.32	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ2	6.50	6.50	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ3	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ4	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ5	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓

> 4η Θέση Μάζας

Στάθμη	rI	rII	eoI	eoII	eo	ls	eoI<=0.3·rI	eoII<=0.3·rII	ls<=rI	ls<=rII
Σ1	6.32	6.32	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ2	6.50	6.50	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ3	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ4	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ5	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ: ΤΟ ΚΤΗΡΙΟ ΔΕΝ ΕΙΝΑΙ ΣΤΡΕΠΤΙΚΑ ΕΥΑΙΣΘΗΤΟ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ Β ΤΑΞΗΣ - ΕΚ8 §4.4.2.2(2),(3),(4)P

ΣΥΝΤΟΜΟΓΡΑΦΙΕΣ - ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ

Στάθμη : 0 εξεταζόμενος όροφος
 θ [-] : Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

$$\theta = \frac{\text{Νολ} \cdot dr}{\text{Νολ} \cdot q \cdot de} = \frac{\text{Νολ} \cdot h}{\text{Νολ} \cdot h}$$

 mP-Δ [-] : Συντελεστής επαύξησης των μεγεθών έντασης λόγω της σεισμικής δράσης (κατά X ή κατά Y)
 $\theta < 0.1 \implies mP-\Delta = 1$
 $0.1 < \theta < 0.2 \implies mP-\Delta = 1/(1-\theta)$
 $0.3 < \theta \implies$ Απαιτείται αλλαγή διατομών και αναδιαμόρφωση φέροντος οργανισμού

> 1η Θέση Μάζας							
Στάθμη	Νολ	Νολx	Δελx	θ_x	Νολy	Δελy	θ_y
Σ1	7745.51	1321.08	29.91	0.058462	1242.86	28.508	0.059221
Σ2	6077.86	1171.36	53.17	0.091962	1097.54	50.874	0.093908
Σ3	4441.47	981.50	60.37	0.091067	919.39	59.817	0.096323
Σ4	2825.08	790.34	51.06	0.060837	740.05	49.211	0.062621
Σ5	1208.69	514.80	31.31	0.024505	484.21	30.356	0.025259

> 2η Θέση Μάζας							
Στάθμη	Νολ	Νολx	Δελx	θ_x	Νολy	Δελy	θ_y
Σ1	7745.51	1321.08	29.91	0.058462	1242.86	28.508	0.059221
Σ2	6077.86	1171.36	53.17	0.091962	1097.54	50.874	0.093908
Σ3	4441.47	981.50	60.37	0.091067	919.39	59.817	0.096323
Σ4	2825.08	790.34	51.06	0.060837	740.05	49.211	0.062621
Σ5	1208.69	514.80	31.31	0.024505	484.21	30.356	0.025259

> 3η Θέση Μάζας							
Στάθμη	Νολ	Νολx	Δελx	θ_x	Νολy	Δελy	θ_y
Σ1	7745.51	1268.05	28.81	0.058650	1304.49	29.784	0.058948
Σ2	6077.86	1123.38	51.18	0.092296	1153.53	53.226	0.093481
Σ3	4441.47	941.29	58.08	0.091352	966.81	62.699	0.096012
Σ4	2825.08	758.25	49.15	0.061036	778.39	51.566	0.062385
Σ5	1208.69	492.63	30.12	0.024633	511.35	31.840	0.025087

> 4η Θέση Μάζας							
Στάθμη	Νολ	Νολx	Δελx	θ_x	Νολy	Δελy	θ_y
Σ1	7745.51	1268.07	28.81	0.058650	1304.47	29.783	0.058948
Σ2	6077.86	1123.40	51.18	0.092295	1153.51	53.225	0.093482
Σ3	4441.47	941.31	58.08	0.091352	966.80	62.699	0.096012
Σ4	2825.08	758.26	49.15	0.061036	778.38	51.566	0.062385
Σ5	1208.69	492.64	30.12	0.024633	511.35	31.840	0.025087

α/α	Στάθμη	Θ.Μ.	ωκ	rl	rl	eol	eoll	eo	ls	eol <= 0.30·rl	eoll <= 0.30·rl	ls <= rl	ls <= rl
			[°]	[m]									
0	Σ1	1	0.00	6.32	6.32	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
1		2	0.00	6.32	6.32	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
2		3	0.00	6.32	6.32	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
3		4	0.00	6.32	6.32	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
4	Σ2	1	0.00	6.50	6.50	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
5		2	0.00	6.50	6.50	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
6		3	0.00	6.50	6.50	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
7		4	0.00	6.50	6.50	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
8	Σ3	1	0.00	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
9		2	0.00	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
10		3	0.00	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
11		4	0.00	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
12	Σ4	1	0.00	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
13		2	0.00	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
14		3	0.00	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
15		4	0.00	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
16	Σ5	1	0.00	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
17		2	0.00	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
18		3	0.00	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
19		4	0.00	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ2: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΕΝΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΕΝΙΣΥΜΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΡΕΠΤΙΚΩΣ ΕΥΚΑΜΠΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

ΣΥΝΤΟΜΟΓΡΑΦΙΕΣ - ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ

Στάθμη : 0 εξεταζόμενος όροφος
 m [t] : Μάζα πλάκας στάθμης
 J_m [t·m²] : Μαζική ροπή αδράνειας πλάκας στάθμης ως προς το κέντρο μάζας
 eoI [m] : Στατική Εκκεντρότητα διεύθυνσης I
 eoII [m] : Στατική Εκκεντρότητα διεύθυνσης II
 eo [m] : Στατική Εκκεντρότητα (Απόσταση κέντρου δισκαμψίας - Κέντρου μάζας)
 l_s [m] : Ακτίνα αδράνειας πλάκας στάθμης $l_s = (J_m/m)^{(1/2)}$
 kI : Μεταφορικές δισκαμψίες πλάκας στάθμης
 kII [kN/m] : κατά τις διευθύνσεις των κυρίων αξόνων του ορόφου
 kIII [kN·m] : Δυστροπία της πλάκας της στάθμης
 rI : Ακτίνες δυστροπίας της πλάκας της στάθμης $rI = (kIII/kII)^{(1/2)}$
 rII [m] : $rII = (kIII/kI)^{(1/2)}$

> 1η Θέση Μάζας

Στάθμη	rI	rII	eoI	eoII	eo	l _s	eoI<=0.3·rI	eoII<=0.3·rII	l _s <=rI	l _s <=rII
Σ1	6.32	6.32	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ2	6.46	6.46	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ3	6.56	6.56	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ4	6.60	6.60	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ5	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓

> 2η Θέση Μάζας

Στάθμη	rI	rII	eoI	eoII	eo	l _s	eoI<=0.3·rI	eoII<=0.3·rII	l _s <=rI	l _s <=rII
Σ1	6.32	6.32	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ2	6.46	6.46	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ3	6.56	6.56	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ4	6.60	6.60	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ5	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓

> 3η Θέση Μάζας

Στάθμη	rI	rII	eoI	eoII	eo	l _s	eoI<=0.3·rI	eoII<=0.3·rII	l _s <=rI	l _s <=rII
Σ1	6.32	6.32	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ2	6.46	6.46	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ3	6.56	6.56	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ4	6.60	6.60	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ5	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓

> 4η Θέση Μάζας

Στάθμη	rI	rII	eoI	eoII	eo	l _s	eoI<=0.3·rI	eoII<=0.3·rII	l _s <=rI	l _s <=rII
Σ1	6.32	6.32	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ2	6.46	6.46	0.00	0.54	0.54	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ3	6.56	6.56	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ4	6.60	6.60	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
Σ5	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ: ΤΟ ΚΤΗΡΙΟ ΔΕΝ ΕΙΝΑΙ ΣΤΡΕΠΤΙΚΑ ΕΥΑΙΣΘΗΤΟ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ Β ΤΑΞΗΣ - ΕΚ8 §4.4.2.2(2),(3),(4)P

ΣΥΝΤΟΜΟΓΡΑΦΙΕΣ - ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ

Στάθμη : 0 εξεταζόμενος όροφος
 θ [-] : Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

$$\theta = \frac{\text{Νολ} \cdot d_r}{\text{Νολ} \cdot q \cdot d_e} = \frac{\text{Νολ} \cdot h}{\text{Νολ} \cdot h}$$

 mP-Δ [-] : Συντελεστής επαύξεσης των μεγεθών έντασης λόγω της σεισμικής δράσης (κατά X ή κατά Y)
 $\theta < 0.1 \implies mP-\Delta = 1$
 $0.1 < \theta < 0.2 \implies mP-\Delta = 1/(1-\theta)$
 $0.3 < \theta \implies$ Απαιτείται αλλαγή διατομών και αναδιαμόρφωση φέροντος οργανισμού

> 1η Θέση Μάζας							
Στάθμη	Νολ	Νολx	Δελx	θx	Νολy	Δελy	θy
Σ1	7748.62	1479.11	27.62	0.048236	1394.99	26.532	0.049125
Σ2	6080.96	1323.63	48.45	0.074190	1246.07	46.514	0.075665
Σ3	4442.23	1112.10	51.50	0.068577	1045.46	49.866	0.070628
Σ4	2825.27	873.84	40.51	0.043654	822.95	39.915	0.045677
Σ5	1208.69	574.27	34.86	0.024458	541.07	34.043	0.025349
> 2η Θέση Μάζας							
Στάθμη	Νολ	Νολx	Δελx	θx	Νολy	Δελy	θy
Σ1	7748.62	1479.11	27.62	0.048236	1394.94	26.531	0.049125
Σ2	6080.96	1323.68	48.45	0.074189	1246.00	46.515	0.075671
Σ3	4442.23	1112.14	51.51	0.068576	1045.40	49.868	0.070634
Σ4	2825.27	873.85	40.51	0.043654	822.95	39.915	0.045677
Σ5	1208.69	574.25	34.86	0.024458	541.13	34.043	0.025347
> 3η Θέση Μάζας							
Στάθμη	Νολ	Νολx	Δελx	θx	Νολy	Δελy	θy
Σ1	7748.62	1422.95	26.66	0.048399	1460.92	27.667	0.048915
Σ2	6080.96	1272.83	46.75	0.074457	1305.67	48.540	0.075355
Σ3	4442.23	1069.97	49.71	0.068798	1096.16	52.098	0.070376
Σ4	2825.27	840.03	39.10	0.043830	862.85	41.705	0.045518
Σ5	1208.69	550.71	33.63	0.024603	569.93	35.608	0.025172
> 4η Θέση Μάζας							
Στάθμη	Νολ	Νολx	Δελx	θx	Νολy	Δελy	θy
Σ1	7748.62	1421.91	26.64	0.048400	1461.44	27.676	0.048913
Σ2	6080.96	1271.82	46.73	0.074483	1306.61	48.563	0.075337
Σ3	4442.23	1069.06	49.69	0.068821	1096.88	52.121	0.070361
Σ4	2825.27	839.38	39.06	0.043827	863.17	41.719	0.045517
Σ5	1208.69	550.37	33.60	0.024595	570.08	35.617	0.025172

α/α	Στάθμη	Θ.Μ.	ωκ	rl	rll	eol	eoll	eo	ls	eol <= 0.30·rl	eoll <= 0.30·rll	ls <= rl	ls <= rll
			[°]	[m]									
0	Σ1	1	0.00	6.32	6.32	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
1		2	0.00	6.32	6.32	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
2		3	0.00	6.32	6.32	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
3		4	0.00	6.32	6.32	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
4	Σ2	1	0.00	6.46	6.46	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
5		2	0.00	6.46	6.46	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
6		3	0.00	6.46	6.46	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
7		4	0.00	6.46	6.46	0.00	0.54	0.54	5.11	✓	✓	✓	✓
8	Σ3	1	0.00	6.56	6.56	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
9		2	0.00	6.56	6.56	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
10		3	0.00	6.56	6.56	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
11		4	0.00	6.56	6.56	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
12	Σ4	1	0.00	6.60	6.60	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
13		2	0.00	6.60	6.60	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
14		3	0.00	6.60	6.60	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
15		4	0.00	6.60	6.60	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
16	Σ5	1	0.00	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
17		2	0.00	6.80	6.80	0.71	0.00	0.71	5.11	✓	✓	✓	✓
18		3	0.00	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓
19		4	0.00	6.80	6.80	0.00	0.53	0.53	5.11	✓	✓	✓	✓

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε1: ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ m

Στάθμη Σ1 – Δείκτες m

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος
			NEd kN	Θy ή dy	Θu ή du	Θsd ή dsd	m	NEd kN	Θy ή dy	Θu ή du	Θsd ή dsd	m	
66	Y1-Σ1	θ2+	-265.97	0.00760	0.01592	0.00784	2.10	-274.39	0.00764	0.01573	0.00779	2.06	2.05
67		θ2-	-265.97	0.00766	0.01572	0.00779	2.05	-274.39	0.00770	0.01551	0.00780	2.02	
68		θ3+	-265.97	0.00766	0.01577	0.00781	2.06	-274.39	0.00770	0.01556	0.00780	2.02	
69		θ3-	-265.97	0.00766	0.01577	0.00781	2.06	-274.39	0.00770	0.01556	0.00780	2.02	
70	Y2-Σ1	θ2+	-410.89	0.00827	0.01018	0.00837	1.23	-419.31	0.00829	0.00995	0.00839	1.20	1.23
71		θ2-	-410.89	0.00828	0.01020	0.00838	1.23	-419.31	0.00830	0.00998	0.00840	1.20	
72		θ3+	-410.89	0.00821	0.01040	0.00831	1.27	-419.31	0.00823	0.01018	0.00833	1.24	
73		θ3-	-410.89	0.00821	0.01040	0.00831	1.27	-419.31	0.00823	0.01018	0.00833	1.24	
74	Y3-Σ1	θ2+	-392.16	0.00799	0.01095	0.00809	1.37	-400.58	0.00802	0.01074	0.00812	1.34	1.36
75		θ2-	-392.16	0.00802	0.01096	0.00812	1.37	-400.58	0.00805	0.01076	0.00815	1.34	
76		θ3+	-392.16	0.00802	0.01100	0.00812	1.37	-400.58	0.00805	0.01079	0.00815	1.34	
77		θ3-	-392.16	0.00802	0.01100	0.00812	1.37	-400.58	0.00805	0.01079	0.00815	1.34	
78	Y4-Σ1	θ2+	-411.08	0.00827	0.01017	0.00837	1.23	-419.50	0.00829	0.00995	0.00839	1.20	1.23
79		θ2-	-411.08	0.00828	0.01020	0.00838	1.23	-419.50	0.00830	0.00998	0.00840	1.20	
80		θ3+	-411.08	0.00821	0.01040	0.00831	1.27	-419.50	0.00823	0.01018	0.00833	1.24	
81		θ3-	-411.08	0.00821	0.01040	0.00831	1.27	-419.50	0.00823	0.01018	0.00833	1.24	
82	Y5-Σ1	θ2+	-265.97	0.00760	0.01592	0.00784	2.10	-274.39	0.00764	0.01573	0.00779	2.06	2.05
83		θ2-	-265.97	0.00766	0.01572	0.00779	2.05	-274.39	0.00770	0.01551	0.00780	2.02	
84		θ3+	-265.97	0.00766	0.01577	0.00781	2.06	-274.39	0.00770	0.01556	0.00780	2.02	
85		θ3-	-265.97	0.00766	0.01577	0.00781	2.06	-274.39	0.00770	0.01556	0.00780	2.02	
86	Y7-Σ1	θ2+	-540.28	0.00866	0.00920	0.00876	1.06	-548.70	0.00866	0.00916	0.00876	1.06	1.06
87		θ2-	-540.28	0.00867	0.00920	0.00877	1.06	-548.70	0.00867	0.00916	0.00877	1.06	
88		θ3+	-540.28	0.00867	0.00922	0.00877	1.06	-548.70	0.00867	0.00919	0.00877	1.06	
89		θ3-	-540.28	0.00867	0.00922	0.00877	1.06	-548.70	0.00867	0.00919	0.00877	1.06	
90	Y9-Σ1	θ2+	-540.28	0.00866	0.00920	0.00876	1.06	-548.70	0.00866	0.00916	0.00876	1.06	1.06
91		θ2-	-540.28	0.00867	0.00920	0.00877	1.06	-548.70	0.00867	0.00916	0.00877	1.06	
92		θ3+	-540.28	0.00867	0.00922	0.00877	1.06	-548.70	0.00867	0.00919	0.00877	1.06	
93		θ3-	-540.28	0.00867	0.00922	0.00877	1.06	-548.70	0.00867	0.00919	0.00877	1.06	

υποστυλώματα: από 1.06 μέχρι 2.05

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος
			NEd kN	Θy ή dy	Θu ή du	Θsd ή dsd	m	NEd kN	Θy ή dy	Θu ή du	Θsd ή dsd	m	
28	Δ31-Σ1	θ3+	0.00	0.00560	0.01444	0.00668	2.58	0.00	0.00538	0.01396	0.00645	2.59	2.67
29		θ3-	0.00	0.00506	0.01370	0.00625	2.71	0.00	0.00483	0.01345	0.00609	2.79	
30	Δ4-Σ1	θ3+	0.00	0.00548	0.01434	0.00661	2.62	0.00	0.00527	0.01401	0.00643	2.66	2.70
31		θ3-	0.00	0.00512	0.01392	0.00635	2.72	0.00	0.00493	0.01375	0.00623	2.79	
32	Δ28-Σ1	θ3+	0.00	0.00548	0.01434	0.00661	2.62	0.00	0.00531	0.01422	0.00651	2.68	2.72
33		θ3-	0.00	0.00502	0.01370	0.00624	2.73	0.00	0.00475	0.01358	0.00611	2.86	
34	Δ7-Σ1	θ3+	-0.00	0.00557	0.01429	0.00662	2.57	-0.00	0.00547	0.01400	0.00649	2.56	2.67
35		θ3-	-0.00	0.00479	0.01328	0.00602	2.77	-0.00	0.00467	0.01298	0.00588	2.78	
36	Δ11-Σ1	θ3+	-0.00	0.00557	0.01429	0.00662	2.57	-0.00	0.00547	0.01400	0.00649	2.56	2.67
37		θ3-	-0.00	0.00477	0.01328	0.00602	2.78	-0.00	0.00467	0.01298	0.00588	2.78	
38	Δ27-Σ1	θ3+	-0.00	0.00557	0.01429	0.00662	2.57	-0.00	0.00557	0.01429	0.00662	2.57	2.67
39		θ3-	-0.00	0.00477	0.01328	0.00602	2.78	-0.00	0.00477	0.01328	0.00602	2.78	
40	Δ24-Σ1	θ3+	-0.00	0.00564	0.01439	0.00668	2.55	-0.00	0.00564	0.01439	0.00668	2.55	2.66
41		θ3-	-0.00	0.00477	0.01324	0.00600	2.77	-0.00	0.00477	0.01324	0.00600	2.77	
42	Δ10-Σ1	θ3+	-0.00	0.00557	0.01429	0.00662	2.57	-0.00	0.00547	0.01400	0.00649	2.56	2.67
43		θ3-	-0.00	0.00477	0.01328	0.00602	2.78	-0.00	0.00467	0.01298	0.00588	2.78	
44	Δ2-Σ1	θ3+	0.00	0.00537	0.01427	0.00655	2.66	0.00	0.00539	0.01372	0.00637	2.55	2.70
45		θ3-	0.00	0.00494	0.01398	0.00630	2.83	0.00	0.00476	0.01309	0.00595	2.75	
46	Δ19-Σ1	θ3+	0.00	0.00560	0.01444	0.00668	2.58	0.00	0.00538	0.01396	0.00645	2.59	2.67
47		θ3-	0.00	0.00506	0.01370	0.00625	2.71	0.00	0.00483	0.01345	0.00609	2.79	
48	Δ1-Σ1	θ3+	0.00	0.00548	0.01434	0.00661	2.62	0.00	0.00527	0.01401	0.00643	2.66	2.70
49		θ3-	0.00	0.00512	0.01393	0.00635	2.72	0.00	0.00493	0.01375	0.00623	2.79	
50	Δ5-Σ1	θ3+	0.00	0.00564	0.01536	0.00700	2.72	0.00	0.00531	0.01422	0.00651	2.68	2.78
51		θ3-	0.00	0.00511	0.01464	0.00658	2.86	0.00	0.00475	0.01358	0.00611	2.86	
52	Δ22-Σ1	θ3+	0.00	0.00548	0.01434	0.00661	2.62	0.00	0.00531	0.01422	0.00651	2.68	2.72
53		θ3-	0.00	0.00502	0.01370	0.00624	2.73	0.00	0.00475	0.01358	0.00611	2.86	
54	Δ25-Σ1	θ3+	0.00	0.00548	0.01434	0.00661	2.62	0.00	0.00543	0.01426	0.00656	2.62	2.71
55		θ3-	0.00	0.00502	0.01370	0.00624	2.73	0.00	0.00471	0.01350	0.00607	2.86	

δοκάρια: από 2.66 μέχρι 2.78

Στάθμη Σ2 – Δείκτες m

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος
			NEd kN	By ή dy	Θυ ή du	Θsd ή dsd	m	NEd kN	By ή dy	Θυ ή du	Θsd ή dsd	m	
66	Y1-Σ2	θ2+	-207.03	0.00872	0.01764	0.00882	2.02	-213.21	0.00876	0.01740	0.00886	1.99	2.01
67		θ2-	-207.03	0.00872	0.01768	0.00882	2.03	-213.21	0.00876	0.01744	0.00886	1.99	
68		θ3+	-207.03	0.00872	0.01779	0.00883	2.04	-213.21	0.00876	0.01754	0.00886	2.00	
69		θ3-	-207.03	0.00872	0.01779	0.00883	2.04	-213.21	0.00876	0.01754	0.00886	2.00	
70	Y2-Σ2	θ2+	-319.64	0.00888	0.01300	0.00898	1.46	-325.83	0.00889	0.01289	0.00899	1.45	1.46
71		θ2-	-319.64	0.00891	0.01307	0.00901	1.47	-325.83	0.00892	0.01297	0.00902	1.45	
72		θ3+	-319.64	0.00890	0.01301	0.00900	1.46	-325.83	0.00891	0.01290	0.00901	1.45	
73		θ3-	-319.64	0.00891	0.01307	0.00901	1.47	-325.83	0.00892	0.01297	0.00902	1.45	
74	Y3-Σ2	θ2+	-305.38	0.00896	0.01089	0.00906	1.22	-311.57	0.00899	0.01067	0.00909	1.19	1.20
75		θ2-	-305.38	0.00897	0.01093	0.00907	1.22	-311.57	0.00900	0.01071	0.00910	1.19	
76		θ3+	-305.38	0.00897	0.01093	0.00907	1.22	-311.57	0.00900	0.01071	0.00910	1.19	
77		θ3-	-305.38	0.00897	0.01092	0.00907	1.22	-311.57	0.00900	0.01070	0.00910	1.19	
78	Y4-Σ2	θ2+	-319.77	0.00888	0.01300	0.00898	1.46	-325.96	0.00889	0.01289	0.00899	1.45	1.46
79		θ2-	-319.77	0.00891	0.01307	0.00901	1.47	-325.96	0.00892	0.01296	0.00902	1.45	
80		θ3+	-319.77	0.00890	0.01300	0.00900	1.46	-325.96	0.00891	0.01290	0.00901	1.45	
81		θ3-	-319.77	0.00891	0.01307	0.00901	1.47	-325.96	0.00892	0.01296	0.00902	1.45	
82	Y5-Σ2	θ2+	-207.03	0.00872	0.01764	0.00882	2.02	-213.22	0.00876	0.01740	0.00886	1.99	2.01
83		θ2-	-207.03	0.00872	0.01768	0.00882	2.03	-213.22	0.00876	0.01744	0.00886	1.99	
84		θ3+	-207.03	0.00872	0.01779	0.00883	2.04	-213.22	0.00876	0.01754	0.00886	2.00	
85		θ3-	-207.03	0.00872	0.01779	0.00883	2.04	-213.22	0.00876	0.01754	0.00886	2.00	
86	Y7-Σ2	θ2+	-431.46	0.00906	0.00948	0.00916	1.05	-437.64	0.00906	0.00943	0.00916	1.04	1.04
87		θ2-	-431.46	0.00907	0.00950	0.00917	1.05	-437.64	0.00907	0.00945	0.00917	1.04	
88		θ3+	-431.46	0.00906	0.00950	0.00916	1.05	-437.64	0.00906	0.00943	0.00916	1.04	
89		θ3-	-431.46	0.00906	0.00950	0.00916	1.05	-437.64	0.00907	0.00945	0.00917	1.04	
90	Y9-Σ2	θ2+	-431.45	0.00906	0.00948	0.00916	1.05	-437.64	0.00906	0.00943	0.00916	1.04	1.04
91		θ2-	-431.45	0.00907	0.00950	0.00917	1.05	-437.64	0.00907	0.00945	0.00917	1.04	
92		θ3+	-431.45	0.00906	0.00950	0.00916	1.05	-437.64	0.00906	0.00943	0.00916	1.04	
93		θ3-	-431.45	0.00906	0.00950	0.00916	1.05	-437.64	0.00907	0.00945	0.00917	1.04	

υποστυλώματα: από 1.04 μέχρι 2.01

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος
			NEd kN	By ή dy	Θυ ή du	Θsd ή dsd	m	NEd kN	By ή dy	Θυ ή du	Θsd ή dsd	m	
28	Δ31-Σ2	θ3+	-0.00	0.00558	0.01434	0.00664	2.57	-0.00	0.00530	0.01368	0.00633	2.58	2.64
29		θ3-	-0.00	0.00505	0.01354	0.00620	2.68	-0.00	0.00481	0.01319	0.00600	2.74	
30	Δ4-Σ2	θ3+	0.00	0.00558	0.01434	0.00664	2.57	0.00	0.00530	0.01368	0.00633	2.58	2.64
31		θ3-	0.00	0.00505	0.01354	0.00620	2.68	0.00	0.00482	0.01319	0.00600	2.74	
32	Δ28-Σ2	θ3+	-0.00	0.00555	0.01479	0.00678	2.66	-0.00	0.00538	0.01380	0.00639	2.57	2.70
33		θ3-	-0.00	0.00494	0.01379	0.00624	2.79	-0.00	0.00466	0.01287	0.00584	2.76	
34	Δ7-Σ2	θ3+	0.00	0.00544	0.01382	0.00642	2.54	0.00	0.00529	0.01365	0.00631	2.58	2.68
35		θ3-	0.00	0.00465	0.01289	0.00585	2.77	0.00	0.00455	0.01282	0.00579	2.82	
36	Δ11-Σ2	θ3+	0.00	0.00544	0.01382	0.00642	2.54	0.00	0.00529	0.01365	0.00631	2.58	2.68
37		θ3-	0.00	0.00465	0.01289	0.00585	2.77	0.00	0.00455	0.01282	0.00579	2.82	
38	Δ27-Σ2	θ3+	0.00	0.00544	0.01382	0.00642	2.54	0.00	0.00544	0.01382	0.00642	2.54	2.66
39		θ3-	0.00	0.00465	0.01289	0.00585	2.77	0.00	0.00465	0.01289	0.00585	2.77	
40	Δ24-Σ2	θ3+	0.00	0.00544	0.01382	0.00642	2.54	0.00	0.00544	0.01382	0.00642	2.54	2.66
41		θ3-	0.00	0.00465	0.01289	0.00585	2.77	0.00	0.00465	0.01289	0.00585	2.77	
42	Δ10-Σ2	θ3+	0.00	0.00544	0.01382	0.00642	2.54	0.00	0.00529	0.01365	0.00631	2.58	2.68
43		θ3-	0.00	0.00465	0.01289	0.00585	2.77	0.00	0.00455	0.01282	0.00579	2.82	
44	Δ2-Σ2	θ3+	0.00	0.00531	0.01368	0.00633	2.58	0.00	0.00522	0.01356	0.00626	2.60	2.68
45		θ3-	0.00	0.00478	0.01322	0.00600	2.77	0.00	0.00478	0.01318	0.00599	2.76	
46	Δ19-Σ2	θ3+	-0.00	0.00558	0.01434	0.00664	2.57	-0.00	0.00530	0.01368	0.00633	2.58	2.64
47		θ3-	-0.00	0.00505	0.01354	0.00620	2.68	-0.00	0.00481	0.01319	0.00600	2.74	
48	Δ1-Σ2	θ3+	0.00	0.00558	0.01434	0.00664	2.57	0.00	0.00530	0.01368	0.00633	2.58	2.64
49		θ3-	0.00	0.00505	0.01354	0.00620	2.68	0.00	0.00482	0.01319	0.00600	2.74	
50	Δ5-Σ2	θ3+	-0.00	0.00555	0.01479	0.00678	2.66	-0.00	0.00538	0.01380	0.00639	2.57	2.69
51		θ3-	-0.00	0.00495	0.01380	0.00625	2.79	-0.00	0.00466	0.01287	0.00584	2.76	
52	Δ22-Σ2	θ3+	-0.00	0.00555	0.01479	0.00678	2.66	-0.00	0.00538	0.01380	0.00639	2.57	2.70
53		θ3-	-0.00	0.00494	0.01379	0.00624	2.79	-0.00	0.00466	0.01287	0.00584	2.76	
54	Δ25-Σ2	θ3+	-0.00	0.00555	0.01479	0.00678	2.66	-0.00	0.00538	0.01380	0.00639	2.57	2.70
55		θ3-	-0.00	0.00494	0.01379	0.00624	2.79	-0.00	0.00466	0.01287	0.00584	2.76	

δοκάρια: από 2.64 μέχρι 2.70

Στάθμη Σ3 – Δείκτες m

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή				Τέλος				Μέσος Όρος		
			NEd kN	Θy η dy	Θu η du	Θsd η dsd	m	NEd kN	Θy η dy	Θu η du		Θsd η dsd	m
66	Y1-Σ3	θ2+	-146.78	0.00828	0.02000	0.00943	2.42	-152.96	0.00833	0.01976	0.00936	2.37	2.40
67		θ2-	-146.78	0.00829	0.02003	0.00944	2.42	-152.96	0.00834	0.01979	0.00938	2.37	
68		θ3+	-146.78	0.00829	0.02019	0.00950	2.44	-152.96	0.00834	0.01995	0.00943	2.39	
69		θ3-	-146.78	0.00829	0.02019	0.00950	2.44	-152.96	0.00834	0.01995	0.00943	2.39	
70	Y2-Σ3	θ2+	-230.08	0.01066	0.01394	0.01076	1.31	-234.37	0.01066	0.01384	0.01076	1.30	1.31
71		θ2-	-230.08	0.01067	0.01400	0.01077	1.31	-234.37	0.01067	0.01390	0.01077	1.30	
72		θ3+	-230.08	0.01067	0.01400	0.01077	1.31	-234.37	0.01067	0.01390	0.01077	1.30	
73		θ3-	-230.08	0.01067	0.01400	0.01077	1.31	-234.37	0.01067	0.01390	0.01077	1.30	
74	Y3-Σ3	θ2+	-219.82	0.01073	0.01191	0.01083	1.11	-224.12	0.01076	0.01172	0.01086	1.09	1.22
75		θ2-	-219.82	0.01075	0.01194	0.01085	1.11	-224.12	0.01078	0.01175	0.01088	1.09	
76		θ3+	-219.82	0.01024	0.01382	0.01034	1.35	-224.12	0.01028	0.01361	0.01038	1.32	
77		θ3-	-219.82	0.01024	0.01382	0.01034	1.35	-224.12	0.01028	0.01361	0.01038	1.32	
78	Y4-Σ3	θ2+	-230.16	0.01066	0.01393	0.01076	1.31	-234.46	0.01066	0.01383	0.01076	1.30	1.31
79		θ2-	-230.16	0.01067	0.01400	0.01077	1.31	-234.46	0.01067	0.01390	0.01077	1.30	
80		θ3+	-230.16	0.01067	0.01400	0.01077	1.31	-234.46	0.01067	0.01390	0.01077	1.30	
81		θ3-	-230.16	0.01067	0.01400	0.01077	1.31	-234.46	0.01067	0.01390	0.01077	1.30	
82	Y5-Σ3	θ2+	-146.78	0.00828	0.02000	0.00943	2.42	-152.96	0.00833	0.01976	0.00936	2.37	2.40
83		θ2-	-146.78	0.00829	0.02003	0.00944	2.42	-152.96	0.00834	0.01979	0.00938	2.37	
84		θ3+	-146.78	0.00829	0.02019	0.00950	2.44	-152.96	0.00834	0.01995	0.00943	2.39	
85		θ3-	-146.78	0.00829	0.02019	0.00950	2.44	-152.96	0.00834	0.01995	0.00943	2.39	
86	Y7-Σ3	θ2+	-324.04	0.01061	0.01061	0.01061	1.00	-328.33	0.01060	0.01060	0.01060	1.00	1.05
87		θ2-	-324.04	0.01062	0.01062	0.01062	1.00	-328.33	0.01062	0.01062	0.01062	1.00	
88		θ3+	-324.04	0.01037	0.01140	0.01047	1.10	-328.33	0.01037	0.01130	0.01047	1.09	
89		θ3-	-324.04	0.01036	0.01141	0.01046	1.10	-328.33	0.01036	0.01131	0.01046	1.09	
90	Y9-Σ3	θ2+	-324.03	0.01061	0.01061	0.01061	1.00	-328.33	0.01060	0.01060	0.01060	1.00	1.05
91		θ2-	-324.03	0.01062	0.01062	0.01062	1.00	-328.33	0.01062	0.01062	0.01062	1.00	
92		θ3+	-324.03	0.01037	0.01140	0.01047	1.10	-328.33	0.01037	0.01130	0.01047	1.09	
93		θ3-	-324.03	0.01036	0.01141	0.01046	1.10	-328.33	0.01036	0.01131	0.01046	1.09	

υποστυλώματα: από 1.05 μέχρι 2.40

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή				Τέλος				Μέσος Όρος		
			NEd kN	Θy η dy	Θu η du	Θsd η dsd	m	NEd kN	Θy η dy	Θu η du		Θsd η dsd	m
28	Δ31-Σ3	θ3+	0.00	0.00539	0.01410	0.00650	2.62	0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.67
29		θ3-	0.00	0.00504	0.01351	0.00618	2.68	0.00	0.00479	0.01322	0.00601	2.76	
30	Δ4-Σ3	θ3+	0.00	0.00549	0.01478	0.00676	2.69	0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.71
31		θ3-	0.00	0.00509	0.01415	0.00642	2.78	0.00	0.00480	0.01323	0.00601	2.76	
32	Δ28-Σ3	θ3+	-0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
33		θ3-	-0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
34	Δ7-Σ3	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
35		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
36	Δ11-Σ3	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
37		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
38	Δ27-Σ3	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
39		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
40	Δ24-Σ3	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
41		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
42	Δ10-Σ3	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
43		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
44	Δ2-Σ3	θ3+	0.00	0.00524	0.01366	0.00630	2.61	0.00	0.00524	0.01366	0.00630	2.61	2.68
45		θ3-	0.00	0.00481	0.01327	0.00603	2.76	0.00	0.00481	0.01327	0.00603	2.76	
46	Δ19-Σ3	θ3+	0.00	0.00539	0.01410	0.00650	2.62	0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.67
47		θ3-	0.00	0.00504	0.01351	0.00618	2.68	0.00	0.00479	0.01322	0.00601	2.76	
48	Δ1-Σ3	θ3+	0.00	0.00549	0.01478	0.00676	2.69	0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.71
49		θ3-	0.00	0.00509	0.01415	0.00642	2.78	0.00	0.00480	0.01323	0.00601	2.76	
50	Δ5-Σ3	θ3+	-0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
51		θ3-	-0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
52	Δ22-Σ3	θ3+	-0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
53		θ3-	-0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
54	Δ25-Σ3	θ3+	-0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
55		θ3-	-0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	

δοκάρια: από 2.67 μέχρι 2.71

Στάθμη Σ4 – Δείκτες m

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος
			NEd kN	θy ή dy	θu ή du	θsd ή dsd	m	NEd kN	θy ή dy	θu ή du	θsd ή dsd	m	
66	Y1-Σ4	θ2+	-85.63	0.00784	0.02240	0.01008	2.86	-91.81	0.00788	0.02215	0.01001	2.81	2.84
67		θ2-	-85.63	0.00786	0.02242	0.01009	2.85	-91.81	0.00790	0.02218	0.01003	2.81	
68		θ3+	-85.63	0.00786	0.02264	0.01017	2.88	-91.81	0.00790	0.02239	0.01010	2.83	
69		θ3-	-85.63	0.00786	0.02264	0.01017	2.88	-91.81	0.00790	0.02239	0.01010	2.83	
70	Y2-Σ4	θ2+	-140.57	0.00934	0.01822	0.00944	1.95	-144.87	0.00940	0.01797	0.00950	1.91	1.93
71		θ2-	-140.57	0.00934	0.01817	0.00944	1.94	-144.87	0.00940	0.01792	0.00950	1.91	
72		θ3+	-140.57	0.00934	0.01827	0.00944	1.96	-144.87	0.00940	0.01801	0.00950	1.92	
73		θ3-	-140.57	0.00934	0.01827	0.00944	1.96	-144.87	0.00940	0.01801	0.00950	1.92	
74	Y3-Σ4	θ2+	-133.93	0.00925	0.01862	0.00935	2.01	-138.22	0.00931	0.01836	0.00941	1.97	1.99
75		θ2-	-133.93	0.00925	0.01855	0.00935	2.00	-138.22	0.00931	0.01830	0.00941	1.97	
76		θ3+	-133.93	0.00925	0.01866	0.00935	2.02	-138.22	0.00931	0.01841	0.00941	1.98	
77		θ3-	-133.93	0.00925	0.01866	0.00935	2.02	-138.22	0.00931	0.01841	0.00941	1.98	
78	Y4-Σ4	θ2+	-140.63	0.00934	0.01822	0.00944	1.95	-144.92	0.00940	0.01796	0.00950	1.91	1.93
79		θ2-	-140.63	0.00934	0.01816	0.00944	1.94	-144.92	0.00940	0.01791	0.00950	1.91	
80		θ3+	-140.63	0.00934	0.01826	0.00944	1.95	-144.92	0.00940	0.01801	0.00950	1.92	
81		θ3-	-140.63	0.00934	0.01826	0.00944	1.95	-144.92	0.00940	0.01801	0.00950	1.92	
82	Y5-Σ4	θ2+	-85.63	0.00784	0.02240	0.01008	2.86	-91.81	0.00788	0.02215	0.01001	2.81	2.84
83		θ2-	-85.63	0.00786	0.02242	0.01009	2.85	-91.81	0.00790	0.02218	0.01003	2.81	
84		θ3+	-85.63	0.00786	0.02264	0.01017	2.88	-91.81	0.00790	0.02239	0.01010	2.83	
85		θ3-	-85.63	0.00786	0.02264	0.01017	2.88	-91.81	0.00790	0.02239	0.01010	2.83	
86	Y7-Σ4	θ2+	-215.75	0.01029	0.01390	0.01039	1.35	-220.05	0.01029	0.01386	0.01039	1.35	1.35
87		θ2-	-215.75	0.01029	0.01396	0.01039	1.36	-220.05	0.01029	0.01386	0.01039	1.35	
88		θ3+	-215.75	0.01029	0.01396	0.01039	1.36	-220.05	0.01029	0.01386	0.01039	1.35	
89		θ3-	-215.75	0.01029	0.01396	0.01039	1.36	-220.05	0.01029	0.01386	0.01039	1.35	
90	Y9-Σ4	θ2+	-215.75	0.01029	0.01390	0.01039	1.35	-220.05	0.01029	0.01380	0.01039	1.34	1.35
91		θ2-	-215.75	0.01029	0.01396	0.01039	1.36	-220.05	0.01029	0.01386	0.01039	1.35	
92		θ3+	-215.75	0.01029	0.01396	0.01039	1.36	-220.05	0.01029	0.01386	0.01039	1.35	
93		θ3-	-215.75	0.01029	0.01396	0.01039	1.36	-220.05	0.01029	0.01386	0.01039	1.35	

υποστυλώματα: από 1.35 μέχρι 2.84

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος
			NEd kN	θy ή dy	θu ή du	θsd ή dsd	m	NEd kN	θy ή dy	θu ή du	θsd ή dsd	m	
28	Δ31-Σ4	θ3+	-0.00	0.00539	0.01410	0.00650	2.62	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.67
29		θ3-	-0.00	0.00504	0.01351	0.00618	2.68	-0.00	0.00479	0.01322	0.00601	2.76	
30	Δ4-Σ4	θ3+	-0.00	0.00549	0.01478	0.00676	2.69	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.71
31		θ3-	-0.00	0.00509	0.01415	0.00642	2.78	-0.00	0.00480	0.01323	0.00601	2.76	
32	Δ28-Σ4	θ3+	0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
33		θ3-	0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
34	Δ7-Σ4	θ3+	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
35		θ3-	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
36	Δ11-Σ4	θ3+	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
37		θ3-	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
38	Δ27-Σ4	θ3+	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
39		θ3-	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
40	Δ24-Σ4	θ3+	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
41		θ3-	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
42	Δ10-Σ4	θ3+	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
43		θ3-	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
44	Δ2-Σ4	θ3+	0.00	0.00524	0.01366	0.00630	2.61	0.00	0.00524	0.01366	0.00630	2.61	2.68
45		θ3-	0.00	0.00481	0.01327	0.00603	2.76	0.00	0.00481	0.01327	0.00603	2.76	
46	Δ19-Σ4	θ3+	-0.00	0.00539	0.01410	0.00650	2.62	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.67
47		θ3-	-0.00	0.00504	0.01351	0.00618	2.68	-0.00	0.00479	0.01322	0.00601	2.76	
48	Δ1-Σ4	θ3+	-0.00	0.00549	0.01478	0.00676	2.69	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.71
49		θ3-	-0.00	0.00509	0.01415	0.00642	2.78	-0.00	0.00480	0.01323	0.00601	2.76	
50	Δ5-Σ4	θ3+	0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
51		θ3-	0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
52	Δ22-Σ4	θ3+	0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
53		θ3-	0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
54	Δ25-Σ4	θ3+	0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
55		θ3-	0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	

δοκάρια: από 2.67 μέχρι 2.71

Στάθμη Σ5 – Δείκτες m

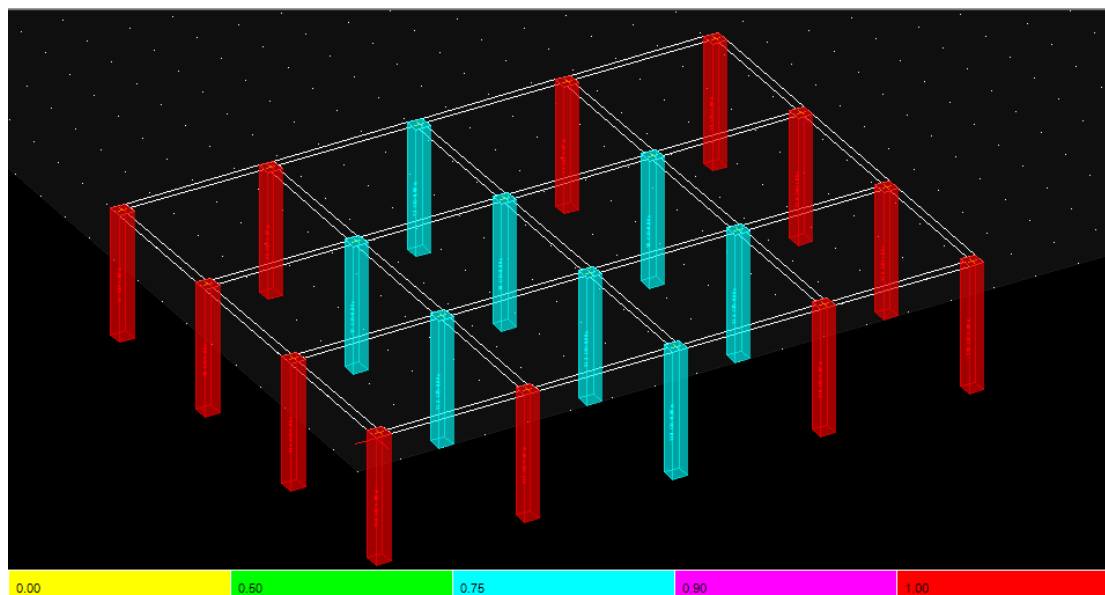
Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος
			NEd kN	Θγ ή dy	Θυ ή du	Θsd ή dsd	m	NEd kN	Θγ ή dy	Θυ ή du	Θsd ή dsd	m	
66	Y1-Σ5	θ2+	-24.56	0.00739	0.02479	0.01073	3.35	-30.75	0.00744	0.02454	0.01066	3.30	3.33
67		θ2-	-24.56	0.00743	0.02480	0.01074	3.34	-30.75	0.00747	0.02456	0.01068	3.29	
68		θ3+	-24.56	0.00743	0.02507	0.01083	3.38	-30.75	0.00747	0.02483	0.01077	3.32	
69		θ3-	-24.56	0.00743	0.02507	0.01083	3.38	-30.75	0.00747	0.02483	0.01077	3.32	
70	Y2-Σ5	θ2+	-50.89	0.00815	0.02360	0.01058	2.90	-55.18	0.00821	0.02334	0.01051	2.84	2.86
71		θ2-	-50.89	0.00815	0.02339	0.01051	2.87	-55.18	0.00821	0.02314	0.01045	2.82	
72		θ3+	-50.89	0.00815	0.02361	0.01058	2.90	-55.18	0.00820	0.02335	0.01052	2.85	
73		θ3-	-50.89	0.00815	0.02361	0.01058	2.90	-55.18	0.00820	0.02335	0.01052	2.85	
74	Y3-Σ5	θ2+	-47.83	0.00811	0.02378	0.01063	2.93	-52.13	0.00817	0.02352	0.01056	2.88	2.90
75		θ2-	-47.83	0.00811	0.02356	0.01056	2.91	-52.13	0.00817	0.02331	0.01049	2.85	
76		θ3+	-47.83	0.00810	0.02379	0.01063	2.94	-52.13	0.00816	0.02354	0.01057	2.88	
77		θ3-	-47.83	0.00810	0.02379	0.01063	2.94	-52.13	0.00816	0.02354	0.01057	2.88	
78	Y4-Σ5	θ2+	-50.92	0.00815	0.02359	0.01058	2.89	-55.21	0.00821	0.02334	0.01051	2.84	2.86
79		θ2-	-50.92	0.00815	0.02338	0.01051	2.87	-55.21	0.00821	0.02313	0.01045	2.82	
80		θ3+	-50.92	0.00815	0.02361	0.01058	2.90	-55.21	0.00820	0.02335	0.01052	2.85	
81		θ3-	-50.92	0.00815	0.02361	0.01058	2.90	-55.21	0.00820	0.02335	0.01052	2.85	
82	Y5-Σ5	θ2+	-24.56	0.00739	0.02479	0.01073	3.35	-30.75	0.00744	0.02454	0.01066	3.30	3.33
83		θ2-	-24.56	0.00743	0.02480	0.01074	3.34	-30.75	0.00747	0.02456	0.01068	3.29	
84		θ3+	-24.56	0.00743	0.02507	0.01083	3.38	-30.75	0.00747	0.02483	0.01077	3.32	
85		θ3-	-24.56	0.00743	0.02507	0.01083	3.38	-30.75	0.00747	0.02483	0.01077	3.32	
86	Y7-Σ5	θ2+	-107.90	0.00891	0.02018	0.00970	2.27	-112.20	0.00896	0.01992	0.00963	2.22	2.24
87		θ2-	-107.90	0.00891	0.02007	0.00966	2.25	-112.20	0.00896	0.01982	0.00959	2.21	
88		θ3+	-107.90	0.00890	0.02021	0.00971	2.27	-112.20	0.00896	0.01996	0.00964	2.23	
89		θ3-	-107.90	0.00890	0.02021	0.00971	2.27	-112.20	0.00896	0.01996	0.00964	2.23	
90	Y9-Σ5	θ2+	-107.90	0.00891	0.02018	0.00970	2.27	-112.20	0.00896	0.01992	0.00963	2.22	2.24
91		θ2-	-107.90	0.00891	0.02007	0.00966	2.25	-112.20	0.00896	0.01982	0.00959	2.21	
92		θ3+	-107.90	0.00890	0.02021	0.00971	2.27	-112.20	0.00896	0.01996	0.00964	2.23	
93		θ3-	-107.90	0.00890	0.02021	0.00971	2.27	-112.20	0.00896	0.01996	0.00964	2.23	

υποστυλώματα: από 2.24 μέχρι 3.33

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος
			NEd kN	Θγ ή dy	Θυ ή du	Θsd ή dsd	m	NEd kN	Θγ ή dy	Θυ ή du	Θsd ή dsd	m	
28	Δ31-Σ5	θ3+	-0.00	0.00502	0.01338	0.00613	2.67	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.72
29		θ3-	-0.00	0.00454	0.01287	0.00580	2.84	-0.00	0.00479	0.01322	0.00601	2.76	
30	Δ4-Σ5	θ3+	-0.00	0.00502	0.01338	0.00613	2.67	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.72
31		θ3-	-0.00	0.00454	0.01287	0.00580	2.84	-0.00	0.00480	0.01323	0.00601	2.76	
32	Δ28-Σ5	θ3+	-0.00	0.00503	0.01342	0.00615	2.67	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
33		θ3-	-0.00	0.00450	0.01280	0.00577	2.85	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
34	Δ7-Σ5	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
35		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
36	Δ11-Σ5	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
37		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
38	Δ27-Σ5	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
39		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
40	Δ24-Σ5	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
41		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
42	Δ10-Σ5	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
43		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
44	Δ2-Σ5	θ3+	0.00	0.00524	0.01366	0.00630	2.61	0.00	0.00524	0.01366	0.00630	2.61	2.68
45		θ3-	0.00	0.00481	0.01327	0.00603	2.76	0.00	0.00481	0.01327	0.00603	2.76	
46	Δ19-Σ5	θ3+	-0.00	0.00502	0.01338	0.00613	2.67	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.72
47		θ3-	-0.00	0.00454	0.01287	0.00580	2.84	-0.00	0.00479	0.01322	0.00601	2.76	
48	Δ1-Σ5	θ3+	-0.00	0.00502	0.01338	0.00613	2.67	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.72
49		θ3-	-0.00	0.00454	0.01287	0.00580	2.84	-0.00	0.00480	0.01323	0.00601	2.76	
50	Δ5-Σ5	θ3+	-0.00	0.00503	0.01342	0.00615	2.67	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
51		θ3-	-0.00	0.00450	0.01280	0.00577	2.85	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
52	Δ22-Σ5	θ3+	-0.00	0.00503	0.01342	0.00615	2.67	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
53		θ3-	-0.00	0.00450	0.01280	0.00577	2.85	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
54	Δ25-Σ5	θ3+	-0.00	0.00503	0.01342	0.00615	2.67	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
55		θ3-	-0.00	0.00450	0.01280	0.00577	2.85	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	

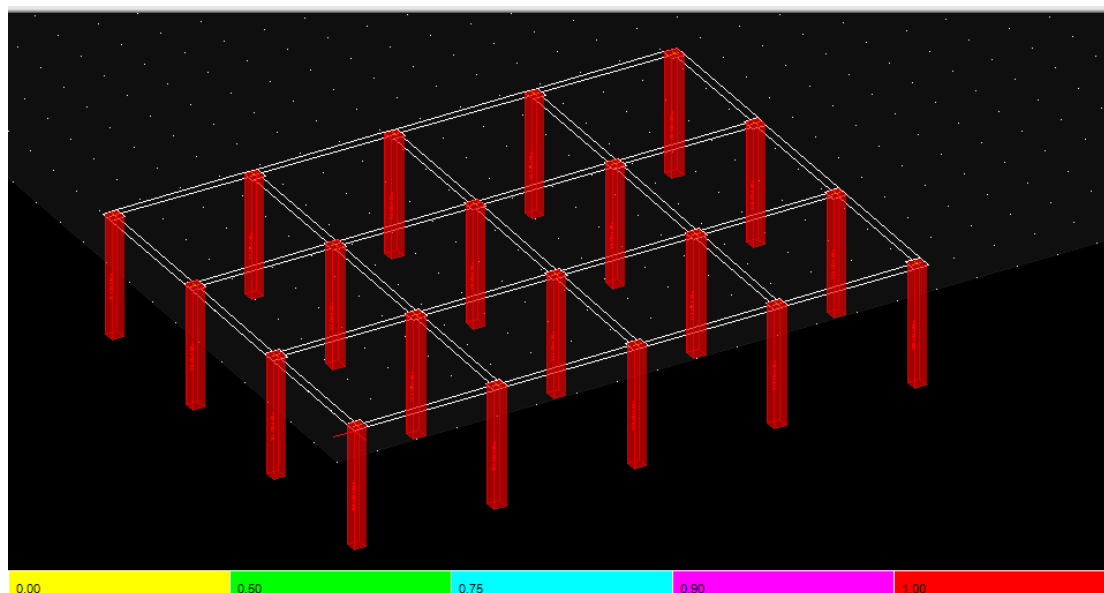
δοκάρια: από 2.67 μέχρι 2.72

Στάθμη Σ1 – Υποστυλώματα



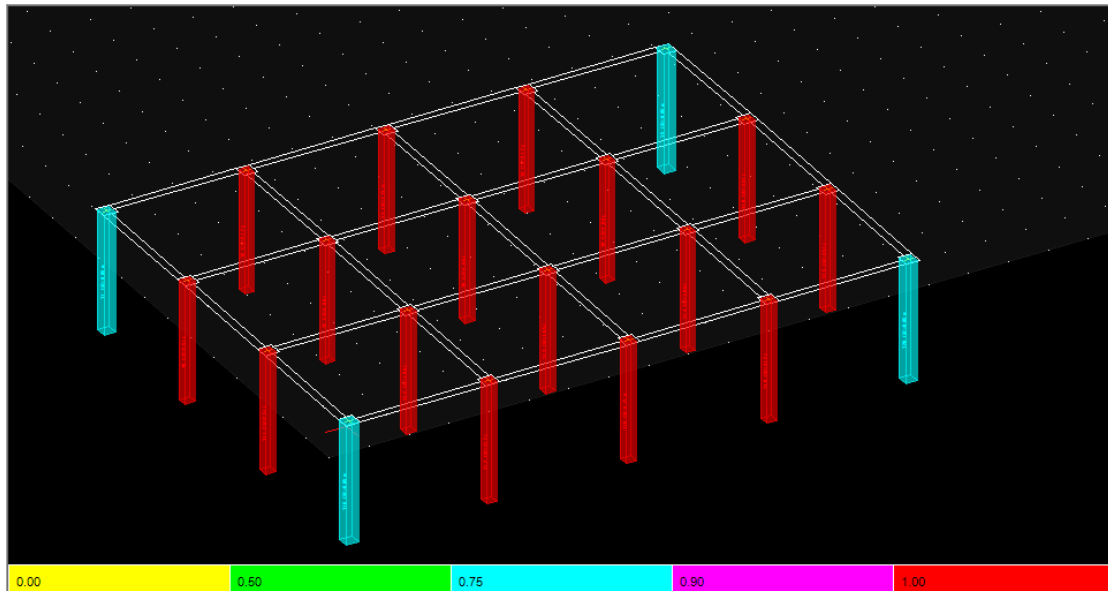
Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων														
α/α	Όνομα	Ανηγμένο Δείκτης	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιξη	Ικανοτικός Κάμψης Κόμβου	Ικανοτικός Διάτμησης Κόμβου	Διαμέτρου Ράβδων Κόμβου	Κόμης	Κόμης	Κόμης	Κόμης		
1	Υ6-Σ1	✓	0.54	✗	1.05	✓	0.76	✓	0.15	✗	1.02	---	✓	0.00
2	Υ1-Σ1	✓	0.38	✓	0.58	✓	0.38	✓	0.17	✗	1.00	---	✓	0.00
3	Υ2-Σ1	✓	0.54	⚠	0.96	✓	0.73	✓	0.16	✗	1.07	---	✓	0.00
4	Υ3-Σ1	✓	0.48	✓	0.74	✓	0.60	✓	0.16	✓	0.86	---	✓	0.00
5	Υ4-Σ1	✓	0.54	⚠	0.96	✓	0.73	✓	0.16	✗	1.07	---	✓	0.00
6	Υ5-Σ1	✓	0.38	✓	0.58	✓	0.38	✓	0.17	✗	1.00	---	✓	0.00
7	Υ7-Σ1	✓	0.55	✓	0.86	✓	0.61	✓	0.14	✓	0.59	---	✓	0.00
8	Υ9-Σ1	✓	0.55	✓	0.86	✓	0.61	✓	0.14	✓	0.59	---	✓	0.00
9	Υ11-Σ1	✓	0.54	✗	1.05	✓	0.76	✓	0.15	✗	1.02	---	✓	0.00
10	Υ10-Σ1	✓	0.54	✗	1.05	✓	0.76	✓	0.15	✗	1.02	---	✓	0.00
11	Υ14-Σ1	✓	0.55	✓	0.86	✓	0.61	✓	0.14	✓	0.59	---	✓	0.00
12	Υ15-Σ1	✓	0.54	✗	1.05	✓	0.76	✓	0.15	✗	1.02	---	✓	0.00
13	Υ17-Σ1	✓	0.54	⚠	0.96	✓	0.73	✓	0.16	✗	1.07	---	✓	0.00
14	Υ8-Σ1	✓	0.50	✓	0.80	✓	0.64	✓	0.14	✓	0.67	---	✓	0.00
15	Υ13-Σ1	✓	0.50	✓	0.80	✓	0.64	✓	0.14	✓	0.67	---	✓	0.00
16	Υ16-Σ1	✓	0.38	✓	0.58	✓	0.38	✓	0.17	✗	1.00	---	✓	0.00
17	Υ12-Σ1	✓	0.55	✓	0.86	✓	0.61	✓	0.14	✓	0.59	---	✓	0.00
18	Υ20-Σ1	✓	0.38	✓	0.58	✓	0.38	✓	0.17	✗	1.00	---	✓	0.00
19	Υ18-Σ1	✓	0.48	✓	0.74	✓	0.60	✓	0.16	✓	0.86	---	✓	0.00
20	Υ19-Σ1	✓	0.54	⚠	0.96	✓	0.73	✓	0.16	✗	1.07	---	✓	0.00

Στάθμη Σ2 – Υποστυλώματα



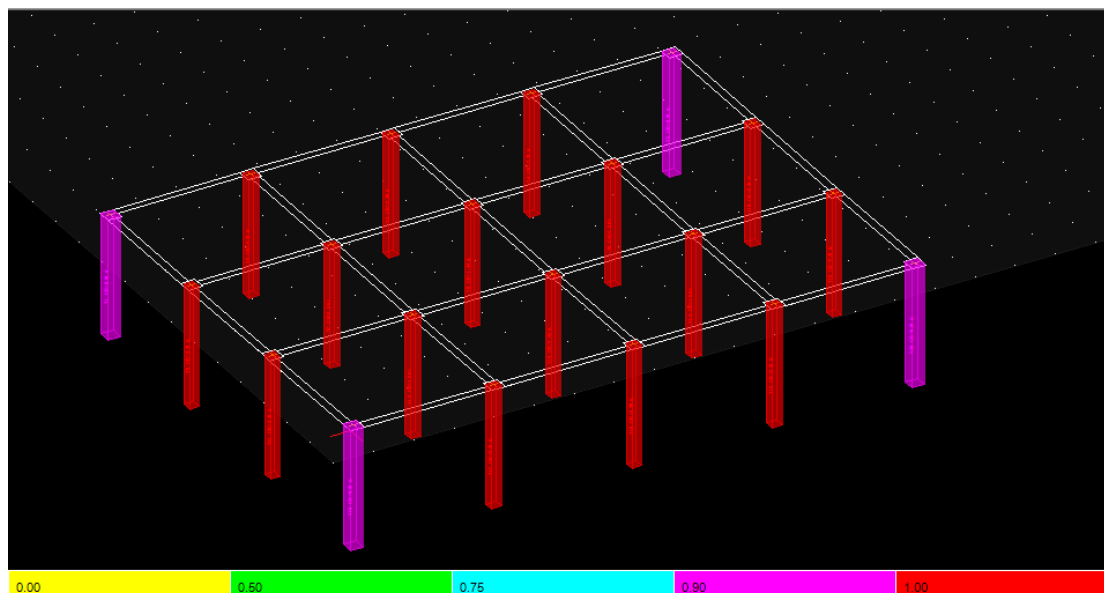
Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων													
α/α	Όνομα	Ανηγμένο Διευκ.	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιξη	Ικανοτικός Κάμψης Κάβου	Ικανοτικός Διάτμησης Κάβου	Διαμέτρου Ραβδών Κάβου					
1	Υ6-Σ2	✓	0.54	✗	1.68	⚠	0.98	---	✗	1.49	---	✓	0.00
2	Υ1-Σ2	✓	0.41	✓	0.75	✓	0.56	---	✗	1.04	---	✓	0.00
3	Υ2-Σ2	✓	0.54	✗	1.48	✓	0.94	---	✗	1.48	---	✓	0.00
4	Υ3-Σ2	✓	0.51	✗	1.24	✗	1.03	---	✗	1.13	---	✓	0.00
5	Υ4-Σ2	✓	0.54	✗	1.48	⚠	0.94	---	✗	1.48	---	✓	0.00
6	Υ5-Σ2	✓	0.41	✓	0.75	✓	0.56	---	✗	1.04	---	✓	0.00
7	Υ7-Σ2	✓	0.58	✗	1.39	✓	0.71	---	✓	0.88	---	✓	0.00
8	Υ9-Σ2	✓	0.58	✗	1.40	✓	0.71	---	✓	0.88	---	✓	0.00
9	Υ11-Σ2	✓	0.54	✗	1.68	⚠	0.98	---	✗	1.49	---	✓	0.00
10	Υ10-Σ2	✓	0.54	✗	1.68	⚠	0.98	---	✗	1.49	---	✓	0.00
11	Υ14-Σ2	✓	0.58	✗	1.39	✓	0.65	---	✓	0.88	---	✓	0.00
12	Υ15-Σ2	✓	0.54	✗	1.68	⚠	0.98	---	✗	1.49	---	✓	0.00
13	Υ17-Σ2	✓	0.54	✗	1.48	⚠	0.94	---	✗	1.48	---	✓	0.00
14	Υ8-Σ2	✓	0.53	✗	1.26	✓	0.75	---	✓	0.89	---	✓	0.00
15	Υ13-Σ2	✓	0.53	✗	1.26	✓	0.69	---	✓	0.89	---	✓	0.00
16	Υ16-Σ2	✓	0.41	✓	0.75	✓	0.56	---	✗	1.04	---	✓	0.00
17	Υ12-Σ2	✓	0.58	✗	1.40	✓	0.69	---	✓	0.88	---	✓	0.00
18	Υ20-Σ2	✓	0.41	✓	0.75	✓	0.56	---	✗	1.04	---	✓	0.00
19	Υ18-Σ2	✓	0.51	✗	1.24	✗	1.03	---	✗	1.13	---	✓	0.00
20	Υ19-Σ2	✓	0.54	✗	1.48	⚠	0.94	---	✗	1.48	---	✓	0.00

Στάθμη Σ3 – Υποστυλώματα



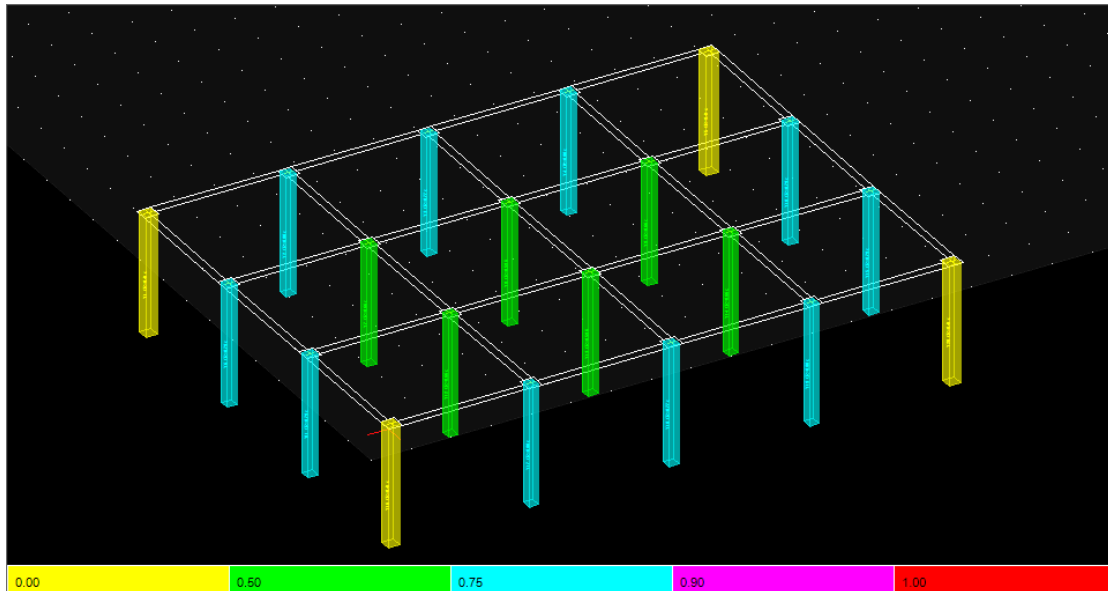
Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων											
α/α	Όνομα	Ανηγμένο Δείκτης	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιξη	Ικανοτικός Κάμψης Κάβου	Ικανοτικός Διάτμησης Κάβου	Διαμέτρου Ραβδών Κάβου			
1	Υ6-Σ3	✓ 0.56	✗ 2.51	✗ 1.34	---	✗ 1.83	---	✓ 0.00			
2	Υ1-Σ3	✓ 0.27	✓ 0.76	✓ 0.56	---	✓ 0.85	---	✓ 0.00			
3	Υ2-Σ3	✓ 0.56	✗ 2.17	✗ 1.30	---	✗ 1.82	---	✓ 0.00			
4	Υ3-Σ3	✓ 0.51	✗ 1.70	✗ 1.24	---	✗ 1.71	---	✓ 0.00			
5	Υ4-Σ3	✓ 0.56	✗ 2.17	✗ 1.30	---	✗ 1.82	---	✓ 0.00			
6	Υ5-Σ3	✓ 0.27	✓ 0.76	✓ 0.56	---	✓ 0.85	---	✓ 0.00			
7	Υ7-Σ3	✓ 0.61	✗ 1.86	⚠ 0.96	---	✗ 1.14	---	✓ 0.00			
8	Υ9-Σ3	✓ 0.61	✗ 1.86	⚠ 0.96	---	✗ 1.14	---	✓ 0.00			
9	Υ11-Σ3	✓ 0.56	✗ 2.51	✗ 1.34	---	✗ 1.83	---	✓ 0.00			
10	Υ10-Σ3	✓ 0.56	✗ 2.51	✗ 1.34	---	✗ 1.83	---	✓ 0.00			
11	Υ14-Σ3	✓ 0.61	✗ 1.86	⚠ 0.96	---	✗ 1.14	---	✓ 0.00			
12	Υ15-Σ3	✓ 0.56	✗ 2.51	✗ 1.34	---	✗ 1.83	---	✓ 0.00			
13	Υ17-Σ3	✓ 0.56	✗ 2.17	✗ 1.30	---	✗ 1.82	---	✓ 0.00			
14	Υ8-Σ3	✓ 0.56	✗ 1.65	⚠ 0.95	---	✗ 1.16	---	✓ 0.00			
15	Υ13-Σ3	✓ 0.56	✗ 1.65	⚠ 0.96	---	✗ 1.16	---	✓ 0.00			
16	Υ16-Σ3	✓ 0.27	✓ 0.76	✓ 0.56	---	✓ 0.85	---	✓ 0.00			
17	Υ12-Σ3	✓ 0.61	✗ 1.86	⚠ 0.96	---	✗ 1.14	---	✓ 0.00			
18	Υ20-Σ3	✓ 0.27	✓ 0.76	✓ 0.56	---	✓ 0.85	---	✓ 0.00			
19	Υ18-Σ3	✓ 0.51	✗ 1.70	✗ 1.24	---	✗ 1.71	---	✓ 0.00			
20	Υ19-Σ3	✓ 0.56	✗ 2.17	✗ 1.30	---	✗ 1.82	---	✓ 0.00			

Στάθμη Σ4 – Υποστυλώματα

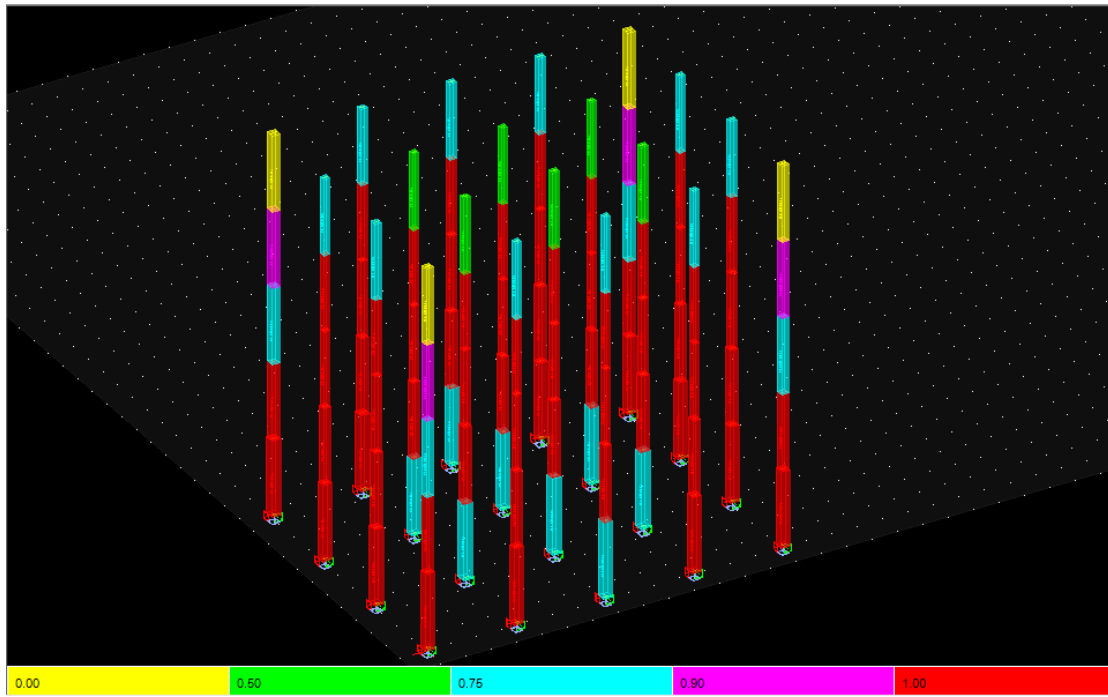


Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων												
α/α	Όνομα	Ανηγμένο Διευκτό	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιξη	Ικανοτικός Κάμψης Κάβου	Ικανοτικός Διάτμησης Κάβου	Διαμέτρου Ράβδων Κάβου				
1	Υ6-Σ4	✓	0.30 ✗	1.54 ⚠	0.97 ---	✗	2.31 ---	✓				
2	Υ1-Σ4	✓	0.15 ✓	0.59 ✓	0.45 ---	⚠	0.91 ---	✓				
3	Υ2-Σ4	✓	0.31 ✗	1.39 ✓	0.91 ---	✗	2.31 ---	✓				
4	Υ3-Σ4	✓	0.28 ⚠	0.99 ✓	0.76 ---	✗	2.30 ---	✓				
5	Υ4-Σ4	✓	0.31 ✗	1.39 ⚠	0.91 ---	✗	2.31 ---	✓				
6	Υ5-Σ4	✓	0.15 ✓	0.59 ✓	0.45 ---	⚠	0.91 ---	✓				
7	Υ7-Σ4	✓	0.39 ✗	1.56 ✗	1.08 ---	✗	1.41 ---	✓				
8	Υ9-Σ4	✓	0.39 ✗	1.56 ✗	1.08 ---	✗	1.41 ---	✓				
9	Υ11-Σ4	✓	0.30 ✗	1.54 ⚠	0.97 ---	✗	2.31 ---	✓				
10	Υ10-Σ4	✓	0.30 ✗	1.54 ⚠	0.97 ---	✗	2.31 ---	✓				
11	Υ14-Σ4	✓	0.39 ✗	1.56 ✗	1.08 ---	✗	1.41 ---	✓				
12	Υ15-Σ4	✓	0.30 ✗	1.54 ⚠	0.97 ---	✗	2.31 ---	✓				
13	Υ17-Σ4	✓	0.31 ✗	1.39 ⚠	0.91 ---	✗	2.31 ---	✓				
14	Υ8-Σ4	✓	0.36 ✗	1.32 ⚠	0.97 ---	✗	1.44 ---	✓				
15	Υ13-Σ4	✓	0.36 ✗	1.32 ⚠	0.97 ---	✗	1.44 ---	✓				
16	Υ16-Σ4	✓	0.15 ✓	0.59 ✓	0.45 ---	⚠	0.91 ---	✓				
17	Υ12-Σ4	✓	0.39 ✗	1.56 ✗	1.08 ---	✗	1.41 ---	✓				
18	Υ20-Σ4	✓	0.15 ✓	0.59 ✓	0.45 ---	⚠	0.91 ---	✓				
19	Υ18-Σ4	✓	0.28 ⚠	0.99 ✓	0.76 ---	✗	2.30 ---	✓				
20	Υ19-Σ4	✓	0.31 ✗	1.39 ⚠	0.91 ---	✗	2.31 ---	✓				

Στάθμη Σ5 – Υποστυλώματα



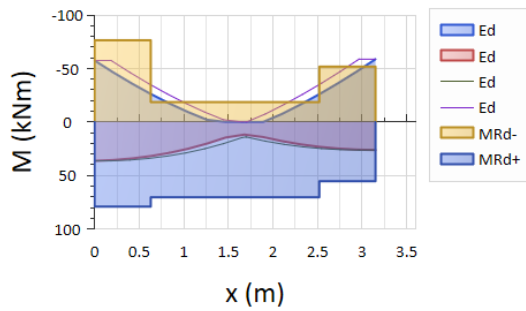
Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων											
α/α	Όνομα	Ανηγμένο Δείκτης	Κάμψη	Διάτρηση	Περίσφιξη	Ικανοτικός Κάμψης Κάβου	Ικανοτικός Διάτρησης Κάβου	Ικανοτικός Ραβδίου Κάβου	Διάμετρος	Ραβδίου Κάβου	Διάμετρος
1	Υ6-Σ5	✓ 0.11	✓ 0.79	✓ 0.64	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
2	Υ1-Σ5	✓ 0.05	✓ 0.41	✓ 0.38	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
3	Υ2-Σ5	✓ 0.11	✓ 0.80	✓ 0.61	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
4	Υ3-Σ5	✓ 0.10	✓ 0.77	✓ 0.60	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
5	Υ4-Σ5	✓ 0.11	✓ 0.80	✓ 0.61	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
6	Υ5-Σ5	✓ 0.05	✓ 0.41	✓ 0.38	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
7	Υ7-Σ5	✓ 0.19	✓ 0.66	✓ 0.65	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
8	Υ9-Σ5	✓ 0.19	✓ 0.66	✓ 0.65	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
9	Υ11-Σ5	✓ 0.11	✓ 0.79	✓ 0.64	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
10	Υ10-Σ5	✓ 0.11	✓ 0.79	✓ 0.64	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
11	Υ14-Σ5	✓ 0.19	✓ 0.66	✓ 0.65	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
12	Υ15-Σ5	✓ 0.11	✓ 0.79	✓ 0.64	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
13	Υ17-Σ5	✓ 0.11	✓ 0.80	✓ 0.61	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
14	Υ8-Σ5	✓ 0.18	✓ 0.57	✓ 0.59	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
15	Υ13-Σ5	✓ 0.18	✓ 0.57	✓ 0.59	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
16	Υ16-Σ5	✓ 0.05	✓ 0.41	✓ 0.38	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
17	Υ12-Σ5	✓ 0.19	✓ 0.66	✓ 0.65	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
18	Υ20-Σ5	✓ 0.05	✓ 0.41	✓ 0.38	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
19	Υ18-Σ5	✓ 0.10	✓ 0.77	✓ 0.60	---	---	---	---	✓	0.00	0.00
20	Υ19-Σ5	✓ 0.11	✓ 0.80	✓ 0.61	---	---	---	---	✓	0.00	0.00

Καθολικός Φορέας – Υποστυλώματα

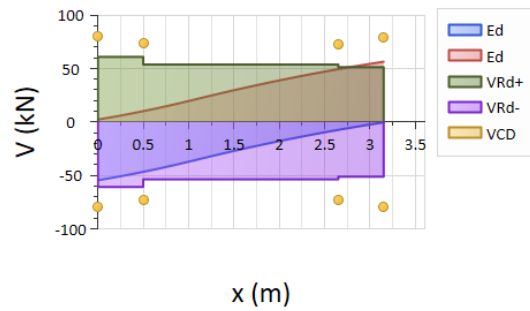
Δοκάρια

Β1ΧΕΕ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ1-Σ1

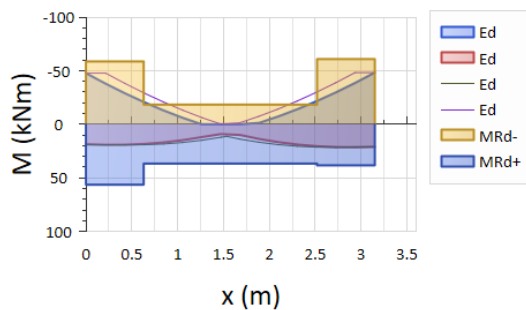


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ1-Σ1

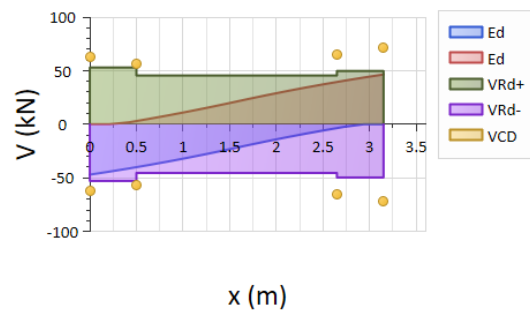


Β1ΧΕΙ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ2-Σ1

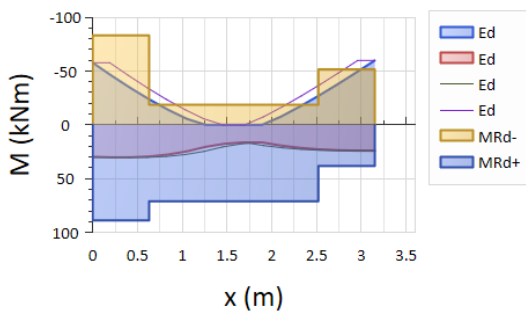


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ2-Σ1

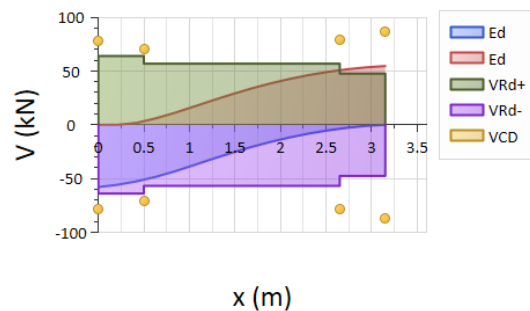


Β1ΧΙΕ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ5-Σ1

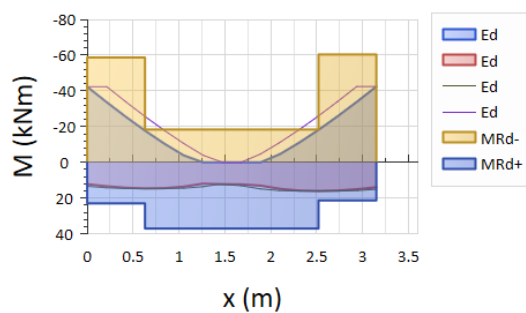


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ5-Σ1

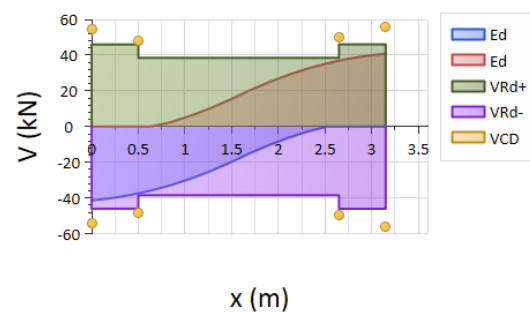


Β1ΧΙΙ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ7-Σ1

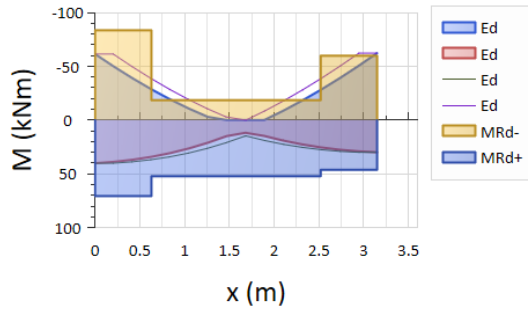


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ7-Σ1

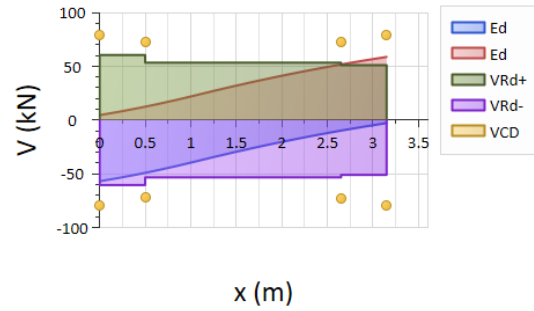


Β1ΥΕΕ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ19-Σ1

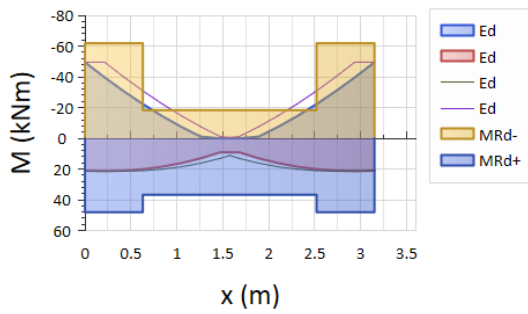


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ19-Σ1

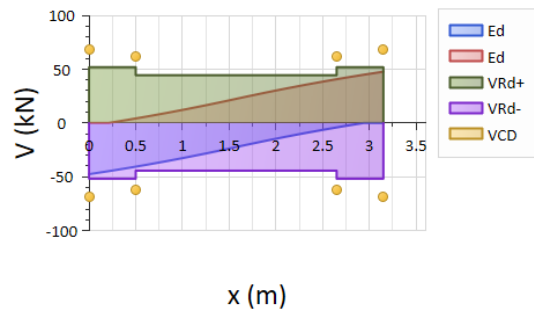


Β1ΥΕΙ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ18-Σ1

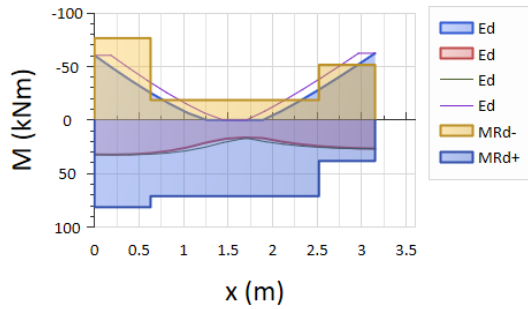


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ18-Σ1

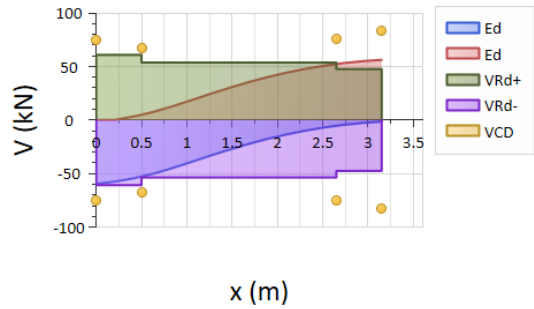


Β1ΥΙ1Ε

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ22-Σ1

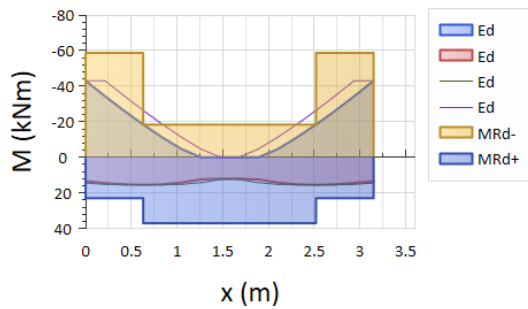


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ22-Σ1

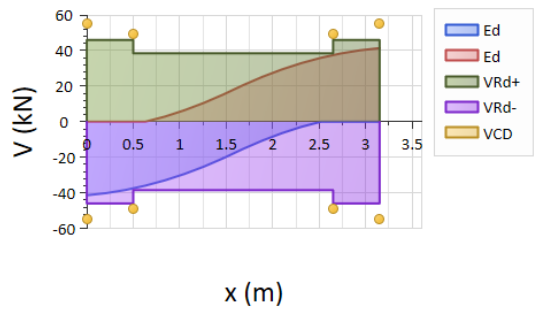


Β1ΥΙ1Ι

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ21-Σ1

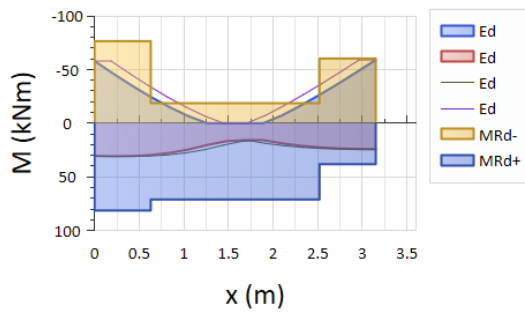


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ21-Σ1

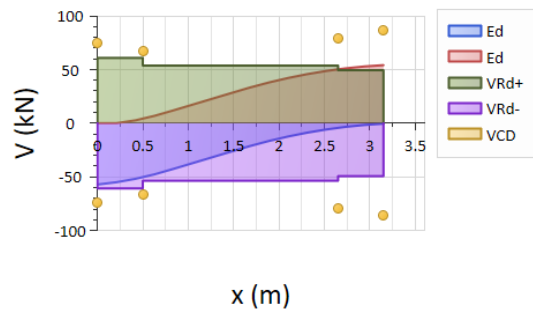


B1YI2E

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ25-Σ1

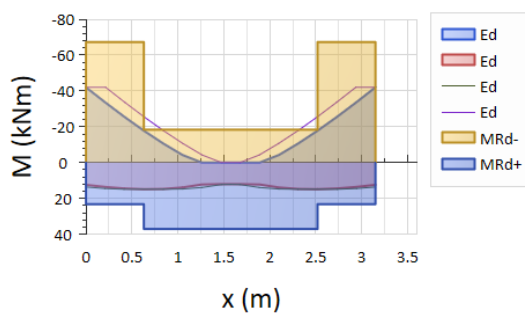


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ25-Σ1

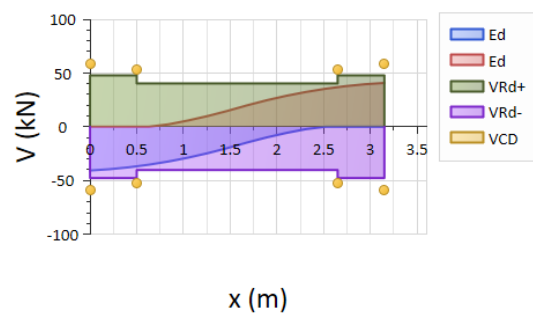


B1YI2I

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ24-Σ1

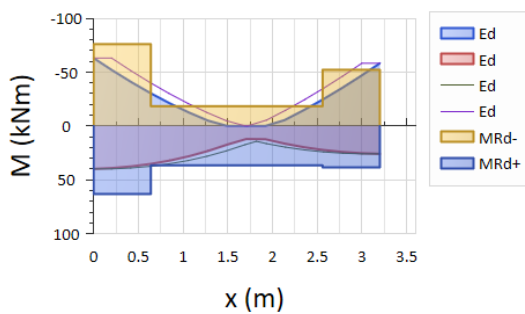


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ24-Σ1

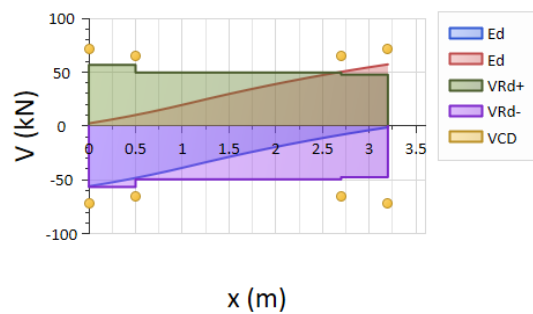


B2XEΕ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ1-Σ2

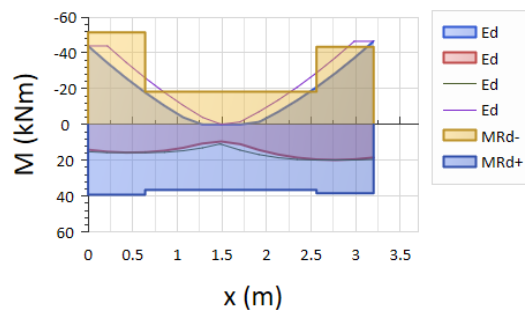


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ1-Σ2

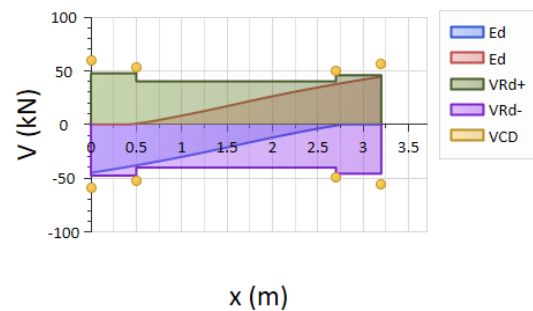


B2XEI

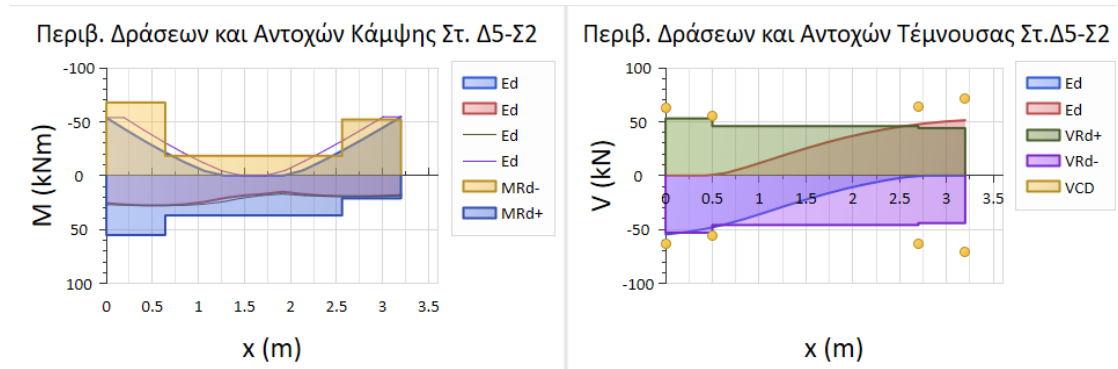
Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ2-Σ2



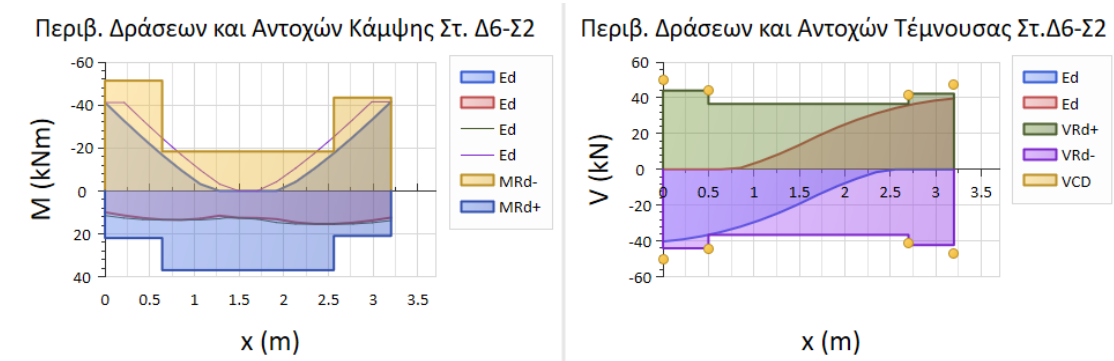
Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ2-Σ2



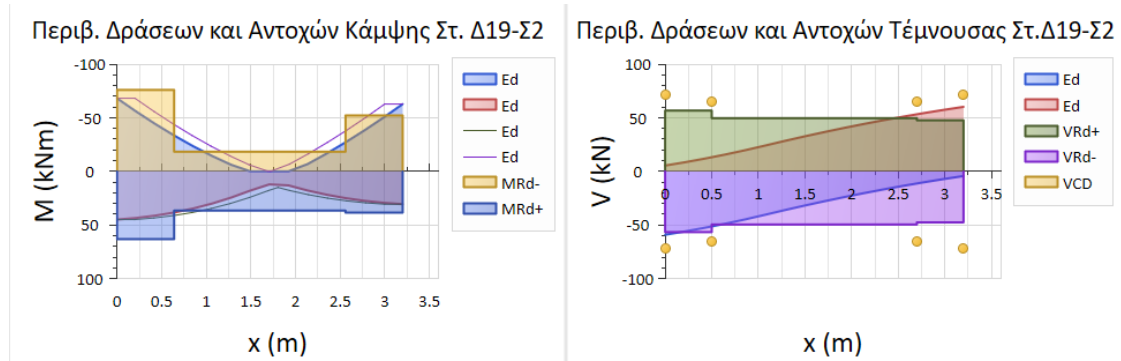
Β2ΧΙΕ



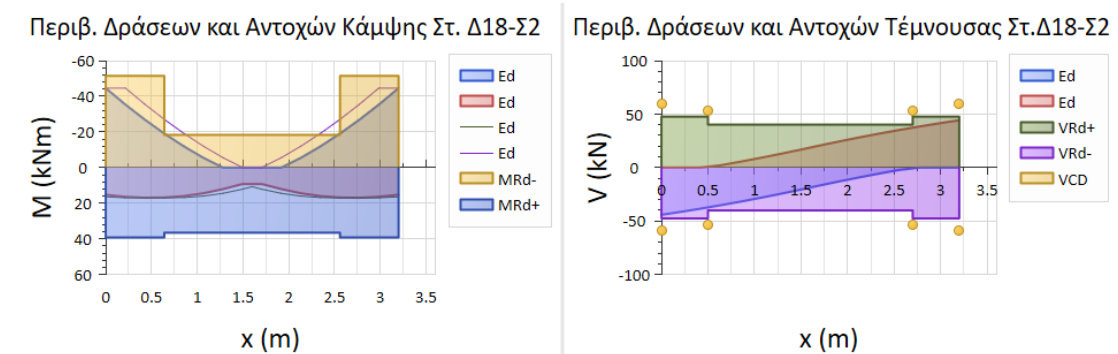
Β2ΧΙΙ



Β2ΥΕΕ

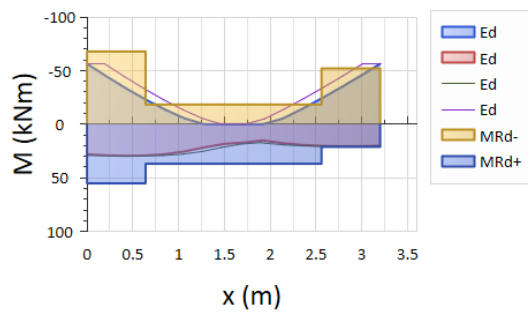


Β2ΥΕΙ

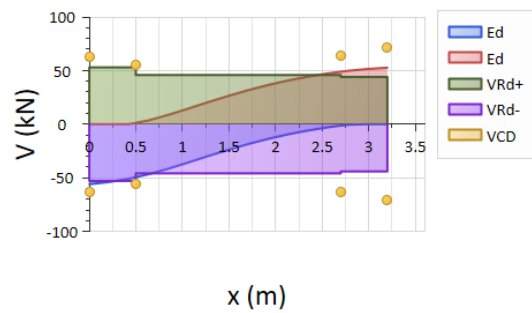


B2YIE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ22-Σ2

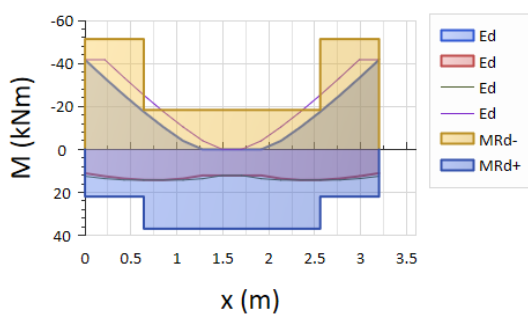


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ22-Σ2

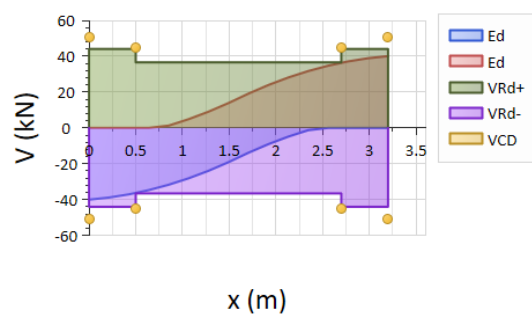


B2YII

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ21-Σ2

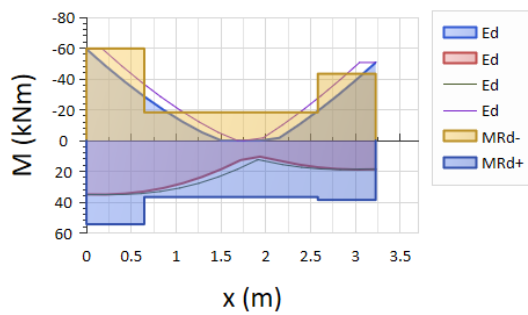


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ21-Σ2

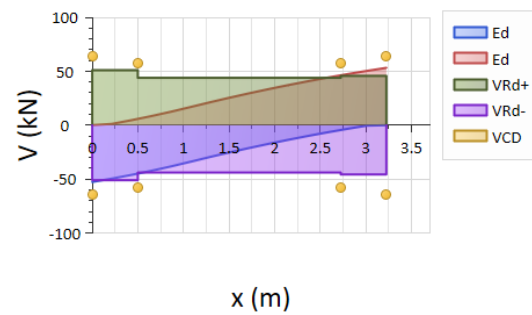


B3XEE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ1-Σ3

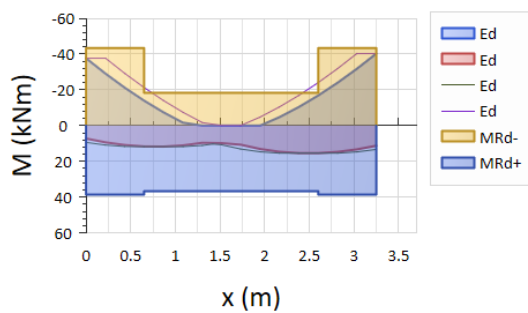


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ1-Σ3

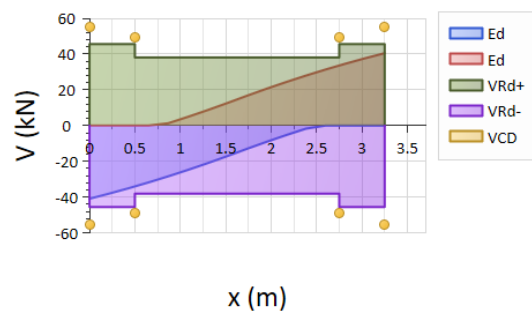


B3XEI

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ2-Σ3

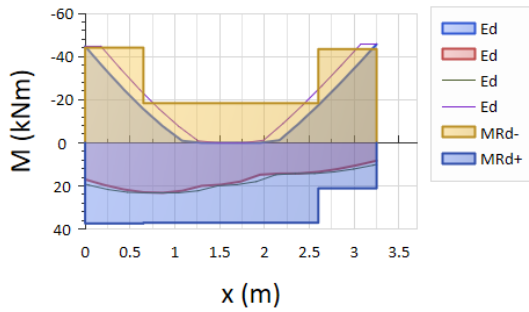


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ2-Σ3

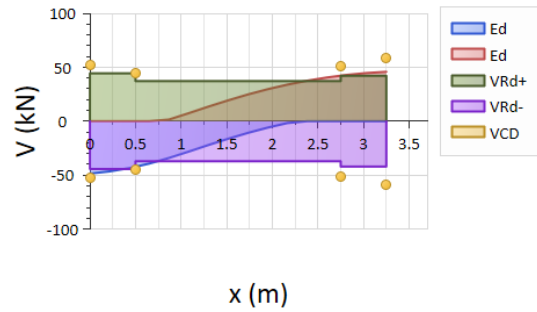


Β3ΧΙΕ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ5-Σ3

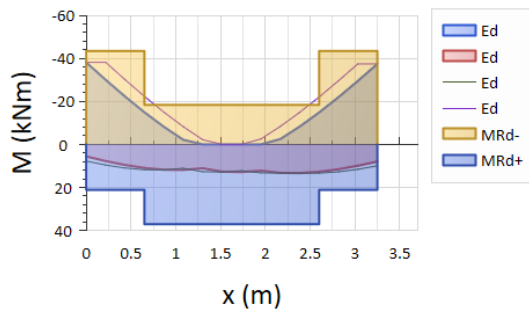


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ5-Σ3

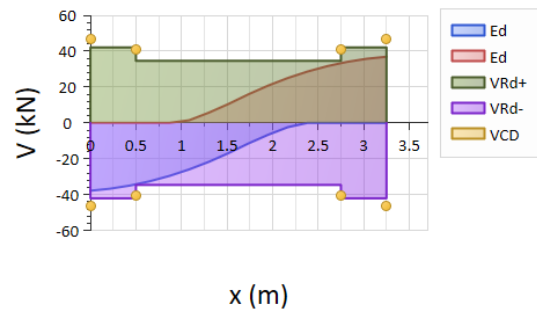


Β3ΧΙΙ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ6-Σ3

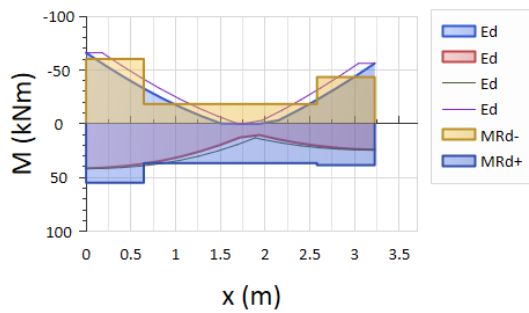


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ6-Σ3

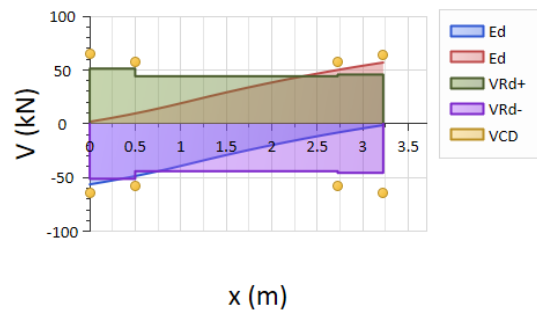


Β3ΥΕΕ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ19-Σ3

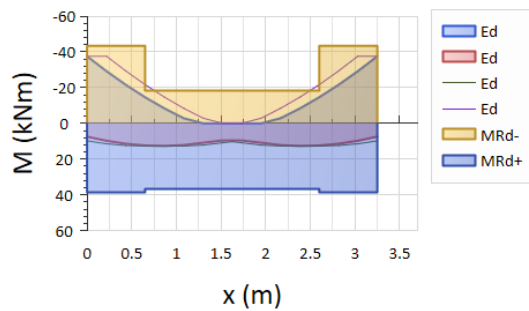


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ19-Σ3

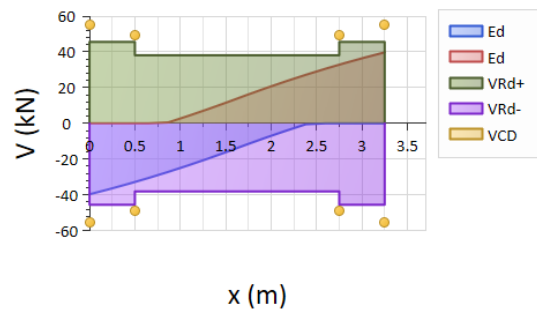


Β3ΥΕΙ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ18-Σ3

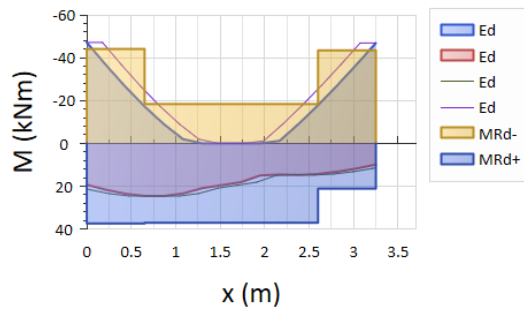


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ18-Σ3

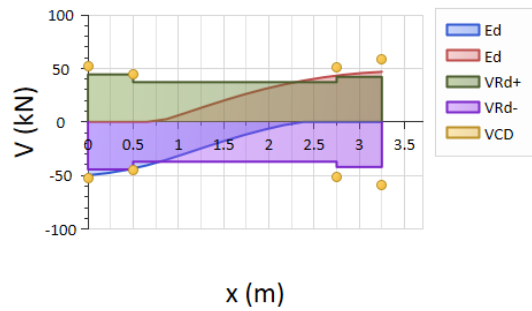


B3YIE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ22-Σ3

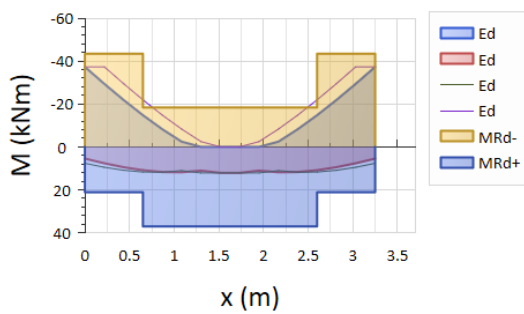


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ22-Σ3

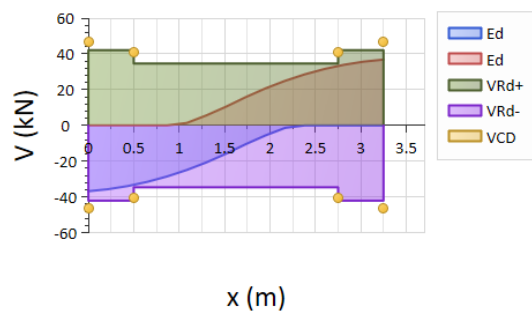


B3YII

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ21-Σ3

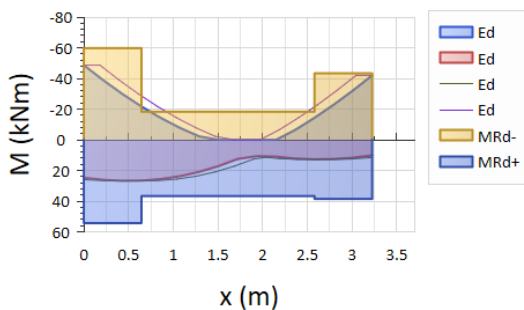


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ21-Σ3

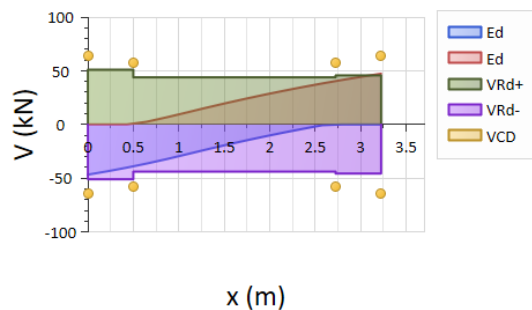


B4XEE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ1-Σ4

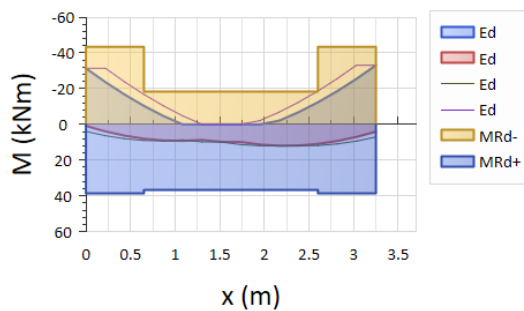


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ1-Σ4

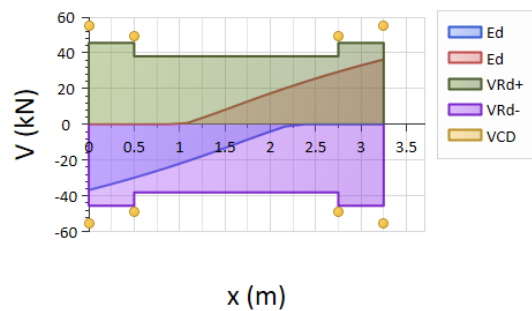


B4XEI

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ2-Σ4

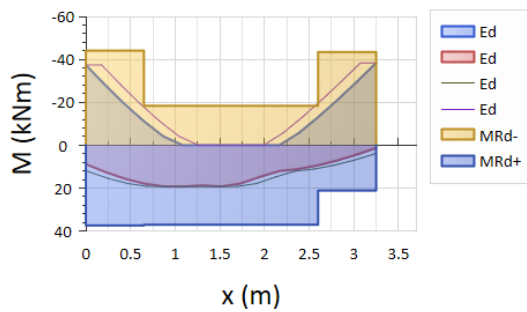


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ2-Σ4

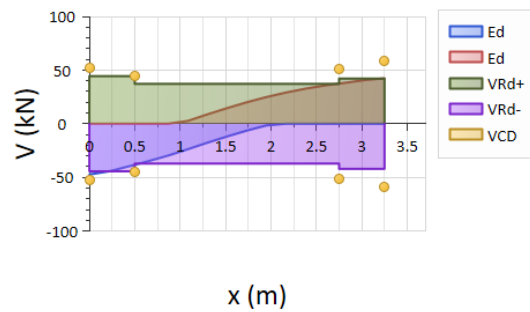


B4ΧΙΕ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ5-Σ4

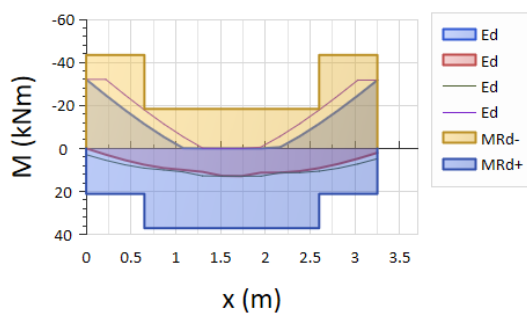


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ5-Σ4

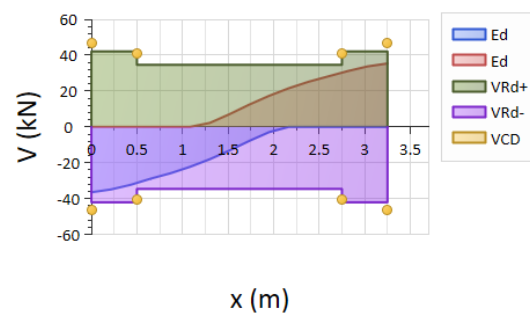


B4ΧΙΙ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ6-Σ4

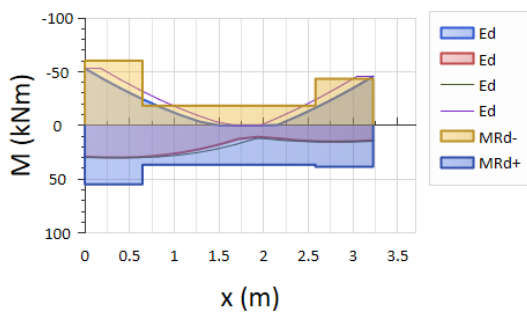


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ6-Σ4

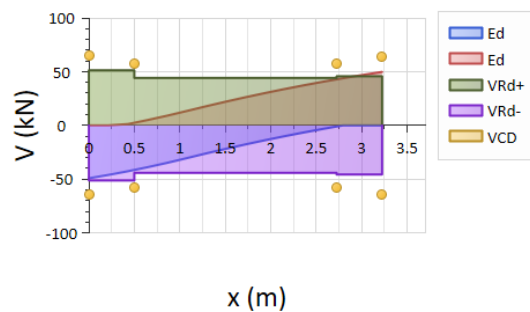


B4ΥΕΕ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ19-Σ4

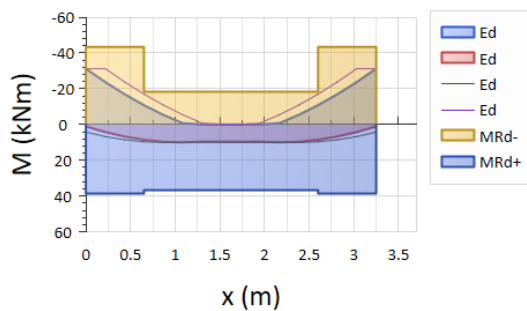


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ19-Σ4

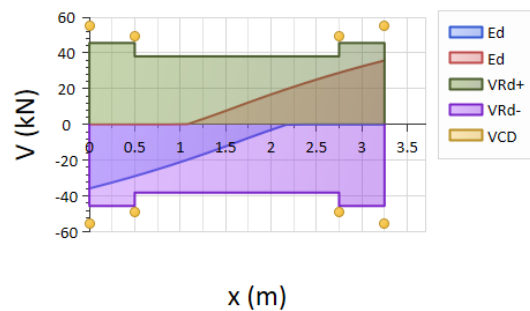


B4ΥΕΙ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ18-Σ4

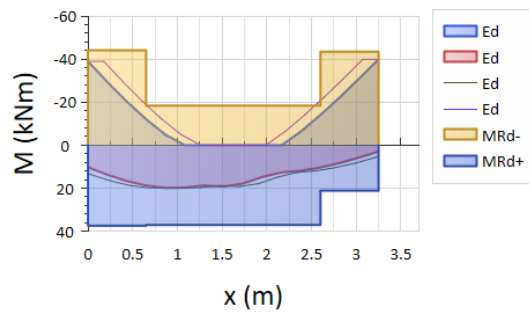


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ18-Σ4

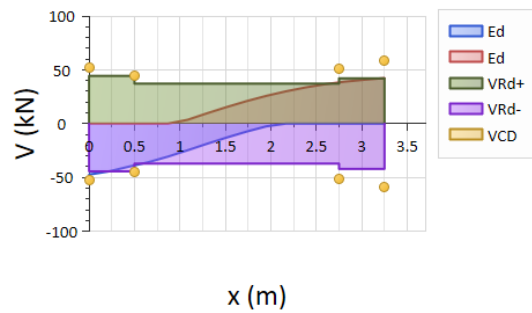


B4YIE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ22-Σ4

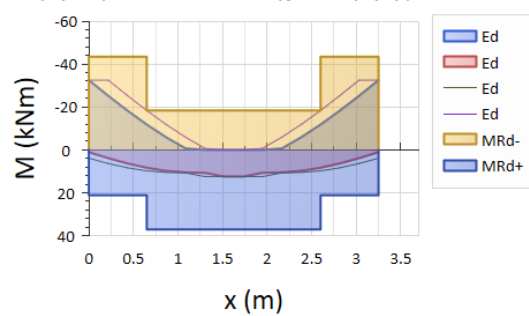


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ22-Σ4

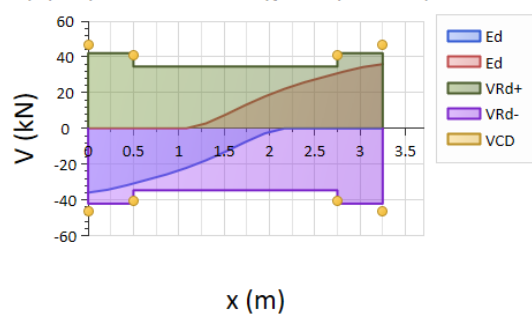


B4YII

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ21-Σ4

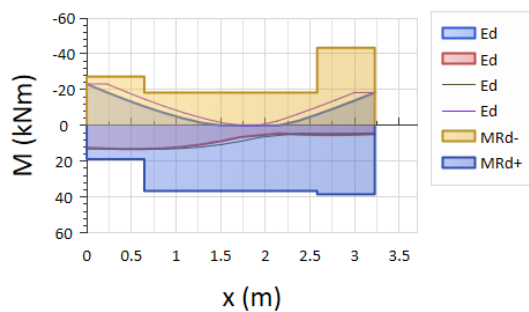


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ21-Σ4

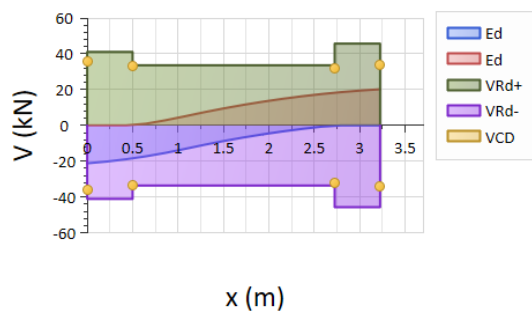


B5XEE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ1-Σ5

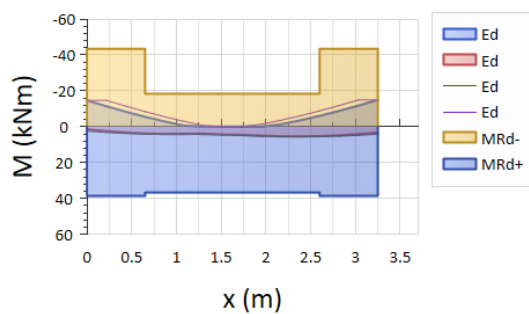


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ1-Σ5

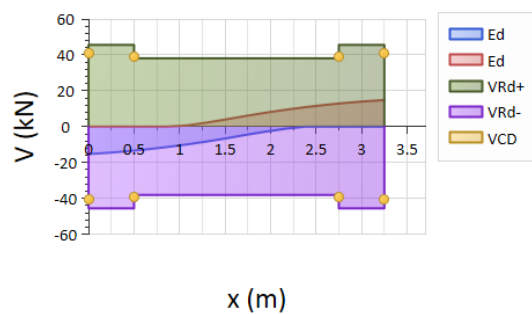


B5XEI

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ2-Σ5

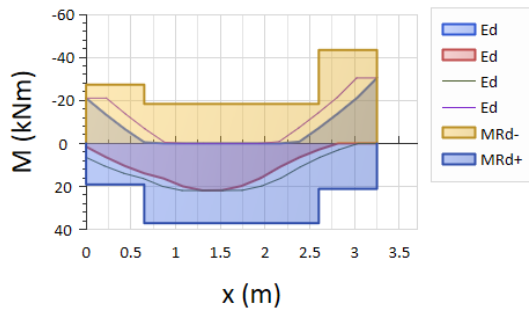


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ2-Σ5

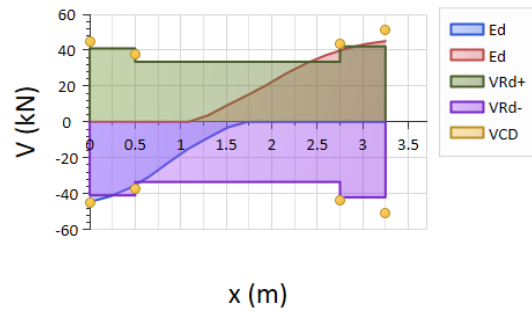


B5XIE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ5-Σ5

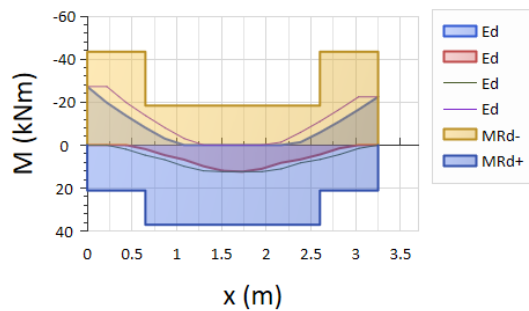


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ5-Σ5

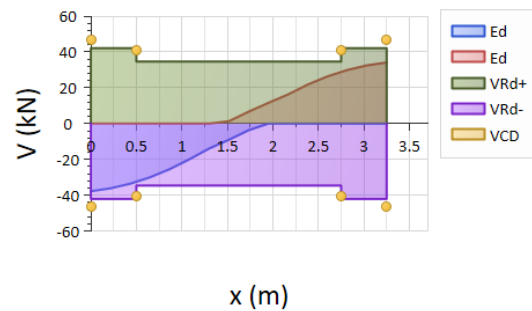


B5XII

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ6-Σ5

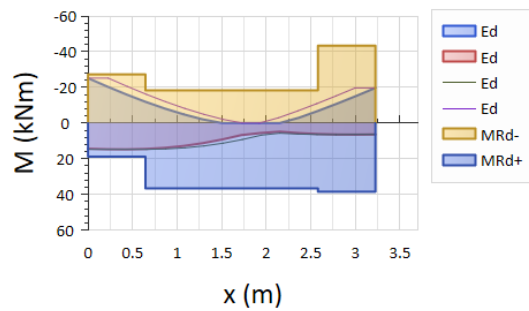


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ6-Σ5

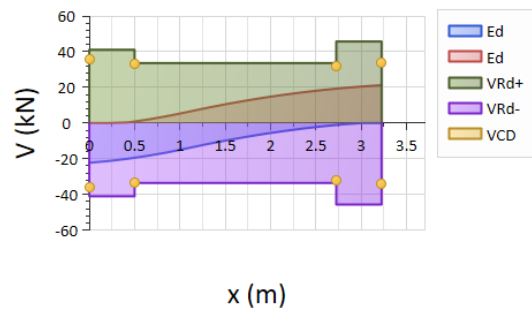


B5YEE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ19-Σ5

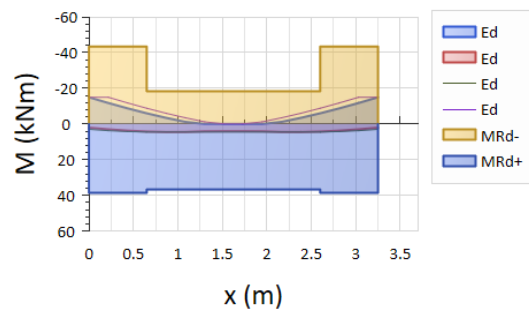


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ19-Σ5

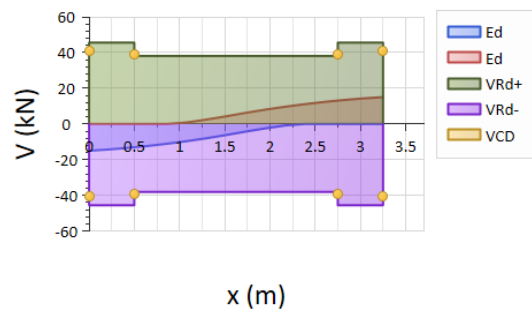


B5YEI

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ18-Σ5

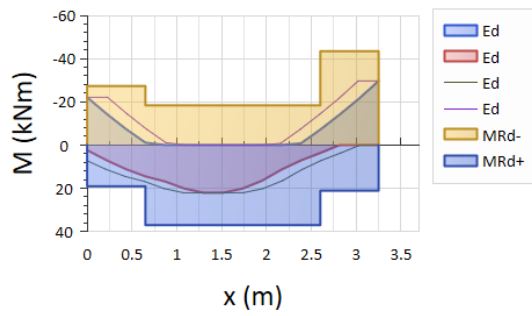


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ18-Σ5

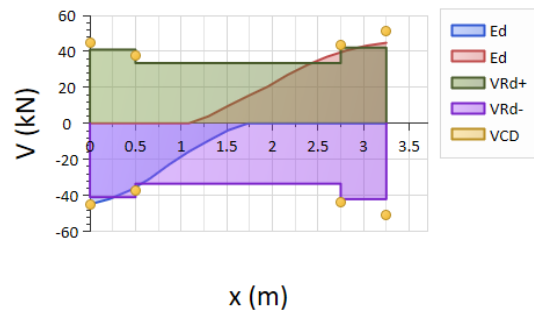


B5YIE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ22-Σ5

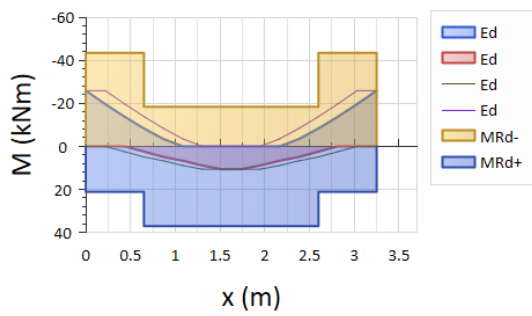


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ22-Σ5

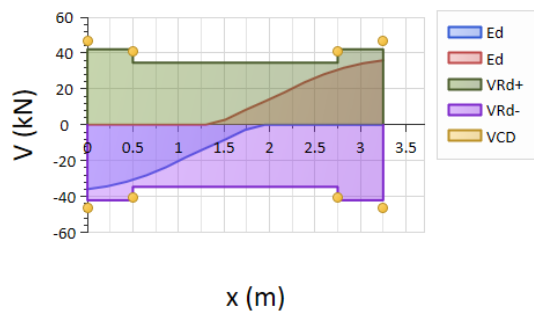


B5YII

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ21-Σ5



Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ21-Σ5



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε2: ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ m

Στάθμη Σ1 – Δείκτες m

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος
			NEd kN	θy ή dy	θu ή du	θsd ή dsd	m	NEd kN	θy ή dy	θu ή du	θsd ή dsd	m	
66	Y1-Σ1	θ2+	-269.12	0.00824	0.04093	0.01639	4.97	-277.55	0.00830	0.04081	0.01637	4.92	4.95
67		θ2-	-269.12	0.00824	0.04102	0.01642	4.98	-277.55	0.00830	0.04090	0.01640	4.93	
68		θ3+	-269.12	0.00824	0.04093	0.01639	4.97	-277.55	0.00830	0.04081	0.01637	4.92	
69		θ3-	-269.12	0.00824	0.04102	0.01642	4.98	-277.55	0.00830	0.04090	0.01640	4.93	
70	Y2-Σ1	θ2+	-412.28	0.00909	0.03198	0.01369	3.52	-420.70	0.00914	0.03178	0.01364	3.48	3.56
71		θ2-	-412.28	0.00909	0.03206	0.01371	3.53	-420.70	0.00914	0.03186	0.01367	3.49	
72		θ3+	-412.28	0.00902	0.03289	0.01397	3.65	-420.70	0.00907	0.03271	0.01393	3.61	
73		θ3-	-412.28	0.00902	0.03289	0.01397	3.65	-420.70	0.00907	0.03271	0.01393	3.61	
74	Y3-Σ1	θ2+	-396.15	0.00884	0.03333	0.01405	3.77	-404.57	0.00889	0.03317	0.01402	3.73	3.76
75		θ2-	-396.15	0.00885	0.03341	0.01409	3.78	-404.57	0.00890	0.03326	0.01405	3.74	
76		θ3+	-396.15	0.00884	0.03341	0.01408	3.78	-404.57	0.00889	0.03325	0.01405	3.74	
77		θ3-	-396.15	0.00884	0.03341	0.01408	3.78	-404.57	0.00889	0.03325	0.01405	3.74	
78	Y4-Σ1	θ2+	-412.47	0.00909	0.03197	0.01369	3.52	-420.89	0.00914	0.03178	0.01364	3.48	3.56
79		θ2-	-412.47	0.00909	0.03205	0.01371	3.53	-420.89	0.00914	0.03186	0.01366	3.49	
80		θ3+	-412.47	0.00902	0.03289	0.01397	3.65	-420.89	0.00907	0.03271	0.01393	3.61	
81		θ3-	-412.47	0.00902	0.03289	0.01397	3.65	-420.89	0.00907	0.03271	0.01393	3.61	
82	Y5-Σ1	θ2+	-268.57	0.00824	0.04094	0.01639	4.97	-276.99	0.00830	0.04082	0.01637	4.92	4.95
83		θ2-	-268.57	0.00824	0.04103	0.01642	4.98	-276.99	0.00830	0.04091	0.01640	4.93	
84		θ3+	-268.57	0.00824	0.04094	0.01639	4.97	-276.99	0.00830	0.04082	0.01637	4.92	
85		θ3-	-268.57	0.00824	0.04103	0.01642	4.98	-276.99	0.00830	0.04091	0.01640	4.93	
86	Y7-Σ1	θ2+	-533.57	0.00974	0.03170	0.01381	3.25	-541.99	0.00979	0.03150	0.01376	3.22	3.24
87		θ2-	-533.57	0.00976	0.03179	0.01385	3.26	-541.99	0.00980	0.03160	0.01380	3.22	
88		θ3+	-533.57	0.00976	0.03171	0.01383	3.25	-541.99	0.00981	0.03152	0.01377	3.21	
89		θ3-	-533.57	0.00976	0.03181	0.01386	3.26	-541.99	0.00980	0.03161	0.01380	3.22	
90	Y9-Σ1	θ2+	-533.40	0.00974	0.03170	0.01381	3.25	-541.83	0.00979	0.03150	0.01376	3.22	3.24
91		θ2-	-533.40	0.00976	0.03180	0.01385	3.26	-541.83	0.00980	0.03160	0.01380	3.22	
92		θ3+	-533.40	0.00976	0.03172	0.01383	3.25	-541.83	0.00980	0.03152	0.01377	3.21	
93		θ3-	-533.40	0.00976	0.03181	0.01386	3.26	-541.83	0.00980	0.03162	0.01381	3.23	

υποστυλώματα: από 3.24 μέχρι 4.95

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος
			NEd kN	θy ή dy	θu ή du	θsd ή dsd	m	NEd kN	θy ή dy	θu ή du	θsd ή dsd	m	
28	Δ31-Σ1	θ3+	0.00	0.00560	0.01444	0.00668	2.58	0.00	0.00538	0.01396	0.00645	2.59	2.67
29		θ3-	0.00	0.00506	0.01370	0.00625	2.71	0.00	0.00483	0.01345	0.00609	2.79	
30	Δ4-Σ1	θ3+	0.00	0.00548	0.01434	0.00661	2.62	0.00	0.00527	0.01401	0.00643	2.66	2.70
31		θ3-	0.00	0.00512	0.01392	0.00635	2.72	0.00	0.00493	0.01375	0.00623	2.79	
32	Δ28-Σ1	θ3+	0.00	0.00548	0.01434	0.00661	2.62	0.00	0.00531	0.01422	0.00651	2.68	2.72
33		θ3-	0.00	0.00502	0.01370	0.00624	2.73	0.00	0.00475	0.01358	0.00611	2.86	
34	Δ7-Σ1	θ3+	-0.00	0.00557	0.01429	0.00662	2.57	-0.00	0.00547	0.01400	0.00649	2.56	2.67
35		θ3-	-0.00	0.00479	0.01328	0.00602	2.77	-0.00	0.00467	0.01298	0.00588	2.78	
36	Δ11-Σ1	θ3+	-0.00	0.00557	0.01429	0.00662	2.57	-0.00	0.00547	0.01400	0.00649	2.56	2.67
37		θ3-	-0.00	0.00477	0.01328	0.00602	2.78	-0.00	0.00467	0.01298	0.00588	2.78	
38	Δ27-Σ1	θ3+	-0.00	0.00557	0.01429	0.00662	2.57	-0.00	0.00557	0.01429	0.00662	2.57	2.67
39		θ3-	-0.00	0.00477	0.01328	0.00602	2.78	-0.00	0.00477	0.01328	0.00602	2.78	
40	Δ24-Σ1	θ3+	-0.00	0.00564	0.01439	0.00668	2.55	-0.00	0.00564	0.01439	0.00668	2.55	2.66
41		θ3-	-0.00	0.00477	0.01324	0.00600	2.77	-0.00	0.00477	0.01324	0.00600	2.77	
42	Δ10-Σ1	θ3+	-0.00	0.00557	0.01429	0.00662	2.57	-0.00	0.00547	0.01400	0.00649	2.56	2.67
43		θ3-	-0.00	0.00477	0.01328	0.00602	2.78	-0.00	0.00467	0.01298	0.00588	2.78	
44	Δ2-Σ1	θ3+	0.00	0.00537	0.01427	0.00655	2.66	0.00	0.00539	0.01372	0.00637	2.55	2.70
45		θ3-	0.00	0.00494	0.01398	0.00630	2.83	0.00	0.00476	0.01309	0.00595	2.75	
46	Δ19-Σ1	θ3+	0.00	0.00560	0.01444	0.00668	2.58	0.00	0.00538	0.01396	0.00645	2.59	2.67
47		θ3-	0.00	0.00506	0.01370	0.00625	2.71	0.00	0.00483	0.01345	0.00609	2.79	
48	Δ1-Σ1	θ3+	0.00	0.00548	0.01434	0.00661	2.62	0.00	0.00527	0.01401	0.00643	2.66	2.70
49		θ3-	0.00	0.00512	0.01393	0.00635	2.72	0.00	0.00493	0.01375	0.00623	2.79	
50	Δ5-Σ1	θ3+	0.00	0.00564	0.01536	0.00700	2.72	0.00	0.00531	0.01422	0.00651	2.68	2.78
51		θ3-	0.00	0.00511	0.01464	0.00658	2.86	0.00	0.00475	0.01358	0.00611	2.86	
52	Δ22-Σ1	θ3+	0.00	0.00548	0.01434	0.00661	2.62	0.00	0.00531	0.01422	0.00651	2.68	2.72
53		θ3-	0.00	0.00502	0.01370	0.00624	2.73	0.00	0.00475	0.01358	0.00611	2.86	
54	Δ25-Σ1	θ3+	0.00	0.00548	0.01434	0.00661	2.62	0.00	0.00543	0.01426	0.00656	2.62	2.71
55		θ3-	0.00	0.00502	0.01370	0.00624	2.73	0.00	0.00471	0.01350	0.00607	2.86	

δοκάρια: από 2.66 μέχρι 2.78 (όπως στο υφιστάμενο καθώς δεν έχουν ενισχυθεί οι δοκοί του κτιρίου)

Στάθμη Σ2 – Δείκτες m

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος
			NEd kN	Θy ή dy	Θu ή du	Θsd ή dsd	m	NEd kN	Θy ή dy	Θu ή du	Θsd ή dsd	m	
66	Y1-Σ2	θ2+	-208.92	0.00960	0.04967	0.01976	5.17	-215.11	0.00968	0.04959	0.01976	5.12	5.15
67		θ2-	-208.92	0.00960	0.04967	0.01976	5.17	-215.11	0.00968	0.04959	0.01976	5.12	
68		θ3+	-208.92	0.00960	0.04967	0.01976	5.17	-215.11	0.00968	0.04959	0.01976	5.12	
69		θ3-	-208.92	0.00962	0.04972	0.01978	5.17	-215.11	0.00969	0.04964	0.01978	5.12	
70	Y2-Σ2	θ2+	-321.22	0.01059	0.04487	0.01849	4.23	-327.41	0.01067	0.04483	0.01850	4.20	4.22
71		θ2-	-321.22	0.01059	0.04487	0.01849	4.23	-327.41	0.01067	0.04483	0.01850	4.20	
72		θ3+	-321.22	0.01059	0.04487	0.01849	4.23	-327.41	0.01067	0.04483	0.01850	4.20	
73		θ3-	-321.22	0.01061	0.04487	0.01849	4.23	-327.41	0.01069	0.04484	0.01851	4.20	
74	Y3-Σ2	θ2+	-308.61	0.01024	0.03803	0.01609	3.71	-314.80	0.01030	0.03790	0.01607	3.68	3.70
75		θ2-	-308.61	0.01024	0.03803	0.01609	3.71	-314.80	0.01030	0.03790	0.01607	3.68	
76		θ3+	-308.61	0.01024	0.03803	0.01609	3.71	-314.80	0.01030	0.03790	0.01607	3.68	
77		θ3-	-308.61	0.01024	0.03803	0.01609	3.71	-314.80	0.01030	0.03790	0.01607	3.68	
78	Y4-Σ2	θ2+	-321.35	0.01060	0.04487	0.01849	4.23	-327.54	0.01067	0.04483	0.01850	4.20	4.22
79		θ2-	-321.35	0.01060	0.04487	0.01849	4.23	-327.54	0.01067	0.04483	0.01850	4.20	
80		θ3+	-321.35	0.01060	0.04487	0.01849	4.23	-327.54	0.01067	0.04483	0.01850	4.20	
81		θ3-	-321.35	0.01061	0.04487	0.01849	4.23	-327.54	0.01069	0.04484	0.01851	4.19	
82	Y5-Σ2	θ2+	-208.42	0.00960	0.04967	0.01976	5.18	-214.61	0.00967	0.04959	0.01976	5.13	5.15
83		θ2-	-208.42	0.00960	0.04967	0.01976	5.18	-214.61	0.00967	0.04959	0.01976	5.13	
84		θ3+	-208.42	0.00960	0.04967	0.01976	5.18	-214.61	0.00967	0.04959	0.01976	5.13	
85		θ3-	-208.42	0.00961	0.04973	0.01978	5.17	-214.61	0.00969	0.04965	0.01978	5.13	
86	Y7-Σ2	θ2+	-425.99	0.01150	0.03552	0.01567	3.09	-432.17	0.01157	0.03539	0.01565	3.06	3.07
87		θ2-	-425.99	0.01150	0.03552	0.01567	3.09	-432.17	0.01157	0.03539	0.01565	3.06	
88		θ3+	-425.99	0.01150	0.03552	0.01567	3.09	-432.17	0.01157	0.03539	0.01565	3.06	
89		θ3-	-425.99	0.01150	0.03552	0.01567	3.09	-432.17	0.01156	0.03539	0.01565	3.06	
90	Y9-Σ2	θ2+	-425.80	0.01150	0.03552	0.01567	3.09	-431.99	0.01156	0.03539	0.01565	3.06	3.08
91		θ2-	-425.80	0.01150	0.03552	0.01567	3.09	-431.99	0.01156	0.03539	0.01565	3.06	
92		θ3+	-425.80	0.01150	0.03552	0.01567	3.09	-431.99	0.01156	0.03539	0.01565	3.06	
93		θ3-	-425.80	0.01150	0.03552	0.01567	3.09	-431.99	0.01156	0.03539	0.01565	3.06	

υποστυλώματα: από 3.07 μέχρι 5.15

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος
			NEd kN	Θy ή dy	Θu ή du	Θsd ή dsd	m	NEd kN	Θy ή dy	Θu ή du	Θsd ή dsd	m	
28	Δ31-Σ2	θ3+	0.00	0.00558	0.01434	0.00664	2.57	0.00	0.00530	0.01368	0.00633	2.58	2.64
29		θ3-	0.00	0.00505	0.01354	0.00620	2.68	0.00	0.00481	0.01319	0.00600	2.74	
30	Δ4-Σ2	θ3+	0.00	0.00558	0.01435	0.00665	2.57	0.00	0.00530	0.01370	0.00633	2.58	2.65
31		θ3-	0.00	0.00505	0.01356	0.00620	2.69	0.00	0.00482	0.01320	0.00601	2.74	
32	Δ28-Σ2	θ3+	-0.00	0.00555	0.01479	0.00678	2.66	-0.00	0.00538	0.01380	0.00639	2.57	2.70
33		θ3-	-0.00	0.00494	0.01379	0.00624	2.79	-0.00	0.00466	0.01287	0.00584	2.76	
34	Δ7-Σ2	θ3+	0.00	0.00545	0.01386	0.00644	2.54	0.00	0.00530	0.01369	0.00633	2.59	2.66
35		θ3-	0.00	0.00466	0.01293	0.00586	2.77	0.00	0.00468	0.01289	0.00586	2.75	
36	Δ11-Σ2	θ3+	0.00	0.00545	0.01386	0.00644	2.54	0.00	0.00530	0.01369	0.00633	2.59	2.66
37		θ3-	0.00	0.00466	0.01293	0.00586	2.77	0.00	0.00468	0.01289	0.00586	2.75	
38	Δ27-Σ2	θ3+	0.00	0.00544	0.01382	0.00642	2.54	0.00	0.00544	0.01382	0.00642	2.54	2.66
39		θ3-	0.00	0.00465	0.01289	0.00585	2.77	0.00	0.00465	0.01289	0.00585	2.77	
40	Δ24-Σ2	θ3+	0.00	0.00544	0.01382	0.00642	2.54	0.00	0.00544	0.01382	0.00642	2.54	2.66
41		θ3-	0.00	0.00465	0.01289	0.00585	2.77	0.00	0.00465	0.01289	0.00585	2.77	
42	Δ10-Σ2	θ3+	0.00	0.00545	0.01386	0.00644	2.54	0.00	0.00530	0.01369	0.00633	2.59	2.66
43		θ3-	0.00	0.00466	0.01293	0.00586	2.77	0.00	0.00468	0.01289	0.00586	2.75	
44	Δ2-Σ2	θ3+	0.00	0.00531	0.01370	0.00634	2.58	0.00	0.00522	0.01358	0.00627	2.60	2.68
45		θ3-	0.00	0.00478	0.01324	0.00601	2.77	0.00	0.00478	0.01319	0.00599	2.76	
46	Δ19-Σ2	θ3+	0.00	0.00558	0.01433	0.00664	2.57	0.00	0.00530	0.01367	0.00632	2.58	2.64
47		θ3-	0.00	0.00504	0.01354	0.00619	2.68	0.00	0.00482	0.01318	0.00600	2.74	
48	Δ1-Σ2	θ3+	0.00	0.00558	0.01435	0.00665	2.57	0.00	0.00530	0.01370	0.00633	2.58	2.65
49		θ3-	0.00	0.00505	0.01356	0.00620	2.69	0.00	0.00482	0.01320	0.00601	2.74	
50	Δ5-Σ2	θ3+	-0.00	0.00557	0.01483	0.00680	2.66	-0.00	0.00539	0.01384	0.00641	2.57	2.70
51		θ3-	-0.00	0.00496	0.01383	0.00626	2.79	-0.00	0.00468	0.01290	0.00586	2.76	
52	Δ22-Σ2	θ3+	-0.00	0.00555	0.01479	0.00678	2.66	-0.00	0.00538	0.01380	0.00639	2.57	2.70
53		θ3-	-0.00	0.00494	0.01379	0.00624	2.79	-0.00	0.00466	0.01287	0.00584	2.76	
54	Δ25-Σ2	θ3+	-0.00	0.00555	0.01479	0.00678	2.66	-0.00	0.00538	0.01380	0.00639	2.57	2.70
55		θ3-	-0.00	0.00494	0.01379	0.00624	2.79	-0.00	0.00466	0.01287	0.00584	2.76	

δοκάρια: από 2.64 μέχρι 2.70 (όπως στο υφιστάμενο καθώς δεν έχουν ενισχυθεί οι δοκοί του κτιρίου)

Στάθμη Σ3 – Δείκτες m

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)														
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος	
			NEd kN	Θγ ή δγ	Θυ ή δυ	Θsd ή dsd	m	NEd kN	Θγ ή δγ	Θυ ή δυ	Θsd ή dsd	m	m	m
66	Y1-Σ3	θ2+	-147.09	0.00908	0.05084	0.01997	5.60	-153.28	0.00916	0.05077	0.01998	5.54	5.57	
67		θ2-	-147.09	0.00908	0.05091	0.02000	5.61	-153.28	0.00916	0.05084	0.02000	5.55		
68		θ3+	-147.09	0.00908	0.05084	0.01997	5.60	-153.28	0.00916	0.05077	0.01998	5.54		
69		θ3-	-147.09	0.00908	0.05084	0.01997	5.60	-153.28	0.00916	0.05077	0.01998	5.54		
70	Y2-Σ3	θ2+	-231.78	0.01413	0.05410	0.02275	3.83	-236.08	0.01425	0.05407	0.02278	3.79	3.82	
71		θ2-	-231.78	0.01413	0.05424	0.02279	3.84	-236.08	0.01425	0.05421	0.02282	3.80		
72		θ3+	-231.78	0.01413	0.05424	0.02279	3.84	-236.08	0.01425	0.05421	0.02282	3.80		
73		θ3-	-231.78	0.01413	0.05428	0.02280	3.84	-236.08	0.01425	0.05425	0.02284	3.81		
74	Y3-Σ3	θ2+	-221.96	0.01316	0.04735	0.02017	3.60	-226.26	0.01327	0.04725	0.02017	3.56	3.69	
75		θ2-	-221.96	0.01316	0.04743	0.02020	3.60	-226.26	0.01327	0.04733	0.02020	3.57		
76		θ3+	-221.96	0.01335	0.05097	0.02144	3.82	-226.26	0.01346	0.05094	0.02147	3.78		
77		θ3-	-221.96	0.01335	0.05097	0.02144	3.82	-226.26	0.01346	0.05094	0.02147	3.78		
78	Y4-Σ3	θ2+	-231.85	0.01413	0.05410	0.02275	3.83	-236.15	0.01426	0.05407	0.02278	3.79	3.82	
79		θ2-	-231.85	0.01413	0.05424	0.02279	3.84	-236.15	0.01426	0.05421	0.02282	3.80		
80		θ3+	-231.85	0.01413	0.05424	0.02279	3.84	-236.15	0.01426	0.05421	0.02282	3.80		
81		θ3-	-231.85	0.01413	0.05428	0.02280	3.84	-236.15	0.01426	0.05425	0.02284	3.81		
82	Y5-Σ3	θ2+	-146.79	0.00907	0.05085	0.01997	5.60	-152.97	0.00916	0.05078	0.01998	5.55	5.58	
83		θ2-	-146.79	0.00908	0.05091	0.02000	5.61	-152.97	0.00916	0.05085	0.02000	5.55		
84		θ3+	-146.79	0.00907	0.05085	0.01997	5.60	-152.97	0.00916	0.05078	0.01998	5.55		
85		θ3-	-146.79	0.00907	0.05085	0.01997	5.60	-152.97	0.00916	0.05078	0.01998	5.55		
86	Y7-Σ3	θ2+	-320.01	0.01559	0.04487	0.02015	2.88	-324.31	0.01569	0.04476	0.02015	2.85	3.01	
87		θ2-	-320.01	0.01558	0.04498	0.02019	2.89	-324.31	0.01569	0.04487	0.02019	2.86		
88		θ3+	-320.01	0.01594	0.05026	0.02207	3.15	-324.31	0.01605	0.05023	0.02209	3.13		
89		θ3-	-320.01	0.01594	0.05026	0.02207	3.15	-324.31	0.01605	0.05023	0.02209	3.13		
90	Y9-Σ3	θ2+	-319.82	0.01558	0.04487	0.02015	2.88	-324.11	0.01569	0.04476	0.02015	2.85	3.01	
91		θ2-	-319.82	0.01558	0.04499	0.02019	2.89	-324.11	0.01569	0.04488	0.02019	2.86		
92		θ3+	-319.82	0.01593	0.05026	0.02207	3.15	-324.11	0.01605	0.05023	0.02209	3.13		
93		θ3-	-319.82	0.01593	0.05026	0.02207	3.15	-324.11	0.01605	0.05023	0.02209	3.13		

υποστυλώματα: από 3.01 μέχρι 5.57

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)														
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος	
			NEd kN	Θγ ή δγ	Θυ ή δυ	Θsd ή dsd	m	NEd kN	Θγ ή δγ	Θυ ή δυ	Θsd ή dsd	m	m	m
28	Δ31-Σ3	θ3+	-0.00	0.00539	0.01410	0.00650	2.62	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.67	
29		θ3-	-0.00	0.00504	0.01351	0.00618	2.68	-0.00	0.00479	0.01322	0.00601	2.76		
30	Δ4-Σ3	θ3+	-0.00	0.00549	0.01478	0.00676	2.69	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.71	
31		θ3-	-0.00	0.00509	0.01415	0.00642	2.78	-0.00	0.00480	0.01323	0.00601	2.76		
32	Δ28-Σ3	θ3+	0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71	
33		θ3-	0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75		
34	Δ7-Σ3	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67	
35		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75		
36	Δ11-Σ3	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67	
37		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75		
38	Δ27-Σ3	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67	
39		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75		
40	Δ24-Σ3	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67	
41		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75		
42	Δ10-Σ3	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67	
43		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75		
44	Δ2-Σ3	θ3+	-0.00	0.00524	0.01366	0.00630	2.61	-0.00	0.00524	0.01366	0.00630	2.61	2.68	
45		θ3-	-0.00	0.00481	0.01327	0.00603	2.76	-0.00	0.00481	0.01327	0.00603	2.76		
46	Δ19-Σ3	θ3+	-0.00	0.00539	0.01410	0.00650	2.62	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.67	
47		θ3-	-0.00	0.00504	0.01351	0.00618	2.68	-0.00	0.00479	0.01322	0.00601	2.76		
48	Δ1-Σ3	θ3+	-0.00	0.00550	0.01480	0.00676	2.69	-0.00	0.00524	0.01363	0.00629	2.60	2.71	
49		θ3-	-0.00	0.00507	0.01416	0.00641	2.79	-0.00	0.00480	0.01324	0.00601	2.76		
50	Δ5-Σ3	θ3+	0.00	0.00528	0.01431	0.00653	2.71	0.00	0.00532	0.01379	0.00637	2.59	2.71	
51		θ3-	0.00	0.00483	0.01355	0.00613	2.80	0.00	0.00472	0.01299	0.00591	2.75		
52	Δ22-Σ3	θ3+	0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71	
53		θ3-	0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75		
54	Δ25-Σ3	θ3+	0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71	
55		θ3-	0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75		

δοκάρια: από 2.67 μέχρι 2.71 (όπως στο υφιστάμενο καθώς δεν έχουν ενισχυθεί οι δοκοί του κτιρίου)

Στάθμη Σ4 – Δείκτες m

α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)										Μέσος Όρος m
			Αρχή					Τέλος					
			NEd kN	Θy ή dy	Θu ή du	Θsd ή dsd	m	NEd kN	Θy ή dy	Θu ή du	Θsd ή dsd	m	
66	Y1-Σ4	θ2+	-84.86	0.00787	0.02795	0.01194	3.55	-91.04	0.00791	0.02766	0.01186	3.50	3.54
67		θ2-	-84.86	0.00787	0.02797	0.01194	3.56	-91.04	0.00791	0.02768	0.01186	3.50	
68		θ3+	-84.86	0.00786	0.02825	0.01204	3.59	-91.04	0.00791	0.02795	0.01195	3.53	
69		θ3-	-84.86	0.00786	0.02825	0.01204	3.59	-91.04	0.00791	0.02795	0.01195	3.53	
70	Y2-Σ4	θ2+	-141.79	0.01127	0.05176	0.02101	4.59	-146.09	0.01139	0.05175	0.02105	4.54	4.57
71		θ2-	-141.79	0.01127	0.05184	0.02104	4.60	-146.09	0.01139	0.05184	0.02108	4.55	
72		θ3+	-141.79	0.01127	0.05176	0.02101	4.59	-146.09	0.01139	0.05175	0.02105	4.54	
73		θ3-	-141.79	0.01127	0.05184	0.02104	4.60	-146.09	0.01139	0.05184	0.02108	4.55	
74	Y3-Σ4	θ2+	-134.55	0.01106	0.05178	0.02095	4.68	-138.85	0.01119	0.05177	0.02099	4.63	4.66
75		θ2-	-134.55	0.01106	0.05186	0.02097	4.69	-138.85	0.01119	0.05185	0.02101	4.63	
76		θ3+	-134.55	0.01106	0.05178	0.02095	4.68	-138.85	0.01119	0.05177	0.02099	4.63	
77		θ3-	-134.55	0.01106	0.05186	0.02097	4.69	-138.85	0.01119	0.05185	0.02101	4.63	
78	Y4-Σ4	θ2+	-141.86	0.01127	0.05176	0.02101	4.59	-146.16	0.01140	0.05175	0.02105	4.54	4.57
79		θ2-	-141.86	0.01127	0.05184	0.02104	4.60	-146.16	0.01140	0.05184	0.02108	4.55	
80		θ3+	-141.86	0.01127	0.05176	0.02101	4.59	-146.16	0.01140	0.05175	0.02105	4.54	
81		θ3-	-141.86	0.01127	0.05184	0.02104	4.60	-146.16	0.01140	0.05184	0.02108	4.55	
82	Y5-Σ4	θ2+	-84.78	0.00787	0.02795	0.01194	3.55	-90.96	0.00791	0.02766	0.01186	3.50	3.55
83		θ2-	-84.78	0.00786	0.02797	0.01195	3.56	-90.96	0.00791	0.02768	0.01186	3.50	
84		θ3+	-84.78	0.00786	0.02825	0.01204	3.59	-90.96	0.00791	0.02796	0.01195	3.54	
85		θ3-	-84.78	0.00786	0.02825	0.01204	3.59	-90.96	0.00791	0.02796	0.01195	3.54	
86	Y7-Σ4	θ2+	-214.10	0.01244	0.05379	0.02208	4.32	-218.40	0.01255	0.05381	0.02212	4.29	4.31
87		θ2-	-214.10	0.01244	0.05379	0.02208	4.32	-218.40	0.01255	0.05381	0.02212	4.29	
88		θ3+	-214.10	0.01244	0.05379	0.02208	4.32	-218.40	0.01255	0.05381	0.02212	4.29	
89		θ3-	-214.10	0.01244	0.05379	0.02208	4.32	-218.40	0.01255	0.05381	0.02212	4.29	
90	Y9-Σ4	θ2+	-214.18	0.01245	0.05379	0.02208	4.32	-218.48	0.01255	0.05381	0.02212	4.29	4.30
91		θ2-	-214.18	0.01245	0.05379	0.02208	4.32	-218.48	0.01255	0.05381	0.02212	4.29	
92		θ3+	-214.18	0.01245	0.05379	0.02208	4.32	-218.48	0.01255	0.05381	0.02212	4.29	
93		θ3-	-214.18	0.01245	0.05379	0.02208	4.32	-218.48	0.01255	0.05381	0.02212	4.29	

υποστυλώματα: από 3.54 μέχρι 4.57

α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)										Μέσος Όρος m
			Αρχή					Τέλος					
			NEd kN	Θy ή dy	Θu ή du	Θsd ή dsd	m	NEd kN	Θy ή dy	Θu ή du	Θsd ή dsd	m	
28	Δ31-Σ4	θ3+	-0.00	0.00539	0.01410	0.00650	2.62	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.67
29		θ3-	-0.00	0.00504	0.01351	0.00618	2.68	-0.00	0.00479	0.01322	0.00601	2.76	
30	Δ4-Σ4	θ3+	-0.00	0.00549	0.01478	0.00676	2.69	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.71
31		θ3-	-0.00	0.00509	0.01415	0.00642	2.78	-0.00	0.00480	0.01323	0.00601	2.76	
32	Δ28-Σ4	θ3+	0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
33		θ3-	0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
34	Δ7-Σ4	θ3+	-0.00	0.00532	0.01378	0.00637	2.59	-0.00	0.00532	0.01378	0.00637	2.59	2.67
35		θ3-	-0.00	0.00472	0.01299	0.00590	2.75	-0.00	0.00472	0.01299	0.00590	2.75	
36	Δ11-Σ4	θ3+	-0.00	0.00532	0.01378	0.00637	2.59	-0.00	0.00532	0.01378	0.00637	2.59	2.67
37		θ3-	-0.00	0.00472	0.01299	0.00590	2.75	-0.00	0.00472	0.01299	0.00590	2.75	
38	Δ27-Σ4	θ3+	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
39		θ3-	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
40	Δ24-Σ4	θ3+	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
41		θ3-	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
42	Δ10-Σ4	θ3+	-0.00	0.00532	0.01378	0.00637	2.59	-0.00	0.00532	0.01378	0.00637	2.59	2.67
43		θ3-	-0.00	0.00472	0.01299	0.00590	2.75	-0.00	0.00472	0.01299	0.00590	2.75	
44	Δ2-Σ4	θ3+	0.00	0.00524	0.01366	0.00630	2.61	0.00	0.00524	0.01366	0.00630	2.61	2.68
45		θ3-	0.00	0.00481	0.01327	0.00603	2.76	0.00	0.00481	0.01327	0.00603	2.76	
46	Δ19-Σ4	θ3+	-0.00	0.00539	0.01410	0.00650	2.62	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.67
47		θ3-	-0.00	0.00504	0.01351	0.00618	2.68	-0.00	0.00479	0.01322	0.00601	2.76	
48	Δ1-Σ4	θ3+	-0.00	0.00549	0.01478	0.00676	2.69	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.71
49		θ3-	-0.00	0.00509	0.01415	0.00642	2.78	-0.00	0.00480	0.01323	0.00601	2.76	
50	Δ5-Σ4	θ3+	-0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
51		θ3-	-0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
52	Δ22-Σ4	θ3+	0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
53		θ3-	0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
54	Δ25-Σ4	θ3+	0.00	0.00527	0.01426	0.00651	2.70	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
55		θ3-	0.00	0.00483	0.01351	0.00611	2.80	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	

δοκάρια: από 2.67 μέχρι 2.71 (όπως στο υφιστάμενο καθώς δεν έχουν ενισχυθεί οι δοκοί του κτιρίου)

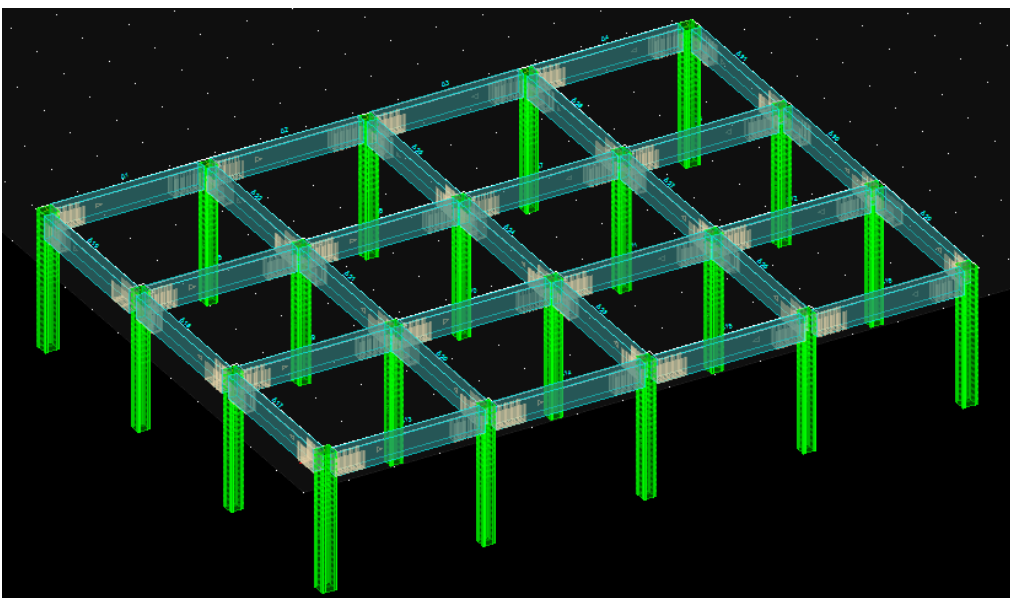
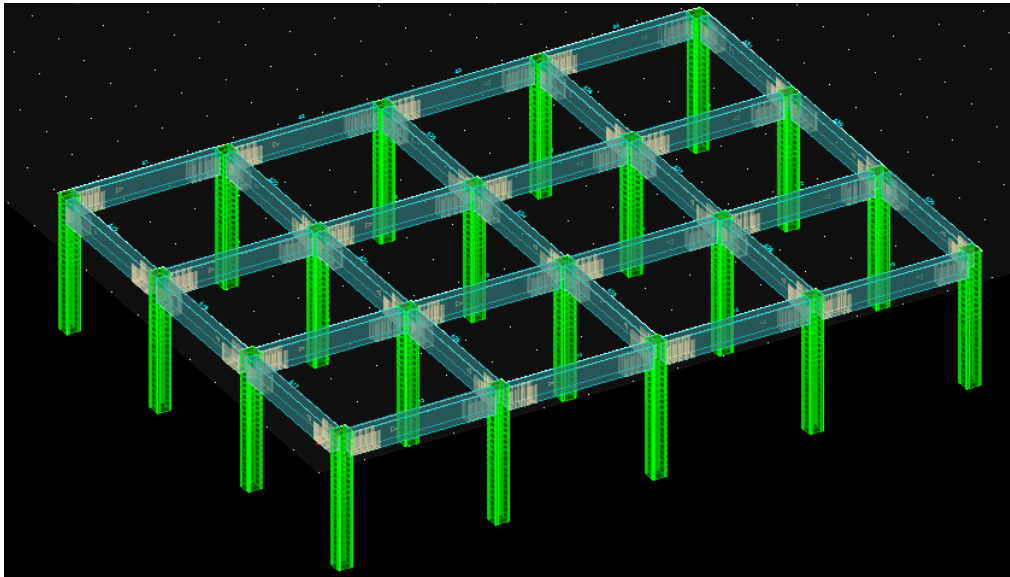
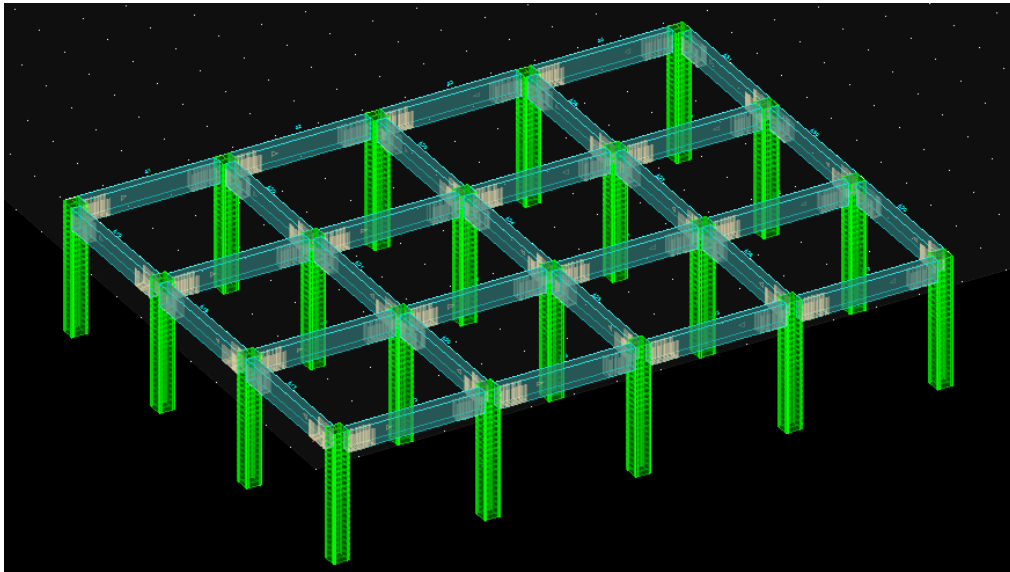
Στάθμη Σ5 – Δείκτες m

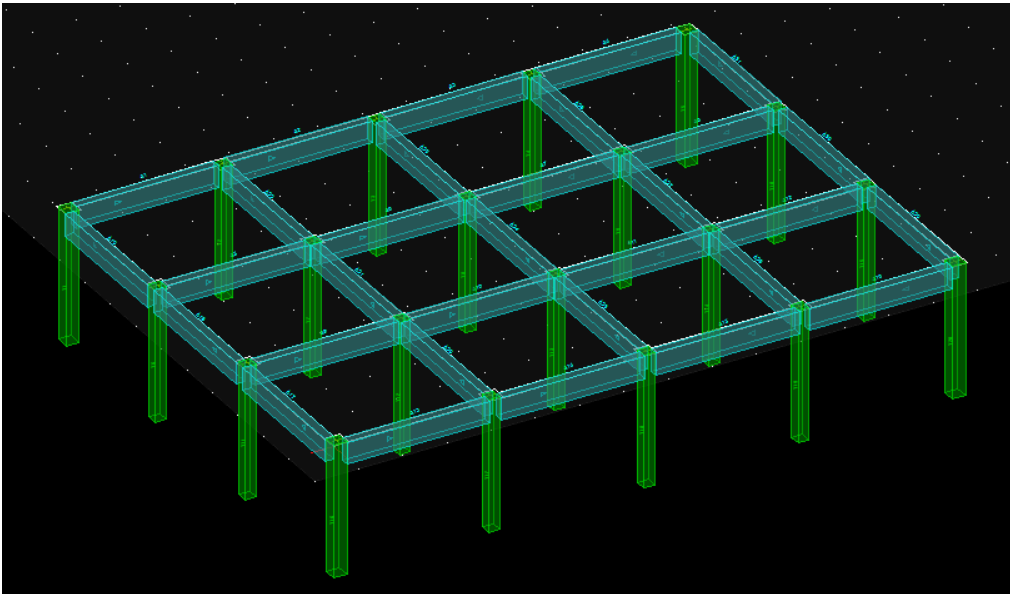
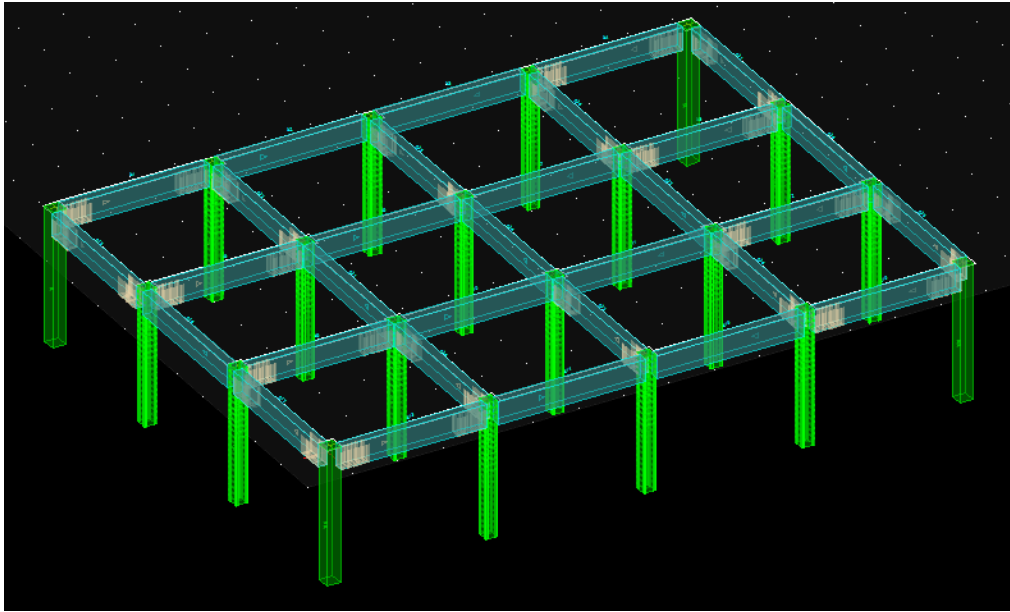
Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος
			NEd kN	Θγ ή δγ	Θυ ή δυ	Θsd ή dsd	m	NEd kN	Θγ ή δγ	Θυ ή δυ	Θsd ή dsd	m	
66	Y1-Σ5	θ2+	-24.39	0.00741	0.02607	0.01116	3.52	-30.58	0.00746	0.02582	0.01109	3.46	3.51
67		θ2-	-24.39	0.00741	0.02608	0.01116	3.52	-30.58	0.00746	0.02582	0.01109	3.46	
68		θ3+	-24.39	0.00741	0.02637	0.01126	3.56	-30.58	0.00745	0.02611	0.01119	3.50	
69		θ3-	-24.39	0.00741	0.02637	0.01126	3.56	-30.58	0.00745	0.02611	0.01119	3.50	
70	Y2-Σ5	θ2+	-50.88	0.00813	0.02337	0.01050	2.87	-55.18	0.00818	0.02312	0.01043	2.82	2.86
71		θ2-	-50.88	0.00815	0.02339	0.01051	2.87	-55.18	0.00820	0.02314	0.01045	2.82	
72		θ3+	-50.88	0.00814	0.02361	0.01059	2.90	-55.18	0.00820	0.02336	0.01052	2.85	
73		θ3-	-50.88	0.00814	0.02361	0.01059	2.90	-55.18	0.00820	0.02336	0.01052	2.85	
74	Y3-Σ5	θ2+	-47.52	0.00809	0.02357	0.01055	2.91	-51.81	0.00814	0.02331	0.01048	2.86	2.90
75		θ2-	-47.52	0.00810	0.02359	0.01056	2.91	-51.81	0.00816	0.02334	0.01050	2.86	
76		θ3+	-47.52	0.00810	0.02381	0.01064	2.94	-51.81	0.00816	0.02356	0.01057	2.89	
77		θ3-	-47.52	0.00810	0.02381	0.01064	2.94	-51.81	0.00816	0.02356	0.01057	2.89	
78	Y4-Σ5	θ2+	-50.92	0.00813	0.02337	0.01050	2.87	-55.21	0.00818	0.02311	0.01043	2.82	2.86
79		θ2-	-50.92	0.00815	0.02339	0.01051	2.87	-55.21	0.00821	0.02314	0.01045	2.82	
80		θ3+	-50.92	0.00814	0.02361	0.01059	2.90	-55.21	0.00820	0.02335	0.01052	2.85	
81		θ3-	-50.92	0.00814	0.02361	0.01059	2.90	-55.21	0.00820	0.02335	0.01052	2.85	
82	Y5-Σ5	θ2+	-24.38	0.00741	0.02607	0.01116	3.52	-30.56	0.00746	0.02582	0.01109	3.46	3.51
83		θ2-	-24.38	0.00741	0.02608	0.01116	3.52	-30.56	0.00746	0.02582	0.01109	3.46	
84		θ3+	-24.38	0.00741	0.02637	0.01126	3.56	-30.56	0.00745	0.02611	0.01119	3.50	
85		θ3-	-24.38	0.00741	0.02637	0.01126	3.56	-30.56	0.00745	0.02611	0.01119	3.50	
86	Y7-Σ5	θ2+	-108.38	0.00887	0.02000	0.00962	2.26	-112.68	0.00892	0.01974	0.00955	2.21	2.24
87		θ2-	-108.38	0.00891	0.02004	0.00965	2.25	-112.68	0.00897	0.01979	0.00959	2.21	
88		θ3+	-108.38	0.00891	0.02019	0.00970	2.27	-112.68	0.00897	0.01993	0.00963	2.22	
89		θ3-	-108.38	0.00891	0.02019	0.00970	2.27	-112.68	0.00897	0.01993	0.00963	2.22	
90	Y9-Σ5	θ2+	-108.40	0.00887	0.01999	0.00962	2.26	-112.70	0.00892	0.01974	0.00955	2.21	2.24
91		θ2-	-108.40	0.00891	0.02004	0.00965	2.25	-112.70	0.00897	0.01979	0.00959	2.21	
92		θ3+	-108.40	0.00891	0.02019	0.00970	2.27	-112.70	0.00897	0.01993	0.00963	2.22	
93		θ3-	-108.40	0.00891	0.02019	0.00970	2.27	-112.70	0.00897	0.01993	0.00963	2.22	

υποστυλώματα: από 2.24 μέχρι 3.51

Υπολογισμός Τοπικών Συντελεστών Συμπεριφοράς (m)													
α/α	Στοιχείο	Διεύθυνση	Αρχή					Τέλος					Μέσος Όρος
			NEd kN	Θγ ή δγ	Θυ ή δυ	Θsd ή dsd	m	NEd kN	Θγ ή δγ	Θυ ή δυ	Θsd ή dsd	m	
28	Δ31-Σ5	θ3+	-0.00	0.00502	0.01338	0.00613	2.67	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.72
29		θ3-	-0.00	0.00454	0.01287	0.00580	2.84	-0.00	0.00479	0.01322	0.00601	2.76	
30	Δ4-Σ5	θ3+	-0.00	0.00502	0.01338	0.00613	2.67	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.72
31		θ3-	-0.00	0.00454	0.01287	0.00580	2.84	-0.00	0.00480	0.01323	0.00601	2.76	
32	Δ28-Σ5	θ3+	-0.00	0.00503	0.01342	0.00615	2.67	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
33		θ3-	-0.00	0.00450	0.01280	0.00577	2.85	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
34	Δ7-Σ5	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
35		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
36	Δ11-Σ5	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
37		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
38	Δ27-Σ5	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
39		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
40	Δ24-Σ5	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
41		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
42	Δ10-Σ5	θ3+	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.67
43		θ3-	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
44	Δ2-Σ5	θ3+	0.00	0.00524	0.01366	0.00630	2.61	0.00	0.00524	0.01366	0.00630	2.61	2.68
45		θ3-	0.00	0.00481	0.01327	0.00603	2.76	0.00	0.00481	0.01327	0.00603	2.76	
46	Δ19-Σ5	θ3+	-0.00	0.00502	0.01338	0.00613	2.67	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.72
47		θ3-	-0.00	0.00454	0.01287	0.00580	2.84	-0.00	0.00479	0.01322	0.00601	2.76	
48	Δ1-Σ5	θ3+	-0.00	0.00502	0.01338	0.00613	2.67	-0.00	0.00523	0.01361	0.00628	2.60	2.72
49		θ3-	-0.00	0.00454	0.01287	0.00580	2.84	-0.00	0.00480	0.01323	0.00601	2.76	
50	Δ5-Σ5	θ3+	-0.00	0.00503	0.01342	0.00615	2.67	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
51		θ3-	-0.00	0.00450	0.01280	0.00577	2.85	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
52	Δ22-Σ5	θ3+	-0.00	0.00503	0.01342	0.00615	2.67	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
53		θ3-	-0.00	0.00450	0.01280	0.00577	2.85	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	
54	Δ25-Σ5	θ3+	-0.00	0.00503	0.01342	0.00615	2.67	-0.00	0.00531	0.01375	0.00635	2.59	2.71
55		θ3-	-0.00	0.00450	0.01280	0.00577	2.85	-0.00	0.00470	0.01295	0.00588	2.75	

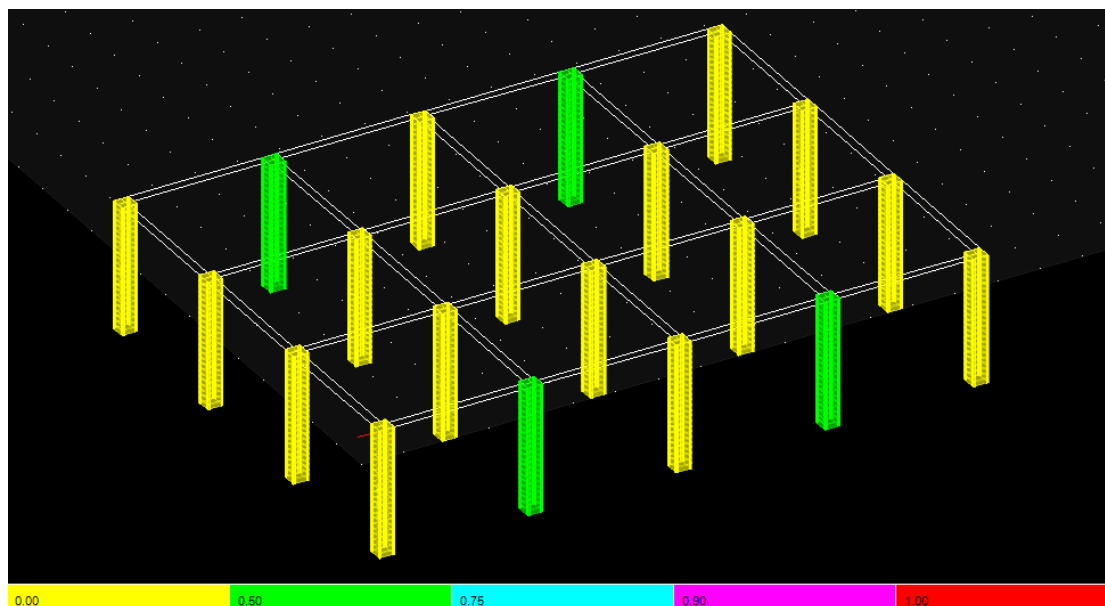
δοκάρια: από 2.67 μέχρι 2.72 (όπως στο υφιστάμενο καθώς δεν έχουν ενισχυθεί οι δοκοί του κτιρίου)

Ενισχύσεις καθ' ύψος



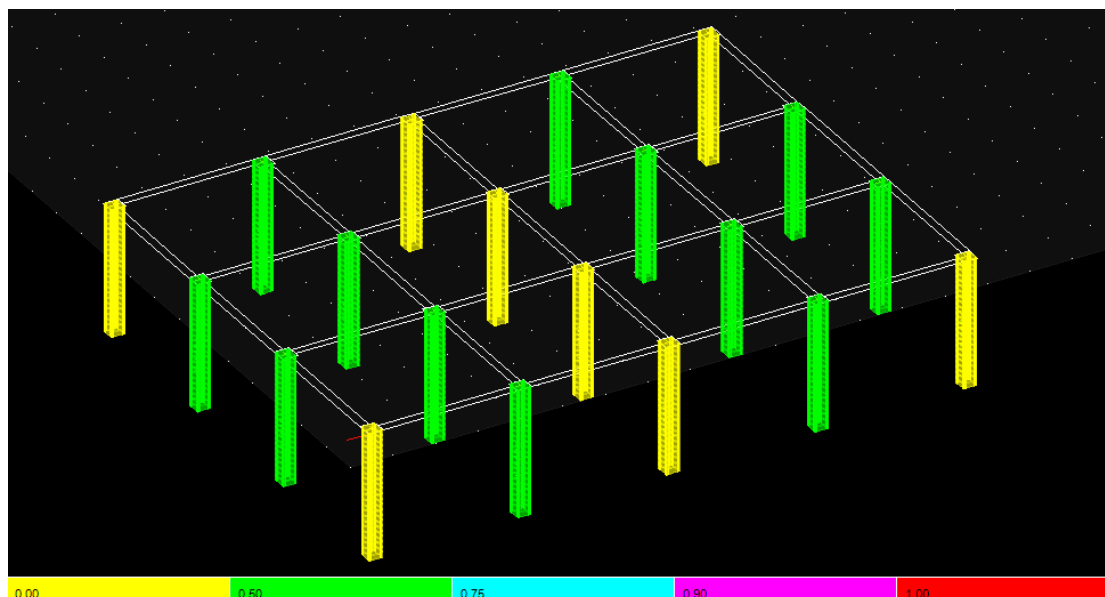
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΥΠΙΚΟΥ
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Ω.Σ. ΤΟΥ '60

Στάθμη Σ1 – Υποστυλώματα



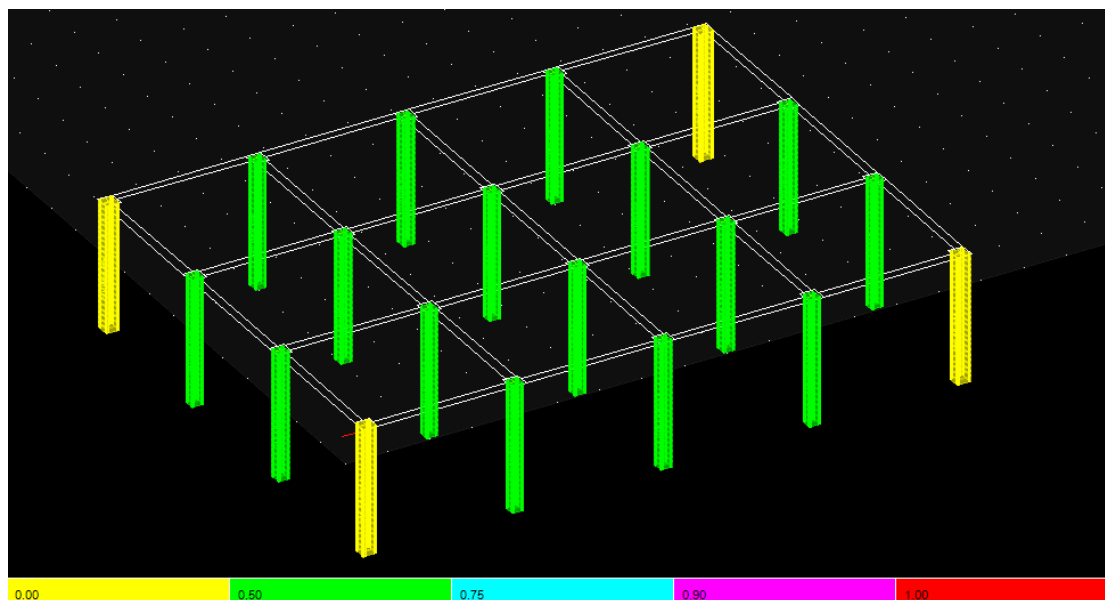
Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων								
α/α	Όνομα	Ανηγμένο Δείκτης	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιξη	Ικανοτικός Κόμπος Κόμβου	Ικανοτικός Διάτμησης Κόμ	Διαμέτρου Ραβδίου Κόμβου
1	Υ6-Σ1	0.43	0.25	0.11	0.06	0.49	---	0.00
2	Υ1-Σ1	0.31	0.18	0.09	0.06	0.43	---	0.00
3	Υ2-Σ1	0.43	0.24	0.13	0.06	0.52	---	0.00
4	Υ3-Σ1	0.40	0.22	0.11	0.06	0.44	---	0.00
5	Υ4-Σ1	0.43	0.24	0.13	0.06	0.52	---	0.00
6	Υ5-Σ1	0.31	0.18	0.09	0.06	0.43	---	0.00
7	Υ7-Σ1	0.50	0.26	0.12	0.06	0.35	---	0.00
8	Υ9-Σ1	0.50	0.26	0.12	0.06	0.35	---	0.00
9	Υ11-Σ1	0.43	0.25	0.11	0.06	0.49	---	0.00
10	Υ10-Σ1	0.43	0.25	0.11	0.06	0.49	---	0.00
11	Υ14-Σ1	0.50	0.26	0.12	0.06	0.35	---	0.00
12	Υ15-Σ1	0.43	0.25	0.11	0.06	0.49	---	0.00
13	Υ17-Σ1	0.43	0.24	0.13	0.06	0.52	---	0.00
14	Υ8-Σ1	0.46	0.25	0.12	0.06	0.40	---	0.00
15	Υ13-Σ1	0.46	0.25	0.12	0.06	0.40	---	0.00
16	Υ16-Σ1	0.31	0.18	0.09	0.06	0.43	---	0.00
17	Υ12-Σ1	0.50	0.26	0.12	0.06	0.35	---	0.00
18	Υ20-Σ1	0.31	0.18	0.09	0.06	0.43	---	0.00
19	Υ18-Σ1	0.40	0.22	0.11	0.06	0.44	---	0.00
20	Υ19-Σ1	0.43	0.25	0.13	0.06	0.52	---	0.00

Στάθμη Σ2 – Υποστυλώματα



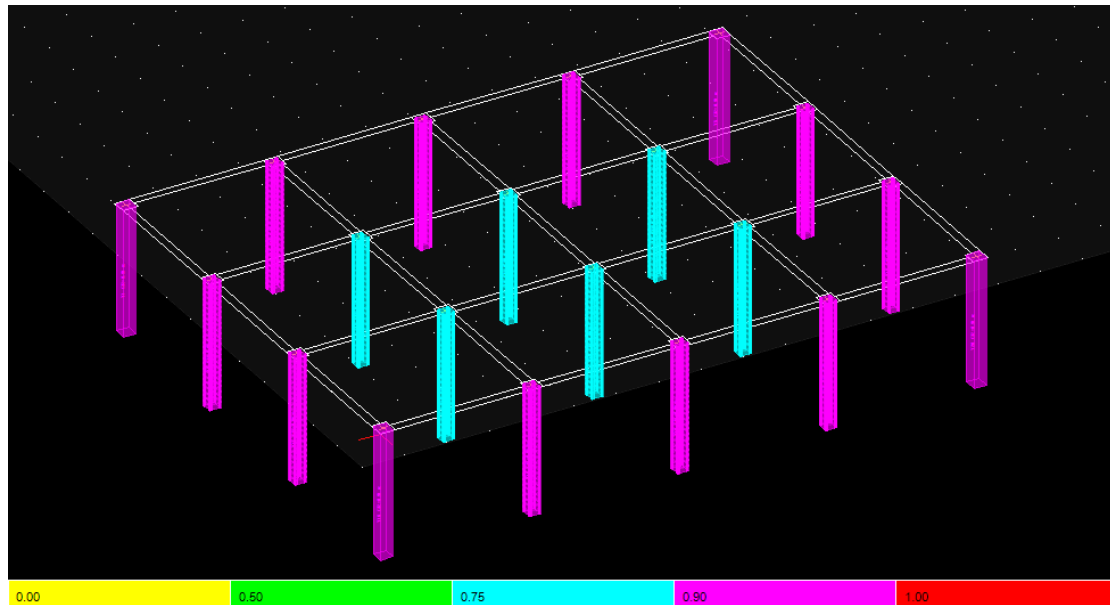
Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων												
α/α	Όνομα	Ανηγμένο Δεσμικό	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιξη	Ικανοτικός Κάμψης Κόμβου	Ικανοτικός Διάτμησης Κόμβου	Διαμέτρου Ράβδων Κόμβου				
1	Υ6-Σ2	✓ 0.44	✓ 0.26	✓ 0.15	---	✓ 0.55	---	✓ 0.00				
2	Υ1-Σ2	✓ 0.32	✓ 0.19	✓ 0.10	---	✓ 0.43	---	✓ 0.00				
3	Υ2-Σ2	✓ 0.44	✓ 0.25	✓ 0.14	---	✓ 0.55	---	✓ 0.00				
4	Υ3-Σ2	✓ 0.42	✓ 0.24	✓ 0.14	---	✓ 0.47	---	✓ 0.00				
5	Υ4-Σ2	✓ 0.44	✓ 0.25	✓ 0.14	---	✓ 0.55	---	✓ 0.00				
6	Υ5-Σ2	✓ 0.32	✓ 0.19	✓ 0.10	---	✓ 0.43	---	✓ 0.00				
7	Υ7-Σ2	✓ 0.53	✓ 0.30	✓ 0.17	---	✓ 0.40	---	✓ 0.00				
8	Υ9-Σ2	✓ 0.53	✓ 0.30	✓ 0.17	---	✓ 0.40	---	✓ 0.00				
9	Υ11-Σ2	✓ 0.44	✓ 0.26	✓ 0.15	---	✓ 0.55	---	✓ 0.00				
10	Υ10-Σ2	✓ 0.44	✓ 0.26	✓ 0.15	---	✓ 0.55	---	✓ 0.00				
11	Υ14-Σ2	✓ 0.53	✓ 0.30	✓ 0.17	---	✓ 0.40	---	✓ 0.00				
12	Υ15-Σ2	✓ 0.44	✓ 0.26	✓ 0.15	---	✓ 0.55	---	✓ 0.00				
13	Υ17-Σ2	✓ 0.44	✓ 0.25	✓ 0.14	---	✓ 0.55	---	✓ 0.00				
14	Υ8-Σ2	✓ 0.50	✓ 0.28	✓ 0.15	---	✓ 0.40	---	✓ 0.00				
15	Υ13-Σ2	✓ 0.50	✓ 0.28	✓ 0.15	---	✓ 0.40	---	✓ 0.00				
16	Υ16-Σ2	✓ 0.32	✓ 0.19	✓ 0.10	---	✓ 0.43	---	✓ 0.00				
17	Υ12-Σ2	✓ 0.53	✓ 0.30	✓ 0.17	---	✓ 0.40	---	✓ 0.00				
18	Υ20-Σ2	✓ 0.32	✓ 0.19	✓ 0.10	---	✓ 0.43	---	✓ 0.00				
19	Υ18-Σ2	✓ 0.42	✓ 0.24	✓ 0.14	---	✓ 0.47	---	✓ 0.00				
20	Υ19-Σ2	✓ 0.44	✓ 0.25	✓ 0.14	---	✓ 0.55	---	✓ 0.00				

Στάθμη Σ3 – Υποστυλώματα



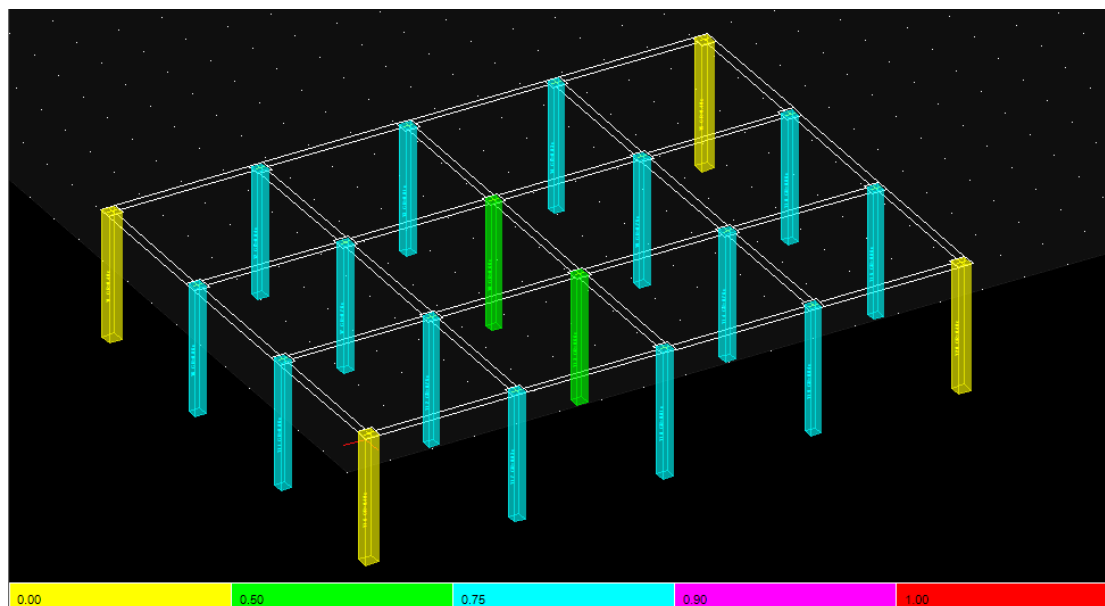
Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων													
α/α	Όνομα	Ανηγμένο Δίσκος	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιξη	Ικανοτικός Κάμψης Κάβου	Ικανοτικός Διάτμησης Κάβου	Διαμέτρου Βάθρου Κάβου					
1	Υ6-Σ3	✓	0.45	✓	0.26	✓	0.09	---	✓	0.55	---	✓	0.00
2	Υ1-Σ3	✓	0.22	✓	0.18	✓	0.12	---	✓	0.48	---	✓	0.00
3	Υ2-Σ3	✓	0.46	✓	0.25	✓	0.06	---	✓	0.55	---	✓	0.00
4	Υ3-Σ3	✓	0.43	✓	0.23	✓	0.07	---	✓	0.55	---	✓	0.00
5	Υ4-Σ3	✓	0.46	✓	0.25	✓	0.06	---	✓	0.55	---	✓	0.00
6	Υ5-Σ3	✓	0.22	✓	0.18	✓	0.12	---	✓	0.48	---	✓	0.00
7	Υ7-Σ3	✓	0.57	✓	0.29	✓	0.09	---	✓	0.44	---	✓	0.00
8	Υ9-Σ3	✓	0.57	✓	0.29	✓	0.09	---	✓	0.44	---	✓	0.00
9	Υ11-Σ3	✓	0.45	✓	0.26	✓	0.09	---	✓	0.55	---	✓	0.00
10	Υ10-Σ3	✓	0.45	✓	0.26	✓	0.09	---	✓	0.55	---	✓	0.00
11	Υ14-Σ3	✓	0.57	✓	0.29	✓	0.09	---	✓	0.44	---	✓	0.00
12	Υ15-Σ3	✓	0.45	✓	0.26	✓	0.09	---	✓	0.55	---	✓	0.00
13	Υ17-Σ3	✓	0.46	✓	0.25	✓	0.06	---	✓	0.55	---	✓	0.00
14	Υ8-Σ3	✓	0.53	✓	0.26	✓	0.08	---	✓	0.44	---	✓	0.00
15	Υ13-Σ3	✓	0.53	✓	0.26	✓	0.08	---	✓	0.44	---	✓	0.00
16	Υ16-Σ3	✓	0.22	✓	0.18	✓	0.12	---	✓	0.48	---	✓	0.00
17	Υ12-Σ3	✓	0.57	✓	0.29	✓	0.09	---	✓	0.44	---	✓	0.00
18	Υ20-Σ3	✓	0.22	✓	0.18	✓	0.12	---	✓	0.48	---	✓	0.00
19	Υ18-Σ3	✓	0.43	✓	0.23	✓	0.07	---	✓	0.55	---	✓	0.00
20	Υ19-Σ3	✓	0.46	✓	0.25	✓	0.06	---	✓	0.55	---	✓	0.00

Στάθμη Σ4 – Υποστυλώματα

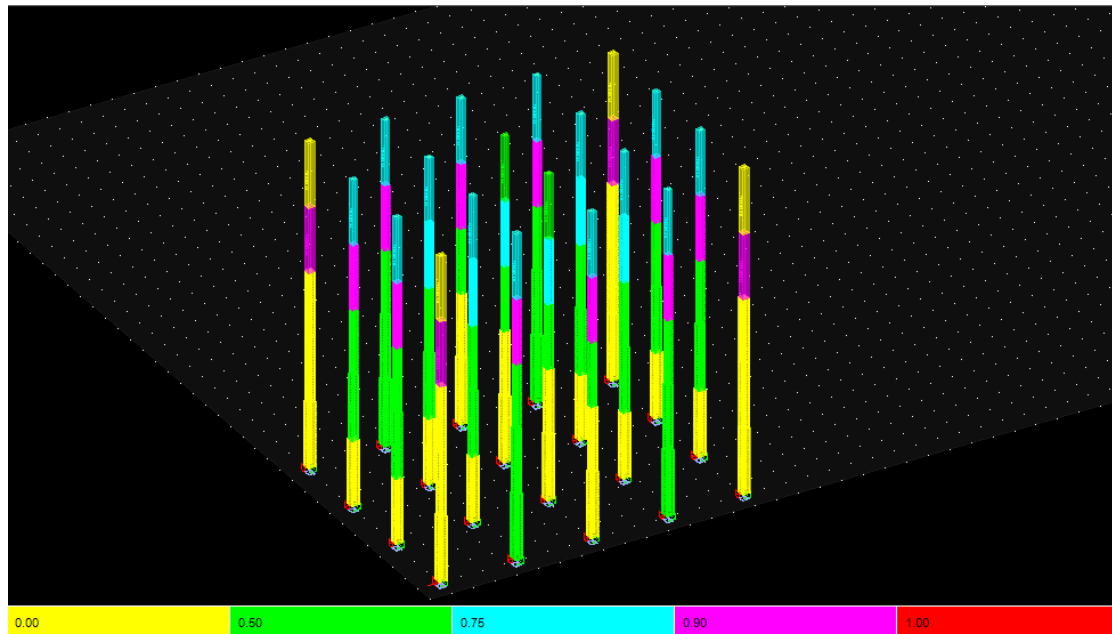


Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων								
α/α	Όνομα	Ανηγμένο Δείκτης	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιξη	Ικανοτικός Κάμψης Κάμψης	Ικανοτικός Διάτμησης Κάμψης	Διαμέτρου Δάβδων Κάμψης
1	Υ6-Σ4	0.27	0.24	0.07	---	0.96	---	0.00
2	Υ1-Σ4	0.14	0.33	0.28	---	0.91	---	0.00
3	Υ2-Σ4	0.27	0.22	0.07	---	0.95	---	0.00
4	Υ3-Σ4	0.26	0.19	0.07	---	0.96	---	0.00
5	Υ4-Σ4	0.27	0.22	0.07	---	0.95	---	0.00
6	Υ5-Σ4	0.14	0.33	0.28	---	0.91	---	0.00
7	Υ7-Σ4	0.38	0.21	0.06	---	0.78	---	0.00
8	Υ9-Σ4	0.38	0.21	0.06	---	0.78	---	0.00
9	Υ11-Σ4	0.27	0.24	0.07	---	0.96	---	0.00
10	Υ10-Σ4	0.27	0.24	0.07	---	0.96	---	0.00
11	Υ14-Σ4	0.38	0.21	0.06	---	0.78	---	0.00
12	Υ15-Σ4	0.27	0.24	0.07	---	0.96	---	0.00
13	Υ17-Σ4	0.27	0.22	0.07	---	0.95	---	0.00
14	Υ8-Σ4	0.35	0.19	0.06	---	0.80	---	0.00
15	Υ13-Σ4	0.35	0.19	0.06	---	0.80	---	0.00
16	Υ16-Σ4	0.14	0.33	0.28	---	0.91	---	0.00
17	Υ12-Σ4	0.38	0.21	0.06	---	0.78	---	0.00
18	Υ20-Σ4	0.14	0.33	0.28	---	0.91	---	0.00
19	Υ18-Σ4	0.26	0.19	0.07	---	0.96	---	0.00
20	Υ19-Σ4	0.27	0.22	0.07	---	0.95	---	0.00

Στάθμη Σ5 – Υποστυλώματα



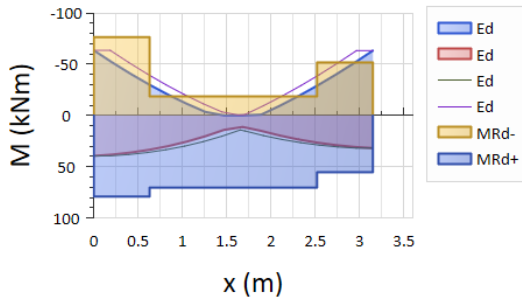
Αποτελέσματα Ελέγχου Επάρκειας Αντοχής Υποστυλωμάτων								
α/α	Όνομα	Ανηγμένο Δείκτης	Κάμψη	Διάτμηση	Περίσφιξη	Ικανοτικός Κάμψης Κάβου	Ικανοτικός Διάτμησης Κάβου	Διαμέτρου Ραβδίου Κάβου
1	Υ6-Σ5	0.11	0.86	0.67	---	---	---	0.00
2	Υ1-Σ5	0.05	0.48	0.43	---	---	---	0.00
3	Υ2-Σ5	0.11	0.84	0.63	---	---	---	0.00
4	Υ3-Σ5	0.10	0.81	0.61	---	---	---	0.00
5	Υ4-Σ5	0.11	0.83	0.63	---	---	---	0.00
6	Υ5-Σ5	0.05	0.48	0.43	---	---	---	0.00
7	Υ7-Σ5	0.19	0.76	0.70	---	---	---	0.00
8	Υ9-Σ5	0.19	0.75	0.70	---	---	---	0.00
9	Υ11-Σ5	0.11	0.86	0.67	---	---	---	0.00
10	Υ10-Σ5	0.11	0.86	0.67	---	---	---	0.00
11	Υ14-Σ5	0.19	0.76	0.70	---	---	---	0.00
12	Υ15-Σ5	0.11	0.86	0.67	---	---	---	0.00
13	Υ17-Σ5	0.11	0.83	0.63	---	---	---	0.00
14	Υ8-Σ5	0.18	0.66	0.64	---	---	---	0.00
15	Υ13-Σ5	0.18	0.66	0.64	---	---	---	0.00
16	Υ16-Σ5	0.05	0.48	0.43	---	---	---	0.00
17	Υ12-Σ5	0.19	0.75	0.70	---	---	---	0.00
18	Υ20-Σ5	0.05	0.48	0.43	---	---	---	0.00
19	Υ18-Σ5	0.10	0.81	0.61	---	---	---	0.00
20	Υ19-Σ5	0.11	0.84	0.63	---	---	---	0.00

Καθολικός Φορέας – Υποστυλώματα

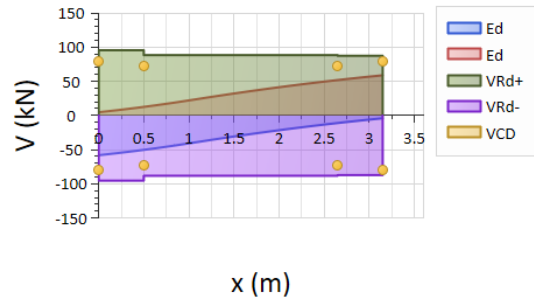
Δοκάρια

Β1ΧΕΕ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ1-Σ1

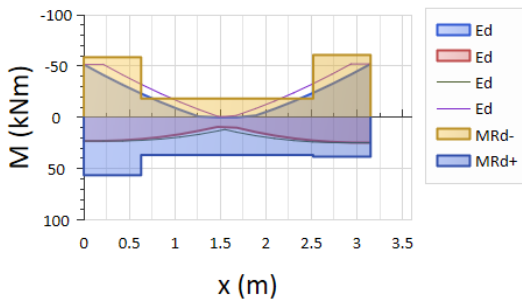


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ1-Σ1

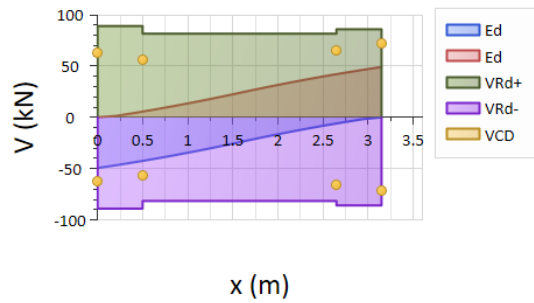


Β1ΧΕΙ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ2-Σ1

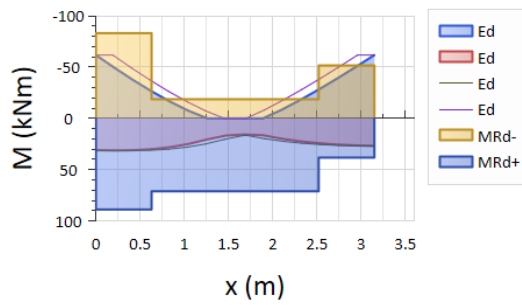


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ2-Σ1

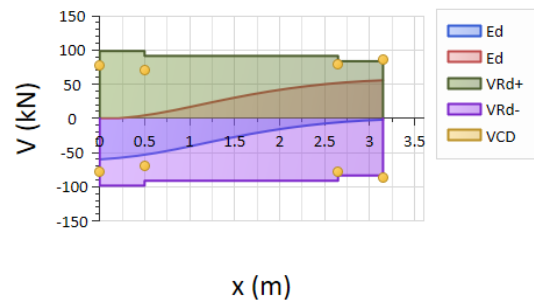


Β1ΧΙΕ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ5-Σ1

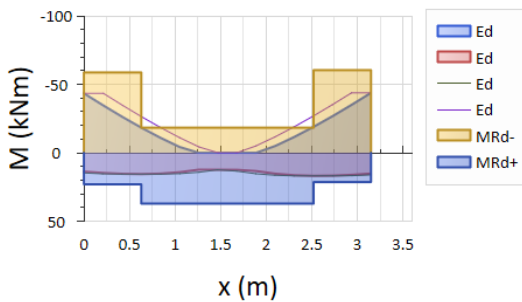


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ5-Σ1

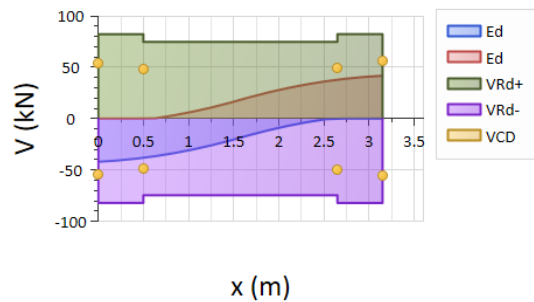


Β1ΧΙΙ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ6-Σ1

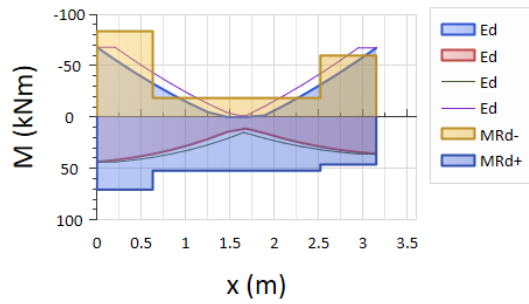


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ6-Σ1

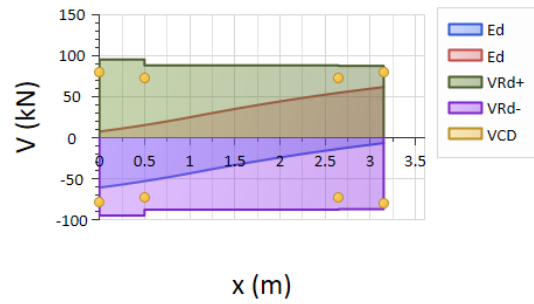


Β1ΥΕΕ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ19-Σ1

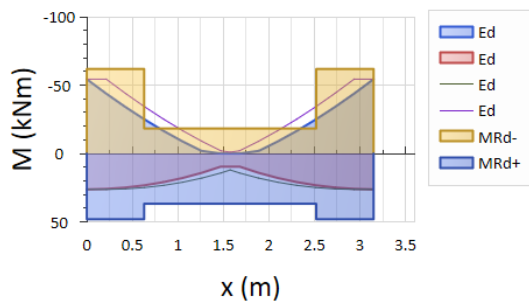


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ19-Σ1

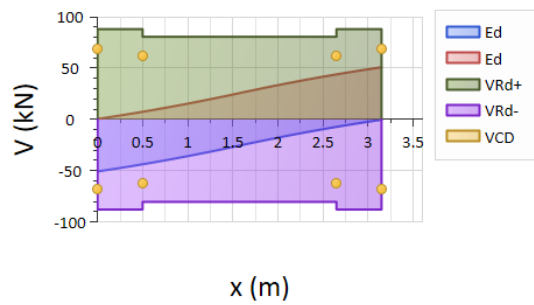


Β1ΥΕΙ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ18-Σ1

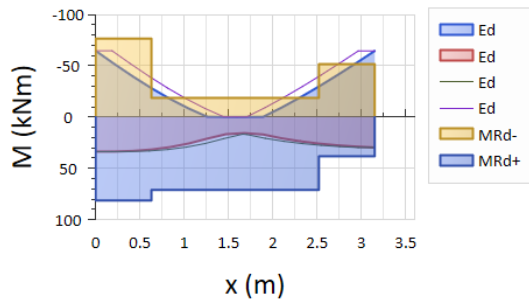


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ18-Σ1

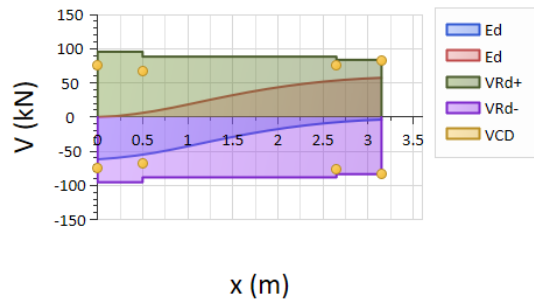


Β1Υ11Ε

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ22-Σ1

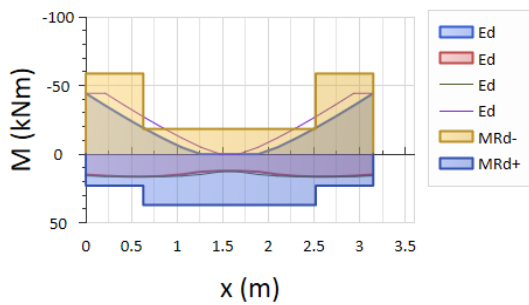


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ22-Σ1

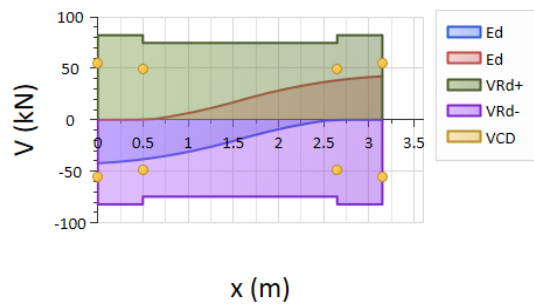


Β1Υ11Ι

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ21-Σ1

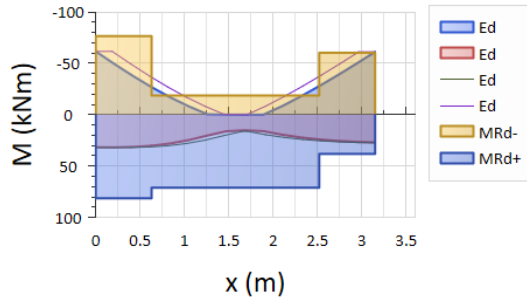


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ21-Σ1

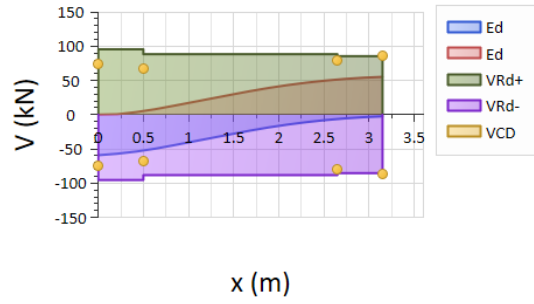


B1YI2E

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ25-Σ1

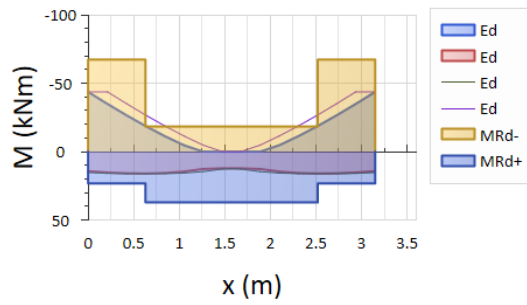


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ25-Σ1

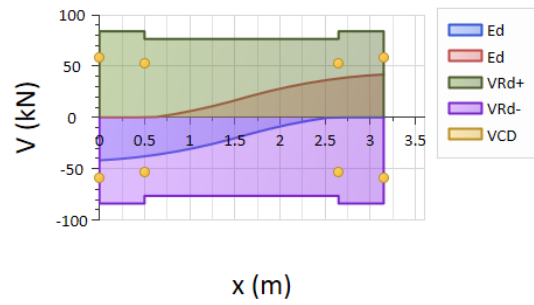


B1YI2I

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ24-Σ1

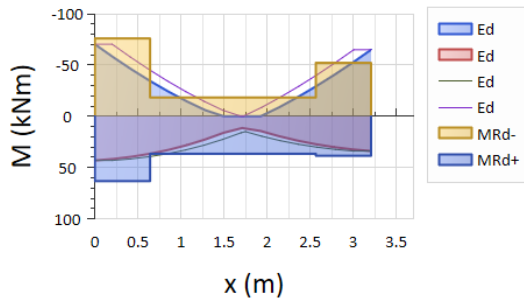


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ24-Σ1

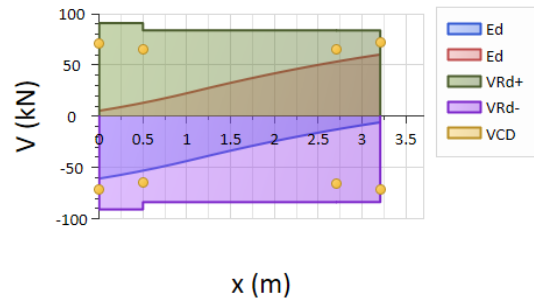


B2XEΕ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ1-Σ2

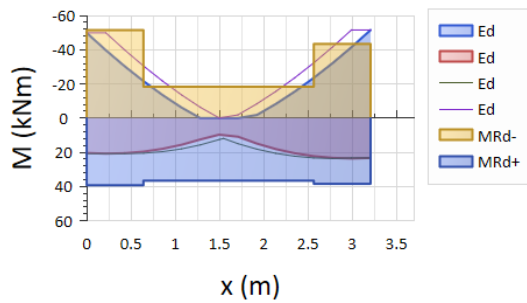


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ1-Σ2

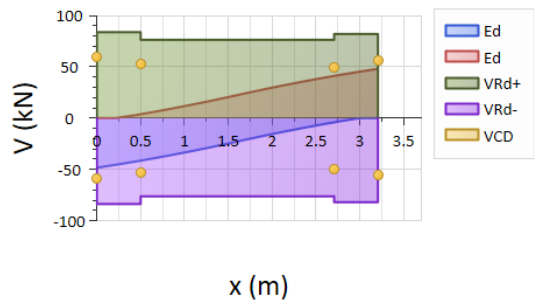


B2XEΙ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ2-Σ2

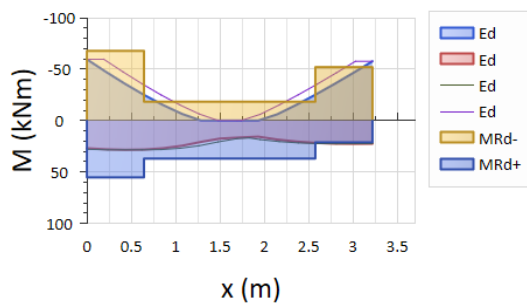


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ2-Σ2

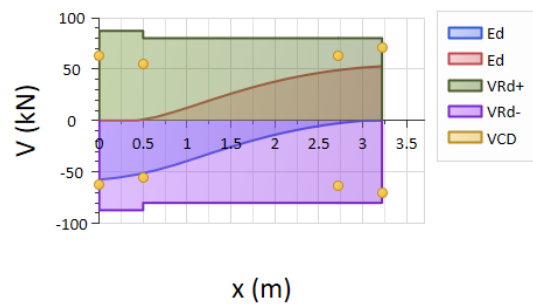


B2ΧΙΕ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ5-Σ2

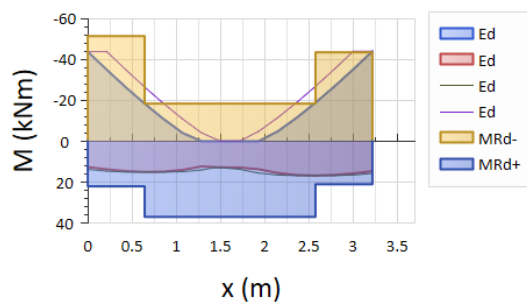


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ5-Σ2

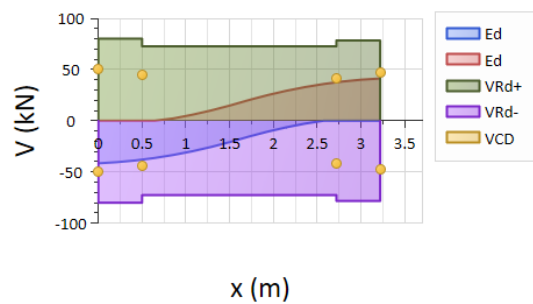


B2ΧΙΙ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ6-Σ2

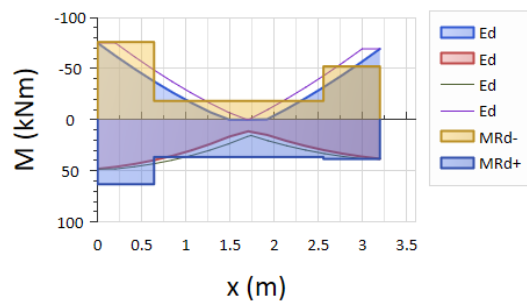


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ6-Σ2

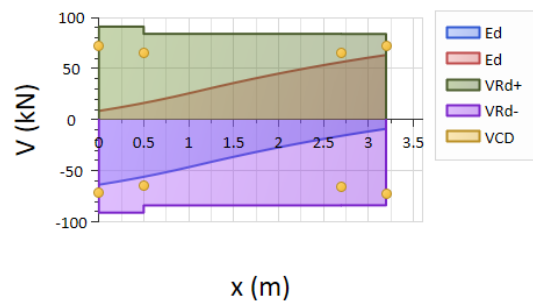


B2ΥΕΕ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ19-Σ2

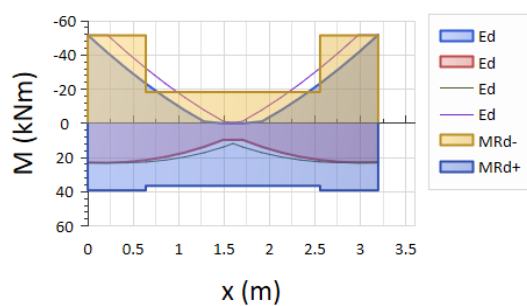


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ19-Σ2

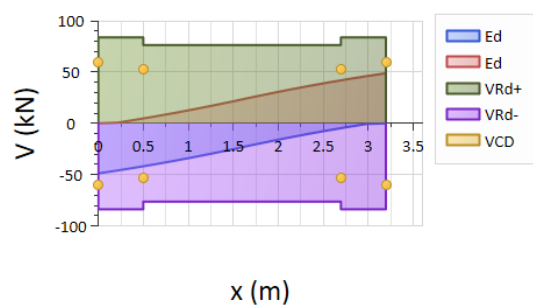


B2ΥΕΙ

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ18-Σ2

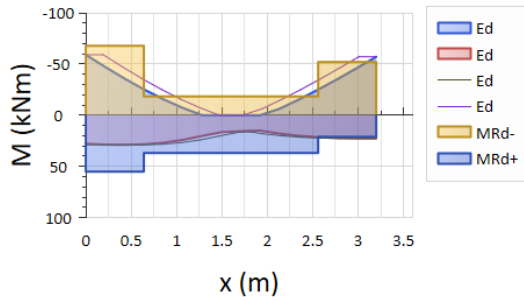


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ18-Σ2

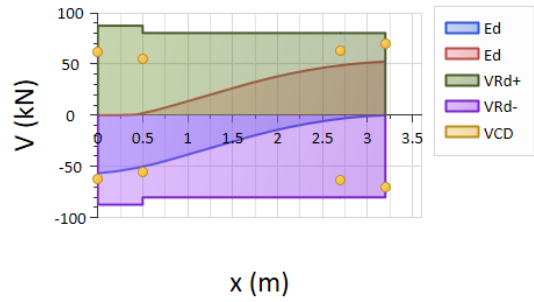


B2YIE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ25-Σ2

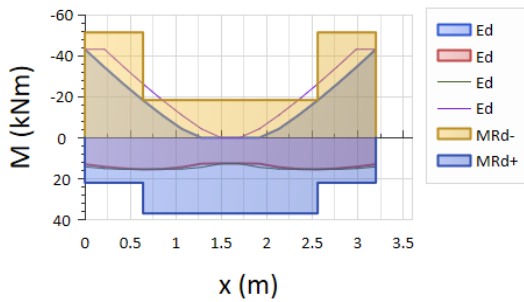


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ25-Σ2

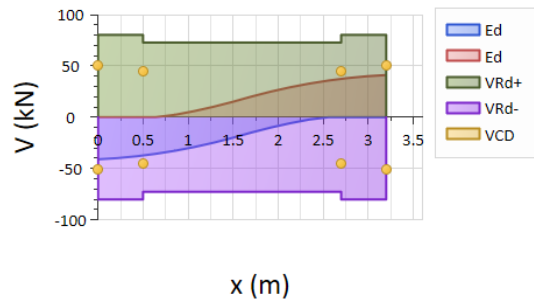


B2YII

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ24-Σ2

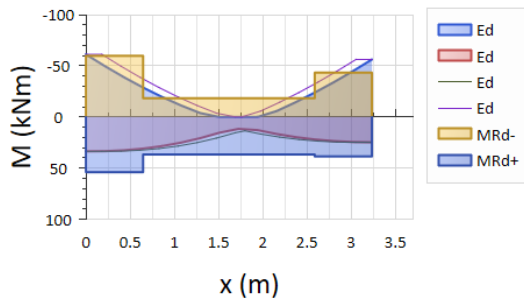


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ24-Σ2

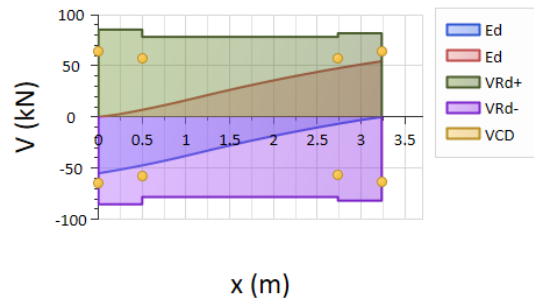


B3XEE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ1-Σ3

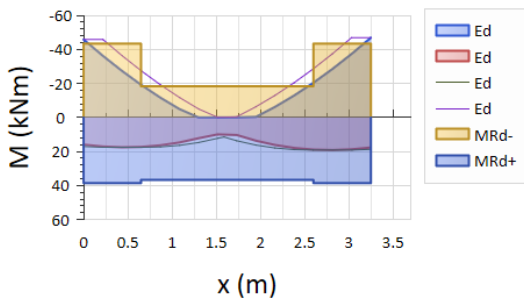


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ1-Σ3

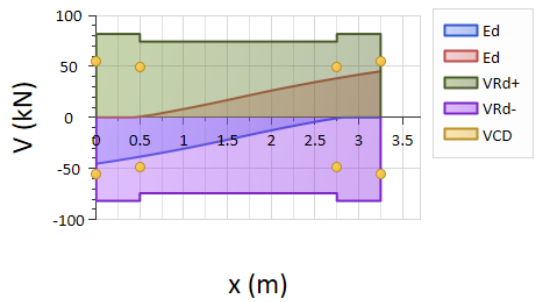


B3XEI

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ2-Σ3

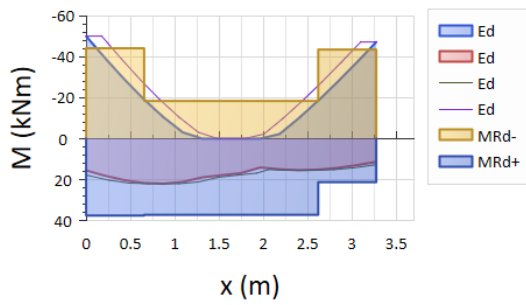


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ2-Σ3

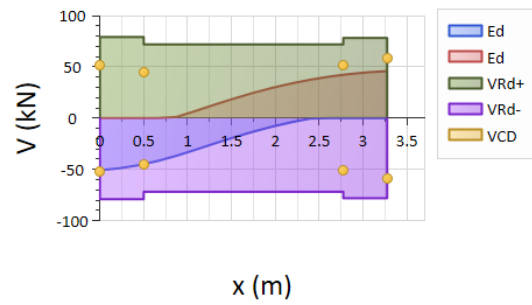


B3XIE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ5-Σ3

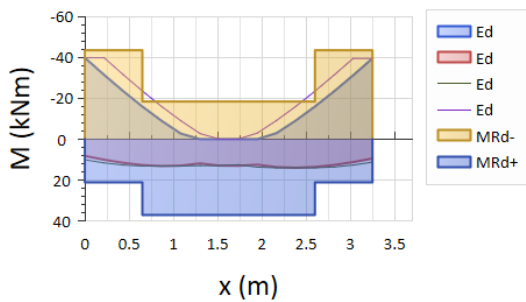


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ5-Σ3

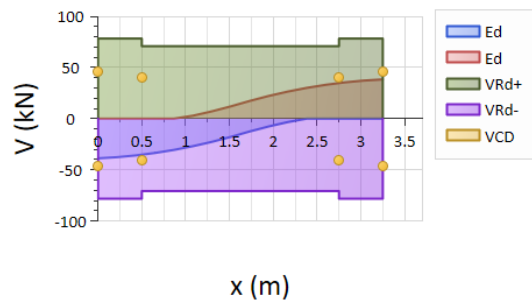


B3XII

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ6-Σ3

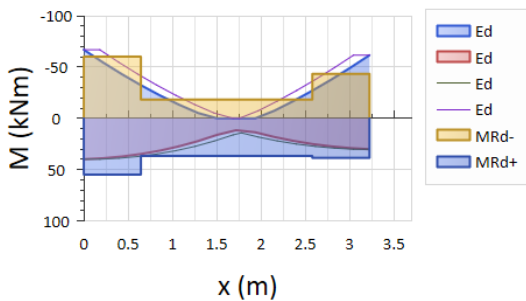


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ6-Σ3

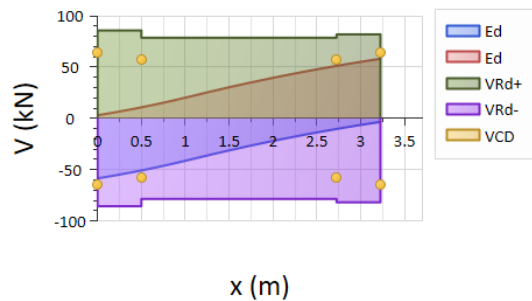


B3YEE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ19-Σ3

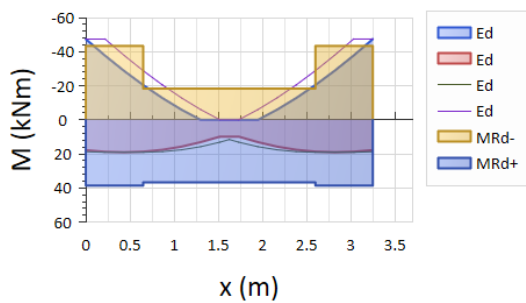


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ19-Σ3

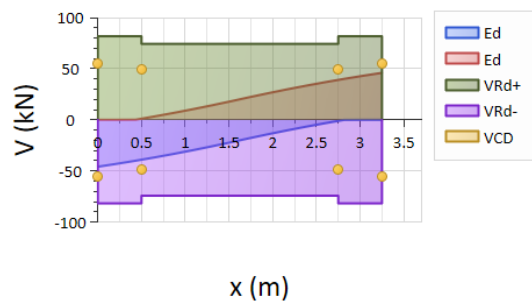


B3YEI

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ18-Σ3

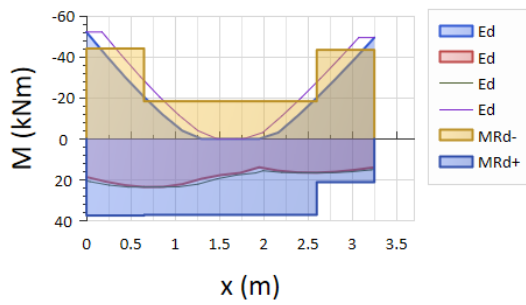


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ18-Σ3

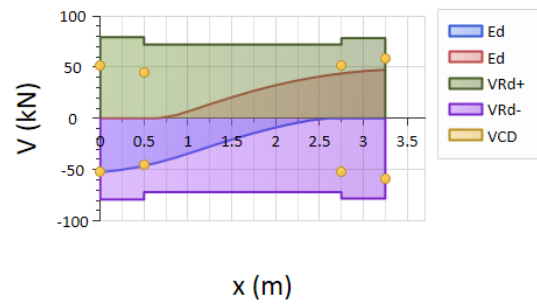


B3YIE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ22-Σ3

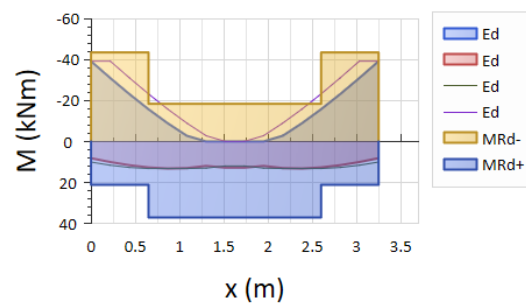


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ22-Σ3

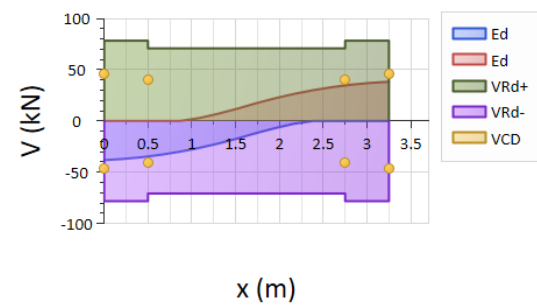


B3YII

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ24-Σ3

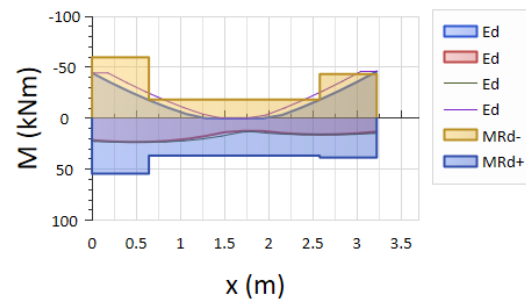


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ24-Σ3

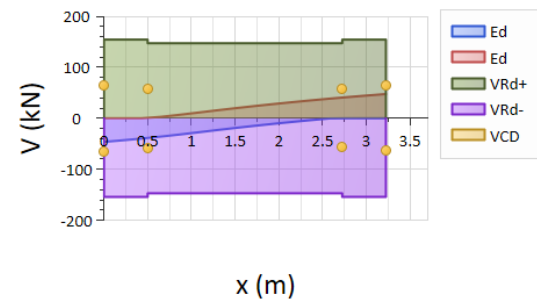


B4XEE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ1-Σ4

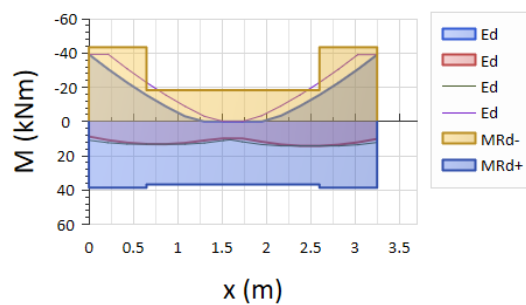


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ1-Σ4

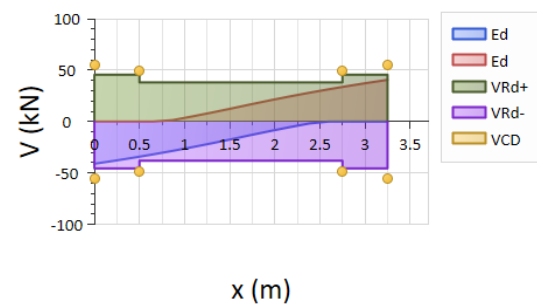


B4XEI

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ2-Σ4

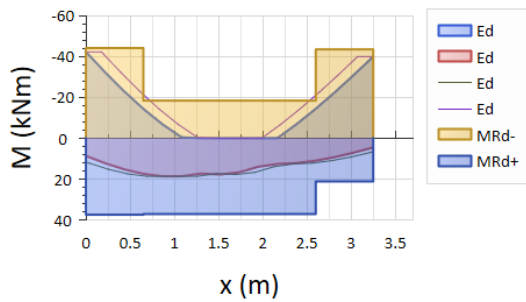


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ2-Σ4

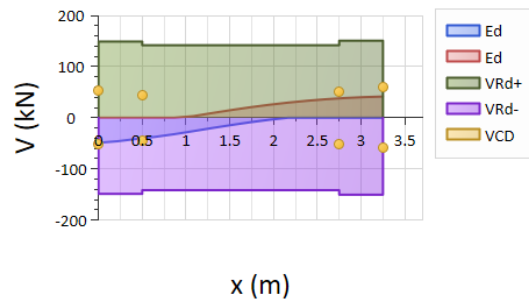


B4XIE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ5-Σ4

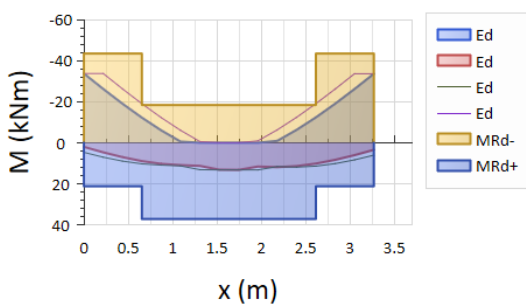


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ5-Σ4

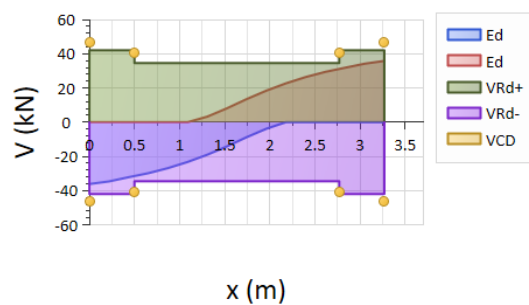


B4XII

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ6-Σ4

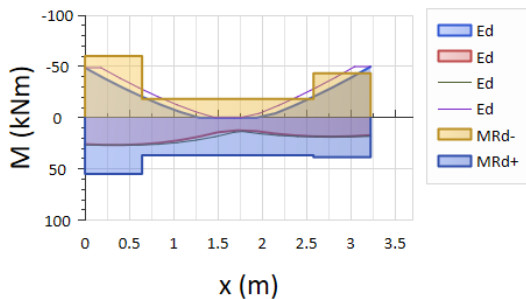


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ6-Σ4

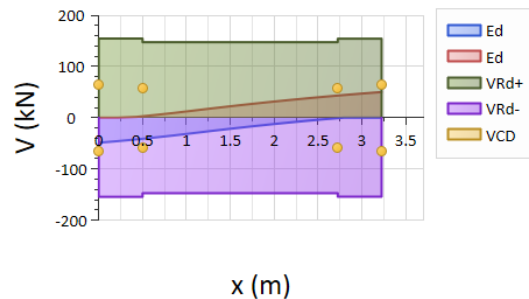


B4YEE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ19-Σ4

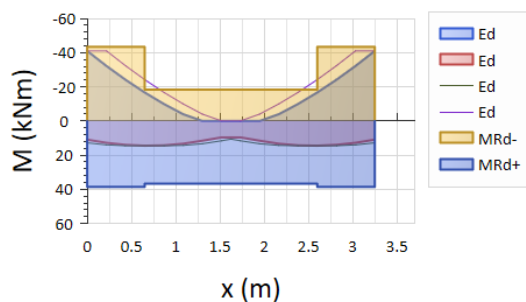


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ19-Σ4

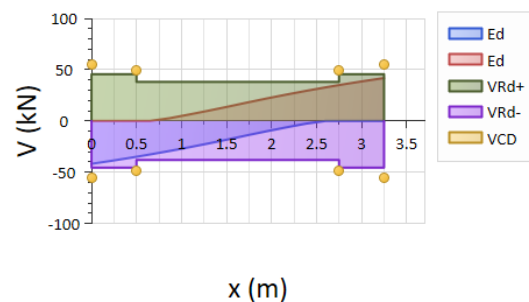


B4YEI

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ18-Σ4

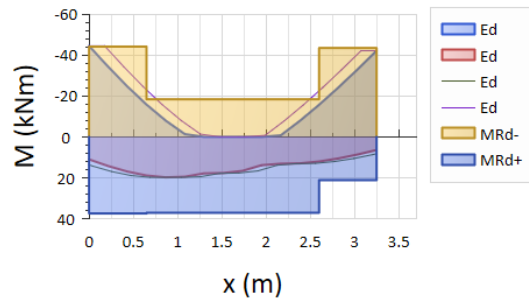


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ18-Σ4

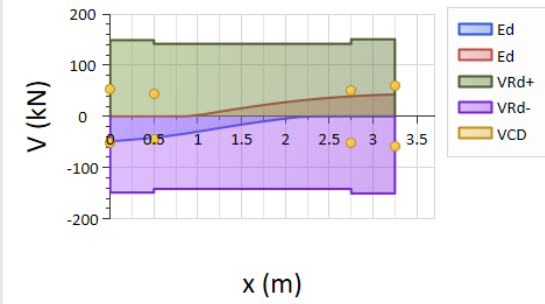


B4YIE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ22-Σ4

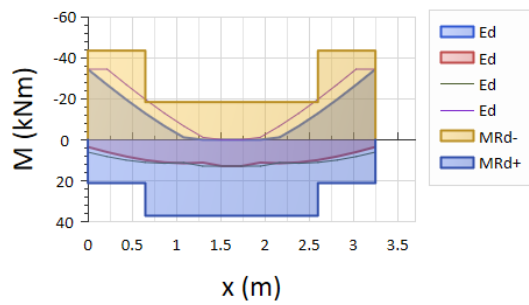


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ22-Σ4

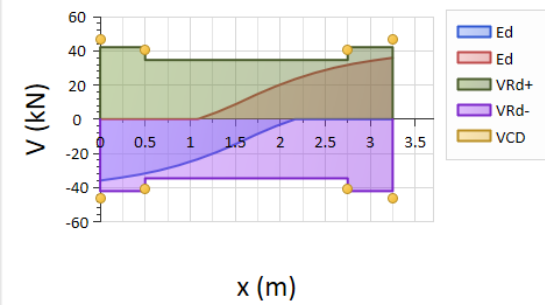


B4YII

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ21-Σ4

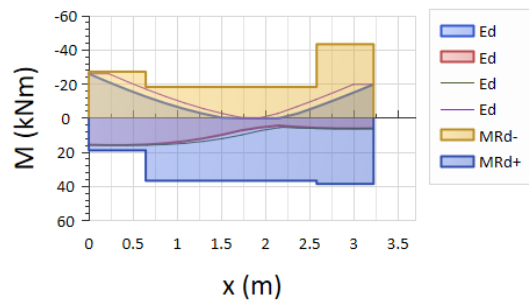


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ21-Σ4

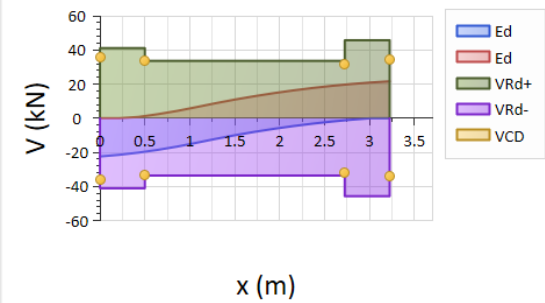


B5XEE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ1-Σ5

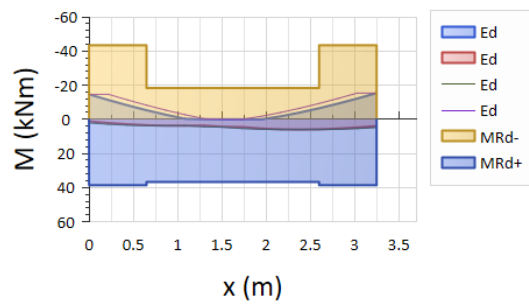


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ1-Σ5

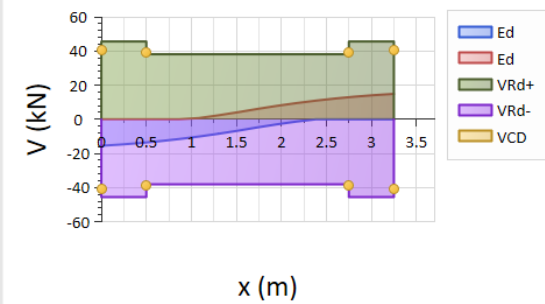


B5XEI

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ2-Σ5

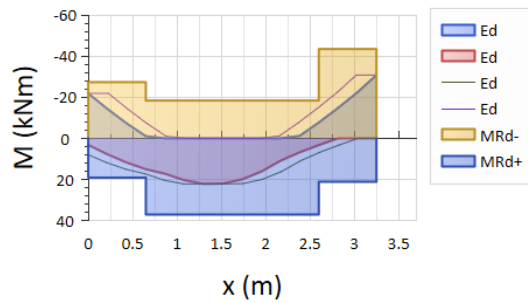


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ2-Σ5

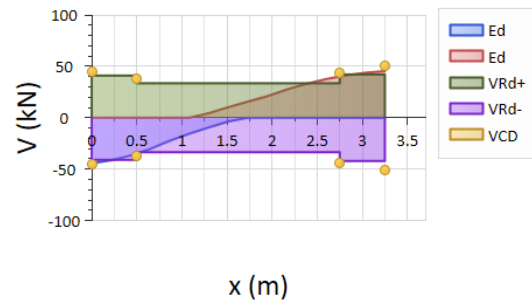


B5XIE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ5-Σ5

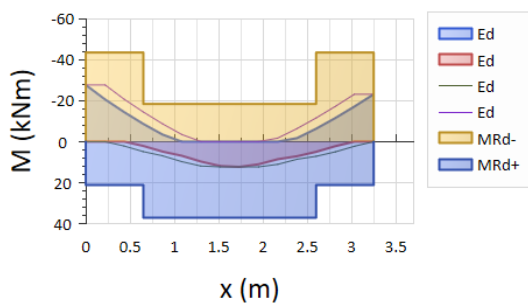


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ5-Σ5

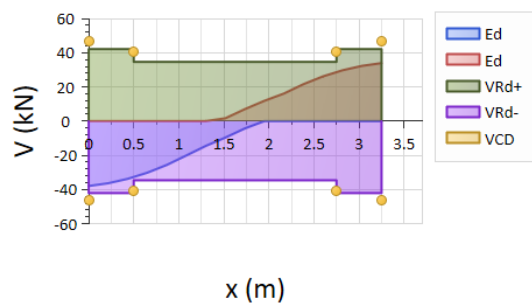


B5XII

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ6-Σ5

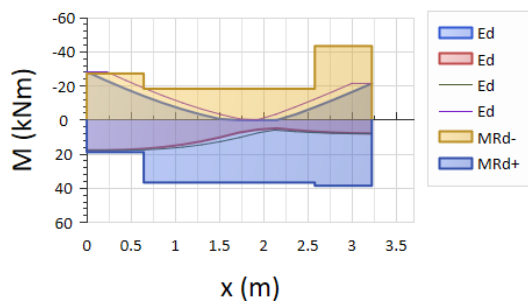


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ6-Σ5

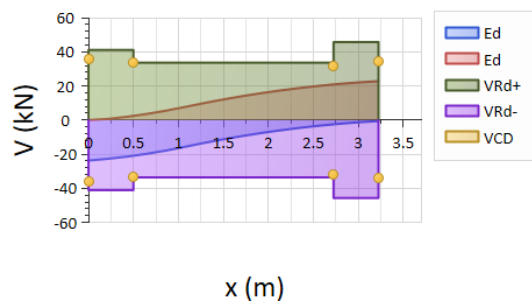


B5YEE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ19-Σ5

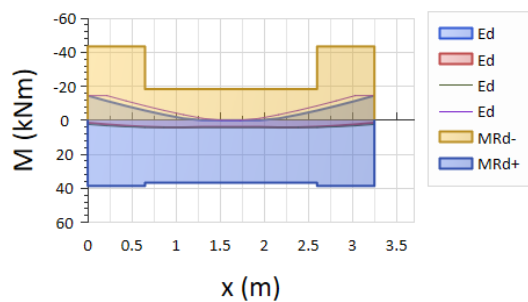


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ19-Σ5

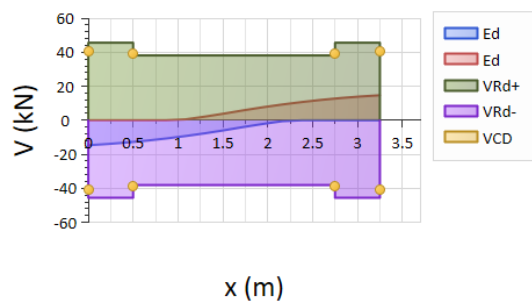


B5YEI

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ18-Σ5

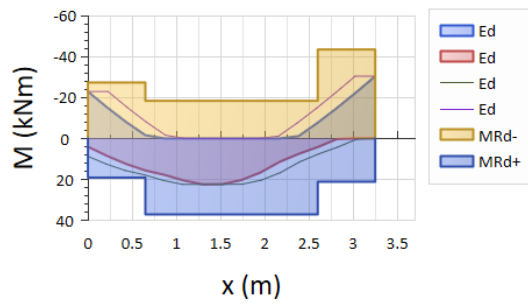


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ18-Σ5

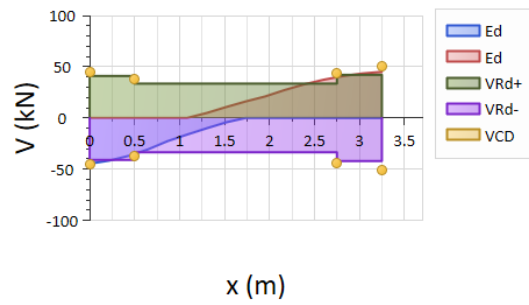


B5YIE

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ22-Σ5

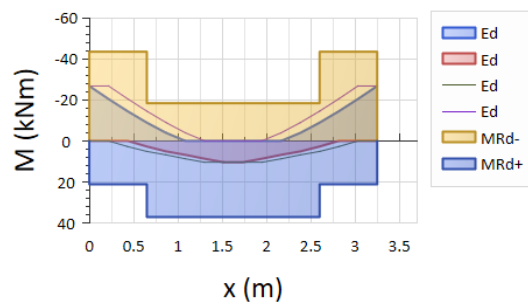


Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ22-Σ5

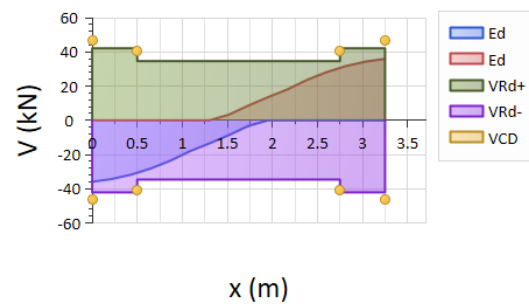


B5YII

Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Κάμψης Στ. Δ21-Σ5



Περιβ. Δράσεων και Αντοχών Τέμνουσας Στ.Δ21-Σ5



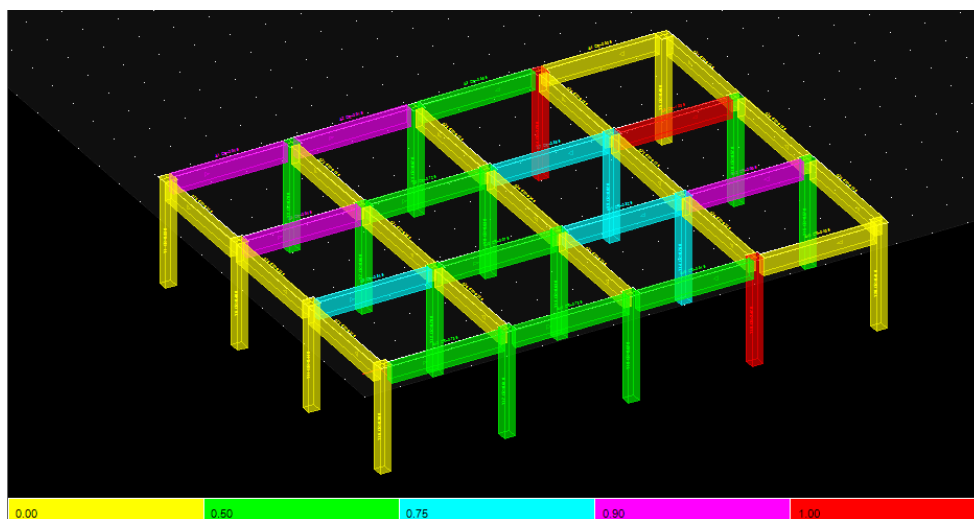
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ζ: ΥΠΕΡΒΑΣΕΙΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΚΑΤΑ ΤΙΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

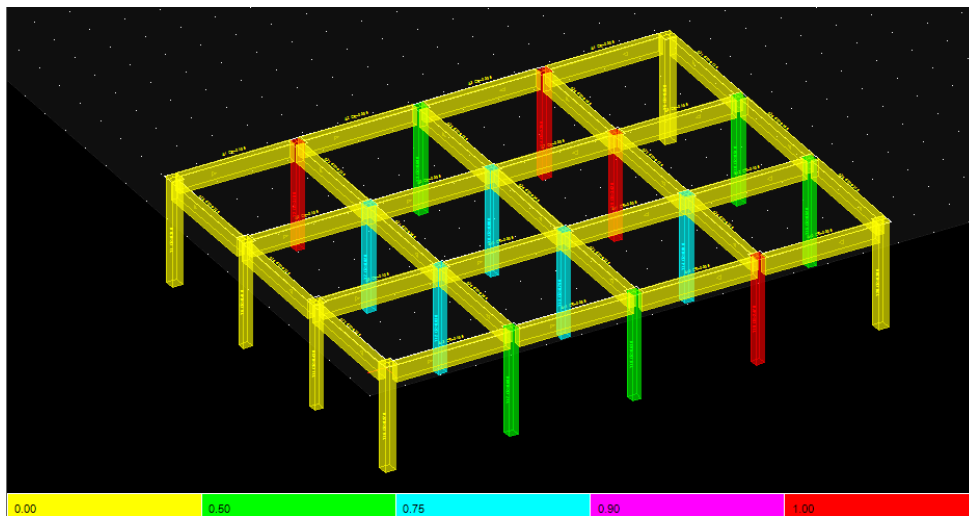
Υφιστάμενος Φορέας, +Χ+0.30Υ, Ορθογωνική Κατανομή

Στο βήμα της επίλυσης (για μετακίνηση 0.143m), πλησιέστερα στο βήμα της απαίτησης (για μετακίνηση 0.147m) παρατηρούνται υπερβάσεις της στάθμης επιτελεστικότητας Γ1 από 2 υποστυλώματα, τα Υ4-Σ2 και Υ4-Σ3. Δεν παρατηρείται υπέρβαση Γ1 από δοκό.

Για ένα βήμα επίλυσης (για μετακίνηση 0.175m) μετά την απαίτηση, παρατηρούνται υπερβάσεις της στάθμης επιτελεστικότητας Γ1 και από 4 επιπλέον υποστυλώματα, τα Υ19-Σ2, Υ2-Σ3, Υ9-Σ3 και Υ19-Σ3. Επίσης, στο βήμα επίλυσης αυτό (μετά την απαίτηση) παρατηρείται υπέρβαση της στάθμης Γ1 από μια δοκό, τη Δ8-Σ2 (η οποία βέβαια είναι οριακή με $\theta=1.004\theta_r$) ενώ οι δοκοί Δ12-Σ2, Δ2-Σ2, Δ1-Σ2 και Δ5-Σ2 είναι οριακές με $\theta\approx(0.90-0.95)\theta_r$.

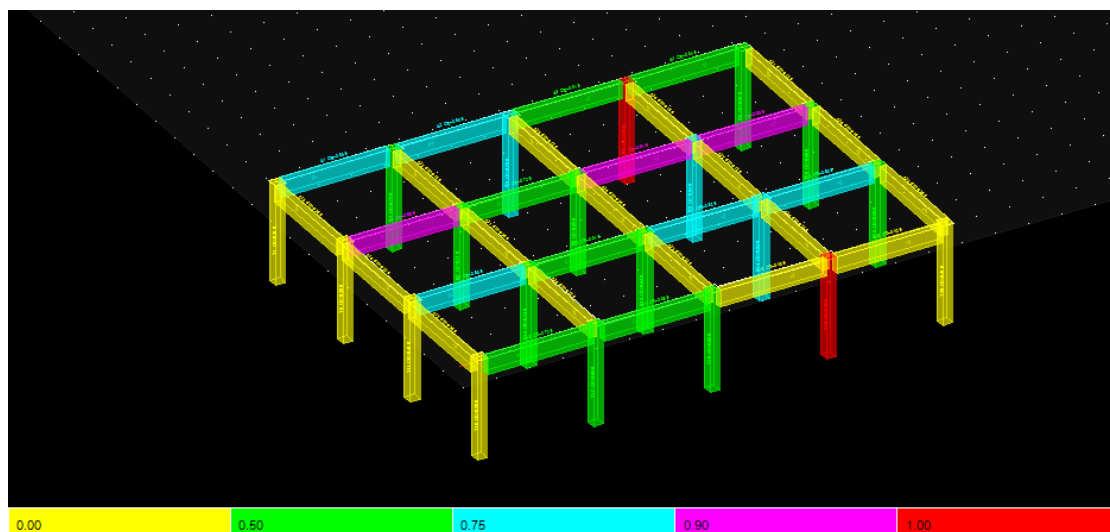
Στάθμη Σ2

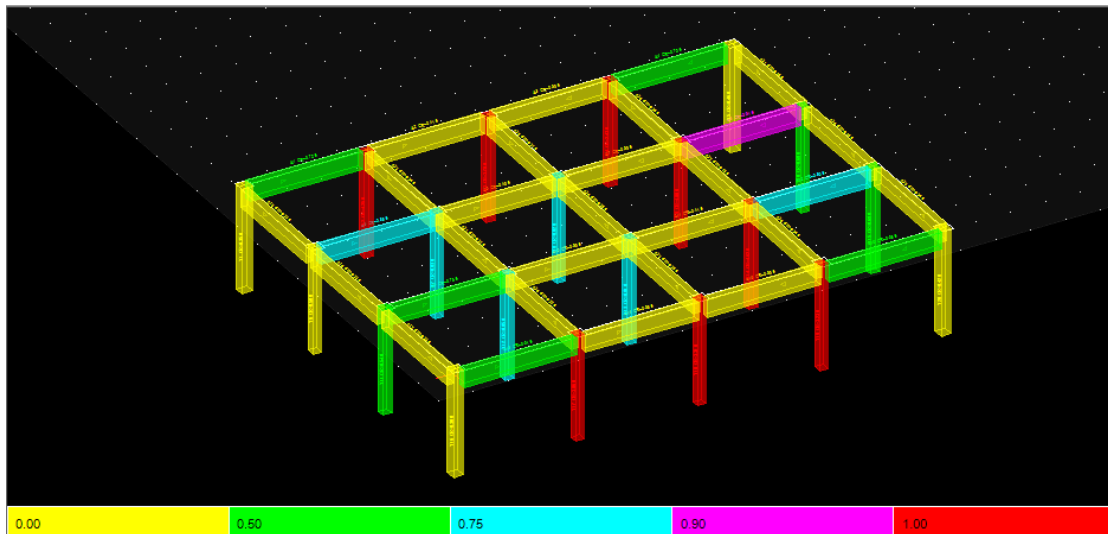
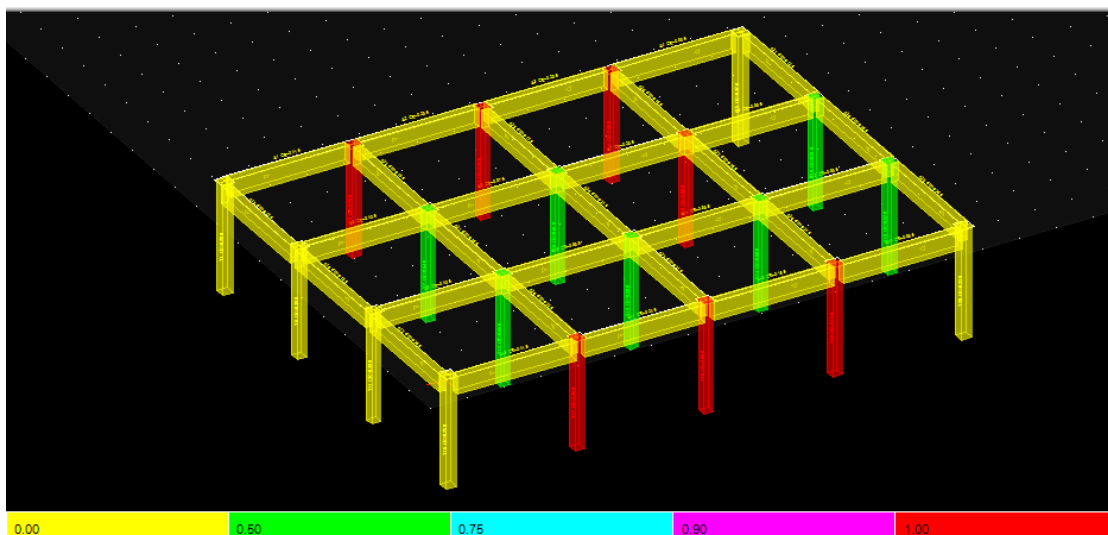


Στάθμη Σ3Υφιστάμενος Φορέας, +X+0.30Y, Ιδιομορφική Κατανομή

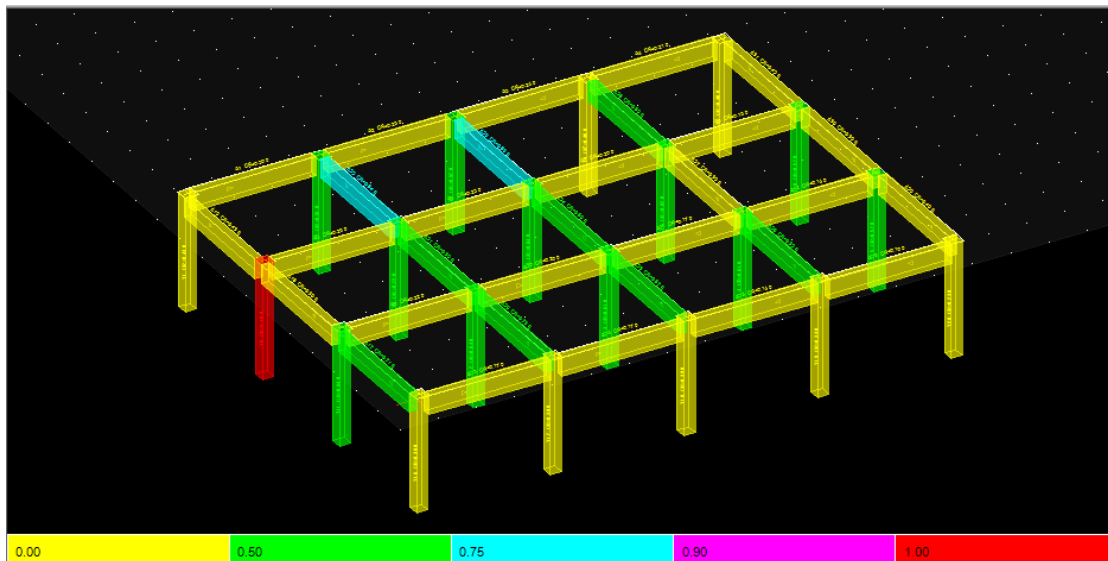
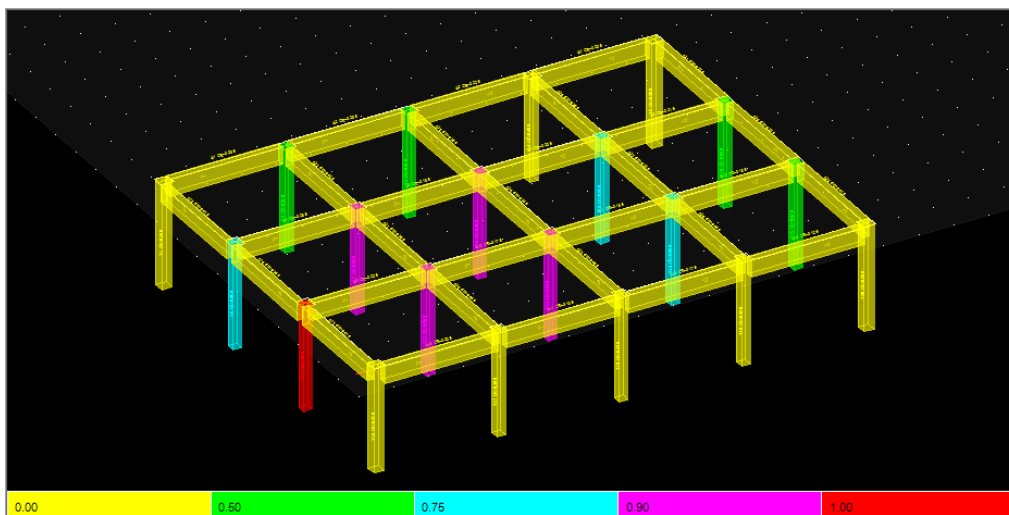
Στο βήμα της επίλυσης (για μετακίνηση 0.145m) πλησιέστερα στο βήμα της απαίτησης (για μετακίνηση 0.146m) παρατηρείται υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας Γ1 από 1 υποστυλώμα, το Υ4-Σ3 ενώ τα υποστυλώματα Υ19-Σ3, Υ4-Σ4 είναι οριακά με $\theta \approx (0.95-0.998)\theta_r$. Δεν παρατηρείται υπέρβαση Γ1 από δοκό.

Για ένα βήμα επίλυσης (για μετακίνηση 0.209m) μετά την απαίτηση, παρατηρούνται υπερβάσεις της στάθμης επιτελεστικότητας Γ1 και από 16 επιπλέον υποστυλώματα, τα Υ4-Σ2, Υ19-Σ2, Υ2-Σ3, Υ3-Σ3, Υ9-Σ3, Υ14-Σ3, Υ17-Σ3, Υ18-Σ3, Υ19-Σ3, Υ2-Σ4, Υ3-Σ4, Υ4-Σ4, Υ9-Σ4, Υ17-Σ4, Υ18-Σ4 και Υ19-Σ4. Επίσης, στο βήμα επίλυσης αυτό (μετά την απαίτηση) δεν παρατηρείται υπέρβαση της στάθμης Γ1 από δοκό, ενώ οι δοκοί Δ8-Σ2, Δ7-Σ2, Δ5-Σ2 και Δ8-Σ3 είναι οριακές με $\theta \approx (0.906-0.934)\theta_r$.

Στάθμη Σ2

Στάθμη Σ3Στάθμη Σ4Υφιστάμενος Φορέας, +Y+0.30X, Ορθογωνική Κατανομή

Στο βήμα της επίλυσης (για μετακίνηση 0.152m) πλησιέστερα στο βήμα της απαίτησης (για μετακίνηση 0.149m) παρατηρούνται υπερβάσεις της στάθμης επιτελεστικότητας Γ1 από 2 υποστυλώματα, τα Y6-Σ2 και Y11-Σ3 ενώ τα υποστυλώματα Y7-Σ3, Y8-Σ3, Y13-Σ3 και Y12-Σ3 είναι οριακά με $\theta \approx (0.901-0.964)\theta_{Γ}$. Δεν παρατηρείται υπέρβαση Γ1 από δοκό.

Στάθμη Σ2Στάθμη Σ3

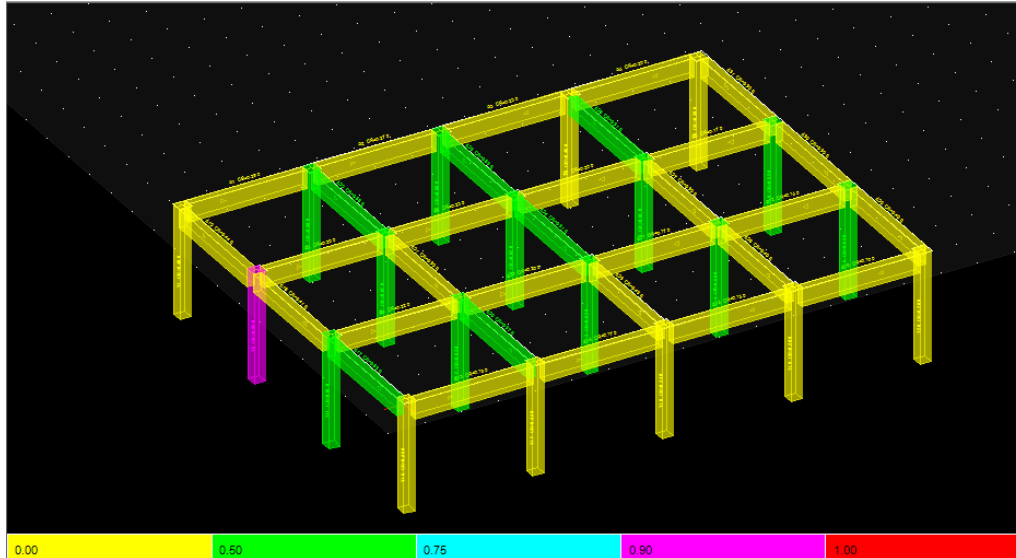
Για ένα βήμα επίλυσης (για μετακίνηση 0.198m) μετά την απαίτηση, παρατηρούνται υπερβάσεις της στάθμης επιτελεστικότητας Γ1 και από 7 επιπλέον υποστυλώματα, τα Υ11-Σ2, Υ6-Σ3, Υ7-Σ3, Υ3-Σ3, Υ10-Σ3, Υ13-Σ3 και Υ12-Σ3. Επίσης, στο βήμα επίλυσης αυτό (μετά την απαίτηση) παρατηρούνται υπερβάσεις της στάθμης Γ1 από 6 δοκούς, τις Δ23-Σ2, Δ20-Σ2, Δ28-Σ2, Δ22-Σ2, Δ25-Σ2 και Δ17-Σ2 ενώ οι δοκοί Δ20-Σ1, Δ24-Σ2 και Δ19-Σ2 είναι οριακές με $\theta \approx (0.902-0.988)\theta_{Γ}$.

Υφιστάμενος Φορέας, +Y+0.30X, Ιδιομορφική Κατανομή

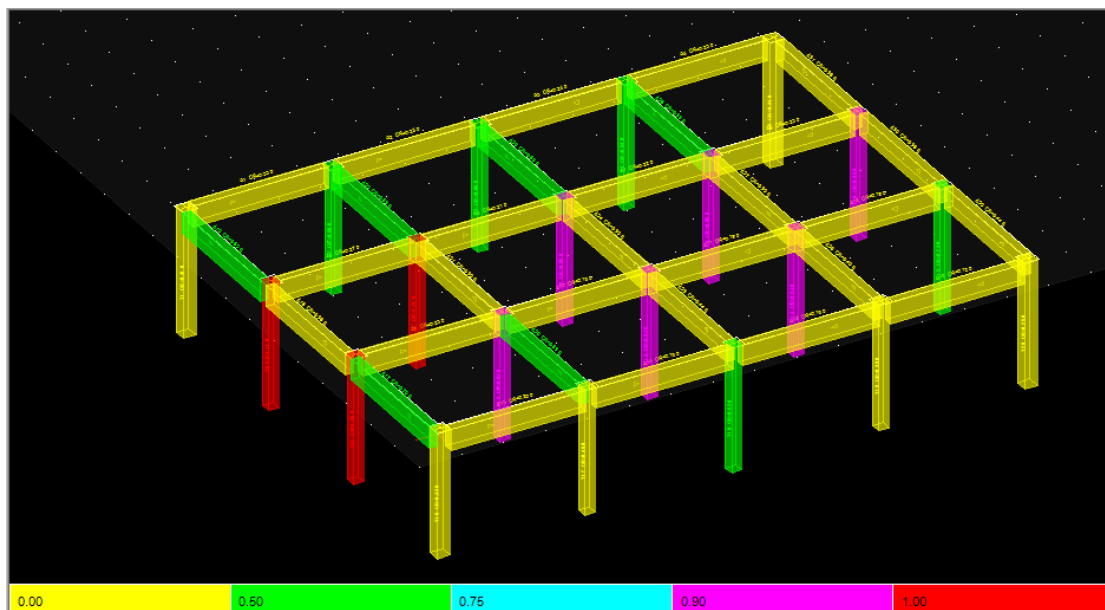
Στο βήμα της επίλυσης (για μετακίνηση 0.155m) πλησιέστερα στο βήμα της απαίτησης (για μετακίνηση 0.150m) παρατηρούνται υπερβάσεις της στάθμης επιτελεστικότητας Γ1 από 3 υποστυλώματα, τα Υ6-Σ3, Υ7-Σ3 και Υ11-Σ3 ενώ τα υποστυλώματα Υ6-Σ2,

Υ9-Σ3, Υ10-Σ3, Υ14-Σ3, Υ8-Σ3, Υ13-Σ3 και Υ12-Σ3 είναι οριακά με $\theta \approx (0.914-0.991)\theta_r$. Δεν παρατηρείται υπέρβαση Γ1 από δοκό.

Στάθμη Σ2



Στάθμη Σ3



Για ένα βήμα επίλυσης (για μετακίνηση 0.248m) μετά την απαίτηση, παρατηρούνται υπερβάσεις της στάθμης επιτελεστικότητας Γ1 και από 14 επιπλέον υποστυλώματα, τα Υ6-Σ2, Υ9-Σ3, Υ7-Σ3, Υ10-Σ3, Υ14-Σ3, Υ15-Σ3, Υ8-Σ3, Υ13-Σ3, Υ16-Σ3, Υ12-Σ3, Υ6-Σ4, Υ7-Σ4, Υ11-Σ4 και Υ12-Σ4. Επίσης, στο βήμα επίλυσης αυτό (μετά την απαίτηση) παρατηρούνται υπερβάσεις της στάθμης Γ1 από 6 δοκούς, τις Δ22-Σ2, Δ25-Σ2, Δ31-

Σ3, Δ28-Σ3, Δ19-Σ3, Δ22-Σ3 και Δ25-Σ3 ενώ οι δοκοί Δ20-Σ2, Δ28-Σ2, Δ17-Σ2, Δ20-Σ3 και Δ17-Σ3 είναι οριακές με $\theta \approx (0.908-0.973)\theta_r$.

Από τα παραπάνω, εκείνο που βασικά ενδιαφέρει είναι η κατάσταση του φορέα κατά το βήμα της απαίτησης. Ωστόσο, επίσης σημαντική είναι η εικόνα του φορέα για ένα βήμα (ή και περισσότερα) μετά την απαίτηση που αρχίζουν να διακρίνονται πιο εύκολα τα τρωτά σημεία του φορέα, εκεί που συγκεντρώνονται οι ανελαστικές παραμορφώσεις και εκεί που πιθανόν να κληθεί ο μηχανικός στη συνέχεια να προβλέψει μέτρα ενίσχυσης (αν δεν επιλέξει βέβαια τοποθέτηση νέων κατακόρυφων στοιχείων πχ τοιχιών, κάτι που θα αλλάξει την εικόνα αυτή καθώς η ένταση θα μεταφερθεί στα νέα στοιχεία).

Υφιστάμενος Φορέας, +X+0.30Y, Ορθογωνική Κατανομή

Στο βήμα της επίλυσης (για μετακίνηση 0.143m), πλησιέστερα στο βήμα της απαίτησης (για μετακίνηση 0.147m) αστοχούν σε τέμνουσα όλες οι δοκοί //X της στάθμης Σ1 και Σ2, όπως και οι Δ8-Σ3, Δ9-Σ3, Δ12-Σ3, Δ13-Σ3, Δ16-Σ3, Δ1-Σ3, Δ5-Σ3, Δ2-Σ3, Δ4-Σ3 και Δ8-Σ4 ενώ στο επόμενο βήμα από αυτό της απαίτησης αστοχούν και οι Δ14-Σ3, Δ4-Σ3 και Δ10-Σ3. Δεν παρατηρείται αστοχία σε τέμνουσα από υποστύλωμα στο βήμα πλησίον της απαίτησης, αλλά ούτε στο επόμενο βήμα από αυτό της απαίτησης (για μετακίνηση 0.175m).

Υφιστάμενος Φορέας, +X+0.30Y, Ιδιομορφική Κατανομή

Στο βήμα της επίλυσης (για μετακίνηση 0.145m) πλησιέστερα στο βήμα της απαίτησης (για μετακίνηση 0.146m) αστοχούν σε τέμνουσα όλες οι δοκοί //X της στάθμης Σ1, Σ2 και Σ3 όπως και οι Δ8-Σ4, Δ12-Σ4, Δ16-Σ4 και Δ4-Σ4 ενώ στο επόμενο βήμα από αυτό της απαίτησης αστοχούν και οι Δ9-Σ4 και Δ5-Σ4. Δεν παρατηρείται αστοχία σε τέμνουσα από υποστύλωμα στο βήμα πλησίον της απαίτησης, ενώ στο επόμενο βήμα από αυτό της απαίτησης (για μετακίνηση 0.209m) αστοχούν σε τέμνουσα τα υποστυλώματα Υ7-Σ3, Υ8-Σ3, Υ13-Σ3, Υ12-Σ3, Υ7-Σ4, Υ14-Σ4 και Υ12-Σ4.

Υφιστάμενος Φορέας, +Y+0.30X, Ορθογωνική Κατανομή

Στο βήμα της επίλυσης (για μετακίνηση 0.152m) πλησιέστερα στο βήμα της απαίτησης (για μετακίνηση 0.149m) αστοχούν σε τέμνουσα όλες οι δοκοί //Y της στάθμης Σ1, Σ2 και Σ3 όπως και οι Δ19-Σ4 και Δ22-Σ4 ενώ στο επόμενο βήμα από αυτό της απαίτησης δεν αστοχούν επιπλέον δοκοί. Δεν παρατηρείται αστοχία σε τέμνουσα από υποστύλωμα στο βήμα πλησίον της απαίτησης, ενώ στο επόμενο βήμα από αυτό της απαίτησης (για μετακίνηση 0.198m) αστοχούν σε τέμνουσα τα υποστυλώματα Υ9-Σ3 και Υ14-Σ3.

Υφιστάμενος Φορέας, +Y+0.30X, Ιδιομορφική Κατανομή

Στο βήμα της επίλυσης (για μετακίνηση 0.155m) πλησιέστερα στο βήμα της απαίτησης (για μετακίνηση 0.150m) αστοχούν σε τέμνουσα όλες οι δοκοί //Y της στάθμης Σ1, Σ2 και Σ3 όπως και οι Δ31-Σ4, Δ28-Σ4, Δ19-Σ4, Δ22-Σ4 και Δ25-Σ4 ενώ στο επόμενο βήμα από αυτό της απαίτησης δεν αστοχούν επιπλέον δοκοί. Δεν παρατηρείται αστοχία σε τέμνουσα από υποστύλωμα στο βήμα πλησίον της απαίτησης, ενώ στο επόμενο βήμα από αυτό της απαίτησης (για μετακίνηση 0.248m) αστοχούν σε τέμνουσα τα υποστυλώματα Υ17-Σ3, Υ20-Σ3, Υ18-Σ3, Υ19-Σ3, Υ9-Σ4 και Υ14-Σ4.

