



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

**Διπλωματική εργασία του Γεώργιου Ι. Μαζανάκη
*Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών
με κριτήρια ευρωστίας***

Επιβλέπων : Αν. καθηγητής Ε.Μ.Π. Δρ. Χάρης Γαντές

Αθήνα 2011

Κάθε γνήσιο αντίγραφο φέρει την υπογραφή του συγγραφέα.

Απαγορεύεται η με οποιοδήποτε τρόπο, μερική ή ολική ανατύπωση ή φωτοτύπηση, του παρόντος χωρίς την άδεια του συγγραφέα, σύμφωνα με τις κείμενες διατάξεις περί πνευματικής ιδιοκτησίας

Στον αδερφό μου

Μανόλη

Ευχαριστίες

Για την υλοποίηση της παρούσα διπλωματικής εργασίας, πολλά είναι τα άτομα που θα ήθελα να ευχαριστήσω για τη συνεισφορά τους στο τελικό αποτέλεσμα.

Πρώτα απ' όλους, θα ήθελα να πω ένα μεγάλο ευχαριστώ στον αναπληρωτή καθηγητή του Ε.Μ.Π., κύριο **Χάρη Γαντέ**, οποίος επέβλεψε την παρούσα εργασία, δίνοντας λύσεις σ' όσα προβλήματα προέκυψαν, συνεισφέροντας έτσι με την άρτια επιστημονική του κατάρτιση στην ομαλή διεκπεραίωση της. Πέρα απ' αυτό, η σιγουριά, η ηρεμία και η ευγένεια του χαρακτήρα του, τον κατέστησαν δάσκαλο και πρότυπο για τη μετέπειτα επαγγελματική μου δραστηριότητα.

Επειτα, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή του Ε.Μ.Π., κύριο **Γεώργιο Ιωαννίδη** και το Λέκτορα του Ε.Μ.Π., κύριο **Τάσο Αβραάμ**, για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μου εργασίας και όχι μόνο.

Ακόμη, οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στους υποψήφιους διδάκτορες, **Κώστα Καλογχαιρέτη** και **Χριστόφορο Δημόπουλο**, οι οποίοι με βοήθησαν στη διεκπεραίωση των αναλύσεων, πού έγιναν κατά τη διάρκεια της διπλωματικής μου εργασίας, παρά το πιεσμένο τους πρόγραμμα.

Επίσης, για τη βοήθειά της στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ETABS και για την άδειά της να χρησιμοποιήσω μία παλαιότερη της εργασία ως αφετηρία για το μοντέλο του πρώτου παραδείγματος της διπλωματικής μου, θα ήθελα να ευχαριστήσω την κυρία **Κωνσταντίνα Κωλάτσου**.

Επιπρόσθετά, ευχαριστώ τη συμφοιτήτρια μου, **Ερμιόνη Μανουσέλη**, για την πολύτιμη βοήθειά της στην τελική διόρθωση του κειμένου.

Τέλος, ξεφεύγοντας από τα όρια της παρούσας εργασίας, θα ήθελα να εκφράσω την απέραντη ευγνωμοσύνη μου **στους γονείς μου**, **Ιωάννη Μαζανάκη** και **Αργυρή Μαζανάκη**, οι οποίοι με τις στερήσεις τους, μου έδωσαν την ευκαιρία να σπουδάσω και να επιτύχω στα όνειρά μου.

Σας ευχαριστώ θερμά,

Μαζανάκης Ι. Γεώργιος

26/6/2011



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Διπλωματική εργασία

Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών με κριτήρια ευρωστίας

Γεώργιος Ι. Μαζανάκης

Επιβλέπων : Αν. καθηγητής Ε.Μ.Π. Δρ. Χάρης Γαντές

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η ευρωστία αποτελεί μία ιδιότητα των κατασκευών, χάριν της οποίας αντεπεξέρχονται σε κρίσιμα σενάρια, χωρίς την εμφάνιση βλαβών δυσανάλογων του αρχικού αιτίου. Αποτελεί γενικά μία νέα θεωρία, η οποία εφαρμόζεται με διαφορετικό τρόπο σε κάθε κατασκευή, διαθέτοντας όμως κάποιες βασικές αρχές. Εξαιτίας των πολλών διακλαδώσεων και πτυχών της, η ευρωστία αποτελεί ένα αρκετά πολύπλοκο έργο, το οποίο όμως βασίζεται πάνω σε απλές μεθόδους. Στην παρούσα διπλωματική εργασία, παρουσιάζοντας και εφαρμόζοντας τις μεθόδους αυτές, θα προσπαθήσουμε να κατανοήσουμε την ευρύτερη θεωρία της ευρωστίας.

Στο πρώτο κεφάλαιο του παρόντος κειμένου γίνεται μία εισαγωγή στις πρακτικές της ευρωστίας. Αρχικά, παραθέτονται οι πιο διαδεδομένες από τις μεθοδολογίες που έχουν αναπτυχθεί για την ποσοτικοποίησή της. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται συνοπτικά οι σημαντικότερες από τις μεθόδους τις οποίες χρησιμοποιεί η θεωρία, ενώ γίνεται και μία προσπάθεια κατηγοριοποίησής τους, ανάλογα με τον τρόπο που εφαρμόζονται.

Στο δεύτερο κεφάλαιο της διπλωματικής αυτής εργασίας επεξηγείται η έννοια της προοδευτικής κατάρρευσης και οι σημαντικότεροι από τους κινδύνους που μπορούν να την προκαλέσουν. Η θεωρία της ευρωστίας προσπαθεί να εξαλείψει το φαινόμενο αυτό, το οποίο ξεκινά από ένα μικρό σχετικά αίτιο και καταλήγει σε μία ευρύτερη αστοχία. Για την καλύτερη κατανόηση του κινδύνου της προοδευτικής κατάρρευσης, γίνεται αναφορά σε πραγματικά παραδείγματα καταστροφών και στα αίτια τα οποία τα προκάλεσαν. Επίσης, για κάθε παράδειγμα δίνονται οι πιο ενδεδειγμένοι τρόποι με τους οποίους θα μπορούσε να είχε αποφευχθεί η συγκεκριμένη αστοχία ή όπου αυτό δεν είναι εφικτό, να είχαν μετριαστεί οι επιπτώσεις της.

Το τρίτο κεφάλαιο είναι αφιερωμένο στην επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου ανάλυσης της θεωρίας της ευρωστίας. Αφού γίνεται μία σύντομη αναφορά στα πιο διαδεδομένα είδη αναλύσεων με την εις άτοπο απαγωγή, καταλήγουμε στη μη γραμμική ανάλυση μεγάλων παραμορφώσεων. Ο τρόπος με τον οποίο εξετάζεται η ιδιότητα της ευρωστίας είναι με τη μέθοδο της απώλειας ενός υποστυλώματος ή όπως είναι γνωστή στη διεθνή βιβλιογραφία «lost column analysis». Στη μέθοδο αυτή, δεν εξετάζουμε ξεχωριστά κάθε κίνδυνο που μπορεί να απειλήσει την κατασκευή, αλλά ασχολούμαστε με την κοινή επίπτωση όλων αυτών στο φορέα. Η κοινή αυτή επίπτωση είναι η απώλεια ενός ή περισσοτέρων υποστυλωμάτων. Με την παρούσα μέθοδο, η κατασκευή δεν εξασφαλίζεται μόνο έναντι της απώλειας ενός υποστυλώματος, αλλά εξοπλίζεται με τις βασικότερες αρχές της ευρωστίας. Ο φορέας, από τη στιγμή που είναι σε θέση να αναδιανείμει τα φορτία που του επιβάλλονται μετά την απώλεια μίας στήριξης, διαθέτει αρκετούς εναλλακτικούς δρόμους για την απόσβεση οποιασδήποτε φόρτισης.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται ένα συνηθισμένο κτιριακό έργο, το οποίο θα προσπαθήσουμε να εξοπλίσουμε με κάποιες από τις αρχές της ευρωστίας. Πρόκειται για ένα τετραώροφο μεταλλικό κτίριο γραφείων, το οποίο θα ελέγξουμε με τη μέθοδο της απώλειας υποστυλώματος. Για την περίπτωση αυτή προτείνονται διάφορες λύσεις προκειμένου να αντεπεξέλθει ικανοποιητικά η κατασκευή στο συγκεκριμένο κίνδυνο. Επιπλέον, γίνεται μία σύντομη αναφορά στο κόστος που θα έχουν αυτές οι προτάσεις σε σχέση με τη μηδενική λύση.

Στο πέμπτο κεφάλαιο προσπαθούμε να εξασφαλίσουμε την εύρωστη συμπεριφορά ενός έργου μεγάλης κλίμακας. Πρόκειται για μία προβλήτα 290 μέτρων, η οποία αποτελείται από έξι μεταλλικά δικτυώματα. Ο κύριος κίνδυνος που απειλεί το έργο είναι η πτώση ενός πλοίου πάνω σε μία από τις στηρίξεις των δικτυωμάτων.

Έτσι λοιπόν εφαρμόζεται και εδώ η μέθοδος της απώλειας στήριξης, εξασφαλίζοντας την κατασκευή έναντι όλων των κινδύνων που μπορεί να της στερήσουν ένα στήριγμα. Προτείνονται διάφορες λύσεις για την ενίσχυση του φορέα έναντι αυτών των κινδύνων, με τις οποίες η κατασκευή θα είναι πλέον σε θέση να αντεπεξέλθει και σε πολλά άλλα κρίσιμα σενάρια. Επιπρόσθετα, γίνεται πάλι μία παρουσίαση του κόστους που θα έχουν αυτές οι ενισχύσεις.

Στο έκτο και τελευταίο κεφάλαιο της διπλωματικής παρουσιάζεται η συμπεριφορά ενός μεταλλικού στηθαίου ασφαλείας. Τα μεταλλικά στηθαία, τα οποία τοποθετούνται κατά μήκος των οδών, από τη φύση τους είναι εξοπλισμένα με τις βασικές αρχές της ευρωστίας. Μέσα απ' αυτό το κεφάλαιο, μελετώντας τη συμπεριφορά αυτών των στηθαίων, κατανοούνται καλύτερα οι στρατηγικές που χρησιμοποιεί η ευρωστία.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

DIVISION OF STRUCTURAL ENGINEERING
LABORATORY OF STEEL STRUCTURES

Diploma Thesis

Design for robustness of steel structure

Mazanakis George

Supervisor: Dr. Charis Gantes, Assistant Professor N.T.U.A

ABSTRACT

Robustness is a structures' property, thanks to which they cope with critical scenarios without the occurrence of damages disproportionate to the original cause. It is generally a new theory, which applies differently in each structure, but has at the same time some common basic principles. Because of its many ramifications and aspects, design for robustness is a very complex process, that is based on simple methods. In this diploma thesis, we try to understand the broader theory of robustness by presenting and applying these methods.

The first chapter of the thesis consists of an introduction to the practices of robustness. Initially, it cites the most prevalent of the methodologies that have been developed to quantify robustness, and then summarizes the most important methods that are utilized by the theory. Subsequently, an attempt is made to categorize them, depending on how they are implemented.

In the second chapter the concept of progressive collapse and the most important risks that can cause it are explained. The theory of robustness attempts to eliminate this phenomenon, which starts from a relatively small event and results in a wider failure. In order to understand the risk of progressive collapse better, it continues with a reference to real examples of disasters and their causes. Additionally, for each example the most appropriate ways are presented in which this failure could have been avoided or, where this is not possible, its impact could have been mitigated.

The third chapter is dedicated to selecting the most appropriate method of analysis of the theory of robustness. Following a brief reference to the most popular types of analysis, we settle with the non-linear analysis of large deformations. We examine the status of robustness with the "lost column analysis". This method does not specifically address any risks that might threaten the structure, but deals with the common effect of all these. This common effect is the loss of one or more columns. With this method, the construction is not only guaranteed against the loss of a column, but equipped with the most basic principles of robustness. The body, since it is able to redistribute the loads imposed on it after a loss of support, has several alternative ways to recoup any charge.

The fourth chapter presents a typical building project, which we will try to equip with some of the principles of robustness. This includes a four-story metal office building, which will be checked with the "lost column analysis". In this case various solutions are presented in order for the structure to cope satisfactorily with the particular risk. Moreover, there is a brief reference to the cost that these recommendations have in relation to the zero option.

In the fifth chapter we try to ensure the robust behaviour of a large scale project. This is a pier 290 meters long, which consists of six steel trusses. The main risk to the project is a ship crashing on one of the supports of the truss. So by applying here the previous method, the structure is ensured against all threats that could deprive it of a support. Various solutions are proposed in order to strengthen the structure against these risks and make it able to cope with many other critical scenarios. Additionally, a presentation of the costs that such enhancements will have, follows.

In the sixth and final chapter of the thesis we examine the behavior of steel guardrails. The steel barriers that are placed along the roads, are equipped with the basic principles of robustness. Through this chapter, studying the behavior of these guardrails, we understand the methods of robustness better.

Πίνακας Περιεχομένων

Ευχαριστίες	v
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	vii
ABSTRACT.....	ix
Κεφάλαιο 1^ο	1
Ευρωστία κατασκευών.....	1
1.1 Γενικά	1
1.2 Απρόβλεπτα γεγονότα.....	2
1.3 Ποσοτικοποίηση ευρωστίας.....	2
1.3.1 Η ανάλυση κινδύνου	2
1.3.2 Η ανάλυση κινδύνου	3
1.3.3 Η πιθανολογική θεώρηση.....	4
1.3.4 Ντετερμινιστική προσέγγιση	5
1.4 Στοιχεία ευρωστίας	5
1.4.1 Αντοχή	6
1.4.2 Συνοχή μεταξύ των στοιχείων	6
1.4.3 Δεύτερη γραμμή άμυνας.....	7
1.4.4 Πολλαπλές διαδρομές φόρτισης και αλληλοκάλυψη	7
1.4.5 Αποφυγή ψαθυρής αστοχίας μέσω πλαστιμότητας.....	8
1.4.6 Παρεμπόδιση προοδευτικής κατάρρευσης.....	10
1.4.7 Στοιχεία ασφάλειας - Σεισμικοί μονωτές	11
1.4.8 Προστατευτικές διατάξεις	11
1.4.9 Στοιχεία «Knock-out»	12
1.4.10 Πρόληψη, έλεγχος και έγκυρη παρέμβαση.....	12
1.4.11 Δοκιμές.....	13
1.4.12 Συμπέρασμα.....	13
1.5 Ομαδοποίηση στοιχείων ευρωστίας	13

Κεφάλαιο 2^ο	15
Προοδευτική κατάρρευση και παραδείγματα	15
2.1 Γενικά	15
2.2 Τι είναι η προοδευτική κατάρρευση	15
2.3 Πρόσκρουση οχήματος, πλοίου, ή τρένου	18
2.4 Ευρωστία και αντισεισμικός σχεδιασμός	22
2.5 Εξασφάλιση ευρωστίας σε περίπτωση πυρκαγιάς	24
2.6 Εξασφάλιση ευρωστίας σε περίπτωση έκρηξης	26
2.7 Αστοχία συνδέσεων	27
2.7.1 Γενικά	27
2.7.2 Μεταλλικές συνδέσεις	27
2.7.3 Κόμβοι σκυροδέματος	29
2.7.4 Σύμμικτοι κόμβοι	29
Κεφάλαιο 3^ο	31
Μέθοδος ανάλυσης	31
3.1 Γενικά	31
3.2 Γενικά για τις αναλύσεις	31
3.2.1 Χρήση μικρών παραμορφώσεων	31
3.2.2 Γραμμική ελαστική και ανελαστική ανάλυση	31
3.2.3 Ανελαστική και δυναμική ανάλυση	32
3.2.4 Ανάλυση λυγισμού	32
3.3 Προσομοίωση μεθόδου τοπικής ενίσχυσης	32
3.4 Προσομοίωση μεθόδου εναλλακτικών δρόμων απόσβεσης (AP)	33
3.4.1 Γενικά για τη μέθοδο AP (Alternative Path)	33
3.4.2 Ελαστική στατική ανάλυση	33
3.4.3 Ανελαστική μη γραμμική ανάλυση	33
3.4.4 Ελαστική δυναμική ανάλυση	34
3.4.5 Ανελαστική δυναμική ανάλυση	34
3.5 Επιλογή μεθόδου ανάλυσης	34
Κεφάλαιο 4^ο	35
Παράδειγμα 1: Μεταλλικό κτίριο τεσσάρων ορόφων	35
4.1 Γενικά	35
4.2 Περιγραφή μοντέλου	35
4.3 Εντατικά μεγέθη και έλεγχος μελών	40

4.3.1	Έλεγχος ικανοτικού και επιλογή διατομής υποστυλώματος	40
4.3.2	Έλεγχος διατομής υποστυλώματος	44
4.3.3	Έλεγχος χιαστί συνδέσμων	48
4.3.4	Έλεγχος κυριών δοκών	49
4.3.5	Έλεγχος τεγίδων	50
4.4	Ανάλυση για τυχηματική φόρτιση.....	52
4.5	Αρθρωτές συνδέσεις δοκών υποστυλωμάτων	52
4.5.1	Γενικά	52
4.5.2	Λύση πρώτη: Χρήση δικτυώματος 1.....	53
4.5.3	Λύση δεύτερη: Χρήση δικτυώματος 2	60
4.5.4	Λύση τρίτη: Χρήση δικτυώματος 3	64
4.5.5	Λύση τέταρτη: εξασφάλιση και των 2 εσωτερικών υποστυλωμάτων C9 και C10	67
4.6	Συνδέσεις ροπής μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων	71
4.6.1	Γενικά	71
4.6.2	Έλεγχος ικανοτικού και επιλογή διατομής υποστυλώματος	73
4.6.3	Έλεγχος διατομής υποστυλώματος	74
4.6.4	Έλεγχος χιαστί συνδέσμων	77
4.6.5	Έλεγχος κυριών δοκών	77
4.6.6	Έλεγχος τεγίδων	77
4.6.7	Συμπεριφορά κατασκευής στην περίπτωση απώλειας του υποστυλώματος C9	78
4.6.9	Λύση δεύτερη: Ελαχιστοποίηση βελών.....	90
4.6.10	Λύση Τρίτη: Ανάρτηση χρησιμοποιώντας δοκό με μεγάλη ροπή αδρανείας.....	94
4.7	Ανάμικτες συνδέσεις	95
4.8	Συμπέρασμα.....	97
Κεφάλαιο 5^ο	99
Παράδειγμα 2: Μεταλλική προβλήτα έξι ανοιγμάτων.....		99
5.1	Περιγραφή μοντέλου	99
5.2	Ανάλυση για τυχηματική φόρτιση.....	103
5.3	Λύση πρώτη: Συνέχεια μεταξύ των δικτυωμάτων με απλή σύνδεση.....	104
5.4	Λύση δεύτερη: Δημιουργία συνέχειας με πολλαπλές συνδέσεις	112
5.5	Λύση τρίτη: Πολλαπλές συνδέσεις με χιαστί σε ευρύτερη περιοχή.....	116
5.6	Λύση τέταρτη: Χρήση μηχανισμού ανάρτησης	123
5.7	Λύση πέμπτη: Δημιουργία προστατευτικής διάταξης.....	132
5.7.1	Κανονισμοί και δύναμη πρόσπτωσης.....	132

5.7.2	Προσκρουστήρες.....	138
5.7.3	Σύστημα προστασίας με πασσάλους	141
5.7.4	Προστατευτικές διατάξεις “Dolphin”	143
5.7.5	Επιπλέουσες συσκευές προστασίας.....	145
5.7.6	Τεχνητά νησιά.....	146
5.7.7	Συσκευές καθοδήγησης.....	148
5.8	Λύση έκκτη: Ισχυρά βάρθρα	149
5.9	Συμπέρασμα.....	151
Κεφάλαιο 6^ο		155
Παράδειγμα 3: Μεταλλικά στηθαία ασφαλείας		155
6.1	Γενικά	155
6.2	Περιγραφή μεταλλικών στηθαίων	155
6.3	Ευρωπαϊκό πρότυπο EN-1317	157
6.4	Προτεινόμενη ανάλυση.....	158
6.4.1	Γενικά	158
6.4.2	Είδος ανάλυσης.....	159
6.4.3	Φόρτιση.....	159
6.4.4	Γεωμετρία στηθαίου ασφαλείας.....	162
6.4.5	Συνοριακές συνθήκες	163
6.4.6	Παραμετροποίηση.....	167
6.5	Βασικό μοντέλο προσομοίωσης.....	168
6.5.1	Γενικά	168
6.5.2	Στατική ανάλυση μικρών μετακινήσεων	168
6.5.3	Στατική ανάλυση μεγάλων μετακινήσεων.....	174
6.5.4	Collapse ανάλυση	180
6.5.5	Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων	187
6.6	Παράμετρος: Ποιότητα υλικού.....	189
6.6.1	Γενικά	189
6.6.2	Υλικό: Χάλυβας S 235	189
6.6.3	Υλικό: Χάλυβας S 275	190
6.6.4	Υλικό: Χάλυβας S 355	192
6.6.5	Σύγκριση μεταξύ δρόμων ισορροπίας για διαφορετικά υλικά.....	194
6.7	Παράμετρος: Δυσκαμψία ελατηρίων συνέχειας.....	197
6.7.1	Γενικά	197

6.7.2	Δυσκαμψία ελατηρίων: $K= E \cdot A/L$	197
6.7.3	Δυσκαμψία ελατηρίων: $K= 2 \cdot E \cdot A/L$	199
6.7.4	Δυσκαμψία ελατηρίων: $K= E \cdot A/(2 \cdot L)$	201
6.7.5	Σύγκριση μεταξύ δρόμων ισορροπίας για διαφορετικές δυσκαμψίες ελατηρίων	203
6.8	Παράμετρος: Πάχος λεπίδας	205
6.8.1	Γενικά	205
6.8.2	Πάχος λεπίδας: 3.00 mm	205
6.8.3	Πάχος λεπίδας: 3.50 mm	207
6.8.4	Πάχος λεπίδας: 2.50 mm	209
6.8.5	Σύγκριση μεταξύ δρόμων ισορροπίας για διαφορετικά πάχη λεπίδας	211
6.9	Παράμετρος: Απόσταση ορθοστατών	213
6.9.1	Γενικά	213
6.9.2	Απόσταση ορθοστάτη: 4.00 m.....	213
6.9.3	Απόσταση ορθοστάτη: 2.00 m.....	215
6.9.4	Απόσταση ορθοστάτη: 1.33 m.....	220
6.9.5	Σύγκριση μεταξύ δρόμων ισορροπίας για διαφορετικές αποστάσεις ορθοστατών ...	222
6.10	Συμπέρασμα.....	224
Κεφάλαιο 7^ο	227
Επίλογος-Συμπεράσματα-Μελλοντική εργασία.....		227
7.1	Επίλογος	227
7.2	Συμπεράσματα	227
7.3	Μελλοντική εργασία	228
Βιβλιογραφία		227

Κεφάλαιο 1^ο

Ευρωστία κατασκευών

1.1 Γενικά

Βασιζόμενοι στην ακρίβεια που προσφέρουν τα σύγχρονα εργαλεία προσομοίωσης, οι μηχανικοί οδηγούνται στο σχεδιασμό κατασκευών εξαντλώντας τα περιθώρια ασφαλείας. Αν και οι φορείς αυτοί έχουν τη δυνατότητα να αντεπεξέλθουν ικανοποιητικά σε συνήθη φορτίσεις που αναμένεται να συναντήσουν κατά τη διάρκεια της ζωής τους, δεν είναι απαραίτητα αξιόπιστοι όσον αφορά εξωτερικές ή εσωτερικές περιστάσεις που δύσκολα προβλέπονται. Οι κατασκευές αυτές δεν είναι εύρωστες.

Ως ευρωστία ή αλλιώς στιβαρότητα θα μπορούσε να οριστεί η ιδιότητα των κατασκευών, που θα τους επιτρέψει να επιβιώσουν σε απρόβλεπτες ή ασυνήθιστες καταστάσεις (Knoll F. & Vogel T. 2009). Ωστόσο, αυτό δεν σημαίνει απαραίτητα τη δημιουργία υπερβολικών φορέων με μεγάλα περιθώρια ασφαλείας, οι οποίες θα παραμένουν άθικτες ύστερα από ένα σπάνιο γεγονός. Ο σχεδιασμός, με βάσει τις αρχές της ευρωστίας, έχει ως στόχο τη δημιουργία ενός συστήματος, το οποίο θα αντέχει στα εξωτερικά αίτια χωρίς βλάβες, δυσανάλογες του αίτιου που τις προκάλεσε (Agarwal J. et al.).

Οι απαιτήσεις μας από μία εύρωστη κατασκευή διαφέρουν ανάλογα με το σκοπό που αυτή εξυπηρετεί. Ορισμένες κατασκευές, όπως τα νοσοκομεία, μέσω της ευρωστίας τους, πρέπει να συνεχίσουν να παρέχουν τη λειτουργία για την οποία δημιουργήθηκαν, με μικρές φθορές, ανεξάρτητα από τις συνθήκες. Σε άλλα κατασκευαστικά συστήματα, όπως ένα κτήριο γραφείων μπορούμε να δεχτούμε την προσωρινή διακοπή της λειτουργίας τους λόγω βλαβών, οι οποίες όμως είναι επιδιορθώσιμες και ανάλογες του αίτιου που τις προκάλεσε, αρκεί να προσφέρουν μία ασφαλή διέξοδο στους χρήστες. Τέλος, υπάρχουν και περιπτώσεις κατασκευών που σχεδιάστηκαν για να υποστούν σοβαρές ζημιές, χωρίς να διακόπτουν την εκπλήρωση των καθηκόντων τους, όπως είναι τα στηθαία ασφαλείας κατά μήκος των οδών, τα οποία σε μία ισχυρή σύγκρουση θα λυγίσουν, τόσο ώστε να χρειάζονται αντικατάσταση, αλλά δεν θα επιτρέψουν στο όχημα να βγει εκτός του δρόμου (Knoll F. & Vogel T. 2009).

Σήμερα, πολλοί είναι οι μηχανικοί που ασχολούνται με το θέμα της ευρωστίας. Αποτελεί μία σχετικά νέα θεωρία, η οποία για εκατοντάδες χρόνια μεταδιδόταν μόνο με την εμπειρία. Η συστηματική μελέτη ξεκίνησε όταν το 1968 συνέβη μία έκρηξη αερίου, σε ένα γωνιακό διαμέρισμα στον 18^ο όροφο της πολυκατοικίας Ronan Point στην Αγγλία (Εικ. 1.1).



Εικ. 1.1 Προοδευτική κατάρρευση του Ronan Point λόγω έκρηξης φυσικού αερίου [Nielsen J.J 2009].

Η έκρηξη στο κτίριο ήταν τόσο μικρή, ώστε η γυναίκα που βρισκόταν στο διαμέρισμα επέζησε: παρά την ασθενή της ένταση, οι προκατασκευασμένοι, από σκυρόδεμα τοίχοι του διαμερίσματος αποκολλήθηκαν, λόγω της κακής σύνδεσής τους, παρασέρνοντας όλους τους γωνιακούς τοίχους του κτηρίου (Εικ. 1.1) και προκαλώντας το θάνατο σε τέσσερα άτομα. Μία μικρή τοπική βλάβη λοιπόν προκάλεσε μία προοδευτική κατάρρευση δυσανάλογη του αρχικού αιτίου. Μετά το ατύχημα, η έρευνα των αρχών απέδειξε ότι το κτήριο είχε ορθά διαστασιολογηθεί, με βάσει τους κανονισμούς της εποχής, οι οποίοι όμως δεν περιλάμβαναν κινδύνους με μικρή πιθανότητα εμφάνισης.

1.2 Απρόβλεπτα γεγονότα

Για να μπορέσουμε να ποσοτικοποιήσουμε την ευρωστία, αρχικά πρέπει να προσδιορίσουμε τα αίτια που την καθιστούν αναγκαία. Πολλές φορές, εξαιτίας κρίσιμων συνθηκών, η ένταση που αναπτύσσεται σε μία κατασκευή αγγίζει ή και ξεπερνά τα όριά της, όσον αφορά την αντοχή, την παραμορφωσιμότητα κτλ.. Οι κρίσιμες αυτές συνθήκες μπορεί να προκληθούν είτε από ένα φορτίο, ή μετακίνηση, μεγαλύτερη από αυτή του σχεδιασμού, είτε από ένα απρόβλεπτο συμβάν. Ως απρόβλεπτο συμβάν μπορεί να θεωρηθεί μία περίπτωση, που δεν περιλαμβάνεται στους κανονισμούς όπως είναι μία ασυνήθιστη φόρτιση ή όταν η πραγματική αντίσταση της κατασκευής είναι μικρότερη από αυτή του σχεδιασμού. Θα μπορούσαμε λοιπόν να μιλήσουμε για δύο οικογένειες δυσμενών συνθηκών, τα εξωτερικά αίτια και τα εσωτερικά ελαττώματα.

Ο κατάλογος των εξωτερικών γεγονότων που μπορεί να οδηγήσουν μία κατασκευή να επικαλεστεί την ευρωστία είναι μακρύς και με μεγάλη ποικιλία. Περιλαμβάνει καταστάσεις, όπως εκρήξεις αερίου και προσκρούσεις οχημάτων, των οποίων η ένταση που προκαλούν μπορεί να προσεγγιστεί με βάση την εμπειρία μας, αν και εμπλέκονται πολλοί παράγοντες αβεβαιότητας όπως η ταχύτητα του οχήματος (Gulvanessian H. & Vrouwenvelder T. 2006). Σε αυτήν την οικογένεια ανήκουν και τα ακραία φυσικά φαινόμενα, για τα οποία αν και υπάρχουν δεδομένα που μας επιτρέπουν μία πιθανολογική πρόβλεψη της μέγιστης τιμής τους, δεν αποκλείονται δραματικές εκρήξεις, όπως το τσουνάμι του 2004 ή ο σεισμός στην Ιαπωνία το 2011. Τέλος, περιλαμβάνονται και ενέργειες τρομοκρατών που είναι δύσκολο να προβλεφθούν.

Όπως συνέβη και με τα εξωτερικά αίτια, τα εσωτερικά ελαττώματα είναι δύσκολο να προσδιοριστούν με ακρίβεια. Μεγέθη, όπως η αντοχή, η δυσκαμψία και η παραμορφωσιμότητα μεταβάλλονται στο χρόνο. Για το σχεδιασμό και την ανάλυση μίας κατασκευής, πρέπει να αντικαταστήσουμε τις υποθετικές τιμές με αληθινές, οι οποίες μπορεί να καθοριστούν μόνον όταν η κατασκευή υπάρχει (αυτό μπορεί να είναι δύσκολο, ακόμη και τότε, επειδή εμπλέκονται περίπλοκες ή έμμεσες διαδικασίες ελέγχου) (Knoll F. & Vogel T. 2009). Η απόκλιση, η οποία υπάρχει μεταξύ των υποθετικών και πραγματικών τιμών είναι αντικείμενο πολλών ερευνών, που χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό των συντελεστών ασφαλείας. Ωστόσο, πιο συχνά από ότι θα έπρεπε, οι αποκλίσεις αυτές ξεπερνούν τα φυσιολογικά όρια εξαιτίας κάποιου ανθρώπινου λάθους, τόσο κατά τη φάση κατασκευής όσο και κατά τη φάση ελέγχου.

Στην πραγματικότητα, αν και οποιοδήποτε από τα προαναφερθέντα αίτια είναι ικανό από μόνο του να προκαλέσει ανεπανόρθωτες βλάβες ή ακόμα και κατάρρευση μίας κατασκευής, πιο συχνή αιτία αποτελεί ο συνδυασμός των δύο κατηγοριών. Πιο συγκεκριμένα, μία αποδυναμωμένη λόγω ενός εσωτερικού ελαττώματος, κατασκευή υποβάλλεται σε φορτία που ξεπερνούν αυτά του σχεδιασμού και την οδηγούν στην αστοχία. Για να αποφευχθεί αυτό το δυσάρεστο σενάριο, οι κατασκευές μας πρέπει να είναι αρκετά ισχυρές. Σε ορισμένες περιπτώσεις, στις οποίες αυτό μπορεί να αποδειχθεί πολύ δαπανηρό ή τα ανώτατα όρια ασφαλείας δεν μπορούν να καθοριστούν, πρέπει να βρεθούν τρόποι για να εξασφαλιστεί η επιβίωση του κτηρίου.

1.3 Ποσοτικοποίηση ευρωστίας

1.3.1 Η ανάλυση κινδύνου

Το τελευταίο διάστημα, πολλές είναι οι έρευνες που έχουν γίνει σχετικά με την έννοια της ευρωστίας. Όπως ήδη έχει αναφερθεί και θα αναλυθεί στις επόμενες ενότητες, αποτελεί μία γενική και πολύπλοκη θεώρηση, η οποία εξαρτάται από διάφορους παράγοντες, κάνοντας την ποσοτικοποίηση της μία δύσκολη εργασία. Οι πιο διαδεδομένες προσεγγίσεις που ασχολούνται με το ζήτημα αυτό είναι η βασισμένη στο ρίσκο ανάλυση, η

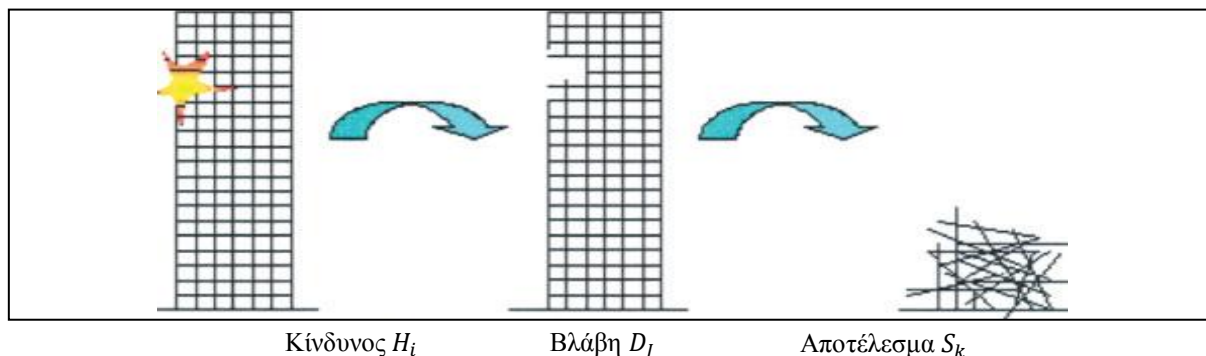
πιθανολογική θεώρηση και η ντετερμινιστική προσέγγιση. Ακόμα και μέσα στην ίδια θεώρηση υπάρχουν διαφοροποιήσεις από μελετητή σε μελετητή. Στην ενότητα αυτή θα παρουσιάσουμε τις πιο εύχρηστες και κοινά αποδεκτές απ' αυτές τις μεθόδους.

1.3.2 Η ανάλυση κινδύνου

Η ανάλυση κινδύνου (Risk based approach) αποτελεί τον πιο ολοκληρωμένο τρόπο για την εκτίμηση της ασφάλειας της κατασκευής. Στη θεώρηση αυτή, οι τρεις παράγοντες που επηρεάζουν είναι ο κίνδυνος, οι συνέπειές του, και οι συνθήκες κατά την ανάπτυξή του. Ο κίνδυνος θα μπορούσε να είναι οτιδήποτε μπορεί να βλάψει την κατασκευή, όπως ένας σεισμός. Οι συνέπειες μπορεί να αφορούν την ίδια την κατασκευή, όπως η κατάρρευση του κτηρίου, ή τους χρήστες της, όπως θα ήταν ο τραυματισμός κάποιων εξ αυτών. Τέλος, ως γενικό πλαίσιο μπορεί να θεωρηθεί το αποδεκτό επίπεδο βλαβών σε μία κατασκευή. Βέβαια, σημαντικό ρόλο παίζει και το κόστος που απαιτείται για την προστασία της κατασκευής από τον κίνδυνο. Σύμφωνα με τους Gulvanessian H. και Vrouwenvelder T., το ρίσκο R μπορεί να εκφραστεί με την παρακάτω εξίσωση:

$$R = \sum_{i=1}^{N_H} p(H_i) * \sum_{j=1}^{N_D} \sum_{k=1}^{N_S} p(D_j|H_i) * p(S_k|D_j) * C(S_k) \quad (1.1)$$

όπου, N_H είναι ο αριθμός των κινδύνων, H_i , N_D ο αριθμός των απευθείας τοπικών ζημιών, D_j , N_S ο αριθμός των αποτελεσμάτων, S_k , $p(H_i)$ η πιθανότητα εκδήλωσης του κινδύνου, H_i , $p(D_j|H_i)$ η πιθανότητα εκδήλωσης άμεσης βλάβης D_j λόγω του κινδύνου, H_i , $p(S_k|D_j)$ η πιθανότητα εμφάνισης του αποτελέσματος S_k λόγω της βλάβης, D_j και $C(S_k)$ οι εκτιμώμενες συνέπειες λόγω του αποτελέσματος S_k . Διακρίνονται έτσι τρία βασικά στάδια. Αρχικά, έχουμε την αξιολόγηση των κινδύνων H_i , έπειτα των διάφορων βλαβών D_j και τέλος της συμπεριφοράς S_k και τις συνέπειες $C(S_k)$ αυτής (Εικ. 1.2).



Εικ. 1.2 Απεικόνιση των τριών βασικών σταδίων της ανάλυσης κινδύνου
[Gulvanessian H. & Vrouwenvelder T. 2006].

Βασιζόμενοι στην εξίσωση (1.1), μπορούμε να ομαδοποιήσουμε τις μεθόδους με τις οποίες επιτυγχάνουμε την ευρωστία. Αρχικά, έχουμε τις τεχνικές που μειώνουν την πιθανότητα εμφάνισης των κινδύνων, δηλαδή τον πρώτο όρο της εξίσωσης (1.1), και μπορούν να χαρακτηριστούν ως EC (event control). Έπονται οι μέθοδοι που αφορούν το δεύτερο όρο της εξίσωσης, οι οποίες μειώνουν την πιθανότητα τοπικής ζημιάς, εξαιτίας ενός κινδύνου (specific load resistance SLR). Ακολουθούν οι εναλλακτικοί δρόμοι φορτίου AP (alternative load path), οι οποίοι εκφράζονται από τον τρίτο όρο της εξίσωσης. Οι SLR και οι AP είναι άμεσες μέθοδοι για την απομείωση του δεύτερου και τρίτου όρου, ενώ έμμεση αποτελεί ο καθορισμός ελάχιστων τιμών αντοχής, ολκιμότητας, συνέχειας κτλ.. Τέλος ο τέταρτος όρος της εξίσωσης (1.1) αφορά τεχνικές, που ως στόχο έχουν να ελαχιστοποιήσουν τις συνέπειες ενός συμβάντος.

Η παραπάνω μέθοδος, ωστόσο, έχει κάποιες αδυναμίες, οι σημαντικότερες εκ των οποίων είναι ότι δεν απεικονίζονται τα ανθρώπινα λάθη, αν και υψίστης σημασίας, και ότι όλα τα μεγέθη που εμπειρεύει η εξίσωση (1.1), ($p(H_i)$, $p(D_j|H_i)$, $p(S_k|D_j)$, N_H , N_D , N_S), μεταβάλλονται κατά τη διάρκεια ζωής του έργου, χωρίς αυτό να λαμβάνεται κάπου υπόψη.

Μία πιο αναλυτική προσέγγιση έχει δοθεί από τους Ellingwood, Smilowitz & Dusenberry το 2007, στην οποία γίνεται σαφής διαχωρισμός μεταξύ άμεσου και έμμεσου κινδύνου. Έτσι λοιπόν, το συνολικό ρίσκο ισούται με το άθροισμα του άμεσου και του έμμεσου κινδύνου.

$$R = R_{dir} + R_{indir} = \quad (1.2)$$

$$R = \sum_i \sum_j P(D_j|E_i) * P(E_i) * C_{dir,ij} + \sum_i \sum_j \sum_k P(S_k|D_j) * P(D_j|E_i) * P(E_i) * C_{indir,ijk}$$

Όπου, $C_{dir,ij}$ αποτελεί τη συνέπεια της βλάβης D_j λόγω της έκθεσης E_i και $C_{indir,ijk}$ η συνέπεια της συνολικής βλάβης S_k , η οποία προκαλεί τοπική βλάβη D_j λόγω της έκθεσης E_i .

Ένας τρόπος να αυξήσεις την ευρωστία, είναι να ελαχιστοποιήσεις τον έμμεσο κίνδυνο που δίνεται από το δεύτερο όρο της (1.2). Σύμφωνα με αυτό ο δείκτης της ευρωστίας είναι:

$$I_{Rob} = \frac{R_{dir}}{R_{dir} + R_{indir}} \quad (1.3)$$

Στην παραπάνω σχέση, το R_{dir} είναι ο άμεσος κίνδυνος, που σχετίζεται με την τοπική ζημιά και το R_{indir} ο έμμεσος κίνδυνος που σχετίζεται με τη συνολική βλάβη. Το I_{Rob} βγαίνει 1 για την πλήρως εύρωστη κατασκευή και 0 γι' αυτές που δεν είναι καθόλου στιβαρές. Βέβαια, ο συντελεστής δεν λειτουργεί στην περίπτωση που θελήσουμε να μειώσουμε το πρώτο μέλος της σχέσης (1.2)

1.3.3 Η πιθανολογική θεώρηση

Μία προσέγγιση (Ellingwood και Dusenberry 2005) αναφέρεται συγκεκριμένα στη πιθανότητα για προοδευτική κατάρρευση $P(F)$ εξαιτίας ενός τυχαίου γεγονότος A_i η οποία μπορεί να εκφραστεί ως εξής:

$$P(F) = P(F|D A_i) * P(D|A_i) * P(A_i) \quad (1.4)$$

Όπου, $P(A_i)$ η πιθανότητα εμφάνισης του A_i , $P(D|A_i)$ η πιθανότητα τοπικής βλάβης D λόγω εμφάνισης του A_i , και $P(F|D A_i)$ η πιθανότητα προοδευτικής κατάρρευσης λόγω της βλάβης D που προκάλεσε το τυχαίο γεγονός A_i .

Όπως και στη θεωρία των Gulvanessian και Vrouwenvelder, για τη μείωση του ρίσκου αναπτύσσονται οι μέθοδοι EC, SLR, AP που περιγράφονται πιο πάνω, ενώ και εδώ γίνεται διαχωρισμός σε άμεσες μεθόδους, όπου ανήκουν οι SLR και AP, και σε έμμεσες. Οι $P(F|D A_i)$ και $P(D|A_i)$ εξαρτούνται από την κατασκευή την ίδια και συνεπώς σχετίζονται άμεσα με τη στιβαρότητά της. Από την άλλη, η EC σχετίζεται με την πιθανότητα $P(A_i)$, η οποία δεν αφορά την ίδια την κατασκευή, με συνέπεια η μείωσή της να μην οδηγεί σε αύξηση της ευρωστίας, αν και προκαλεί μείωση της $P(F)$. Επομένως, αν η ευρωστία θεωρηθεί εσωτερική ιδιότητα μίας κατασκευής, η σχέση (1.2) μπορεί να γραφτεί ως (Val D. & Val E.) :

$$P(F) = P(F/D) * P(D) \quad (1.5)$$

Τέλος, δεδομένου ότι σε μία κατασκευή θα μπορούσαμε να δεχτούμε περιορισμένες τοπικές βλάβες, μία παραλλαγή των προαναφερθέντων θεωριών έχει διατυπωθεί από τον Ellingwood το 2006, στην οποία ασχολείται με την ετήσια πιθανότητα κατάρρευσης $P[\text{collapse}]$ ενός συστήματος. Συγκεκριμένα, αναφέρει ότι αν H είναι ένα γεγονός, το οποίο θα προκαλούσε μία σημαντική τοπική βλάβη D , τότε η $P[\text{collapse}]$ θα ισούται με:

$$P[\text{Collapse}] = \sum_H \sum_D P[\text{Collapse}|D] * P[D|H] * \lambda_H \quad (1.6)$$

Όπου, λ_H ο μέσος ετήσιος ρυθμός εμφάνισης του γεγονότος H , $P[D|H]$ η πιθανότητα της βλάβης D λόγω του H και $P[\text{Collapse}|D]$ η πιθανότητα κατάρρευσης λόγω της βλάβης D . Η πιθανότητα $P[\text{collapse}]$ πρέπει να είναι μικρότερη από την p_{th} , η οποία αποτελεί το επίπεδο κινδύνου κάτω από το οποίο κατά κανόνα δεν δίνεται ρυθμιστική καθοδήγηση και είναι της τάξης του 10^{-7} /έτος (Pate & Cornell 1994).

Ένας πιθανοτικός δείκτης για το πλεόνασμα, που όπως θα περιγραφεί στις παρακάτω ενότητες αποτελεί βασική στρατηγική για την ευρωστία, έχει προταθεί από τους Frangopol & Curley και είναι :

$$\beta_R = \frac{\beta_{intact}}{\beta_{intact} - \beta_{damaged}} \quad (1.7)$$

Όπου, β_{intact} είναι ο δείκτης αξιοπιστίας της ανέπαφης κατασκευής και $\beta_{damaged}$ ο δείκτης αξιοπιστίας της κατεστραμμένης. Έτσι, ο δείκτης β_R τείνει στο άπειρο αν η κατασκευή βγει ανέπαφη και γίνεται μονάδα αν είναι πλήρως κατεστραμμένη. Η πιθανότητα αστοχίας και ο δείκτης αξιοπιστίας συνδέονται με τη σχέση (Nielsen J.J 2009).

$$P = \Phi(-\beta) \quad (1.8)$$

Όσο για την ευπάθεια των κατασκευών προτάθηκε από τον Lind το 1995 ο εξής δείκτης:

$$V = \frac{P(R_{0,S})}{P(R_{d,S})} = \frac{1}{T_d} \quad (1.9)$$

Στη σχέση, το $P(R_{0,S})$ είναι η πιθανότητα αστοχίας της ανέπαφης κατασκευής και $P(R_{d,S})$ της δομής, μετά το πέρας του κινδύνου, ενώ T_d ο δείκτης ανοχής της κατασκευής, ο οποίος μπορεί να θεωρηθεί ως μέτρο για την ευρωστία. Αυτό το μέτρο μπορεί να συσχετιστεί με το RIF, το οποίο ορίζεται στην παρακάτω παράγραφο (Nielsen J.J 2009).

1.3.4 Ντετερμινιστική προσέγγιση

Η ντετερμινιστική θεώρηση, ως μέτρο για την ευρωστία θεωρεί την περισσευόμενη αντοχή της κατασκευής (Reserve Strength Ratio), η οποία ορίζεται ως:

$$RSR = \frac{R_C}{S_C} \quad (1.10)$$

Στη σχέση αυτή, το R_C αποτελεί την ικανότητα της κατασκευής όσον αφορά την τέμνουσα βάσης και S_C το φορτίο σχεδιασμού (Straub D. & Faber M. 2005).

Μία άλλη θεώρηση προτείνει την αξιολόγηση της ευρωστίας, με τη βοήθεια του παράγοντα εναπομένουσας επίδρασης RIF (Residual Influence Factor), ο οποίος εκφράζει το λόγο της αποθεματικής αντοχής μίας κατασκευής, $RSR_{(F_i)}$, της οποίας ένα μέλος i καταστράφηκε, ως προς την αποθεματική αντοχή της ανέπαφης κατασκευής, $RSR_{(intact)}$ (Nielsen J.J 2009).

$$RIF = \frac{RSR_{(F_i)}}{RSR_{(intact)}} \quad (1.11)$$

Αν το φορτίο σχεδιασμού διατηρηθεί το ίδιο πριν και μετά την κατάρρευση του στοιχείου i τότε η (1.11) γίνεται:

$$RIF = \frac{R_{C(F_i)}}{R_{C(intact)}} \quad (1.12)$$

Έτσι, αν το πλεόνασμα αντοχής πριν και μετά την αστοχία είναι ίδιο, ο συντελεστής είναι μονάδα, ενώ αν η βλάβη προκαλέσει πλήρη αποδυνάμωση της κατασκευής, ο συντελεστής γίνεται 0.

1.4 Στοιχεία ευρωστίας

Στην προσπάθεια για δημιουργία μίας στιβαρής κατασκευής η φαρέτρα μας είναι γεμάτη με τεχνικές, οι οποίες μόνες τους ή ο συνδυασμός τους μπορεί να μας δώσουν αξιόλογα αποτελέσματα, χωρίς να έχουμε σημαντική οικονομική επιβάρυνση. Ορισμένες απ' αυτές, τις κληρονομήσαμε από τους προγόνους μας και δοκιμάζονται αιώνες τώρα, ενώ άλλες βασίζονται σε σύγχρονες τεχνολογίες, κάνοντας πιο εύκολο το έργο του μηχανικού. Το στόχο μας τον επιτυγχάνουμε, άλλοτε με άμεσες παρεμβάσεις στο φορέα και άλλοτε με μη κατασκευαστικά μέσα. Κάποιες από αυτές τις τεχνικές εφαρμόζονται στο σχεδιασμό, ενώ άλλες αφορούν τη φάση κατασκευής ή λειτουργίας. Όλες οι τεχνικές, βέβαια, δεν έχουν την ίδια αποτελεσματικότητα και ούτε μπορούν να εφαρμοστούν σε όλα τα έργα, αλλά επαφίεται στον ίδιο τον μηχανικό να επιλέξει την κατάλληλη μέθοδο ή τον απαραίτητο συνδυασμό αυτών.

1.4.1 Αντοχή

Ο εξοπλισμός των κρίσιμων στοιχείων (key elements) ενός στατικού συστήματος με περίσσια αντοχή, αποτελεί μία πρακτική που χρονολογείται από τους προϊστορικούς χρόνους. Σήμερα, αποτελεί ίσως τη μόνη πρακτική που εφαρμόζεται, καθώς η παροχή αντοχής πέρα από τη θεωρητικά ελάχιστη αναγκαία αποτελεί την πιο εύκολη στρατηγική για την ενίσχυση της ευρωστίας. Όπου χρησιμοποιούνται εύθραυστα υλικά ή καταστάσεις που δεν μπορούν να αποφευχθούν, όπως π.χ. μέλη λυγηρά σε περίπτωση θλίψης, πρέπει να προστατεύονται από υπερφόρτωση, συχνά μέσω επιπλέον αντοχής. Οι οικοδομικοί κανονισμοί αναγνωρίζουν αυτήν τη δυνατότητα, εκχωρώντας χαμηλότερες αντοχές στα υλικά και στα μέλη.

1.4.2 Συνοχή μεταξύ των στοιχείων

Πολλές κατασκευές, ειδικά παλαιότερα έργα και σε περιοχές με μικρή σεισμικότητα, κατασκευάστηκαν απλά τοποθετώντας τα στοιχεία το ένα πάνω από το άλλο, έτσι ώστε τα φορτία βαρύτητας να μπορούν να μεταδοθούν μέσω της απλής έδρασης. Οι οριζόντιες δυνάμεις αγνοούνταν ή υποτίθενται ότι ήταν αρκετά μικρές για να ξεπεράσουν την τριβή των διεπιφανειών. Αυτό αποδείχθηκε ότι ήταν μία σημαντική πηγή κινδύνου με πολλές δραματικές καταρρεύσεις από σεισμούς, ή μακροπρόθεσμες μετακινήσεις.

Στον κλασικό σχεδιασμό και την ανάλυση υποθέτουμε ότι κάθε κατασκευή, εάν δεν διαχωρίζεται εσκεμμένα από αρμούς διαστολής, θα λειτουργεί ως μονάδα και οι μόνες μετατοπίσεις μεταξύ των μελών που επιτρέπονται είναι οι (μικρές) παραμορφώσεις των στοιχείων. Ως εκ τούτου, υπάρχει η τάση τα πάντα να είναι όσο πιο συνεκτικά γίνεται, τόσο στο μοντέλο όσο και στην πραγματικότητα. Αυτό με τη σειρά του, καθιστά αναγκαίο να προβλεφθεί η αντοχή όλου του συστήματος, η οποία θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τις εντάσεις που θα επακολουθήσουν, ιδιαίτερα στην περιοχή των συνδέσεων μεταξύ των επιμέρους μελών (Starossek U. 2006).

Έτσι, δημιουργείται αλληλεξάρτηση μεταξύ των μελών, τα οποία αντιστέκονται ομαδικά, ώστε να παρέχουν επαρκή αντοχή ενάντια στις διάφορες φορτίσεις. Ωστόσο, αυτή η συνοχή μεταξύ των μελών, κρύβει και ένα σοβαρό κίνδυνο. Όταν ένα από τα μέλη αστοχήσει, υπάρχει το ενδεχόμενο κατά την κατάρρευσή του να παρασύρει και άλλα στοιχεία, προκαλώντας μία πιο γενικευμένη αστοχία, απ' αυτή που θα προκαλούσε εάν δούλευε μόνο του. Βασιζόμενοι στη σκέψη αυτή, προτείνεται η συνεκτικότητα των μελών να μην εφαρμόζεται μόνη της, αλλά σε συνδυασμό με άλλες μεθόδους όπως αρμούς διαστολής, εναλλακτικούς δρόμους μεταφοράς φορτίου, μέλη που λόγω της σπουδαιότητά τους θα προστατεύονται από εξωτερικούς κινδύνους (key element) κτλ., οι οποίοι θα αναλυθούν στη συνέχεια (Starossek U. 2006).

Στις εικόνες 1.3 και 1.4 φαίνονται περιπτώσεις κατασκευών όπου η συνοχή μεταξύ των μελών επηρέασε αρνητικά και πιθανότατα θα είχε προκληθεί ολοκληρωτική κατάρρευση αν δεν υπήρχαν αρμοί διαστολής.



Εικ. 1.3 Μερική κατάρρευση στο αεροδρόμιο Charles de Gaulle του Παρισιού [Starossek U. 2006].



Εικ. 1.4 Μερική κατάρρευση του Πενταγώνου. [Starossek U. 2006].

1.4.3 Δεύτερη γραμμή άμυνας

Ορισμένες κατασκευές διαθέτουν την ικανότητα να αντιστέκονται, σε μία συγκεκριμένη φόρτιση, με περισσότερους από έναν τρόπους. Η βασική ιδέα αυτής της μεθόδου είναι ότι όταν έρθει ένα μεγάλο φορτίο, κάποια μέλη (ή και ολόκληρη η κατασκευή), προκειμένου να αντεπεξέλθουν σ' αυτό, μπορούν να αλλάξουν λειτουργία ή να αναλάβουν φορτία που αντιστοιχούσαν σε άλλα μέλη που αστόχησαν. Το πιο κοντινό παράδειγμα είναι αυτό που αναφέρθηκε νωρίτερα με το προστατευτικό κιγκλίδωμα κατά μήκος των δρόμων.

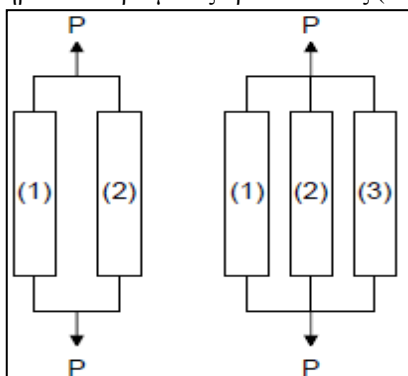
Όταν ένα όχημα πέσει πάνω στο στήθαιο, τα φορτία που ενεργούν κάθετα προς τον άξονα του, το κάμπτουν μέχρι να αναπτυχθεί η ροπή πλαστικοποίησης σε μία ή περισσότερες διατομές. Από εκεί και πέρα, το μεταλλικό κιγκλίδωμα θα παραμορφώνεται μέσα από ένα κινηματικό μηχανισμό, που συνεπάγεται έναν ορισμένο αριθμό πλαστικών αρθρώσεων. Ο μηχανισμός αυτός, λόγω του όλκιμου υλικού, επιτρέπει μεγάλες παραμορφώσεις καθώς διαρρέει το μέλος, οι οποίες έχουν σαν αποτέλεσμα σημαντικές αλλαγές στη γεωμετρία της κατασκευής. Πλέον, το στήθαιο παύει να λειτουργεί καμπτικά και μετατρέπεται σε έναν ελκυστήρα που αντλεί δυσκαμψία από τα στηρίγματά του. Το φορτίο, λοιπόν, έχει βρει μία δεύτερη διαδρομή, η οποία προσφέρει πολύ μεγαλύτερη αντίσταση, επιτυγχάνοντας μ' αυτόν τον τρόπο τον αρχικό μας στόχο, που στη προκειμένη περίπτωση είναι η συγκράτηση του οχήματος. Φυσικά, το κιγκλίδωμα, μετά την πτώση του οχήματος, χρήζει άμεσης αντικατάστασης για να αντεπεξέλθει σε μελλοντικές φορτίσεις (Knoll F. & Vogel T. 2009).

Ομοίως, ο φέρων οργανισμός των κτιρίων μπορεί να σχεδιαστεί με τέτοιο τρόπο ώστε η απώλεια ενός υποστυλώματος δε θα οδηγήσει σε εκτεταμένη κατάρρευση, με τις πλάκες δαπέδου να παραμορφώνονται και να ενεργούν όπως τα στήθαια ασφαλείας. Αυτή η τεχνική δεν εφαρμόζεται πολύ συχνά, δεδομένου ότι συνεπάγεται σημαντικό πρόσθετο κόστος. Συνήθως, είναι πιο οικονομική η υπερδιαστασιολόγηση του κρίσιμου στοιχείου ώστε αυτό να αντέξει στον εκτιμώμενο κίνδυνο, που μπορεί να είναι η σύγκρουση ενός οχήματος, η έκρηξη λόγω διαρροής αερίου κ.λπ.. Παρόλ' αυτά δεν είναι πάντα εφικτός ο προσδιορισμός του μεγέθους της απειλής, όπως συμβαίνει με τις τρομοκρατικές ενέργειες, καθιστώντας τη δεύτερη γραμμή άμυνας, απαραίτητο εργαλείο.

Εάν χρησιμοποιείται η στρατηγική της δεύτερης γραμμή άμυνας, η ανάλυση της κατασκευής σε παραμορφωμένη-κατεστραμμένη κατάσταση πρέπει να γίνεται με προσοχή, αντιπροσωπεύοντας όσο το δυνατόν περισσότερο το αναμενόμενο σενάριο. Επίσης, για να μπορεί μία δοκός ή πλάκα να θεωρηθεί ως εναλλακτική διαδρομή για ένα φορτίο, πρέπει να ελεγχθεί η ικανότητά της, απέναντι σ' αυτό. Πέρα όμως από το ίδιο το μέλος ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στις συνδέσεις του με τα γειτονικά του στοιχεία, οι οποίες οφείλουν να είναι αρκετά ισχυρές ώστε να εξασφαλιστεί η συνέχεια (Vlassis A. et al.).

1.4.4 Πολλαπλές διαδρομές φόρτισης και αλληλοκάλυψη

Αυτή η πρόταση μοιάζει με τη δεύτερη γραμμή άμυνας, με τη μόνη διαφορά ότι οι διάφορες διαδρομές απόσβεσης φορτίου ενεργοποιούνται από την αρχή, με τις δυνάμεις να διοχετεύονται μέσα από όλα τα στοιχεία. Ουσιαστικά πρόκειται για παράλληλους δρόμους απόσβεσης του φορτίου οι οποίοι έχουν την ικανότητα σε περίπτωση που αστοχήσει ένας απ' αυτούς να αναδιανείμουν και να αντεπεξέλθουν στα φορτία του (Εικ. 1.5). Εάν ένα ή περισσότερα απ' αυτά τα στοιχεία αποτύχει, τα υπόλοιπα μπορεί να είναι σε θέση να συνεχίσουν να αντιστέκονται στα φορτία, εφόσον πληρούνται ορισμένες προϋποθέσεις (Sorensen J. & Christensen H.).



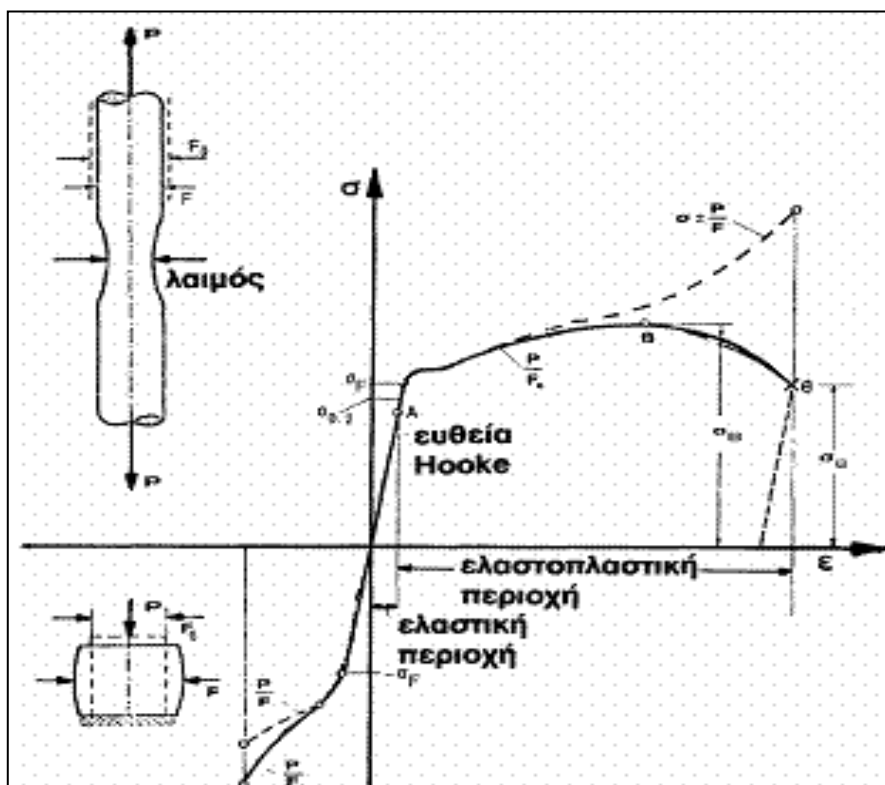
Εικ. 1.5 Μοντέλο με δυο και τρεις παράλληλους δρόμους απόσβεσης φορτίου [Sorensen J. & Christensen H.].

Αρχικά, τα εναπομείναντα δομικά στοιχεία πρέπει να είναι αρκετά ισχυρά, σαν σύνολο, έτσι ώστε να αντισταθούν στα φορτία που θα τους ανατεθούν, μετά την αστοχία κάποιων εξ αυτών. Έπειτα, τα μέλη τα οποία ενδέχεται να επιβαρυνθούν, λόγω της αστοχίας ενός γειτονικού στοιχείου, πρέπει να είναι σε θέση να παραμορφωθούν, χωρίς να αστοχήσουν, έτσι ώστε το φορτίο να μπορέσει να μεταφερθεί σε όσο το δυνατόν περισσότερα, ώστε εντέλει να έχουμε τον επιμερισμό του σε πολλά στοιχεία, που είναι και το ζητούμενο. Ωστόσο, εάν δεν διαθέτουν την απαραίτητη αντοχή, θα είναι αναπόφευκτη μία διαδοχική αστοχία. Τέλος, μετά το πέρας του κινδύνου πρέπει να επέμβουμε, για να αποκαταστήσουμε όλα τα στοιχεία τα οποία αστόχησαν ή παραμορφώθηκαν τόσο, ώστε να δημιουργούν προβλήματα στη λειτουργικότητα.

Ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα για μία πλεονάζουσα κατασκευή, είναι ένα ξύλινο πάτωμα, όπου οι ξύλινοι δοκοί, σήμερα, σχεδιάζονται με συντελεστές ασφαλείας πάνω από δύο. Έτσι, τα δοκάρια που βρίσκονται εκατέρωθεν ενός σπασμένου, μπορούν να πάρουν το μερίδιό που τους αναλογεί από τη διαδικασία φόρτισης. Επίσης, το πάτωμα που εκτείνεται κάθετα προς τα δοκάρια διαστασιολογείται ώστε να μεταφέρει, χωρίς πρόβλημα, το φορτίο από το σπασμένο δοκάρια στα γειτονικά του, αρκεί η απόσταση να είναι μικρότερη των 600 mm. Τέλος, για να αποφευχθεί ο πλευρικό λυγισμό των δοκών, τοποθετούνται κατά κανόνα μεταξύ τους μικρά κομμάτια σανιδιών, ώστε να εξακολουθήσουν να είναι λειτουργικές μετά από την αστοχία μίας εξ αυτών (Knoll F. & Vogel T. 2009).

1.4.5 Αποφυγή ψαθυρής αστοχίας μέσω πλαστιμότητας

Η ολκιμότητα αποτελεί απαραίτητο συστατικό για να μπορέσουν να λειτουργήσουν σωστά στρατηγικές, όπως αυτές που αναφέρθηκαν στις προηγούμενες ενότητες. Με τον όρο ολκιμότητα, εννοούμε το λόγο της μέγιστης παραμόρφωσης ως προς τη μέγιστη ελαστική παραμόρφωση. Βέβαια, η μέγιστη ελαστική παραμόρφωση σε μία πραγματική κατασκευή δεν είναι ορισμένη, όπως φαίνεται και από την εικόνα 1.5, διότι καθώς αυξάνεται η φόρτιση σε μία κατασκευή η δυσκαμψία της μειώνεται. Χάρην απλοποίησης, συνήθως, ορίζεται ως ένα εικονικό σημείο στο όριο ελαστικότητας όπου τέμνονται δύο ευθείες γραμμές, η μία οριζόντια της μέγιστης αντοχής και η άλλη εφαπτόμενη για μηδενική παραμόρφωση (Εικ. 1.6). Όσον αφορά τη μέγιστη παραμόρφωση, μπορεί να θεωρηθεί η ακραία τιμή που μπορεί να αναπτύξει το σύστημα, χωρίς να χάσει σημαντικό τμήμα από την αντοχή της και βρίσκεται μέσω της επαναληπτικής μεθόδου push over.



Εικ. 1.6 Τυπική συμπεριφορά πλαστικών στοιχείων [Basileiou K. 2010].

Τα περισσότερα δομικά συστήματα έχουν το χαρακτήρα που προτείνει η καμπύλη του παραπάνω διαγράμματος όπου η αντίσταση, μετά από τη μέγιστη τιμή που έχει φτάσει, σταδιακά θα μειωθεί, λόγω φαινομένων δεύτερης τάξεως, τη συσσώρευση ζημιών, τη μείωση της αντίστασης της κρίσιμη διατομή, κλπ.. Εξαιρέση αποτελούν ορισμένα μέταλλα ή κράματα μετάλλων, όπως ο μαλακός χάλυβα, που εμφανίζουν κράτυνση πέρα από την αντοχή διαρροής (που στην προκειμένη περίπτωση λαμβάνεται ως μέγιστη αντοχή), η οποία μπορεί να αξιοποιηθεί για την ευρωστία. Χαρακτηριστικό είναι ότι για συνήθεις χάλυβες υψηλής αντοχής η πλαστιμότητα ξεκινά από 5, για μαλακούς χάλυβες από 10, ενώ για άοπλο σκυρόδεμα δεν ξεπερνά το 2.

Η συμπεριφορά ενός συστήματος καθορίζεται από τη συμπεριφορά του ασθενέστερου μέλους. Όπως γίνεται ιδιαίτερα εμφανές, με το μηχανικό ανάλογο μίας αλυσίδας, η ικανότητα και η συμπεριφορά του ασθενέστερου κρίκου είναι αυτή που θα καθορίσει τις ιδιότητες της αλυσίδας, αφήνοντας ανεκμετάλλευτη τη μεγαλύτερη ικανότητα των γειτονικών κρίκων. Για να επιτύχουμε, λοιπόν, καλύτερη συμπεριφορά του συστήματος πρέπει να εξασφαλιστεί ότι ο ασθενής κρίκος του θα είναι αυτός με τη μεγαλύτερη πλαστιμότητα. Ουσιαστικά, επιλέγουμε το υλικό, το στοιχείο αλλά και τον τρόπο με τον οποίο αυτό θα αστοχήσει. Αυτό αποτελεί την αρχή του ικανοτικού σχεδιασμού, που είναι απαραίτητος αν θέλουμε να μιλάμε για στιβαρή κατασκευή.

Ξεκινώντας με το υλικό, είναι προφανές ότι ανάμεσα σε δύο υλικά με διαφορετική ολκιμότητα θα προτιμηθεί να αστοχήσει το πιο πλαστικό. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί ο συνδυασμός σκυροδέματος και χάλυβα (ο χάλυβας όπως αναφέρθηκε πιο πάνω μπορεί να έχει δεκαπλάσια πλαστιμότητα), όπου ο ασθενής κρίκος πρέπει να είναι ο χάλυβας υπό-οπλίζοντας τη διατομή.

Σε επίπεδο φορέα πρέπει να εξασφαλιστεί ότι η κρίσιμη διατομή του θα αστοχήσει καμπτικά. Αυτός ο τρόπος αστοχίας συνοδεύεται με μεγάλα βέλη, τα οποία θα αποτελέσουν προειδοποίηση για την επερχόμενη αστοχία. Αντιθέτως η διατμητική αστοχία είναι ψαθυρού τύπου, με ότι επιπτώσεις αυτό συνεπάγεται. Αυτό επιτυγχάνεται κυρίως με την υπερόπλιση έναντι τέμνουσας (πολλοί συνδετήρες για σκυρόδεμα και μεγάλοι κορμοί για μεταλλικές). Έτσι λοιπόν οι τέμνουσες σχεδιασμού $V_{CD,C}$ για υποστυλώματα και $V_{CD,d}$ για δοκό είναι :

$$V_{CD,C} = 1.40 * (M_{R,C1} + M_{R,C2}) / I_c \leq q * V_{E,C} \quad (1.13)$$

$$V_{CD,b} = V_{o,b} + \Delta V_{CD,b} \quad (1.14)$$

Όπου,

$$\Delta V_{CD,b} = 1.20 * (M_{R,b1} + M_{R,b2}) / I_c \leq q * V_{E,b} / 1.20 \quad (1.15)$$

Σε επίπεδο φέροντος οργανισμού πρέπει να εξασφαλιστεί ότι κρίσιμο στοιχείο θα είναι η δοκός και όχι το υποστύλωμα, αφού σ' αυτό, λόγω της συνύπαρξης κάμψης και θλιπτικής αξονικής, η πλαστιμότητα είναι μειωμένη. Έτσι μία ενδεχόμενη αστοχία του τελευταίου θα άφηνε ανεκμετάλλευτη τη μεγαλύτερη πλαστιμότητα της δοκού. Για να εξασφαλιστεί λοιπόν, ότι κρίσιμος φορέας θα είναι η δοκός, το υποστύλωμα σχεδιάζεται με τη ροπή ικανοτικού σχεδιασμού και όχι με αυτή που προκύπτει από τη στατική επίλυση. Η ικανοτική ροπή ισούται με:

$$M_{CD} = \gamma_{Rd} * \Sigma M_{Rd} / \Sigma M_{Ed} \quad (1.16)$$

Όπου το γ_{Rd} είναι συντελεστής υπεραντοχής.

Σε αυτό το σημείο, αξίζει να σημειωθεί ότι η αστοχία κάποιου υποστυλώματος και κυρίως γωνιακού έχει πολύ μεγάλες συνέπειες (key element), αφού θα συμπαρασύρει σε αστοχία και τα οριζόντια στοιχεία. Αυτό θα προκαλέσει μία γενικότερη αστοχία, δημιουργώντας μεγαλύτερο κίνδυνο για τους χρήστες. Για το λόγο αυτόν, οφείλουμε να τα προστατέψουμε από οποιαδήποτε απειλή. Έτσι λοιπόν στα υποστυλώματα θα μπορούσαμε να χρησιμοποιήσουμε καλύτερης ποιότητας χάλυβα (SN), επιχρισμένο με αντιτυρικό υλικό (FR steel) (Εικ. 1.7) και σε κάθε τρία εξ αυτών, να τοποθετούμε ένα πιο ισχυρό υποστύλωμα (Wada A. et al. 2006).

Σημαντικό ρόλο στην πλαστιμότητα παίζουν και οι συνδέσεις. Σε κοχλιωτά συστήματα από χάλυβα, έχει συχνά διαπιστωθεί ότι, παρόλο που όλα τα υλικά ήταν όλκιμου χαρακτήρα, το σύστημα απέτυχε σ' ένα ξαφνικό αίτιο, λόγω αποδυνάμωσης της διατομής στη θέση των κοχλιών. Γενικά, πρέπει να μεριμνάται ώστε (για ένα στοιχείο σε άμεση μονοαξονική ένταση) να ισχύει:

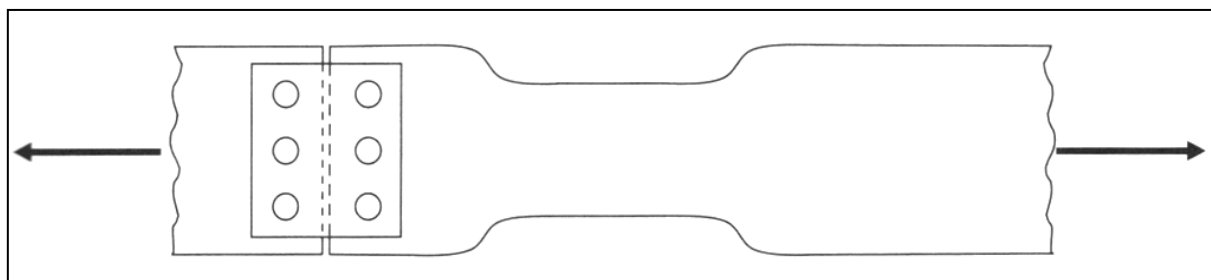


Εικ. 1.7 Υποστώλωμα επιχρισμένο με αντιπυρικό υλικό [Wada A. et al. 2006].

$$\frac{\text{Εμβαδόν στην θέση των οπών}}{\text{Εμβαδόν συνολικής διατομής}} > \frac{\text{Τάση διαρροής}}{\text{Τάση διάρρηξης}} \quad (1.17)$$

Οι οπές των κοχλιών συνιστούν μία τοπική αποδυνάμωση των στοιχείων που συνδέουν. Εάν τα μέλη εκτεθούν σε εφελκυσμό, πέρα από την αντοχή διαρροής, πλαστικές παραμορφώσεις θα εμφανιστούν αποκλειστικά σε αυτές τις θέσεις, ενεργοποιώντας ένα πολύ μικρό μέρος του υλικού. Το υπόλοιπο βρίσκεται στην ελαστική περιοχή συμβάλλοντας έτσι ελάχιστα στη συνολική παραμόρφωση. Για να εξαλειφθεί το πρόβλημα, μπορεί κανείς βέβαια να ενισχύσει τη ζώνη των οπών με πάχυνση της πλάκα, αλλά αυτό είναι μάλλον δαπανηρό και μπορεί να εισαγάγει και άλλα προβλήματα.

Μία άλλη δυνατότητα είναι η τεχνητή απομείωση (στένωση) της διατομής του μέλους, κοντά σχετικά στη σύνδεση, μεγαλώνοντας τη ζώνη πλαστικοποίησης, αφού μεγαλώνουμε το μήκος του υλικού που θα κινητοποιηθεί για να συμμετάσχει στη διαρροή (Εικ.1.8). Τέλος, σε μέταλλα με επαρκή κράτυνση, διαπιστώνεται ότι το πρόβλημα μπορεί να λυθεί χωρίς τα εν λόγω μέτρα.



Εικ. 1.8 Μεταφορά της ζώνης πλαστικοποίησης μακριά από τη σύνδεση [Knoll F. & Vogel T. 2009].

Εγκοπές ή τοπική διάβρωση μπορεί να έχουν παρόμοια αποτελέσματα, έστω και αν είναι μικρής έκτασης επιφέροντας θραύση πριν την ανάπτυξη των απαραίτητων για την ανακατανομή των δυνάμεων παραμορφώσεων. Ένας άλλος σημαντικός παράγοντας που μειώνει τη πλαστικότητα, ακόμα και στα καλύτερα υλικά, είναι αυτός της κόπωσης, ο οποίος πρέπει να λαμβάνεται πάντα υπόψη σε όλες τις περιπτώσεις που αφορούν πολυάριθμους κύκλους φόρτισης ($>10^3$). Τέλος προσοχή πρέπει να δοθεί και στη λυγηρότητα του στοιχείου όταν αυτό θλίβεται, ώστε να αποφευχθεί η αστοχία λόγω λυγισμού.

1.4.6 Παρεμπόδιση προοδευτικής κατάρρευσης

Η απάντηση στον κίνδυνο της προοδευτικής κατάρρευσης βρίσκεται στο βασικό στόχο της ευρωστίας, ο οποίος είναι να περιοριστεί η έκταση της βλάβης. Όταν έχουμε μία ομάδα από εύθραυστα στοιχεία, προτείνεται περιοδικά να τοποθετούνται ισχυρότερα ανάμεσά τους, ώστε να αποφευχθεί ένα φαινόμενο domino. Πέραν όμως από ολόκληρα μέλη, η μέθοδος αυτή που είναι γνωστή ως «zipper stop», μπορεί να εφαρμοστεί και σε μεγάλες συγκολλήσεις, νευρώσεις και κοχλιώσεις.

Ένα παράδειγμα που θα είχε αποφευχθεί αν είχε εφαρμοστεί η παραπάνω ιδέα είναι η κατάρρευση ολόκληρων γραμμών ρεύματος, για μία απόσταση πάνω από 100 χιλιόμετρα, στο Μόντρεαλ του Καναδά. Εκατοντάδες πύργοι, οι οποίοι αποτελούνταν από λεπτά μέλη και διέθεταν μεγάλο ύψος, κατέρρευσαν σαν ντόμινο από το βάρος του πάγου που σχηματίστηκε στα καλώδια. Η αστοχία αυτή, θα είχε αποφευχθεί αν κάθε πέμπτο ή δέκατο πύργο υπήρχε ένας ισχυρότερος με μεγαλύτερη ολκιμότητα.

1.4.7 Στοιχεία ασφάλειας - Σεισμικοί μονωτές

Εμπνευσμένοι από τις ηλεκτρικές, οι κατασκευαστικές ασφάλειες μπορεί να μην διακόπτουν πλήρως την ενέργεια που προκαλείται από ένα σεισμό ή μία έκρηξη, αλλά μέσω της ολκιμότητά τους, να απορροφούν μέρος αυτής, μειώνοντας έτσι τις δυνάμεις που εν τέλει καταλήγουν στην υπόλοιπη κατασκευή. Βέβαια, η παραμορφωσιμότητα των μονωτών είναι περιορισμένη και πρέπει να φροντίσουμε να μην ξεπερνάτε.

Οι μη γραμμικές παραμορφώσεις (δηλαδή εκείνες οι παραμορφώσεις που υπερβαίνουν το όριο ελαστικότητας) συνδέονται συνήθως με σημαντική διάχυση ενέργειας, που διαφεύγει υπό μορφή θερμότητας. Η διαχυμένη ενέργεια μπορεί να παρασταθεί γραφικά, μέσω των διαγραμμάτων υστέρησης, ή το ποσοστό της να δοθεί ποσοτικά ως απόσβεση. Όταν οι παραμορφώσεις είναι αναστρέψιμες ή κυκλικές, όπως σε σεισμικές συνθήκες, πρέπει κανείς να υπολογίζει ορισμένες μεταβολές στις ιδιότητες των υλικών σε τμήματα που παραμορφώνονται μη-γραμμικά. Οι μεταβολές αυτές, συχνά ισοδυναμούν με μείωση της δυσκαμψίας και συνεπώς της αντοχής σε σχέση με την αρχική (πρώτος κύκλος). Αυτό το φαινόμενο, μπορεί να μην προκαλεί σοβαρές ανησυχίες σε σπάνιους και ισχυρούς σεισμούς (τους οποίους θα λάβει η ασφάλεια μέσω μη γραμμικού κύκλου), αλλά γίνεται όλο και πιο κρίσιμη με την αύξηση του αριθμού των ανακυκλούμενων φορτίσεων.

Σε ένα ελεγχόμενο σύστημα με μονωτές, οι δυνάμεις θα είναι περιορισμένες αλλά όχι και οι παραμορφώσεις. Η ανάλυση της συμπεριφοράς αυτής πρέπει επομένως να περιλαμβάνει και το υπόλοιπο δομικό σύστημα, όταν αυτό παραμορφώνεται πέρα από το όριο ελαστικότητας, διότι ορισμένα στοιχεία με τη σειρά τους, μπορεί να παραμορφωθούν πέρα από τη μέγιστη αντοχή τους. Συνήθως, οι παραμορφώσεις πέρα από το όριο ελαστικότητας είναι μόνιμες, τουλάχιστον εν μέρει. Στην περίπτωση ισχυρού σεισμού, οι παραμορφώσεις έχουν ένα τυχαίο χαρακτήρα, ως συνέπεια της δυναμικής απόκρισης, δηλαδή το μέγεθός τους μπορεί να καθοριστεί μόνον πιθανολογικά. Ενδέχεται, συνεπώς, να χρειάζεται να περιοριστούν εσκεμμένα αυτές οι παραμορφώσεις έτσι ώστε η κατασκευή να μην αστοχήσει πουθενά.

1.4.8 Προστατευτικές διατάξεις

Κάποιες φορές, μπορεί να είναι οικονομικά ασύμφορο ή αδύνατο να εφαρμόσουμε μία από τις παραπάνω στρατηγικές. Η λύση, σε αυτή την περίπτωση δεν έρχεται με επέμβαση στην ίδια την κατασκευή αλλά στο περιβάλλοντα χώρο όπου με κατάλληλες προστατευτικές διατάξεις θα προσπαθήσουμε να εμποδίσουμε το αίτιο του κινδύνου να πλησιάσει την κατασκευή μας.

Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελούν τα εξωτερικά υποστυλώματα ενός υφιστάμενου κτηρίου, τα οποία θέλουμε να προστατέψουμε από την πτώση ενός οχήματος ή ενός τρένου. Η εκ των υστέρων αύξηση της αντοχής τους θα ήταν μία ιδιαίτερα δαπανηρή διαδικασία. Πιο οικονομικό και ίσως πιο αποδοτικό θα ήταν η δημιουργία μίας αρκετά ογκώδους, ξεχωριστής κατασκευής μπροστά από το κτίριο. Η φθορά ή καταστροφή της προστατευτικής διάταξης μπορεί να είναι αποδεκτή σε ακραίες και σπάνιες περιπτώσεις, αλλά σε καμία περίπτωση δεν επιτρέπεται το όχημα να περάσει από πάνω της.

Η στρατηγική αυτή, είναι ιδιαίτερα χρήσιμη σε περιπτώσεις όπου η φόρτιση δεν μπορεί να προσδιορισθεί με βεβαιότητα. Αυτό ισχύει για τις κατασκευές που ανεγέρθηκαν κυρίως στο νερό, σε βάθος τέτοιο ώστε να επιτρέπεται να ταξιδεύουν μεγάλα πλοία ή να αναπτύσσονται μεγάλοι κυματισμοί. Η κολοσσιαία μάζα αυτών, κάνει δύσκολη και οικονομικά ασύμφορη την οικοδόμηση κατασκευών, των οποίων ο κύριος σκοπός τους είναι κάτι άλλο (π.χ. εξέδρες πετρελαίου, γέφυρες κτλ), έτσι ώστε να αντισταθούν στη σύγκρουση. Οι προστατευτικές δομές, όπως τα τεχνητά νησιά μπορεί να είναι μία λύση, η οποία θα σταματήσει ή θα αποκλίνει το σκάφος, ή τα κύματα, μακριά από την ευπαθή κατασκευή. Πιο αναλυτικά θα ασχοληθούμε μ' αυτήν τη μέθοδο στο 5 κεφάλαιο του παρόντος.

1.4.9 Στοιχεία «Knock-out»

Σε περιπτώσεις όπου η παροχή επαρκούς πλαστιμότητας ή αντοχής σε ένα μέλος είναι ανέφικτη, υπάρχει η δυνατότητα να προσφέρουμε μία δεύτερη γραμμή άμυνας, επιτρέποντας σ' ένα μέλος της να αστοχήσει, χωρίς ωστόσο να προκληθούν σοβαρές βλάβες στην υπόλοιπη κατασκευή. Το πιο χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η περίπτωση έκρηξης, λόγω διαρροής αερίου, όπου παρέχεται η δυνατότητα στους τοίχους ή στην οροφή να αστοχήσουν για να επιτρέψουν στην πίεση να διαφύγει. Βέβαια, θα πρέπει αυτό το στοιχείο που αστόχησε να μην παρασύρει άλλα προκαλώντας μία γενικευμένη κατάρρευση, αλλά ούτε να εκτοξευθεί με δύναμη προκαλώντας περαιτέρω προβλήματα, αφού η υπόλοιπη κατασκευή θα πρέπει να είναι σε θέση να συνεχίσει την λειτουργία της (Knoll F. & Vogel T. 2009).

1.4.10 Πρόληψη, έλεγχος και έγκαιρη παρέμβαση

Η πρόληψη, παρατήρηση και επέμβαση αποτελούν μερικούς από τους σημαντικότερους συμμάχους στην προσπάθεια για την προστασία των κατασκευών από δυσμενείς καταστάσεις. Η επιβίωση της κατασκευής με ανέπαφη την λειτουργία της (το οποίο είναι η ουσία της ευρωστίας) εξαρτάται πλήρως από την έγκυρη και αποτελεσματική ανθρώπινη παρέμβαση. Πολλές κατασκευές θα είχαν σωθεί αν κάποια ελαττώματα είχαν ανακαλυφθεί κατά τη φάση σχεδιασμού ή αν είχαν ερμηνευτεί σωστά κάποια συμπτώματα που πιθανότατα παρουσιάστηκαν πριν ή αμέσως μετά από την εκδήλωση του κρίσιμου σεναρίου.

Μέσω της πρόληψης, μπορούμε να πετύχουμε καλύτερο σχεδιασμό αλλά και να εξαλείψουμε σοβαρά λάθη κατά την κατασκευή. Η αύξηση της ευρωστίας δεν εξαρτάται αποκλειστικά από την προστασία της ίδιας της δομής, αλλά κυρίως από την προστασία των χρηστών της. Μία κατασκευή θεωρείται ότι έχει υψηλό βαθμό ευρωστίας όταν μπορεί να προσφέρει μία ασφαλή διέξοδο σε όλους κατά τη διάρκεια της εκδήλωσης του κρίσιμου σεναρίου. Με αυτόν τον τρόπο, μειώνουμε τις συνέπιες και όχι την πιθανότητα αστοχίας. Για παράδειγμα σε μία κατασκευή αυξάνουμε σημαντικά την ευρωστία δημιουργώντας περισσότερους εξόδους διαφυγής, χρησιμοποιώντας πόρτες που ανοίγουν προς τα έξω και τοποθετώντας συναγερμούς πυρκαγιάς. Βέβαια, για να επιτευχθεί ένας σωστός σχεδιασμός, απαιτείται εκ των προτέρων η συνεργασία του μηχανικού με τον αρχιτέκτονα και τον υπεύθυνο πυρασφάλειας.

Εξίσου σημαντική με τον ορθολογικό σχεδιασμό, είναι η προσπάθεια για εξάλειψη λαθών, που στο μέλλον μπορούν να αποβούν μοιραία για την κατασκευή μας. Ξεκινά με τον έλεγχο κατά το στάδιο σχεδιασμού, όπου η διόρθωση αδυναμιών είναι οικονομική και γρήγορη. Αυτό, ωστόσο, δεν εξαλείφει τα λάθη και τις ατέλειες, οι οποίες εισάγονται αργότερα στη διαδικασία κατασκευής λόγω του ανθρώπινου παράγοντα που παρεμβαίνει. Δυστυχώς, η προσπάθεια για την εξάλειψη λαθών, κατά τη φάση κατασκευής, γίνεται αρκετά πολύπλοκη και απαιτεί συνεχούς ελέγχους. Τέλος, μετά την έναρξη λειτουργίας του έργου, οι περιοδικές επιθεωρήσεις δεν πρέπει να σταματήσουν, καθώς η κατασκευή οποιαδήποτε στιγμή μπορεί να παρουσιάσει σημάδια υποβάθμισης.

Οι προειδοποιητικές αυτές ενδείξεις, άλλοτε είναι ορατές με γυμνό μάτι και άλλοτε μόνο μέσω οργάνων. Συχνά, μπορούν να γίνουν αντιληπτές από τον καθένα και άλλοτε μόνο από τους ειδικούς. Συχνές ενδείξεις αποτελούν οι ρωγμές, οι μεγάλες παραμορφώσεις, κραδασμοί, χαλαρότητα στις σύνδεσης, απώλεια μηχανικών χαρακτηριστικών, η διάβρωση, διαρροές, θρυμματισμοί και άλλα πολλά που μπορούν να μας επισημάνουν ότι η κατασκευή ή μέλος αυτής χρήζει άμεσης επέμβασης. Ορισμένες από αυτές μπορεί να είναι αθώες αν και φαίνονται δραματικές σε έναν απλό παρατηρητή, ενώ για άλλες μπορεί να συμβαίνει και το αντίθετο.

Σε ορισμένες περιπτώσεις, μία κατασκευή μπορεί να δείξει σημάδια, η ερμηνεία των οποίων είναι αβέβαιη ακόμη και στον ειδικό. Σε αυτή την περίπτωση, πρέπει να εγκατασταθεί ένας μηχανισμός παρακολούθησης προκειμένου να καταγραφεί η εξέλιξη ή όχι του φαινομένου. Αν χρειαστεί παρέμβαση, πρέπει να γίνει ύστερα από ώριμη σκέψη προς τη σωστή κατεύθυνση, αλλιώς μπορεί να έχουμε επιβάρυνση της κατάστασης. Σε ορισμένες, βέβαια κρίσιμες καταστάσεις απαιτείται άμεση παρέμβαση, όπως στη περίπτωση μίας κατασκευής που παρουσιάζει σοβαρά σημάδια υποβάθμισης ενώ έντονες χιονοπτώσεις είναι προ των πυλών. Σε αυτή την περίπτωση, υπάρχουν δύο λύσεις, είτε η δαπανηρή υποστήριξη της κατασκευής, είτε η συνεχής απομάκρυνση του χιονιού, βασιζόμενη στην κινητοποίηση των εργαζομένων, που μπορεί να είναι δύσκολη και αβέβαιη, καθώς παράγοντες, όπως η απροσεξία και η έλλειψη ετοιμότητας, συνοδεύουν την ανθρώπινη φύση.

Η αυτόματη παρακολούθηση ακούγεται ελκυστική για τον έλεγχο των αναμενόμενων κινδύνων. Ωστόσο, υπάρχουν μία σειρά από λόγους, οι οποίοι παρεμποδίζουν την καθιέρωση αυτής της μορφής ελέγχου. Οι αιτίες αυτές είναι :

- Η εμπειρία με αυτού του είδους τις τεχνικές είναι ελάχιστη, αφού δεν υπάρχει εξειδικευμένο προσωπικό.
- Ο σύγχρονος εξοπλισμός χρειάζεται προσεκτική και συχνή συντήρηση.
- Δεν έχει τελειοποιηθεί η λειτουργία τους, καθώς αναπτύσσονται και δοκιμάζονται σε ένα καθαρό και ελεγχόμενο περιβάλλον, όταν εκτεθούν όμως στην πραγματικότητα, συχνά καταρρέουν ή δυσλειτουργούν.
- Έχει σημαντικό κόστος λειτουργίας και συντήρησης, με αποτέλεσμα να μη προτιμούνται.

1.4.11 Δοκιμές

Πολυάριθμες είναι οι περιπτώσεις, όπου τα μαθηματικά ή υπολογιστικά μοντέλα είναι αβέβαια και επιζητούμε την επιβεβαίωση μέσα από δοκιμές. Όσο πιο ακραία ή καινοτόμα είναι η κατασκευή, τόσο μεγαλύτερη είναι η αβεβαιότητα των αποτελεσμάτων από την ανάλυση. Σε αντίθεση όμως με άλλους τομείς, όπου υπάρχει μαζική τυποποιημένη παράγωγη που βασίζεται σε πρότυπα, εδώ κάθε κατασκευή είναι μοναδική. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με το γεγονός ότι η προσομοίωση ολόκληρης της κατασκευής, πάνω στην οποία θα ασκήσουμε ένα πολύπλοκο σενάριο, όπως ένας σεισμός, μέχρι αυτή να καταρρεύσει, είναι ανέφικτη, δυσχεραίνοντας πολύ το έργο μας. Γι' αυτό περιοριζόμαστε στο να δοκιμάζουμε μέλη και όχι ολόκληρες κατασκευές, τα οποία τα δοκιμάζουμε σε συνθήκες (όπως είναι η επιβολή παραμορφώσεων), που είναι αδύνατον να αναπτυχθούν, καθώς άλλης μορφής αστοχία θα έχει προηγηθεί.

1.4.12 Συμπέρασμα

Η εργαλειοθήκη, για την αντιμετώπιση του προβλήματος της ευρωστίας, είναι προικισμένη με πολλές στρατηγικές, οι οποίες σε πολλές περιπτώσεις αφήνουν πολλές επιλογές ανοικτές. Αυτό φυσικά αποτελεί ένα κλασσικό πρόβλημα βελτιστοποίησης, ώστε να επιλεγούν αυτές με τη μέγιστη αποδοτικότητα. Ωστόσο, η επιλογή μπορεί να βασιστεί μόνο σε υποκειμενικά κριτήρια και την εμπειρία του μηχανικού, λόγω της αβεβαιότητας που κρύβουν τα σενάρια κινδύνου που εξετάζονται.

1.5 Ομαδοποίηση στοιχείων ευρωστίας

Τις στρατηγικές, που αναπτύχθηκαν στην προηγούμενη ενότητα, μπορούμε να τις ομαδοποιήσουμε σε τέσσερις κατηγορίες, όπως αυτές αναλύθηκαν στη 1.4. Συγκεντρωτικά η ομαδοποίηση αυτή φαίνεται στο πίνακα 1.1.

Στοιχεία ευρωστίας	Στοιχεία ελέγχου EC	Άμεση μέθοδοι		Έμμεση μέθοδοι	Ελαχιστοποίηση συνεπειών
		SLR	AP		
Αντοχή		x		x	
Συνοχή μεταξύ των στοιχείων			x	x	
Δεύτερη γραμμή άμυνας			x	x	x
Πολλαπλές διαδρομές φόρτισης και αλληλοκάλυψη			x		
Αποφυγή ψαθυρής αστοχίας μέσω πλαστιμότητας		x	x	x	
Παρεμπόδιση προοδευτικής κατάρρευσης					x
Στοιχεία ασφάλειας - Σεισμικοί μονωτές	x				x
Προστατευτικές διατάξεις					x
Στοιχεία Knock-out					x
Προειδοποίηση και έγκυρη παρέμβαση	x				x
Δοκιμές		x	x		

Πίνακας 1.1 Ομαδοποίηση στοιχείων ευρωστίας βάσει της μεθόδου ανάλυσης ρίσκου [Knoll F. & Vogel T. 2009].

Κεφάλαιο 2^ο

Προοδευτική κατάρρευση και παραδείγματα

2.1 Γενικά

Όπως είδαμε από το προηγούμενο κεφαλαίο, οι τρόποι με τους οποίους μπορούμε να βελτιώσουμε τη συμπεριφορά μίας κατασκευής, είναι πολλοί. Μερικοί από αυτούς περιλαμβάνουν άμεση επέμβαση στον ίδιο το φορέα, αυξάνοντας την αντοχή του και άλλοι απλά συντελούν στο να μειωθούν οι συνέπειες μίας ενδεχόμενης αστοχίας. Όπως και να έχει, η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου είναι πολύπλοκη και εξαρτάται αποκλειστικά από το έργο και την ποιότητα ευρωστίας που θέλουμε να προσδώσουμε σε αυτό. Στην προσπάθειά μας να μπορέσουμε να κατανοήσουμε περισσότερο το μηχανισμό της ευρωστίας, και τον τρόπο με το οποίο εμποδίζει μία προοδευτική κατάρρευση, πολύτιμο βοήθημα θα αποτελούσε, μία παρουσίαση των σημαντικότερων αιτιών που μπορούν να προκαλέσουν μία διαδοχική αστοχία, χρησιμοποιώντας όπου αυτό είναι δυνατόν πραγματικά παραδείγματα.

2.2 Τι είναι η προοδευτική κατάρρευση

Η προοδευτική κατάρρευση αποτελεί την πιο συχνή και επικίνδυνη μορφή αστοχίας. Αποτέλεμά της είναι η τελική βλάβη στο σύστημα να είναι δυσανάλογη του αρχικού αιτίου. Αυτό είναι το φαινόμενο που η ευρωστία, εξ ορισμού προσπαθεί να εξαλείψει. Οι λόγοι που μπορούν να προκαλέσουν μία προοδευτική κατάρρευση είναι πολλοί και θα αναφερθούμε ξεχωριστά στους πιο κρίσιμους. Γενικά, όλα ξεκινούν από μία μικρή τοπική βλάβη, η οποία δεν έγινε αντιληπτή από κανέναν. Τη βλάβη αυτή, λόγω ίσως και κάποιου άλλου γεγονότος, η κατασκευή δεν μπορεί να την απορροφήσει και ένα ένα τα μέλη αστοχούν παρασέρνοντας και άλλα στοιχεία, είτε άμεσα λόγω μεγάλης συνοχής είτε έμμεσα λόγω του φορτίου που παύουν να αναρτούν.

Ένα υλικό που είναι επιρρεπές σ' αυτή τη μορφή αστοχίας είναι το Fabric. Τα παραδείγματα με οροφές από ύφασμα που αστοχούν κάτω από το βάρος του χιονιού, αέρα ή νερού είναι πολλά, με το πιο πρόσφατο την αστοχία στο στάδιο Metrodome της Μινεσότα το Δεκέμβριο του 2010 (Εικ. 2.1, 2.2). Εξαιτίας της μεγάλης χιονόπτωσης η οροφή άρχισε να παίρνει μεγάλα βέλη, που ως αποτέλεσμα είχαν την επιπλέον συσσώρευση χιονιού στο κέντρο μέχρι αυτό να φτάσει τους 40 πόντους, όπου μικρές οπές σχηματίστηκαν στην οροφή και είχαν ως αποτέλεσμα το περαιτέρω «σκίσιμο» της. Το ευχάριστο με την υπόθεση είναι ότι δεν υπήρξαν θύματα παρά τη γρήγορη εξέλιξη του φαινομένου.



Εικ. 2.1 Το Metrodome πριν τη κατάρρευση.
[Google 2011].



Εικ. 2.2 Το Metrodome μετά την αστοχία.
[Google, 2011].

Γενικά, το ύφασμα ως υλικό οροφής αν και παρέχει μεγάλα βέλη πριν την αστοχία, δεν μπορεί να θεωρηθεί εύρωστο όπως έχουν καταδείξει και άλλες αστοχίες. Απόδειξη αποτελεί και το ολυμπιακό στάδιο του Montreal, όπου η οροφή κατέρρευσε δύο φορές, αν και είχαν γίνει επεμβάσεις στο υλικό μετά από την πρώτη αστοχία (χρησιμοποιήθηκε fiberglass fabric). Κανένα ύφασμα ως τώρα δεν έχει βρεθεί που να είναι αρκετά ισχυρό, όλκιμο και ανθεκτικό στην ερπυστική παραμόρφωση ενώ συνάμα και οικονομικό.

Η αστοχία στο Montreal, όπως και στο Metrodome θα μπορούσε να είχε αποτραπεί αν απλά οι υπεύθυνοι φρόντιζαν για την τακτική απομάκρυνση του χιονιού από την οροφή (Κεφ.1.4.10). Επίσης, σε υλικά εύθραυστα, όπως το ύφασμα, καλό είναι να γίνεται λήψη των κατασκευαστικών μέτρων. Στη συγκεκριμένη περίπτωση θα μπορούσε να είχε ενισχυθεί από ένα πλέγμα αποτελούμενο από δύο επίπεδα. Μία ισχυρή ζώνη από καλώδια με ανισότροπες ιδιότητες και μία πιο ασθενή ισοτροπική που θα γέμιζε τα κενά μειώνοντας έτσι το εύρος της ενδεχόμενης αστοχίας (Κεφ. 1.4.6).

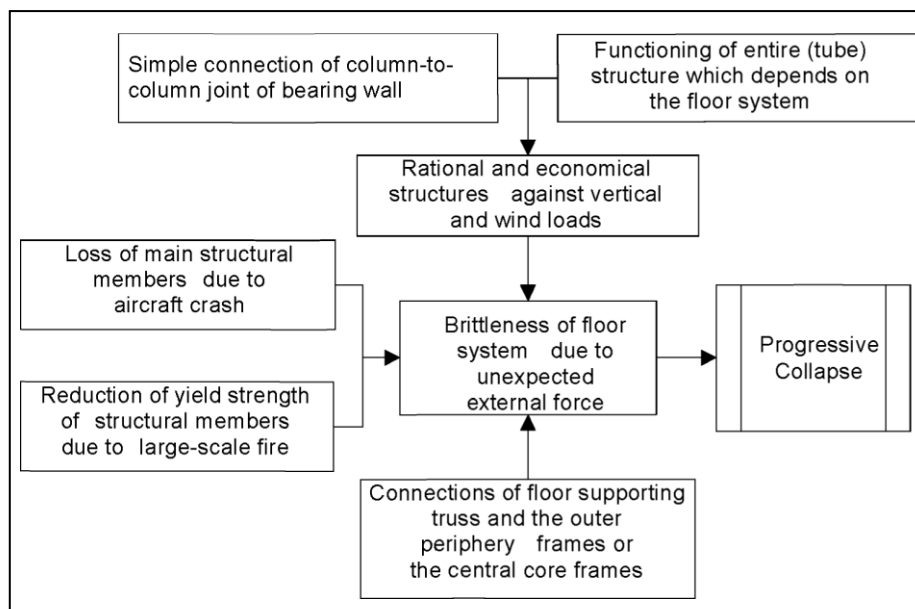
Ένα άλλο παράδειγμα γνωστό σε όλους μας, αποτελεί η κατάρρευση των δίδυμων πύργων στο WTC. Στην πραγματικότητα μία μερική αστοχία προκάλεσε την ολοκληρωτική κατάρρευση των κτιρίων, αν και το αρχικό αίτιο σε καμία περίπτωση δεν μπορεί να χαρακτηριστεί ως μικρό. Τα αίτια της κατάρρευσης και για τους δύο πύργους ήταν παρόμοια.

Στον WTC1 η πρόσκρουση έγινε μεταξύ 94ου και 98ου ορόφου. Υπήρξε άμεση αστοχία 5 ομάδων τριπλών περιμετρικών υποστυλωμάτων, στη θέση πρόσκρουσης του κορμού του αεροπλάνου. Τα πατώματα που στηρίζονταν στα υποστυλώματα αυτά έχασαν τη στήριξή τους και έπεσαν. Επίσης, προκλήθηκαν αστοχίες περιμετρικών υποστυλωμάτων λόγω πρόσκρουσης με τα φτερά. Συνολικά αστόχησαν περί τα 31 - 36 περιμετρικά υποστυλώματα επί ύψους 4 ορόφων. Τα συντρίμια του αεροπλάνου (σωσίβια, καθίσματα κλπ) βρέθηκαν στην απέναντι πλευρά του κτιρίου υποδηλώνοντας ότι υπήρξε διάτρησή του και επομένως αστοχία εσωτερικών υποστυλωμάτων, δοκών, φερόντων διαχωριστικών τοίχων, κλπ. Το γεγονός ότι το κτίριο άντεξε μέχρι της πλήρους κατάρρευσης επί 1 ώρα και 43 λεπτά, δείχνει την υπερστατικότητά του, τη δυνατότητα δηλαδή ανακατανομής της έντασης (TEE 2003).

Στο WTC2 η πρόσκρουση έγινε στη νότια πλευρά μεταξύ των 78ου και 84ου ορόφου και προκάλεσε άμεση κατάρρευση 6 προκατασκευασμένων τριάδων υποστυλωμάτων. Συνολικά κατέρρευσαν άμεσα 27 - 32 περιμετρικά υποστυλώματα της νότιας πλευράς. Άμεση ζημιά προκλήθηκε επίσης και στα υποστυλώματα της ΝΑ γωνίας καθώς το αεροπλάνο διέτρησε το κτίριο. Τα συντρίμια πάντως και εδώ διέσχισαν πλήρως το κτίριο, καθώς οι τροχοί και μία μηχανή βρέθηκαν από την απέναντι πλευρά στη στέγη του WTC 5 (TEE 2003). Αν και ο χρόνος κατάρρευσης ήταν μικρότερος από του WTC1, καθώς η πτώση προκάλεσε μεγαλύτερη αρχική βλάβη, τα θύματα ήταν λιγότερα επειδή η εκκένωση είχε είδη ξεκινήσει.

Θα μπορούσε να ειπωθεί ότι οι πύργοι διέθεταν αρκετή ευρωστία και η κατάρρευση ήταν αναπόφευκτη λόγω του μεγέθους του αρχικού αιτίου. Πράγματι λόγω μίας τρομοκρατικής ενέργειας που έγινε το 1993, ο κάθε πύργος διέθετε το δικό του κέντρο πυροσβεστικού ελέγχου με δικό του σώμα πυρόσβεσης που συνεργαζόταν με αυτό της Ν. Υόρκης. Επίσης, τα τρία κλιμακοστάσια του κάθε πύργου μετά το '93 εφοδιάστηκαν με φωτισμό και τηλεφωνικά συστήματα με μπαταρίες. Υπήρχε ξεχωριστή παροχή ρεύματος για περίπτωση κινδύνου, που τροφοδοτούσε συσκευές επικοινωνίας, ασανσέρ, φώτα ασφαλείας σε διαδρόμους και κλιμακοστάσια κινδύνου και πυροσβεστικές αντλίες ενώ τέλος η εκπαίδευση του προσωπικού ήταν άρτια.

Παρά το γεγονός ότι η πτώση των αεροπλάνων ήταν ένα δυνατό πλήγμα, δεν ήταν αυτή η αιτία της κατάρρευσης. Κύριο αίτιο, σύμφωνα με τον καθηγητή κύριο Ι. Βάγια, αποτελεί η πυρκαγιά που προκλήθηκε από την άμεση ανάφλεξη, λόγω των 40000 λίτρα κεροζίνης που διέθετε κάθε αεροπλάνο. Οι υψηλές θερμοκρασίες που αναπτύχθηκαν, είχαν ως αποτέλεσμα τη μείωση της αντοχής των υλικών, τη πρόσθετη ένταση σε δομικά στοιχεία και τη μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας των πλακών και των δικτυωμάτων. Πέρα από αυτό προκλήθηκε αστοχία στις συνδέσεις, με αποτέλεσμα να πέσει ο ένας όροφος πάνω στον άλλον προκαλώντας όχι μόνο την αύξηση της φόρτισης στο κάτω πάτωμα, αλλά και την αύξηση του μήκους λυγισμού των υποστυλωμάτων. Τελικά τα περιμετρικά υποστυλώματα αστοχούν σε λυγισμό στην ασθενέστερη θέση, αυτή των ματισμάτων. Στο διάγραμμα 2.3 βλέπουμε σχηματικά τους λόγους που συνετέλεσαν στην αστοχία αυτή.



Εικ. 2.3 Κύριες αιτίες που οδήγησαν στην αστοχία των δίδυμων πύργων [Wada A. 2006].

Βλέπουμε λοιπόν ότι όταν αστοχήσουν στοιχεία που συγκρατούν τα κατακόρυφα φορτία ή όταν χάσουν τη λειτουργικότητά τους, λόγω μίας εκτεταμένης πυρκαγιάς, είναι σημαντικό να ληφθούν μέτρα για να εμποδίσουμε μία γενικευμένη κατάρρευση. Είναι λοιπόν απαραίτητο να αυξηθεί η ικανότητα κάθε στοιχείου, ως προς τα κατακόρυφα φορτία, μέσω πολλαπλών γραμμών απόσβεσης (Κεφ. 1.4.4). Επίσης, είναι απαραίτητο να προστατέψουμε τα μεταλλικά αυτά μέλη και τις συνδέσεις τους από τη φωτιά και να εξασφαλίσουμε την ικανότητά του για πλαστικές παραμορφώσεις αποφεύγοντας έτσι μία ψαθυρή αστοχία (Κεφ. 1.4.5). Τέλος, αξίζει να σημειωθούν κάποια λάθη στο σχεδιασμό των κλιμακοστασίων, τα οποία δυσχέραιναν αρκετά τη διάσωση (Κεφ. 1.4.10).

Όπως αναφέρθηκε, στον πρώτο πύργο με την πτώση του αεροπλάνου, όλοι οι όροφοι από το σημείο σύγκρουσης και πάνω αποκλείστηκαν. Αυτό ίσως θα είχε αποφευχθεί με ένα διαφορετικό σχεδιασμό των κλιμακοστάσιών και της διάταξής τους. Για παράδειγμα, θα μπορούσαν να είχαν σχεδιαστεί με μεγαλύτερο πλεόνασμα αντοχής, να είχαν τοποθετηθεί μακριά το ένα από το άλλο και να υπήρχαν περισσότερα από τρία, ώστε ένα τουλάχιστον να επιβίωνε. Επίσης, μαρτυρίες λένε ότι στους κατώτερους ορόφους υπήρξε συνωστισμός από τα κατερχόμενα άτομα, με πυροσβέστες που ανέβαιναν στο κτίριο και ότι από το 10ο όροφο και κάτω τα κλιμακοστάσια γλιστρούσαν λόγω κατερχόμενου νερού πυρόσβεσης. Ακόμη, κανένα από τα κλιμακοστάσια δεν ήταν κατακόρυφα από τη βάση μέχρι την κορυφή, αλλά τα 2 άλλαζαν θέση σε 4 ορόφους, ενώ το τρίτο σε έναν, κάνοντας ακόμα πιο δύσκολη τη διαφυγή των χρηστών. Τέλος, απαράδεκτο αποτελεί, εκ μέρους της ασφάλειας, το γεγονός ότι στο WTC2 μετά την πρόσκρουση ανακοινώθηκε από τα μεγάφωνα στους χρήστες ότι το κτίριο είναι ασφαλές και να παραμείνουν στις θέσεις τους διακινδυνεύοντας χιλιάδες ζωές.

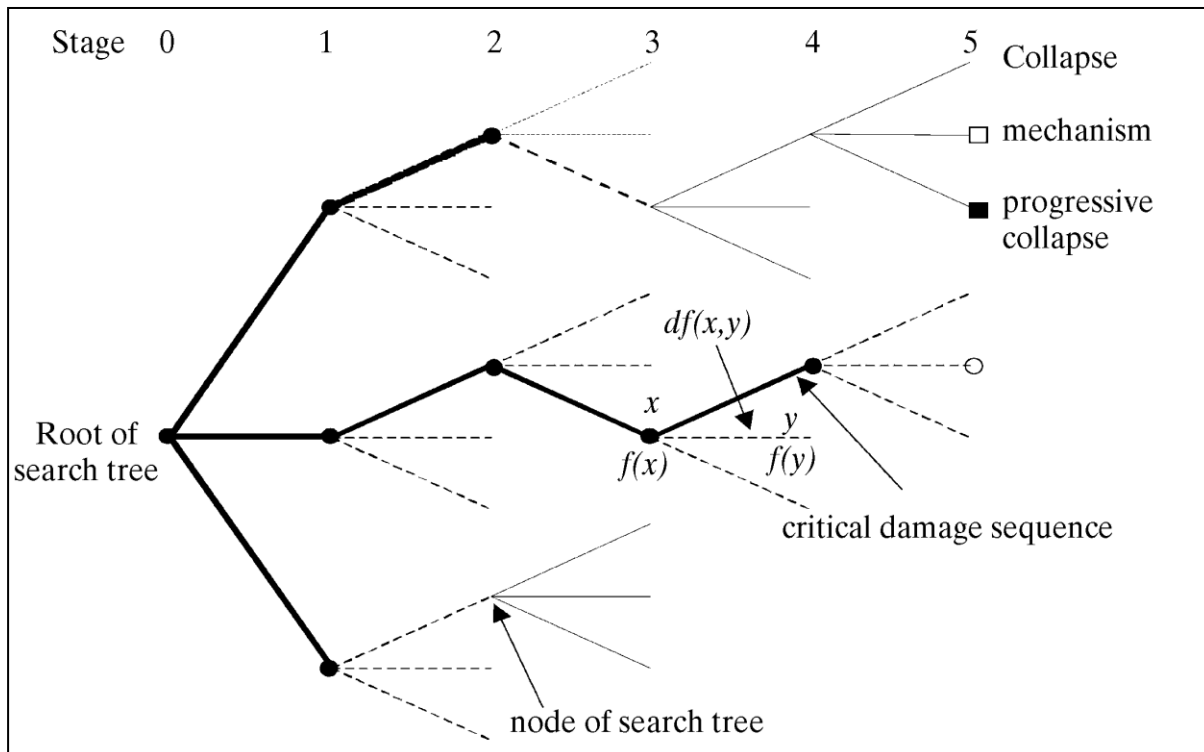
Προκειμένου να αντιμετωπίσουμε την προοδευτική κατάρρευση, απαραίτητο είναι να βρούμε πιο θα είναι το δυσμενέστερο σενάριο ώστε να μπορέσουμε να το σταματήσουμε. Η βλάβη θα ακολουθήσει το σενάριο που απαιτεί τη μικρότερη ενέργεια. Για να μπορέσουμε να προσδιορίσουμε αυτό το σενάριο η χρήση πεπερασμένων στοιχείων είναι απαραίτητη. Αρχικά, θεωρούμε ότι ένα στοιχείο του μοντέλου αστοχεί μηδενίζοντας τη δυσκαμψία του και αξιολογώντας τις συνέπειες της βλάβης. Έπειτα, αποκαθιστούμε το μέλος και προχωράμε στο επόμενο. Το επόμενο στάδιο είναι να βλάψουμε και δεύτερο μέλος μέχρι να βρούμε το ζεύγος εκείνο που ελαχιστοποιεί την ενέργεια. Συνεχίζουμε μέχρι να βρεθεί το κρίσιμο σενάριο που οδηγεί στην ολική κατάρρευση, δημιουργώντας ένα δένδροειδές διάγραμμα, όπως αυτό της εικόνας 2.4. Για να μπορέσουμε να κάνουμε πιο γρήγορη την όλη διαδικασία έχει προταθεί να ελέγχονται 5 με 10 επιλογές σε κάθε στάδιο ώστε συνολικά να γίνουν λιγότερες από 100 δοκιμές χωρίς να χάνουμε πολύ σε αξιοπιστία (Smith J. W. 2006). Η εξίσωση που προτείνεται για την ενέργεια είναι:

$$f(x) = \rho_e = \Sigma W_d / \Sigma U \quad (2.1)$$

όπου, ΣW_d το συνολικό έργο που απαιτείται για την αστοχία, U η δυναμική ενέργεια στο μέλος και ΣU η συνολική δυναμική ενέργεια στην κατασκευή. Το έργο ΣW_d βγαίνει από τη σχέση:

$$\Sigma W_d = \Sigma W_f - (\delta W_e - \delta U - \delta V) \quad (2.2)$$

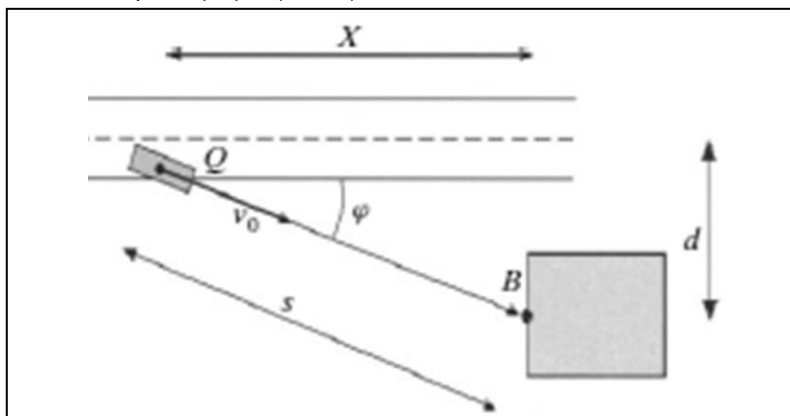
όπου, δV η αύξηση της κινητικής ενεργείας, ΣW_f η συνολική ενέργεια που απαιτείται για να καταστραφούν τα στοιχεία, δW_e η αύξηση του εξωτερικού έργου ως αποτέλεσμα της αστοχίας του μέλους, και δU αύξηση της δυναμικής ενέργειας ως αποτέλεσμα της καταστροφής του στοιχείου.



Εικ. 2.4 Πορεία προοδευτικής κατάρρευσης βασισμένη στην κατανάλωση ελάχιστη ενέργειας [Smith J. W. 2006].

2.3 Πρόσκρουση οχήματος, πλοίου, ή τρένου

Ο λόγος που γίνεται ξεχωριστή αναφορά πάνω σ' αυτό το σενάριο, είναι επειδή αποτελεί συχνό κίνδυνο για ένα μεγάλο αριθμό κτιρίων. Όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα 1.2, μπορούμε να προβλέψουμε μία μέγιστη τιμή, η οποία όμως θα είναι συναρτησεί άλλων ακραίων τιμών που μεταβάλλονται, όπως η ταχύτητα, το μήκος της ζώνης πρόσκρουσης και η μάζα του οχήματος. Το σενάριο που εμείς θα εξετάσουμε απεικονίζεται στην εικόνα 2.5 και περιλαμβάνει ένα όχημα που ενώ έχει αναπτύξει ταχύτητα V_0 και βρίσκεται στο σημείο Q βγαίνει εκτός δρόμου και προσκρούει στο κτίριο B με μία γωνία φ .



Εικ. 2.5 Σενάριο πρόσκρουσης οχήματος σε κατασκευή [Gulvanessian H. & Vrouwenvelder T. 2006].

Η πιθανότητα αστοχίας δίνεται από τη σχέση:

$$P_f = N * \int [p(F > R)] * \frac{B}{\sin \varphi} * f(\varphi) d\varphi \quad (2.3)$$

όπου $p(F > R)$ είναι η πιθανότητα να ξεπεράσει η δύναμη F , που αναπτύσσεται από την πρόσκρουση, την αντοχή R των στοιχείων που θα βλάψει, b το πλάτος της κατασκευής, το οποίο ισούται με δύο φορές το πλάτος του οχήματος και N ο αριθμός των συμβάντων στην περίοδο T που μελετάμε, ο οποίος ισούται με:

$$N = n * T * \lambda \quad (2.4)$$

με n να είναι η πυκνότητα κυκλοφορίας και λ ο αριθμός ατυχημάτων αν χιλιόμετρο. Η δύναμη F απλοποιητικά ισούται με:

$$F = \sqrt{m * k * v_f^2} = \sqrt{[m * k * (v_0^2 - 2 * a * s)]} \quad (2.5)$$

Στην παραπάνω σχέση m είναι η μάζα του οχήματος, k η δυσκαμψία, v_f η ταχύτητα πρόσκρουσης, v_0 η ταχύτητα όταν φεύγει από το σημείο Q , a η επιβράδυνση του οχήματος και s η απόσταση από το Q μέχρι την κατασκευή.

Για να κατανοήσουμε καλύτερα τις εξισώσεις ακολουθεί ένα αριθμητικό παράδειγμα από το παράρτημα Γ του EN 1991-1-7 τα αποτελέσματα του οποίου παρουσιάζονται με μορφή πίνακα (Πίνακας 2.1) Σύμφωνα με το παράδειγμα για να επιτύχουμε ένα δείκτη αξιοπιστίας 3.8 για χρονικό διάστημα 100 χρόνων απαιτείται δύναμη σχεδιασμού F_d ίση με 4000 kN πολύ μεγαλύτερη από τα 1000 kN, για περίπτωση αυτοκινητόδρομου, που ο ευρωκώδικας προτείνει ως δύναμη σχεδιασμού στο κυρίως κείμενό του. Βέβαια η $F_d=1000$ kN οφείλει να συνδυάζεται με συντηρητική γραμμική στατική ανάλυση σε αντίθεση με την $F_d=4000$ kN που μπορεί να συνδυαστεί με πιο ανεπτυγμένες αναλύσεις. Με παρόμοιο σκεπτικό απλά με μικρές τροποποιήσεις δεδομένων μπορούμε να μελετήσουμε τις συνέπιες πρόσκρουσης ενός τρένου η ενός πλοίου πάνω σε μία κατασκευή.

	Μονάδες	$\mu(X)$	$\sigma(X)$
N	d ⁻¹	5000	
T	a	100	
λ	m ⁻¹	0,1	
b	m	2,5	
d	m	10	
k	kN/m	300	
m	ton	20	12
v_0	km/h	80	10
a	m/s ²	4	1,3
φ	deg	10	10
F_d	kN	4000	

Πίνακας 2.1 Δεδομένα από τα οποία εξάγεται ως δύναμη σχεδιασμού η $F_d=4000$ kN [Gulvanessian H. & Vrouwenvelder T. 2006].

Ένα παράδειγμα επέμβασης σε μία δομή, ώστε αυτή να αντεπεξέλθει στη σύγκρουση από οχήματα αποτελεί η στοά Nasse Kehle στην Ελβετία. Πρόκειται για μία προστατευτική κατασκευή στο φαράγγι Schollenen κάτω από την οποία διέρχονται ένας αυτοκινητόδρομος και μία σιδηροδρομική γραμμή ώστε να προστατεύονται από χιονοπτώσεις και μικρές κατολισθήσεις (Εικ. 2.6). Αποτελεί μία σύμμικτη κατασκευή του 1986 που απαρτίζεται

από χαλύβδινες δοκούς και υποστυλώματα, προκατασκευασμένες πλάκες σκυροδέματος στην οροφή και ένα τοίχιο σκυροδέματος από την πλευρά του αυτοκινητόδρομου και του πρανούς.



Εικ. 2.6 Η στοά Nasse Kehle [Synaxis, 2011].



Εικ. 2.7 Λεπτομέρεια σύνδεσης στη στοά Nasse Kehle [Synaxis, 2011].

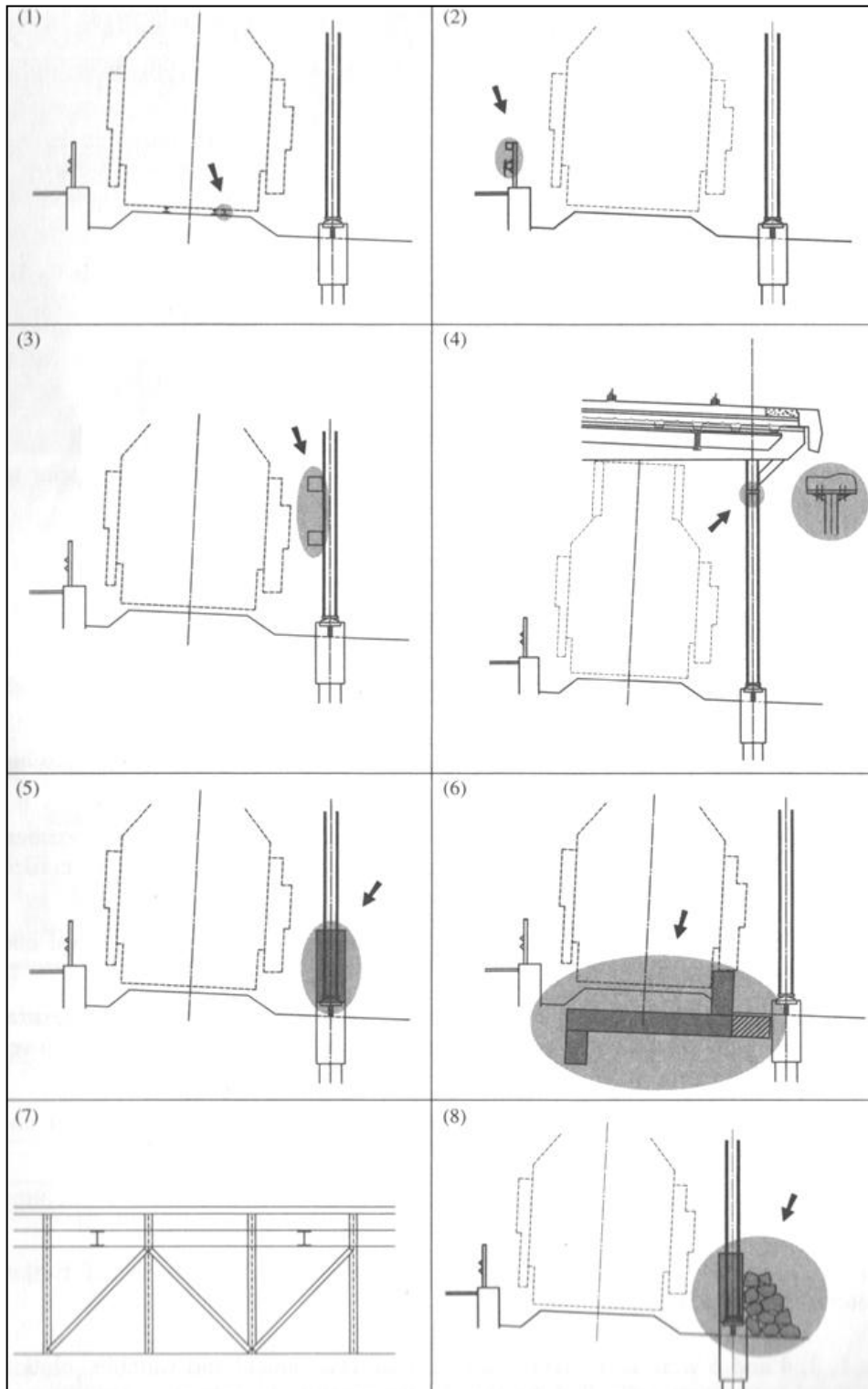
Κατά τον αρχικό σχεδιασμό είχε αποφασιστεί αντί να διαστασιολογηθούν τα υποστυλώματα, ώστε να αντέξουν σε μία πιθανή πρόσκρουση τρένου, να τοποθετηθούν δύο επιπλέον ράγες που θα απέτρεπαν το τρένο από τον εκτροχιασμό (Πρόληψη). Επιπλέον τοποθετήθηκε μία διαμήκη δοκός πάνω από τα υποστυλώματα ώστε σε περίπτωση πρόσκρουσης να γίνεται ανακατανομή των φορτίων όπως περιγράφεται στην ενότητα 1.4.4, ενώ η σύνδεση δοκού υποστυλώματος έγινε με τη χρήση λίγων και μικρών κοχλιών (Εικ. 2.7) ώστε το πρώτο να βγει knock-out, χωρίς να παρασύρει υπόλοιπα μέλη (κεφ. 1.4.9 στοιχεία Knock-out).

Η κατασκευή, λοιπόν, είχε σχεδιαστεί σεβόμενη τις αρχές της ευρωστίας. Όπως όμως κατέδειξε η μετέπειτα εξέταση του 2000, με αφορμή κάποια έργα στη γύρω περιοχή, τα σχέδια που είχαν γίνει δεν υλοποιήθηκαν σωστά. Οι πρόσθετες ράγες για ευκολία στη συντήρηση και την απομάκρυνση του χιονιού δεν τοποθετήθηκαν ποτέ. Επίσης, λόγω έλλειψης χώρου το στηθαίο ασφαλείας, μεταξύ αυτοκινητοδρόμου και σιδηροδρομικής γραμμής, ήταν κατάλληλο μόνο για μικρά οχήματα. Ακόμη, τα υποστυλώματα δεν ήταν καλά κεντραρισμένα στα θεμέλια, ενώ μερικά απόκλιναν από την κατακόρυφο μέχρι και 2 %, καθιστώντας τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως σημαντικά. Παράλληλα, οι δοκοί είχαν υποστεί στρέψη, ενώ η αποκατάσταση συνέχειας κάθε 20 m γινόταν στη μέση του ανοίγματος, αυξάνοντας το κίνδυνο αστοχίας της σε περίπτωση υποχώρησης κάποιου υποστυλώματος (Εικ. 2.7).

Κρίθηκε λοιπόν, επιτακτική η ανάγκη άμεσης βελτίωσης του έργου σε 2 στάδια. Αρχικά, εκτελέστηκαν κάποια επείγοντα μέτρα λόγω του επερχόμενου χειμώνα και έπειτα ακολούθησαν μόνιμες επιδιορθώσεις με ορίζοντα υλοποίησης τον ένα χρόνο. Γενικά, τα μέτρα τα οποία πάρθηκαν, τα οποία απεικονίζονται και στην εικόνα 2.8, ήταν:

1. Η Τοποθέτηση πρόσθετης ράγας έξω από την τροχιά, ώστε να αποτραπεί ο εκτροχιασμός χωρίς να δημιουργούνται προβλήματα στη συντήρηση και τον εκχιονισμό (Πρόληψη).
2. Ισχυρό στηθαίο ασφαλείας μεταξύ των οδικών και σιδηροδρομικών γραμμών, ικανό να σταματήσει τα βαριά οχήματα (Δεύτερη γραμμή άμυνας και Προστατευτικές διατάξεις).
3. Διαμήκης δοκάρια που συνδέονται στα υποστυλώματα σε διαφορετικά ύψη, κατανέμοντας τις διαμήκης δυνάμεις σε αρκετά απ' αυτά, έτσι ώστε σε περίπτωση εκτροχιασμού να αντέξουν και να αποτελέσουν μπάρα ασφαλείας για το τρένο. Έτσι επιτυγχάνεται η αλληλοκάλυψη μεταξύ των στοιχείων και γίνεται πρόληψη ώστε να μην έχουμε περαιτέρω εκτροχιασμό του τρένου με ότι αυτό συνεπάγεται.
4. Βελτιώνεται η μεταφορά φορτίου μεταξύ εγκάρσιων δοκαριών και υποστυλωμάτων με την προσθήκη επιπλέον ελασμάτων στη μεταξύ τους σύνδεση (Αντοχή).
5. Εγκιβωτίζεται το κάτω μέρος των υποστυλωμάτων σε ένα τσιμεντένιο τοίχιο, βελτιώνοντας την καμπτική ικανότητα τους και απομειώνοντας τις συνέπειες μίας σύγκρουσης στη βάσης τους. (Αντοχή και Αλληλοκάλυψη).

6. Τοίχιο από σκυρόδεμα κατά μήκος της γραμμής, το οποίο συνδέεται με μία πλάκα κάτω από τις ράγες η οποία πλάκα με τη σειρά της συνδέεται με το θεμέλιο (Δεύτερη γραμμή άμυνας και Προστατευτικές διατάξεις).
7. Μεταλλικές διαγώνιους, οι οποίες σε περίπτωση αστοχίας ενός υποστρώματος θα αναλάβουν μέσω θλίψης το φορτίο που αντιστοιχούσε στο τελευταίο μειώνοντας όμως έτσι τη συνολική πλαστικότητα (Πολλαπλές διαδρομές απόσβεσης φορτίου).
8. Ανάχωμα από ογκόλιθους τοποθετημένους έξω από το τσιμεντένιο τοίχο της επιλογής 6 για την περαιτέρω βελτίωση της πλευρικής σταθερότητας (Αντοχή).



Εικ. 2.8 Μέτρα ενίσχυσης στοάς Nasse Kehle [Knoll F. & Vogel T. 2009].

2.4 Ευρωστία και αντισεισμικός σχεδιασμός

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός είναι μία θεωρία που έχει αναπτυχθεί δεκαετίες τώρα και συνεχώς εξελίσσεται. Υπάρχουν πολλές ομοιότητες μεταξύ της ευρωστίας και του σύγχρονου αντισεισμικού σχεδιασμού. Ουσιαστικά, η τελευταία αποτελεί μία γενίκευση της αντισεισμικής θεωρίας ώστε να περιλάβει όλους τους πιθανούς κινδύνους που μπορεί να υπάρξουν για μία κατασκευή και όχι μόνον το σεισμό. Όπως θα δούμε, μπορεί οι μέθοδοι του αντισεισμικού κανονισμού να βελτιώνουν σημαντικά τη στιβαρότητα της κατασκευής, ωστόσο ο περιορισμός των βλαβών, ώστε να μην είναι δυσανάλογες του αρχικού αιτίου είναι πολύ πιο περίπλοκη υπόθεση. Η αντοχή των κατασκευών έναντι σεισμών εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως ο τύπος της κατασκευής, το αρχιτεκτονικό σχέδιο και κυρίως το υλικό.

Η προστασία της κατασκευής έναντι σεισμού επιτυγχάνεται κυρίως μέσω της πλαστιμότητας, και του πλεονασμού. Το πρώτο εξασφαλίζεται κυρίως μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού, όπως αυτός αναλύθηκε στη ενότητα 1.4.5, και το δεύτερο με την υπερδιαστασιολόγηση και την αλληλοκάλυψη μεταξύ των στοιχείων. Επίσης, απαραίτητη είναι η κατασκευαστική απλότητα, η κανονικότητα, η επαρκής αντοχή και δυσκαμψία, η διαφραγματική λειτουργία και η επάρκεια των θεμελίων.

Οι περισσότεροι αντισεισμικοί κανονισμοί παρέχουν ένα φάσμα σχεδιασμού απ' όπου ο μηχανικός λαμβάνει την ελαστική επιτάχυνση. Θεωρώντας ότι η κατασκευή συμπεριφέρεται αρκετά όλκιμα, με τη χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς q , βρίσκει την επιτάχυνση σχεδιασμού και στη συνέχεια την οριζόντια δύναμη που θα αναπτυχθεί στην κατασκευή. Ο q επηρεάζεται από διάφορους παράγοντες, όπως η ολκιμότητα, η υπεραντοχή, η ύπαρξη και ο τύπος σεισμικών αποσβεστήρων κτλ..

Βασικό κοινό μεταξύ του αντισεισμικού σχεδιασμού και της ευρωστίας, αποτελεί το γεγονός ότι έχουν να αντιμετωπίσουν απρόβλεπτα γεγονότα. Ως συνέπεια αυτού, και οι δύο μπορούν να δεχτούν ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλαβών. Ο περιορισμός των βλαβών οδηγεί στην ανάγκη να μελετάμε την κατασκευή σαν σύνολο και όχι μέλος-μέλος, όπως γίνεται με τη διαστασιολόγηση για τα μόνιμα και τα γνωστά κινητά φορτία.

Όπως έχει περιγραφεί στο πρώτο κεφάλαιο σκοπός της ευρωστίας, είναι να μειώσει την πιθανότητα αστοχίας, να περιορίσει την έκταση των βλαβών και να ελαττώσει τις επιπτώσεις μίας πιθανής κατάρρευσης. Για την περίπτωση του σεισμού, το πρώτο επιτυγχάνεται σχεδιάζοντας την κατασκευή ώστε να διαθέτει αρκετούς δρόμους απόσβεσης του φορτίου, εξοπλισμένους με περίσσια αντοχή και ολκιμότητα, (ώστε να μπορούν οι δρόμοι να ενεργοποιηθούν), οι οποίοι θα αλληλεπικαλύπτονται. Πρόκειται για στρατηγικές που έχει υιοθετήσει και ο αντισεισμικός κανονισμός. Στην πραγματικότητα, η κατασκευαστική απλότητα, η κανονικότητα, ο προσεκτικός σχεδιασμός των συνδέσεων και ο πλεονασμός αποτελούν απαραίτητα στοιχεία για λειτουργήσουν οι εναλλακτικοί δρόμοι απόσβεσης (Baker et al, 2008).

Για να εξασφαλιστεί ο δεύτερος στόχος της ευρωστίας, ο οποίος είναι ο περιορισμός των βλαβών, προτείνεται η εσκεμμένη αστοχία κάποιων μελών, με τρόπο τέτοιο ώστε να απορροφήσουν μεγάλη ποσότητα ενέργειας (σεισμικοί μονωτές όπως τα χιαστί). Τα στοιχεία αυτά πρέπει να επιλεγθούν ώστε η αστοχία τους να μην έχει μεγάλες συνέπειες, ούτε να παρασύρουν και άλλα στοιχεία, προκαλώντας μία προοδευτική κατάρρευση. Η παραπάνω τακτική σχεδιασμού είναι εντελώς αντίθετη απ' αυτήν που εφαρμοζόταν παλαιότερα (και εφαρμόζεται ακόμα σε κάποιες χώρες) που θέλει την κατασκευή να διαστασιολογείται μόνο βάσει φορτίων, όπως είναι τα μόνιμα, τα κινητά, ο άνεμος και το χιόνι, αλλά είναι παρόμοια με τη φιλοσοφία των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (Blanco j. & Neves L. 2009).

Όσο αφορά τη μείωση των συνεπειών μίας κατάρρευσης λόγω σεισμού, η ευρωστία πέρα από την παροχή αρκετής πλαστιμότητας που θα εξασφαλίσει μεγάλες παραμορφώσεις στα βέλη ώστε να υπάρξει σαφή προειδοποίηση, ασχολείται και με μη κατασκευαστικά θέματα. Όπως έχει αναφερθεί, και για άλλες μορφές κινδύνου τα κλιμακοστάσια σε μία κρίσιμη κατάσταση πρέπει να είναι διαθέσιμα και σχεδιασμένα έτσι ώστε να προσφέρουν μία γρήγορη και ασφαλή διαφυγή. Πρέπει να είναι κατασκευασμένα με περίσσια αντοχή ώστε να αντέξουν μέχρι τέλους. Επίσης, οφείλει να 'χει τοποθετηθεί φωτισμός εκτάκτου ανάγκης, που να λειτουργεί με μπαταρία ή άλλη ανεξάρτητη πηγή ρεύματος, και πυροσβεστήρες σ' όλους τους ορόφους. Καλό είναι τα

κλιμακοστάσια να έχουν τουλάχιστον μία πλευρά τους εξωτερική ώστε να μπορούν να εισέλθουν οι διασώστες σε περίπτωση κατάρρευσης κάποιου τμήματος, ενώ παράλληλα εξασφαλίζεται έτσι και η πιο γρήγορη απομάκρυνση των καπνών σε περίπτωση πυρκαγιάς. Ακόμη, όλες οι θύρες εξόδου πρέπει να ανοίγουν προς τα έξω και να διαθέτουν τις ειδικές λαβές εκτάκτου ανάγκης ώστε να αποφευχθεί η συσσώρευση ανθρώπων μπροστά από την πόρτα που ως αποτέλεσμα θα έχει την ποδοπάτηση κάποιων εξ' αυτών.

Παραδείγματα αστοχιών από σεισμούς υπάρχουν πολλά, τα περισσότερα όμως αφορούν κατασκευές που διαστασιολογήθηκαν με παλαιότερους κανονισμούς καθώς οι σύγχρονοι, όπως οι ευρωκώδικες δεν έχουν δοκιμαστεί σε κάποιο μεγάλο σεισμό. Στις νέες κατασκευές, η εφαρμογή αυτών των διατάξεων είναι εφικτή, σε αντίθεση μ' αυτές που σχεδιάστηκαν με παλιότερους κανονισμούς και η συμπεριφορά τους στα σεισμικά φορτία δεν είναι επαρκής βάσει των σημερινών απαιτήσεων.

Μία λύση για τη σεισμική και συνεπώς ολική αναβάθμιση παλαιών κατασκευών στα σημερινά επίπεδα ασφάλειας είναι η εφαρμογή κλασικών μεθόδων ενίσχυσης (μανδύες, πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, ελάσματα, περίσφιξη, σύνδεσμοι δυσκαμψίας, τοιχώματα) ώστε να επιτυγχάνεται ένας ελαστοπλαστικός μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας. Μία άλλη λύση είναι η χρησιμοποίηση σεισμικής μόνωσης. Η σεισμική μόνωση αποτελεί μία σύγχρονη εναλλακτική μέθοδο αντισεισμικής προστασίας νέων και υφιστάμενων κατασκευών που λειτουργεί απομονώνοντας κατά το δυνατόν την κατασκευή από την εδαφική κίνηση και μειώνοντας δραστικά τις σεισμικές δυνάμεις στην ανώδομη. Μπορεί να οδηγήσει στην ελαχιστοποίηση ή και την πλήρη αποφυγή των βλαβών σε φέροντα και μη φέροντα στοιχεία αλλά και τη διαφύλαξη του περιεχομένου της (Papanikos K. 2009).

Η βασική διαφορά με τις συνηθισμένες μεθόδους ενίσχυσης είναι ότι εφαρμόζεται σε μία στάθμη (επίπεδο) της κατασκευής. Η στάθμη αυτή μπορεί να είναι είτε στη θεμελίωση είτε σε κάποιο ενδιάμεσο επίπεδο. Για το λόγο αυτό, δεν παρεμβαίνει στην εμφάνιση και τη λειτουργία της κατασκευής και αποτελεί μία ελκυστική λύση για αρκετά κτίρια, για τα οποία πρέπει να ληφθούν ειδικά μέτρα, ώστε να βελτιώσουν την αντισεισμική τους συμπεριφορά. Για παράδειγμα, κτίρια με ξεχωριστή αρχιτεκτονική, ιστορική και πολιτισμική σημασία, των οποίων η εμφάνιση και ο χαρακτήρας πρέπει να παραμείνουν αναλλοίωτα και για μελλοντικές γενιές ή μουσεία με έργα τέχνης και άλλα κειμήλια που πρέπει να παραμείνουν ασφαλή. Ομοίως, νοσοκομεία, σχολεία, κυβερνητικά γραφεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, αστυνομικοί σταθμοί και άλλα κτίρια που συνεισφέρουν στη δημόσια ασφάλεια και ευημερία, έχουν σημαντικές λειτουργίες που πρέπει να μη διακοπούν έστω και προσωρινά, είτε για ενίσχυση είτε για επισκευή μετά από ισχυρό σεισμό (Grammatikou S. & Xolebas S. 2011).

Η σεισμική μόνωση βάσης δεν μπορεί να εφαρμοστεί σε οποιοδήποτε τύπο κτιρίου. Τα ψηλά και εύκαμπτα κτίρια με υψηλή θεμελιώδη ιδιοπερίοδο δεν είναι κατάλληλα, επειδή κατά το σεισμό πρέπει να συμπεριφερθούν σαν στερεό άκαμπτο σώμα. Επίσης, δεν πρέπει να ξεχνάμε ότι η μόνωση μειώνει τις σεισμικές δυνάμεις, δεν τις εξαφανίζει. Συνεπώς, η αντοχή και πλαστιμότητα της υπάρχουσας κατασκευής πρέπει τουλάχιστον να επαρκεί για να αντισταθεί στις μειωμένες δυνάμεις.

Μία τέτοια περίπτωση αποτελεί ένα συγκρότημα κτιρίων του δεκάτου ένατου αιώνα, που βρίσκεται σε μία ζώνη μέτριας σεισμικότητας στο Μόντρεαλ του Καναδά και έρχηζε εκτεταμένης επέμβασης. Αυτά τα κτίρια κατασκευάστηκαν γύρω στο 1870 με τα διαθέσιμα υλικά της εποχής, δηλαδή πέτρα για τους τοίχους και ξύλο για τα οριζόντια στοιχεία και τα υποστυλώματα. Τα περισσότερα από τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, τα οποία ήταν από δωρεές, δεν ήταν καλής ποιότητας έχοντας αντίκτυπο στη στιβαρότητα της αρχικής κατασκευής. Επίσης, τα πατώματα συνδέονταν με την τοιχοποιία μόνο μέσω δυνάμεων τριβής.

Κατά τη διάρκεια της ζωής τους, αυτά τα κτίρια πέρασαν πολλές τροποποιήσεις, κυρίως για την τοποθέτηση ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού. Οι επεμβάσεις αυτές έγιναν πρόχειρα, με αποτέλεσμα να υποβαθμίσουν ακόμα περισσότερο την ήδη ευπαθή κατασκευή. Ως συνέπεια των τροποποιήσεων και της μακρόχρονης χρήσης τους, μερικά απ' αυτά κατεδαφίστηκαν αφού δεν μπορούσαν να επιδιορθωθούν. Σπασμένοι τοίχοι χωρίς ανθεκτικότητα, πατώματα γεμάτα τρύπες και δοκάρια που κρέμονταν συνθέταν την εικόνα των περισσότερων απ' αυτά. Επομένως, ακόμα και αν θεωρηθεί ότι η κατασκευή διέθετε αρχικά ευρωστία πλέον είχε χαθεί πλήρως.

Όσα απ' αυτά δεν κατεδαφίστηκαν λόγω της αξίας τους ως πολιτιστική κληρονομιά, ενισχύθηκαν άμεσα. Η αποκατάστασή τους περιλάμβανε την αντικατάσταση όλων των στοιχείων που είχαν φθαρεί ή σπάσει, τη δημιουργία όλκιμων συνδέσεων μεταξύ πατάματος, δοκών και τοιχοποιίας και τη δημιουργία πρόσθετων τοιχωμάτων από σκυρόδεμα γύρω από τα κλιμακοστάσια ώστε να αποκτήσουν επαρκή αντισεισμική αντοχή (Knoll F. & Vogel T. 2009).

2.5 Εξασφάλιση ευρωστίας σε περίπτωση πυρκαγιάς

Ένας σοβαρός κίνδυνος για τις κατασκευές είναι η φωτιά. Ο κίνδυνος αυτός είναι μεγαλύτερος για τις μεταλλικές κατασκευές. Το σκυρόδεμα είναι κακός αγωγός της θερμότητας και στην περίπτωση του οπλισμένου προστατεύει το χάλυβα οπλισμού από την άνοδο της θερμοκρασίας. Αυτό όμως δεν ισχύει για τις μεταλλικές κατασκευές. Διάφορα υλικά και κυρίως τα μέταλλα μεταβάλλουν τις χαρακτηριστικές τους ιδιότητες με τη μεταβολή της θερμοκρασίας. Η μεταβολή αυτή εξαρτάται από την τιμή της θερμοκρασίας αλλά και από το ρυθμό μεταβολής της. Η βιομηχανία πυρασφάλειας έχει στη διάθεσή της πλέον προηγμένες τεχνικές μοντελοποίησης, εκτενέστερα ερευνητικά δεδομένα για τη συμπεριφορά των κτιρίων σε συνθήκες πυρκαγιάς και πολλά νέα υποσχόμενα υλικά. Η πρόκληση που αντιμετωπίζει ο κλάδος, είναι η εξεύρεση του βέλτιστου τρόπου εφαρμογής των γνώσεων αυτών, ώστε να διασφαλιστούν καλύτερα οι κατασκευές.

Παρά την αδυναμία του χάλυβα, πολύ λίγες είναι οι περιπτώσεις που μία κατασκευή αστόχησε αποκλειστικά λόγω πυρκαγιάς, ενώ τηρούσε τους κανονισμούς. Αυτό μπορεί να οδηγήσει στο συμπέρασμα ότι οι μέθοδοι σχεδιασμού και οι διαδικασίες που τηρούνται είναι κατάλληλες για συμβατικές περιπτώσεις. Παρόλα αυτά οι υψηλού κινδύνου κατασκευές, όπως αυτή του WTC (Κεφ. 2.2), χρήζουν μίας πιο προσεκτικής μελέτης. Στη μελέτη αυτή δεν αρκεί να αναπτύξουμε απλά ένα μηχανισμό άμυνας, αλλά πρέπει να εξετάσουμε συνολικά την πυρασφάλεια της κατασκευής (από εξόδους διαφυγής έως υλικά επικάλυψης για πυραντίσταση), ώστε αυτή να μπορεί να λειτουργήσει κάτω από ακραίες συνθήκες, όπως είναι ένας σεισμός ή μία τρομοκρατική ενέργεια.

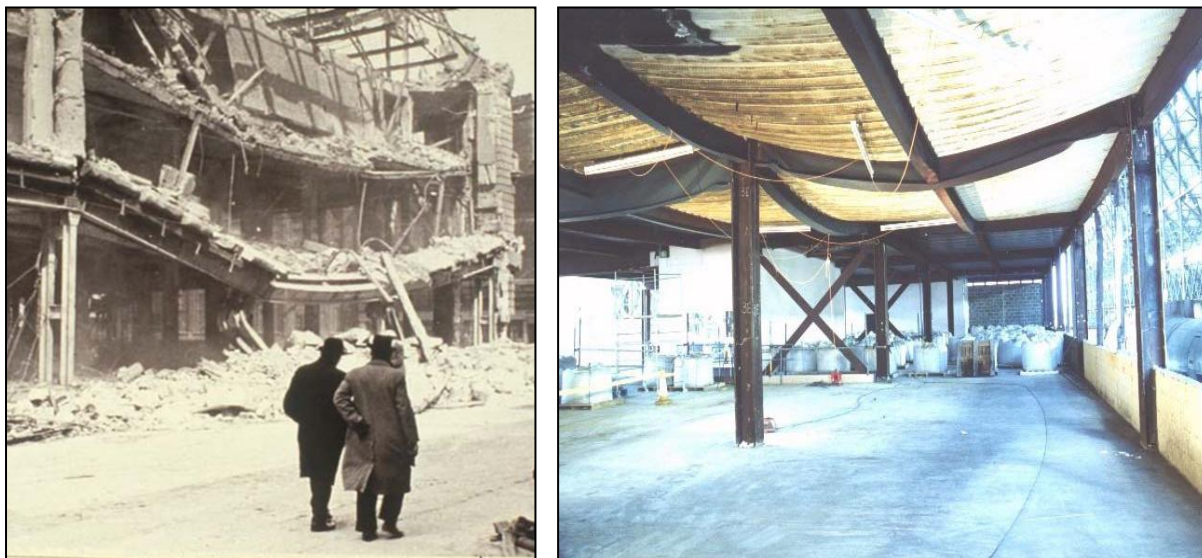
Για να μπορέσουμε να δημιουργήσουμε ένα εύρωστο σύστημα, πρέπει να αναλογιστούμε τις επιπτώσεις στην περίπτωση αποτυχίας της ενεργητικής κυρίως αλλά και της παθητικής ασφάλειας. Πρόσφατες δοκιμές (Burgess I.W. 2010), σε πραγματικές συνθήκες πυρκαγιάς, έχουν δείξει ότι οι λεπτομέρειες στις συνδέσεις και οι πολλαπλές διαδρομές απόσβεσης του φορτίου αποτελούν το κλειδί για τη σωστή συμπεριφορά των κατασκευών. Αυτές οι στρατηγικές, σε συνδυασμό με τα υλικά παθητικής πυραντίστασης που έχουν αναπτυχθεί μετά την εντεκάτη Σεπτεμβρίου, μπορούν να μετριάσουν την αποτυχία των συστημάτων ενεργητικής ασφάλειας σε μία ακραία περίπτωση.

Υπάρχουν πολλοί λόγοι για τους οποίους δεν μπορούμε να αφήσουμε την τύχη του κτιρίου μονό στην ενεργητική ή την παθητική ασφάλεια. Η πρώτη, όπως κατέδειξε και η περίπτωση των διδύμων πύργων, μπορεί πολύ εύκολα να βρεθεί εκτός μάχης, διακόπτοντας απλά την παροχή του αντιπυρικού υλικού. Όσο για την παθητική, τα πράγματα είναι πιο πολύπλοκα. Οι δοκιμές για την παθητική ασφάλεια γίνονται με τεστ κλιβάνου (ASTM 2000). Αυτό το τεστ δεν μπορεί να αναπαραστήσει τις πραγματικές συνθήκες πυρκαγιάς που εξαρτώνται από παράγοντες όπως τα ανοίγματα και το μέγεθος του χώρου. Επίσης, οι δοκιμές αυτές γίνονται με ένα μεμονωμένο στοιχείο, ενώ στην πράξη έχουμε τρισδιάστατους φορείς.

Ο μόνος τρόπος που μπορούμε σήμερα να έχουμε μία ρεαλιστική απεικόνιση του προβλήματος, είναι με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων που θα λαμβάνουν υπόψη τους μη γραμμικότητα, γεωμετρίας και υλικού, τη μεταβολή των καταστατικών ιδιοτήτων με την αύξηση της θερμοκρασίας, και τους κατάλληλους θερμικούς συντελεστές διαστολής (Scott D. et al.).

Η επίδοση μίας κατασκευής σε υψηλές θερμοκρασίες, όπως συμβαίνει και στην περίπτωση του σεισμού, εξαρτάται από την ολκιμότητα των στοιχείων και των συνδέσεών τους. Η απαίτηση για υψηλή πλαστιμότητα, μας εξασφαλίζει από ενδεχόμενη ψαθυρή αστοχία, στην περίπτωση απομάκρυνσης κάποιων βασικών στοιχείων όπως συνέβη και με τα κτίρια της εικόνας 2.9, που αν και πέρασε ένα μεγάλο κίνδυνο δεν κατέρρευσε. Μετά την αποτυχία της πυροπροστασίας περιμένουμε από την κατασκευή να αναπτύξει πλαστικές αρθρώσεις που θα οδηγήσουν σε μεγάλες παραμορφώσεις. Σε αντίθεση με τον αντισεισμικό σχεδιασμό εδώ ο έλεγχος

πυραντίστασης πρέπει να γίνεται σε όλα τα στοιχεία, συμπεριλαμβανομένων των πλακών και των συνδέσεών τους.



Εικ. 2.9 Ο σωστός σχεδιασμός του πατώματος, των δοκών και των συνδέσεων του, απέτρεψαν την προοδευτική κατάρρευση [Scott D. et al.].

Μία μελέτη που έγινε (Scott D. et al.) σχετικά με τη συμπεριφορά των πλακών σε πυρκαγιά, χρησιμοποιώντας πεπερασμένα στοιχεία, απέδειξε ότι ο αδύναμος κρίκος για την απορρόφηση ενέργειας κατά την αστοχία ήταν η σύνδεση στον τοίχο της δευτερευούσης δοκού. Στην περίπτωση αυτή η δοκός αν και είχε διαστασιολογηθεί να αντέξει στα φορτία που τις επιβλήθηκαν, αστόχησε λόγω της έλλειψης ολκιμότητας.

Οι μηχανισμοί ανακατανομής των φορτίων αποτελούν μία από τις σημαντικότερες στρατηγικές άμυνας κατά των ακραίων πυρκαγιών. Η ανακατανομή μπορεί να επιτευχθεί με διάφορους τρόπους. Αρχικά, μπορούμε να το επιτύχουμε με άκαμπτους σωλήνες γεμισμένους με σκυρόδεμα ή έναν πυκνό σκελετό. Οι άκαμπτοι σωλήνες πετυχαίνουν την ανακατανομή αλλά αδυνατούν να δώσουν μία επαρκή προειδοποίηση, σε αντίθεση με τους εύκαμπτους, οι οποίοι με τη σειρά τους έχουν μειωμένη ικανότητα στην ανακατανομή των φορτίων (Scott D. et al.).

Αποτελεσματικό μέτρο επίσης αποτελεί η περιοδική χρήση βασικών στοιχείων (key element) όπως υποστυλωμάτων, τα οποία θα είναι πιο ισχυρά από τα υπόλοιπα που βρίσκονται γύρω τους και θα συμβάλουν στην αποφυγή προοδευτικής κατάρρευσης. Τα στοιχεία αυτά θα πρέπει να προστατευτούν από ένα διαφορετικό σύστημα πυροπροστασίας, όπως το σκυρόδεμα πολυπροπυλενίου (Εικ. 2.10).



Εικ. 2.10 Δοκίμια σκυροδέματος ύστερα από έκθεση σε φωτιά χωρίς και με ίνες προπυλενίου [Scott D. et al.].

Η χρήση ινών πολυπροπυλενίου ξεκίνησε λόγω της αδυναμίας του απλού σκυροδέματος να αντέξει τη γρήγορη αύξηση της θερμοκρασίας που μπορεί να προκαλέσει μία πυρκαγιά μέσα σε μία σήραγγα. Η υγρασία μέσα στο σκυρόδεμα μετατρέπεται σε ατμό με αποτέλεσμα να θρυμματίζεται. Μάλιστα, όσο πιο υψηλής αντοχής είναι το σκυρόδεμα τόσο πιο επιρρεπές είναι στο φαινόμενο αυτό. Στους Νορβηγικούς κανονισμούς επιβάλλεται να χρησιμοποιούνται 4 με 8 χιλιοστά επικάλυψης για κάθε λεπτό πυραντίσταση που χρειαζόμαστε, σε αντίθεση με άλλες χώρες όπου η επικάλυψη ξεκινά από τα 30 χιλιοστά μόνο. Με το πάχος των 3, αυτών cm, οι Νορβηγικοί κανονισμοί θα αποδέχονταν, ότι η κατασκευή μας διαθέτει μονάχα 10 λεπτά πυραντίστασης.

Το φαινόμενο του θρυμματισμού του σκυροδέματος λόγω φωτιάς ή φαινόμενο “pop-corn”, όπως είναι γνωστό, έχει εμφανιστεί σε πολλές σήραγγες, όπως στο Channel Tunnel το 1996. Πριν από τις ίνες προπυλενίου είχαν δοκιμαστεί ίνες χάλυβα, με τις πρώτες να έχουν σαφώς καλύτερα αποτελέσματα. Σε περίπτωση πυρκαγιάς, οι ίνες αυτές λιώνουν αυξάνοντας το πορώδες του σκυροδέματος και βοηθώντας έτσι στο να εκτονωθεί η πίεση από τους ατμούς.

Αποτελεσματικός επίσης είναι ο διαχωρισμός μίας κατασκευής σε πυροδιαμερίσματα ώστε να παρεμποδιστεί η εξάπλωση της πυρκαγιάς. Ως Πυροδιαμέρισμα ορίζεται το τμήμα του κτιρίου που μπορεί να αποκλεισθεί ερμητικά από το υπόλοιπο και αποτελείται από δομικά στοιχεία με προκαθορισμένο δείκτη πυραντίστασης. Τέλος, όπως αναφέραμε στην αρχή της ενότητας αυτής, για να επιτύχουμε ένα σχεδιασμό βασισμένο στις αρχές της ευρωστίας θα πρέπει να εξασφαλίσουμε τη διαφυγή των χρηστών της κατασκευής μέσα από το σωστό σχεδιασμό και εξόπλιση των εξόδων κινδύνου, όπως περιγράψαμε και στο παράδειγμα των διδύμων πύργων στην αρχή του κεφαλαίου.

2.6 Εξασφάλιση ευρωστίας σε περίπτωση έκρηξης

Τα τελευταία χρόνια λόγω τρομοκρατικών επιθέσεων σε κτίρια μεγάλης σημασίας, έχει αναπτυχθεί μία σημαντική έρευνα σχετικά με την αντίδραση των κατασκευών σε μεγάλες εκρήξεις. Πιο συχνό στόχο αποτελούν τα εξωτερικά υποστυλώματα των κατασκευών, καθώς η πρόσβαση σ’ αυτά είναι πολύ εύκολη και η ενδεχόμενη αστοχία τους μπορεί να προκαλέσει και ολοκληρωτική κατάρρευση.

Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί το Murrah Building στην Οκλαχόμα (Εικ. 2.11 και Εικ. 2.12). Στην περίπτωση αυτή, οι τρομοκράτες με τη χρήση ενός παγιδευμένου φορτηγού κατάφεραν να καταστρέψουν το κεντρικό δοκάρι στο ύψος του ισογείου πάνω στο οποίο σταματούσαν φυτευτά υποστυλώματα από τους προηγούμενους ορόφους. Συνέπεια της αστοχίας της δοκού ήταν η προοδευτική κατάρρευση όλου του κτηρίου, όπως βλέπουμε και από την εικόνα 2.12.



Εικ. 2.11 Το Murrah Building πριν την επίθεση [Gioncu V. 2007].



Εικ. 2.12 Το Murrah Building μετά την επίθεση [Gioncu V. 2007].

Τα φορτία που παράγονται από μία έκρηξη είναι πολύ μεγαλύτερα από τις φορτίσεις σχεδιασμού ενός συνηθισμένου κτιρίου, γι αυτό τις περισσότερες φορές, μετά από μία έκρηξη (όχι απαραίτητα τρομοκρατική) δημιουργούνται τοπικές βλάβες. Ένας απλός τρόπος για να μελετηθεί ένα τέτοιο σενάριο, μιας και τα φορτία είναι άγνωστα, θα μπορούσε να είναι με την αφαίρεση των στοιχείων που κρίνουμε ότι θα χάσουν την αντοχή τους.

Αν λοιπόν δεν προχωρήσουμε σε μία πιο αναλυτική μελέτη, πρέπει να δοθεί μεγάλη προσοχή στο γεγονός ότι λόγω του κύματος που δημιουργείται από την έκρηξη, μπορεί να αναπτυχθούν αντίθετες ροπές απ' αυτές που προκαλούν τα φορτία σχεδιασμού, σε μεγάλο πλήθος στοιχείων, με αποτέλεσμα να αστοχήσουν προκαλώντας δυσανάλογα αποτελέσματα. Αυτό το φαινόμενο ήταν και η αιτία κατάρρευσης στο παράδειγμά μας. Επίσης, υπόψη στην ανάλυση πρέπει να ληφθεί το γεγονός ότι μία ενδεχόμενη αστοχία στο πάτωμα ενός ορόφου θα αυξήσει το μήκος λυγισμού των υποστυλωμάτων.

Βλέπουμε λοιπόν ότι και στην περίπτωση των εκρήξεων, η στρατηγική για εναλλακτικούς δρόμους απόσβεσης παίζει κυρίαρχο ρόλο. Όταν μία ομάδα στοιχείων χαθεί, τα υπόλοιπα θα πρέπει να επωμιστούν τα φορτία που τους αναλογούσαν και θα πρέπει να έχουμε εξασφαλίσει τη συνέχειά τους ώστε να μην αστοχήσουν και αυτά. Για παράδειγμα, οι δοκοί θα πρέπει να συνεχίζουν μέσα από το κρίσιμο υποστύλωμα ώστε σε περίπτωση που αυτό χαθεί να μπορούν να αναρτήσουν τα φορτία από τους παραπάνω ορόφους ενώ και η σύνδεσή τους στο πέρασ τους να είναι αρκετά ισχυρή ώστε να αντέξει.

Όσο αφορά τις εκρήξεις λόγω τρομοκρατικών επιθέσεων, πέρα από αυτά που σημειώθηκαν, κάποιες απλές τεχνικές μπορεί να αποδειχτούν πολύ χρήσιμες για την προστασία της κατασκευής. Αρχικά, πρέπει να κάνουμε τα βασικά δομικά στοιχεία όσο πιο απρόσιτα γίνεται. Στην περίπτωση του Murrah Building, για παράδειγμα, αν δεν επιτρεπόταν η στάθμευση και γενικά η κίνηση οχημάτων στη γύρω περιοχή, οι τρομοκράτες δεν θα μπορούσαν να πλησιάσουν ένα ολόκληρο φορτηγό εκρηκτικών. Επίσης, εξίσου αποτελεσματική θα ήταν η περιπολία με ειδικά εκπαιδευμένους σκύλους και η παρακολούθηση τις γύρω περιοχής με κάμερες. Πέρα από αυτά, τα κρίσιμα στοιχεία θα πρέπει να είναι κρυφά και να προστατεύονται από προστατευτικές διατάξεις, ενώ πολύ χρήσιμη θα ήταν και η ύπαρξη δευτερευόντων στοιχείων που θα παρουσιάζονταν έτσι ώστε, σε ένα ανειδίκευτο μάτι, να μοιάζουν ως πρωτεύοντα (Knoll F. & Vogel T. 2009).

Τέλος, αξιοσημείωτο αποτελεί το γεγονός ότι, όπως έδειξαν οι έρευνες, αν το Murrah Building είχε διαστασιολογηθεί σύμφωνα με κάποιον σύγχρονο αντισεισμικό κανονισμό, πιθανότατα θα είχε αποφευχθεί η προοδευτική κατάρρευση. Αυτό ισχύει γιατί αν και τα φορτία των εκρήξεων είναι πιο βίαια, αφού διαρκούν πολύ λιγότερο, έχοντας μεγαλύτερη ακμή, ορισμένες από τις πτυχές του αντισεισμικού κανονισμού μπορούν να συμβάλουν έναντι όλων των πιθανών κινδύνων, όπως συμβαίνει με τον ικανοτικό (ASCE 2004).

2.7 Αστοχία συνδέσεων

2.7.1 Γενικά

Ανεξαρτήτως υλικού, οι συνδέσεις μεταξύ στοιχείων αποτελούν το κρισιμότερο κομμάτι μίας μελέτης. Στην πραγματικότητα, η αστοχία τους δεν αποτελεί ένα ανεξάρτητο αίτιο προοδευτικής κατάρρευσης, ωστόσο λόγω της σπουδαιότητας τους θα ασχοληθούμε ξεχωριστά μ' αυτές. Παρόλο που πάντα το ζητούμενο από μία σύνδεση είναι η ολκιμότητα, ώστε να αποφευχθεί μία ψαθυρού τύπου αστοχία, ο σωστός σχεδιασμός τους διαφέρει σημαντικά από υλικό σε υλικό. Στην ενότητα αυτή θα ασχοληθούμε με το σκυρόδεμα και το χάλυβα, όπως και με το συνδυασμό αυτών, μιας και αποτελούν τα πιο διαδεδομένα κατασκευαστικά υλικά.

2.7.2 Μεταλλικές συνδέσεις

Στις μεταλλικές κατασκευές ο κακός σχεδιασμός των συνδέσεων αποτελεί μία από τις πιο συχνές αιτίες αστοχίας. Οι ιδιότητες και η συμπεριφορά των μεταλλικών μελών είναι αρκετά γνωστές, και για το λόγο αυτό κυρίως οι συνδέσεις αποτελούν παράγοντα ανησυχίας. Αν και ο χάλυβας σαν υλικό είναι αρκετά όλκιμος, οι συνδέσεις μπορεί να αστοχήσουν ψαθυρά αν δεν γίνει σωστά ο σχεδιασμός και η υλοποίησή τους. Τα χαλύβδινα

στοιχεία μπορούν να συνδεθούν είτε κοχλιωτά είτε με συγκόλληση. Για τις κοχλιώσεις έχουμε αναφερθεί στο πρώτο κεφάλαιο (1.4.5) γι' αυτό θα ασχοληθούμε μόνο με τις συγκολλήσεις.

Όπως έχουν δείξει πολλές έρευνες, η ευρωστία των συγκολλήσεων τίθεται υπό αμφισβήτηση. Όπως έχει καταδείξει η εμπειρία, η θεωρητική αντοχή διαφέρει δραματικά από τα αποτελέσματα που μας δίνουν οι επί τόπου δοκιμές και αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι συγκολλήσεις αποτελούν μία ευαίσθητη εργασία η οποία επηρεάζεται από πολλούς παράγοντες. Επειδή λοιπόν η αντοχή τους δεν είναι δεδομένη, προτείνεται να αποφεύγονται οι συγκολλήσεις ιδιαίτερα όταν πρόκειται για εργοταξιακού τύπου και η κατασκευή ενδέχεται να έρθει αντιμέτωπη με ανακυκλούμενες φορτίσεις. Στην περίπτωση που αυτό δεν είναι εφικτό, καλό είναι να παρθούν κάποια μέτρα.

Γενικά, οι συγκολλήσεις πρέπει να γίνονται μακριά από τις κρίσιμες θέσεις, σε περιοχές που είναι εύκολη η εκτέλεση και ο έλεγχος τους. Επίσης, οι καιρικές συνθήκες κατά τη διάρκεια της εργασίας πρέπει να είναι κατάλληλες για να μην επηρεάσουν την ποιότητα τους. Ακόμη, η συγκόλληση αποτελεί μία εργασία που απαιτεί ακρίβεια και υπευθυνότητα. Γι' αυτό το λόγο πρέπει να ανατίθεται σε πιστοποιημένα άτομα τα οποία έχουν γνώση και εμπειρία πάνω στο θέμα, ενώ για τον ίδιο λόγο δεν πρέπει να γίνετε υπό πίεση χρόνου. Απαραίτητο είναι να φροντίσουμε κατά το σχεδιασμό, η γύρω περιοχή να έχει ικανότητα για μεγάλες παραμορφώσεις, ώστε να αποφευχθεί μία ενδεχόμενη υπερφόρτωση της σύνδεσης. Τέλος, πολύ σημαντικό ρόλο θα παίξει και ο τακτικός έλεγχος, τόσο κατά τη διάρκεια των εργασιών, όσο και κατά τη διάρκεια λειτουργίας του έργου.

Με αφορμή τους σεισμούς Northridge στη Καλιφόρνια το 1994 και Kobe στην Ιαπωνία το 1995, όπου παρατηρήθηκαν πρόωρες ρηγματώσεις στις συγκολλητές συνδέσεις δοκού υποστυλώματος, έγινε μία μελέτη από το πανεπιστήμιο του Μιλάνου για να βρεθούν τα αίτια της ψαθυρής αστοχίας η οποία επέρχεται χωρίς καμία προηγούμενη προειδοποίηση (εμφανής διαρροή), στην περιοχή της συγκόλλησης. Η ανάλυση έδειξε ότι η απόκριση των συνδέσεων εξαρτάται από την επιβαλλόμενη παραμόρφωση. Όταν οι επιβαλλόμενες μετακινήσεις ήταν μικρές, ο τοπικός λυγισμός στο μέλος απουσίαζε και γινόταν εμφανής καθώς το μέγεθός του αυξανόταν. Όπως αποδεικνύεται και από τη μελέτη, ο τοπικός λυγισμός προστατεύει τις συνδέσεις από ψαθυρή αστοχία και μειώνει τις απώλειες ενέργειας, όπως φαίνεται και στην Εικ. 2.13. Η αστοχία της σύνδεσης ξεκίνησε με βαθμιαία απώλεια αντίστασης και ικανότητας απορρόφησης ενέργειας, ενώ τελικά αυτή επήλθε με ρωγμή που εμφανίστηκε μεταξύ του κορμού και του πέλματος της δοκού στη θέση της πλαστικής άρθρωσης (Karlos B. et al. 2008).



Εικ. 2.13 Ο τοπικός λυγισμός των μελών απέτρεψε την αστοχία στον κόμβο [Scott D. et al.].

Η συμπεριφορά της σύνδεσης μπορεί να μεταβληθεί από ψαθυρή σε όλκιμη αν ένας κύκλος αρκετά μεγάλος είναι παρών στο ιστορικό φόρτισης. Ένας κύκλος φόρτισης, μεγάλου εύρους, ο οποίος προκαλεί τοπικό λυγισμό στη δοκό, ανακουφίζει τη συγκόλληση από μεγάλες παραμορφώσεις. Η ρωγμή δεν ξεκινά στην περιοχή της συγκόλλησης, αλλά στο τμήμα που έχει υποστεί τοπικό λυγισμό. Αυτός είναι και ο λόγος που οι μικρές μετατοπίσεις προκαλούν αστοχία στη συγκόλληση, ενώ οι μεγαλύτερες στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης. (Karlos B. et al. 2008).

2.7.3 Κόμβοι σκυροδέματος

Ο ορθός σχεδιασμός των κόμβων σκυροδέματος είναι ιδιαίτερα κρίσιμος, γιατί μία ενδεχόμενη αστοχία των κόμβων συνεπάγεται αστοχία και των γραμμικών μελών που συντρέχουν σ' αυτόν. Οι κόμβοι είναι οι περιοχές αγκύρωσης των διαμήκων ράβδων των γραμμικών μελών και ενδεχόμενη ρηγμάτωσή τους εξασθενεί τη συνάφεια σκυροδέματος και οπλισμού, με συνέπεια οι ράβδοι του οπλισμού να μην μπορούν να αναπτύξουν τη μέγιστη δυνατή τάση τους και ως εκ τούτου τα γραμμικά μέλη να μην μπορούν να αναπτύξουν την πλήρη φέρουσα ικανότητά τους για την οποία έχουν σχεδιαστεί. Λόγω της αυξημένης επιπόνησής τους και της περιορισμένης έκτασής τους, η ποσότητα του οπλισμού που προκύπτει από το σχεδιασμό τους είναι ιδιαίτερα μεγάλη. Η διάταξη όλων των ράβδων του οπλισμού, η ορθή αγκύρωσής τους και εν συνεχεία η ορθή σκυροδέτηση των κόμβων είναι ένα από τα μεγαλύτερα κατασκευαστικά προβλήματα, το οποίο μέχρι σήμερα δεν έχει αντιμετωπιστεί ικανοποιητικά.

Προκειμένου λοιπόν να καταφέρουμε να δημιουργήσουμε έναν εύρωστο κόμβο, πρέπει να φροντίσουμε για τη σωστή τοποθέτηση και επαρκή αγκύρωση του διαμήκους οπλισμού μέσα στον περιορισμένο χώρο που διαθέτουμε. Επιπρόσθετα, πρέπει να εξασφαλίσουμε τον κόμβο έναντι τέμνουσας με τη χρήση συνδετήρων οι οποίοι βοηθούν και στην καλύτερη περίσφιξη συνεπώς και αγκύρωσης των κόμβων. Τέλος, με την αύξηση της επιπόνησής, όταν η αναπτυσσόμενη κύρια λοξή τάση υπερβεί την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος εμφανίζεται λοξή ρωγμή, για την παρεμπόδιση της οποίας χρειάζεται να χρησιμοποιήσουμε λοξό οπλισμό κάθετα σε αυτήν.

2.7.4 Σύμμικτοι κόμβοι

Στην πραγματικότητα δεν υπάρχουν σύμμικτοι κόμβοι, αλλά πρόκειται για σύνδεση μεταλλικών μελών επομένως και εδώ ισχύουν όσα ειπώθηκαν για τους μεταλλικούς κόμβους. Επίσης, έχει βρεθεί (Kagianis A. & Andelas A. 2001) ότι όταν ο κορμός της δοκού διέρχεται μέσα από το υποστύλωμα, ο κόμβος γίνεται αρκετά πιο δύσκαμπτος και αυξάνεται η αντοχή του σε διάτμηση. Επιπλέον, η γωνία στροφής και η παραμόρφωση τοπικά στην κοιλοδοκό μειώνονται. Χρησιμοποιώντας εξωτερικά διαφράγματα, η καμπτική συμπεριφορά βελτιώνεται. Η βελτίωση αυτή αυξάνεται όσο η γωνία διαμόρφωσης του διαφράγματος μικραίνει και η δοκός απομακρύνεται από τον κόμβο. Η δυσκαμψία του κόμβου αυξάνεται ικανοποιητικά αν χρησιμοποιηθούν λεπίδες ακαμψίας, οι οποίες βελτιώνουν παράλληλα και τη διατμητική αντοχή. Διερχόμενη, τέλος, η δοκός ολόκληρη μέσα από το στύλο, διαμορφώνεται η πιο άκαμπτη και η πιο κατάλληλη για αντισεισμικό σχεδιασμό σύνδεση.

Κεφάλαιο 3^ο

Μέθοδος ανάλυσης

3.1 Γενικά

Σημαντικό ρόλο στην επιλογή της τελικής ανάλυσης παίζει το υλικό με το οποίο θα υλοποιηθεί η κατασκευή μας. Η ικανότητα της κατασκευής στην απορρόφηση και μεταφορά της ενέργειας κατά την έναρξη των τοπικών βλαβών, εξαρτάται άμεσα από την ικανότητα του υλικού να αποθηκεύει και να διαχέει ενέργεια μέσω των παραμορφώσεων του. Προτού λοιπόν ο μηχανικός επιλέξει πρόγραμμα και ανάλυση πρέπει να γνωρίζει καλά τις ιδιαιτερότητες του υλικού και πως αυτές έχουν δοθεί στον αλγόριθμο του προγράμματος. Πέρα όμως από το υλικό, κριτήριο για επιλογή ανάλυσης αποτελεί και η στρατηγική που επιλέχθηκε για να προστατευτεί η κατασκευή.

Όπως αναφέρθηκε και στο πρώτο κεφάλαιο, οι μέθοδοι που μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε για να παρέχουμε ευρωστία σε μία κατασκευή μπορούν να χωριστούν σε έμμεσες και άμεσες. Οι έμμεσες μέθοδοι αφορούν τις κανονιστικές διατάξεις που ακολουθεί ο μηχανικός καθ' όλη τη διάρκεια σχεδιασμού, για να αυξήσει την ευρωστία της κατασκευής, όπως είναι οι αναλογίες των μελών, ο λεπτομερής σχεδιασμός των συνδέσεων κτλ. και δεν χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης.

Από την άλλη πλευρά οι άμεσες μέθοδοι εξαρτώνται πλήρως από τις αναλύσεις που θα γίνουν, μέσα από τις οποίες ο μελετητής προσπαθεί να βρει την ικανότητα της κατασκευής σε ένα ασυνήθιστο φορτίο. Μπορούν να υλοποιηθούν με δύο τρόπους: πρώτον με την εξασφάλιση τοπικής αντοχής, όπου υπάρχει ανάγκη, και δεύτερον με το σωστό σχεδιασμό των εναλλακτικών δρόμων απόσβεσης. Η ανάλυση για την προσομοίωση αυτών των μεθόδων μπορεί να γίνει με διάφορες τεχνικές ξεκινώντας από απλή ελαστική στατική ανάλυση μέχρι μη γραμμική (υλικού και γεωμετρίας) δυναμική ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία (Ellingwood et al. 2007). Στο κεφάλαιο αυτό θα ασχοληθούμε με τους άμεσους μεθόδους και με τον τρόπο που αυτές εισέρχονται στην ανάλυσή μας.

3.2 Γενικά για τις αναλύσεις

3.2.1 Χρήση μικρών παραμορφώσεων

Η χρήση μικρών παραμορφώσεων εφαρμόζεται όταν η κατάσταση της κατασκευής μετά το πέρας του φαινομένου αναμένετε να μην διαφέρει πολύ από την αρχική. Αποτελεί λοιπόν μία καλή προσέγγιση για την περίπτωση συμβατικών φορτίσεων. Ωστόσο, για την προσομοίωση καταστάσεων όπως η πτώση ενός οχήματος ή μία έκρηξη, όπου το τελικό σχήμα της κατασκευής μπορεί να αποκλίνει σημαντικά του αρχικού θα ήταν λάθος μία τέτοια απλοποίηση.

3.2.2 Γραμμική ελαστική και ανελαστική ανάλυση

Η γραμμική ελαστική ανάλυση αποτελεί την πιο διαδεδομένη μορφή ανάλυσης στις τεχνικές εφαρμογές. Ωστόσο κατά την προοδευτική κατάρρευση μίας κατασκευής αναπτύσσονται σχεδόν πάντα μεγάλες εντάσεις που συνεπάγεται πάντα μη γραμμική συμπεριφορά υλικού. Παρόλ' αυτά μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε στάδιο προμελέτης, διότι λόγω της απλότητας της μπορούμε εύκολα να διακρίνουμε μία ανεπάρκεια στη δομή πριν προχωρήσουμε σε μία πιο σύνθετη ανάλυση.

3.2.3 Ανελαστική και δυναμική ανάλυση

Το φαινόμενο της προοδευτικής κατάρρευσης, τις περισσότερες φορές, περιλαμβάνει παραμορφώσεις των στοιχείων στην ανελαστική περιοχή. Αυτή η συμπεριφορά είναι απαραίτητη για την κατασκευή, ώστε να επιτευχθεί η απορρόφηση ενέργειας και η αναδιανομή των φορτίων. Βλέπουμε λοιπόν ότι μία μη γραμμική ανάλυση είναι απαραίτητη. Κάποια από τα φορτία τα οποία μελετάμε ασκούνται στην κατασκευή με αργό ρυθμό κάποια άλλα ωστόσο, όπως η έκρηξη, εφαρμόζονται σε *milisecond* με αποτέλεσμα η κατασκευή να συμπεριφέρεται δυναμικά. Παρόλ' αυτά λόγω της μεγάλης ολκιμότητας, για την οποία θα έχουμε μεριμνήσει και την ανάπτυξη μεγάλων παραμορφώσεων, ο δυναμικός αντίκτυπος στην κατασκευή μειώνεται (Val D. & Val E.).

3.2.4 Ανάλυση λυγισμού

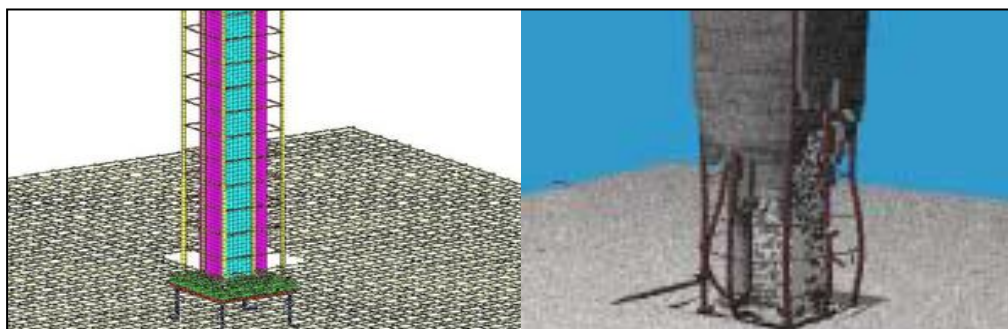
Μία σημαντική πτυχή στην ανάλυση των κατασκευών είναι η σταθερότητα του συστήματος. Ανάλογα με το αντικείμενο που μελετάμε, μία απλή γραμμική ανάλυση λυγισμού θα μπορούσε να φανεί πολύτιμη δίνοντας μας τις ιδιομορφές και τα κρίσιμα φορτία. Ωστόσο, υπάρχουν προβλήματα όπου είναι επιτακτική η ανάγκη για μία πλήρη γεωμετρική, μη γραμμική ανάλυση λυγισμού για να καθοριστεί το φορτίο κατάρρευσης, η πρώτη διαρροή, ο δρόμος ισορροπίας κτλ.. Η τελική επιλογή είναι στο χέρι του μηχανικού ο οποίος οφείλει αφού επιλέξει τη σωστή προσομοίωση του μοντέλου στο τέλος να ερμηνεύσει σωστά και τα αποτελέσματα.

3.3 Προσομοίωση μεθόδου τοπικής ενίσχυσης

Η μέθοδος της τοπικής ενίσχυσης ασχολείται με κινδύνους που κατά κύριο λόγο μπορούν να βλάψουν έναν περιορισμένο αριθμό μελών της κατασκευής, όπως είναι μία πτώση οχήματος ή μία έκρηξη. Με την προσέγγιση αυτή προσπαθούμε να ενισχύσουμε μεμονωμένα μέλη και τις συνδέσεις αυτών, ώστε να ανταπεξέλθουν στον κίνδυνο. Η μέθοδος αυτή η οποία θεωρεί ότι όλη η ενέργεια θα απορροφηθεί από τα συγκεκριμένα μέλη κλειδιά (key element), είναι ιδιαίτερα δημοφιλής για την περίπτωση υφιστάμενων κτιρίων.

Η προσομοίωση ενός συστήματος, έτσι ώστε να συμπεριλαμβάνει ακραίες φορτίσεις, απαιτεί προηγμένες τεχνικές ανάλυσης. Η συγκεκριμένη μέθοδος τοπικής αντίστασης απαιτεί αριθμητικές προσομοιώσεις και εμπειρικά αποτελέσματα, ώστε να αποδειχθεί ότι το βασικό στοιχείο μπορεί να ανταπεξέλθει στην απειλή που έχουμε θεωρήσει στο σχεδιασμό. Η επιτυχής προσομοίωση της απόκρισης της δομής σε ακραία φαινόμενα επιτυγχάνεται με την παράθεση των αποτελεσμάτων που παίρνουμε από δοκιμές και από τις αναλυτικές μεθόδους που περιγράφουν τη μη γραμμική δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής. Αυτή η διαδικασία είναι αρκετά πολύπλοκη αν και εφαρμόζεται σε μεμονωμένα μέλη (Ellinwood B. et al. 2007).

Αν για παράδειγμα μελετάμε την περίπτωση υποστύλωματος που έρχεται αντιμέτωπο με μία έκρηξη, θα πρέπει να χρησιμοποιήσουμε χωρικά μη γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία. Προκειμένου να μειώσουμε τους υπολογιστικούς πόρους που απαιτούνται μπορούμε να απομονώσουμε το υποστύλωμα χρησιμοποιώντας τις κατάλληλες οριακές συνθήκες για την προσομοίωση της σύνδεσής του με την υπόλοιπη κατασκευή. Το πρόγραμμα που θα χρησιμοποιηθεί θα πρέπει να παρέχει τη δυνατότητα για επιβολή δυναμικών φορτίσεων λόγω έκρηξης απευθείας πάνω στο υποστύλωμα, το οποίο θα έχει προσομοιωθεί με τα κατάλληλα πεπερασμένα στοιχεία. Μία τέτοια δοκιμή είχε γίνει από το GSA (General Services Administration) της Αμερικής όπου αποδείχτηκε ότι ένα σύμμικτο υποστύλωμα με εγκιβωτισμένη χαλύβδινη διατομή έχει πολύ καλύτερη απόκριση σε μία έκρηξη από δύο απλά σκυροδετημένα υποστύλωματα (Εικ. 3.1) (Ellinwood B. et al. 2007).



Εικ. 3.1 Σύμμικτο υποστύλωμα υποκείμενο σε εξ επαφής έκρηξη [Ellinwood B. et al. 2007].

3.4 Προσομοίωση μεθόδου εναλλακτικών δρόμων απόσβεσης (AP)

3.4.1 Γενικά για τη μέθοδο AP (Alternative Path)

Η μέθοδος των εναλλακτικών δρόμων απόσβεσης ασχολείται με τον προσδιορισμό της αντοχής της κατασκευής αφού έχει υποστεί τις αναμενόμενες βλάβες. Αυτό συχνά υλοποιείται με την κατάργηση ενός ή περισσότερων κρίσιμων στοιχείων όπως είναι τα γωνιακά υποστυλώματα. Αυτή η μορφή ανάλυσης μας επιτρέπει να καλύψουμε ένα μεγάλο εύρος ασυνήθιστων φορτίων, χωρίς όμως να οδηγηθούμε σε μεγάλη αύξηση του κόστους. Ένα σημαντικό πλεονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι ότι προωθεί τη δημιουργία κατασκευών με μεγάλη συνοχή μεταξύ των στοιχείων και με μεγάλη πλαστιμότητα, καθιστώντας τη σύμφωνη με πολλούς αντισεισμικούς κανονισμούς σε όλο τον κόσμο.

Η παραπάνω μέθοδος η οποία έχει περιγραφεί και στο πρώτο κεφάλαιο ασχολείται με τη διαδρομή που θα ακολουθήσει το φορτίο όταν ένα βασικό στοιχείο όπως μία κολώνα ισογείου απομακρυνθεί, αγνοώντας όμως όλες τις υπόλοιπες βλάβες. Η μετάβαση από την αρχική κατασκευή στη κατάσταση όπου έχω απώλεια μέλους μπορεί να θεωρηθεί στιγμιαία και επομένως να μιλάμε για ένα δυναμικό φαινόμενο. Η δυναμική αυτή επίδραση λαμβάνεται υπόψη με διάφορους τρόπους ανάλογα τη μορφή ανάλυσης που θα χρησιμοποιήσουμε. Από την κατασκευή βέβαια δεν απαιτείται να συμπεριφερθεί ελαστικά με την αφαίρεση κάποιου στοιχείου της, αλλά δεχόμαστε την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων και σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων.

3.4.2 Ελαστική στατική ανάλυση

Όπως περιγράψαμε και στην προηγούμενη ενότητα, επειδή η αφαίρεση στοιχείων απαιτεί μεγάλες παραμορφώσεις, αυτή η μορφή ανάλυσης καλύτερα να αποφεύγεται. Ωστόσο αυτό κάποιες μελέτες (GSA 2003, DOD 2005) προτείνοντας συντελεστές ασφαλείας και συνδυασμούς φορτίσεων δεν αποθαρρύνουν τη χρήση της για κτίρια κάτω των δέκα ορόφων. Όμως, αν και η πρόταση αυτή μπορεί να οδηγή κάποιες φορές σε συντηρητικά ελαστικά αποτελέσματα, δεν αποκλείονται οι δυσάρεστες εκπλήξεις που μπορεί να κρύβουν η ανακατανομή των φορτίων, ο λυγισμός, και η μη γραμμικότητα του υλικού. Για το λόγο αυτό η μέθοδος της ελαστικής ανάλυσης πρέπει να περιορίζεται μόνο σε κτίρια με προβλέψιμη συμπεριφορά.

3.4.3 Ανελαστική μη γραμμική ανάλυση

Με τη βοήθεια της μη γραμμικής ανάλυσης θα μπορούσαμε να παρακολουθήσουμε την προσπάθεια της κατασκευής να αναδιανείμει τα φορτία, μέσω μεγάλων παραμορφώσεων που θα προκαλέσει η απομάκρυνση ενός βασικού στοιχείου. Στην περίπτωση της απώλειας υποστυλώματος, τα μέλη που ως τώρα κάλυπταν ένα άνοιγμα καλούνται πλέον να γεφυρώσουν τη διπλάσια απόσταση μεταφέροντας μέσω των ιδίων και των συνδέσεων τους σχεδόν διπλάσιο φορτίο απ' ό,τι αρχικά. Με την αξιοποίηση της μη γραμμικότητας, μπορούμε να εκμεταλλευτούμε τη λειτουργία των πλακών και των δοκών για να περιγράψουμε το δρόμο απόσβεσης του φορτίου. Τα μέλη αυτά θα λειτουργήσουν καμπτοεφελκυστικά και πρέπει να βεβαιωθούμε ότι τόσο τα ίδια όσο και οι συνδέσεις τους είναι σε θέση να ανταπεξέλθουν.

Σημαντική επίσης παράμετρος που έχουμε τη δυνατότητα να διερευνήσουμε είναι τα σχετικά πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα που μας δίνει η χρήση ενός ισχυρού διαφράγματος. Πράγματι, μέσω του συστήματος των πλακών, που στην ουσία συμπεριφέρονται σαν δίσκοι, μπορούμε να διασφαλίσουμε τη μεταφορά των φορτίων σε περισσότερα στοιχεία. Από την άλλη, άμα η κατασκευή δεν έχει σχεδιαστεί ή δεν μπορεί να δεχτεί αυτό το έκτακτο φορτίο τότε ίσως ένα αδύναμο διάφραγμα θα βοηθούσε, μέσω ενός «knock out» σεναρίου, στην απομόνωση του κατεστραμμένου τμήματος και στον περιορισμό της έκτασης της βλάβης, λειτουργώντας ως αρμός.

Η μη γραμμική ανάλυση εξαρτάται επίσης από την ακριβή αναπαράσταση της συμπεριφοράς των υλικών προκειμένου το μοντέλο μας να ανταποκριθεί σωστά στην ανελαστική συμπεριφορά, διότι ο παράγοντας αυτός επηρεάζει άμεσα όλο το σύστημα. Επιπλέον ιδιαίτερη προσοχή χρήζει η προσομοίωση των συνδέσεων οι οποίες θα υποβληθούν σε ανελαστικές παραμορφώσεις. Η χρήση μη γραμμικών ελατηρίων που αναπαριστούν τη

συμπεριφορά των συνδέσεων είναι υποχρεωτική με τις ιδιότητες τους να προκύπτουν από ξεχωριστές μελέτες, οι οποίες παράγουν τη σχέση δυνάμεων παραμορφώσεων και ροπών καμπυλοτήτων (Ellinwood B. et al. 2007).

Τέλος, δεν πρέπει να θεωρήσουμε ότι πρόκειται για μία πανάκια μέθοδο. Στη μέθοδο αυτή πρέπει να τεθούν κάποια όρια στις παραμορφώσεις. Επίσης, αν και αποτελεί μία πολύ καλύτερη προσέγγιση σε σχέση με την ελαστική θεωρία, ακόμη και για τις πιο αρμονικές κατασκευές, ένα σημαντικό κομμάτι της δυναμικής επίδρασης δεν παύει να αγνοείται.

3.4.4 Ελαστική δυναμική ανάλυση

Η γραμμική ελαστική δυναμική ανάλυση (ή χρονοϊστορία) μπορεί να ενσωματώσει τη δυναμική επίδραση που συνδέεται με την αιφνίδια απομάκρυνση ενός στοιχείου της κατασκευής. Παρόλ' αυτά ήταν ελαστική δεν μπορεί να αντιπροσωπεύσει τις πλαστικές παραμορφώσεις που θα αναπτυχθούν και ούτε συνεπώς να παρακολουθήσει την αναδιανομή των δυνάμεων. Αν και αποτελεί πολύ πιο εύκολη επιλογή απ' ό,τι η ανελαστική, η μέθοδος αυτή αγνοεί το φαινόμενο του λυγισμού. Έτσι λοιπόν τίθεται στην κρίση του μηχανικού να αποφασίσει αν θα την επιλέξει, κρίνοντας το πόσο σημαντικός θα είναι ο ρόλος της μη γραμμικότητας στο συγκεκριμένο πρόβλημα.

3.4.5 Ανελαστική δυναμική ανάλυση

Αποτελεί την πιο πλήρη και αυστηρή προσέγγιση για την αξιολόγηση της ευρωστίας στην κατασκευή. Μπορεί να προσεγγίσει τόσο τις μεγάλες παραμορφώσεις όσο και τα δυναμικά φαινόμενα. Υλοποιείται με τη χρήση χωρικών μη γραμμικών στοιχείων, με δυναμική ανάλυση μεγάλων παραμορφώσεων. Βέβαια όλα με ένα τίμημα: το υπολογιστικό κόστος που μπορεί να έχει ως συνέπεια την αδικαιολόγητη αύξηση του κόστους σχεδιασμού.

Για τα μεγάλα μοντέλα κατασκευών, τα μη γραμμικά στοιχεία μπορούν να αναπαρασταθούν με συνεχή στοιχεία ώστε να δώσουν μία λογική εξήγηση χωρίς μεγάλο υπολογιστικό κόστος. Η προσέγγιση αυτή χρησιμοποιείται κυρίως όταν θέλουμε να προσομοιώσουμε την επίδραση ενός δυναμικού φαινομένου σε ολόκληρη την κατασκευή. Βέβαια και εδώ, μπαίνει ως βασικό κριτήριο η εμπειρία του μελετητή ο οποίος θα φροντίσει γι' αυτήν τη σωστή προσομοίωση. Τέλος, στην ανάλυση αυτή, όπως συνέβη και με την ανελαστική στατική, τίθενται κάποια όρια σχετικά με τις επιτρεπόμενες παραμορφώσεις (Ellinwood B. et al. 2007).

3.5 Επιλογή μεθόδου ανάλυσης

Από τις παραπάνω ενότητες βλέπουμε ότι η πιο πλήρης ανάλυση είναι η δυναμική, μη γραμμική ανάλυση μίας κατασκευής, στην οποία απομακρύνουμε ένα βασικό στοιχείο. Ωστόσο, στην εργασία αυτή, επειδή τα δύο πρώτα μοντέλα που εξετάζονται είναι απλά και διαθέτουν αρκετή ολκιμότητα ο δυναμικός αντίκτυπος από την απομάκρυνση του στοιχείου μειώνεται. Γι' αυτούς τους λόγους θα προτιμηθεί η μη γραμμική στατική ανάλυση της κατασκευής η οποία θα χάσει ένα στοιχείο κλειδί. Και οι δύο φορείς με τους οποίους θα ασχοληθούμε έχουν, πρώτα διαστασιολογηθεί με βάσει τον ευρωκώδικα και έχουν ελεγχτεί με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ETABS.

Όσον αφορά το τρίτο παράδειγμα το οποίο αφορά την απόκριση ενός στηθαίου ασφαλείας στην πτώση ενός οχήματος, θα θεωρηθεί απλοποιητικά, ότι και εδώ ο δυναμικός αντίκτυπος από την πτώση του οχήματος είναι μικρός. Για το λόγο αυτό θα γίνουν και σ' αυτό το παράδειγμα στατικές μη γραμμικές αναλύσεις, αν και το φαινόμενο είναι καθαρά δυναμικό. Η γεωμετρία του φορέα θα βασίζεται στο ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1317, ενώ η ανάλυση θα γίνει με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ADINA.

Στα επόμενα δύο κεφάλαια δεν θα ασχοληθούμε με την αντοχή των βασικών στοιχείων έναντι των διαφόρων απροσδόκητων φορτίσεων, αλλά θα προχωρήσουμε στην απευθείας απομάκρυνσή τους. Στη συνέχεια θα ελέγχει η ικανότητα των κατασκευών να απορροφήσουν την απώλεια του μέλους. Αν η κατασκευή μπορεί να αντεπεξέλθει, συνεχίζουμε και σε απομάκρυνση επιπλέον στοιχείων. Όπου η κατασκευή αδυνατεί να αναδιανείμει τα φορτία, επεμβαίνουμε για τη βελτίωση της συμπεριφοράς της, με διάφορους τρόπους. Τέλος, στο έκτο κεφάλαιο που περιγράφεται το στηθαίο ασφαλείας, δεν θα προχωρήσουμε σε κάποια απομάκρυνση, αλλά θα προσπαθήσουμε αρχικά να κατανοήσουμε την απόκριση του φορέα σε περίπτωση πτώσης οχήματος και στη συνέχεια να αναδείξουμε τον εύρωστο χαρακτήρα της συμπεριφοράς του.

Κεφάλαιο 4^ο

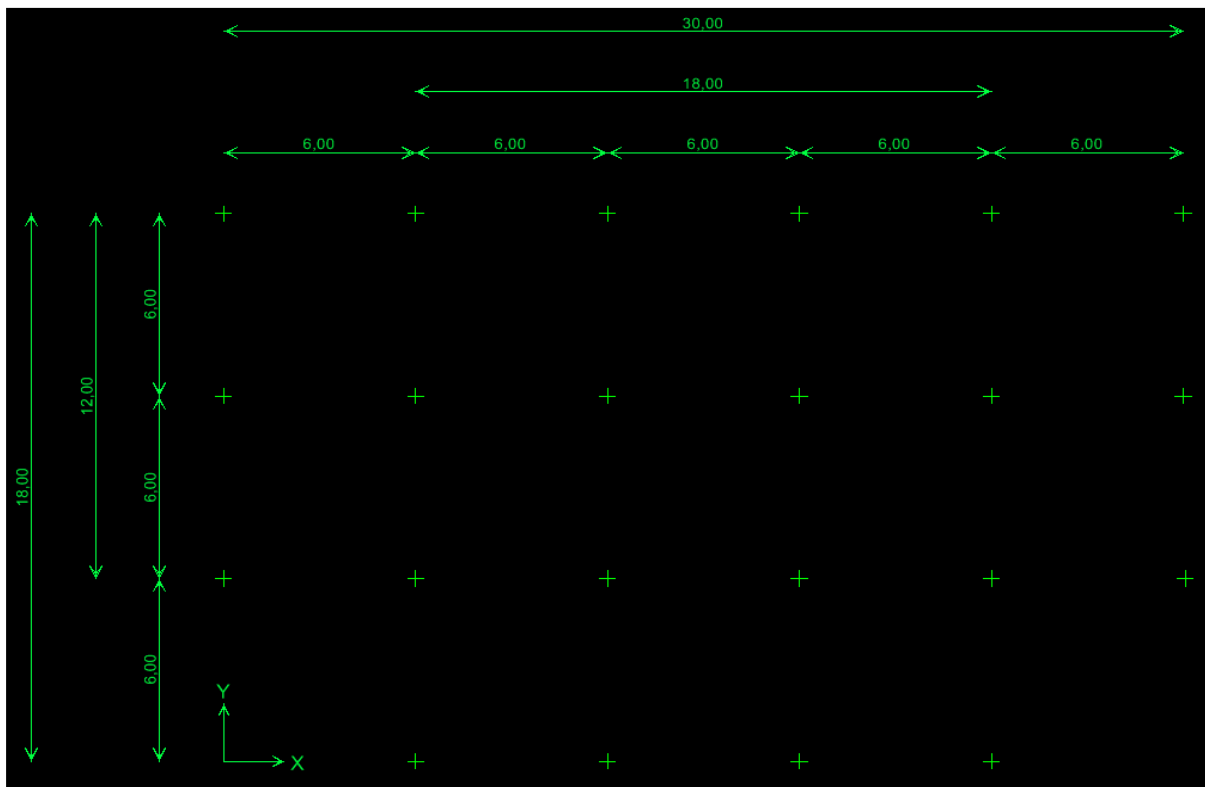
Παράδειγμα 1: Μεταλλικό κτίριο τεσσάρων ορόφων

4.1 Γενικά

Στα προηγούμενα κεφάλαια του παρόντος ασχοληθήκαμε με τη θεωρητική περιγραφή της ευρωστίας, τις μεθόδους με τις οποίες επιτυγχάνεται και παραθέσαμε κάποια πραγματικά παραδείγματα αστοχιών τα οποία θα είχαν αποφευχθεί αν είχαν σχεδιαστεί σύμφωνα με τις αρχές της. Στα επόμενα τρία κεφάλαια θα προσομοιώσουμε διάφορες θεωρητικές κατασκευές, αφού πρώτα τις διαστασιολογήσουμε με βάση τους ευρωκώδικες και τα ευρωπαϊκά πρότυπα. Τα συστήματα αυτά θα τα υποβάλουμε σε διάφορους κινδύνους, ανάλογα με τη φύση τους και θα προσπαθήσουμε να τα βελτιώσουμε όπου αυτό είναι αναγκαίο, με κάποιες από τις κατασκευαστικές στρατηγικές της ευρωστίας. Εντέλει για κάθε ένα παράδειγμά θα εξάγουμε συμπεράσματα που θα αφορούν τη συμπεριφορά της κατασκευής πριν και μετά την ενίσχυση, όπου αυτή απαιτήθηκε. Στο κεφάλαιο αυτό συγκεκριμένα θα ασχοληθούμε με την περίπτωση ενός τετραώροφου μεταλλικού κτηρίου γραφείων με σύμμικτες πλάκες, όπως αυτό περιγράφεται στην επόμενη ενότητα.

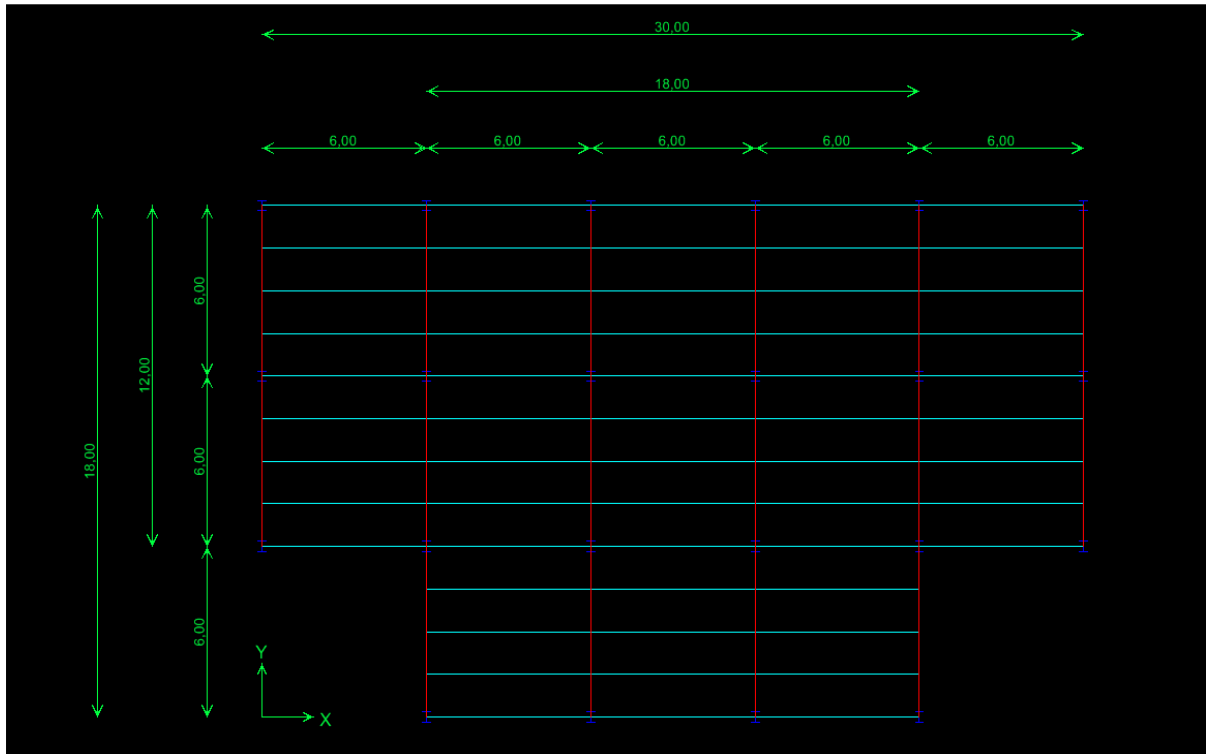
4.2 Περιγραφή μοντέλου

Η προσομοίωση του μοντέλου αυτού θα γίνει στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ETABS. Πρόκειται για ένα τυπικό μεταλλικό κτίριο, ορθογωνικής διατομής με δύο εσοχές. Οι διαστάσεις του κτιρίου κατά Y είναι, 18 m η μεγαλύτερη πλευρά και 12 m η μικρότερη ενώ κατά X είναι, 30 m η μεγαλύτερη και 18 m η μικρότερη. Αποτελείται από κάναβο υποστυλωμάτων ανά 6 m (Εικ. 4.1).

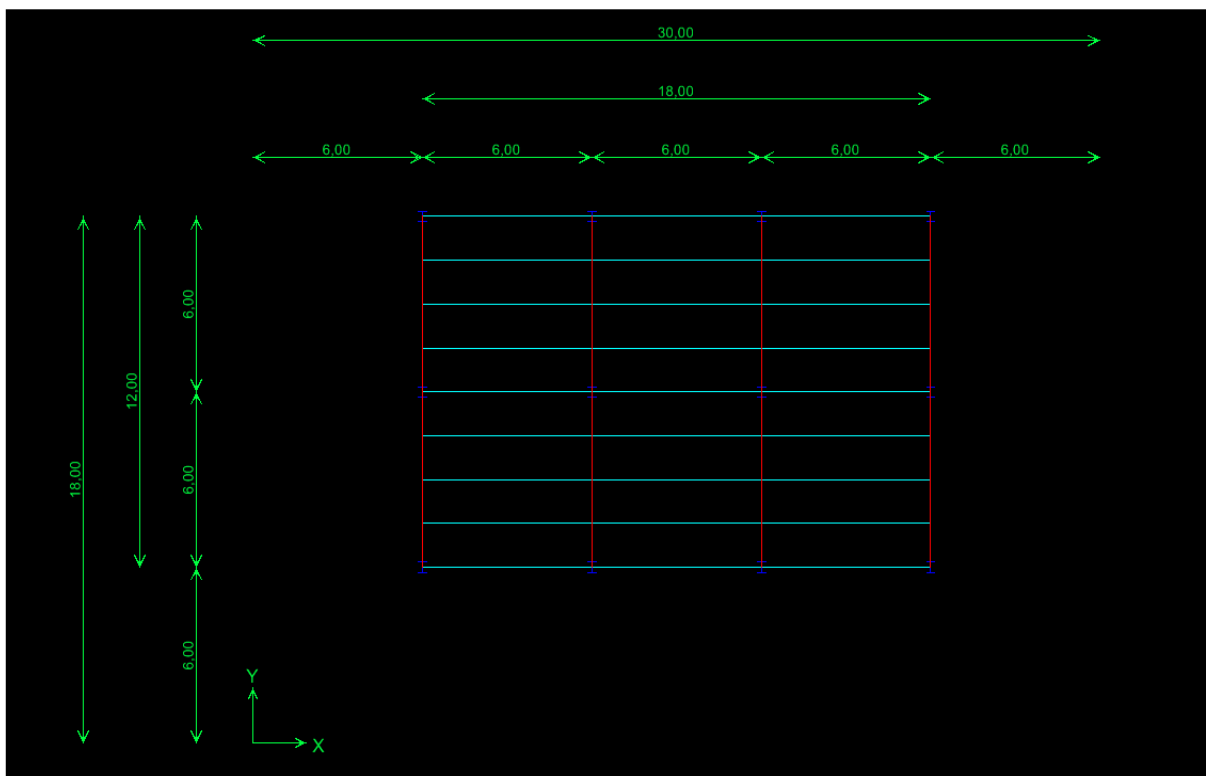


Εικ. 4.1 Διαστάσεις και κάναβος μεταλλικού κτιρίου.

Το μοντέλο αποτελείται από ισόγειο και τρεις ορόφους, τριών m έκαστος (συνολικό ύψος κτιρίου 12 m). Το ισόγειο και οι δύο πρώτοι όροφοι είναι όμοιοι μεταξύ τους και ακολουθούν τη γενική κάτοψη του κτιρίου (Εικ. 4.2). Το τελευταίο επίπεδο, όπως φαίνεται και στην εικόνα (4.3), είναι μικρότερο σε σχέση με τα προηγούμενα, διαθέτοντας διαστάσεις 12 m (κατά Y) επί 18 m (κατά X). Οι όροφοι είναι διατεταγμένοι έτσι ώστε κατά την Y διεύθυνση να έχουν κοινό πέρασ.



Εικ. 4.2 Κάτοψη ισογείου, πρώτου και δεύτερου ορόφου.



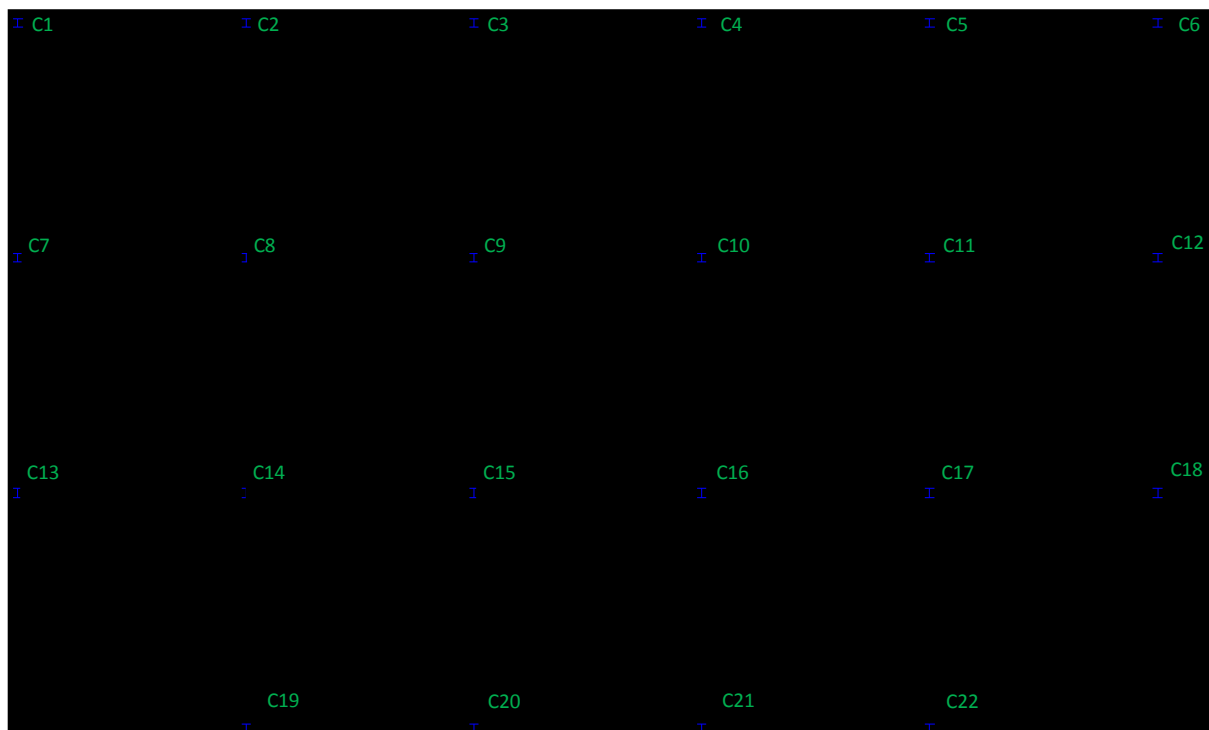
Εικ. 4.3 Κάτοψη τρίτου ορόφου.

Για τη διαστασιολόγηση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε κινητό φορτίο 2 kN/m^2 , μόνιμο, λόγω ιδίου βάρους μεταλλικών στοιχείων, φορτίο σκυροδέματος πλάκας 2.6 kN/m^2 και φορτίο επικάλυψης 1 kN/m^2 . Οι συνδυασμοί οι οποίοι ελέγχθησαν πριν την επέμβασή μας είναι οι εξής:

- ✓ $1,35*G+1.50*Q+0,00*EX+0,00*EY$
- ✓ $1,00*G+1.00*Q+0,00*EX+0,00*EY$
- ✓ $1,00*G+1.00*Q+0,00*EX+0,00*EY$
- ✓ $1,00*G+0,30*Q+1,00*EX+0,30*EY$
- ✓ $1,00*G+0,30*Q+0,30*EX+1,00*EY$
- ✓ $1,60*G+0.00*Q+0,00*EX+0,00*EY$
- ✓ $1,60*G+0.32*Q+0,00*EX+0,00*EY$
- ✓ $1,20*G+1.60*Q+0,00*EX+0,00*EY$

Το G είναι το άθροισμα μόνιμων και οιωνοί μόνιμων, δηλαδή το άθροισμα μόνιμου, λόγω ιδίου βάρους μεταλλικών στοιχείων μαζί με το χαλυβδόφυλλο, φορτίου σκυροδέματος πλάκας (2.6 kN/m^2) και επικάλυψης (1 kN/m^2). Το Q είναι το σύνολο των κινητών φορτίων (2 kN/m^2), ενώ EX και EY τα φορτία που βγαίνουν από το φάσμα σχεδιασμού κατά τη X και Y διεύθυνση αντίστοιχα.

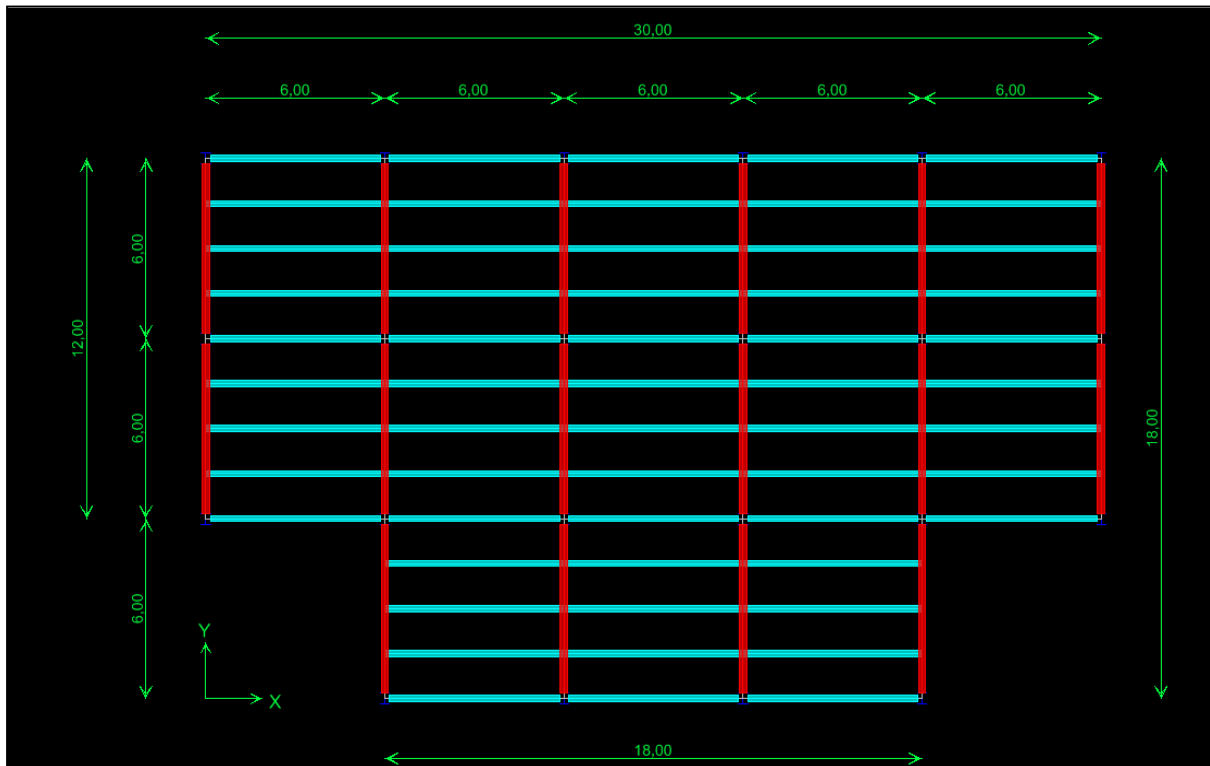
Για την ανάληψη των άνωθεν φορτίων χρειάστηκαν 22 υποστυλώματα, διατομής HEB 180, ποιότητας S 355, εκ των οποίων τα 12 συνέχιζαν σ' όλους τους ορόφους, έχοντας μήκος 12 m ενώ, τα υπόλοιπα 10 με μήκος 9 m σταματούσαν πριν το τελευταίο επίπεδο. Όλα τα υποστυλώματα είναι διατεταγμένα έτσι ώστε ο ισχυρός τους άξονας να ενεργοποιείται για οριζόντια δύναμη κατά τον Y, όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα, ενώ ισαπέχουν από τα διπλανά τους 6 m σύμφωνα με τον κάναβο της εικόνας 4.1. Τα υποστυλώματα θεωρούνται αρθρωμένα στο έδαφος και ως προς τις δύο διευθύνσεις.



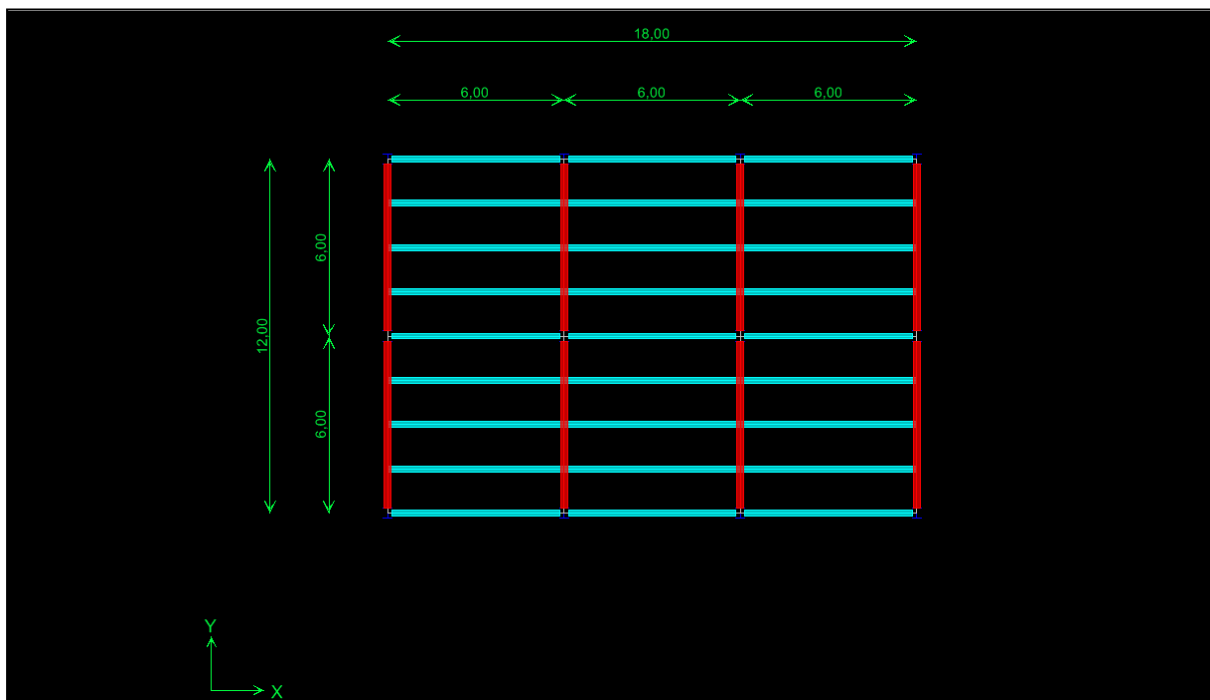
Εικ. 4.4 Προσανατολισμός ισχυρού άξονα υποστυλωμάτων.

Για τη μεταφορά των φορτίων από τις πλάκες στα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκαν 77 κύριες δοκοί, διατομής HEA 240, ποιότητας χάλυβα S355 και μήκους 6 m έκαστη, με τον ισχυρό τους άξονα να ενεργοποιείται για τα κατακόρυφα φορτία και τον προσανατολισμό τους να είναι κατά τον άξονα των Y. Οι δοκοί αυτοί τοποθετήθηκαν ανά έξι m (Εικ. 4.5, 4.6). Πέρα όμως από τις κύριες διαδοκίδες χρησιμοποιήθηκαν 198 δευτερεύοντες δοκοί, διατομής HEA 200, ποιότητας χάλυβα S235 και μήκους 6 m έκαστη, με προσανατολισμό κατά τον X και με τον ισχυρό τους άξονα, όπως και στις κύριες δοκοί, να ενεργοποιείται για τα κατακόρυφα

φορτία. Η τοποθέτησή τους έγινε ανά 1,5 m (Εικ. 4.5, 4.6). Οι δευτερεύοντες δοκοί (μπλε χρώμα) μεταφέρουν τα φορτία στις κύριες διαδοκίδες (κόκκινο χρώμα), οι οποίες με τη σειρά τους στα υποστυλώματα. Η σύνδεση δοκών - υποστυλωμάτων γίνεται με άρθρωση.



Εικ. 4.5 Διάταξη κυρίων και δευτερευόντων δοκών στην οροφή ισογείου, πρώτου, και δεύτερου ορόφου.

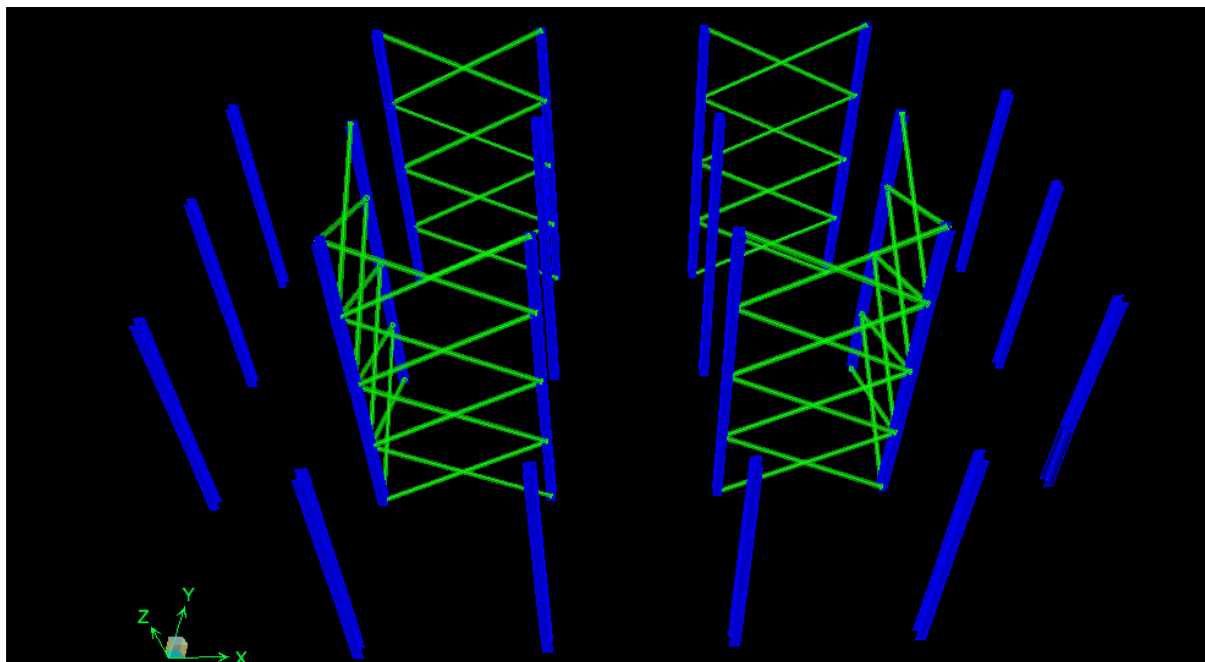


Εικ. 4.6 Διάταξη κυρίων και δευτερευόντων δοκών στην οροφή του τρίτου ορόφου.

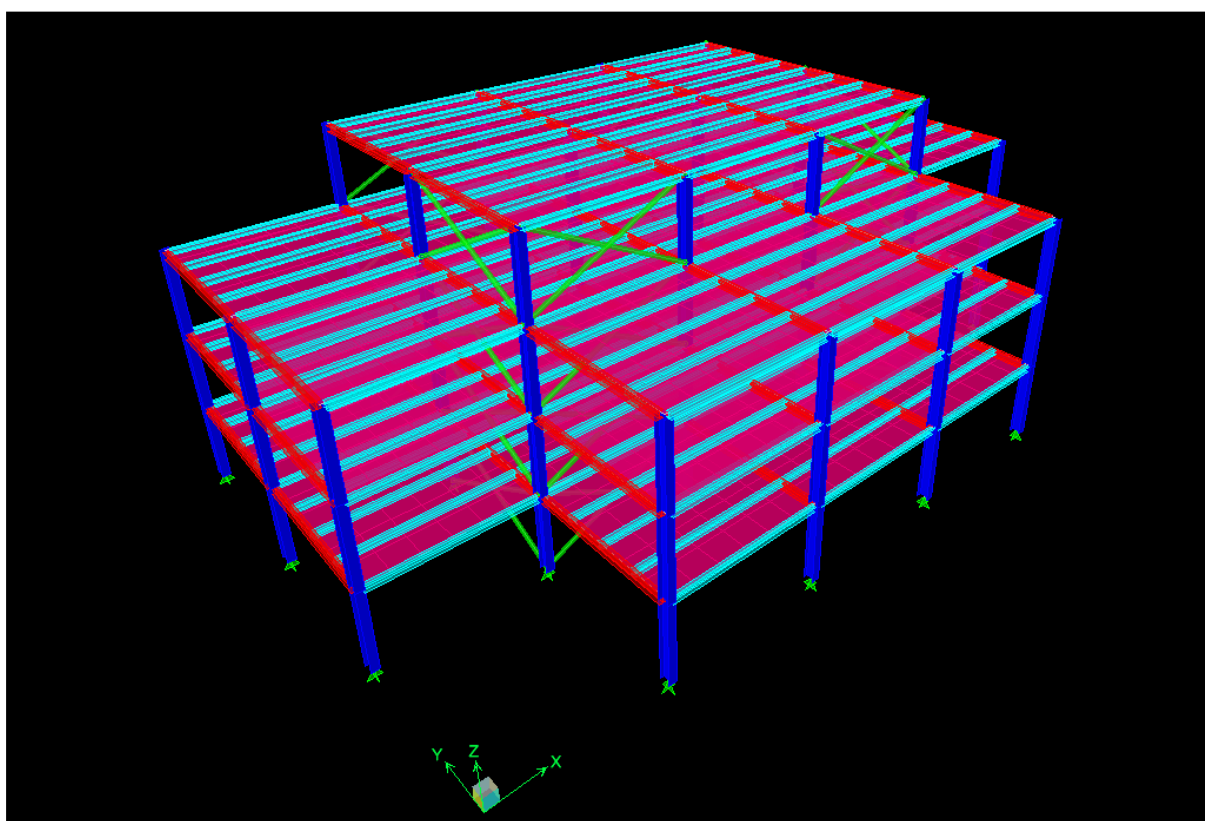
Επίσης, για την ανάληψη των σεισμικών δράσεων και για την εξασφάλιση μεγαλύτερης πλαστιμότητας στο κτίριο χρησιμοποιήθηκαν χιαστί σύνδεσμοι (Εικ. 4.7). Η διατομή των συνδέσμων είναι σωληνωτή, με διάμετρο

177 mm και πάχος 6 mm. Η διάταξή τους έγινε συμμετρικά ως προς τον άξονα τον Y, ενώ είναι συνεχόμενη από τη βάση μέχρι την κορυφή του κτηρίου για την καλύτερη μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων στο έδαφος.

Τέλος, στην εικόνα (4.8) φαίνεται μία γενική τρισδιάστατη άποψη του κτηρίου. Με μπλε χρώμα διακρίνουμε τα υποστυλώματα του φορέα, με πράσινο τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, με κόκκινο τις κυρίες δοκούς κατά τη Y διεύθυνση, με γαλάζιο τις δευτερεύουσες δοκούς κατά τη X διεύθυνση, ενώ με μωβ έχει προσομοιωθεί το χαλυβδόφυλλο.



Εικ. 4.7 Τρισδιάστατη απεικόνιση των υποστυλωμάτων και χιαστί συνδέσμων του κτηρίου.



Εικ. 4.8 Γενική απεικόνιση του κτηρίου.

4.3 Εντατικά μεγέθη και έλεγχος μελών

Όπως ήδη αναφέρθηκε, τα οριζόντια φορτία της κατασκευής αναλαμβάνονται από κατακόρυφους συνδέσμους (χιαστί), ενώ τα κατακόρυφα φορτία αναλαμβάνονται από τα υπόλοιπα στοιχεία της κατασκευής (σύμμικτες πλάκες, διαδοκίδες, κύριες δοκούς, υποστυλώματα). Τα εντατικά μεγέθη παρουσιάζονται αναλυτικά στο παράρτημα Α.

4.3.1 Έλεγχος ικανοτικού και επιλογή διατομής υποστυλώματος

Ξεκινώντας από τα υποστυλώματα, ο έλεγχος της αντοχής σε θλίψη των υποστυλωμάτων (πλην του ικανοτικού ελέγχου) γίνεται από το πρόγραμμα ETABS, το οποίο χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση του κτιρίου. Η ανάλυση έδειξε επαρκή αντοχή των υποστυλωμάτων έναντι καμπτικού λυγισμού καθώς και επαρκώς μικρά βέλη, αφού οι συντελεστές εκμετάλλευσης είναι για κάθε ένα από τα εν λόγω μέλη μικρότεροι της μονάδας. Στην προσπάθεια όμως για αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής, πρέπει να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού, που αποτελεί μία συνήθη στρατηγική της ευρωστίας, όπως έχει αναφερθεί και στο πρώτο κεφάλαιο.

Σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού θα πρέπει να αποφεύγεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα. Ως μη πλαστίμα μέλη θα πρέπει να μπορούν να παραλάβουν τις εντάσεις υπεραντοχής των πλαστιμών μελών που συνδέονται με αυτά (δηλαδή των εφελκόμενων διαγώνιων συνδέσμων), παραμένοντας στην ελαστική περιοχή. Για αυτό το σκοπό απαιτείται ο ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων. Ο ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων γίνεται βάσει του ΕΑΚ, όπως περιγράφεται στα ακόλουθα.

Για σεισμό κατά τη διεύθυνση Y προέκυψε ότι η μεγαλύτερη αξονική αναπτύσσεται στο σύνδεσμο D10 και είναι $N_{Ed} = 274,2 \text{ kN}$. Η αξονική δύναμη των διαγώνιων συνδέσμων λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού αμελείται διότι είναι πολύ μικρή συγκριτικά με την αξονική δύναμη λόγω της σεισμικής δράσης. Η αντοχή των εφελκόμενων χιαστί συνδέσμων διατομής A ισούται με :

$$N_{pd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{33,94 * 23,5}{1,1} = 725,1 \text{ kN} \quad (4.1)$$

Ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης δίνεται από τον τύπο 4.2 (αμελώντας την αξονική δύναμη του συνδέσμου λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, όπως ήδη αναφέρθηκε):

$$a_{cd} = \frac{1,2 * N_{pd}}{N_{Ed}} = 3,2 > 3 \rightarrow a_{cd} = 3 \quad (4.2)$$

Όπου 1,2 είναι ο συντελεστής υπεραντοχής του χάλυβα.

Η δρώσα αξονική του υποστυλώματος C11 στο οποίο συνδέεται ο σύνδεσμος D12 για σεισμό κατά Y είναι $N_{Ed} = 522 \text{ kN}$.

Τα κατακόρυφα χιαστί που επιλέγονται θα πρέπει αφενός να διαθέτουν επαρκή εφελκυστική αντοχή και αφετέρου να ικανοποιούν το κριτήριο λυγηρότητας. Η δρώσα αξονική δύναμη λόγω υπόλοιπων δράσεων σεισμικού συνδυασμού ισούται με $N_{Vd} = 585 \text{ kN}$. Οι δρώσες ροπές είναι αμελητέες. Η δρώσα αξονική δύναμη για τον ικανοτικό έλεγχο του υποστυλώματος ισούται με:

$$N_{sd} = a_{cd} * N_{Ed} + N_{Vd} = 2151 \text{ kN} \quad (4.3)$$

Το κρίσιμο φορτίο Euler προκύπτει ως εξής :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cr}^2} \quad (4.4)$$

Όπου L_{cr} το κρίσιμο μήκος λυγισμού του υποστυλώματος, το οποίο και για τις 2 διευθύνσεις (Y και Z) ισούται με το ύψος ορόφου (3 m αφού υπέρ της ασφαλείας θεωρούμε $\beta=1$ εφόσον το πλαίσιο μας είναι αμετάθετο).

$$N_{crY} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 3831}{300^2} = 8822 \text{ kN} \quad (4.5)$$

$$N_{crZ} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 1363}{300^2} = 3139 \text{ kN} \quad (4.6)$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα δίνεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} \quad (4.7)$$

Άρα κατά τις διευθύνσεις Y και Z αντίστοιχα θα έχω

$$\bar{\lambda}_Y = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crY}}} = \sqrt{\frac{65,25 * 35,5}{8822}} = 0,51 \quad (4.8)$$

$$\bar{\lambda}_Z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crZ}}} = \sqrt{\frac{65,25 * 35,5}{3139}} = 0,86 \quad (4.9)$$

Για τα HEB 180 ισχύουν τα εξής

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{180} = 1 < 1.2 \quad (4.10)$$

και

$$t_f = 14 < 100 \text{ mm} \quad (4.11)$$

Άρα οι καμπύλες λυγισμού κατά τη Y και Z διεύθυνση είναι η b και c αντίστοιχα με $\alpha=0,34$ για την πρώτη και 0,49 για τη δεύτερη περίπτωση. Ο μειωτικός συντελεστής χ υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση ως συνάρτηση της καμπύλης λυγισμού και του συντελεστή ατελειών που εξαρτάται από την καμπύλη λυγισμού:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (4.12)$$

όπου

$$\Phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (4.13)$$

Επομένως, για τις διευθύνσεις Y και Z αντίστοιχα, ο συντελεστής Φ ισούται με 0,68 και 1,03 και ο χ με 0,88 και 0,62. Αφού λοιπόν ο $\chi_Z < \chi_Y$, η αντοχή του θλιβόμενου υποστυλώματος σε λυγισμό θα ισούται με:

$$N_{Rd} = \frac{\chi_Z * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,62 * 65,25 * 35,5}{1,1} = 1305,6 \text{ kN} \quad (4.14)$$

Επομένως θα αυξήσουμε τη διατομή του υποστυλώματος επειδή το HEB 180 δεν επαρκεί λόγω ικανοτικού αφού:

$$N_{Rd} = 1306 \text{ KN} < N_{sd} = 2151 \text{ kN} \quad (4.15)$$

Δοκιμάζουμε τη διατομή HEB 220, όπου για σεισμό κατά τη διεύθυνση Y προέκυψε ότι η μεγαλύτερη αξονική αναπτύσσεται στο σύνδεσμο D10 και είναι $N_{Ed} = 276,9 \text{ kN}$. Η αξονική δύναμη των διαγώνιων συνδέσμων λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού αμελείται διότι είναι πολύ μικρή συγκριτικά με την αξονική δύναμη λόγω της σεισμικής δράσης. Η αντοχή των εφελκόμενων χιαστί συνδέσμων, διατομής A ισούται με :

$$N_{pd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33,94 * 23,5}{1,1} = 725,1 \text{ kN} \quad (4.16)$$

Ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης δίνεται από τον τύπο 4.2 (αμελώντας την αξονική δύναμη του συνδέσμου λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, όπως ήδη αναφέρθηκε):

$$a_{cd} = \frac{1,2 * N_{pd}}{N_{Ed}} = 3,1 > 3 \rightarrow a_{cd} = 3 \quad (4.17)$$

Όπου 1,2 είναι ο συντελεστής υπεραντοχής του χάλυβα.

Η δρώσα αξονική του υποστυλώματος C11 στο οποίο συνδέεται ο σύνδεσμος D12 για σεισμό κατά Y είναι $N_{Ed} = 528 \text{ kN}$.

Τα κατακόρυφα χιαστί που επιλέγονται θα πρέπει αφενός να διαθέτουν επαρκή εφελκυστική αντοχή και αφετέρου να ικανοποιούν το κριτήριο λυγηρότητας. Η δρώσα αξονική δύναμη λόγω υπόλοιπων δράσεων σεισμικού συνδυασμού ισούται με $N_{Vd} = 592 \text{ kN}$. Οι δρώσες ροπές είναι αμελητέες. Η δρώσα αξονική δύναμη για τον ικανοτικό έλεγχο του υποστυλώματος ισούται με:

$$N_{sd} = a_{cd} * N_{Ed} + N_{Vd} = 2176 \text{ kN} \quad (4.18)$$

Το κρίσιμο φορτίο Euler προκύπτει από την εξίσωση (4.4) όπου το κρίσιμο μήκος λυγισμού του υποστυλώματος το οποίο και για τις δύο διευθύνσεις (X και Y) ισούται με το ύψος ορόφου (3 m αφού υπέρ της ασφαλείας θεωρούμε $\beta = 1$).

$$N_{crY} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 8091}{300^2} = 18634 \text{ kN} \quad (4.19)$$

$$N_{crZ} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 2843}{300^2} = 6547 \text{ kN} \quad (4.20)$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα δίνεται από τον τύπο 4.7. Άρα κατά τις διευθύνσεις Y και Z αντίστοιχα θα έχω:

$$\bar{\lambda}_Y = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crY}}} = \sqrt{\frac{91,04 * 35,5}{18634}} = 0,42 \quad (4.21)$$

$$\bar{\lambda}_Z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crZ}}} = \sqrt{\frac{91,04 * 35,5}{6547}} = 0,70 \quad (4.22)$$

Για τα HEB 220 ισχύει ότι:

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{220} = 1 < 1,2 \quad (4.23)$$

και

$$t_f = 16 < 100 \text{ mm} \quad (4.24)$$

Αρα οι καμπύλες λυγισμού κατά τη Y και Z διεύθυνση είναι η b και c αντίστοιχα με $\alpha=0,34$ για την πρώτη και 0,49 για τη δεύτερη περίπτωση. Ο μειωτικός συντελεστής χ υπολογίζεται, σύμφωνα με τη σχέση (4.12), ως συνάρτηση της καμπύλης λυγισμού και του συντελεστή ατελειών α που εξαρτάται από την καμπύλη λυγισμού. Για τις διευθύνσεις Y και Z αντίστοιχα, ο συντελεστής Φ βγαίνει από τη σχέση (4.13) και ισούται με 0,92 και 0,63, ενώ ο χ με 0,92 και 0,75. Αφού λοιπόν ο $\chi_Z < \chi_Y$, η αντοχή του θλιβόμενου υποστυλώματος σε λυγισμό θα ισούται με:

$$N_{Rd} = \frac{\chi_Z * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,75 * 91,04 * 35,5}{1,1} = 2204 \text{ kN} \quad (4.25)$$

Επομένως, η διατομή HEB 220 επαρκεί για τον ικανοτικού αφού:

$$N_{Rd} = 2204 \text{ KN} > N_{sd} = 2176 \text{ kN} \quad (4.26)$$

Για σεισμό κατά τη διεύθυνση X προέκυψε ότι η μεγαλύτερη αξονική αναπτύσσεται στο σύνδεσμο D2 και είναι $N_{Ed} = 161,2 \text{ kN}$. Η αξονική δύναμη των διαγώνιων συνδέσμων λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού αμελείται διότι είναι πολύ μικρή συγκριτικά με την αξονική δύναμη λόγω της σεισμικής δράσης. Η αντοχή των εφελκόμενων χιαστί συνδέσμων διατομής $A=33,94 \text{ cm}^2$ ισούται με :

$$N_{pd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33,94 * 23,5}{1,1} = 725,1 \text{ kN} \quad (4.27)$$

Ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης δίνεται από τον τύπο 4.2 (αμελώντας την αξονική δύναμη του συνδέσμου λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, όπως ήδη αναφέρθηκε):

$$a_{cd} = \frac{1,2 * N_{pd}}{N_{Ed}} = 9,0 > 3 \rightarrow a_{cd} = 3 \quad (4.28)$$

Όπου 1,2 είναι ο συντελεστής υπεραντοχής του χάλυβα.

Η δρώσα αξονική του υποστυλώματος C15 στο οποίο συνδέεται ο σύνδεσμος D2 για σεισμό κατά X είναι $N_{Ed} = 282 \text{ kN}$. Τα κατακόρυφα χιαστί που επιλέγονται θα πρέπει αφενός να διαθέτουν επαρκή εφελκυστική αντοχή και αφετέρου να ικανοποιούν το κριτήριο λυγηρότητας. Η δρώσα αξονική δύναμη λόγω υπολοίπων δράσεων σεισμικού συνδυασμού ισούται με $N_{Vd} = 558 \text{ kN}$. Οι δρώσες ροπές είναι αμελητέες. Η δρώσα αξονική δύναμη για τον ικανοτικό έλεγχο του υποστυλώματος ισούται με:

$$N_{sd} = a_{cd} * N_{Ed} + N_{Vd} = 1404 \text{ kN} \quad (4.29)$$

Το κρίσιμο φορτίο Euler προκύπτει από την εξίσωση (4.4) όπου το κρίσιμο μήκος λυγισμού του υποστυλώματος και για τις δύο διευθύνσεις (X και Y) ισούται με το ύψος ορόφου (3 m αφού υπέρ της ασφαλείας θεωρούμε $\beta=1$).

$$N_{crY} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 8091}{300^2} = 18634 \text{ kN} \quad (4.30)$$

$$N_{crZ} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 2843}{300^2} = 6547 \text{ kN} \quad (4.31)$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα δίνεται από το τύπο 4.7. Άρα κατά τις διευθύνσεις Y και Z αντίστοιχα θα έχω:

$$\bar{\lambda}_Y = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crY}}} = \sqrt{\frac{91,04 * 35,5}{18634}} = 0,42 \quad (4.32)$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crz}}} = \sqrt{\frac{91,04 * 35,5}{6547}} = 0,70 \quad (4.33)$$

Για τα HEB 220 ισχύουν τα εξής:

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{220} = 1 < 1,2 \quad (4.34)$$

και

$$t_f = 16 < 100 \text{ mm} \quad (4.35)$$

Άρα οι καμπύλες λυγισμού κατά τη Y και Z διεύθυνση είναι η b και c αντίστοιχα με $\alpha=0,34$ για την πρώτη και 0,49 για τη δεύτερη περίπτωση. Ο μειωτικός συντελεστής χ υπολογίζεται, σύμφωνα με τη σχέση (4.12), ως συνάρτηση της καμπύλης λυγισμού και του συντελεστή ατελειών α που εξαρτάται από την καμπύλη λυγισμού. Για τις διευθύνσεις Y και Z αντίστοιχα, ο συντελεστής Φ βγαίνει από τη σχέση (4.13) και ισούται με 0,92 και 0,63, ενώ ο χ με 0,92 και 0,75. Αφού λοιπόν ο $\chi_z < \chi_y$, η αντοχή του θλιβόμενου υποστυλώματος σε λυγισμό θα ισούται με:

$$N_{Rd} = \frac{\chi_z * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,75 * 91,04 * 35,5}{1,1} = 2204 \text{ kN} \quad (4.36)$$

Επομένως η διατομή HEB 220 επαρκεί για τον ικανοτικού αφού:

$$N_{Rd} = 2204 \text{ KN} > N_{sd} = 1404 \text{ KN} \quad (4.37)$$

4.3.2 Έλεγχος διατομής υποστυλώματος

Έλεγχος υποστυλώματος έναντι τοπικού λυγισμού

Τα HEB 220 για χάλυβα S355, σύμφωνα με τους πίνακες των διατομών (Bagias I. et al. 2008), ανήκουν για την περίπτωση καθαρής θλίψης, που είναι η δυσμενέστερη, στην κατηγορία 1 επομένως επαρκεί έναντι τοπικού λυγισμού.

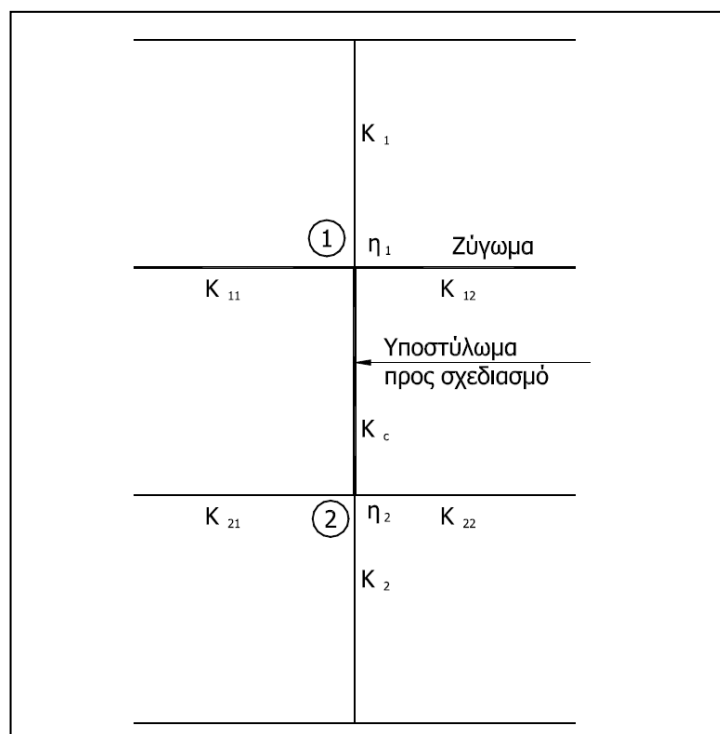
Έλεγχος υποστυλώματος έναντι μέγιστης αξονική

Η μέγιστη αξονική, σύμφωνα με την ανάλυση που πήραμε από το πρόγραμμα πεπερασμένων, εμφανίζεται στα υποστυλώματα C10 και C9 για το συνδυασμό $1,35 * G + 1,50 * Q + 0,00 * EX + 0,00 * EY$ και ισούται με -1239 kN. Για να βρούμε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού θα ακολουθήσουμε τη θεωρία του Wood R. Το πλαίσιο μας, εξαιτίας της ύπαρξης χιαστί συνδέσμων ως προς και τις 2 διεύθυνσης, θεωρείται αμετάθετο. Ως προς τον ισχυρό άξονα ισχύει ότι η δυσκαμψία του υποστυλώματος K_C και της δοκού K_B δίνεται ως εξής:

$$K_C = \frac{I_C}{L_C} = \frac{I_Y}{L_Y} = \frac{8091}{300} = 26,97 \quad (4.38)$$

$$K_B = \frac{0,75 * I_{HEA240}}{L_B} = \frac{I_Y}{L_Y} = \frac{7763}{600} = 9,70 \quad (4.39)$$

Όπου το 0,75 είναι ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας της δοκού για άρθρωση στο απομακρυσμένο άκρο. Οι συντελεστές κατανομής των άκρων του εξεταζόμενου υποστυλώματος, η_1 και η_2 , δίνονται από τις σχέσεις 4.40 και 4.41 αντίστοιχα, στις οποίες το εξεταζόμενο υποστυλώμα είναι το C10 του ισογείου, το οποίο είναι εσωτερικό και δέχεται τη μέγιστη θλίψη.



Εικ. 4.9 Συντελεστές κατανομής η_1 και η_2 για συνεχή υποστυλώματα [Bagias I. et al. 2008].

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{2 * K_C}{2 * K_C + 2 * K_B} = 0,74 \quad (4.40)$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 1,00 \quad (4.41)$$

Όπου το η_2 ισούται με τη μονάδα, γιατί το υποστώμα είναι αρθρωτό στη βάση του. Από το σχήμα 4.10 βρίσκουμε ότι ο συντελεστής β του ισοδύναμου μήκους λυγισμού ισούται με 0,89. Συνεπώς, η ανηγμένη λυγηρότητα θα ισούται με:

$$\bar{\lambda}_Y = \frac{\beta * L_{cr}}{\lambda_1 * i_y} = \frac{0,89 * 300}{76,41 * 9,43} = 0,37 \quad (4.42)$$

Η συμπεριφορά του HEB 220, όπως έχει ήδη αναφερθεί, περιγράφεται για τον ισχυρό άξονα από την b καμπύλη με $\alpha=0,34$. Επομένως από τις σχέσεις 4.12 και 4.13 παίρνουμε $\Phi=0,60$ και $\chi_Y=0,94$.

Με παρόμοιο σκεπτικό κατά τον ασθενή άξονα έχουμε:

$$K_C = \frac{I_C}{L_C} = \frac{I_Z}{L_Z} = \frac{2843}{300} = 9,48 \quad (4.43)$$

$$K_B = \frac{0,75 * I_{HEA200}}{L_B} = \frac{I_Y}{L_Y} = \frac{0,75 * 3692}{600} = 4,62 \quad (4.44)$$

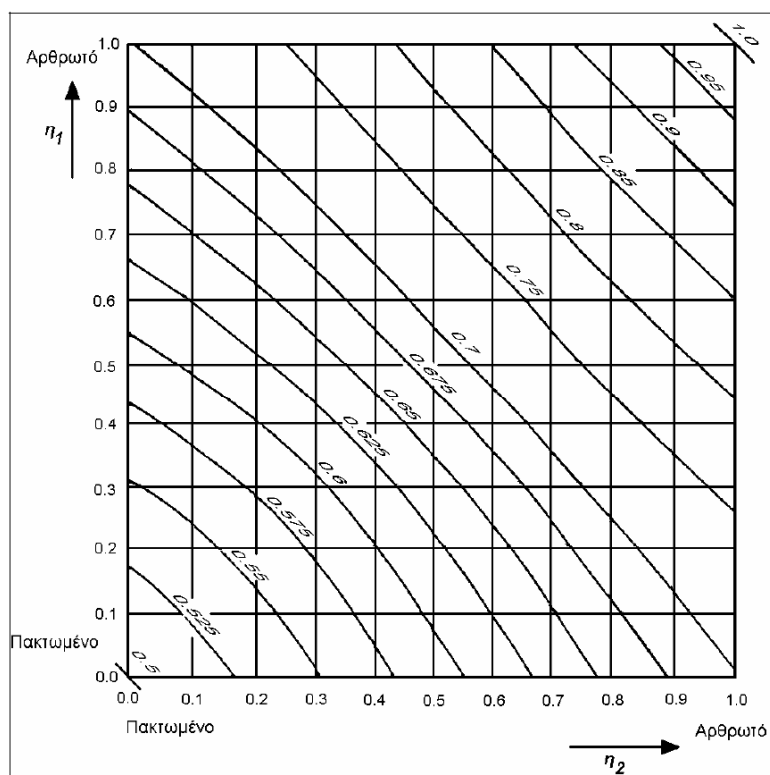
Όπου το 0,75 είναι ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας της δοκού για άρθρωση στο απομακρυσμένο άκρο. Οι συντελεστές κατανομής των άκρων του εξεταζόμενου υποστυλώματος, η_1 και η_2 , δίνονται από τις σχέσεις 4.40 και 4.41 και ισούνται με

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{2 * K_C}{2 * K_C + 2 * K_B} = 0,34 \quad (4.45)$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 1,00 \quad (4.46)$$

Όπου το η_2 ισούται με τη μονάδα, γιατί το υποστύλωμα είναι αρθρωτό στη βάση του. Από το σχήμα 4.10 βρίσκουμε ότι ο συντελεστής β του ισοδύναμου μήκους λυγισμού ισούται με 0,58. Συνεπώς, η ανηγμένη λυγηρότητα θα ισούται με:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\beta * L_{cr}}{\lambda_1 * i_z} = \frac{0,58 * 300}{76,41 * 5,59} = 0,41 \quad (4.47)$$



Εικ. 4.10 Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού L_{cr}/L για υποστύλωμα με αμετάθετα άκρα [Bagias I. et al. 2008].

Η συμπεριφορά του HEB 220, όπως έχει ήδη αναφερθεί περιγράφεται για τον ασθενή άξονα από την c καμπύλη με $\alpha=0,49$. Συνεπώς, από τις σχέσεις 4.12 και 4.13 παίρνουμε $\Phi=0,64$ και $\chi_z=0,89$. Αφού λοιπόν $\chi_z < \chi_y$ η αντοχή του θλιβόμενου υποστυλώματος σε λυγισμό θα ισούται με

$$N_{Rd} = \frac{\chi_z * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,89 * 91,04 * 35,5}{1,1} = 2615 \text{ kN} \quad (4.48)$$

Άρα το HEB 220 επαρκεί έναντι λυγισμού αφού:

$$N_{Rd} = 2615 \text{ kN} > N_{sd} = 1239 \text{ kN} \quad (4.49)$$

Έλεγχος υποστυλώματος σε διάτμηση κάμψη και αξονική

Η μέγιστη κάμψη παρουσιάζεται στο ύψος του τρίτου επιπέδου στο C20, λόγω του μη σεισμικού συνδυασμού και έχει τιμή 11 kNm. Ταυτόχρονα σ' αυτό το μέλος έχουμε τη μέγιστη τέμνουσα που είναι 6,4 kN και θλίψη ίση με 156 kN. Στη διατομή δεν χρειάζεται απομείωση λόγω τέμνουσας εφόσον:

$$V_{Ed,z} = 6,4 \text{ kN} \ll 0,5 * V_{Pl,Rd} = 0,5 \frac{A_{vz} * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{0,5 * 27,92 * 35,5}{\sqrt{3} * 1,1} = 260 \text{ kN} \quad (4.50)$$

Κατά τον ασθενή άξονα η τέμνουσα είναι αμελητέα. Λόγω αξονικής και κάμψης δεν θα έχουμε απομείωση της πλαστικής αντοχής αφού, όπως φαίνεται παρακάτω ικανοποιούνται και τα 2 κριτήρια που θέτει ο ευρωκώδικας για διπλής συμμετρίας διατομές κατηγορίας 1.

$$N_{Ed} = 157 \text{ kN} \leq 0,25 * N_{Pl,Rd} = \frac{0,25 * A * f_y}{\gamma_{M0}} = 735 \text{ kN} \quad (4.51)$$

και

$$N_{Ed} = 157 \text{ kN} \leq \frac{0,5 * A_w * f_y}{\gamma_{M0}} = 288 \text{ kN} \quad (4.52)$$

Επομένως, για τη ροπή ισχύει ότι :

$$M_{y,Ed} = 1100 \text{ kNcm} < M_{Rd} = \frac{W_{Pl} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{827 * 35,5}{1,1} = 26690 \text{ kNcm} \quad (4.53)$$

Έλεγχος υποστυλώματος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κάμψης και θλίψη

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για το υποσύλωμα θα είναι :

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * EI_Z}{(k * L_T)^2} * \left\{ \left[\frac{k}{k_w} \right]^2 * \frac{I_w}{I_Z} + \frac{(k * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * EI_Z} + (C_2 * z_g - C_3 * z_j)^2 \right\}^{0,5} - (C_2 * z_g - C_3 * z_j) \Bigg\} =$$

$$M_{cr} = 2,927 * \frac{\pi^2 * 21000 * 2843}{(1 * 300)^2} * \left\{ \left[\frac{1}{1} \right]^2 * \frac{295400}{2843} + \frac{(1 * 300)^2 * 8077 * 76,57}{\pi^2 * 21000 * 2843} + (0 * 11 - 0,366 * 0)^2 \right\}^{0,5} - 0 \Bigg\} =$$

$$M_{cr} = 269904 \text{ kNcm} \quad (4.54)$$

Για τα HEB 220 ισχύουν τα εξής:

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{220} = 1 < 2 \quad (4.55)$$

Επομένως, η καμπύλη λυγισμού είναι α με συντελεστή ατελειών $\alpha_{LT}=0,21$. Από τις σχέσεις 4.13 και 4.12 συνεπάγεται αντίστοιχα $\Phi_{LT}=0,57$ και $\chi_{LT}=0,97$. Άρα η διατομή επαρκεί αφού:

$$M_{y,Ed} = 1100 \text{ kNcm} < M_{Rd} = 25900 \text{ kNcm} \quad (4.56)$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού που χρησιμοποιήθηκε στις σχέσεις του Φ_{LT} και χ_{LT} δίνεται από τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{Pl,Y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{827 * 35,5}{269904}} = 0,33 > 0,2 \quad (4.57)$$

Σύμφωνα με τη δεύτερη μέθοδο ισχύει ότι για $\psi = -0,71$

$$C_{mY} = C_{mZ} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4 * \psi = 0,32 < 0,4 \Rightarrow C_{mY} = C_{mZ} = C_{mLT} = 0,4 \quad (4.58)$$

Για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις και για $\bar{\lambda}_Y - 0,2 = 0,17 < 0,8$

$$k_{yy} = C_{mY} * \left(1 + 0,17 * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 1,48 \quad (4.59)$$

$$k_{zy} = 0,6 * k_{yy} = 0,89 \quad (4.60)$$

Επομένως, ο τελικός έλεγχος για το υποστύλωμα ικανοποιείται αφού είναι:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk}} + k_{yy} * \frac{M_{E,Rd}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk}} = 0,45 + 0,062 = 0,51 < 1 \quad (4.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk}} + k_{zy} * \frac{M_{E,Rd}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk}} = 0,50 + 0,037 = 0,54 < 1 \quad (4.62)$$

4.3.3 Έλεγχος χιαστί συνδέσμων

Στους χιαστί συνδέσμους θα ελεγχθεί τόσο η επάρκεια της εφελκυστικής τους αντοχής, όσο και η λυγηρότητά τους. Από την ανάλυση που πήραμε από το πρόγραμμα ETABS βρέθηκε ότι η μέγιστη αξονική που αναπτύσσεται είναι στο D10, ισούται με $N_{Ed} = 339$ kN και προέρχεται από το σεισμικό συνδυασμό κατά τη Y διεύθυνση. Η αντοχή του χιαστί προκύπτει από τη σχέση (4.1). Επομένως, ο χιαστί επαρκεί αφού:

$$N_{pd} = 725 \text{ kN} \gg N_{Ed} = 339 \text{ kN} \quad (4.63)$$

Ωστόσο, σύμφωνα με το παράρτημα Γ του ΕΑΚ (Ειδικό Κανόνες εφαρμογής για φέροντα στοιχεία από χάλυβα, σχέση Γ5), η λυγηρότητα των διαγώνιων συνδέσμων πρέπει να είναι εν γένει περιορισμένη και συγκεκριμένα να ικανοποιείται το ακόλουθο κριτήριο λυγηρότητας.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} < 1,5 \quad (4.64)$$

Όπου:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cr}^2} \quad (4.65)$$

Τόσο κατά τον ισχυρό άξονα, όσο και κατά τον ασθενή άξονα, ο κόμβος του χιαστί προσφέρει πλευρική εξασφάλιση, άρα το μήκος λυγισμού είναι το μισό του συνολικού μήκους του χιαστί (0.5l). Βέβαια, κατά τον ασθενή άξονα δεν είναι σίγουρη η πλήρη εξασφάλιση και γι' αυτό θεωρείται υπέρ της ασφαλείας, ως μήκος λυγισμού, όλο το μήκος του χιαστί (l). Το μήκος l του χιαστί βγαίνει από το πυθαγόρειο θεώρημα ίσο με 670 cm. Επομένως, έχουμε $L_{cry}=335$ cm και το $L_{crz}=670$ cm.

$$N_{crY} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cry}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 1250}{(0,5 * 670)^2} = 2309 \text{ kN} \quad (4.66)$$

και

$$N_{crZ} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{crz}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 1250}{670^2} = 577 \text{ kN} \quad (4.67)$$

Επομένως, όπως φαίνεται και από τις παρακάτω σχέσεις, ο περιορισμός λυγηρότητας κατά τον ΕΑΚ ικανοποιείται.

$$\bar{\lambda}_Y = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crY}}} = \sqrt{\frac{33,94 * 23,5}{2309}} = 0,6 < 1,5 \quad (4.68)$$

και

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crz}}} = \sqrt{\frac{33,94 * 23,5}{577}} = 1,2 < 1,5 \quad (4.69)$$

4.3.4 Έλεγχος κυριών δοκών

Οι κύριες δοκοί καταπονούνται σε κάμψη λόγω των κατακόρυφων φορτίων που τους μεταβιβάζουν οι τεγίδες. Θεωρούνται πλευρικά εξασφαλισμένες εξαιτίας της ύπαρξης του χαλυβδόφυλλου. Η μέγιστη ροπή που εμφανίζεται οφείλεται στο μη σεισμικό συνδυασμό και ισούται με $M_{Ed}=218$ kNm. Ταυτόχρονα, σ αυτό το μέλος θα θεωρήσουμε υπέρ ασφαλείας ότι έχουμε τη μέγιστη τέμνουσα και αξονική, που είναι 111 kN και 81 kN αντίστοιχα. Στη διατομή δεν χρειάζεται απομείωση εξαιτίας της τέμνουσας εφόσον:

$$V_{Ed,z} = 111 \text{ kN} \ll 0,5 * V_{Pl,Rd} = 0,5 * \frac{A_{vz} * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{0,5 * 25,18 * 35,5}{\sqrt{3} * 1,1} = 235 \text{ kN} \quad (4.70)$$

Κατά τον ασθενή άξονα η τέμνουσα είναι αμελητέα. Λόγω αξονικής και κάμψης δεν θα έχουμε απομείωση της πλαστικής αντοχής αφού, όπως φαίνεται παρακάτω ικανοποιούνται και τα 2 κριτήρια που θέτει ο ευρωκώδικας για διπλής συμμετρίας διατομές κατηγορίας 1.

$$N_{Ed} = 81 \text{ kN} \leq 0,25 * N_{Pl,Rd} = \frac{0,25 * A * f_y}{\gamma_{M0}} = 620 \text{ kN} \quad (4.71)$$

και

$$N_{Ed} = 81 \text{ kN} \leq \frac{0,5 * A_w * f_y}{\gamma_{M0}} = 249 \text{ kN} \quad (4.72)$$

Επομένως για τη ροπή ισχύει ότι :

$$M_{y,Ed} = 21800 \text{ kNcm} < M_{Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{744,6 * 35,5}{1,1} = 24030 \text{ kNcm} \quad (4.73)$$

Η μέγιστη θλίψη που είναι 68 kN εμφανίζεται σε συνδυασμό με ροπή 71 kNm. Το μήκος λυγισμού ισούται με το μήκος της δοκού και είναι ίσο με 600 cm. Για την HEA 240 λοιπόν ισχύουν τα εξής:

$$N_{crY} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 7763}{600^2} = 4469 \text{ kN} \quad (4.74)$$

$$N_{crZ} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 2843}{600^2} = 1637 \text{ kN} \quad (4.75)$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα δίνεται από το τύπο 4.7. Άρα κατά τις διευθύνσεις Y και Z αντίστοιχα θα έχω:

$$\bar{\lambda}_Y = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crY}}} = \sqrt{\frac{76,84 * 35,5}{4469}} = 0,78 \quad (4.76)$$

$$\bar{\lambda}_Z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crZ}}} = \sqrt{\frac{76,84 * 35,5}{1637}} = 1,30 \quad (4.77)$$

Για τη HEA 240 ισχύει ότι:

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,96 < 1,2 \quad (4.78)$$

και

$$t_f = 12 < 100 \text{ mm} \quad (4.79)$$

Άρα οι καμπύλες λυγισμού κατά τη Y και Z διεύθυνση είναι η b και c αντίστοιχα με $\alpha=0,34$ για την πρώτη και 0,49 για τη δεύτερη περίπτωση. Ο μειωτικός συντελεστής χ υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (4.12) ως συνάρτηση της καμπύλης λυγισμού και του συντελεστή ατελειών α , που εξαρτάται από την καμπύλη λυγισμού. Για τις διευθύνσεις Y και Z αντίστοιχα, ο συντελεστής Φ βγαίνει από τη σχέση (4.13) και ισούται με 0,90 και 1,61 ενώ ο χ με 0,74 και 0,39.

Σύμφωνα με τη δεύτερη μέθοδο ισχύει ότι για $\psi=1$

$$C_{mY} = C_{mZ} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4 * \Psi = 1 > 0,4 \Rightarrow C_{mY} = C_{mZ} = C_{mLT} = 1 \quad (4.80)$$

Για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις και $\bar{\lambda}_Y - 0,2 = 0,58 < 0,8$ ισχύει ότι:

$$k_{yy} = C_{mY} * \left(1 + 0,58 * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 1,02 \quad (4.81)$$

$$k_{zz} = 0,6 * k_{yy} = 0.61 \quad (4.82)$$

Επομένως, ο τελικός έλεγχος για της δοκούς ικανοποιείται αφού είναι:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} = 0,04 + 0,30 = 0,34 < 1 \quad (4.83)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} * \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} = 0,07 + 0,18 = 0,25 < 1 \quad (4.84)$$

4.3.5 Έλεγχος τεγίδων

Η μέγιστη ροπή που εμφανίζεται, οφείλεται στο μη σεισμικό συνδυασμό και ισούται με $M_{Ed}=71$ kNm. Ταυτόχρονα σε αυτό το μέλος θα θεωρήσουμε υπέρ ασφαλείας ότι έχουμε τη μέγιστη τέμνουσα και αξονική, που είναι 42 kN και 56 kN αντίστοιχα. Στη διατομή δεν χρειάζεται απομείωση λόγω τέμνουσας εφόσον:

$$V_{Ed,z} = 42 \text{ kN} \ll 0,5 * V_{Pl,Rd} = 0,5 * \frac{A_{vz} * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{0,5 * 18,08 * 23,5}{\sqrt{3} * 1,1} = 112 \text{ kN} \quad (4.85)$$

Κατά τον ασθενή άξονα η τέμνουσα είναι αμελητέα. Λόγω αξονικής και κάμψης δεν θα έχουμε απομείωση της πλαστικής αντοχής αφού όπως φαίνεται παρακάτω ικανοποιούνται και τα 2 κριτήρια που θέτει ο ευρωκώδικας για διπλής συμμετρίας διατομές κατηγορίας 1.

$$N_{Ed} = 56 \text{ kN} \leq 0,25 * N_{Pl,Rd} = \frac{0,25 * A * f_y}{\gamma_{M0}} = 288 \text{ kN} \quad (4.86)$$

και

$$N_{Ed} = 56 \text{ kN} \leq \frac{0,5 * A_w * f_y}{\gamma_{M0}} = 118 \text{ kN} \quad (4.87)$$

Επομένως, για τη ροπή ισχύει ότι :

$$M_{y,Ed} = 7100 \text{ kNcm} < M_{Rd} = \frac{W_{Pl} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{429,5 * 23,5}{1,1} = 9176 \text{ kNcm} \quad (4.88)$$

Η μέγιστη θλίψη, που είναι 82 kN, εμφανίζεται σε συνδυασμό με ροπή 12 kNm. Το μήκος λυγισμού ισούται με το μήκος της δοκού και είναι ίσο με 600 cm. Για τη HEA 200 λοιπόν ισχύουν τα εξής:

$$N_{crY} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 3692}{600^2} = 2126 \text{ kN} \quad (4.89)$$

$$N_{crZ} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 1336}{600^2} = 769 \text{ kN} \quad (4.90)$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα δίνεται από το τύπο 4.7. Άρα κατά τις διευθύνσεις Y και Z αντίστοιχα θα έχω

$$\bar{\lambda}_Y = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crY}}} = \sqrt{\frac{53,83 * 23,5}{2126}} = 0,77 \quad (4.91)$$

$$\bar{\lambda}_Z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crZ}}} = \sqrt{\frac{53,83 * 23,5}{769}} = 1,28 \quad (4.92)$$

Για τη HEA 200 ισχύει ότι:

$$\frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0,95 < 1,2 \quad (4.93)$$

και

$$t_f = 10 < 100 \text{ mm} \quad (4.94)$$

Άρα οι καμπύλες λυγισμού κατά τη Y και Z διεύθυνση είναι η b και c αντίστοιχα, με $\alpha=0,34$ για την πρώτη και 0,49 για τη δεύτερη περίπτωση. Ο μειωτικός συντελεστής χ υπολογίζεται, σύμφωνα με τη σχέση (4.12), ως συνάρτηση της καμπύλης λυγισμού και του συντελεστή ατελειών α που εξαρτάται από την καμπύλη λυγισμού. Για τις διευθύνσεις Y και Z αντίστοιχα, ο συντελεστής Φ υπολογίζεται από τη σχέση (4.13) και ισούται με 0,89 και 1,50, ενώ ο χ με 0,74 και 0,44.

Σύμφωνα με τη δεύτερη μέθοδο ισχύει ότι για $\psi=1$

$$C_{mY} = C_{mZ} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4 * \Psi = 1 > 0,4 \Rightarrow C_{mY} = C_{mZ} = C_{mLT} = 1 \quad (4.95)$$

Για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις και $\bar{\lambda}_Y - 0,2 = 0,57 < 0,8$ ισχύει ότι:

$$k_{yy} = C_{mY} * \left(1 + 0,58 * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 1,06 \quad (4.96)$$

$$k_{zz} = 0,6 * k_{yy} = 0,63 \quad (4.97)$$

Επομένως, ο τελικός έλεγχος για τις δοκούς ικανοποιείται αφού είναι:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} = 0,10 + 0,14 = 0,24 < 1 \quad (4.98)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk}} + k_{zz} * \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} = 0,17 + 0,08 = 0,25 < 1 \quad (4.99)$$

4.4 Ανάλυση για τυχηματική φόρτιση

Όπως έχει προαναφερθεί, οι κίνδυνοι που μπορεί να κλιθεί να αντιμετωπίσει μία κατασκευή είναι πολλοί. Περιλαμβάνουν από ακραία καιρικά φαινόμενα μέχρι ισχυρούς σεισμούς και από πτώσεις οχημάτων μέχρι και τρομοκρατικές ενέργειες. Θα ήταν λοιπόν οικονομικά ασύμφορο και πολλές φορές αδύνατο, λόγω άγνοιας του μεγέθους τους, να εξετάζαμε κάθε ένα εξ' αυτών ξεχωριστά. Για το λόγο αυτό, δεν θα ασχοληθούμε με τα ίδια τα τυχηματικά σενάρια, αλλά με την ενίσχυση της κατασκευής, ώστε αυτή να μπορεί να αντεπεξέλθει σε αυτά. Οι περισσότεροι απ' αυτούς τους κινδύνους έχουν ως συνέπεια την απώλεια ενός βασικού στοιχείου. Στην περίπτωση των απλών οικοδομικών έργων, όπως το παράδειγμά μας, βασικό στοιχείο μπορεί να θεωρηθεί ένα υποστύλωμα.

Ως κρίσιμο υποστύλωμα για την κατασκευή μας κρίθηκε το C9 (Εικ. 4.4) στη στάθμη ισογείου, το οποίο μαζί με το C10 έχουν το μεγαλύτερο βαθμό εκμετάλλευσης υπό τους μη τυχηματικούς συνδυασμούς φόρτισης. Θα προχωρήσουμε λοιπόν σε απομάκρυνση του υποστυλώματος και έπειτα με στατική ανάλυση θα ελέγξουμε την ικανότητα του φορέα να παραλάβει τον τυχηματικό συνδυασμό:

$$1,00 * G + 0,50 * Q + Ad \quad (4.100)$$

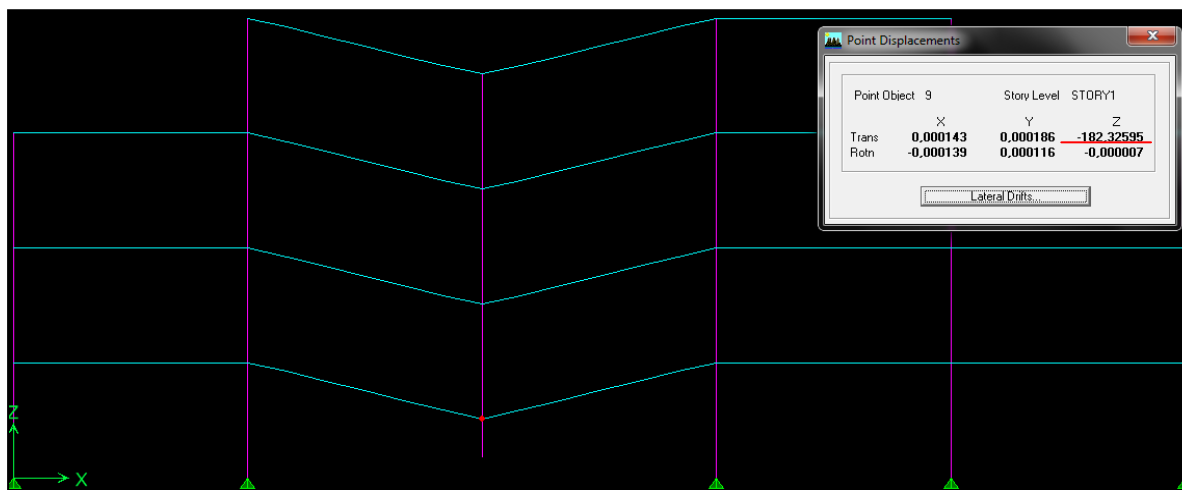
όπου Ad είναι, σύμφωνα με τον ευρωκώδικα, η τυχηματική δράση, που στη προκειμένη είναι η απομάκρυνση του υποστυλώματος, ενώ 0,5 είναι η προτεινόμενη τιμή του συντελεστή $\Psi_{1,1}$ για κτίρια κατοικιών. Έπειτα, αφού εξασφαλίσουμε, με διαφορετικούς τρόπους κάθε φορά, την ευστάθεια της κατασκευής θα αποκαθιστούμε το εν λόγω υποστύλωμα και θα προχωράμε σε διαδοχικές απομακρύνσεις άλλων κρίσιμων στοιχείων, όπως των C4 ή C5, C6, C7 ή C12, C14, C19 και C20 (Εικ. 4.4).

Σκοπός αυτής τις διαδικασίας θα είναι η δημιουργία μίας εύρωστης κατασκευής με πολλαπλούς δρόμους μεταφοράς και απόσβεσης των φορτίων, ικανή να αντεπεξέλθει σε συνθήκες που δεν προβλέπονται από τους κοινούς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων και του ευρωκώδικα 8. Θα ελεγχθούν κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας, ενώ θα γίνει και μία συνοπτική παρουσίαση των προτερημάτων και μειονεκτημάτων κάθε λύσης, ώστε να μπορεί να επιλεγεί η βέλτιστη δυνατή ανάλογα τις ανάγκες του κυρίου του έργου.

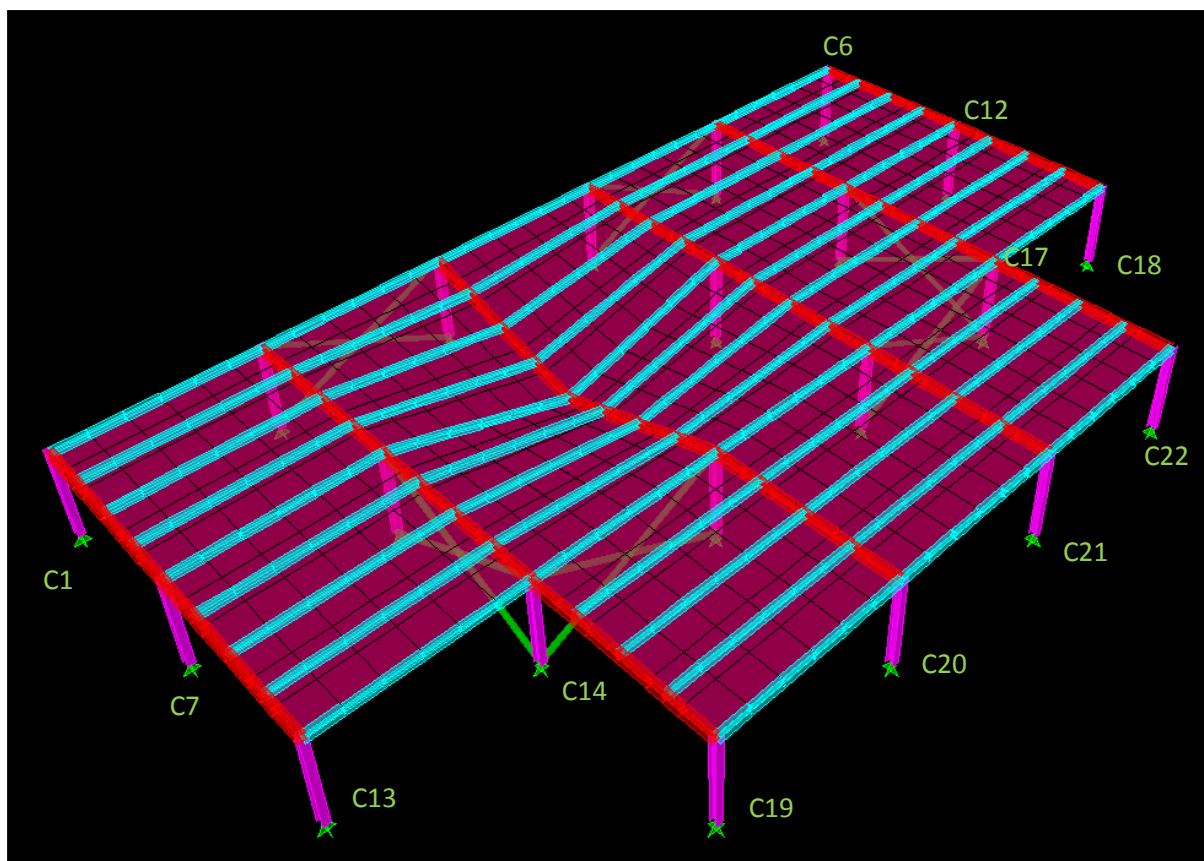
4.5 Αρθρωτές συνδέσεις δοκών υποστυλωμάτων

4.5.1 Γενικά

Στο αρχικό μας κτίριο οι συνδέσεις των δοκών στα υποστυλώματα είναι αρθρωτές, ώστε να μην τους μεταβιβάζεται ροπή. Αρχικά λοιπόν θα προτείνουμε διάφορους τρόπους για την ενίσχυση του κτιρίου χωρίς να επέμβουμε στη μορφή των συνδέσεων, που κατασκευαστικά έχουν πολλά προτερήματα. Επειδή διατηρούμε τις αρθρωτές συνδέσεις, κύριο πρόβλημα που αντιμετωπίζει αυτή η λύση είναι ότι καθώς απομακρύνουμε ένα υποστύλωμα δημιουργείται μηχανισμός δοκού, όπως φαίνεται και από την εικόνα 4.11. Στην εικόνα 4.12 φαίνεται η απεικόνιση των δοκών και του πατώματος του πρώτου ορόφου μετά την απομάκρυνση του C9. Παρόμοια παραμόρφωση έχουν και οι άνωθεν όροφοι.



Εικ. 4.11 Μηχανισμός δοκού μετά την απομάκρυνση του υποστυλώματος.



Εικ. 4.12 Παραμόρφωση δοκών και πατώματος πρώτου ορόφου μετά την απομάκρυνση του υποστυλώματος.

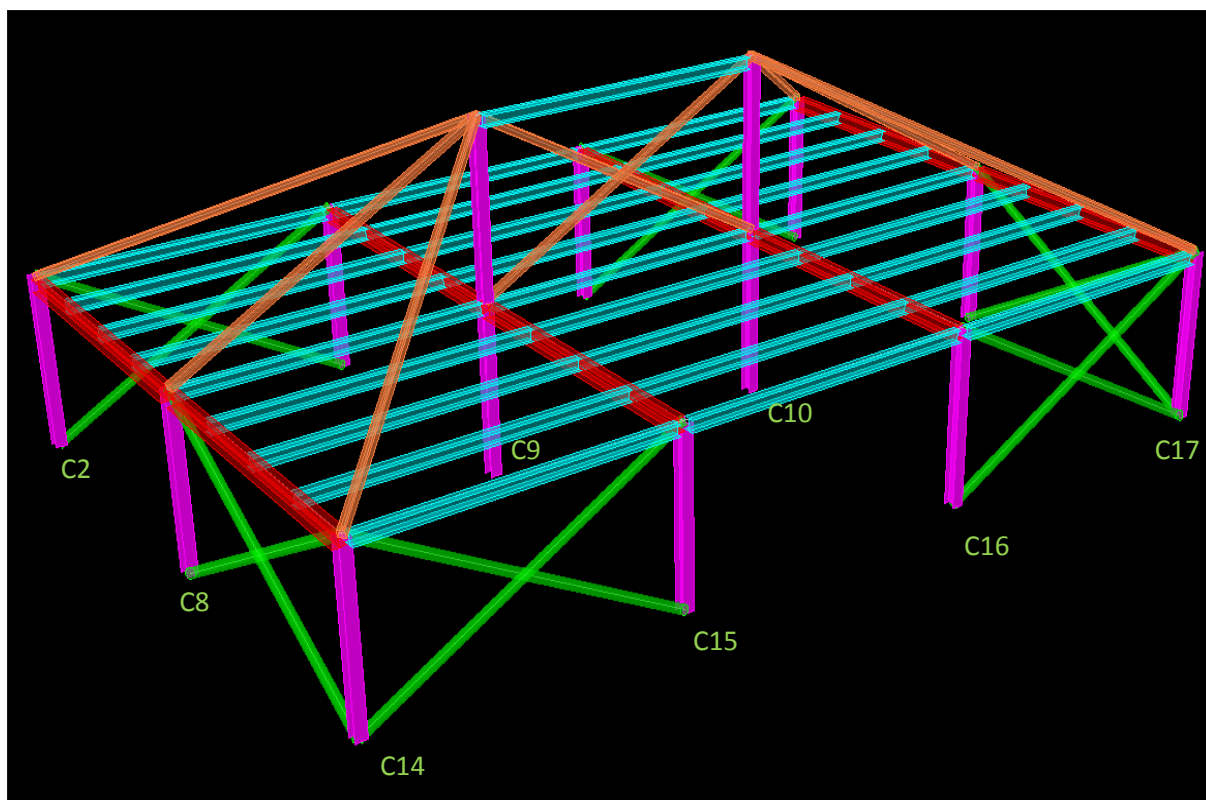
Οι εντάσεις που αναπτύσσονται στα μέλη της κατασκευής μας είναι εντός των επιτρεπτών ορίων (Παράρτημα Α). Για τις κύριες δοκούς η μέγιστη κάμψη είναι 217 kNm, τη στιγμή που η πλαστική αντοχή τους, σύμφωνα με τη σχέση (4.73), είναι ίση με 240 kNm. Για τις τεγίδες η μέγιστη ένταση φτάνει τα 42 kNm τη στιγμή που η αντοχή τους, σύμφωνα με τη σχέση (4.88) αγγίζει τα 92 kNm. Τέλος, στο δυσμενέστερο υποστυλώμα, η αξονική είναι 1112 kN, πολύ μικρότερα από τα 2497 kN που είναι η αντοχή του έναντι καθολικού λυγισμού (σχέση 4.48).

Σε αντίθεση με τα εντατικά μεγέθη, τα βέλη είναι απαράδεκτα υψηλά. Αν θεωρήσουμε ότι το υπό εξέταση άνοιγμα έχει μήκος 12 m (6 m + 6 m λόγω απώλειας της στήριξης), τότε το βέλος δεν πρέπει να ξεπερνά τα $L/250$ που ισούται με 4,8 cm. Είναι επομένως επιτακτική η ανάγκη, όπως φαίνεται και από τις εικόνες 4.11 και 4.12, να μειώσουμε τα βέλη που φτάνουν μέχρι και τα 182 cm (Εικ. 4.11).

4.5.2 Λύση πρώτη: Χρήση δικτύωματος 1

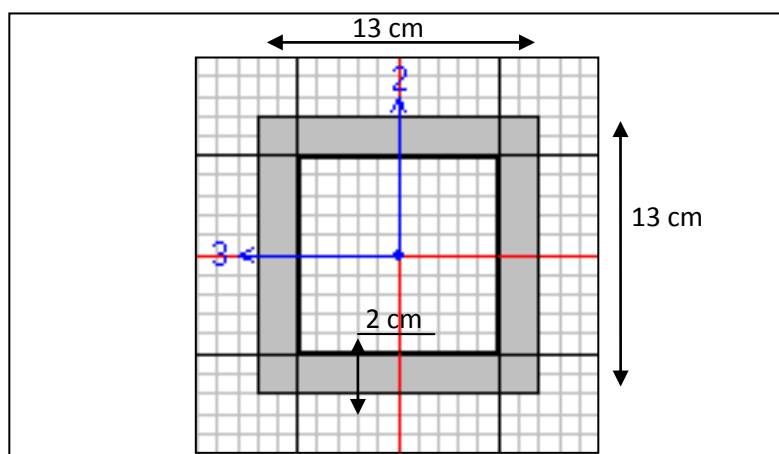
Με τη χρήση ενός δικτύωματος θα προσπαθήσουμε να αναρτήσουμε τα υποστυλώματα από την οροφή, έτσι ώστε σε περίπτωση απώλειας κάποιου εξ αυτών, τα φορτία που του αναλογούσαν να μεταφερθούν στα υπόλοιπα γειτονικά. Προκειμένου να κατασκευάσουμε το δικτύωμα, ουσιαστικά προσθέτουμε έναν ακόμα όροφο στην κατασκευή, ο οποίος όμως θα συνεισφέρει στα στατικά φορτία μόνο σαν ίδιο βάρος των μεταλλικών στοιχείων, καθώς δεν θα υπάρχει κάποια οροφή πάνω απ' αυτόν.

Αρχικά λοιπόν τοποθετούμε δύο HE220-B τριών m ως συνέχεια των υποστυλωμάτων C9 και C10. Οι κορυφές αυτών των 2 θα συνδέονται με μία δοκό HEA 200 η οποία θα εξασφαλίζει πλαισιωτή λειτουργία κατά τον ασθενή τους άξονα (Εικ. 4.13). Στη συνέχεια προσπαθούμε αρχικά να εξασφαλίσουμε τα 2 αυτά κρίσιμα υποστυλώματα αναρτώντας τα μεταξύ τους. Αυτό θα μπορούσε να επιτευχθεί με τη χρήση καλωδίων. Ωστόσο στο παράδειγμά μας, αντί για καλώδια θα χρησιμοποιήσουμε ορθογωνική διατομή, για την οποία θα δεχτούμε ότι λειτουργεί μόνον αξονικά.



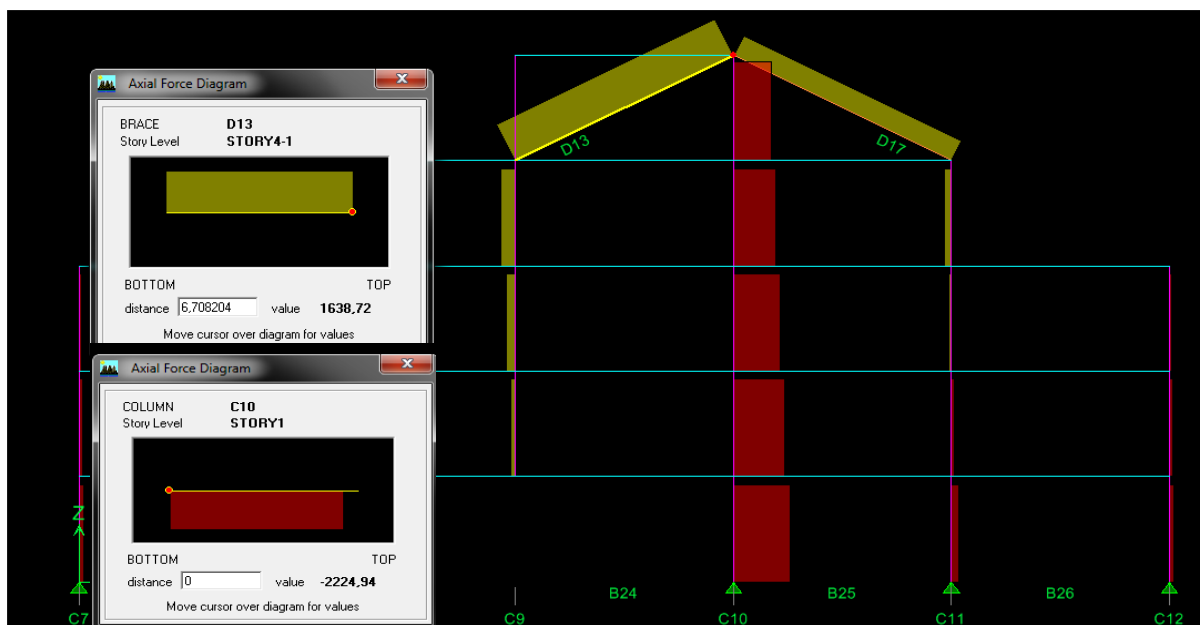
Εικ. 4.13 Δικτύωμα στην οροφή του κτιρίου για την ανάληψη των φορτίων, σε περίπτωση αστοχίας, ενός εκ των δύο κεντρικών υποστυλωμάτων C9 και C10.

Έπειτα από μία μικρή διερεύνηση, με τη βοήθεια του προγράμματος ETABS, καταλήξαμε σε διατομή 13x13x2, συνολικού εμβαδού $A=88 \text{ cm}^2$. Ως υλικό της διαγωνίου επιλέγεται χάλυβας S235, λόγω της μεγαλύτερης ολκιμότητάς του σε σχέση με τους χάλυβες υψηλότερης αντοχής. Στην εικόνα 4.14 μπορούμε να διακρίνουμε τις αναλογίες και τη γεωμετρία της διατομής. Η διαστασιολόγησή της έγινε έτσι ώστε η εφελκυστική αντοχή κάθε μέλους να επαρκεί για την ανάληψη των φορτίων που αναλογούσαν στο υποστύλωμα που αστόχησε, αγνοώντας τη συνεισφορά των θλιβόμενων γειτονικών διαγωνίων.



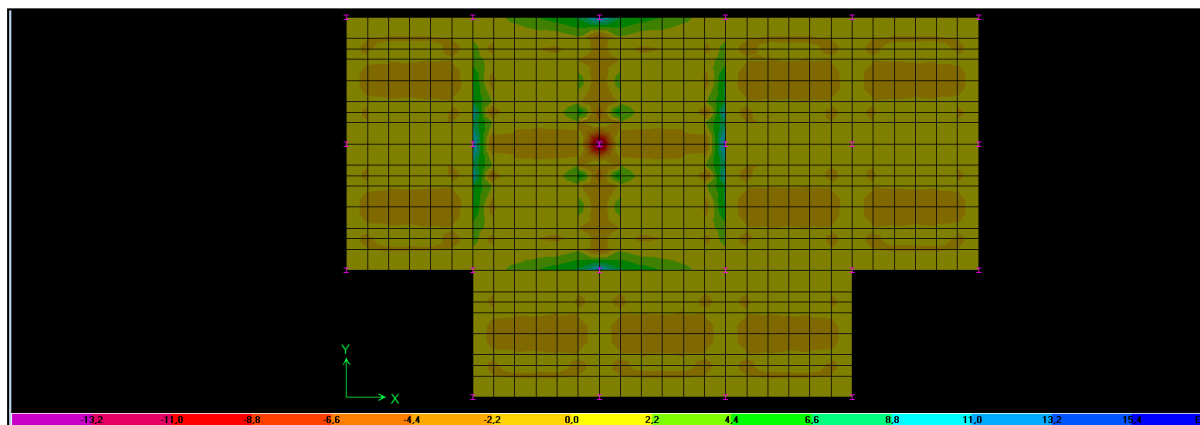
Εικ. 4.14 Διατομή διαγωνίου για την ανάρτηση των υποστυλωμάτων.

Ο βαθμός εκμετάλλευση της διαγωνίου φτάνει στο 90 % αφού αναπτύσσει αξονική ίση με 1638 kN τη στιγμή που η αντοχή της σε εφελκυσμό είναι περίπου στα 1850 kN. Στην εικόνα 4.15 μπορούμε να διακρίνουμε την αξονική τόσο στην κρίσιμη διαγώνιο, όσο και τη θλίψη στο γειτονικό υποστύλωμα. Στην ανάλυση αυτή τοποθετήθηκε μόνο η διαγώνιος D13 ώστε να εξασφαλίσουμε ότι η εφελκυστική της αντοχή επαρκεί για την ανάληψη των φορτίων, αγνοώντας υπέρ της ασφαλείας την επιρροή που θα υπήρχε από τις υπόλοιπες θλιβόμενες διαγωνίους.

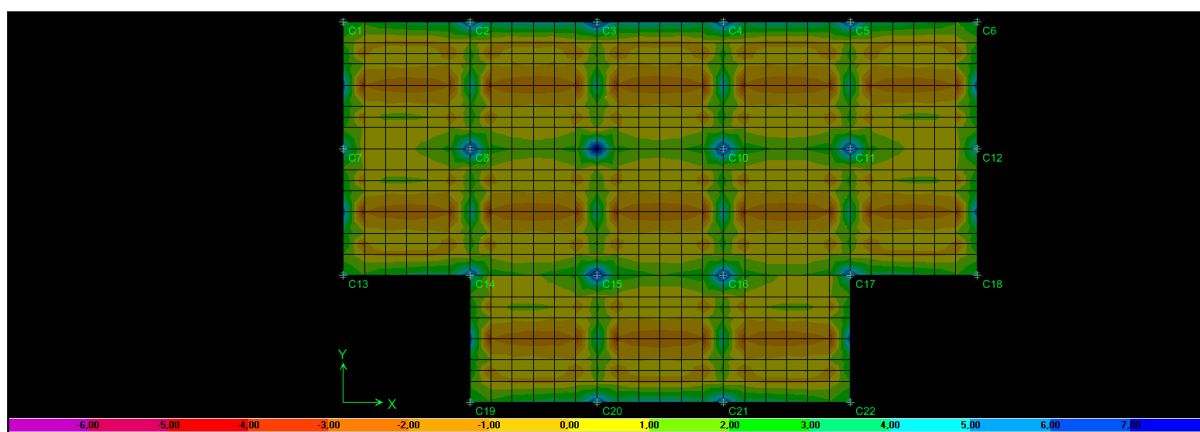


Εικ. 4.15 Εντατική κατάσταση διαγωνίου D13 και υποστυλώματος C10, στη βάση του, λόγω της απομάκρυνσης του C4.

Δείγμα της αποτελεσματικότητας του δικτύωματος αποτελούν οι μικρές τιμές των τάσεων που αναπτύσσονται στις πλάκες της κατασκευής, οι οποίες τάσεις δεν ξεπερνούν τα 7 kN/m^2 , ενώ πριν την ενίσχυση έφταναν και τα 15 kN/m^2 . Στις εικόνες 4.16 και 4.17 βλέπουμε τον τρόπο με τον οποίο αλλάζει η μορφή των τάσεων, πριν και μετά την ενίσχυση με το δίκτυωμα, στην περίπτωση απώλειας του εσωτερικού υποστυλώματος C9.

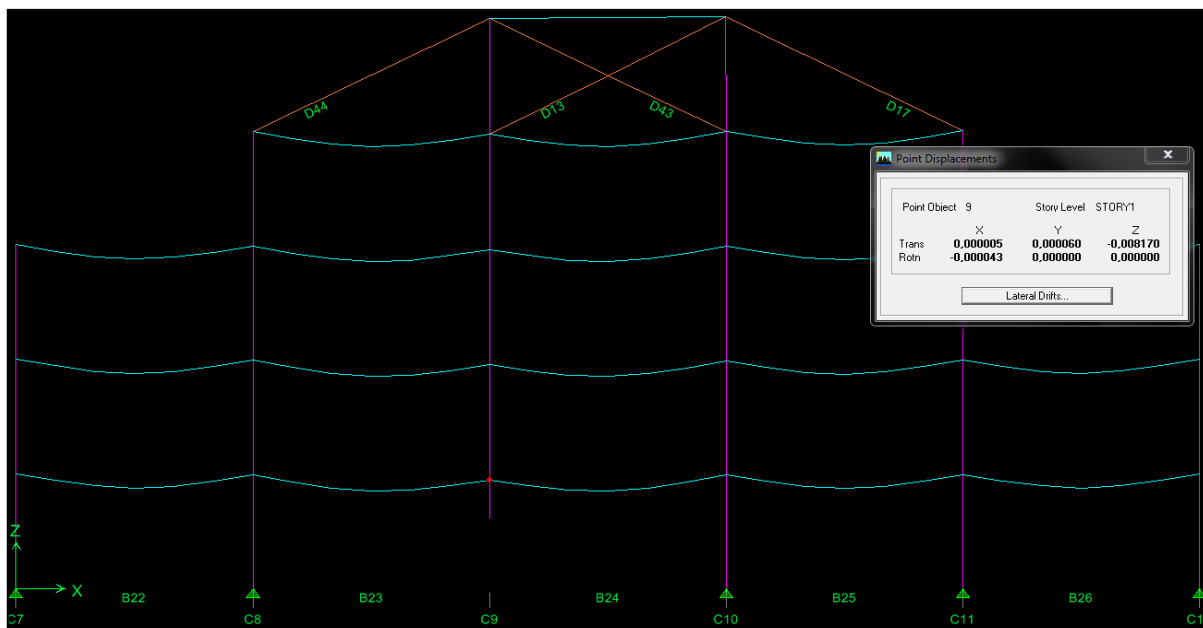


Εικ. 4.16 Τάσεις στην πλάκα του πρώτου ορόφου λόγω της απομάκρυνσης του εσωτερικού υποστυλώματος C9.



Εικ. 4.17 Τάσεις στην πλάκα του πρώτου ορόφου λόγω της απομάκρυνσης του εσωτερικού υποστυλώματος C9 μετά τη δημιουργία του δικτύωματος.

Το βέλος πλέον στην περιοχή πάνω από το υποστύλωμα που αστόχησε δεν ξεπερνά το 1 cm, όπως φαίνεται και από την εικόνα 4.18, ενώ και στη διπλανή πλάκα η συνολική παραμόρφωση διατηρείται κάτω από τα 2,5 cm. Ουσιαστικά συμπεριφέρεται σαν να διαθέτει μία εναλλακτική στήριξη, ιδιότητα που επιζητούσαμε.

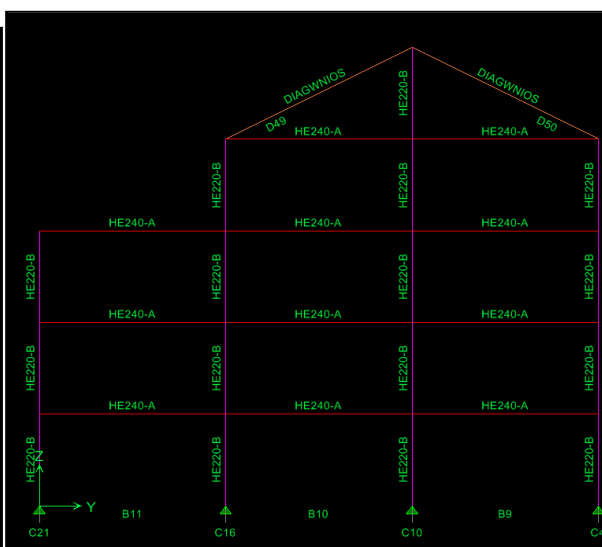


Εικ. 4.18 Παραμορφωμένη κατάσταση και βέλος στην περιοχή πάνω από τη θέση που είχαμε την απώλεια του υποστύλωματος.

Πέρα όμως από τα 2 κεντρικά υποστύλωματα, πρέπει να μεριμνήσουμε και για την περίπτωση αστοχίας οποιουδήποτε άλλου. Ήδη με τη διάταξη του σχήματος 4.13 έχουμε εξασφαλίσει τα C2, C8, C14 και τα αντίδιαμετρικά τους, C5, C11 και C17 αντίστοιχα. Έτσι λοιπόν με παρόμοιο τρόπο εξασφαλίζουμε τα C15, C16 και τα απέναντί τους, C3 και C4, όπως φαίνεται και από τις τομές στις εικόνες 4.19 και 4.20.

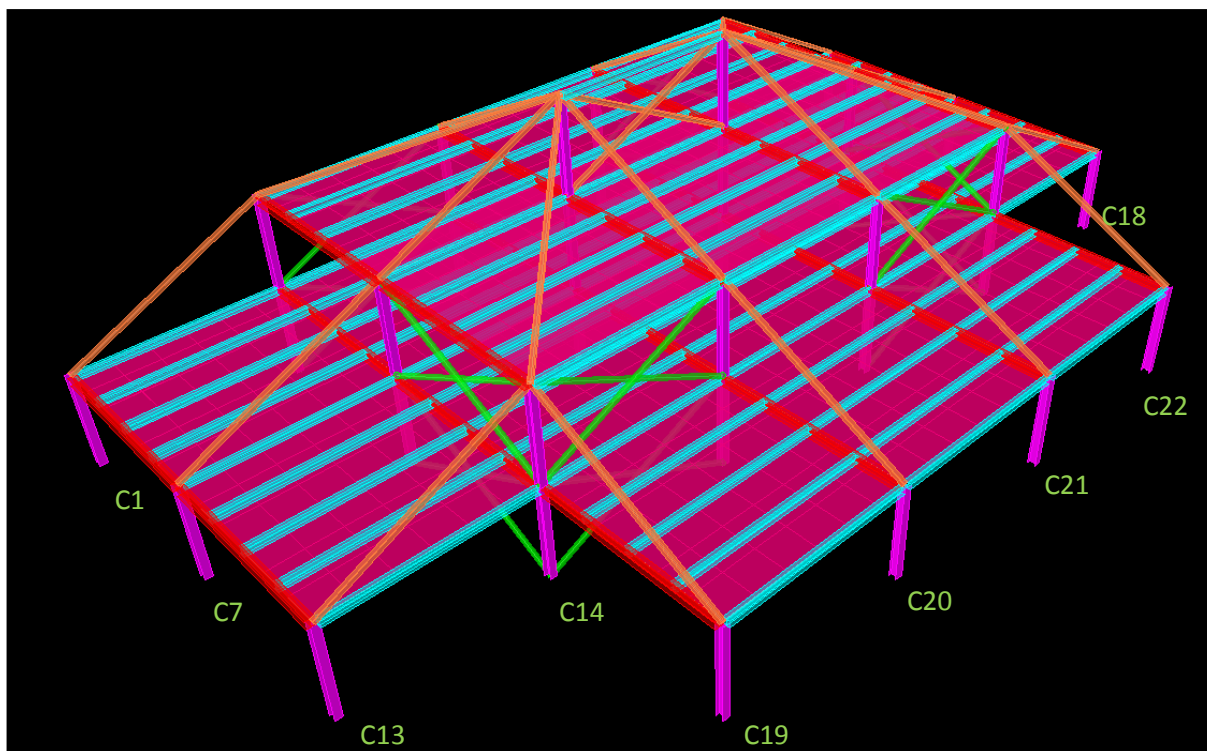


Εικ. 4.19 Πλάγια τομή όπου διακρίνονται οι διαγώνιοι για την ανάρτηση των υποστυλωμάτων C3 και C15.



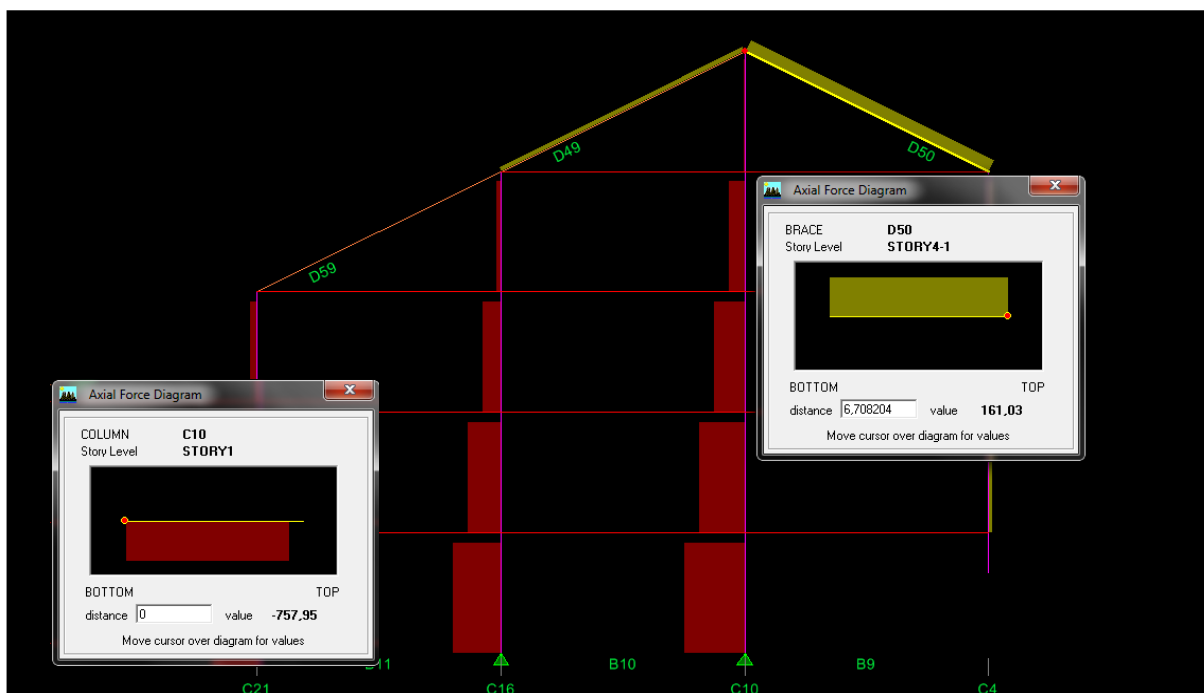
Εικ. 4.20 Πλάγια τομή όπου διακρίνονται οι διαγώνιοι για την ανάρτηση των υποστυλωμάτων C4 και C16.

Στη συνέχεια θα πρέπει να φροντίσουμε για τα εξωτερικά υποστύλωματα, C1, C6, C7, C12, C13, C18, C19, C20, C21 και C22 (Εικ. 4.4). Στην περίπτωση αυτή, εισέρχεται και μία νέα παράμετρος, που είναι η αισθητική, καθώς οι επεμβάσεις σ' αυτά τα υποστύλωματα μπορεί να είναι εμφανείς στους χρήστες του κτηρίου. Μία λύση αποτελεί η απευθείας ανάρτησή τους από τα γειτονικά τους, τα οποία με τη σειρά τους υποβοηθούνται από τα υπόλοιπα υποστύλωματα της κατασκευής (Εικ. 4.21), μέσω του δικτύματος που περιγράφηκε παραπάνω.

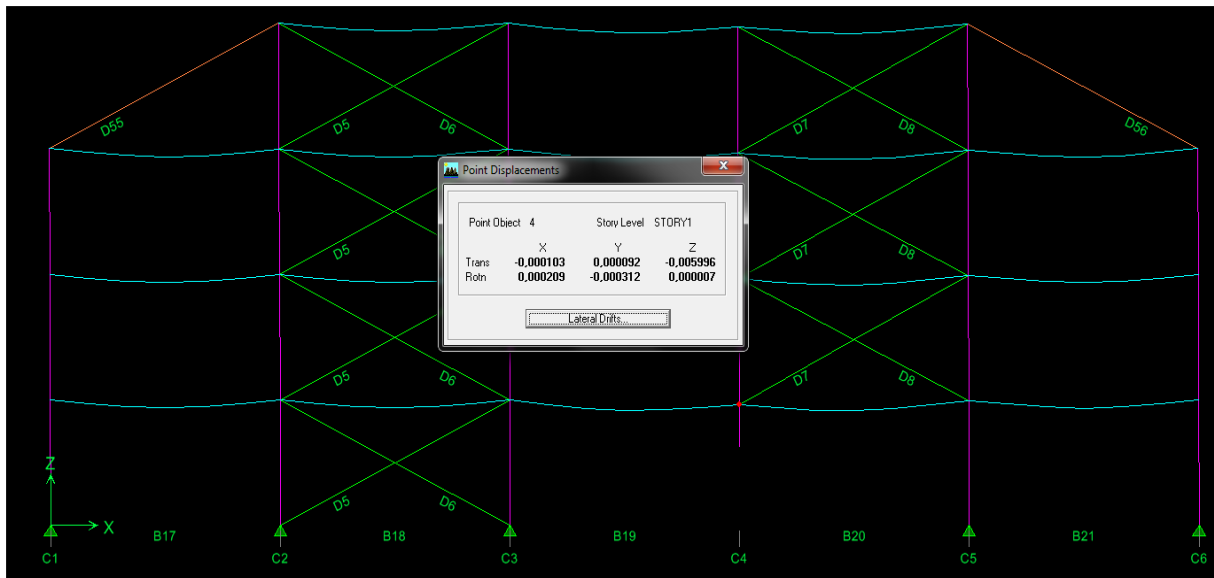


Εικ. 4.21 Απευθείας ανάρτηση των εξωτερικών υποστυλωμάτων από τα γειτονικά τους.

Έχοντας λοιπόν καταλήξει στη μορφή του δικτυώματος της εικόνας 4.21, ελέγχουμε όλα τα κρίσιμα υποστυλώματα για να εξασφαλίσουμε ότι κανενός εξ αυτών η απώλεια, δεν θα δημιουργήσει προβλήματα στην ευστάθεια και τη λειτουργία της κατασκευής. Ξεκινώντας από το C4, κανένα μέλος δεν αντιμετωπίζει πρόβλημα, ενώ η αξονική που αναπτύσσεται στη διαγώνιο που το αναρτά ισούται με 161 kN, όπως φαίνεται και από την παρακάτω εικόνα, ενώ η μέγιστη θλιπτική στο υποστυλώμα C10, το οποίο κατά κύριο λόγο επωμίζεται τα φορτία του C4 που αστόχησε, είναι της τάξης των 800 kN πολύ κάτω από την αντοχή του. Η παραμορφωμένη εικόνα της κατασκευής, πριν και μετά την απομάκρυνση, είναι σχεδόν η ίδια με τα βέλη στον κόμβο να μην ξεπερνούν τα 0,6 cm, όπως φαίνεται από την εικόνα 4.23

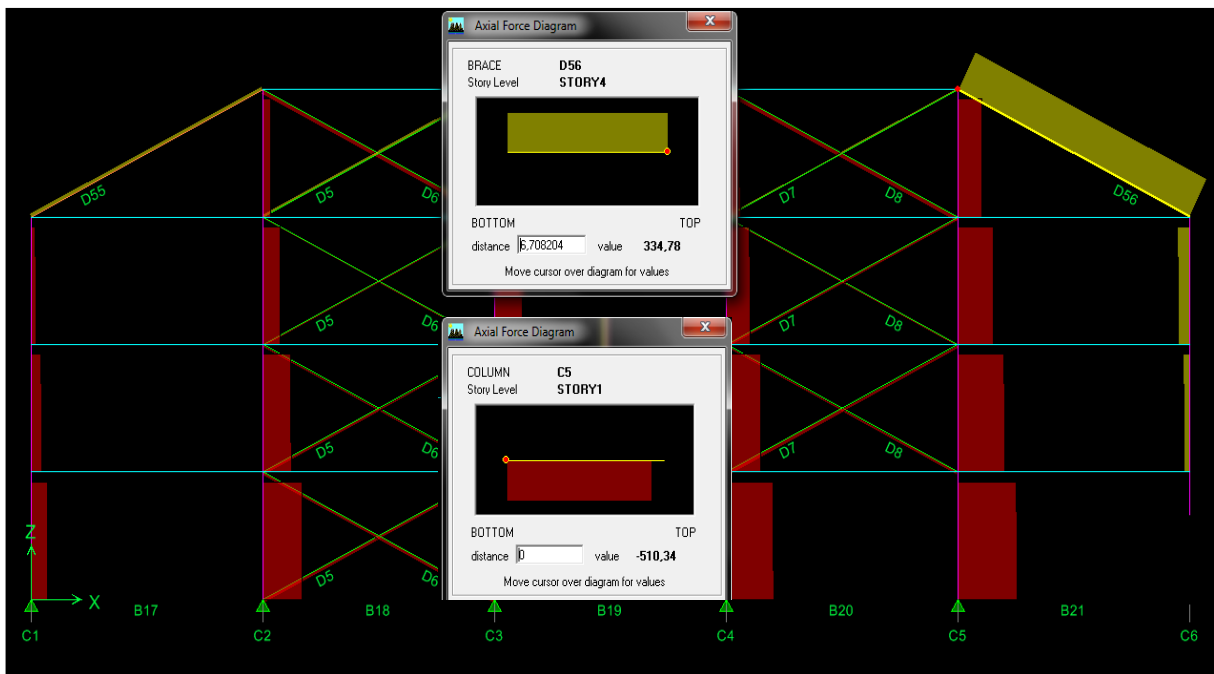


Εικ. 4.22 Εντατική κατάσταση διαγωνίου D10 και υποστυλώματος C10 στο ύψος του ισογείου λόγω της απομάκρυνσης του C4.



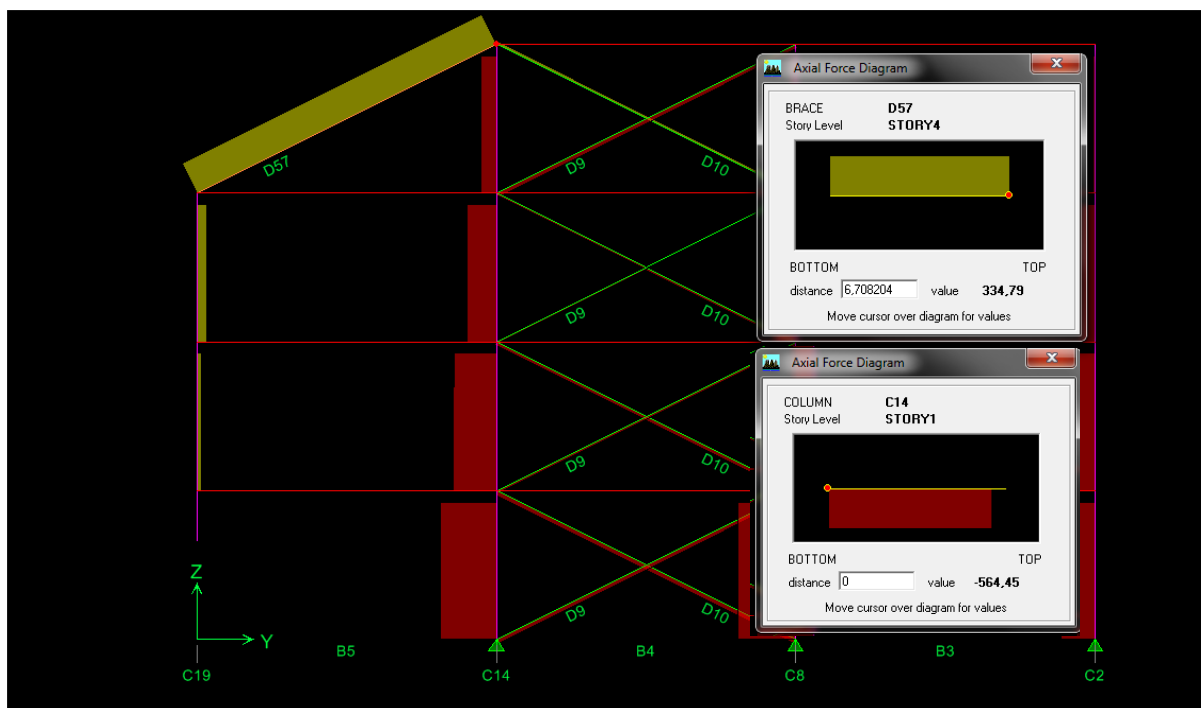
Εικ. 4.23 Παραμορφωμένη εικόνα φορέα λόγω απομάκρυνσης του υποστυλώματος C4 και των διαγώνιων συνδέσμων που συντρέχουν σ' αυτό.

Στη συνέχεια αποκαθιστούμε το C4 και απομακρύνουμε το C6 υποστύλωμα, με αποτέλεσμα να αναπτύσσεται αξονική στο σύνδεσμο D56, μεγαλύτερη από 330 kN, χωρίς όμως να δημιουργεί κάποιο πρόβλημα στο φορέα, στον οποίο η μέγιστη θλίψη εμφανίζεται στο C5 υποστύλωμα και είναι της τάξης των 500 kN (Εικ. 4.24). Η παραμορφωμένη κατάσταση και εδώ δεν διαφέρει σημαντικά πριν και μετά την απομάκρυνση, αφού σημειώνεται υποχώρηση του κόμβου πάνω από το C4 μικρότερη από 1 cm.



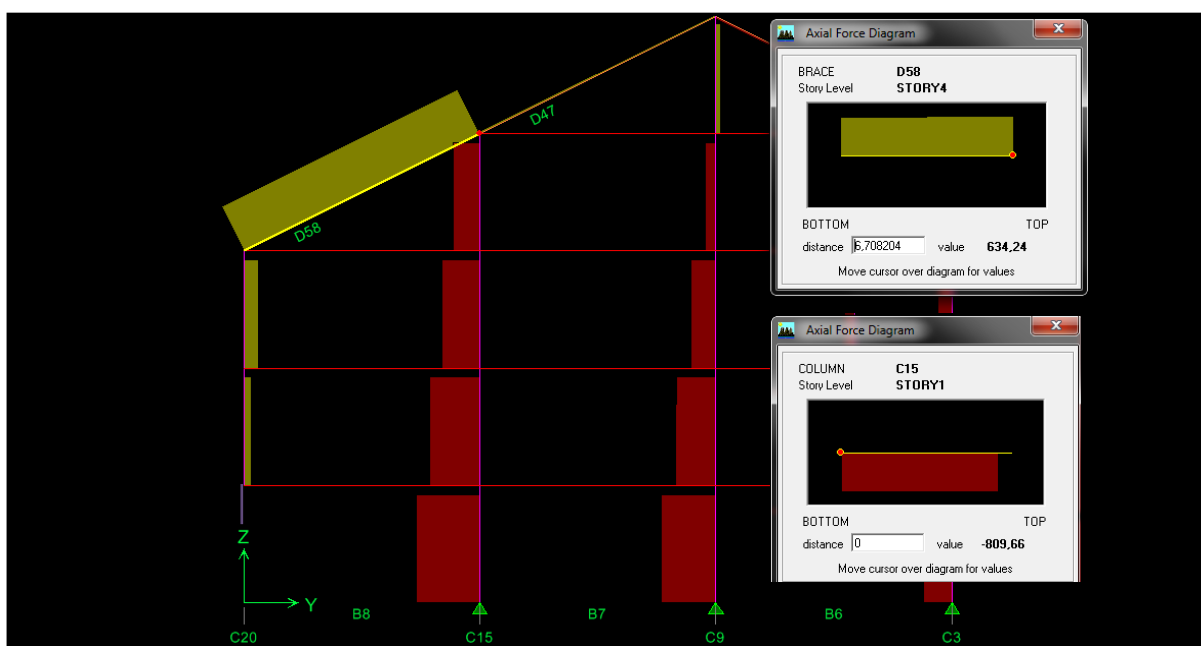
Εικ. 4.24 Εντατική κατάσταση διαγώνιου D56 και υποστυλώματος C5 στο ύψος του ισογείου λόγω της απομάκρυνσης του C6.

Παρόμοια είναι η κατάσταση που δημιουργείται με την απομάκρυνση του εξωτερικού υποστυλώματος C19, με την αξονική στη διαγώνιο D57, που καλείται να αναρτήσει τα φορτία του, να πλησιάζει τα 340 kN, ενώ στο γειτονικό του υποστύλωμα η θλίψη να μην ξεπερνά τα 600 kN (Εικ. 4.25). Και σ' αυτήν την περίπτωση, η υποχώρηση περιορίζεται σε λιγότερο από 1 cm, έχοντας ως συνέπεια το συνολικό βέλος στη πλάκα να μην ξεπερνά τα 2 cm.



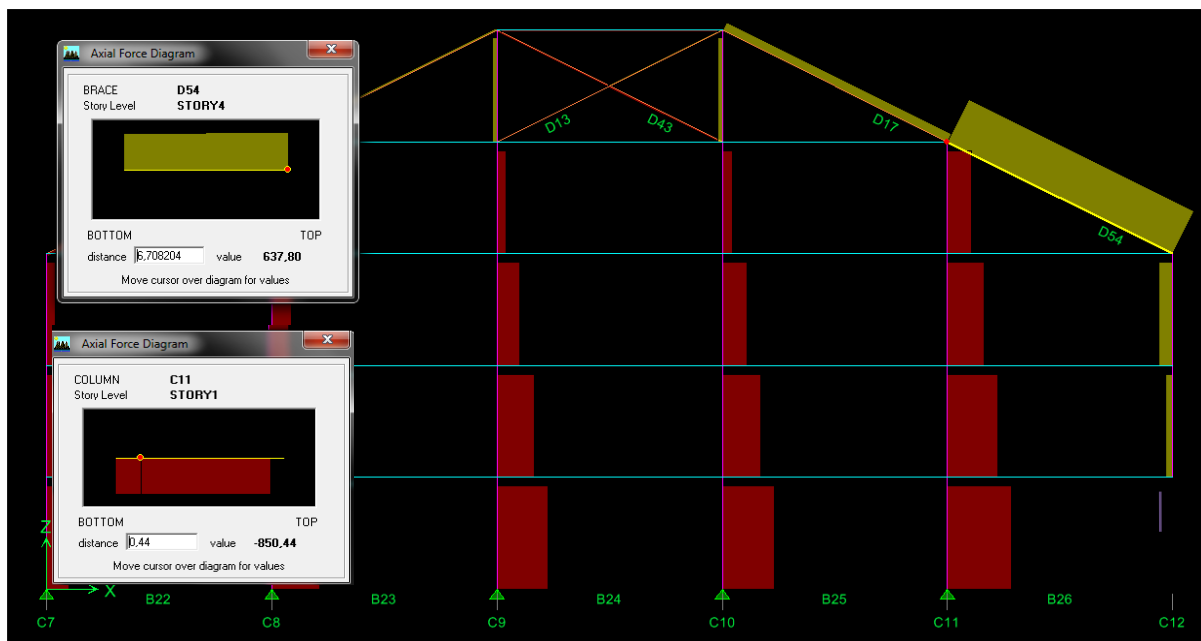
Εικ. 4.25 Εντατική κατάσταση διαγωνίου D57 και υποστυλώματος C14 στο ύψος του ισογείου λόγω της απομάκρυνσης του C19.

Στην περίπτωση απομάκρυνσης ενός εκ των C20, C21, κανένα μέλος δεν αντιμετωπίζει πρόβλημα παρ' ότι η αξονική που αναπτύσσεται στη διαγώνιο που το αναρτά πλησιάζει τα 650 kN, όπως φαίνεται και από την παρακάτω εικόνα. Η μέγιστη θλιπτική στο υποστύλωμα C15, το οποίο κατά κύριο λόγο εσωμίζεται τα φορτία του C20 που αστόχησε, είναι της τάξης των 810 kN, τιμή πολύ κάτω από την αντοχή του. Η παραμορφωμένη εικόνα της κατασκευής πριν και μετά την απομάκρυνση, είναι σχεδόν η ίδια, με την υποχώρηση στον κόμβο να μην ξεπερνά το 1 cm. Παρόλ' αυτά το συνολικό βέλος στην πλάκα πάνω από το υποστύλωμα που ισούται με 3,4 cm, ξεπερνά τα 2,4 cm που προκύπτουν από το $L/250$ και μπορεί να δημιουργηθούν προβλήματα λειτουργικότητας (βέβαια το σχετικό βέλος κάμψης εξακολουθεί να είναι κάτω από το όριο).



Εικ. 4.26 Εντατική κατάσταση διαγωνίου D58 και υποστυλώματος C15 στο ύψος του ισογείου λόγω της απομάκρυνσης του C20.

Τέλος, όταν απομακρύνουμε ένα εκ των C7 ή C12, ενεργοποιούμε τις διαγωνίους D53 και D54 αντίστοιχα. Η αξονική, την οποία καλούνται να αντέξουν οι διαγώνιοι, είναι της τάξης των 640 kN. Επίσης, το υποστύλωμα C11 αναπτύσσει μέγιστη αξονική στη βάση του ίση με 850 kN (Εικ. 4.27). Παρόλο και σε αυτήν την περίπτωση τα βέλη είναι αρκετά μεγάλα, διατηρούνται κάτω από το όριο. Συγκεκριμένα, η υποχώρηση στον κόμβο ισούται με 1 cm και το συνολικό βέλος κάμψης της δοκού B26 δεν ξεπερνά τα 2,4 cm.



Εικ. 4.27 Εντατική κατάσταση διαγωνίου D54 και υποστύλωματος C11 στο ύψος του ισογείου λόγω της απομάκρυνσης του C12.

Αντίθετα με όλα τα υπόλοιπα υποστύλωματα, τα C14 και C17 δεν χρειάζεται να αναρτηθούν από κάπου, καθώς λόγω της ύπαρξης των χιαστί συνδέσμων και προς τις 2 διευθύνσεις, διαθέτουν αρκετούς εναλλακτικούς δρόμους απόσβεσης. Ωστόσο, οι διαγώνιοι πάνω απ' αυτά τοποθετούνται έτσι ώστε να ικανοποιείται η συμμετρία του δικτύματος και ως προς τις 2 διευθύνσεις.

Βλέπουμε ότι μ' αυτή τη λύση δημιουργείται ένα σύστημα το οποίο πλεονεκτεί χάρις στην απλότητα του και στην ευκολία με την οποία μεταφέρονται τα φορτία στην υπόλοιπη κατασκευή, εφόσον υπάρχουν πολλαπλοί δρόμοι απόσβεσης. Ωστόσο, αισθητικά δεν είναι ότι καλύτερο διότι περιορίζει τη θέα των διαμερισμάτων του τρίτου ορόφου. Το πιο σημαντικό όμως μειονέκτημα οφείλεται στο γεγονός ότι οι διαγώνιοι που συνδέουν τα C20, C21, C7 και C12 με τα C15, C16, C8 και C11 αντίστοιχα, χωρίζουν αναγκαστικά τις βεράντες σε ασύνδετα τμήματα. Συνεπώς, αν η αρχιτεκτονική μελέτη επιζητά ενιαίο χώρο για κάθε έναν από τους εξώστες, αυτή η λύση αυτομάτως αποκλείεται. Σε αντίθετη περίπτωση, αν ο διαχωρισμός του κάθε εξώστη σε τμήματα εξυπηρετεί άλλες ανάγκες, όπως παραδείγματος χάριν να ανήκει κάθε μέρος του σε διαφορετικό διαμέρισμα, αυτή είναι πιθανόν η πιο ενδεδειγμένη λύση.

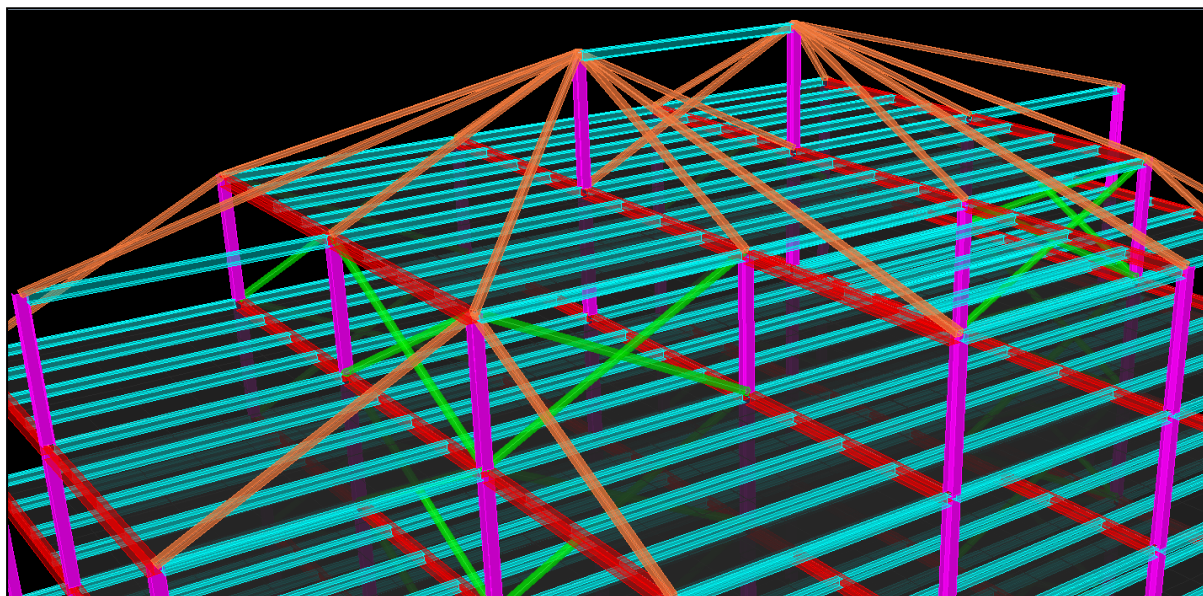
Το συνολικό βάρος της κατασκευής πλέον ανέρχεται στα 1200 kN. Σε σύγκριση με την αντίστοιχη μηδενική λύση, παρατηρούμε μία αύξηση του βάρους της τάξης του 8,5 %. Η αύξηση αυτή εκτιμάται ότι θα προκαλέσει μία αύξηση του συνολικού προϋπολογισμού του κτιρίου κατά 20.000 €, αν θεωρήσουμε ως μέση τιμή χάλυβα τα 2 €/kg, μαζί με το κόστος εγκατάστασής του. Το πόσο αυτό μπορεί να μειωθεί αρκετά αν επιχειρήσουμε να κάνουμε μία πιο οριακή διαστασιολόγηση των ελκυστήρων και δεν τοποθετήσουμε παντού την ίδια διατομή ή αν είχαμε φροντίσει οι ελκυστήρες να μπορούν να παραλάβουν και μέρος από τα μη τυχηματικά φορτία.

4.5.3 Λύση δεύτερη: Χρήση δικτύματος 2

Μία εναλλακτική λύση, η οποία διατηρεί τα πλεονεκτήματα σε μεγάλο βαθμό του δικτύματος, χωρίς ωστόσο να δημιουργεί τα αρχιτεκτονικά προβλήματα που αναφέρθηκαν πιο πάνω, θα ήταν να διατηρήσουμε το

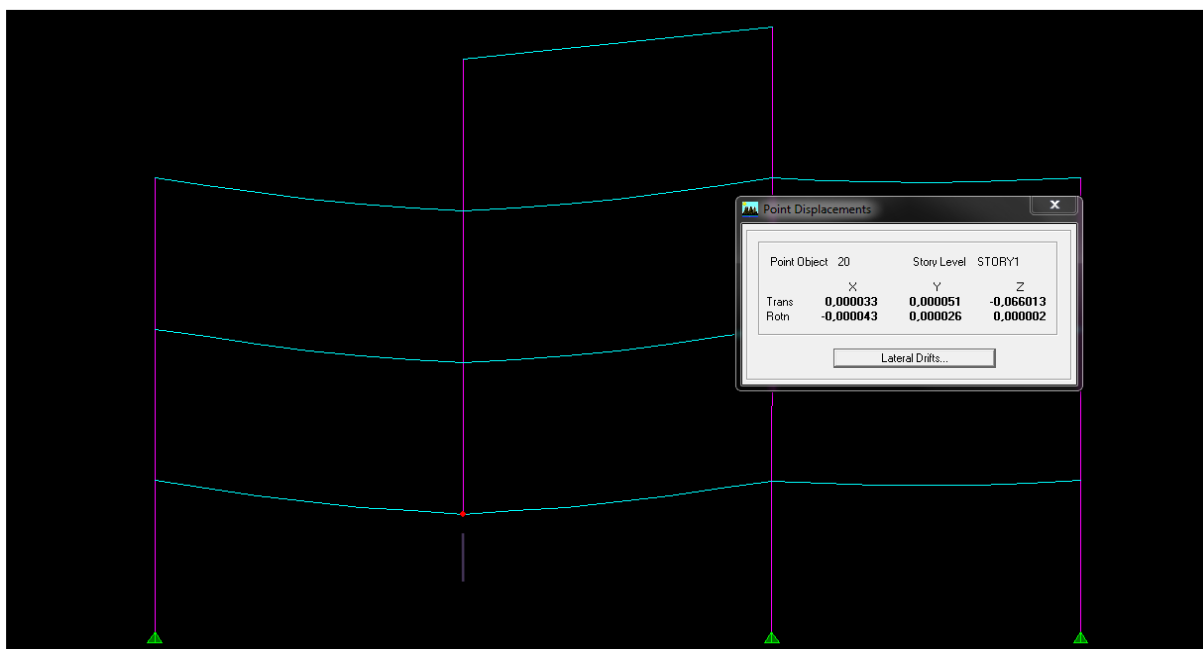
δικτύωμα που αναρτά τον πυρήνα και να εξασφαλίσουμε τα εξωτερικά μεσαία υποστυλώματα, τα οποία κατά κύριο λόγο προκαλούν τα προβλήματα, με έναν άλλο μηχανισμό ανάρτησης.

Μία λύση αποτελεί η επέκταση των μεσαίων εξωτερικών υποστυλωμάτων κατά έναν όροφο. Έτσι η ανάρτησή τους θα γίνει απευθείας από τα εσωτερικά υποστυλώματα C9 και C10 με τη χρήση των ορθογωνικών διαγωνίων που θα χρησιμοποιηθούν και για την ανάρτηση των υποστυλωμάτων του πυρήνα (Εικ. 4.28). Μ' αυτόν τον τρόπο διατηρούμε τον ενιαίο χώρο στους εξώστες, χωρίς να έχουμε ενδιάμεσα εμπόδια, όπως έγινε με το δικτύωμα της πρώτης λύσης.

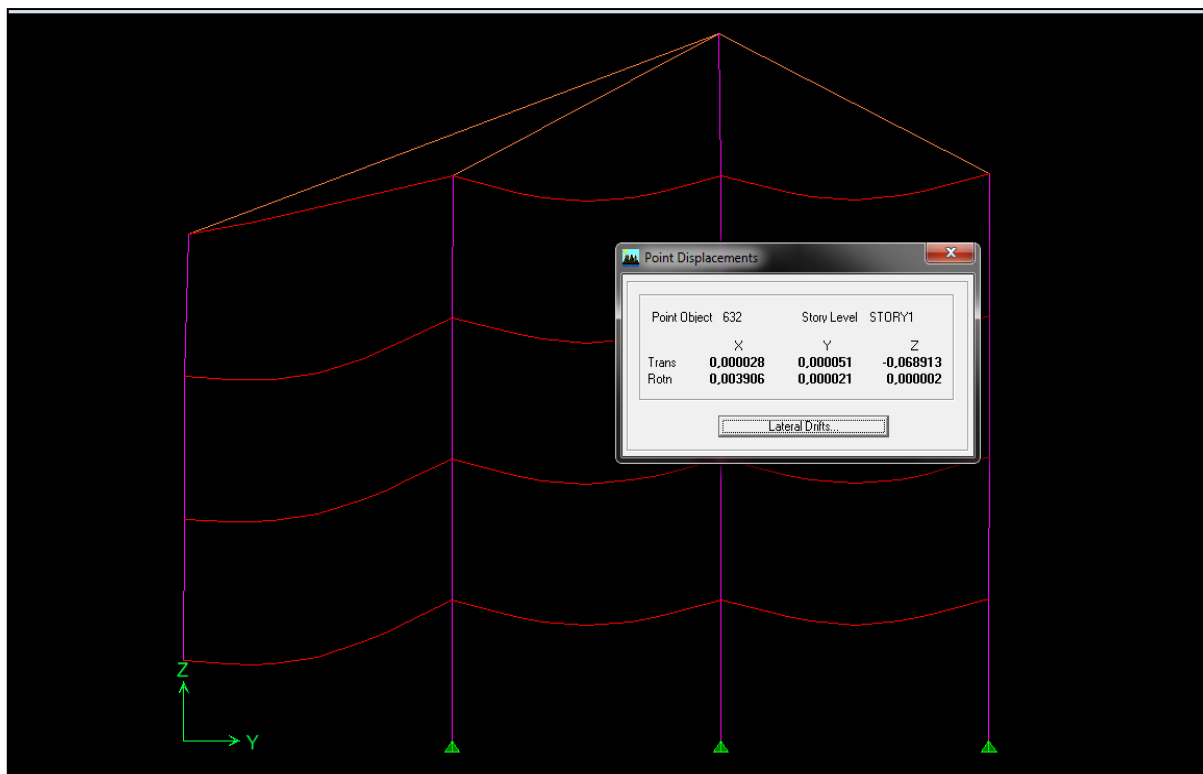


Εικ. 4.28 Δικτύωμα δεύτερη λύσης.

Πιο συγκεκριμένα για την περίπτωση απώλειας του C20 (Εικ. 4.4), η κατασκευή σε αντίθεση με την πρώτη λύση δεν είναι τόσο αποτελεσματική, καθώς όπως φαίνεται και από την εικόνα 4.29 η υποχώρηση του κόμβου πάνω από το υποστυλώμα που αστόχησε ξεπερνά τα 6,5 cm ενώ το συνολικό βέλος κάμψης των κυρίων δοκών που συντρέχουν σ' αυτόν πλησιάζει τα 7 cm (Εικ. 4.29), τη στιγμή που ο κανονισμός για άνοιγμα 6 m, αν θέλουμε να ικανοποιείται ο έλεγχος λειτουργικότητας, θέτει ως όριο τα 2,4 cm.

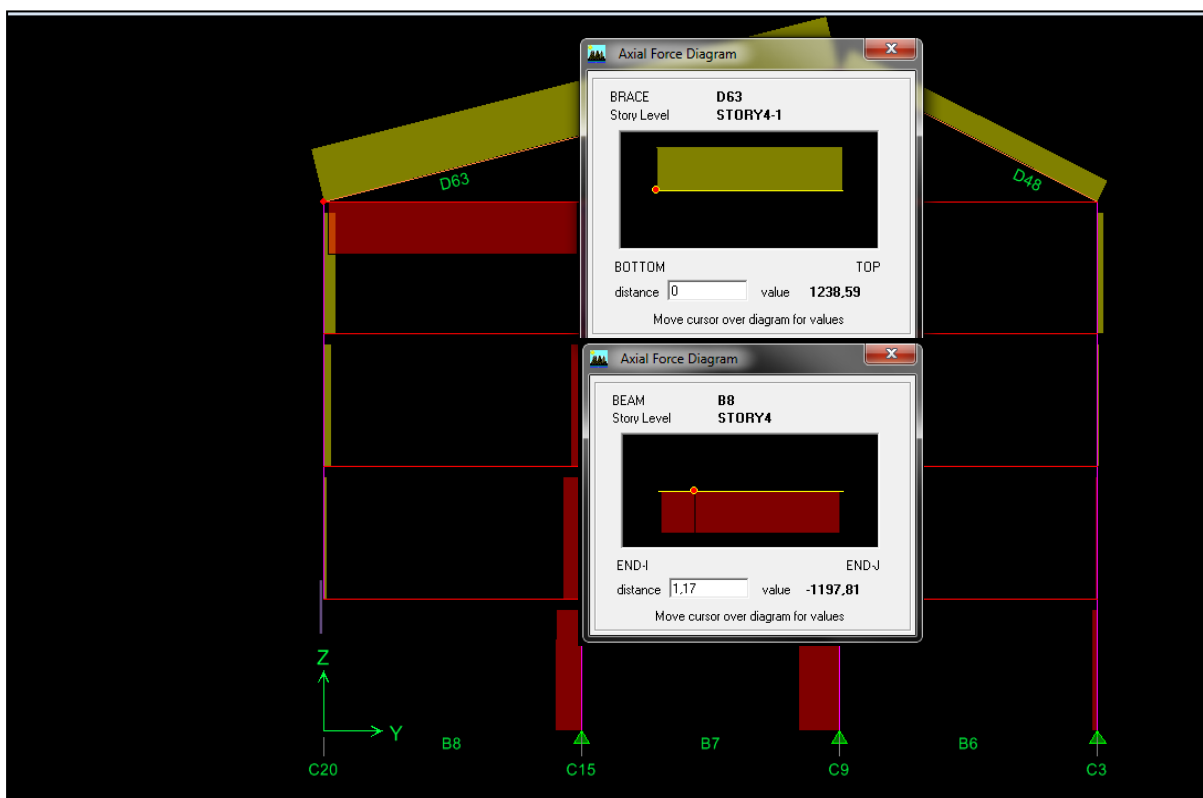


Εικ. 4.29 Παραμορφωμένη εικόνα φορέα λόγω απομάκρυνσης του υποστυλώματος C20.



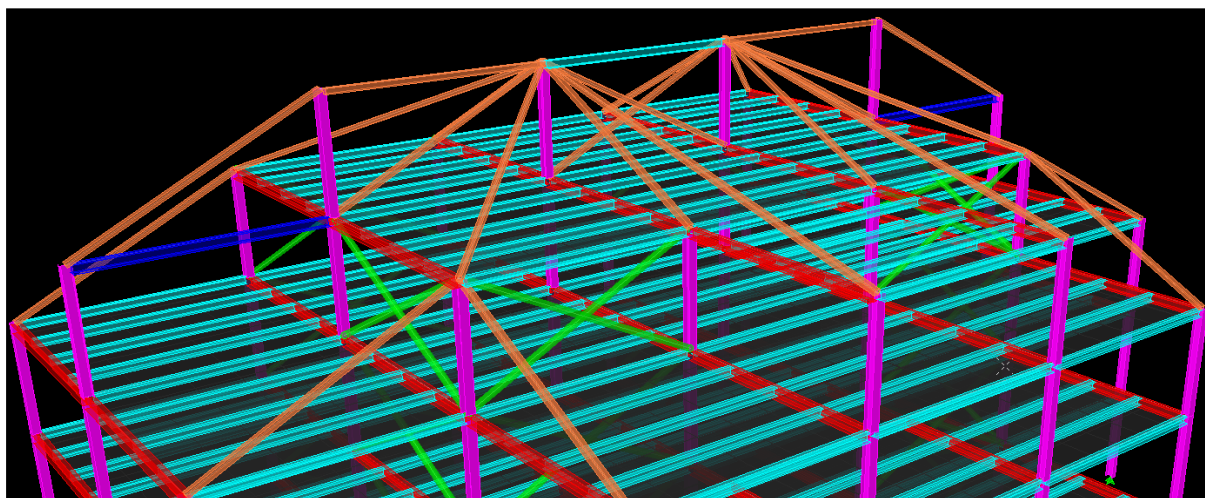
Εικ. 4.30 Βέλος κάμψης κυρίας δοκού λόγω απομάκρυνσης του υποστυλώματος C20.

Επίσης, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα, η αξονική που αναπτύσσεται τόσο στη διαγώνιο όσο και στη δοκό HEA 240 φτάνει σε πολύ υψηλά επίπεδα. Συγκεκριμένα, στη διαγώνιο ο εφελκυσμός φτάνει τα 1240 kN, ενώ στη δοκό B8 η θλίψη πλησιάζει τα 1200 kN. Αντίθετα, στα γειτονικά υποστυλώματα δεν παρουσιάζεται σοβαρή επιβάρυνση.



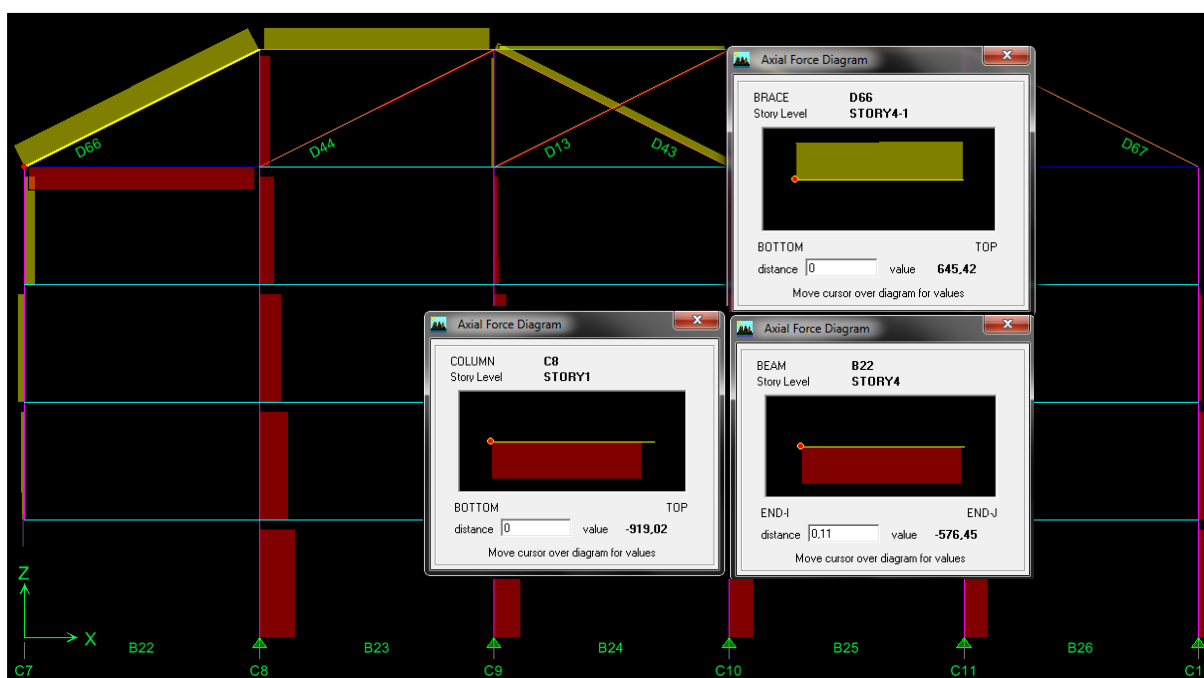
Εικ. 4.31 Εντατική κατάσταση διαγωνίου D63 και δοκού B8 λόγω απώλειας του υποστυλώματος C20.

Όσον αφορά την περίπτωση απώλειας ενός εκ των C7 ή C12, λόγω της μικρής γωνίας της διαγωνίου αναπτύσσεται πολύ μεγάλη θλίψη στη δοκό, η οποία την οδηγεί σε αστοχία. Για το λόγο αυτό, προχωράμε σε τροποποίηση του δικτυώματος ώστε να αυξήσουμε τη γωνία της διαγωνίου. Επεκτείνουμε τα εσωτερικά υποστυλώματα C8 και C11 κατά 3 m και τα συνδέουμε απευθείας με τα εξωτερικά C7 και C12 αντίστοιχα, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Και σ' αυτή την περίπτωση, η διατομή HEA 200 δεν επαρκεί και προχωράμε σε αύξηση της διατομής της δοκού από HEA 200 σε HEA 220.



Εικ. 4.32 Τελική μορφή δικτυώματος δεύτερης λύσης.

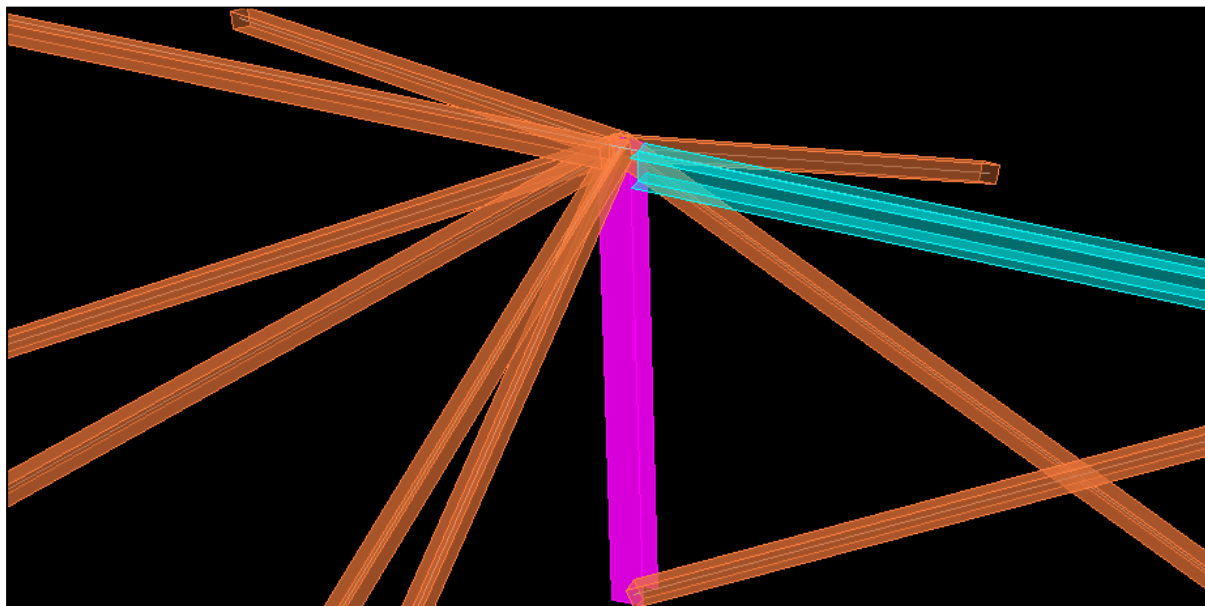
Η λύση αυτή έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των παραμορφώσεων περισσότερο από 50 %. Συγκεκριμένα, ο κόμβος πλέον υποχωρεί 2,1 cm και οι δοκοί 2,6 cm. Τα εντατικά μεγέθη είναι σαφώς μικρότερα από πριν και στη διαγώνιο και στη δοκό HEA 220. Πλέον ο εφελκυσμός στη διαγώνιο δεν ξεπερνά τα 650 kN, ενώ στη δοκό η θλίψη περιορίζεται κάτω από τα 580 kN. Τέλος, η θλίψη στο άμεσα επηρεαζόμενο υποστυλώμα C8 φτάνει τα 920 kN (Εικ. 4.33).



Εικ. 4.33 Εντατική κατάσταση διαγωνίου D66 και δοκού B22 και υποστυλώματος C8 λόγω απώλειας του C7.

Βλέπουμε λοιπόν ότι η δεύτερη λύση δεν είναι τόσο αποτελεσματική ούτε ως προς τα βέλη ούτε ως προς τα εντατικά μεγέθη. Το γεγονός αυτό σε συνδυασμό και με την πολυπλοκότητα της συνδεσμολογίας στον κόμβο των υποστυλωμάτων C9 και C10 λόγω των υπεράριθμων μελών που συντρέχουν εκεί (Εικ. 4.34), μας οδηγεί

στον αποκλεισμό αυτής της λύσης. Επίσης, η διάταξη αυτή αν και έλυσε το πρόβλημα του διαχωρισμού του εξώστη, δεν παύει να δημιουργεί εμπόδια στη θέα του τελευταίου ορόφου.

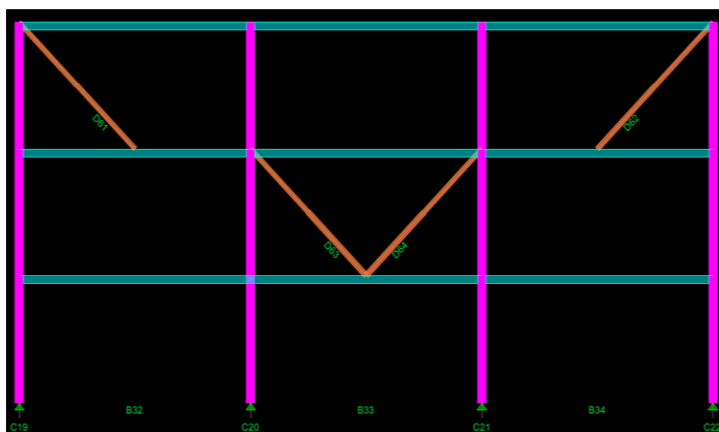


Εικ. 4.34 Μεγέθυνση στον κόμβο του υποστυλώματος C9, στον οποίο συντρέχει μεγάλο πλήθος μελών.

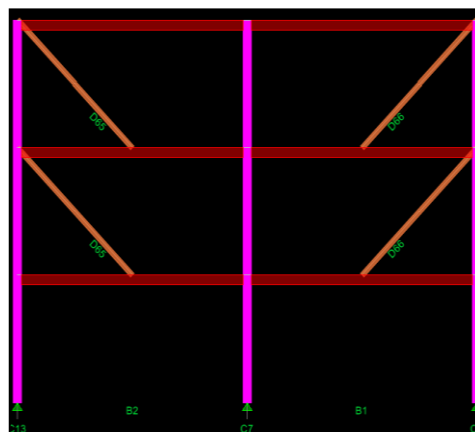
Τέλος, η λύση αυτή παρουσιάζει ένα ακόμα μειονέκτημα σε σχέση με την προηγούμενη και αφορά το κόστος. Η παρούσα λύση είναι κατά 100 kN βαρύτερη από την πρώτη. Το επιπλέον αυτό βάρος συνεπάγεται μία αύξηση του κόστους κατασκευής κατά 14 % σε σχέση με τη μηδενική λύση και 8,5 % σε σχέση με το δικτύωμα 1. Το επιπλέον αυτό κόστος δεν είναι τόσο σημαντικό, αφού είναι μικρότερο από 20.000 € ωστόσο, από τη στιγμή που η διάταξη αυτή δεν συνεισφέρει ούτε στα εντατικά μεγέθη, ούτε στη μείωση των βελών, δεν υπάρχει σοβαρός λόγος για να δαπανηθεί.

4.5.4 Λύση τρίτη: Χρήση δικτυώματος 3

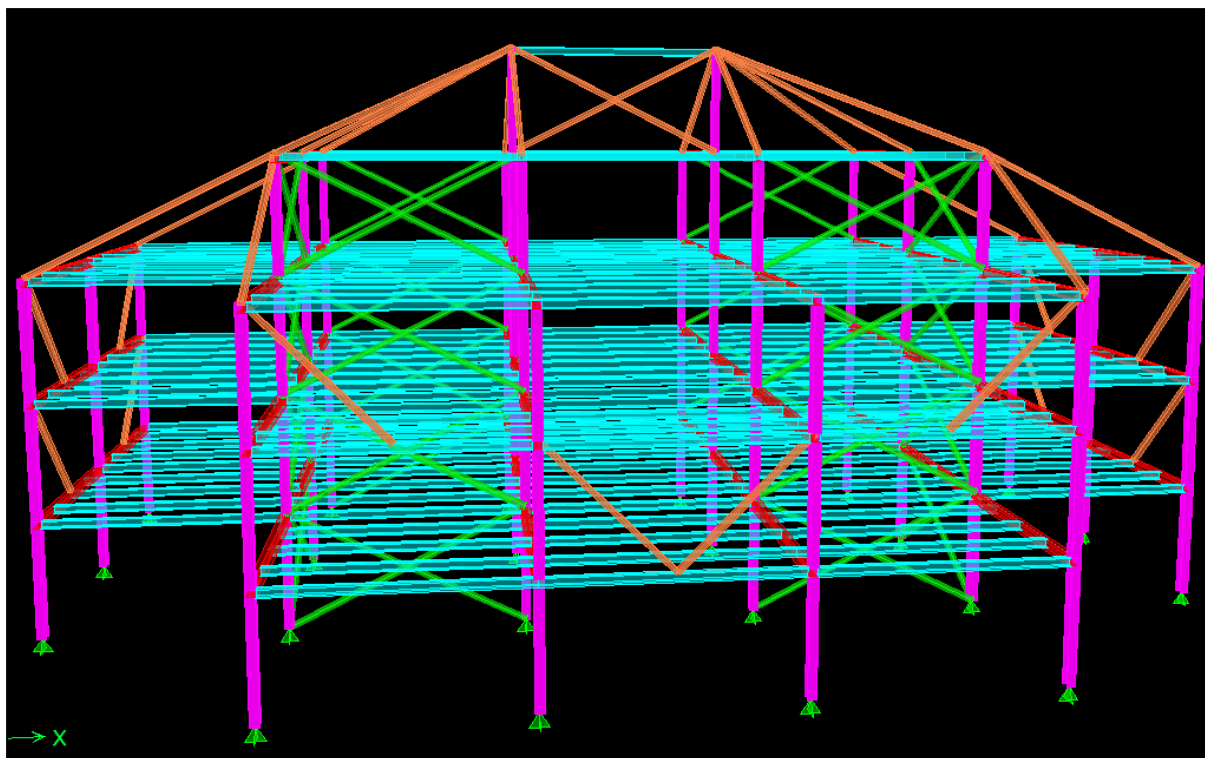
Η τρίτη λύση που προτείνεται αποτελεί, όπως και η δεύτερη, μία παραλλαγή της πρώτης πρότασης. Και εδώ έχουμε ένα κεντρικό δικτύωμα που εξασφαλίζει όλα τα υποστυλώματα του πυρήνα, καθώς και τα γωνιακά υποστυλώματα στους εξώστες. Όσον αφορά τα εσωτερικά υποστυλώματα στις βεράντες, θα τοποθετήσουμε διαγώνιους συνδέσμους που θα ξεκινάνε από τους κόμβους των υποστυλωμάτων στον πρώτο και δεύτερο όροφο και θα καταλήγουν στο μέσο των δοκών. Ο λόγος που δεν καταλήγουν απευθείας από κόμβο σε κόμβο είναι καθαρά αισθητικός ώστε να μην αποτελούν μεγάλο εμπόδιο στη θέα των πρώτων δύο ορόφων. Στην εικόνα 4.35 και 4.36 βλέπουμε τις δύο όψεις του κτιρίου όπου διακρίνουμε τη διάταξη των συνδέσμων, ενώ στην 4.37 βλέπουμε μία γενική άποψη του δικτυώματος.



Εικ. 4.35 Διάταξη συνδέσμων στην όψη του κτιρίου.

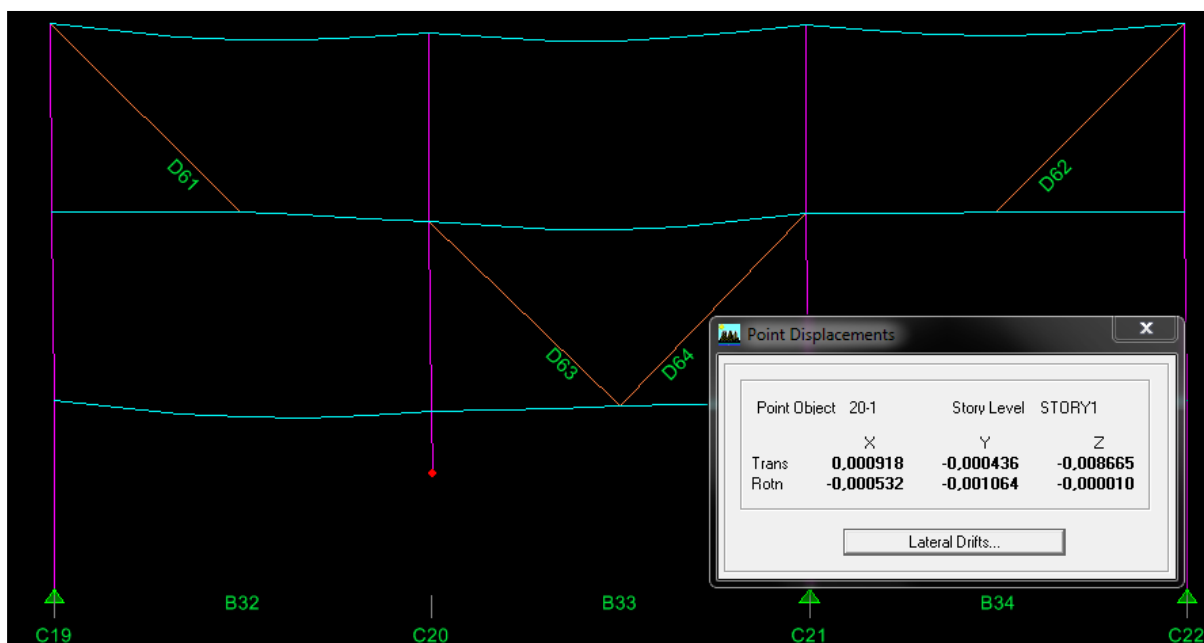


Εικ. 4.36 Διάταξη συνδέσμων στην πλάγια όψη του κτιρίου.



Εικ. 4.37 Γενική άποψη του κτιρίου αφού ενισχυθεί με το δικτύωμα της τρίτης λύσης.

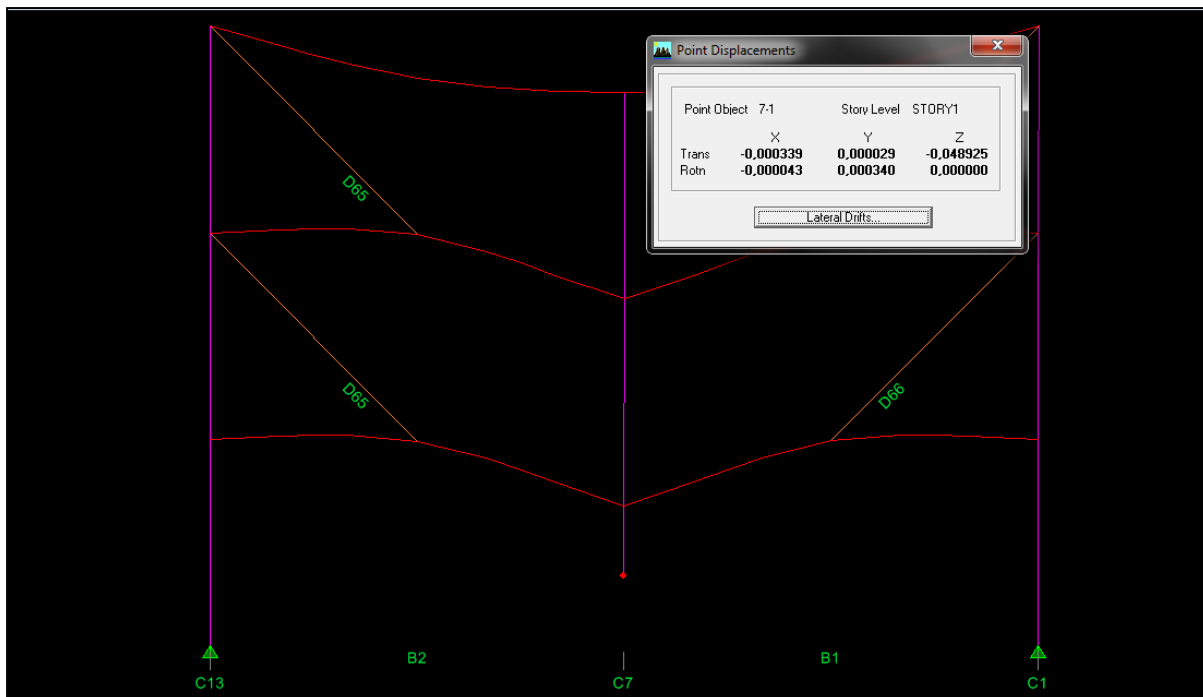
Από αισθητική άποψης βλέπουμε ότι δεν επιβαρύνει σημαντικά το κτίριο, ενώ ούτε δημιουργείται μεγάλο πρόβλημα στη συνδεσμολογία στα C9 και C10. Από τη μεριά της αποτελεσματικότητας, η λύση γενικά συμπεριφέρεται ικανοποιητικά καλύπτοντας τις απαιτήσεις μας. Συγκεκριμένα, για την περίπτωση απώλειας του υποστυλώματος C20, η μετατόπιση του κόμβου πάνω από το υποστύλωμα που αστόχησε δεν ξεπερνά το 1 cm (Εικ. 4.38) ενώ και η αξονική στους διαγώνιους περιορίζεται εντός των επιτρεπτών ορίων, φτάνοντας μέχρι τα 400 kN.



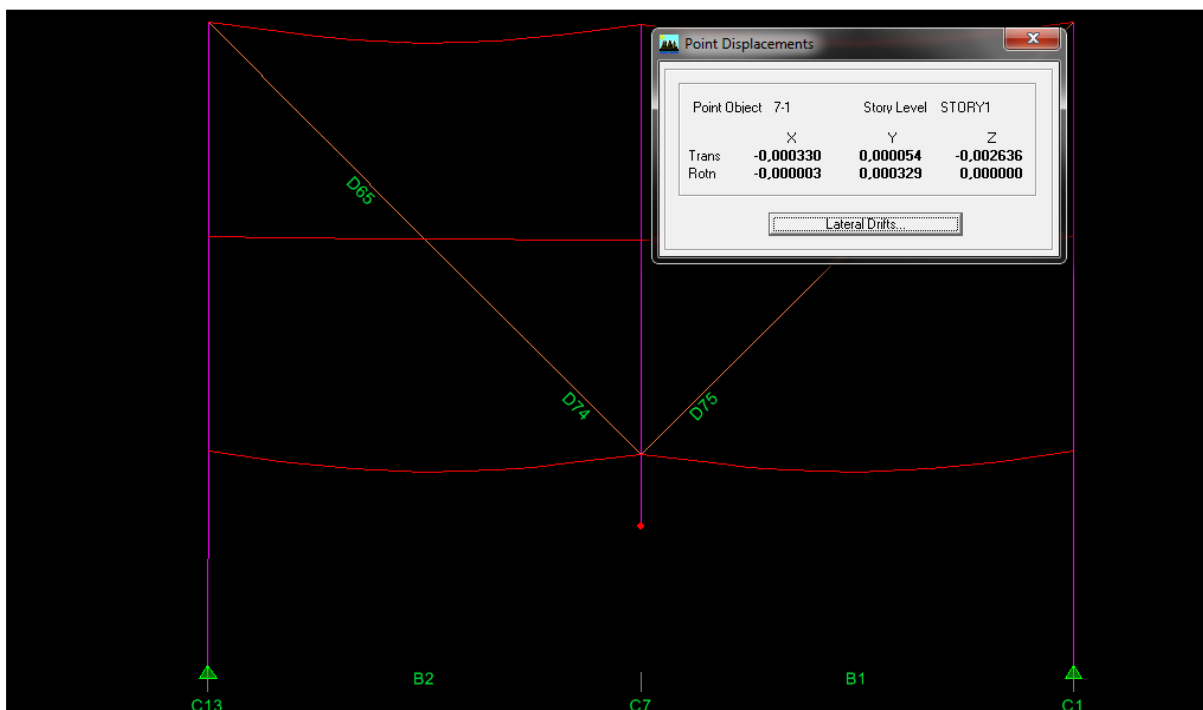
Εικ. 4.38 Παραμορφωμένη εικόνα φορέα λόγω απομάκρυνσης του υποστυλώματος C20.

Στην περίπτωση αστοχίας ενός εκ των C7 ή C12 με τη διάταξη της εικόνας 4.36 μπορεί να εξασφαλίσουμε το υποστύλωμα χωρίς μάλιστα να έχουμε μεγάλα εντατικά μεγέθη στις διαγώνιους (μέγιστη αξονική 205 kN).

Ωστόσο, όπως φαίνεται και από την παρακάτω εικόνα, τα βέλη φτάνουν σε αρκετά υψηλά επίπεδα με τη μετακίνηση του κόμβου, πάνω από το υποστυλώμα που αστόχησε, να πλησιάζει τα 5 cm. Στην περίπτωση λοιπόν που ο κύριος του έργου δεν αποδέχεται μία τόσο μεγάλη παραμόρφωση, προχωράμε στην εναλλακτική διάταξη της εικόνας 4.40, όπου ουσιαστικά οι διαγώνιοι καταλήγουν από κόμβο σε κόμβο χωρίς να περιορίζουν σημαντικά την ορατότητα.



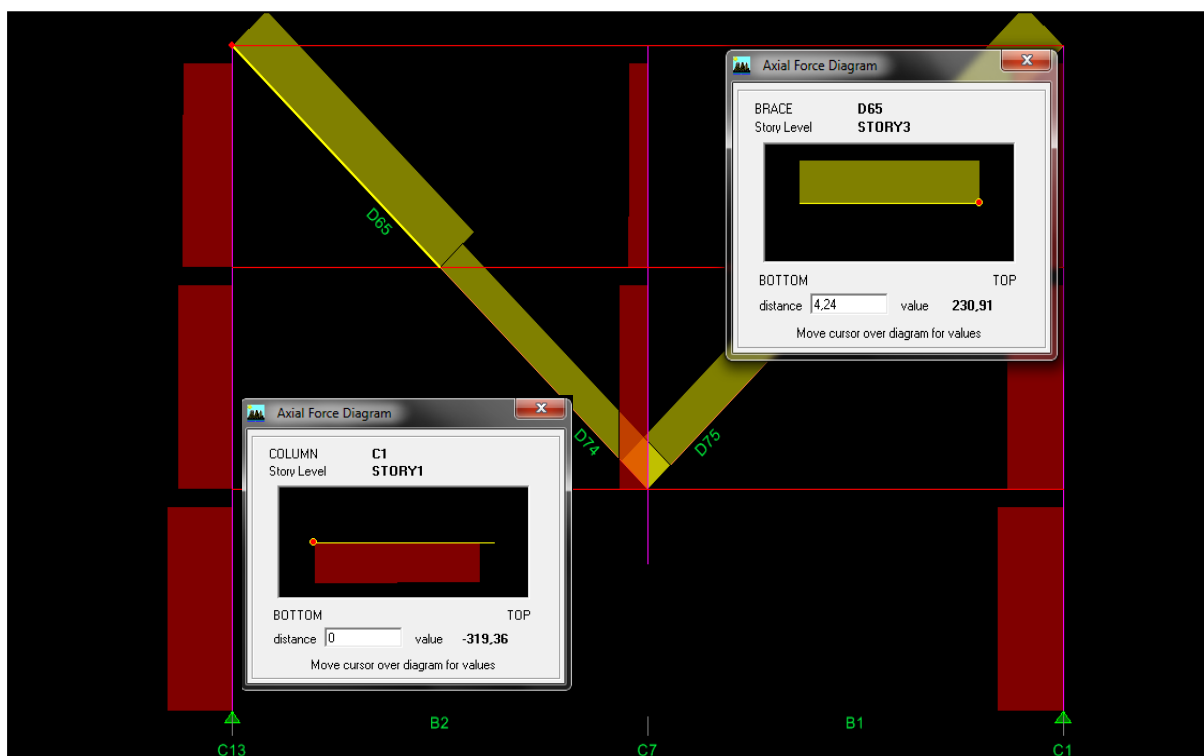
Εικ. 4.39 Παραμορφωμένη εικόνα φορέα λόγω απομάκρυνσης του υποστυλώματος C7.



Εικ. 4.40 Παραμορφωμένη εικόνα φορέα με χρήση εναλλακτικής διάταξης συνδέσμων λόγω απομάκρυνσης του υποστυλώματος C7.

Στην περίπτωση της διάταξης της εικόνας 4.40 βλέπουμε ότι η μετακίνηση του κόμβου πάνω από το C7 δεν ξεπερνά τα 0,3 cm ενώ και το συνολικό βέλος της πλάκας περιορίζεται στα 2 cm. Όσον αφορά τα εντατικά

μεγέθη που αναπτύσσονται, η αξονική στις διαγώνιους φτάνει τα 230 kN και στα γειτονικά υποστυλώματα η θλίψη τα 320 kN (Εικ. 4.41).



Εικ. 4.41 Εντατική κατάσταση διαγωνίου D65 και υποστυλώματος C1 λόγω απώλειας του C7.

Τέλος, το συνολικό βάρος της παρούσας λύσης δεν ξεπερνά τα 1250 kN, καθιστώντας την άκρως ανταγωνιστική σε σχέση με τις προηγούμενες διατάξεις. Όσο αφορά τη μηδενική λύση, θα χρειαστεί να δαπανήσουμε επιπλέον 30.000 € για τη δημιουργία του δικτύματος τρία, θεωρώντας μέση τιμή χάλυβα τα 2 €/Kg. Ωστόσο πρέπει να υπενθυμίσουμε ότι το ποσό αυτό μπορεί να μειωθεί σημαντικά, αν χρησιμοποιήσουμε ελκυστήρες με μεγαλύτερους συντελεστές εκμετάλλευσης.

4.5.5 Λύση τέταρτη: εξασφάλιση και των 2 εσωτερικών υποστυλωμάτων C9 και C10

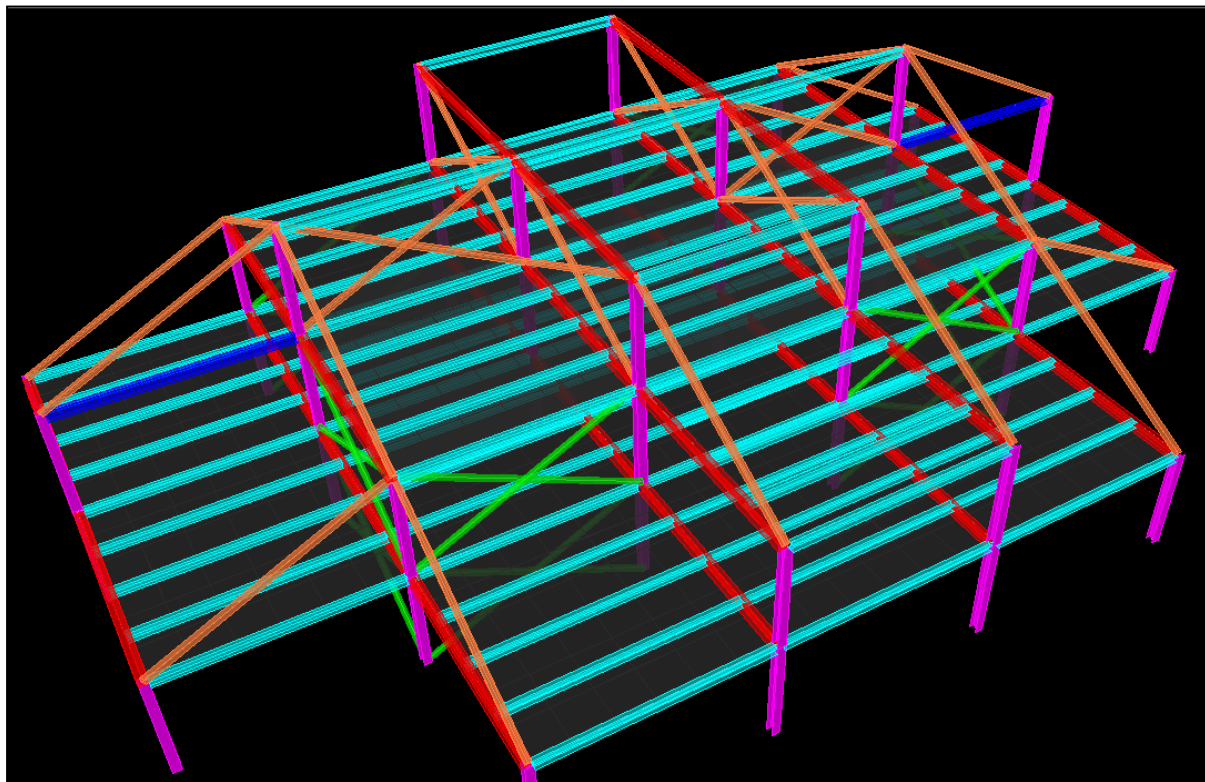
Όλες οι λύσεις που εξετάσαμε ως τώρα εξασφάλιζαν την κατασκευή έναντι της αστοχίας ενός μόνο υποστυλώματος. Ωστόσο, λόγω της μεγάλης σπουδαιότητας των δύο εσωτερικών υποστυλωμάτων C9 και C10, από τα οποία εξαρτώνται όλα τα υπόλοιπα θα αύξανε σημαντικά την ευρωστία της κατασκευής αν εξασφαλίσαμε το ότι αυτή θα άντεχε την απομάκρυνση και των δύο μαζί. Αρχικά, ένας σωστός σχεδιασμός θα απομόνωνε το ένα με το άλλο, τοποθετώντας τα σε ξεχωριστά πυροδιαμερίσματα και κατασκευάζοντας ένα ισχυρό διαχωριστικό ανάμεσά τους, το οποίο θα εξασφάλιζε το ένα από τα δύο σε ενδεχόμενο μίας έκρηξης.

Σε περίπτωση που κάτι τέτοιο δεν είναι εφικτό, θα μπορούσαμε με το σκεπτικό των πρώτων τριών λύσεων να τα εξασφαλίσουμε αναρτώντας τα από τα γειτονικά τους. Έτσι λοιπόν επεκτείνουμε όλα τα υποστυλώματα κατά 3 m και δημιουργούμε το δίκτυμα που φαίνεται στην εικόνα 4.42. Οι διαγώνιοι, όπως και στις προηγούμενες λύσεις, αποτελούνται από ορθογωνική διατομή 13x13x2 συνολικού εμβαδού $A=88 \text{ cm}^2$.

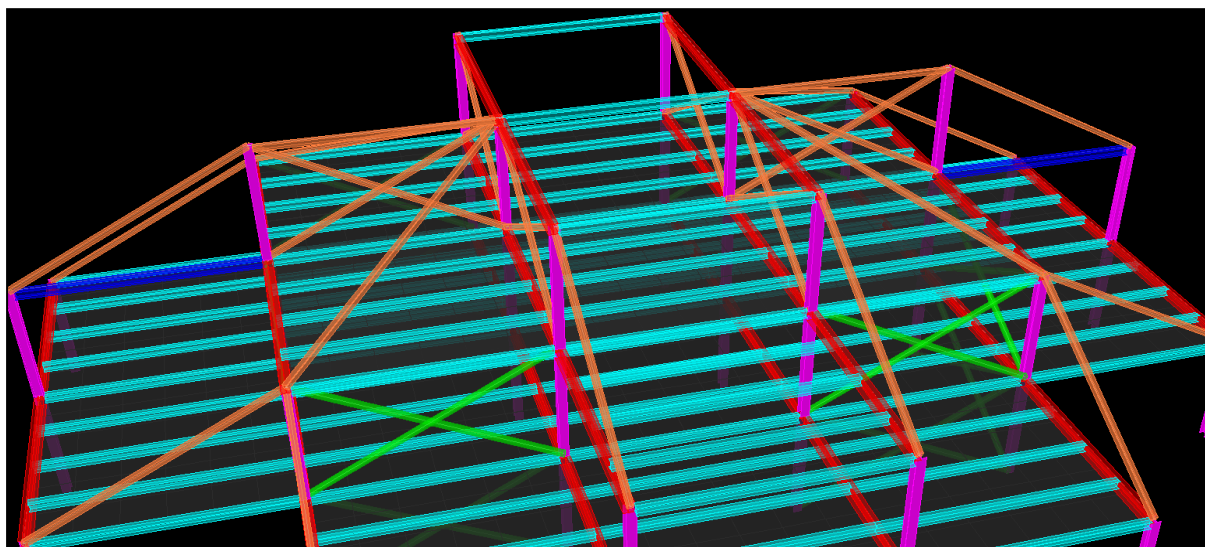
Στη λύση αυτή, τα δύο βασικά υποστυλώματα παύουν να εξαρτώνται το ένα από το άλλο και αναρτώνται από τα γειτονικά τους. Θα μπορούσαμε να διατηρήσουμε τους διαγώνιους συνδέσμους μεταξύ τους για να έχουμε περισσότερους δρόμους απόσβεσης του φορτίου σε περίπτωση αστοχίας ενός εξ' αυτών. Ωστόσο για λόγους απλότητας και οικονομίας της κατασκευής δεν το κάναμε.

Επίσης, σε σύγκριση με τις προηγούμενες λύσεις, τα γωνιακά υποστυλώματα του πυρήνα και συνεπώς τα γωνιακά υποστυλώματα όλης της κατασκευής, δεν αναρτώνται από τα εσωτερικά C9 και C10, αλλά από τα C8 και C11, τα οποία βέβαια με τη σειρά τους αναρτούνται από τα πρώτα. Το γεγονός αυτό καθιστά άμεσα και

αυτά τα δύο υποστυλώματα κρίσιμα. Αν για κάποιο λόγο θέλουμε να αποφύγουμε κάτι τέτοιο, θα μπορούσαμε να συνδέσουμε τα γωνιακά υποστυλώματα C2, C5, C14, C17 απευθείας από τα C9 και C10, όπως γινόταν στις προηγούμενες λύσεις και να έχουμε το δικτύωμα της εικόνας (4.43).



Εικ. 4.42 Γενική διάταξη δικτύωματος τέταρτης λύσης.

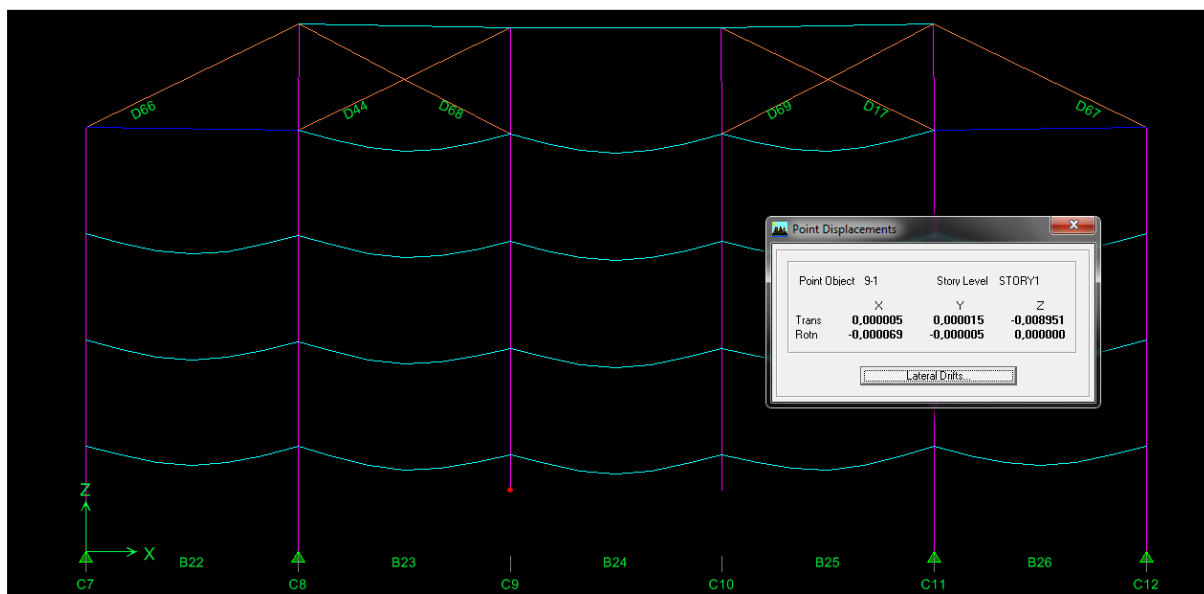


Εικ. 4.43 Εναλλακτική διάταξη δικτύωματος τέταρτης λύσης.

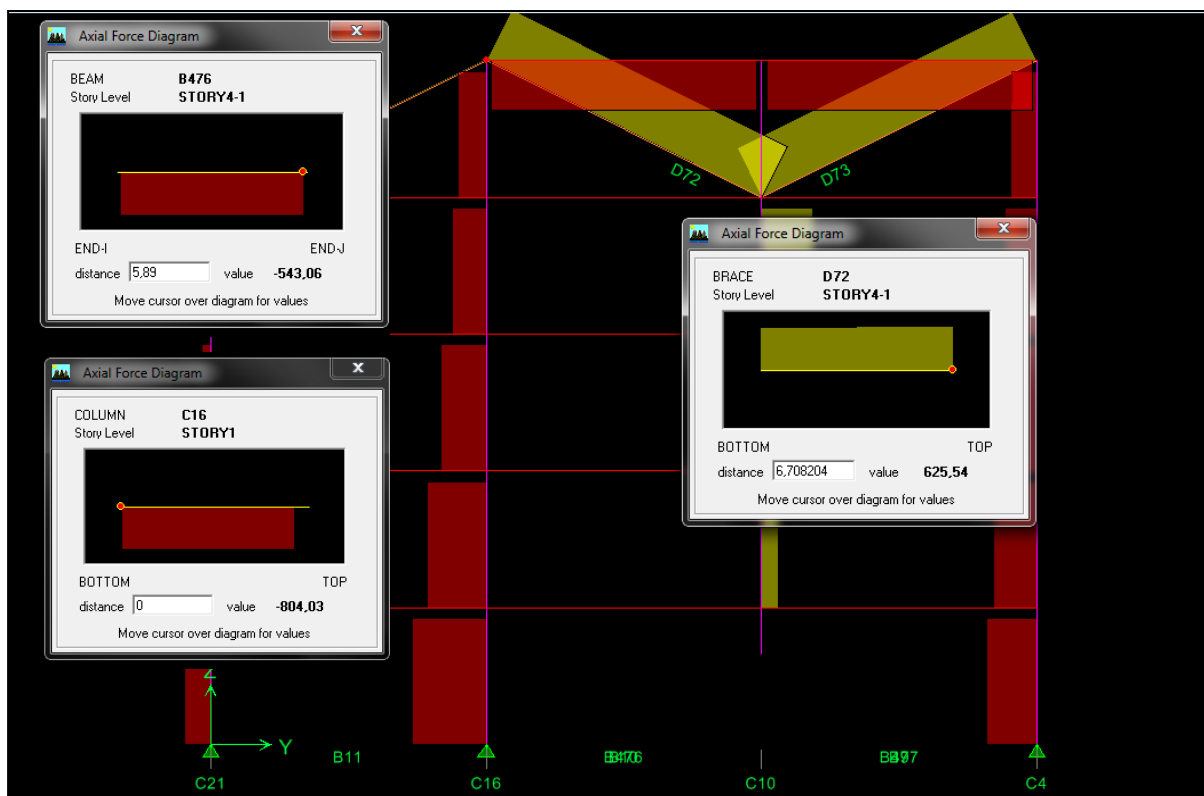
Στην περίπτωση λοιπόν που τόσο το C9 όσο και το C10 αστοχίσουν, με τη χρήση του δικτύωματος της εικόνας 4.42, οι παραμορφώσεις στους κόμβους πάνω απ' αυτά περιορίζονται κάτω από το 1 cm, όπως φαίνεται και από την εικόνα 4.44, ενώ το συνολικό βέλος στις κυρίους δοκούς δεν ξεπερνά τα επιτρεπτά όρια.

Επίσης, οι αξονικές δυνάμεις που αναπτύσσονται παραμένουν σε χαμηλά επίπεδα επειδή το σύστημα διαθέτει αρκετούς δρόμους ανακατανομής των φορτίων. Οι διαγώνιες που αναπτύσσουν τη μεγαλύτερη αξονική είναι οι εφελκόμενες D70 και D71 για την περίπτωση του C9 και D72, D73 για την περίπτωση του C10. Στην εικόνα που ακολουθεί φαίνονται η εντατική κατάσταση των πρώτων δύο, όπου υπέρ της ασφαλείας έχουμε αφαιρέσει

τις θλιβόμενες διαγωνίους. Βλέπουμε λοιπόν ότι η μέγιστη τιμή που αναπτύσσεται είναι τα 625 kN πολύ χαμηλότερα από την αντοχή σε εφελκυσμό των μελών. Όσον αφορά τις κεφαλοδοκούς, η θλίψη δεν ξεπερνά τα 550 kN, ενώ στο πλέον θλιβόμενο υποστύλωμα φτάνει μέχρι τα 805 kN. Και στις δύο περιπτώσεις οι τιμές αυτές είναι πολύ χαμηλότερες από την αντοχή των μελών.



Εικ. 4.44 Παραμορφωμένη κατάσταση και βέλος στην περιοχή πάνω από τη θέση που είχαμε την απώλεια του υποστυλώματος.

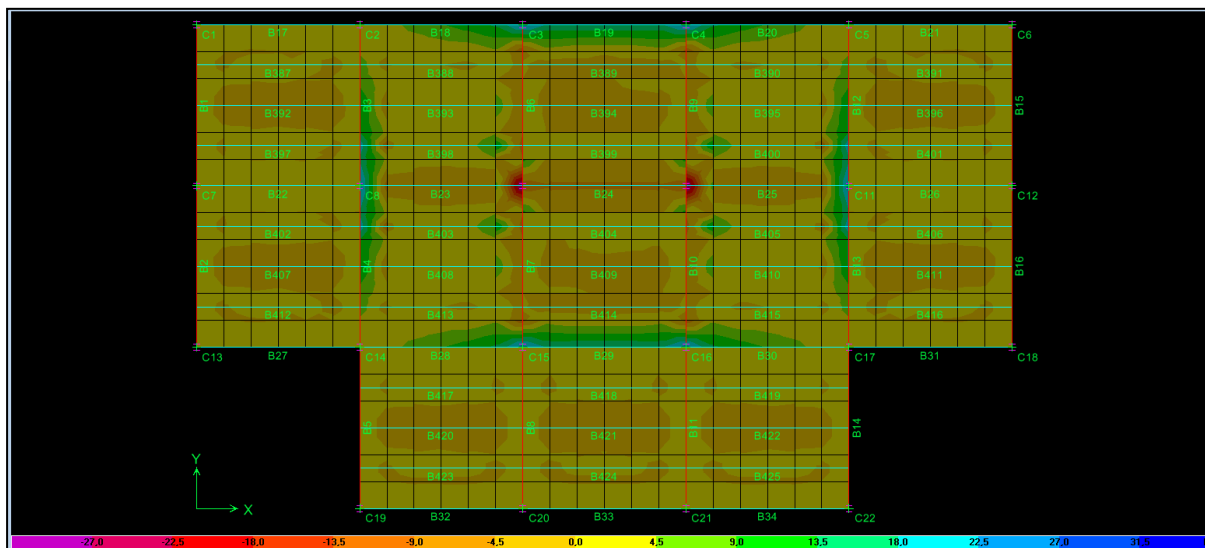


Εικ. 4.45 Εντατική κατάσταση διαγωνίου D72 και δοκού B476 και υποστυλώματος C16 λόγω απώλειας των C9 και C10.

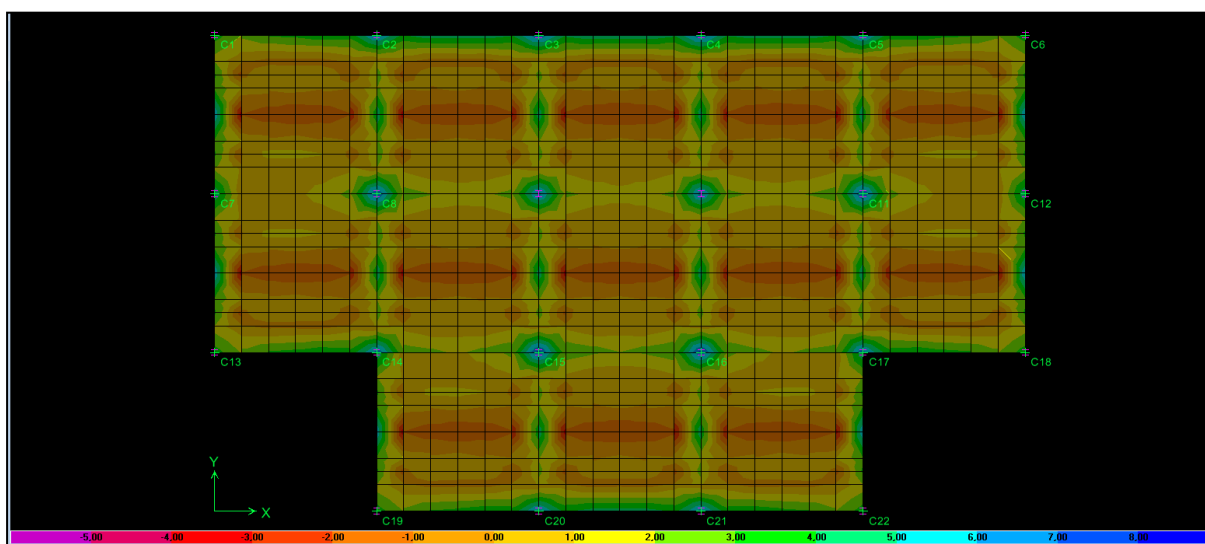
Το συνολικό βάρος της παραπάνω διάταξης ξεπερνά τα 1300 kN. Αυτό σημαίνει ότι για να εξοπλίσουμε την κατασκευή μας με την παρούσα διάταξη, ώστε να μπορεί να αντιμετωπίσει τους διάφορους κινδύνους, θα

χρειαστεί να δαπανήσουμε περίπου 40.000 €. Το ποσό αυτό συνεπάγεται μία αύξηση του κόστους του φέροντα οργανισμού του κτιρίου κατά 17 %. Σε σύγκριση με την οικονομικότερη όλων, πρώτη διάταξη, η οικονομική διαφορά ανέρχεται στα 20.000 €, αφού θα χρειαστούν 100 kN επιπλέον χάλυβα για τη μόρφωση του τέταρτου δικτύωματος. Η διαφορά αυτή δικαιολογείται αν σκεφτεί κανείς το αισθητικό όφελος, σε σχέση με το πρώτο δίκτυωμα, όπως και το γεγονός ότι η κατασκευή πλέον θα διαθέτει πολύ περισσότερους δρόμους απόσβεσης.

Επίσης, ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η μορφή των τάσεων που αναπτύσσονται στις σύμμικτες πλάκες της κατασκευής. Από τη σύγκριση των εικόνων (4.46) και (4.47) βλέπουμε πόσο σημαντική είναι η βελτίωση στην εντατική κατάσταση των πλακών, οι οποίες μετά την ενίσχυση με το δίκτυωμα συμπεριφέρονται σαν να διέθεταν πλήρη στήριξη.



Εικ. 4.46 Μέγιστες τάσεις στην πλάκα του πρώτου ορόφου λόγω της απομάκρυνσης των εσωτερικών υποστυλωμάτων C9 και C10.

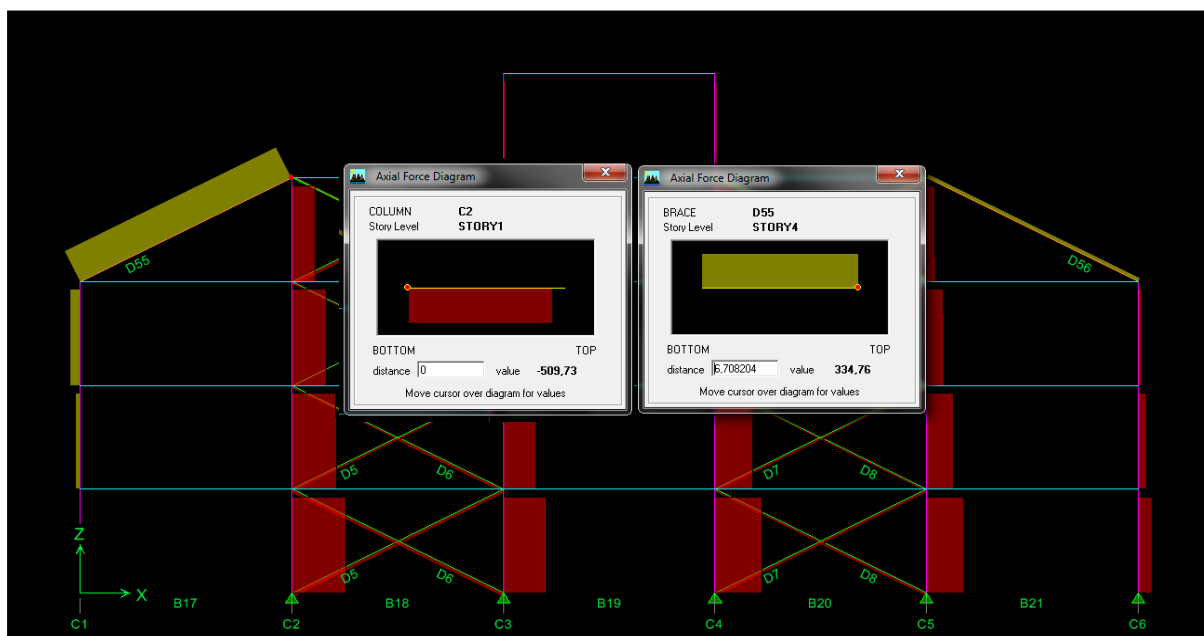


Εικ. 4.47 Μέγιστες τάσεις στην πλάκα του πρώτου ορόφου λόγω της απομάκρυνσης των εσωτερικών υποστυλωμάτων C9 και C10 μετά την ενίσχυση με το δίκτυωμα της τέταρτης λύσης.

Αφού λοιπόν είδαμε ότι το δίκτυωμα επαρκεί για την ανακατανομή των φορτίων σε περίπτωση αστοχίας 2 εσωτερικών υποστυλωμάτων, προχωράμε στον έλεγχο του έναντι της αστοχίας άλλων κρίσιμων στοιχείων. Ξεκινώντας, από το γωνιακό υποστυλώμα C1 βλέπουμε ότι η υποχώρηση του κόμβου δεν ξεπερνά τα 7 mm και το συνολικό βέλος κάμψης της κύριας δοκού τα 1,8 cm. Επίσης, η αξονική στη διαγώνιο πάνω από το

υποστύλωμα περιορίζεται κάτω από τα 340 kN, ενώ η θλίψη του άμεσα επηρεαζόμενου C7 υποστυλώματος δεν ξεπερνά τα 510 kN (Εικ. 4.48).

Η περίπτωση αστοχίας όλων των υπολοίπων υποστυλωμάτων καλύπτεται από τις παραπάνω λύσεις. Συγκεκριμένα, για το C7 αρκεί να ανατρέξουμε στην τελική μορφή του δικτύματος της δεύτερης λύσης. Για το C14 όπως έχουμε αναφέρει και από την πρώτη λύση, η ύπαρξη των χιαστί συνδέσμων ως προς και τις 2 κατευθύνσεις αρκεί για την ανάρτησή του. Επίσης, η ανάρτηση του C20 έχει μελετηθεί στη δεύτερη λύση. Τέλος, για την περίπτωση αστοχίας του C5 έχουμε την ίδια διάταξη ανάρτησης όπως και στην περίπτωση της πρώτης λύσης.



Εικ. 4.48 Εντατική κατάσταση διαγωνίου D55 και υποστυλώματος C2 λόγω απώλειας του C1.

4.6 Συνδέσεις ροπής μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων

4.6.1 Γενικά

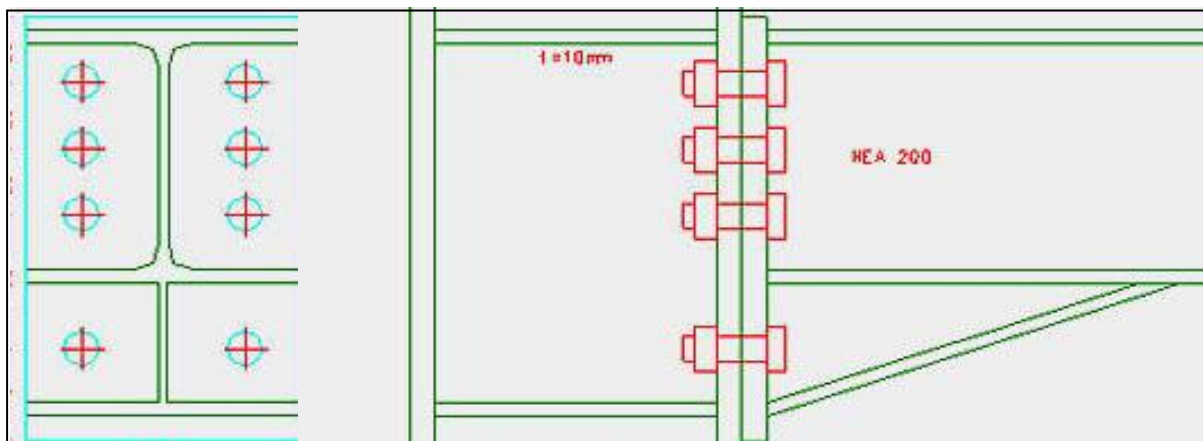
Ένας διαφορετικός τρόπος να εξασφαλίσουμε τα μεγάλα βέλη που δημιουργεί η απώλεια ενός υποστυλώματος μπορεί να είναι η χρήση συνδέσεων ροπής μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζουμε ότι στο φορέα δεν θα αναπτυχθεί μηχανισμός δοκού. Βέβαια, λόγω των πακτώσεων θα προκληθεί μεταφορά ροπής από τα δοκάρια στα υποστυλώματα με αποτέλεσμα να έχουμε την ανάπτυξη μεγαλύτερων εντατικών μεγεθών στις περιοχές των στηρίξεων οι οποίες είναι ήδη κρίσιμες.

Προκειμένου να επιτύχουμε τη μεταφορά της ροπής και της τέμνουσας από τη δοκό στο υποστύλωμα χρειάζεται να διαμορφώσουμε κατάλληλα τον κόμβο. Αυτό σημαίνει ότι η κατασκευή μας θα επιβαρυνθεί με το κόστος σύνθετων κόμβων, κάνοντας χρήση νευρώσεων ώστε προκειμένου να επιτευχθεί η απαιτούμενη δυσκαμψία. Ακόμη στην περίπτωση των άκαμπτων κόμβων, τα πλαίσια μπορούν να ελεγχθούν με μία απλή μεν διαδικασία, η οποία όμως απαιτεί υπολογισμούς αρκετά πολυπλοκότερους απ' ό,τι στα πλαίσια με αρθρωτούς κόμβους.

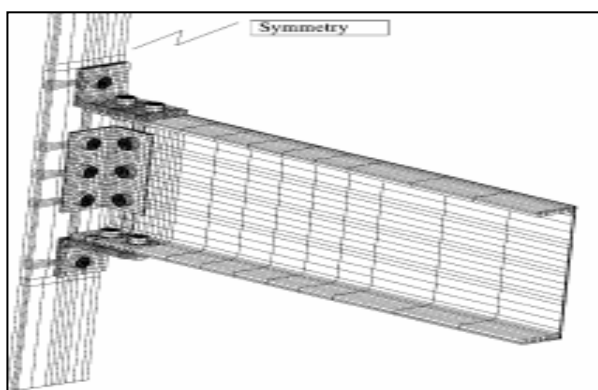
Πέρα όμως από το κατασκευαστικό και υπολογιστικό κόστος, στην περίπτωση αυτή εισάγεται και ένα πολύ σημαντικό, πρακτικό ζήτημα. Η δημιουργία συνδέσεων ροπών απαιτεί την κοχλίωση της δοκού και στις περιοχές εκτός των πελμάτων. Για να επιτύχουμε το επιθυμητό αποτέλεσμα είναι απαραίτητη καθίσταται η συγκόλληση στις δοκούς, γωνιακών νευρώσεων στις περιοχές των κόμβων. Οι νευρώσεις αυτές πρέπει να διαθέτουν αρκετό χώρο ώστε να τοποθετηθεί ο απαραίτητος αριθμός κοχλιών (Εικ. 4.49). Οι νευρώσεις αυτής της μορφής, συνηθίζεται να τοποθετούνται από την κάτω μεριά της δοκού ώστε να αναλαμβάνουν τα στατικά φορτία της κατασκευής.

Για τη δημιουργία όμως ενός πραγματικά εύρωστο φορέα, πρέπει να λάβουμε υπόψην το γεγονός ότι σε περίπτωση ενός τυχαίου γεγονότος, όπως μία έκρηξη, λόγω των πιέσεων που θα δημιουργηθούν προς τα γειτονικά στοιχεία, υπάρχει μεγάλη πιθανότητα να έχουμε ανάστροφη των ροπών, με συνεπεία την αστοχία του κόμβου. Γι' αυτό λοιπόν προκύπτει η ανάγκη να τοποθετούνται οι γωνιακές νευρώσεις τόσο από την κάτω όσο και από την πάνω πλευρά της δοκού, δημιουργώντας έναν ογκώδη και αντισταθμικό κόμβο που θα μας είναι δύσκολο να τον αποκρύψουμε, ιδιαίτερα όσον αφορά τη νευρώση από την πάνω μεριά.

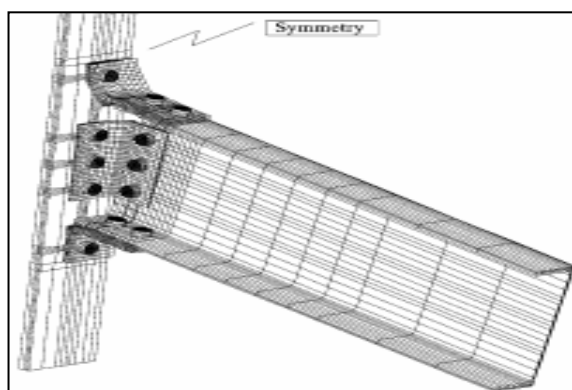
Στην περίπτωση που θα θελήσουμε και είναι εφικτό να υλοποιήσουμε την πάκτωση με μία απλή πλάκα ή ένα απλό γωνιακό, όπως στην εικόνα 4.49^α χρήζει ιδιαίτερης προσοχής, καθώς υπάρχει μεγάλη περίπτωση να έχουμε πλήρη διαρροή του πέλματος της μετωπικής πλάκας ή του γωνιακού, όπως φαίνεται από τις εικόνες 4.50β, 4.51 και 4.52.



Εικ. 4.49 Λεπτομέρεια σύνδεσης ροπής μεταξύ δοκού υποστυλώματος [Google, 2011].



Εικ. 4.50α Λεπτομέρεια σύνδεσης ροπής με γωνιακό, [Ellinwood B. et al. 2007].



Εικ. 4.50β Αστοχία σύνδεσης ροπής με γωνιακό, [Ellinwood B. et al. 2007].



Εικ. 4.51 Αστοχία μετωπικής πλάκας σε σύνδεση ροπής [Bagias I et al. 2008].



Εικ. 4.52 Αστοχία μετωπικής πλάκας σε σύνδεση ροπής [Bagias I et al. 2008].

Γνωρίζοντας λοιπόν τα αρνητικά και τα θετικά των πακτώσεων, στο παράδειγμά μας μετατρέπουμε όλες τις συνδέσεις μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων σε δεσμευμένες. Οι τεγίδες που καταλήγουν πάνω στις κύριες δοκούς εξακολουθούν να συνδέονται μ' αυτές με αρθρωτές συνδέσεις, μιας και η υλοποίηση άκαμπτης σύνδεσης σ' αυτήν την περίπτωση είναι πολύ δύσκολη και χωρίς ιδιαίτερα οφέλη. Αρχικά πρέπει να βεβαιωθούμε ότι η κατασκευή επαρκεί έναντι των μη τυχηματικών φορτίων.

4.6.2 Έλεγχος ικανοτικού και επιλογή διατομής υποστυλώματος

Για σεισμό κατά τη διεύθυνση Y προέκυψε ότι η μεγαλύτερη αξονική αναπτύσσεται στο σύνδεσμο D10 και είναι $N_{Ed} = 269,5$ kN. Η αξονική δύναμη των διαγώνιων συνδέσμων λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού αμελείται διότι είναι πολύ μικρή συγκριτικά με την αξονική δύναμη λόγω της σεισμικής δράσης. Η αντοχή των εφελκόμενων χιαστί συνδέσμων διατομής $A = 33,94$ cm² ισούται με :

$$N_{pd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33,94 * 23,5}{1,1} = 725,1 \text{ kN} \quad (4.101)$$

Ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης δίνεται από τον τύπο 4.2 (αμελώντας την αξονική δύναμη του συνδέσμου λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, όπως ήδη αναφέρθηκε):

$$a_{cd} = \frac{1,2 * N_{pd}}{N_{Ed}} = 3,2 > 3 \rightarrow a_{cd} = 3 \quad (4.102)$$

Όπου 1,2 είναι ο συντελεστής υπεραντοχής του χάλυβα.

Η δρώσα αξονική του υποστυλώματος C8 στο οποίο συνδέεται ο σύνδεσμος D10 για σεισμό κατά Y είναι $N_{Ed} = 447$ kN.

Τα κατακόρυφα χιαστί που επιλέγονται θα πρέπει αφενός να διαθέτουν επαρκή εφελκυστική αντοχή και αφετέρου να ικανοποιούν το κριτήριο λυγηρότητας. Η δρώσα αξονική δύναμη λόγω υπόλοιπων δράσεων σεισμικού συνδυασμού ισούται με $N_{Vd} = 597$ kN. Οι δρώσες ροπές είναι αμελητέες. Η δρώσα αξονική δύναμη για τον ικανοτικό έλεγχο του υποστυλώματος ισούται με:

$$N_{sd} = a_{cd} * N_{Ed} + N_{Vd} = 1938 \text{ kN} \quad (4.103)$$

Από τη σχέση (4.25) παίρνουμε ότι η αντοχή του HEB 220 έναντι καθολικού λυγισμού είναι ίση με 2204 kN επομένως η διατομή επαρκεί αφού:

$$N_{Rd} = 2204 \text{ kN} > N_{sd} = 1938 \text{ kN} \quad (4.104)$$

Για σεισμό κατά τη διεύθυνση X προέκυψε ότι η μεγαλύτερη αξονική αναπτύσσεται στο σύνδεσμο D2 και είναι $N_{Ed} = 165$ kN. Η αξονική δύναμη των διαγώνιων συνδέσμων λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού αμελείται διότι είναι πολύ μικρή συγκριτικά με την αξονική δύναμη λόγω της σεισμικής δράσης. Η αντοχή των εφελκόμενων χιαστί συνδέσμων διατομής A ισούται με :

$$N_{pd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33,94 * 23,5}{1,1} = 725,1 \text{ kN} \quad (4.105)$$

Ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης δίνεται από τον τύπο 4.2 (αμελώντας την αξονική δύναμη του συνδέσμου λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, όπως ήδη αναφέρθηκε):

$$a_{cd} = \frac{1,2 * N_{pd}}{N_{Ed}} = 5,3 > 3 \rightarrow a_{cd} = 3 \quad (4.106)$$

Όπου 1,2 είναι ο συντελεστής υπεραντοχής του χάλυβα. Η δρώσα αξονική του υποστυλώματος C15 στο οποίο συνδέεται ο σύνδεσμος D2 για σεισμό κατά X είναι $N_{Ed} = 269$ kN. Τα κατακόρυφα χιαστί που επιλέγονται θα

πρέπει αφενός να διαθέτουν επαρκή εφελκυστική αντοχή και αφετέρου να ικανοποιούν το κριτήριο λυγηρότητας. Η δρώσα αξονική δύναμη λόγω υπόλοιπων δράσεων σεισμικού συνδυασμού ισούται με $N_{vd} = 560$ kN. Οι δρώσες ροπές είναι αμελητέες. Η δρώσα αξονική δύναμη για τον ικανοτικό έλεγχο του υποστυλώματος ισούται με:

$$N_{sd} = a_{cd} * N_{Ed} + N_{vd} = 1367 \text{ kN} \quad (4.107)$$

Από τη σχέση (4.36) παίρνουμε ότι η αντοχή του HEB 220 έναντι καθολικού λυγισμού είναι ίση με 2204 kN. Επομένως, η διατομή επαρκεί αφού:

$$N_{Rd} = 2204 \text{ kN} > N_{sd} = 1404 \text{ kN} \quad (4.108)$$

4.6.3 Έλεγχος διατομής υποστυλώματος

Έλεγχος υποστυλώματος έναντι τοπικού λυγισμού

Τα HEB 220 για χάλυβα S355 σύμφωνα με τους πίνακες των διατομών (Bagias I. et al. 2008) ανήκουν στην περίπτωση καθαρής θλίψης, που είναι η δυσμενέστερη. Στην κατηγορία 1 επομένως επαρκεί έναντι τοπικού λυγισμού.

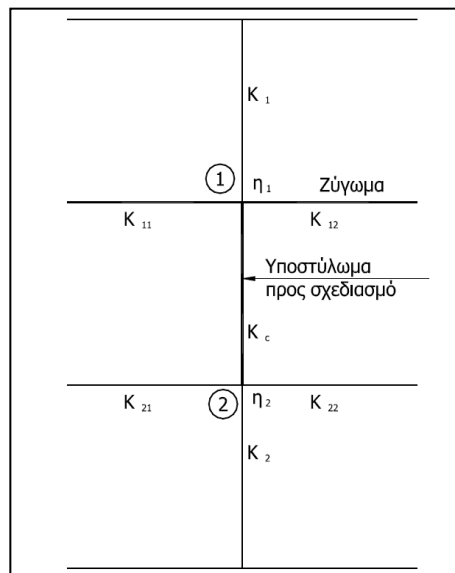
Έλεγχος υποστυλώματος έναντι μέγιστης αξονικής

Η μέγιστη αξονική σύμφωνα με την ανάλυση που πήραμε από το πρόγραμμα πεπερασμένων εμφανίζεται στα υποστυλώματα C10 και C9 για το συνδυασμό $1,35 * G + 1,50 * Q + 0,00 * EX + 0,00 * EY$ και ισούται με -1268 kN. Για να βρούμε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού θα ακολουθήσουμε τη θεωρία του Wood R. Το πλαίσιο μας, χάρην στην ύπαρξη χιαστί συνδέσμων ως προς και τις 2 διεύθυνσης, θεωρείται αμετάθετο. Ως προς τον ισχυρό άξονα ισχύει ότι η δυσκαμψία του υποστυλώματος K_C και της δοκού K_B δίνεται ως εξής:

$$K_C = \frac{I_C}{L_C} = \frac{I_Y}{L_Y} = \frac{8091}{300} = 26,97 \quad (4.109)$$

$$K_B = \frac{1,00 * I_{HEA240}}{L_B} = \frac{I_Y}{L_Y} = \frac{10351}{600} = 17,25 \quad (4.110)$$

Όπου το 1,00 είναι ο συντελεστής ενεργούς δυσκαμψίας της δοκού για πάκτωση στο απομακρυσμένο άκρο. Οι συντελεστές κατανομής των άκρων του εξεταζόμενου υποστυλώματος, η_1 και η_2 , δίνονται από τις σχέσεις 4.40 και 4.41 αντίστοιχα, στις οποίες το εξεταζόμενο υποστυλώμα είναι το C10 του ισογείου, το οποίο είναι εσωτερικό και δέχεται τη μέγιστη θλίψη.



Εικ. 4.53 Συντελεστές κατανομής η_1 και η_2 για συνεχή υποστυλώματα [Bagias I. et al. 2008].

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{2 * K_C}{2 * K_C + 2 * K_B} = 0,61 \quad (4.111)$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 1,00 \quad (4.112)$$

Όπου το η_2 ισούται με τη μονάδα γιατί το υποστύλωμα είναι αρθρωτό στη βάση του. Από το σχήμα 4.10 προκύπτει ότι ο συντελεστής β του ισοδύναμου μήκους λυγισμού ισούται με 0,88. Συνεπώς, η ανηγμένη λυγηρότητα θα ισούται με:

$$\bar{\lambda}_Y = \frac{\beta * L_{cr}}{\lambda_1 * i_y} = \frac{0,88 * 300}{76,41 * 9,43} = 0,37 \quad (4.113)$$

Η συμπεριφορά του HEB 220, όπως έχει ήδη αναφερθεί, περιγράφεται για τον ισχυρό άξονα από την b καμπύλη με $\alpha=0,34$. Συνεπώς, από τις σχέσεις 4.12 και 4.13 παίρνουμε $\Phi=0,60$ και $\chi_Y=0,94$.

Με παρόμοιο σκεπτικό κατά τον ασθενή άξονα έχουμε :

$$K_C = \frac{I_C}{L_C} = \frac{I_Z}{L_Z} = \frac{2843}{300} = 9,48 \quad (4.114)$$

$$K_B = \frac{1,00 * I_{HEA200}}{L_B} = \frac{I_Y}{L_Y} = \frac{1,00 * 3692}{600} = 6,15 \quad (4.115)$$

Όπου το 1,00 είναι ο συντελεστής ενεργούς δυσκαμψίας της δοκού για πάκτωση στο απομακρυσμένο άκρο. Οι συντελεστές κατανομής των άκρων του εξεταζόμενου υποστυλώματος, η_1 και η_2 , δίνονται από τις σχέσεις (4.116) και (4.117) και ισούνται με

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{2 * K_C}{2 * K_C + 2 * K_B} = 0,61 \quad (4.116)$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 1,00 \quad (4.117)$$

Όπου το η_2 ισούται με τη μονάδα γιατί το υποστύλωμα είναι αρθρωτό στη βάση του. Από το σχήμα 4.10 προκύπτει ότι ο συντελεστής β του ισοδύναμου μήκους λυγισμού ισούται με 0,88. Συνεπώς, η ανηγμένη λυγηρότητα θα ισούται με:

$$\bar{\lambda}_Z = \frac{\beta * L_{cr}}{\lambda_1 * i_z} = \frac{0,88 * 300}{76,41 * 5,59} = 0,62 \quad (4.118)$$

Η συμπεριφορά του HEB 220, όπως έχει ήδη αναφερθεί, περιγράφεται για τον ασθενή άξονα από την c καμπύλη με $\alpha=0,49$. Επομένως από τις σχέσεις 4.12 και 4.13 παίρνουμε $\Phi=0,80$ και $\chi_Z=0,77$. Αφού λοιπόν $\chi_Z < \chi_Y$ η αντοχή του θλιβόμενου υποστυλώματος σε λυγισμό θα ισούται με:

$$N_{Rd} = \frac{\chi_Z * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,77 * 91,04 * 35,5}{1,1} = 2262 \text{ kN} \quad (4.119)$$

Άρα το HEB 220 επαρκεί έναντι λυγισμού αφού:

$$N_{Rd} = 2262 \text{ kN} > N_{sd} = 1268 \text{ kN} \quad (4.120)$$

Έλεγχος υποστυλώματος σε διάτμηση, κάμψη και αξονική

Η μέγιστη κάμψη παρουσιάζεται στο ύψος του τρίτου επιπέδου στο C20 λόγω του μη σεισμικού συνδυασμού και έχει τιμή 89 kNm. Ταυτόχρονα σ' αυτό το μέλος έχουμε τη μέγιστη τέμνουσα που είναι 58 kN και θλίψη ίση με 150 kN. Στη διατομή δεν χρειάζεται απομείωση λόγω τέμνουσας εφόσον:

$$V_{Ed,z} = 58 \text{ kN} \ll 0,5 * V_{pl,Rd} = 0,5 \frac{A_{vz} * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{0,5 * 27,92 * 35,5}{\sqrt{3} * 1,1} = 260 \text{ kN} \quad (4.121)$$

Κατά τον ασθενή άξονα η τέμνουσα είναι αμελητέα. Λόγω αξονικής και κάμψης δεν θα έχουμε απομείωση της πλαστικής αντοχής αφού, όπως φαίνεται παρακάτω, ικανοποιούνται και τα δύο κριτήρια που θέτει ο ευρωκώδικας για διπλής συμμετρίας διατομές κατηγορίας 1.

$$N_{Ed} = 150 \text{ kN} \leq 0,25 * N_{pl,Rd} = \frac{0,25 * A * f_y}{\gamma_{M0}} = 735 \text{ kN} \quad (4.122)$$

και

$$N_{Ed} = 150 \text{ kN} \leq \frac{0,5 * A_w * f_y}{\gamma_{M0}} = 288 \text{ kN} \quad (4.123)$$

Επομένως, για τη ροπή ισχύει ότι:

$$M_{y,Ed} = 8900 \text{ kNcm} < M_{Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{827 * 35,5}{1,1} = 26690 \text{ kNcm} \quad (4.124)$$

Έλεγχος υποστυλώματος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, κάμψης και θλίψης

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για το υποστύλωμα θα είναι :

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * EI_z}{(k * L_T)^2} * \left\{ \left[\frac{k}{k_w} \right]^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * EI_z} + (C_2 * z_g - C_3 * z_j)^2 \right\}^{0,5} - (C_2 * z_g - C_3 * z_j) \Big\} =$$

$$M_{cr} = 2,927 * \frac{\pi^2 * 21000 * 2843}{(1 * 300)^2} * \left\{ \left[\frac{1}{1} \right]^2 * \frac{295400}{2843} + \frac{(1 * 300)^2 * 8077 * 76,57}{\pi^2 * 21000 * 2843} + (0 * 11 - 0,366 * 0)^2 \right\}^{0,5} - 0 \Big\} =$$

$$M_{cr} = 269904 \text{ kNcm} \quad (4.125)$$

Για τα HEB 220 ισχύουν τα εξής:

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{220} = 1 < 2 \quad (4.126)$$

Επομένως η καμπύλη λυγισμού είναι η α με συντελεστή ατελειών $\alpha_{LT}=0.21$. Από τις σχέσεις 4.13 και 4.12 βγάξω αντίστοιχα $\Phi_{LT}=0,57$ και $\chi_{LT}=0.97$, άρα η διατομή επαρκεί αφού:

$$M_{y,Ed} = 8900 \text{ kNcm} < M_{Rd} = 25900 \text{ kNcm} \quad (4.127)$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού που χρησιμοποιήθηκε στις σχέσεις του Φ_{LT} και χ_{LT} δίνεται από τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,Y} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{827 * 35,5}{269904}} = 0,33 > 0,2 \quad (4.128)$$

Σύμφωνα με τις σχέσεις 4.59 και 4.60 βγάζουμε $k_{yy} = 1,48$ και $k_{zy} = 0,89$. Ο τελικός έλεγχος, λοιπόν, για το υποστύλωμα ικανοποιείται αφού είναι:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk}} + k_{yy} * \frac{M_{E,Rd}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk}} = 0,45 + 0,50 = 0,95 < 1 \quad (4.129)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk}} + k_{zy} * \frac{M_{E,Rd}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk}} = 0,50 + 0,30 = 0,80 < 1 \quad (4.130)$$

4.6.4 Έλεγχος χιαστί συνδέσεων

Στους χιαστί συνδέσμους θα ελεγχθεί τόσο η επάρκεια της εφελκυστικής τους αντοχής, όσο και η λυγηρότητά τους. Από την ανάλυση που πήραμε από το πρόγραμμα ETABS βρέθηκε ότι η μέγιστη αξονική που αναπτύσσεται στο D10, ισούται με $N_{Ed} = 269$ kN και προέρχεται από το σεισμικό συνδυασμό κατά τη Y διεύθυνση. Η αντοχή του χιαστί προκύπτει από τη σχέση (4.1). Επομένως, ο χιαστί επαρκεί αφού:

$$N_{pd} = 725 \text{ kN} \gg N_{Ed} = 269 \text{ kN} \quad (4.131)$$

Σύμφωνα με την 4.2.2 ενότητα του παρόντος, ικανοποιείται το κριτήριο λυγηρότητας του ΕΑΚ.

4.6.5 Έλεγχος κυριών δοκών

Οι κύριες δοκοί καταπονούνται σε κάμψη λόγω των κατακόρυφων φορτίων που τους μεταβιβάζουν οι τεγίδες. Θεωρούνται πλευρικά εξασφαλισμένες λόγω της ύπαρξης του χαλυβδόφυλλου. Η μέγιστη ροπή που εμφανίζεται λόγω του τυχηματικού συνδυασμού (σχέση 4.100) ισούται με $M_{Ed} = 146$ kNm. Ταυτόχρονα σ' αυτό το μέλος έχουμε τη μέγιστη τέμνουσα, 123 kN. Στη διατομή δεν χρειάζεται απομείωση λόγω τέμνουσας εφόσον:

$$V_{Ed,z} = 123 \text{ kN} \ll 0,5 * V_{pl,Rd} = 0,5 * \frac{A_{vz} * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{0,5 * 25,18 * 35,5}{\sqrt{3} * 1,1} = 235 \text{ kN} \quad (4.132)$$

Κατά τον ασθενή άξονα η τέμνουσα είναι αμελητέα. Η αξονική είναι μηδενική επομένως λόγω αξονικής και κάμψης δεν θα έχουμε απομείωση της πλαστικής αντοχής.

Επομένως για τη ροπή ισχύει ότι:

$$M_{y,Ed} = 14600 \text{ kNcm} < M_{Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{744,6 * 35,5}{1,1} = 24030 \text{ kNcm} \quad (4.133)$$

4.6.6 Έλεγχος τεγίδων

Η μέγιστη ροπή που εμφανίζεται είναι λόγω του μη σεισμικού συνδυασμού και ισούται με $M_{Ed} = 71$ kNm. Ταυτόχρονα σ' αυτό το μέλος έχουμε τη μέγιστη τέμνουσα, που είναι 45 kN. Στη διατομή δεν χρειάζεται απομείωση λόγω τέμνουσας εφόσον:

$$V_{Ed,z} = 45 \text{ kN} \ll 0,5 * V_{pl,Rd} = 0,5 * \frac{A_{vz} * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{0,5 * 18,08 * 23,5}{\sqrt{3} * 1,1} = 112 \text{ kN} \quad (4.134)$$

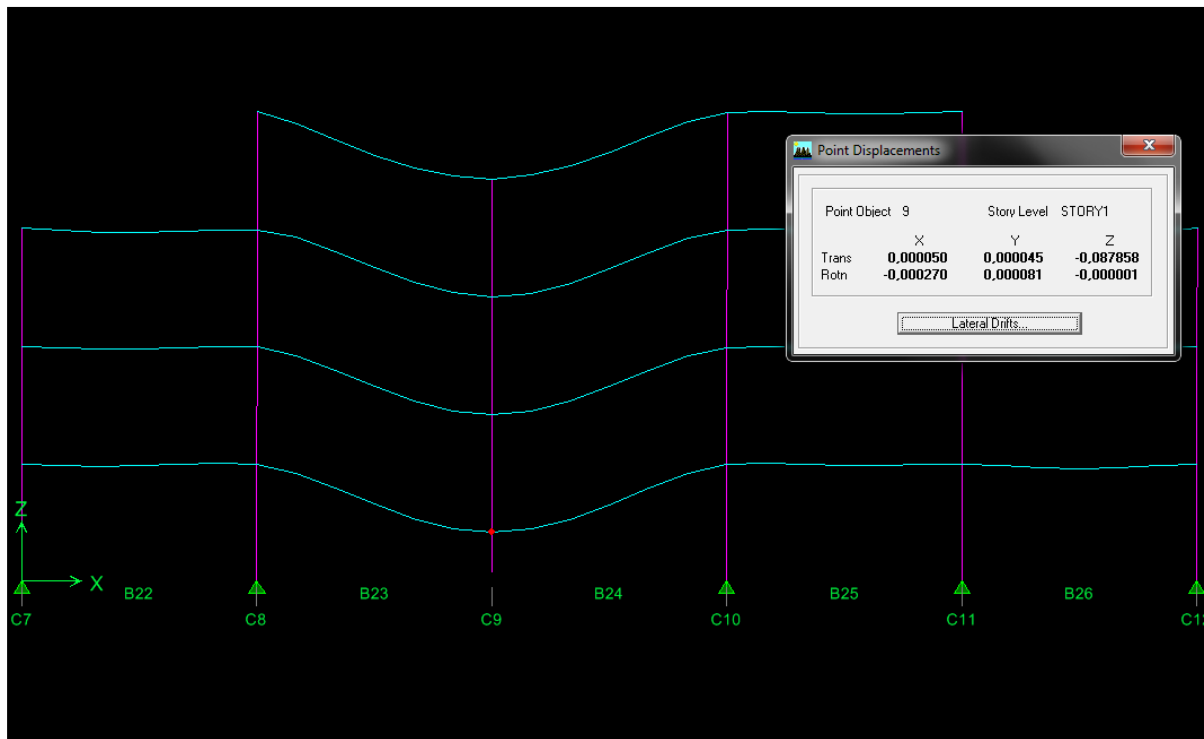
Κατά τον ασθενή άξονα η τέμνουσα είναι αμελητέα. Η αξονική και εδώ είναι σχεδόν μηδενική. Συνεπώς, λόγω αξονικής και κάμψης δεν θα έχουμε απομείωση της πλαστικής αντοχής.

Επομένως, για τη ροπή ισχύει ότι:

$$M_{y,Ed} = 7100 \text{ kNcm} < M_{Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{429,5 * 23,5}{1,1} = 9176 \text{ kNcm} \quad (4.135)$$

4.6.7 Συμπεριφορά κατασκευής στην περίπτωση απώλειας του υποστυλώματος C9

Με τη μετατροπή των συνδέσεων από αρθρώσεις σε πακτώσεις παρατηρούμε σημαντική αλλαγή στη συμπεριφορά της κατασκευής έναντι απώλειας ενός υποστυλώματος. Πλέον τα βέλη του φορέα αν και εξακολουθούν να κυμαίνονται σε μεγάλες τιμές εξαρτώνται πλήρως από τη δυσκαμψία των δοκών που συντρέχουν στα υποστυλώματα. Όπως φαίνεται και από την παρακάτω εικόνα, η υποχώρηση του κόμβου πάνω από το ένατο υποστυλώμα δεν ξεπερνά τα 10 cm. Αυτή η τιμή εξακολουθεί να είναι υπερβολικά μεγάλη για να γίνει αποδεκτή. Ωστόσο, σε καμία περίπτωση δεν μπορεί να συγκριθεί με τα βέλη που προκαλούσε ο μηχανισμός δοκού στην περίπτωση των αρθρωτών συνδέσεων (Εικ. 4.11).



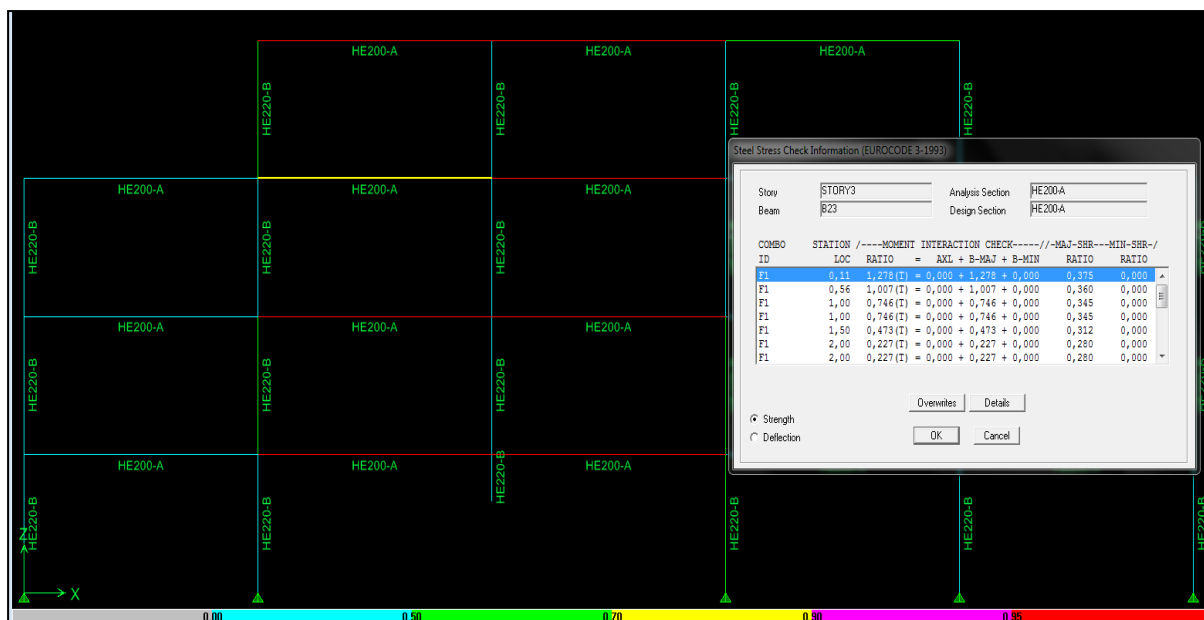
Εικ. 4.54 Παραμορφωμένη εικόνα φορέα για την περίπτωση απώλειας του C9 πριν την επέμβασή μας.

Χαρακτηριστικό της εικόνας αυτής αποτελεί η παραμορφωμένη γραμμή των δοκών. Οι δοκοί που συντρέχουν στο C9 συμπεριφέρονται ξεκάθαρα σαν αμφίπακτα μέλη στα οποία έχουμε υποχώρηση του ενός άκρου, σε αντίθεση με την εικόνα 4.11, στην οποία οι δοκοί φαίνονται να ακολουθούν την υποχώρηση του κόμβου 9 σχεδόν απαραμόρφωτες (αναμενόμενο βάσει των συνθηκών στηρίξεις τους). Σημαντικό πεδίο διερεύνησης ωστόσο αποτελεί η δυνατότητα των συνδέσεων, που έχουμε υλοποιήσει στην κατασκευή, να παρακολουθήσουν μία τέτοια παραμορφωμένη κατάσταση, χωρίς να σημειωθεί καμία στροφή στον κόμβο.

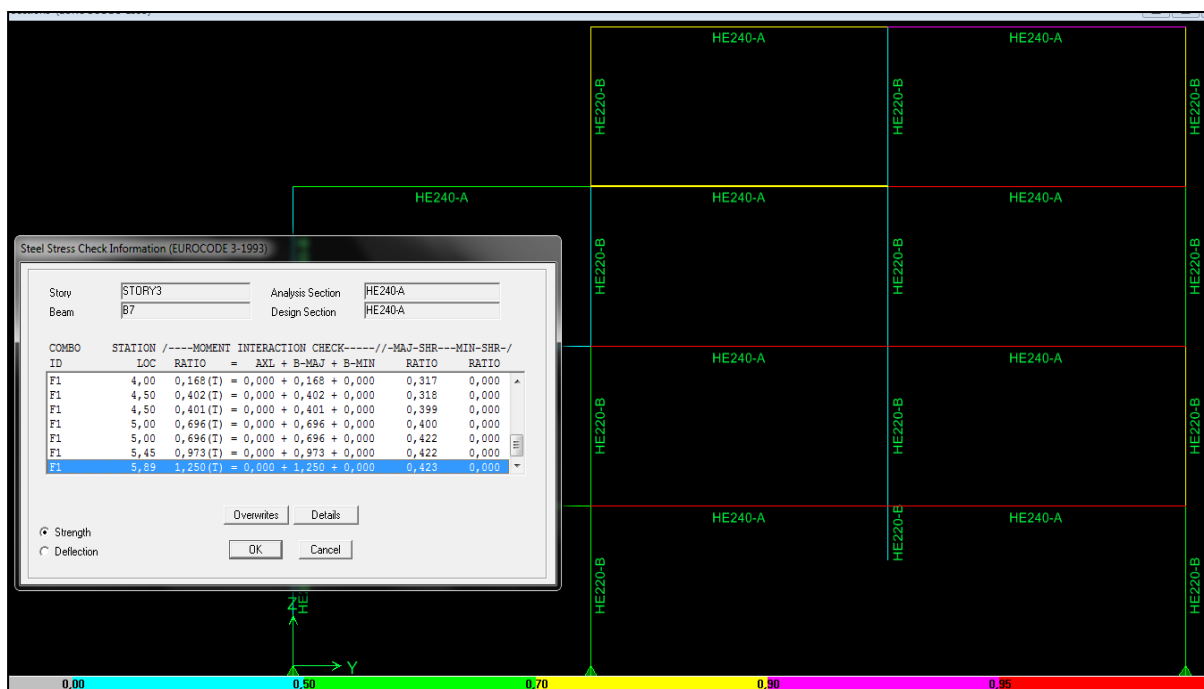
Πέρα από τα βέλη, διαφορές παρουσιάζονται και στα εντατικά μεγέθη. Οι δοκοί που συνδέονται με το υποστυλώμα που αστόχησε, αντλώντας δυσκαμψία από την πάκτωση, αντιστέκονται στη βύθιση του κόμβου με αποτέλεσμα την ανάπτυξη σημαντικών εντατικών μεγεθών.

Συγκεκριμένα σ' όλους τους ορόφους, τόσο οι κύριες όσο και δευτερεύουσες δοκοί που συνδέονται με το C9, αστοχούν λόγω κάμψης κατά τον ισχυρό τους άξονα. Μοναδική εξαίρεση αποτελεί ο τελευταίος όροφος στον οποίο αστοχεί μόνο η μία από τις τέσσερις δοκούς που συντρέχουν στο C9, με τις άλλες τρεις να ικανοποιούν οριακά τον έλεγχο με συντελεστή εκμετάλλευσης γύρω στο 90 %. Λογικό είναι επομένως να συμπεράνουμε ότι η απόκριση της κατασκευής πλέον εξαρτάται άμεσα από τη δυσκαμψία και συνεπώς τη ροπή αδράνειας, κατά τον ισχυρό άξονα, των δοκών.

Χαρακτηριστικές της συμπεριφοράς της κατασκευής αποτελούν οι εικόνες 4.55 και 4.56 στις οποίες απεικονίζονται με χρωματισμούς, πάνω στις τομές κατά τη X και Y διεύθυνση, οι βαθμοί εκμετάλλευσης των στοιχείων του φορέα.



Εικ. 4.55 Τομή κατά τον X άξονα. Ποσοστό εκμετάλλευσης μελών φορέα.

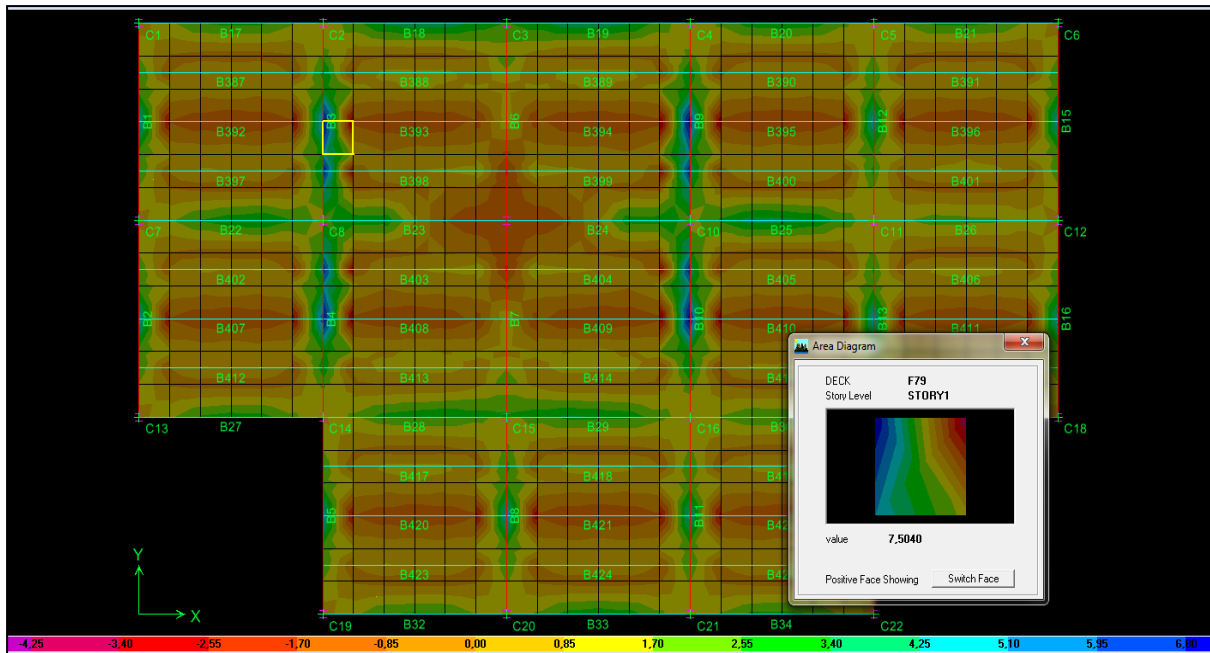


Εικ. 4.56 Τομή κατά τον Y άξονα. Ποσοστά εκμετάλλευσης μελών φορέα.

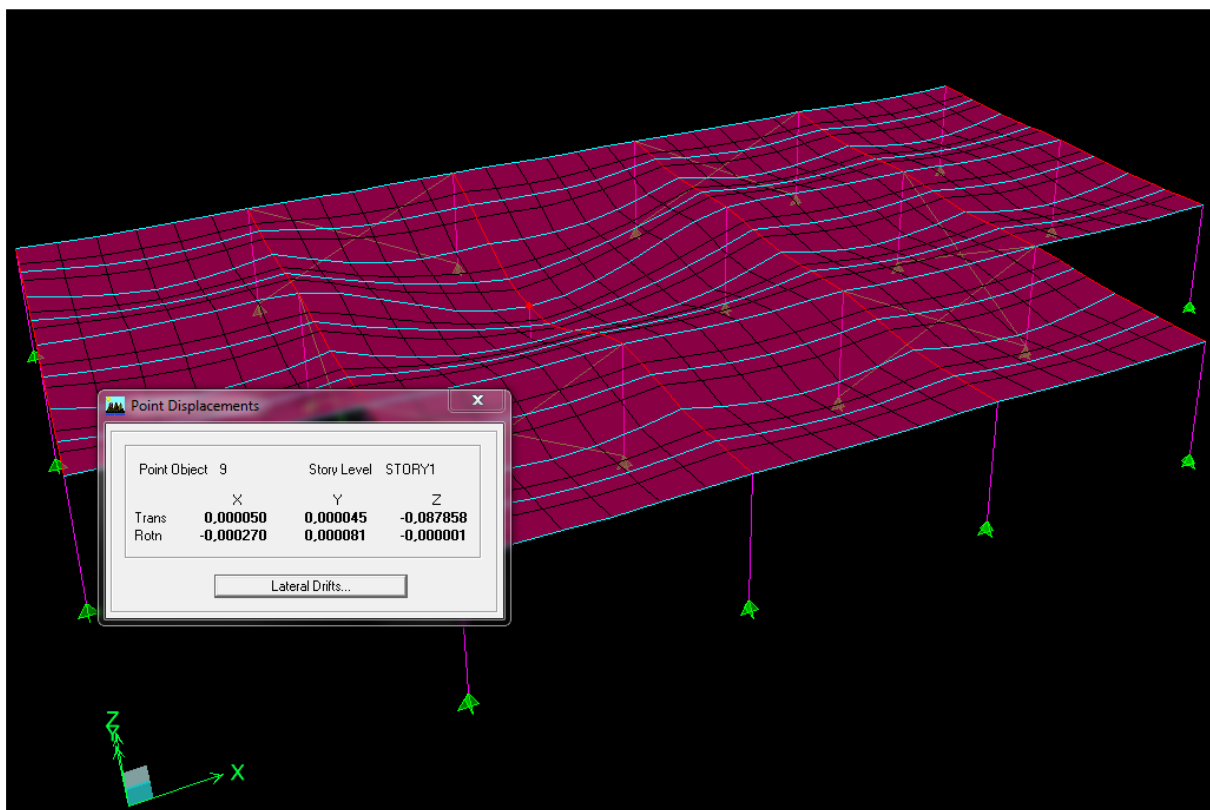
Σημαντικά επίσης συμπεράσματα μπορούμε να βγάλουμε από την εικόνα 4.57, στην οποία απεικονίζονται οι μέγιστες τάσεις που αναπτύσσονται στην πλάκα του πρώτου ορόφου. Όπως λοιπόν βλέπουμε, οι πλάκες εφελκύνονται κατά μήκος των κυρίων δοκών που γειτνιάζουν με το υποστύλωμα C9. Κατά την άλλη διεύθυνση, αυτή των τεγίδων, ο εφελκυσμός είναι πολύ μικρότερος. Το γεγονός αυτό μπορεί να είναι απόρροια της μεγαλύτερης δυστρεψιάς των HEA 240 έναντι των HEA 200. Αντίθετα, στις αρθρωτές συνδέσεις (Εικ. 4.16) υπήρχε σημαντικός εφελκυσμός και κατά μήκος των δευτερευουσών δοκών που κατέληγαν στα γειτονικά υποστύλωματα.

Αξιο επίσης προσοχής, αποτελεί η μικρή τιμή των τάσεων που δεν ξεπερνά τα 7 kN/m^2 και είναι αποτέλεσμα των σχετικά μικρών βελών που αναπτύσσονται, σε αντίθεση με την περίπτωση των αρθρωτών κόμβων, που λόγω των μεγάλων βελών ο εφελκυσμός στην άνω ίνα της πλάκας, στην περιοχή των στηρίξεων, έφτανε τις τριπλάσιες τιμές. Τέλος, στη εικόνα 4.58 φαίνεται μία τρισδιάστατη απεικόνιση της παραμόρφωσης του πρώτου

ορόφου. Στη φωτογραφία αυτή μπορούμε εύκολα να παρατηρήσουμε τον τρόπο με τον οποίο μεταβάλλεται η παραμόρφωση των δοκών και του χαλυβδόφυλλου, καθώς απομακρυνόμαστε από την περιοχή πάνω από το υποστυλώμα που αστόχησε. Επίσης, μπορούμε να διακρίνουμε την αμφιέριστη λειτουργία των τεγίδων, σε σύγκριση με την αμφίπακτη λειτουργία των δοκών που συντρέχουν στα υποστυλώματα. Παρόμοια συμπεριφορά παρουσιάζουν και οι υπόλοιποι όροφοι.



Εικ. 4.57 Μέγιστες τάσεις στην πλάκα του πρώτου ορόφου λόγω της απομάκρυνσης του εσωτερικού υποστυλώματος C9.



Εικ. 4.58 Παραμόρφωση δοκών και πατώματος πρώτου ορόφου μετά την απομάκρυνση του εσωτερικού υποστυλώματος C9.

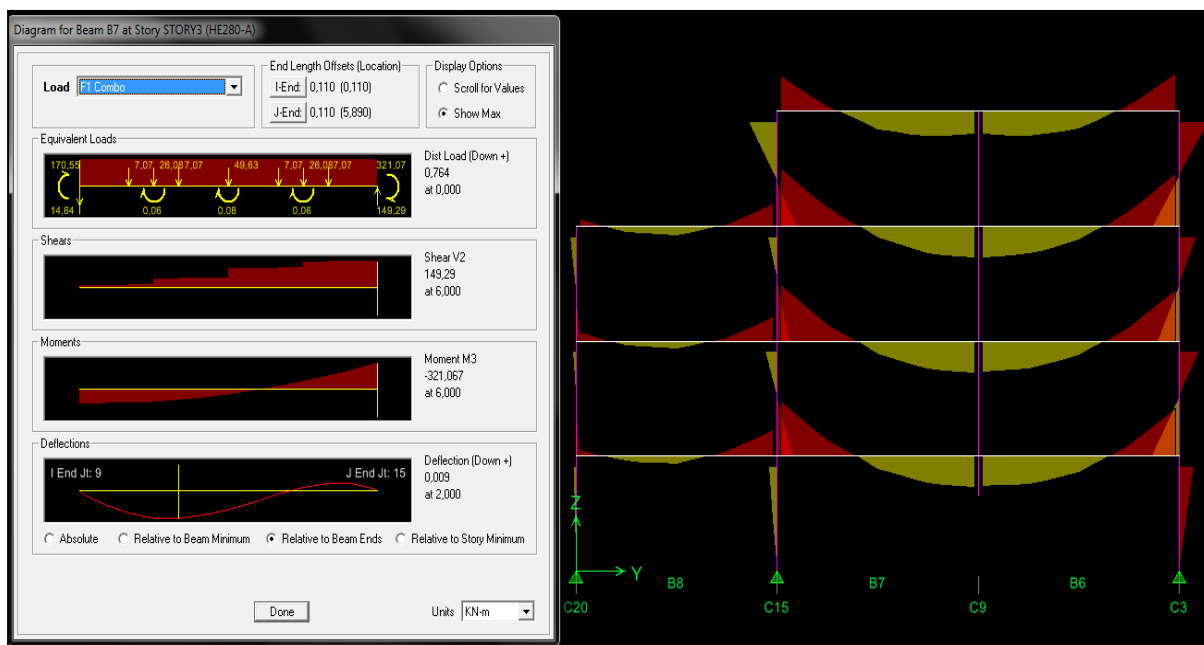
4.6.8 Λύση πρώτη: Αύξηση αντοχής κυρίων δοκών

Όπως είδαμε και από τα παραπάνω, η συμπεριφορά της κατασκευής εξαρτάται άμεσα από τη δυσκαμψία των κυρίων δοκών. Είναι λοιπόν φυσικό επακόλουθο, η πρώτη λύση που θα ελεγχτεί να είναι η αύξηση της αντοχής των δοκών. Προκειμένου να αυξήσουμε την αντοχή των κυρίων δοκών που καταπονούνται σε κάμψη περί τον ισχυρό τους άξονα αρκεί να αυξήσουμε την πλαστική ροπή αντίστασης τους.

Η αύξηση του W_{pl} μπορεί να επιτευχθεί με τρεις τρόπους. Αρχικά, με την ενίσχυση των υφιστάμενων δοκών με την τοποθέτηση ελασμάτων στα πέλατά τους. Αυτή η μέθοδος κρίνεται η πλέον κατάλληλη και οικονομική για την περίπτωση υφιστάμενης κατασκευής. Ο δεύτερος τρόπος είναι η χρήση υψίκορμων δοκών τύπου IPE. Αυτή η λύση είναι σαφώς καλύτερη από την τρίτη, η οποία είναι η χρήση μεγαλύτερης διατομής ίδιου τύπου (HEA). Παρόλ' αυτά, εμείς στο παράδειγμά μας θα εφαρμόσουμε την τελευταία διατηρώντας τον τύπο των δοκών για πιο εύκολη και άμεση σύγκριση μεταξύ των λύσεων μας. Συνεπώς, προχωράμε σε αλλαγή της διατομής των κυρίων δοκών από HEA240 σε HEA280.

Από την ανάλυση με το πρόγραμμα ETABS συμπεραίνουμε ότι όλα τα μέλη του φορέα μας επαρκούν στους ελέγχους, για το συνδυασμό της τυχηματικής φόρτισης, ο οποίος δίδεται από τη σχέση 4.100. Πράγματι, όπως φαίνεται από την εικόνα 4.59, η μέγιστη ροπή των κυρίων δοκών εμφανίζεται στη δοκό B7, του τρίτου ορόφου, στην περιοχή της σύνδεσης, όπως ήταν αναμενόμενο άλλωστε και φτάνει τα 32200 kNcm. Η ελαστική ροπή αντοχής της HE280-A (αφού είναι κατηγορίας 3) είναι:

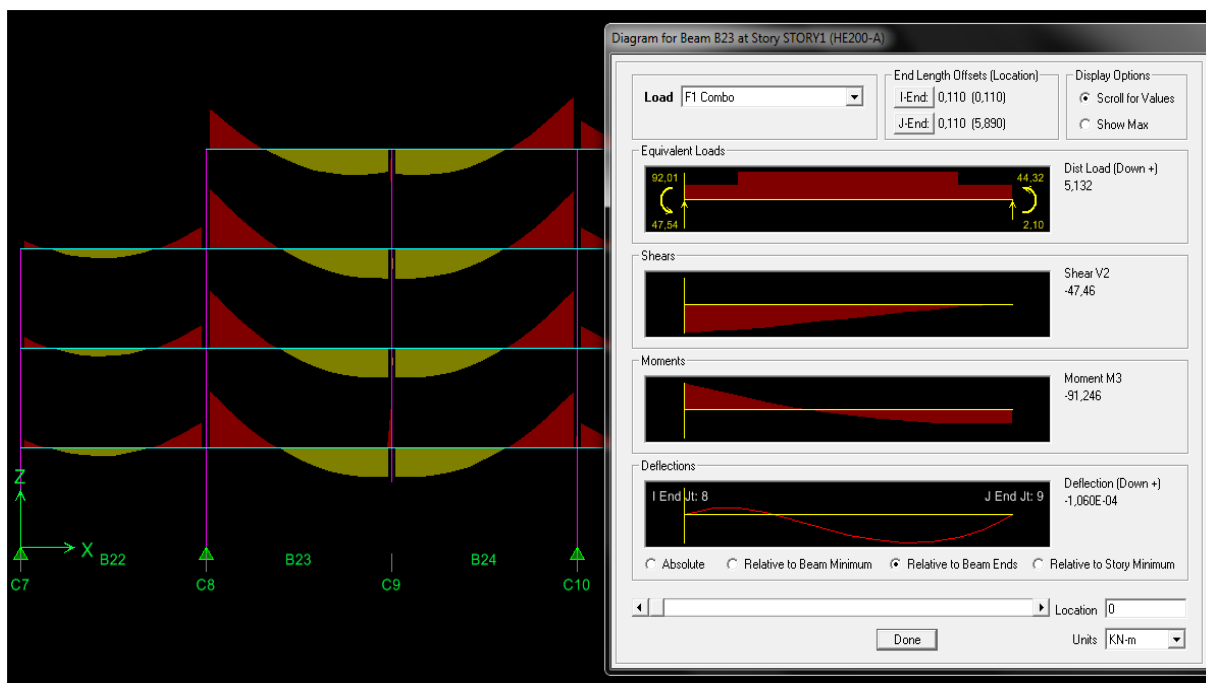
$$M_{pl,Rd,HE280-A} = \frac{W_{el} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1013 * 35,5}{1,1} = 32692 \text{ kNcm} \quad (4.136)$$



Εικ. 4.59 Εντατική κατάσταση κυρίων δοκών λόγω απώλειας του C9.

Παρόμοια είναι η κατάσταση και στην περίπτωση των δευτερευουσών δοκών, όπως φαίνεται και στην εικόνα 4.60. Η μέγιστη ροπή κάμψης εμφανίζεται και εδώ στον τρίτο όροφο, στην περιοχή της σύνδεσης με το γειτονικό υποστύλωμα και φτάνει τα 91 kNm. Η πλαστική ροπή αντοχής των HEA 200 δίνεται από τη σχέση (4.135) και είναι 92 kNm. Επομένως οι διατομές επαρκούν έστω και οριακά.

Ιδιαίτερη έμφαση πρέπει να δοθεί στον έλεγχο των υποστυλωμάτων, καθώς στην περίπτωση του C3, στο δεύτερο όροφο, η κάμψη είναι σχεδόν διπλάσια απ' ότι στην περίπτωση των μη τυχηματικών φορτίσεων, πλησιάζοντας τα 165 kNm συνοδευόμενη με την καθόλου ευκαταφρόνητη θλίψη των 450 kN. Ακολουθώντας την παρακάτω διαδικασία που έγινε για τον έλεγχο των υποστυλωμάτων, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η διατομή επαρκεί.



Εικ. 4.60 Εντατική κατάσταση τεγίδων λόγω απώλειας του C9.

Το κρίσιμο φορτίο Euler προκύπτει από την εξίσωση (4.4) όπου L_{cr} το κρίσιμο μήκος λυγισμού του υποστυλώματος το οποίο και για τις δύο διευθύνσεις (X και Y) ισούται με το ύψος ορόφου (3 m αφού υπέρ της ασφαλείας θεωρούμε $\beta = 1$).

$$N_{crY} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 8091}{300^2} = 18634 \text{ kN} \quad (4.137)$$

$$N_{crZ} = \frac{\pi^2 * EI}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 2843}{300^2} = 6547 \text{ kN} \quad (4.138)$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα δίνεται από τον τύπο 4.7. Άρα κατά τις διευθύνσεις Y και Z αντίστοιχα θα έχω:

$$\bar{\lambda}_Y = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crY}}} = \sqrt{\frac{91,04 * 35,5}{18634}} = 0,42 \quad (4.139)$$

$$\bar{\lambda}_Z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crZ}}} = \sqrt{\frac{91,04 * 35,5}{6547}} = 0,70 \quad (4.140)$$

Για τα HEB 220 ισχύει ότι

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{220} = 1 < 1.2 \quad (4.141)$$

και

$$t_f = 16 < 100 \text{ mm} \quad (4.142)$$

Άρα οι καμπύλες λυγισμού κατά τη Y και Z διεύθυνση είναι η b και c αντίστοιχα με $\alpha = 0,34$ για την πρώτη και 0,49 για τη δεύτερη περίπτωση. Ο μειωτικός συντελεστής χ υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (4.12) ως

συνάρτηση της καμπύλης λυγισμού και του συντελεστή ατελειών α που εξαρτάται από την καμπύλη λυγισμού. Για τις διευθύνσεις Y και Z αντίστοιχα, ο συντελεστής Φ βγαίνει από τη σχέση (4.13) και ισούται με 0,92 και 0,63 ενώ ο χ με 0,92 και 0,75. Αφού λοιπόν ισχύει $\chi_Z < \chi_Y$ η αντοχή του θλιβόμενου υποστυλώματος σε λυγισμό θα ισούται με:

$$N_{Rd} = \frac{\chi_Z * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,75 * 91,04 * 35,5}{1,1} = 2204 \text{ kN} \quad (4.143)$$

Επομένως η διατομή HEB 220 επαρκεί αφού:

$$N_{Rd} = 2204 \text{ kN} > N_{sd} = 900 \text{ kN} \quad (4.144)$$

Για να βρούμε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού, θα ακολουθήσουμε τη θεωρία του Wood R. Το πλαίσιο μας, χάρις στην ύπαρξη χιαστί συνδέσεων που είναι κι' ως προς τις δύο διευθύνσεις, θεωρείται αμετάθετο. Ως προς τον ισχυρό άξονα ισχύει ότι η δυσκαμψία του υποστυλώματος K_C και της δοκού K_B δίνεται ως εξής:

$$K_C = \frac{I_C}{L_C} = \frac{I_Y}{L_Y} = \frac{8091}{300} = 26,97 \quad (4.145)$$

$$K_B = \frac{1 * I_{HEA280}}{L_B} = \frac{I_Y}{L_Y} = \frac{1,00 * 13670}{600} = 22,78 \quad (4.146)$$

Όπου το 1 είναι ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας της δοκού για πάκτωση στο απομακρυσμένο άκρο. Οι συντελεστές κατανομής των άκρων του εξεταζόμενου υποστυλώματος, η_1 και η_2 , δίνονται από τις σχέσεις 4.40 και 4.41 αντίστοιχα, στις οποίες το εξεταζόμενο υποστυλώμα είναι το C10 του ισογείου, το οποίο είναι εσωτερικό και δέχεται τη μέγιστη θλίψη.

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{2 * K_C}{2 * K_C + 2 * K_B} = 0,54 \quad (4.147)$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 1,00 \quad (4.148)$$

Όπου το η_2 ισούται με τη μονάδα γιατί το υποστυλώμα είναι αρθρωτό στη βάση του. Από το σχήμα 4.9 παίρνουμε ότι ο συντελεστής β του ισοδύναμου μήκους λυγισμού ισούται με 0,60. Συνεπώς, η ανηγμένη λυγηρότητα θα ισούται με:

$$\bar{\lambda}_Y = \frac{\beta * L_{cr}}{\lambda_1 * i_y} = \frac{0,60 * 300}{76,41 * 9,43} = 0,25 \quad (4.149)$$

Η συμπεριφορά του HEB 220, όπως έχει ήδη αναφερθεί, περιγράφεται για τον ισχυρό άξονα από την b καμπύλη με $\alpha=0,34$. Συνεπώς, από τις σχέσεις 4.12 και 4.13 παίρνουμε $\Phi=0,54$ και $\chi_Y=0,98$.

Με παρόμοιο σκεπτικό κατά τον ασθενή άξονα έχουμε :

$$K_C = \frac{I_C}{L_C} = \frac{I_Z}{L_Z} = \frac{2843}{300} = 9,48 \quad (4.150)$$

$$K_B = \frac{1,00 * I_{HEA200}}{L_B} = \frac{I_Y}{L_Y} = \frac{1,00 * 3692}{600} = 6,15 \quad (4.151)$$

Όπου το 1,00 είναι ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας της δοκού για άρθρωση στο απομακρυσμένο άκρο. Οι συντελεστές κατανομής των άκρων του εξεταζόμενου υποστυλώματος, η_1 και η_2 , δίνονται από τις σχέσεις 4.40 και 4.41 και ισούνται με

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{2 * K_C}{2 * K_C + 2 * K_B} = 0,61 \quad (4.152)$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 1,00 \quad (4.153)$$

Όπου το η_2 ισούται με τη μονάδα γιατί το υποστυλώμα είναι αρθρωτό στη βάση του. Από το σχήμα 4.10 παίρνουμε ότι ο συντελεστής β του ισοδύναμου μήκους λυγισμού ισούται με 0,85. Συνεπώς, η ανηγμένη λυγηρότητα θα ισούται με:

$$\bar{\lambda}_Z = \frac{\beta * L_{cr}}{\lambda_1 * i_Z} = \frac{0,85 * 300}{76,41 * 5,59} = 0,60 \quad (4.154)$$

Η συμπεριφορά του HEB 220, όπως έχει ήδη αναφερθεί, περιγράφεται για τον ασθενή άξονα από την c καμπύλη με $\alpha=0,49$. Επομένως, από τις σχέσεις 4.12 και 4.13 παίρνουμε $\Phi=0,78$ και $\chi_Z=0,79$. Εφόσον λοιπόν ισχύει $\chi_Z < \chi_Y$ η αντοχή του θλιβόμενου υποστυλώματος σε λυγισμό θα ισούται με

$$N_{Rd} = \frac{\chi_Z * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,79 * 91,04 * 35,5}{1,1} = 2321 \text{ kN} \quad (4.155)$$

Άρα το HEB 220 επαρκεί έναντι λυγισμού αφού:

$$N_{pl,Rd} = 2321 \text{ kN} > N_{Ed} = 900 \text{ kN} \quad (4.156)$$

Σ' αυτό το μέλος η τέμνουσα ισούται με 105 kN και η θλίψη με 450 kN. Στη διατομή δεν χρειάζεται απομείωση λόγω τέμνουσας εφόσον:

$$V_{Ed,z} = 105 \text{ kN} \ll 0,5 * V_{pl,Rd} = 0,5 * \frac{A_{vz} * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{0,5 * 27,92 * 35,5}{\sqrt{3} * 1,1} = 260 \text{ kN} \quad (4.157)$$

Κατά τον ασθενή άξονα η τέμνουσα είναι αμελητέα. Λόγω αξονικής και κάμψης θα έχουμε απομείωση της πλαστικής αντοχής αφού, όπως φαίνεται παρακάτω, δεν ικανοποιούνται και τα δύο κριτήρια που θέτει ο ευρωκώδικας για διπλής συμμετρίας διατομές, κατηγορίας 1.

$$N_{Ed} = 450 \text{ kN} \leq 0,25 * N_{pl,Rd} = \frac{0,25 * A * f_y}{\gamma_{M0}} = 735 \text{ kN} \quad (4.158)$$

και

$$N_{Ed} = 450 \text{ kN} \geq \frac{0,5 * A_w * f_y}{\gamma_{M0}} = 288 \text{ kN} \quad (4.159)$$

Επομένως για τη ροπή ισχύει ότι :

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,19 \quad (4.160)$$

$$a = \frac{A - 2 * b * t_f}{A} = 0,23 \quad (4.161)$$

αφού $a > n$ τότε:

$$M_{N,Y,Rd} = M_{pl,Y,Rd} * \frac{(1 - n)}{(1 - 0,5 * a)} = 0,92 * 266,9 = 244,3 \text{ kNm} \quad (4.162)$$

Επομένως αρκεί αφού:

$$M_{y,Ed} = 16500 \text{ kNcm} < M_{Rd} 24430 \text{ kNcm} \quad (4.163)$$

Έλεγχος υποστυλώματος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κάμψης και θλίψης

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για το υποστύλωμα δίνεται από τη σχέση (4.54) και ισούται με 269904 kNcm. Από τις σχέσεις 4.13 και 4.12 βρίσκουμε αντίστοιχα $\Phi_{LT}=0,57$ και $\chi_{LT}=0,97$. Επομένως, η διατομή αρκεί αφού:

$$M_{y,Ed} = 16900 \text{ kNcm} < M_{Rd} = 25900 \text{ kNcm} \quad (4.164)$$

Σύμφωνα με τη δεύτερη μέθοδο ισχύει ότι για $\psi = -0,74$

$$C_{mY} = C_{mZ} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4 * \Psi = 0,30 < 0,4 \Rightarrow C_{mY} = C_{mZ} = C_{mLT} = 0,4 \quad (4.165)$$

Για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις και για $\bar{\lambda}_Y - 0,2 = 0,05 < 0,8$

$$k_{yy} = C_{mY} * \left(1 + 0,05 * \frac{N_{Ed}}{\chi_Y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0,40 \quad (4.166)$$

$$k_{zy} = 0,6 * k_{yy} = 0,24 \quad (4.167)$$

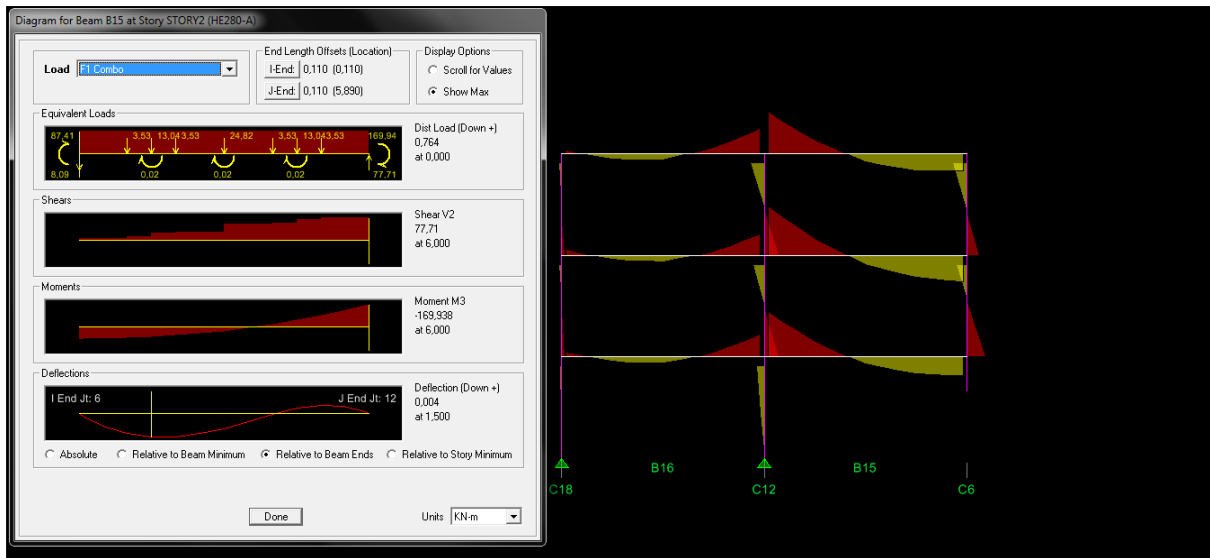
Επομένως ο τελικός έλεγχος για το υποστύλωμα ικανοποιείται αφού είναι:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_Y * N_{Rk}} + k_{yy} * \frac{M_{E,Rd}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk}} = 0,20 + 0,28 = 0,48 < 1 \quad (4.168)$$

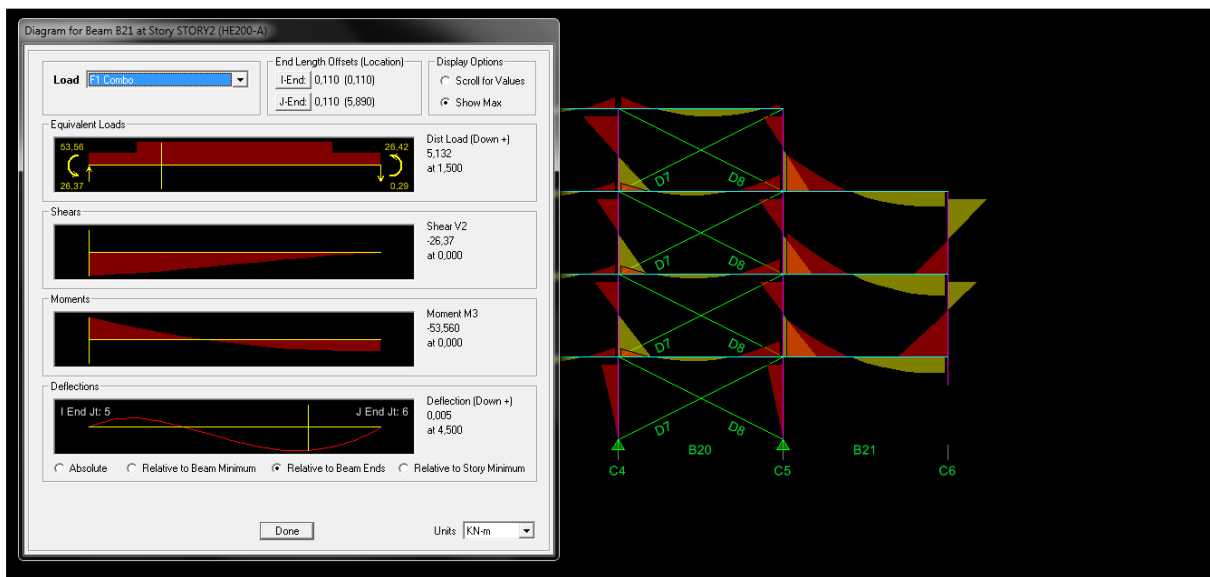
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_Z * N_{Rk}} + k_{zy} * \frac{M_{E,Rd}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk}} = 0,25 + 0,17 = 0,42 < 1 \quad (4.169)$$

Έχοντας λοιπόν εξασφαλίσει την κατασκευή έναντι της απώλειας του κρίσιμότερου στοιχείου της, συνεχίζουμε για να ελέγξουμε τα υπόλοιπα υποστυλώματα. Στην περίπτωση αστοχίας του C5, τόσο τα εντατικά μεγέθη όσο και τα βέλη διατηρούνται σε πολύ μικρά επίπεδα. Συγκεκριμένα, η βύθιση του κόμβου πάνω από το υπό εξέταση υποστύλωμα περιορίζεται στα 0,7 cm, ενώ η ροπή στην κυρία δοκό δεν ξεπερνά τα 115 kNm. Όσο αφορά τις δευτερεύουσες δοκούς, κάμπτονται με λιγότερο από 22 kNm. Πολύ σημαντικό ρόλο γι' αυτές τις μικρές τιμές έχουν διαδραματίσει οι χιαστί σύνδεσμοι που συντρέχουν στο C5. Όσο αφορά τα γειτονικά υποστυλώματα, η κάμψη είναι ελάχιστη ενώ και η θλίψη δεν ξεπερνά τα 670 kN.

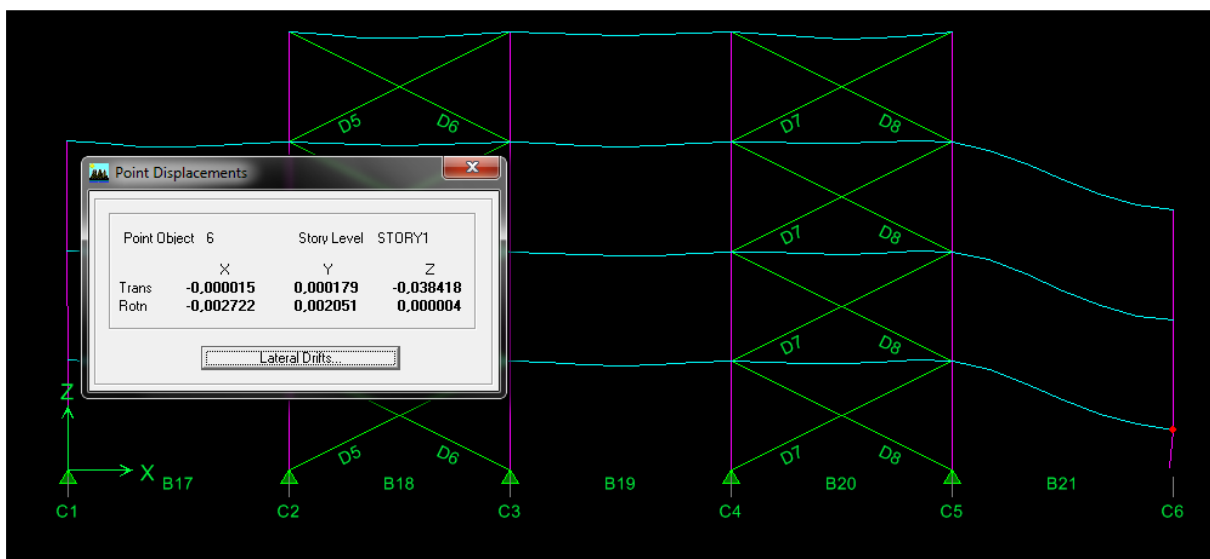
Αφού αποκαταστήσουμε το C5, ελέγχουμε την κατασκευή έναντι της απομάκρυνσης του ακριανού έκτου υποστυλώματος. Και σ' αυτήν την περίπτωση δεν συναντάμε κάποιο ιδιαίτερο πρόβλημα με τα εντατικά μεγέθη. Η ροπή που αναπτύσσεται στην κυρία δοκό, όπως φαίνεται και από την παρακάτω εικόνα, φτάνει τα 170 kNm, πολύ χαμηλότερα από την αντοχή της. Με χαμηλό συντελεστή εκμετάλλευσης λειτουργούν και οι δευτερεύουσες δοκοί, οι οποίες αναπτύσσουν μέγιστη ροπή 55 kNm, όπως φαίνεται και από την εικόνα 4.62. Σε αντίθεση με τα εντατικά μεγέθη, τα βέλη που εμφανίζονται είναι μεγάλα (3,9 cm) αλλά όχι δυσανάλογα του αιτίου και εξαρτάται από τον κύριο του έργου αν θέλει να προχωρήσει σε περαιτέρω επεμβάσεις (Εικ. 4.63).



Εικ. 4.61 Εντατική κατάσταση κυρίων δοκών λόγω απώλειας του C6.

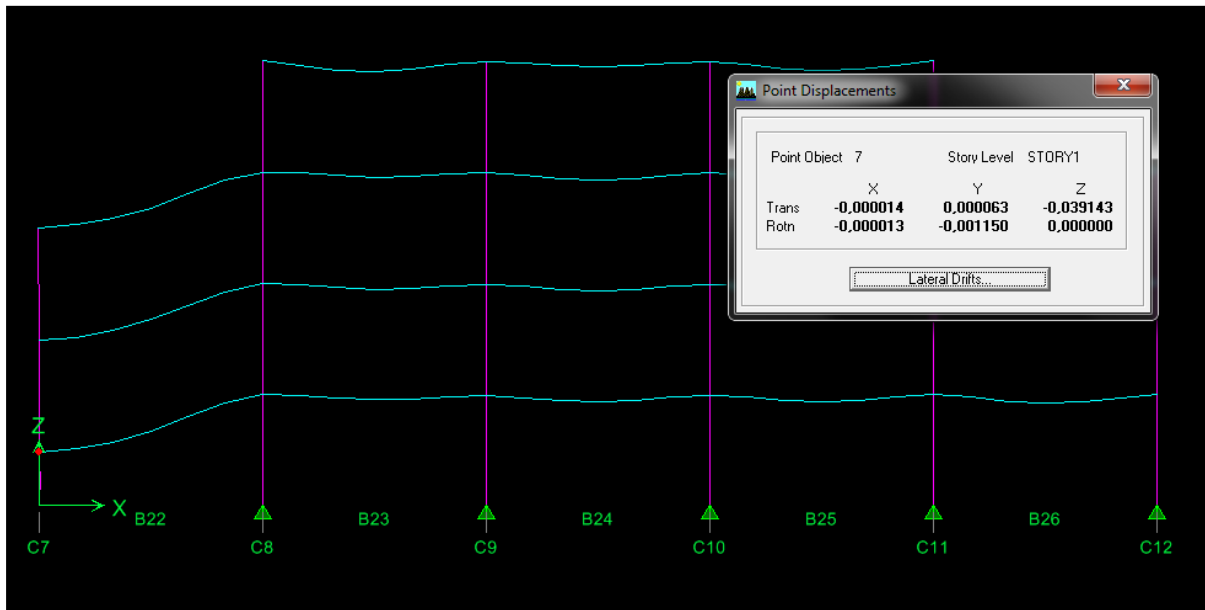


Εικ. 4.62 Εντατική κατάσταση τεγίδων λόγω απώλειας του C6.



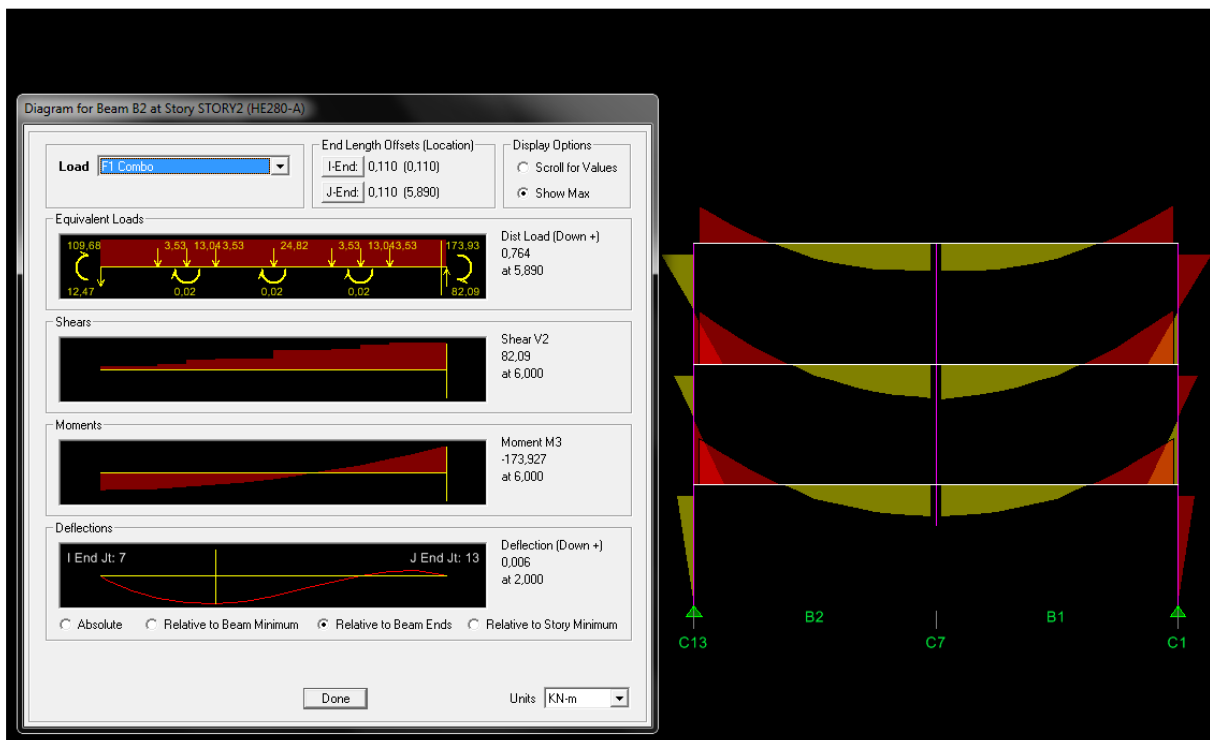
Εικ. 4.63 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του έκτου υποστυλώματος.

Σειρά έχει πλέον να ελέγξουμε το C7. Η συμπεριφορά του φορέα και εδώ είναι πανομοιότυπη με την περίπτωση απομάκρυνσης του έκτου υποστυλώματος. Η βύθιση του κόμβου πάνω από το υποστυλόμετρο, όπως φαίνεται και από την παρακάτω εικόνα, είναι ελαφρά αυξημένη σε σχέση με πριν, αλλά εντός λογικών ορίων. Έτσι και πάλι αφιέται στον κύριο του έργου να αποφασίσει αν πρέπει να προχωρήσουμε σε κάποια διόρθωση.

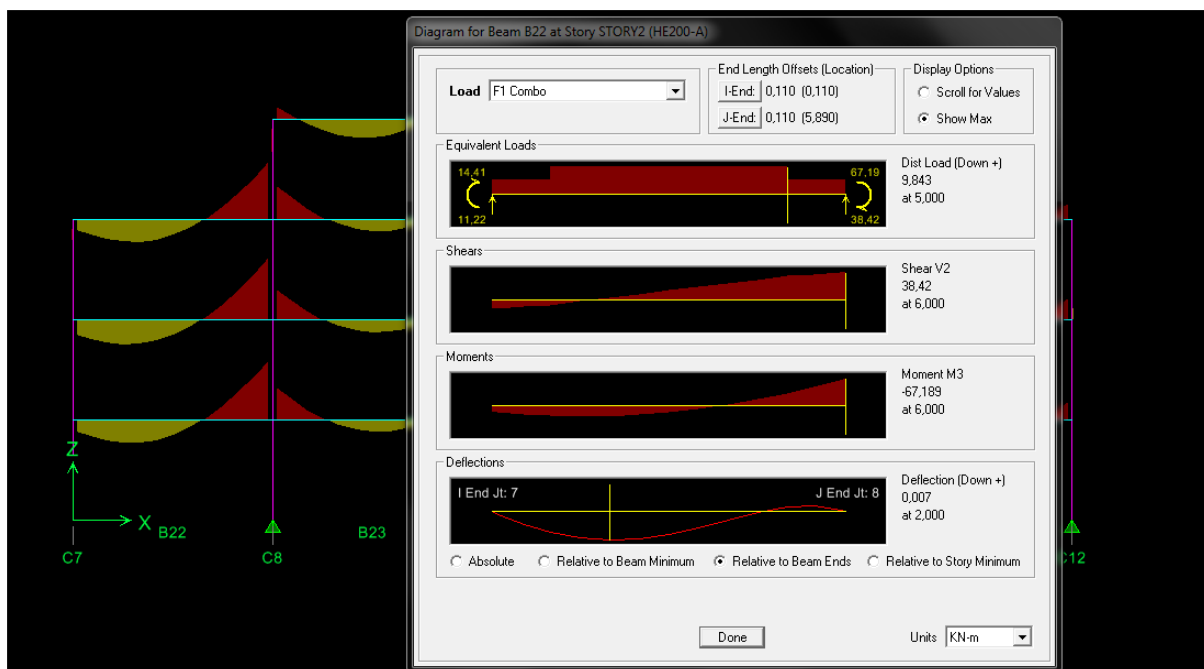


Εικ. 4.64 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C7.

Τα εντατικά μεγέθη που εμφανίζονται και σ' αυτήν την περίπτωση είναι μικρότερα από τις αντοχές των μελών. Οι κυρίες δοκοί κάμπτονται, περί τον ισχυρό τους άξονα, με 175 kNm ροπή, τη στιγμή που η αντοχή τους ξεπερνά τα 350 kNm. Οι δευτερεύουσες δουλεύουν με μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης που φτάνει το 80 %, αναπτύσσοντας μέγιστη ροπή στα 67 kNm. Τέλος, τα υποστυλώματα βρίσκονται επίσης μακριά από την αστοχία, με το C8 να αναπτύσσει τη μέγιστη θλίψη ίση με 690 kN (με μηδενική ροπή) και το C1 μέγιστη κάμψη ίση με 106 kNm ροπή και ταυτόχρονη θλίψη 270 kN (σε διαφορετική βέβαια διατομή).



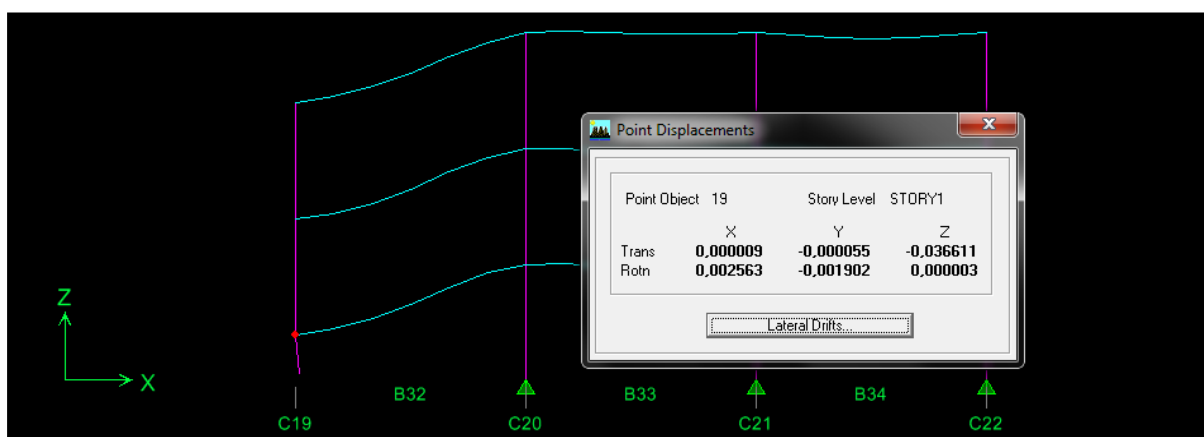
Εικ. 4.65 Εντατική κατάσταση κυρίων δοκών λόγω απώλειας του C7.



Εικ. 4.66 Εντατική κατάσταση τεγίδων λόγω απώλειας του C7.

Η απώλεια του C14, όπως συνέβαινε και με την περίπτωση των αρθρωτών συνδέσεων, χάρη στους χιαστί συνδέσμους και ως προς τις δύο διευθύνσεις, δεν επηρεάζει σχεδόν καθόλου τη συμπεριφορά της κατασκευής. Η βύθιση του κρίσιμου κόμβου είναι μικρότερη από 6 mm, ενώ και τα εντατικά μεγέθη τόσο στις κύριες, όσο και στις δευτερεύουσες παραμένουν σε χαμηλά επίπεδα.

Κρίσιμη είναι η κατάσταση στο ενδεχόμενο απώλειας του ακραίου υποστυλώματος C20, καθώς η υποχώρηση του κρίσιμου κόμβου πάνω από το υποστύλωμα ξεπερνά τα 3,6 cm (Εικ. 4.67). Σ' αυτή λοιπόν την περίπτωση ο κύριος του έργου έχει να αποφασίσει για το μέγεθος των ζημιών που θα είναι αποδεκτές σε μία τόσο σπάνια καταπόνηση, η οποία θα προκαλέσει την απώλεια του υποστυλώματος.

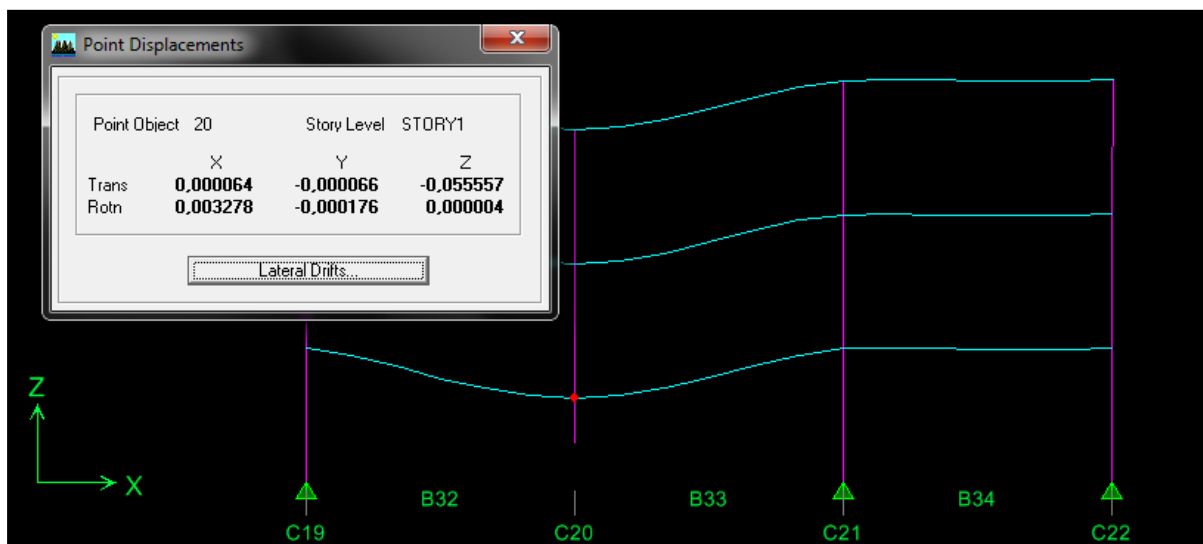


Εικ. 4.67 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C19.

Από την άλλη μεριά, τα εντατικά μεγέθη δεν είναι καθόλου ανησυχητικά. Στις κυρίες δοκούς για το τυχηματικό συνδυασμό, η μέγιστη ροπή που εμφανίζεται φτάνει τα 172 kNm, ενώ στις δευτερεύουσες δεν ξεπερνά τα 55 kNm. Όσον αφορά τα γειτονικά υποστυλώματα, καταπονούνται με μέγιστη ροπή 45 kNm και θλίψη 630 kN.

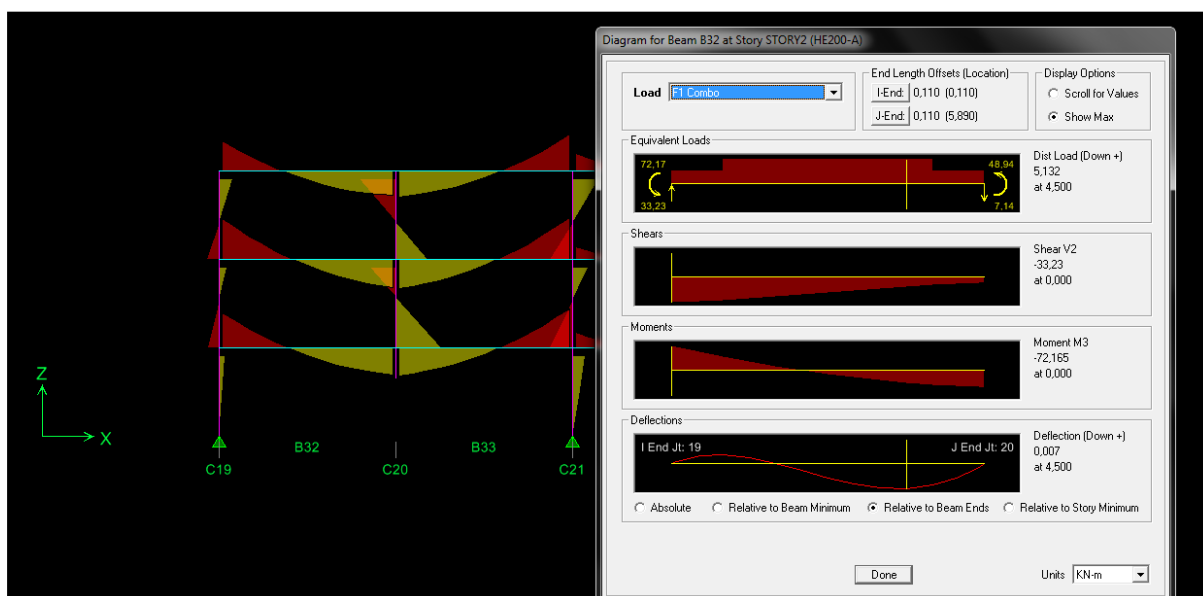
Τέλος, πρέπει να εξετάσουμε και την περίπτωση αστοχίας ενός εκ των C20 ή C21. Αυτός ο έλεγχος αναμένουμε να είναι ο κρίσιμότερος όσο αφορά τα βέλη, αφού θα καθορίσει την αναγκαιότητα περαιτέρω επεμβάσεων. Πράγματι, τα βέλη για τον τυχηματικό συνδυασμό της σχέσης (4.100) στην περίπτωση απομάκρυνσης του C20 ξεπερνούν τα 5,5 cm, όπως φαίνεται και από την εικόνα 4.68. Κατά τη X διεύθυνση (12 m άνοιγμα) αυτή τη τιμή

είναι λίγο μεγαλύτερη απ' αυτήν που προτείνει ο ευρωκώδικας, για τον έλεγχο λειτουργικότητας, ωστόσο κατά τη Y (6 m άνοιγμα) τα 5,5 cm είναι υπερδιπλάσια. Παρόλ' αυτά πρέπει να αναλογιστούμε ότι πρόκειται για μία πολύ σπάνια κατάσταση και μερικές βλάβες στα πατώματα και στις τζαμαρίες ίσως να είναι αποδεκτά από τον κύριο του έργου.



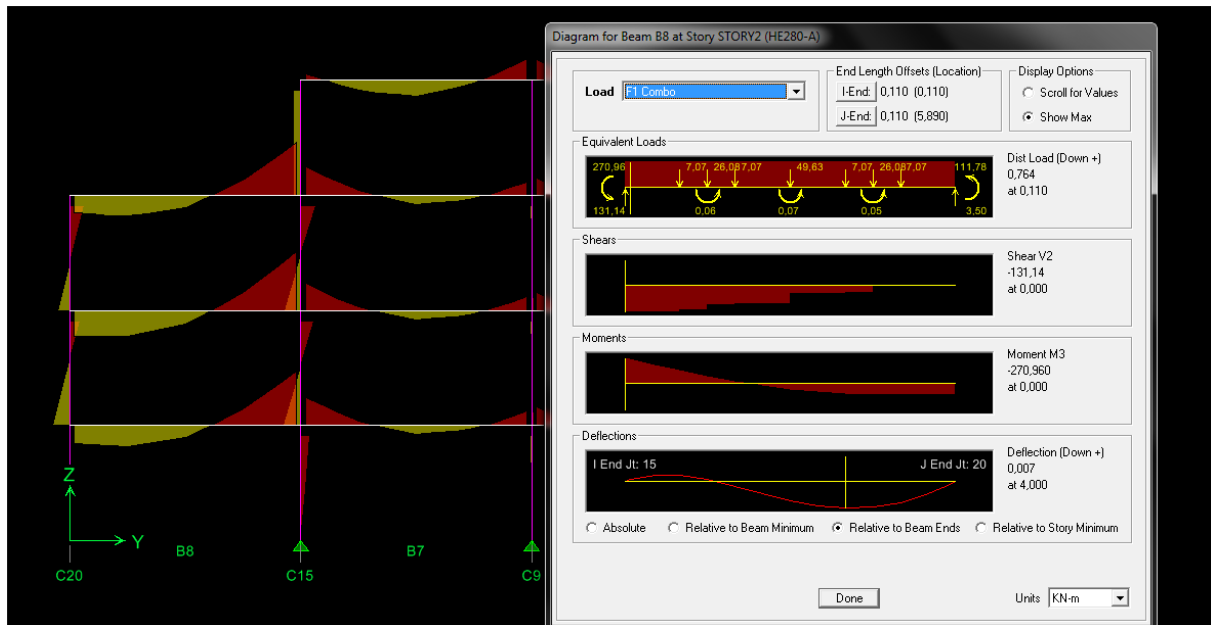
Εικ. 4.68 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C20.

Όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη, η κατασκευή δεν κινδυνεύει σε καμία περίπτωση, αφού όλα τα στοιχεία της λειτουργούν με συντελεστές εκμετάλλευσης αρκετά μακριά από τη μονάδα. Όπως φαίνεται και από την παρακάτω εικόνα, η μέγιστη ροπή κάμψης στις δευτερεύουσες δοκούς πλησιάζει τα 75 kNm, φτάνοντας στο 75 % της αντοχής της. Οι κυρίες δοκοί κάμπτονται με 271 kNm ροπής κατά τον ισχυρό άξονά τους, ενεργοποιώντας λιγότερο από το 80 % της αντοχής τους (Εικ. 4.70). Τέλος, στα υποστυλώματα η κάμψη δεν ξεπερνά τα 50 kNm, ενώ η θλίψη τα 800 kN.



Εικ. 4.69 Εντατική κατάσταση τειγίδων λόγω απώλειας του C20.

Το συνολικό βάρος της κατασκευής μετά την ενίσχυση των διατομών δεν ξεπερνά τα 1200 kN. Σε σύγκριση λοιπόν με τη μηδενική λύση, η επιβάρυνση είναι περίπου 50 kN το οποίο μεταφράζεται σε μία αύξηση του κόστους κατά 10.000 €. Το ποσό αυτό είναι αμελητέο, αν σκεφτεί κανείς την αξία που θα διαθέτει η κατασκευή, εφόσον είναι σχεδιασμένη βάσει των αρχών της ευρωστίας. Σε σύγκριση με τις λύσεις που αφορούσαν αρθρωτές συνδέσεις, οι διαφορές είναι μικρές, με την παρούσα να είναι ελάχιστα πιο οικονομική.

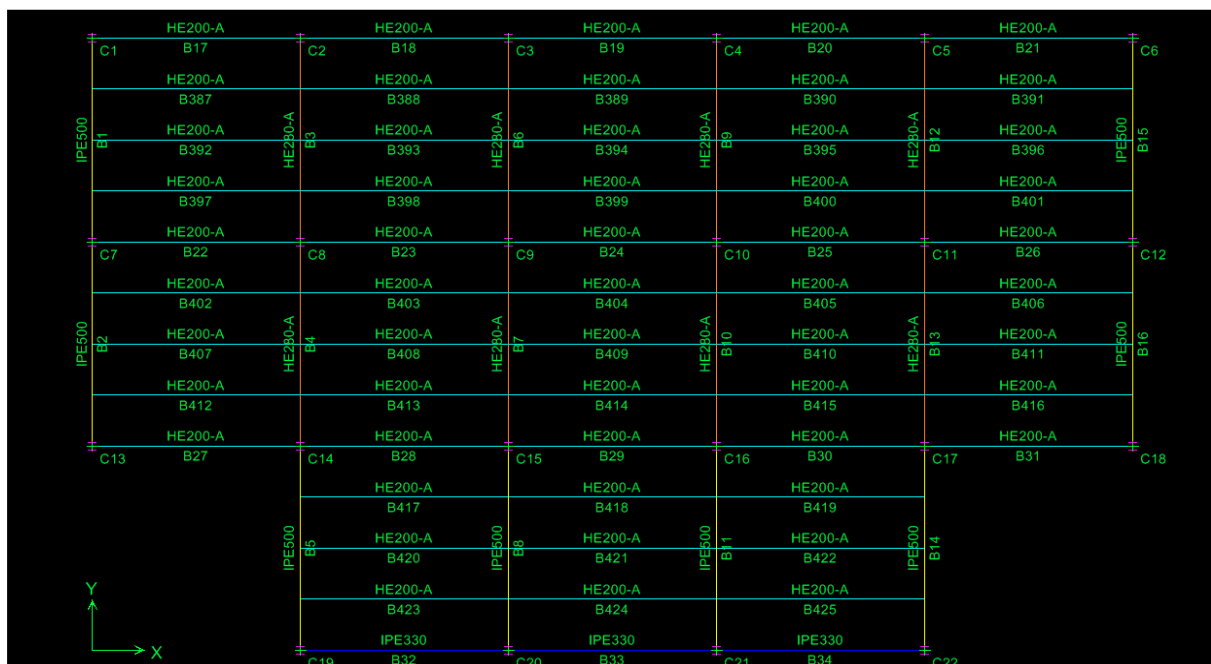


Εικ. 4.70 Εντατική κατάσταση κυρίων δοκών λόγω απώλειας του C20.

4.6.9 Λύση δεύτερη: Ελαχιστοποίηση βέλων

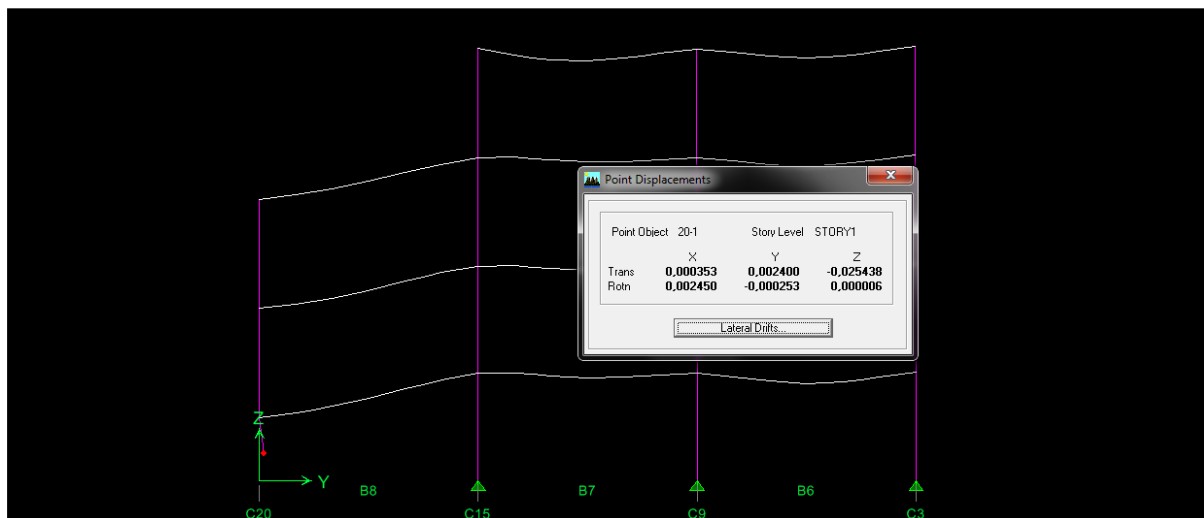
Η λύση αυτή ουσιαστικά δεν αποτελεί μία ανεξάρτητη πρόταση, αλλά είναι μία εξέλιξη της πρώτης λύσης, στην προσπάθεια μας να μειώσουμε τα βέλη, που παρουσιάζονται σε περίπτωση αστοχίας ενός εκ των περιμετρικών υποστυλωμάτων που βρίσκονται στους εξώστες. Αυτός ο στόχος μπορεί να επιτευχθεί με πολλούς τρόπους και εδώ θα εξετάσουμε μερικούς απ' αυτούς.

Αρχικά, αλλάζουμε τη διατομή στις κυρίες δοκούς που είναι υπεύθυνες για τα βέλη στους εξώστες από HEA 280 σε IPE 500. Με τον τρόπο αυτό, με μόνο 15 % αύξηση του εμβαδού κερδίζουμε υπερτριπλάσια ροπή αδράνειας κατά τον ισχυρό άξονα και συνεπώς πολύ μικρότερα βέλη (Εικ. 4.71). Ωστόσο, ούτε αυτή η επέμβαση είναι αρκετή για να ελαττώσει στον επιθυμητό βαθμό τα βέλη στο μπροστινό εξώστη. Για το λόγο αυτό αλλάζουμε τη διατομή των δευτερευουσών δοκών που συντρέχουν στα υποστυλώματα C9 και C10, κάνοντας την IPE 330 από HEA 200 που ήταν. Έτσι καταλήγουμε στη διάταξη της παρακάτω εικόνας.

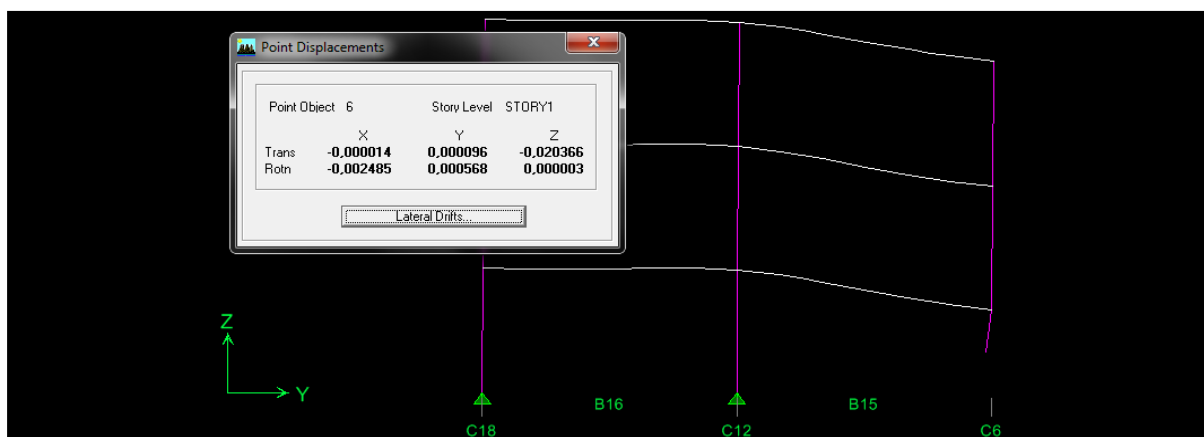


Εικ. 4.71 Διάταξη δεύτερης λύσης.

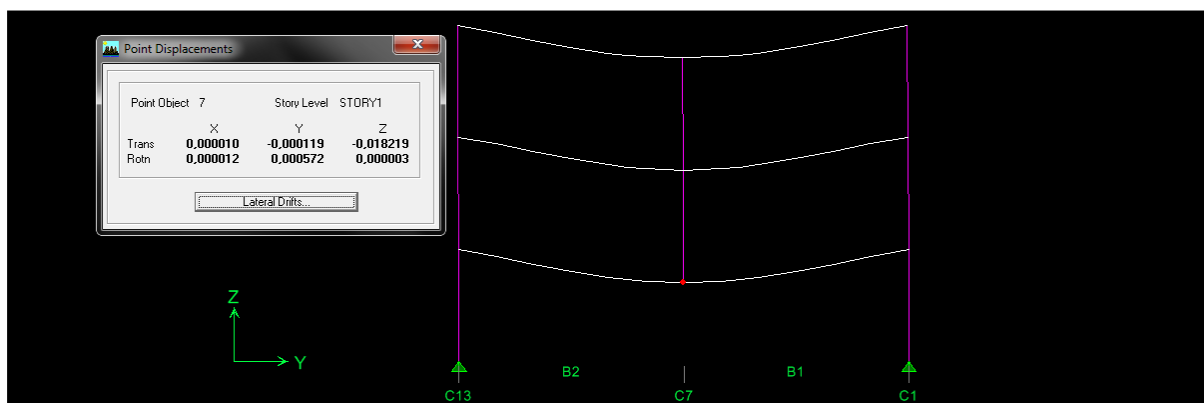
Με τη διάταξη του σχήματος συνεχίζουμε στον έλεγχο των κρίσιμων υποστυλωμάτων, τα οποία όσον αφορά τα βέλη είναι το C6, το C7 και το C20. Ξεκινώντας λοιπόν από το δυσμενέστερο, το οποίο είναι το C20, βλέπουμε από την εικόνα 4.72 ότι τα βέλη σε σχέση με την πρώτη λύση έχουν περιοριστεί αρκετά και έχουν πέσει κάτω από τα 2,6 cm. Παρομοία εικόνα συναντάμε και για την περίπτωση του C6, με τη βύθιση και δω να κυμαίνεται γύρω στα 2,1 cm (Εικ. 4.73), ενώ σαφώς βελτιωμένη σε σχέση με πριν είναι η απόκριση της κατασκευής και για την περίπτωση απώλειας του C7, όπου η βύθιση δεν ξεπερνά το 1,9 cm (Εικ. 4.74).



Εικ. 4.72 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C20.



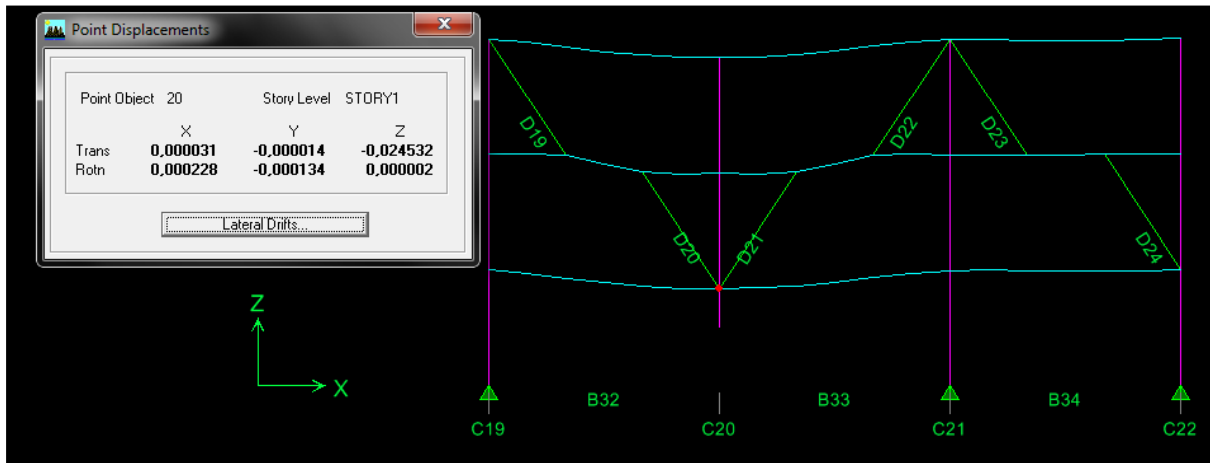
Εικ. 4.73 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C6.



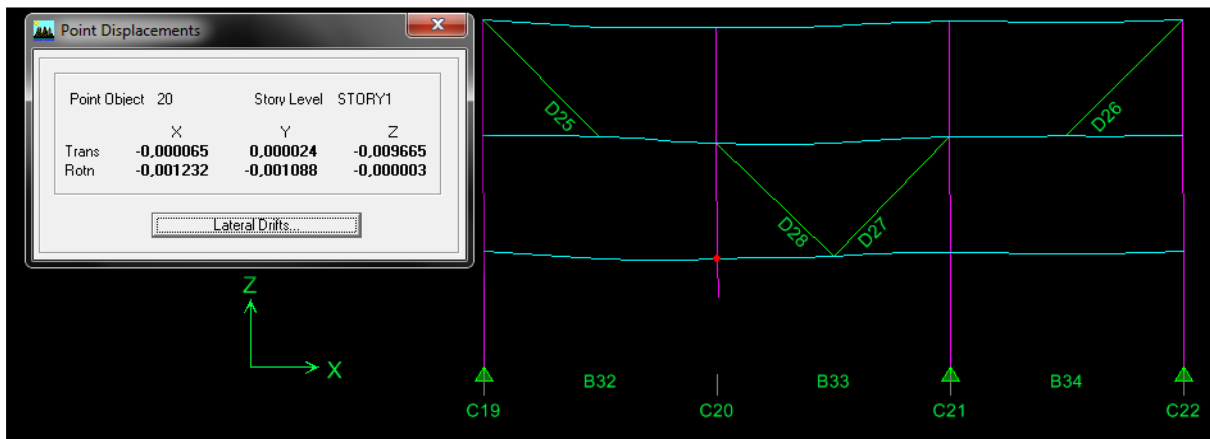
Εικ. 4.74 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C7.

Ένα εναλλακτικό τρόπο για τη συγκράτηση των βελών θα μπορούσε να αποτελεί η χρήση διαγωνίων συνδέσμων, παρόμοιων μ' αυτούς που εφαρμόστηκαν στους εξώστες της τρίτης λύσης, για την περίπτωση

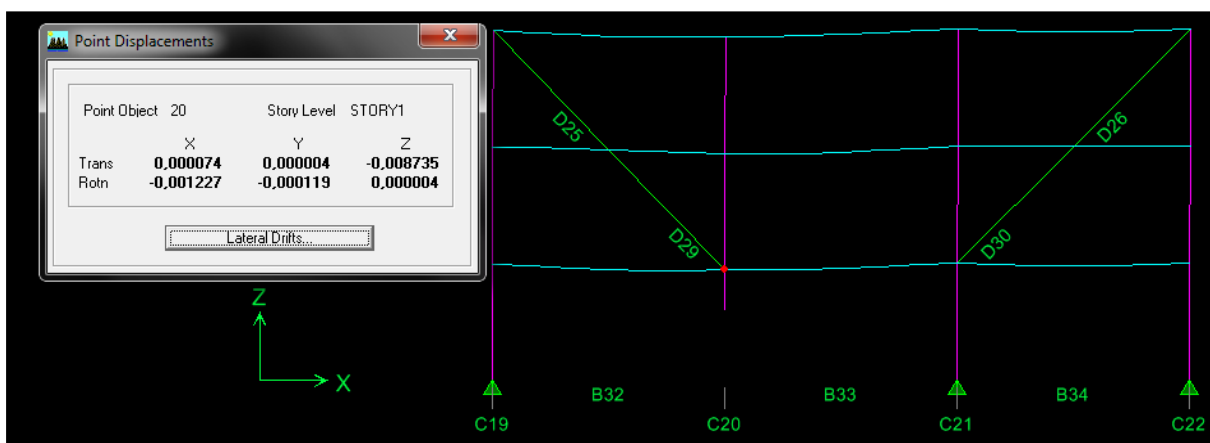
αρθρωτών συνδέσεων. Χρησιμοποιώντας λοιπόν κυκλική διατομή ίδια μ' αυτή των χιαστί συνδέσμων του φορέα, δηλαδή 177x6, μπορούνε να επιχειρήσουμε διάφορες διατάξεις. Όσον αφορά την απομάκρυνση του C20, μερικές απ' αυτές φαίνονται στις εικόνες 4.75, 4.76 και 4.77.



Εικ. 4.75 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C20.

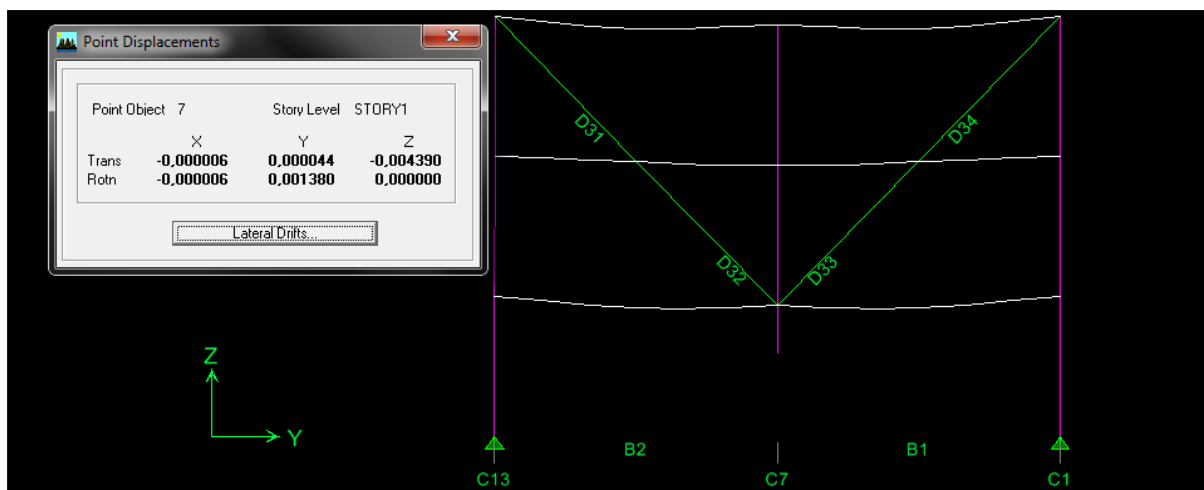


Εικ. 4.76 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C20.

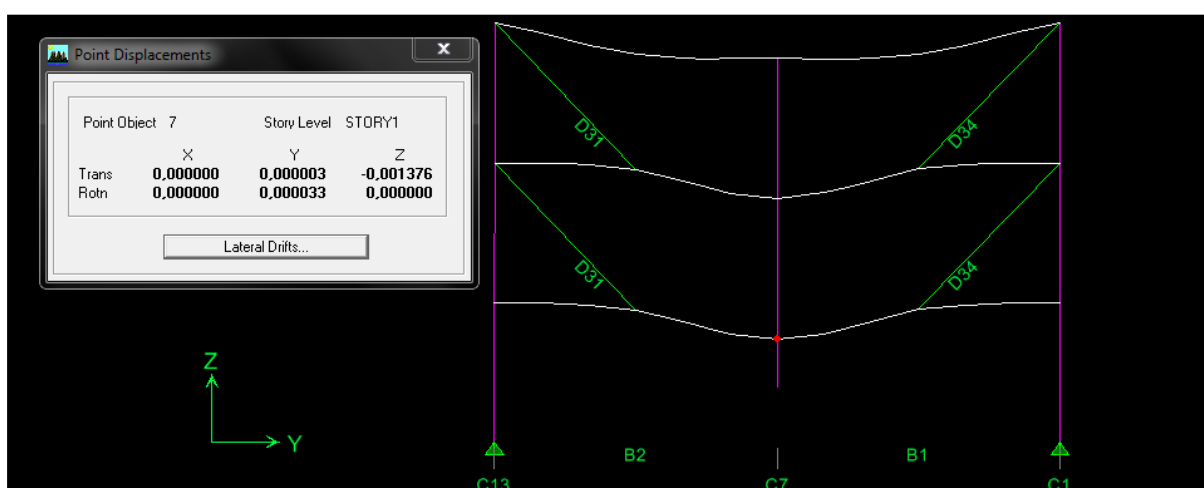


Εικ. 4.77 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C20.

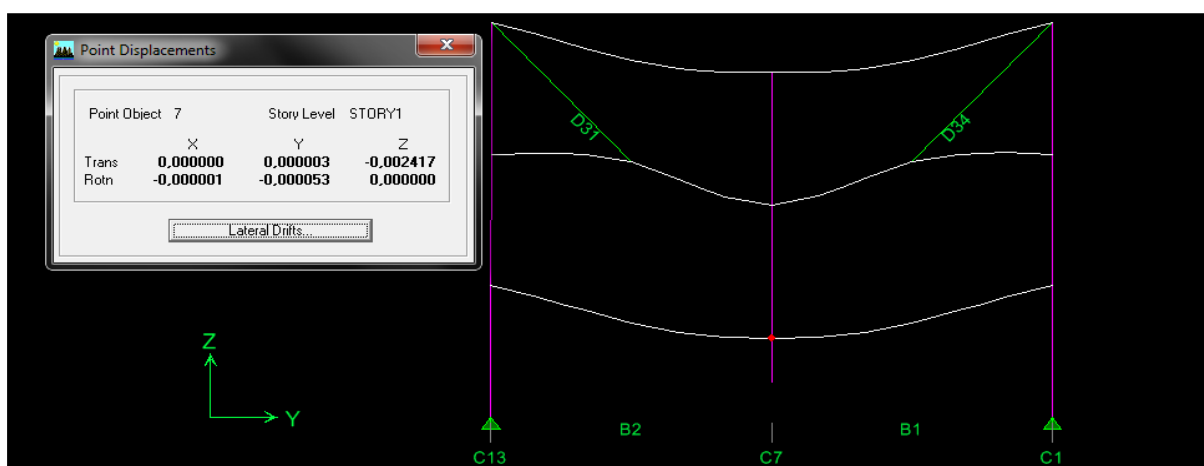
Για την περίπτωση απομάκρυνσης των C7 ή C12, λύση θα μπορούσε να αποτελεί κάποια από τις διατάξεις που παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες. Πρέπει να σημειωθεί ότι με οποιαδήποτε από αυτές τις λύσεις εξασφαλίζεται και το ενδεχόμενο απώλειας κάποιου γωνιακού υποστυλώματος χάρις στη θλιπτική αντοχή των διαγωνίων, την οποία δεν την αμελούμε, αφού και η αξονική που αναπτύσσουν, είναι πολύ μικρή.



Εικ. 4.78 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C7.



Εικ. 4.79 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C7.



Εικ. 4.80 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C7.

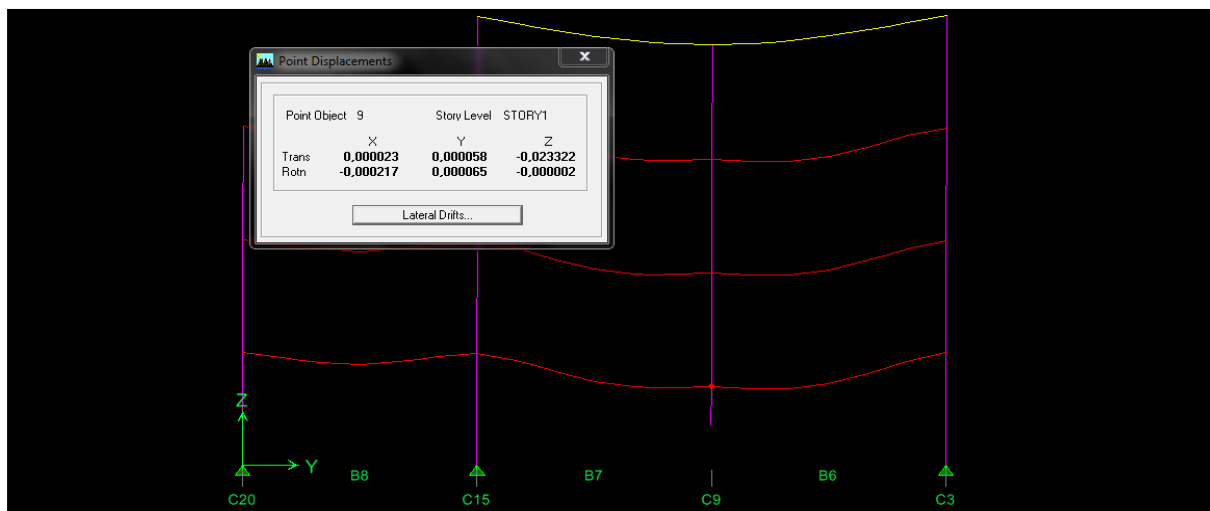
Σε σχέση με την προηγούμενη διάταξη, η παρούσα είναι ασυναίσθητα πιο βαριά. Συγκεκριμένα η διαφορά τους είναι περίπου 20 kN, το οποίο ερμηνεύεται ως αύξηση στο κόστος κατασκευής του φορέα περίπου κατά 4.000 €. Το ποσό αυτό είναι ασήμαντο και θα αποτελέσει το 2 % της συνολικής δαπάνης για την κατασκευή του φέροντα οργανισμού. Βεβαία, η τελική απόφαση ανήκει πάντα στον κύριο του έργου, ο οποίος μπορεί να μην θεωρήσει τόσο σημαντικό τον περιορισμό των βελών, ώστε να δαπανήσει αυτά τα χρήματα, για ένα τόσο σπάνιο σενάριο όπως αυτό που εξετάζουμε.

4.6.10 Λύση Τρίτη: Ανάρτηση χρησιμοποιώντας δοκό με μεγάλη ροπή αδρανείας

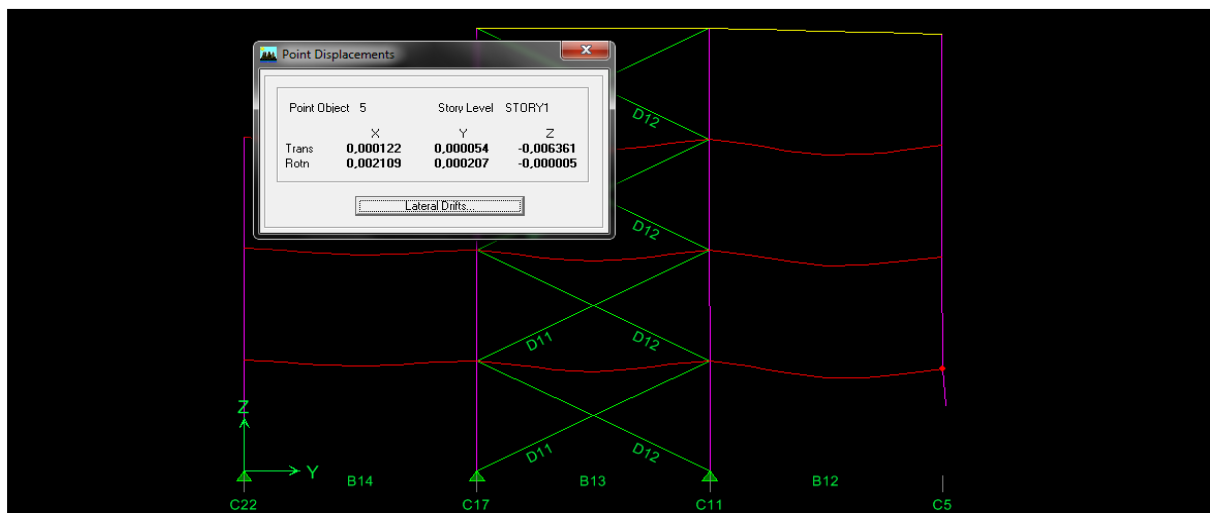
Η λύση αυτή βασίζεται στην ιδέα του δικτυώματος που χρησιμοποιήθηκε στην περίπτωση αρθρωτών συνδέσεων με τη διαφορά ότι, στην περίπτωση μας, στη θέση του δικτυώματος, θα τοποθετήσουμε κατά τη X και κατά τη Y διεύθυνση μία δοκό με πολύ μεγάλη ροπή αδρανείας, κατά τον ισχυρό της άξονα, όπως η IPE 750x196, με $I_y=240300 \text{ cm}^4$. Από την εσχάρα δοκών που θα σχηματιστεί θα αναρτήσουμε τα υποστυλώματα του πυρήνα. Όσον αφορά τα υποστυλώματα των εξωστών, μπορούμε να εφαρμόσουμε μία από τις μεθόδους της δεύτερης λύσης.

Έτσι λοιπόν στην κρισιμότερη περίπτωση, δηλαδή σ' αυτή που αστοχήσει το ένατο υποστύλωμα, η κατασκευή μας δεν αντιμετωπίζει κανένα πρόβλημα, ούτε ως προς τα εντατικά μεγέθη, ούτε ως προς τα βέλη. Χαρακτηριστικά αναφέρουμε ότι, όπως δείχνει και εικόνα 4.81, η βύθιση του κρίσιμου κόμβου περιορίζεται κάτω από τα 2,4 cm. Τέλος, βλέπουμε από την εικόνα 4.82 ότι και στην περίπτωση που έχουμε την απομάκρυνση ενός ακριανού υποστυλώματος του πυρήνα, η συμπεριφορά της κατασκευής είναι άκρως ικανοποιητική, με τη βύθιση του κρίσιμου κόμβου να μην ξεπερνά τα 0,7 cm.

Το βάρος της διάταξης, ανέρχεται στα 1270 kN, περίπου 80 kN περισσότερα απ' ότι αν χρησιμοποιούσαμε απλή αύξηση των διατομών, όπως έγινε με την πρώτη λύση της παρούσας ενότητας. Το επιπλέον αυτό βάρος μπορεί πολύ εύκολα να ελαχιστοποιηθεί αν η κατασκευή διαστασιολογούνταν από την αρχή, ώστε οι δοκοί αυτοί να αναλάβουν ένα τμήμα των μη τυχηματικών φορτίων. Αυτή η διάταξη μπορεί να αποτελέσει ιδανική λύση, ιδιαίτερα για υφιστάμενες κατασκευές, παρά το επιπλέον της κόστος.



Εικ. 4.81 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C9.



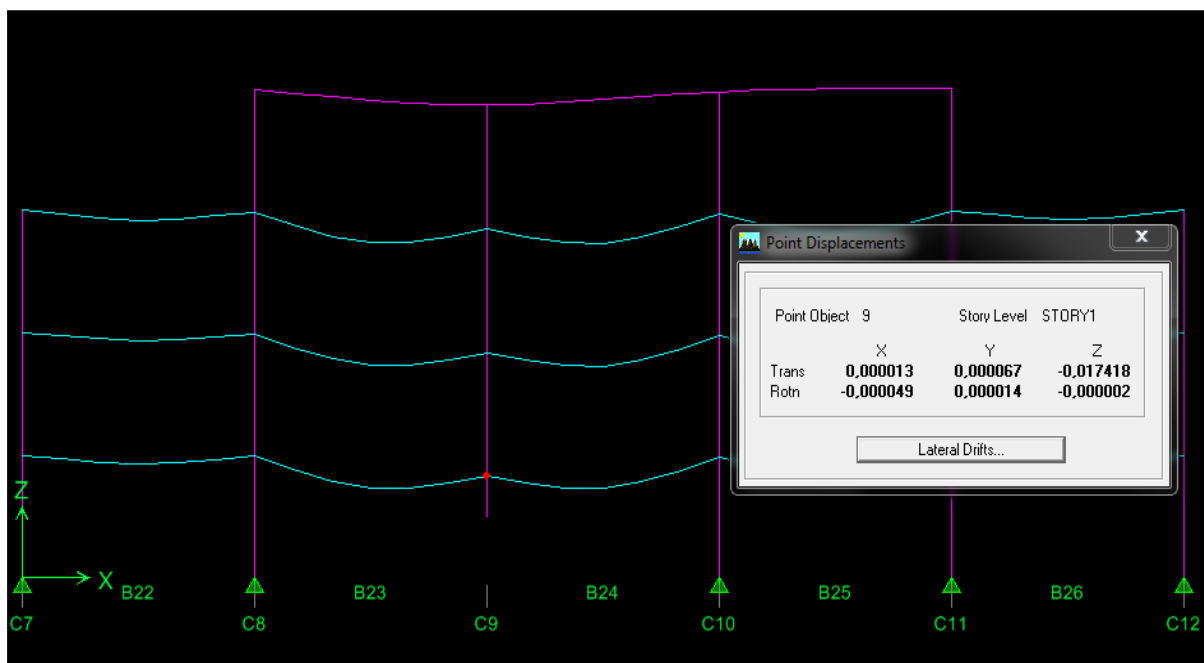
Εικ. 4.82 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C6.

4.7 Ανάμικτες συνδέσεις

Αποτελεί ίσως την πιο ρεαλιστική πρόταση συνδυάζοντας τα πλεονεκτήματα και των 2 μορφών συνδέσεων, προσπαθώντας ωστόσο να εξαλείψει τα μειονεκτήματά τους. Οι δοκοί σ' όλους τους ορόφους θα είναι αρθρωτές πάνω στα υποστυλώματα του πύρινα. Προκειμένου να αποφύγουμε το πρόβλημα των μεγάλων μετακινήσεων, όπως αυτό έχει παρουσιαστεί στην ενότητα 4.2.4, θα τοποθετήσουμε πάνω από την οροφή του τελευταίου ορόφου μία εσχάρα από συνεχείς δοκούς με μεγάλη ροπή αδρανείας, όπως έγινε στην τρίτη λύση, της ενότητας 4.2.5. Όσον αφορά τις δοκούς στους εξώστες, θα χρησιμοποιήσουμε συνδέσεις ροπής σε συνδυασμό με αλλαγή διατομής, όπως έγινε στη δεύτερη λύση της παραγράφου 4.2.5.

Αρχικά, ελέγχουμε την περίπτωση αστοχίας του ενάτου υποστυλώματος. Η δοκός IPE 750x196, που χρησιμοποιήθηκε σε προηγούμενη λύση, τώρα δεν επαρκεί, καθώς επιτρέπει βύθιση στον κόμβο πάνω από το υποστύλωμα κοντά στα 3 cm, με αποτέλεσμα οι κυρίες δοκοί που συντρέχουν σ' αυτόν να αναπτύσσουν βέλη που ξεπερνούν τα 4 cm. Για το λόγο αυτό δοκιμάζουμε μία δοκό με μεγαλύτερη ροπή αδρανείας κατά τον ισχυρό της άξονα. Η δοκός στην οποία καταλήγουμε ύστερα από μία επαναληπτική διαδικασία, είναι η HEB 900. Βέβαια, πιο λογικό θα ήταν να χρησιμοποιήσουμε μία συγκολλητή διατομή, ιδιαίτερα τύπου «castellated», η οποία θα διευκόλυνε τις υδραυλικές και ηλεκτρικές εγκαταστάσεις στη στέγη.

Όπως φαίνεται και από την παρακάτω εικόνα, η χρήση της HEB 900 δίνει άκρως ικανοποιητικά αποτελέσματα όσον αφορά τα βέλη. Χαρακτηριστικό είναι ότι η βύθιση του κρίσιμου κόμβου δεν ξεπερνά τα 1,8 cm ενώ στις διπλανές δοκούς τα βέλη περιορίζονται κάτω από τα 2,8 cm. Στα εντατικά μεγέθη δεν αντιμετωπίζουμε κανένα πρόβλημα αφού όλα τα οριζόντια μέλη καλούνται να αντέξουν μόνον τα στατικά φορτία, τα οποία στη συγκεκριμένη ανάλυση είναι πολύ μικρότερα (σχέση 4.100) από το συνδυασμό με τον οποίο διαστασιολογήθηκαν, δηλαδή τον 1,35*G+1.50*Q. Όσο αφορά τα κατακόρυφα στοιχεία, το δυσμενέστερο υποστύλωμα είναι το C10 στο οποίο αναπτύσσεται αξονική 1100 kN με ταυτόχρονη μηδική κάμψη.



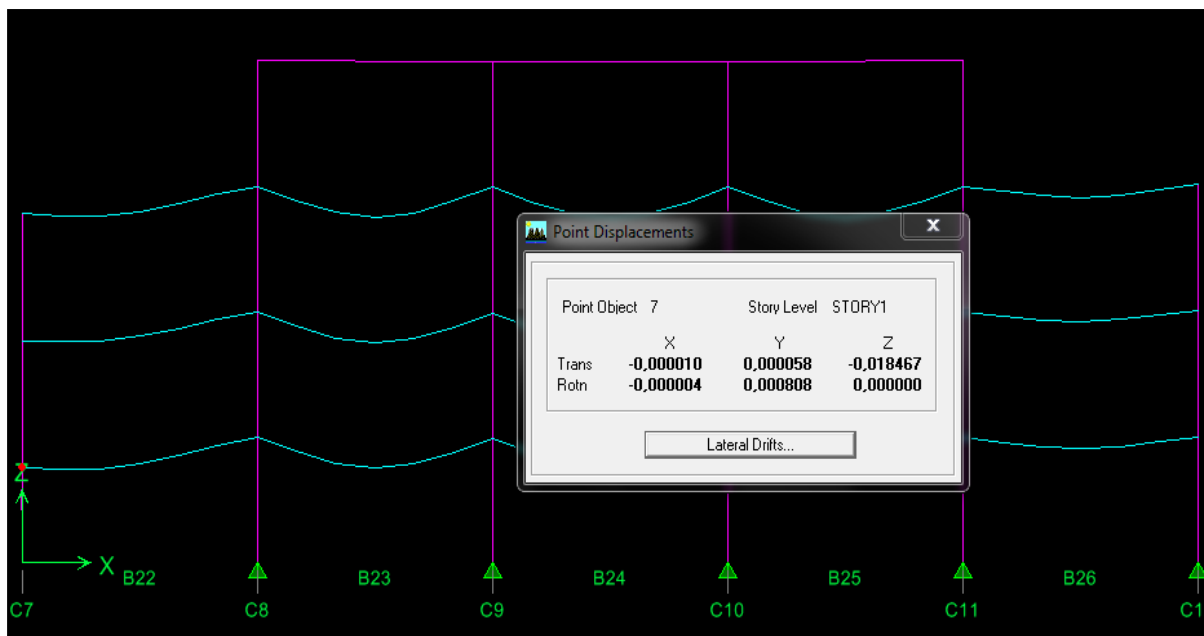
Εικ. 4.83 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C9.

Αποκαθιστούμε το ένατο υποστύλωμα και ελέγχουμε την περίπτωση αστοχίας του C5. Χάρης στην ύπαρξη του χιαστί συνδέσμου, τα αποτελέσματα εδώ είναι ακόμα πιο ενθαρρυντικά, με τη βύθιση του πέμπτου κόμβου να μην ξεπερνά τα 7 mm. Επίσης, ο βαθμός εκμετάλλευσης δεν ξεπερνά το 0,6 σε κανένα στοιχείο, αποδεικνύοντας ότι τα μέλη του φορέα είναι πολύ μακριά από την αστοχία. Συνεχίζουμε με την απομάκρυνση του γωνιακού C6 ώστε να ελέγξουμε τα βέλη στους εξώστες. Όπως αναμενόταν δεν δημιουργείται κανένα θέμα με τα εντατικά μεγέθη, ενώ και η υποχώρηση του γωνιακού κόμβου περιορίζεται στα 2,1 cm (Εικ. 4.84), τιμή άκρως ικανοποιητική.



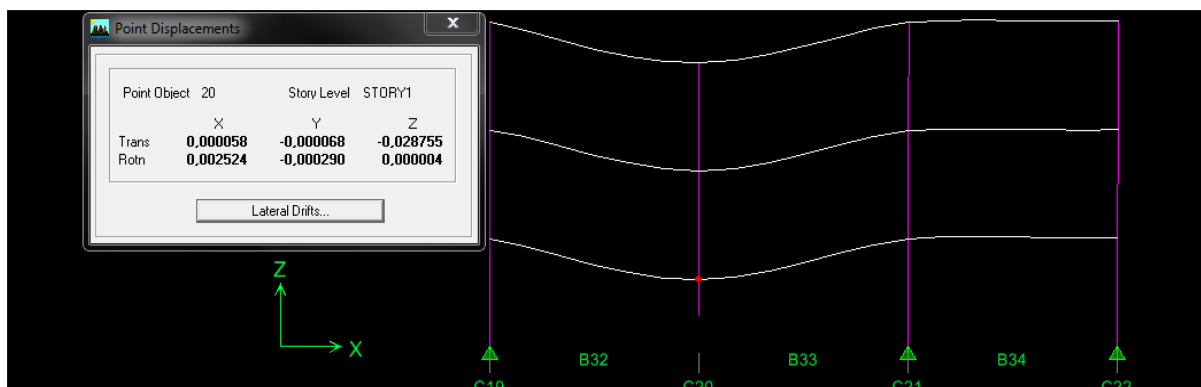
Εικ. 4.84 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C6.

Σειρά έχει το κρίσιμο C7 υποστύλωμα από το οποίο αναμένουμε να εξάγουμε χρήσιμα συμπεράσματα για την αποτελεσματικότητα της λύσης όσον αφορά τους εξώστες. Στην περίπτωση αυτή, η χρήση των IPE 500 δίνει εξαιρετικά αποτελέσματα και περιορίζει το μέγιστο βέλος κάτω από τα 2 cm, όπως φαίνεται και από την παρακάτω εικόνα. Όσον αφορά τώρα τα εντατικά μεγέθη, όπως και με τις προηγούμενες περιπτώσεις, είναι πολύ μικρά και δεν χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης.



Εικ. 4.85 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C7.

Αφού αποκαταστήσουμε το C7, ελέγχουμε την κατασκευή έναντι της απομάκρυνσης του γωνιακού C19 υποστυλώματος στο μπροστινό εξώστη. Τα βέλη σ' αυτήν την περίπτωση είναι ελαφρώς αυξημένα σε σχέση με το γωνιακό C6 ξεπερνώντας τα 2,2 cm. Παρόλ' αυτά και σ' αυτή την περίπτωση είναι αρκετά μικρά και δεν χρειάζεται να επέμβουμε για την απομείωση τους. Το τελευταίο υποστύλωμα που θα ελέγξουμε σ' αυτή τη λύση είναι το C20. Στην περίπτωση αυτή όπως φαίνεται και από την παρακάτω εικόνα, τα βέλη φτάνουν τα 2,9 cm και είναι στην κρίση του κυρίου του έργου να αποφασίσει αν θέλει να προχωρήσει σε βελτίωσή της ή ακόμα και στην εφαρμογή ενός τελείως διαφορετικού σχεδίου.



Εικ. 4.86 Βύθιση κόμβου λόγω απομάκρυνσης του C20.

Όσον αφορά το βάρος της, η παρούσα διάταξη αποτελεί την πιο αντιοικονομική πρόταση, καθώς το συνολικό της βάρος ξεπερνά τα 1400 kN, που συνεπάγεται μία διαφορά 250 kN σε σχέση με τη μηδενική λύση. Αυτό το επιπλέον βάρος, αν θεωρήσουμε ότι η μέση τιμή του χάλυβα είναι 2 €/kg, θα προκαλέσει μία αύξηση στο κόστος κατασκευής περίπου 50.000 €. Παρά το μεγάλο κόστος της, ακόμα και σε σύγκριση με άλλες λύσεις, που είναι οικονομικότερες μέχρι και 40.000 €, όπως ήδη έχει αναφερθεί, αυτή διαθέτει πολλά πλεονεκτήματα που την κάνουν πλήρως ανταγωνιστική. Επίσης, το βάρος της θα μπορούσε να είχε μειωθεί κατά πολύ αν η δοκός, η οποία τοποθετήθηκε για τα βέλη, είχε σχεδιαστεί ώστε να αναλαμβάνει και μη τυχηματικά φορτία.

4.8 Συμπέρασμα

Μέσα από τις παραπάνω ενότητες επιχειρήθηκε να γίνει η διαστασιολόγηση ενός απλού οικοδομικού έργου με βάση τις αρχές της ευρωστίας. Ο τρόπος με τον οποίο το επιτύχαμε ήταν με την ανάλυση της κατασκευής σε περίπτωση απώλειας κάποιου βασικού στοιχείου, όπως ενός υποστυλώματος. Με τη μέθοδο αυτή μπορούμε να περιγράψουμε τις συνέπειες μίας μεγάλης γκάμας από τυχηματικές φορτίσεις χωρίς να ασχοληθούμε με τη χρονοβόρα και αβέβαιη πολλές φορές προσομοίωσή τους.

Αρχικά, διαπιστώθηκε η ανεπάρκεια του σύγχρονου σχεδιασμού έναντι των τυχηματικών φορτίσεων. Στη συνέχεια, έγινε μία προσπάθεια να εξασφαλιστεί η κατασκευή έναντι μίας κρίσιμης κατάστασης, της οποίας αποτέλεσμα θα ήταν η απώλεια ενός υποστυλώματος. Ο τρόπος που αυτό επιτεύχθηκε ήταν με τη χρήση διαφόρων τεχνικών της ευρωστίας, ανάλογα τις εκάστοτε ανάγκες της κατασκευής. Οι μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν στο συγκεκριμένο παράδειγμα είναι η εξασφάλιση της πλαστιμότητας του φορέα, οι εναλλακτικοί δρόμοι απόσβεσης του φορτίου και η αύξηση της αντοχής των κρίσιμων μελών.

Η εξασφάλιση της πλαστιμότητας επιτεύχθηκε μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού, την τοποθέτηση χιαστί συνδέσμων, και τη χρησιμοποίηση όπου αυτό ήταν εφικτό χάλυβα S235, αντί για χάλυβες υψηλότερης αντοχής αλλά μικρότερης ολκιμότητας. Επίσης όπου ήταν δυνατό, αγνοούνταν η θλιπτική αντοχή των διαγωνίων στοιχείων ώστε να αποφευχθεί ένας ψαθυρός λυγισμός. Οι εναλλακτικοί δρόμοι φόρτισης επιτεύχθηκαν με την ανάρτηση των υποστυλωμάτων από την κορυφή. Σ' αυτή την περίπτωση πρέπει να εξασφαλίσουμε ότι οι συνδέσεις στα στοιχεία ανάρτησης είναι σε θέση να αντέξουν μία τόσο μεγάλη φόρτιση. Τέλος, εξασφαλίσαμε την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής μέσα από την αύξηση της διατομής των στοιχείων, όπου αυτό επιτρεπόταν.

Επιπροσθέτως, δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση στο σπουδαίο ρόλο που θα διαδραματίσουν οι συνδέσεις μεταξύ των μελών. Ο κακός σχεδιασμός των συνδέσεων μπορεί να έχει δυσάρεστα αποτελέσματα στη συμπεριφορά της κατασκευής, αλλάζοντας τον τρόπο απόκρισής της και καθιστώντας ανούσια οποιαδήποτε τεχνική εφαρμόστηκε για την αύξηση της ευρωστίας.

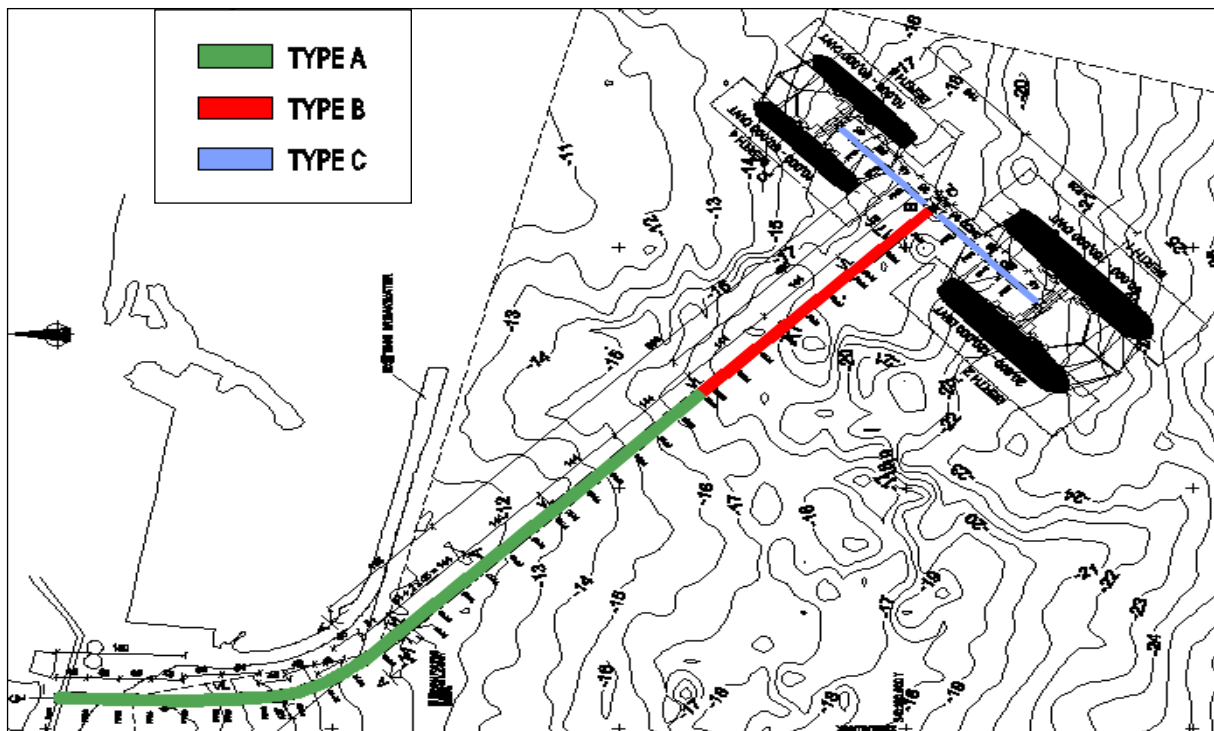
Η έλλειψη σαφών κατευθυντήριων γραμμών από τους κατασκευαστικούς κώδικες, συμπεριλαμβανομένου και του ευρωκώδικα 8, η αβεβαιότητα των φορτίων, και η μοναδικότητα κάθε κατασκευής δημιουργεί ένα ασαφές περιβάλλον αναγκάζοντάς μας να προτείνουμε λύσεις που είναι χρήσιμες μόνο για το συγκεκριμένο παράδειγμα. Στη διατύπωση των προτάσεων μας ελήφθησαν υπόψη τόσο κριτήρια αντοχής, όσο και λειτουργικότητας και αισθητικής, αφήνοντας πολλές φορές τον κύριο του έργου να αποφασίσει για την τελική λύση.

Κεφάλαιο 5^ο

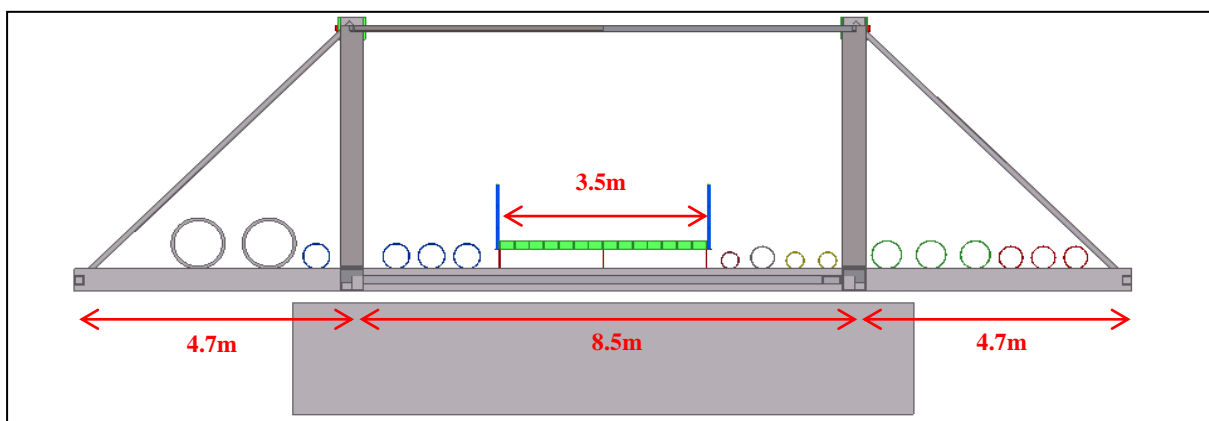
Παράδειγμα 2: Μεταλλική προβλήτα έξι ανοιγμάτων

5.1 Περιγραφή μοντέλου

Η προσομοίωση του μοντέλου θα γίνει στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ETABS. Πρόκειται για μία προβλήτα πρόσβασης, σε ναύδετο πλεύρισης δυναμικότητας τεσσάρων σκαφών, με μέγιστη μεταφορική ικανότητα 220.000 dwt έκαστο (Εικ. 5.1). Ο φορέας θα αποτελείται από τρεις διαφορετικούς τύπους δικτυωμάτων, όπως φαίνεται και από την εικόνα 5.1. Για τις ανάγκες της παρούσας εργασίας θα ασχοληθούμε μόνο με τον πρώτο εξ' αυτών.



Εικ. 5.1 Γενική άποψη της προβλήτας πρόσβασης.



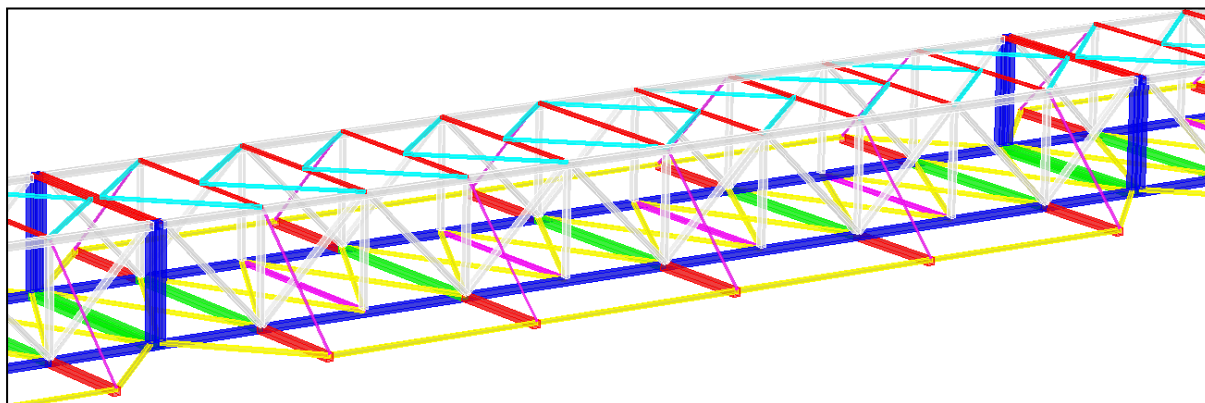
Εικ. 5.2 Τομή στη θέση στήριξης του δικτυώματος τύπου Α.

Όπως φαίνεται και από την τομή του σχήματος 5.2, η κατασκευή θα διαθέτει κατάλληλα διαμορφωμένο χώρο για αγωγούς διαφόρων χρήσεων, όπως και ένα δρόμο πλάτους 3,5 m, μέσω του οποίου θα γίνεται και η πρόσβαση στο ναύδετο. Το δικτύωμα θα έχει ύψος 4,5 m, ενώ το συνολικό του πλάτος θα είναι 17,9 m. Διαθέτει προβόλους 4,5 m και από τις δύο πλευρές του, έτσι ώστε να εξασφαλιστεί αρκετός χώρος για την τοποθέτηση των αγωγών. Σε όλη την κατασκευή, έχουν χρησιμοποιηθεί κοίλες διατομές θερμής ελάσεως ποιότητας χάλυβα S355.

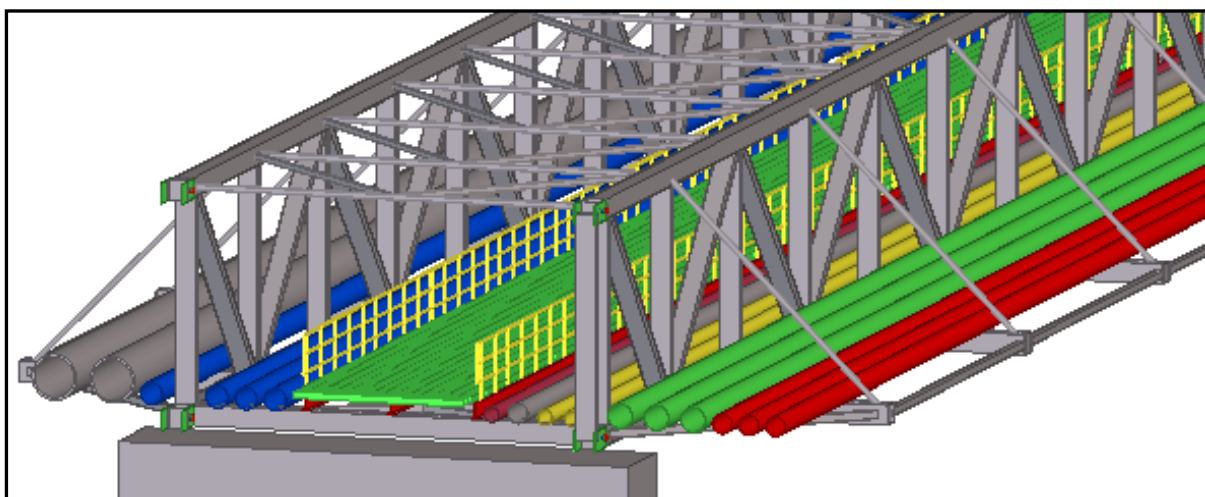
Οι πρόβολοι αποτελούνται από δοκούς ανά 9 m, διατομής SHS300/10 που συνδέονται κατά τον ασθενή τους άξονα με μία κοίλη διατομή τύπου SHS150/7. Οι δοκοί αυτοί αναρτώνται από το κεντρικό δικτύωμα με τη βοήθεια των σωληνωτών αναρτήρων CHS101.6/5.3. Στη βάση του δικτύωματος έχουν τοποθετηθεί χιαστί σύνδεσμοι κάθε 4,5 m διατομής SHS140/5, ενώ στην οροφή του υπάρχουν σύνδεσμοι τύπου V, διατομής SHS100/5.

Ο κυρίως φορέας αποτελείται από δύο δικτύωματα, τα οποία απέχουν μεταξύ τους 8,5 m και συνδέονται ανά 4,5 m με κοίλες δοκούς SHS120/5 και SHS120/6 πάνω και κάτω αντίστοιχα. Εξαιρέση αποτελεί η περιοχή όπου συντρέχουν και οι δοκοί των προβόλων, που αντί για SHS120/6 έχουν τοποθετηθεί SHS300/15. Τα κύρια αυτά δικτύωματα, αποτελούνται από ορθοστάτες διατομής RHS200/100/5 ανά 4,5 m και μονούς διαγώνιους συνδέσμους RHS300/200/6.3, που ανά δύο φατνώματα σχηματίζουν V διάταξη. Τέλος, για τα οριζόντια μέλη έχει χρησιμοποιηθεί διατομή SHS260/8 πάνω και κάτω.

Στην εικόνα 5.3 παρουσιάζεται μία τρισδιάστατη απεικόνιση τμήματος του φέροντα οργανισμού, όπου με διαφορετικά χρώματα έχουν αναπαρασταθεί οι διαφορετικές διατομές, ενώ στην εικόνα 5.4 παρουσιάζεται μία γενική άποψη της κατασκευής μαζί με τα μη φέροντα στοιχεία (σωλήνες, δρόμος κτλ.).



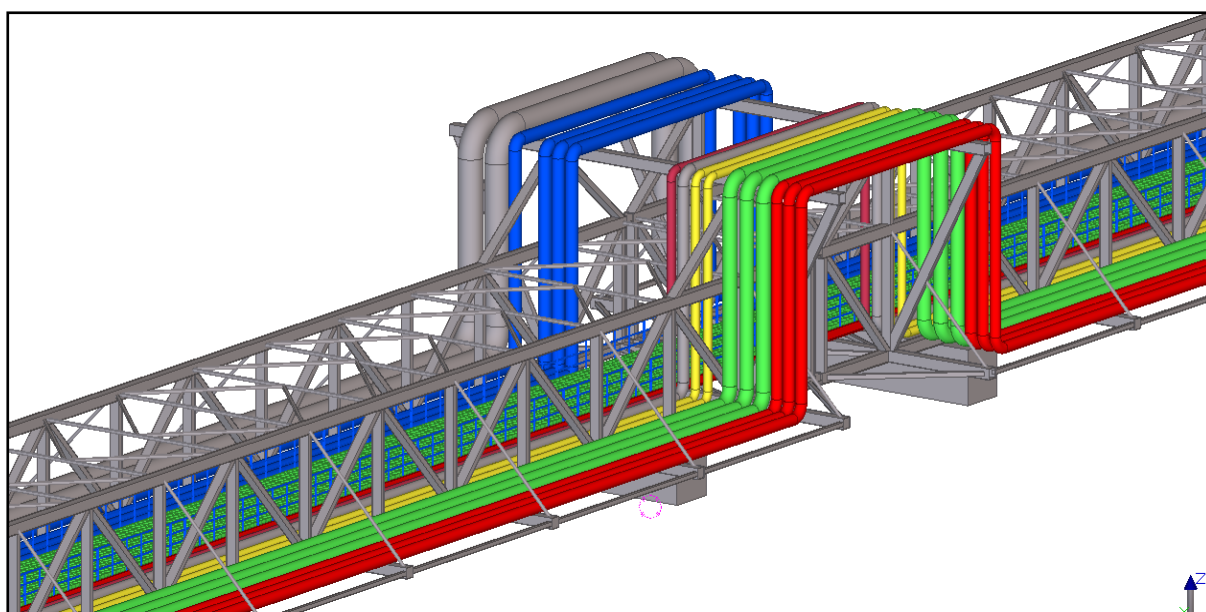
Εικ. 5.3 Τρισδιάστατη απεικόνιση του φέροντα οργανισμού.



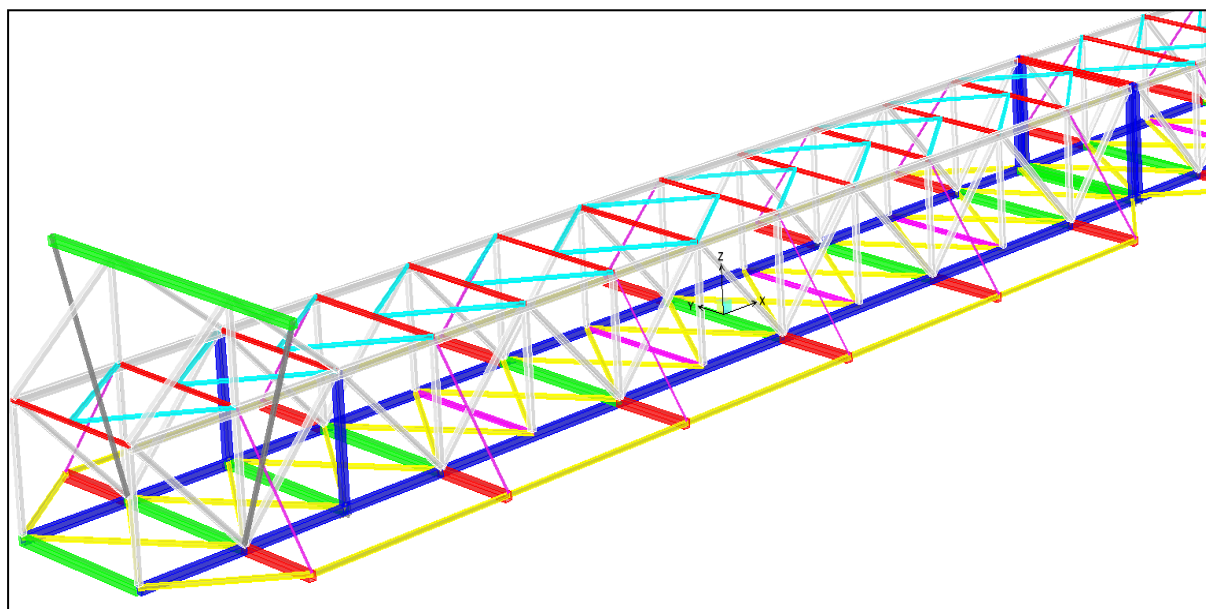
Εικ. 5.4 Τρισδιάστατη λεπτομέρεια της κατασκευής.

Κάθε ένα από αυτά τα τυπικά δικτύωματα, έχει άνοιγμα 45 m, που είναι και η απόσταση μεταξύ των στηρίξεων. Ανά 288 m, ωστόσο, υπάρχει ένας αρμός διαστολής, ο οποίος χρησιμεύει κυρίως στην απορρόφηση των θερμικών παραμορφώσεων. Για το λόγο αυτό, μελετάμε τα δικτύωματα σε ομάδες των έξι με το πρώτο και τελευταίο της ομάδας να διαθέτουν έναν πρόβολο 9 m. Τα ακραία αυτά δικτύωματα καλύπτουν συνεπώς άνοιγμα 54 m και όχι μόνο 45 m, όπως συμβαίνει με τα αντίστοιχα εσωτερικά.

Ο πρόβολος αυτός, υλοποιείται με την ίδια διάταξη και τα ίδια μέλη που χρησιμοποιήθηκαν και στο υπόλοιπο δικτύωμα, με τη μόνη διαφορά ότι εδώ υπάρχει ένας μηχανισμός ανάρτησης, ο οποίος έχει διπλή χρησιμότητα. Αφενός, χρησιμεύει στην ανάρτηση του προβόλου των 9 m και αφετέρου αποτελεί βάση για τους αγωγούς, οι οποίοι στην περιοχή του αρμού, τοποθετούνται πάνω από το δικτύωμα, δημιουργώντας ένα βρόγχο ικανό να απορροφήσει τις θερμοκρασιακές παραμορφώσεις. Οι αναρτήρες που χρησιμοποιούνται είναι διατομής RHS300/200/9. Ίδια διατομή διαθέτουν και τα υποστυλώματα του μηχανισμού ανάρτησης, ενώ η κεφαλοδοκός είναι SHS350/12.5. Τέλος, όπως φαίνεται και από την παρακάτω εικόνα, υπάρχουν και δύο εξωτερικά στηρίγματα τα οποία διαθέτουν διατομή RHS200/100/7.



Εικ. 5.5 Τρισδιάστατη λεπτομέρεια του μηχανισμού ανάρτησης.



Εικ. 5.6 Τρισδιάστατη απεικόνιση του φέροντα οργανισμού του δικτύωματος των 54 m.

Τα φορτία, βάσει των οποίων έγινε η διαστασιολόγηση της κατασκευής, χωρίζονται σε μόνιμα, κινητά και τυχηματικά. Στα μόνιμα φορτία, έχουμε το ίδιο βάρος των μεταλλικών στοιχείων ($78,5 \text{ kN/m}^3$), τα ίδια βάρη του δρόμου, τα οποία πέρα από τα μεταλλικά του στοιχεία, είναι 82kg/m^2 , τα ίδια βάρη των αγωγών, τα μόνιμα φορτία, λόγω της διάβασης πεζών, τα οποία είναι 15 kg/m^2 , καθώς και τα ίδια βάρη των ραγών πάνω στις οποίες τοποθετείται, τα οποία είναι 20 kg/m . Το συνολικό βάρος του φέροντα οργανισμού ανέρχεται σε 2900 kN .

Στα κινητά φορτία περιλαμβάνονται 5 kN/m^2 λόγω του δρόμου και συγκεντρωμένο φορτίο 10 τόνων, που διανέμεται σε απόσταση 2 m κατά την εγκάρσια διεύθυνση, λόγω της κίνησης γερανού πάνω σε αυτόν. Επίσης, λόγω της διάβασης πεζών, υπάρχει ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο $2,5 \text{ kN/m}^2$, ενώ έχουν συμπεριληφθεί και τα φορτία λόγω του περιεχομένου των αγωγών. Πέρα από αυτά τα κινητά, έχει ληφθεί υπόψη φόρτιση και λόγω του ανέμου μέγιστης ταχύτητα $31,5 \text{ m/s}$. Τέλος, συνυπολογίστηκε και η περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Οι δυσμενέστεροι από τους συνδυασμούς αστοχίας που ελέγχθησαν ήταν οι εξής:

✓ COMB1	1,3500G +1,3500Q +0,0000UDL +0,0000W _E +0,0000W _N
✓ COMB2	1,3500G +1,3500Q +1,0125UDL +0,0000W _E +0,0000W _N
✓ COMB4	1,3500G +1,3500Q +1,0125UDL +0,0000W _E +0,8400W _N
✓ COMB6	1,3500G +1,3500Q +1,0125UDL +0,7200W _E +0,0000W _N
✓ COMB10	1,3500G +1,3500Q +1,3500UDL +0,0000W _E +0,8400W _N
✓ COMB12	1,3500G +1,3500Q +1,3500UDL +0,7200W _E +0,0000W _N
✓ COMB16	1,3500G +1,3500Q +1,0125UDL +0,0000W _E +1,4000W _N
✓ COMB17	1,0000G +0,0000Q +0,0000UDL +0,0000W _E +1,4000W _N -
✓ COMB21	1,3500G +1,3500Q +1,0125UDL +1,2000W _E +0,0000W _N
✓ COMB22	1,0000G +0,0000Q +0,0000UDL +1,2000W _E - +0,0000W _N

Κρίσιμοι για πολλά από τα μέλη, κρίθηκαν και οι σεισμικοί συνδυασμοί, όπως αυτοί υπαγορεύονται από τους ευρωκώδικες και τα εθνικά παραρτήματα. Έτσι λοιπόν, στο παράδειγμα μας, με εφαρμογή της μεθόδου του 30% της δευτερεύουσας διεύθυνσης του σεισμού, προέκυψαν οι εξής σεισμικοί συνδυασμοί:

✓ S1	1,0000G +1,0000Q ±1,0000EXSTAT ±0,3000EYSTAT ±0,3000EZSTAT
✓ S2	1,0000G +1,0000Q ±0,3000EXSTAT ±1,0000EYSTAT ±0,3000EZSTAT
✓ S3	1,0000G +1,0000Q ±0,3000EXSTAT ±0,3000EYSTAT ±1,0000EZSTAT

Πέρα όμως από τους συνδυασμούς αστοχίας, δοκιμάστηκαν και συνδυασμοί λειτουργικότητας εκ των οποίων οι δυσμενέστεροι ήταν οι:

✓ L4	1,0000G +1,0000Q +0,7500UDL +0,0000W _E +0,6000W _N
✓ L8	1,0000G +1,0000Q +1,0000UDL +0,0000W _E +0,6000W _N
✓ L12	1,0000G +1,0000Q +0,7500UDL +0,0000W _E +1,0000W _N

Στους παραπάνω συνδυασμούς, οι συμβολισμοί οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν εξηγούνται στον παρακάτω πίνακα:

DEAD	Ίδια βάρη μεταλλικής κατασκευής ($78,5 \text{ kN/m}^3$)
PERMANENT	Ίδια βάρη αγωγών
GROAD	Ίδια βάρη δρόμου (82kg/m^2) και διάβασης πεζών (15 kg/m^2)
G	DEAD + PERMANENT + GROAD
Q	Βάρος περιεχομένου αγωγών
UDL	Κινητά φορτία λόγω δρόμου (5 kN/m^2) και διάβασης πεζών ($2,5 \text{ kN/m}^2$)
W _N	Πίεση λόγω ανέμου υπό φυσιολογικές συνθήκες (ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}=20\text{m/s}$)
W _N -	Αρνητική πίεση λόγω ανέμου υπό φυσιολογικές συνθήκες ($v_{b,0}=20\text{m/s}$)
W _E	Πίεση λόγω ανέμου σε ακραίες συνθήκες (ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}=31,5\text{m/s}$)
W _E -	Αρνητική πίεση λόγω ανέμου σε ακραίες συνθήκες (ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}=31,5\text{m/s}$)
E _x (EXSTAT)	Σεισμός κατά τη X-X διεύθυνση
E _y (EYSTAT)	Σεισμός κατά τη Y-Y διεύθυνση
E _z (EZSTAT)	Σεισμός κατά τη Z-Z διεύθυνση

Πίνακας 5.1 Επεξήγηση συμβόλων που χρησιμοποιούνται στους συνδυασμούς φόρτισης.

5.2 Ανάλυση για τυχηματική φόρτιση

Στο παράδειγμα αυτό, θα θεωρήσουμε ως τυχηματική φόρτιση, την περίπτωση στην οποία η κατασκευή θα απολέσει μία στήριξη. Με την τυχηματική αυτή κατάσταση, προστατεύουμε την κατασκευή έναντι διαφόρων κινδύνων, μικρής πιθανότητας, όπως είναι η πτώση ενός πλοίου ή ένας ισχυρός κυματισμός, οι οποίοι εν τέλει θα προκαλούσαν το ίδιο αποτέλεσμα: την απώλεια της στήριξης. Η εξασφάλιση της κατασκευής έναντι τέτοιων περιπτώσεων, μπορεί να γίνει, όπως θα δούμε και από τα παρακάτω παραδείγματα, είτε με την αύξηση της αντοχής των μελών, είτε με τη δημιουργία εναλλακτικών δρόμων απόσβεσης του φορτίου, είτε τέλος με τη βοήθεια προστατευτικών διατάξεων, οι οποίες θα προφυλάξουν τα στηρίγματα από έναν πιθανό κίνδυνο.

Η απώλεια μίας στήριξης, όπως είδαμε και από το προηγούμενο παράδειγμα, αποτελεί μία τυχηματική κατάσταση για την κατασκευή. Σύμφωνα λοιπόν με τον ευρωκώδικα 1, ο συνδυασμός φόρτισης που πρέπει να ακολουθήσουμε θα είναι ο εξής:

$$1,00 * G + 0,50 * Q_{k,1} + 0,30 * Q_{k,2} + Ad \quad (5.1)$$

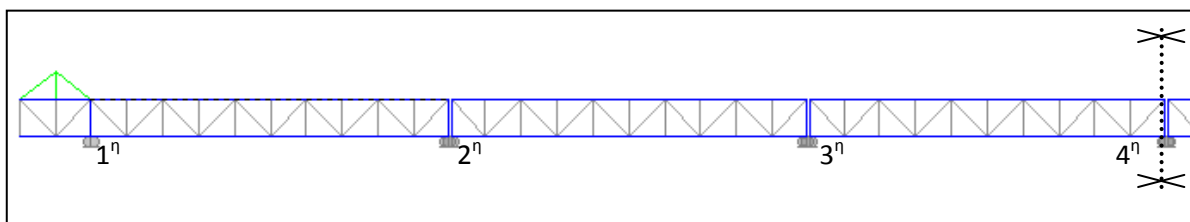
όπου Ad είναι η τυχηματική δράση, που στην προκειμένη περίπτωση είναι η απομάκρυνση μίας στήριξης, ενώ 0,5 και 0,3 είναι οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών $\Psi_{1,1}$ και $\Psi_{2,2}$, για τις κατασκευές κατηγορία G. Το $Q_{k,1}$ συμβολίζει την επικρατέστερη μεταβλητή δράση, η οποία στο παράδειγμα μας είναι το περιεχόμενο των αγωγών, ενώ το $Q_{k,2}$ αντιπροσωπεύει τις λοιπές μεταβλητές δράσεις, που στην εν λόγω κατασκευή είναι τα κινητά φορτία, του δρόμου και της διάβασης.

Αρχικά λοιπόν, η κατασκευή μας για κάθε λύση θα διαστασιολογείται βάσει των μη τυχηματικών δράσεων. Έπειτα, με τον τυχηματικό συνδυασμό της σχέσης (5.1) θα ελέγχουμε την περίπτωση απώλειας της μεσαίας στήριξης, η οποία αποτελεί και την ευνοϊκότερη περίπτωση, όπου και θα προχωρήσουμε σε αύξηση και αλλαγή των διατομών, όπου αυτές δεν επαρκούν. Ακολούθως, αποκαθιστούμε τη μεσαία στήριξη και ελέγχουμε τη δεύτερη στήριξη (Εικ. 5.7), βάσει του τυχηματικού συνδυασμού. Τέλος, δοκιμάζουμε την ευστάθεια της κατασκευής σε περίπτωση απώλειας της ακραίας στήριξης, η οποία αποτελεί και τη δυσμενέστερη περίπτωση τόσο για το φορέα όσο και για τη θεμελίωση, καθώς δημιουργείται ένας πρόβολος 54 m.

Ο λόγος, για τον οποίο ξεκινάμε να ελέγχουμε από την ευμενέστερη (στήριξη 4) προς τη δυσμενέστερη (στήριξη 1) στήριξη και όχι αντίθετα, όπως συνέβη στο πρώτο παράδειγμα, είναι ότι κάθε φορά θα συγκρίνουμε το επιπλέον κόστος που απαιτείται για την εξασφάλιση της αντοχής της κατασκευής, σε σχέση με το κόστος δημιουργίας μίας προστατευτικής διάταξης για τη στήριξη, όπως αυτή περιγράφεται σε επόμενες ενότητες.

Η βασική ιδέα, η οποία θα αποτελέσει κορμό για όλες τις μετέπειτα λύσεις, εκτός από αυτήν που αναφέρεται στην προστατευτική διάταξη, είναι η δημιουργία συνέχειας μεταξύ των δικτυωμάτων. Με τον τρόπο αυτό, θα εξασφαλίζουμε ότι σε περίπτωση απώλειας μίας στήριξης, δεν θα δημιουργηθεί μηχανισμός, αλλά τα δικτυώματα θα συμπεριφερθούν σαν αμφιέριστα, με άνοιγμα διπλάσιο απ' αυτό της αρχική κατάσταση. Εξαιρέση αποτελούν οι ακραίες στηρίξεις, η απώλεια των οποίων θα αναγκάσει το δικτύωμα να λειτουργήσει σαν πρόβολος.

Σκοπός αυτής της διαδικασίας θα είναι η δημιουργία μίας εύρωστης κατασκευής με πολλαπλούς δρόμους μεταφοράς και απόσβεσης των φορτίων, ικανή να αντεπεξέλθει σε συνθήκες που δεν προβλέπονται από τους κοινούς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων και του ευρωκώδικα 8. Θα ελεγχθούν κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας, ενώ θα γίνει και μία συνοπτική παρουσίαση των προτερημάτων και μειονεκτημάτων κάθε λύσης, ώστε να μπορεί να επιλεγεί η βέλτιστη δυνατή ανάλογα με τις ανάγκες του κυρίου του έργου.



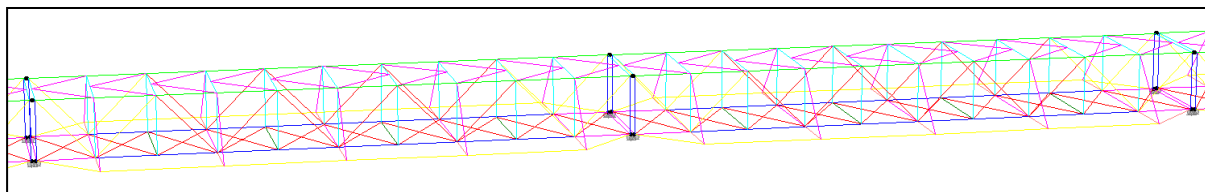
Εικ. 5.7 Απεικόνιση τριών εκ των έξι δικτυωμάτων μίας ομάδας και αρίθμηση των στηρίξεων της.

5.3 Λύση πρώτη: Συνέχεια μεταξύ των δικτυωμάτων με απλή σύνδεση

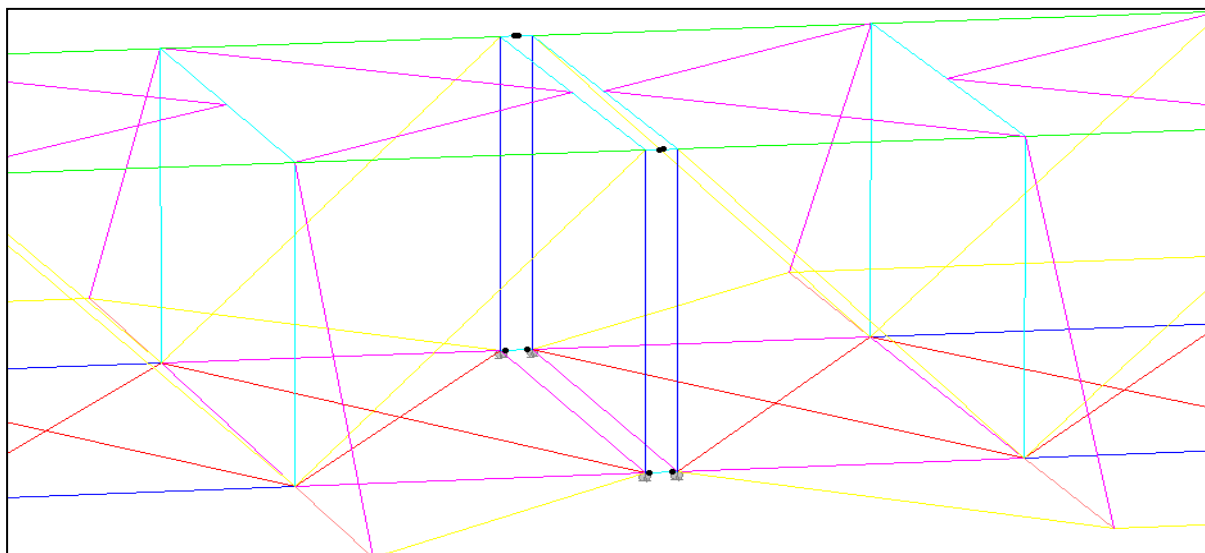
Ο πιο εύκολος και άμεσος τρόπος για την αποκατάσταση της συνέχειας μεταξύ των δικτυωμάτων αποτελεί η άμεση σύνδεση των ακραίων κόμβων κάθε δικτυώματος με τον αντίστοιχο γειτονικό. Με τη μέθοδο αυτή, εξασφαλίζουμε την αμφιέριστη λειτουργία της κατασκευής, στην τυχηματική περίπτωση, με τη χρήση τεσσάρων μόνον ελασμάτων, τα οποία μπορούν πολύ εύκολα, στο εργοτάξιο, να συγκολληθούν, ή καλύτερα να κολλιωθούν πάνω στα ετοιμοπαράδοτα δικτυώματα.

Η λύση λοιπόν, η οποία προτείνεται και φαίνεται στις επόμενες εικόνες, διαθέτει τέσσερις ελκυστήρες διατομής SHS 300/11,5. Στην κάτω παρειά οι ελκυστήρες είναι ενιαίοι και αρθρώνονται και στις δύο πλευρές τους με το αντίστοιχο δικτυώμα. Στην πάνω παρειά, ωστόσο, το συνδετικό μέλος αποτελείται από δύο στοιχεία συγκολλημένα πάνω στα δικτυώματα που συνδέονται μεταξύ τους με μία αρθρωτή σύνδεση (Εικ. 5.8). Η διάταξη αυτή, αποδεικνύεται, με τη βοήθεια του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων, πιο αποτελεσματική όσο αφορά τη βύθιση των δικτυωμάτων. Το μήκος αυτών των στοιχείων είναι 20 cm έκαστο και συνεπώς το συνολικό μήκος των ενιαίων ελκυστήρων 40 cm.

Στην πραγματικότητα, οι κάτω ελκυστήρες δεν χρειάζονται καθώς το ρόλο τους θα μπορεί να τον εκτελέσει ο ίδιος ο κεφαλόδεσμος. Παρόλ' αυτά, στην προσομοίωση μας είναι απαραίτητοι, ώστε να εξασφαλίσουμε τη συνέχεια μεταξύ των δικτυωμάτων. Όσο αφορά τους πάνω ελκυστήρες, στην πράξη αποτελούνται από δύο ελάσματα συγκολλημένα στα δικτυώματα, τα οποία έρχονται έτοιμα και η μεταξύ τους σύνδεση επιτυγχάνετε με τη χρήση ενός πύρου. Με τον τρόπο αυτό υλοποιείται με ικανοποιητική ακρίβεια η αρθρωτή σύνδεση.



Εικ. 5.8 Διάταξη σύνδεσης μεταξύ των δικτυωμάτων.

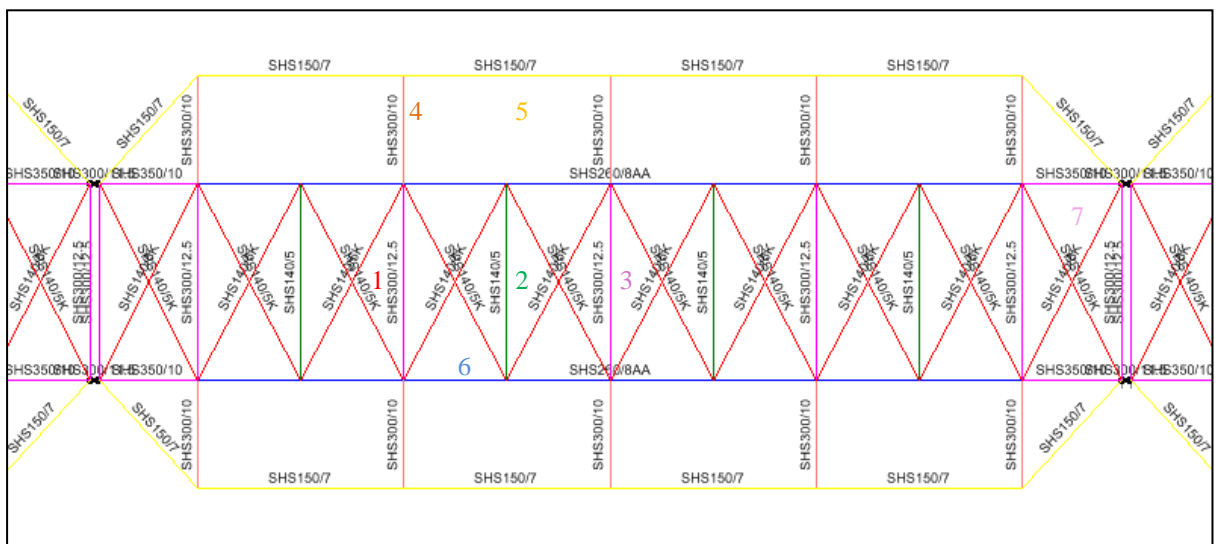


Εικ. 5.9 Λεπτομέρεια σύνδεσης μεταξύ των δικτυωμάτων.

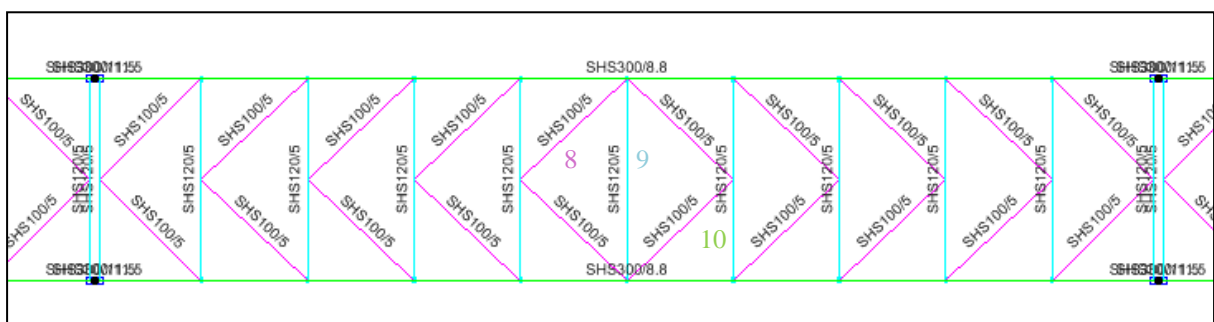
Λόγω, ωστόσο, της μεσαίας στήριξης, δημιουργούνται μεγάλα εντατικά μεγέθη, τόσο στη σύνδεση, όσο και στον ίδιο το φορέα, που ως αποτέλεσμα έχουν τις περισσότερες φορές την απαίτηση μεγαλύτερων διατομών, απ' ότι στην περίπτωση των μη τυχηματικών συνδυασμών. Οι τελικές διατομές, οι οποίες χρησιμοποιούνται στην κατασκευή, φαίνονται στην τρίτη στήλη του πίνακα 5.2. Στον ίδιο πίνακα αναφέρετε, η λειτουργία των διατομών αυτών στη δεύτερη στήλη. Τέλος, στις επόμενες στήλες βλέπουμε το βαθμό εκμετάλλευσης κάθε μίας εξ αυτών, όπως και τα εντατικά μεγέθη, ως προς τους άξονες του δυσμενέστερου συνδυασμού. Με F1 συμβολίζεται ο τυχηματικός συνδυασμός της σχέσης (5.1). Η αρίθμηση στην πρώτη στήλη αντιστοιχεί στην αρίθμηση που φαίνεται στις φωτογραφίες που έπονται του πίνακα 5.2.

A/A	Θέση	Διατομή μετά την ενίσχυση	Δυσμεν. Συνδ.	Συντ. εκμετ.	P (kN)	M ₃₃ (kN)	M ₂₂ (kN)	V ₂₂ (kN)	V ₃₃ (kN)
1	Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	SHS140/5	SC10B	0,84	-410	5	0	1	0
2	Ενδιάμεσες διαδοκίδες επίπεδου 0	SHS140/5	F1	0,86	-152	1	0	1	0
3	Διαδοκίδες επίπεδου 0	SHS300/12,5	SC17B	0,72	109	190	154	114	113
4	Εγκάρσιοι δοκοί συγκράτησης αγωγών	SHS300/10	SC17B	0,93	-10	164	210	145	207
5	Διαμήκη δοκοί συγκράτησης αγωγών	SHS150/7	F1	0,88	-225	3	2	1	0
6	Κάτω δοκοί δικτύωματος	SHS260/8	F1	0,96	2284	18	1	1	0
7	Ενίσχυση κάτω δοκών δικτύωματος	SHS350/10	F1	0,94	-3366	63	1	20	3
8	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V	SHS100/5	SC9B	0,92	-104	2	0	1	0
9	Διαδοκίδες οροφής	SHS120/5	SC9B	0,81	-67	11	1	3	0
10	Άνω δοκοί δικτύωματος	SHS300/8.8	F1	0,99	-2751	25	4	3	2
11	Διαγώνια μέλη δικτύωματος	RHS300/200/6,3	F1	0,95	-1062	20	4	4	0
12	Ενίσχυση διαγωνίων	RHS300/200/8	F1	0,98	-1422	18	6	4	2
13	Ορθοστάτες δικτύωματος	RHS200/100/5	SC11B	0,90	-74	13	1	1	1
14	Σύνδεσμοι μεταξύ δικτυωμάτων	SHS300/11,5	F1	0,82	3306	20	0	393	4

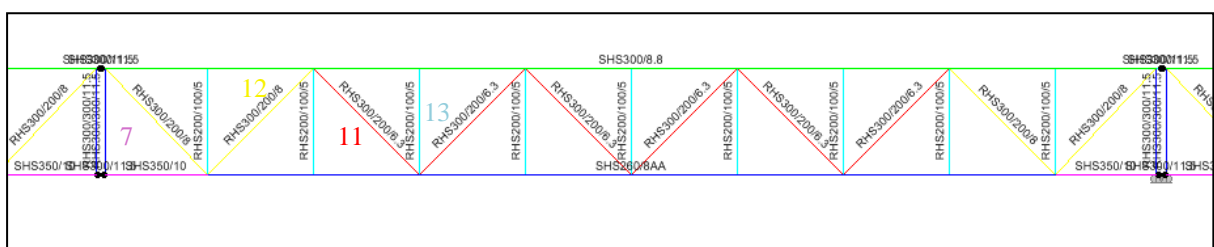
Πίνακας 5.2 Διατομές και εντατικά μεγέθη πρώτη λύσης για την περίπτωση αστοχίας της στήριξης 4.



Εικ. 5.10 Κάτοψη μηδενικού επιπέδου δικτύωματος και αρίθμηση μελών σύμφωνα με τον πίνακα 5.2.



Εικ. 5.11 Κάτοψη οροφής δικτύωματος και αρίθμηση μελών σύμφωνα με τον πίνακα 5.2.



Εικ. 5.12 Πλάγια όψη δικτύωματος και αρίθμηση μελών σύμφωνα με τον πίνακα 5.2.

Συνολικά ο φέρων οργανισμός πλέον διαθέτει βάρος 3.110 kN. Βλέπουμε, λοιπόν, ότι η κατασκευή επιβαρύνθηκε με 200 KN επιπλέον, ώστε να μπορέσουμε να ανταπεξέλθουμε στις απαιτήσεις της ευρωστίας. Έχουμε μία αύξηση του ίδιου βάρους λιγότερη από 7 %. Το κόστος, αυτής της επιβάρυνσης, που θα φτάσει τις 40.000 ευρώ (2 €/Kg χάλυβα μαζί με τα εργατικά), μπορεί να θεωρηθεί μηδενικό σε σχέση με τις οικονομικές και όχι μόνο επιπτώσεις, που θα προκαλούσε η ενδεχόμενη αστοχία μίας στήριξης. Χαρακτηριστικά αναφέρουμε ότι, εκτός από τα ίδια τα γειτονικά δικτυώματα που θα αστοχούσαν, υπάρχει κίνδυνος μίας προοδευτικής κατάρρευσης. Επιπλέον, θα διακοπτόταν για πολύ μεγάλο χρονικό διάστημα η λειτουργία του σταθμού. Πολύ σημαντικότερες, όμως, θα ήταν οι συνέπειες για το περιβάλλον (π.χ. διαρροές από τους αγωγούς) και κυρίως η πιθανή απώλεια ανθρώπινων ζωών.

Αφού λοιπόν εξασφαλίσουμε την κατασκευή έναντι αστοχίας της τέταρτης στήριξης (Εικ. 5.7), δοκιμάζουμε τις αντοχές της λύσης μας στην περίπτωση αστοχίας του στηρίγματος 3. Η λύση λειτουργεί αποδοτικά και γι' αυτό το σενάριο, με τα μέλη να αναπτύσσουν σχεδόν τα ίδια εντατικά μεγέθη και συνεπώς τους ίδιους βαθμούς εκμετάλλευσης, με την πρώτη περίπτωση. Η επάρκεια της κατασκευής ήταν αναμενόμενη, αφού δεν υπάρχουν ουσιαστικές διαφορές στα δύο σενάρια. Σε αντίθεση με την τρίτη και τέταρτη στήριξη, η απόκριση του φορέα διαφέρει σημαντικά για την περίπτωση αστοχίας του δεύτερου στηρίγματος.

Στην περίπτωση αυτού του σεναρίου, το αριστερό δικτύωμα το οποίο είναι και το τελευταίο της ομάδας, δεν διαθέτει αριστερά του άλλο μέλος για να μεταβιβάσει τα φορτία, με αποτέλεσμα να έχουμε την ανάπτυξη σημαντικών εντάσεων και βελών. Ως αποτέλεσμα αυτής της αστοχίας είναι η ανεπάρκεια 35 μελών του φέροντος οργανισμού που εκτίνονται στα τρία από τα έξι δικτυώματα της ομάδας. Πρόκειται για μία ολική αστοχία, η οποία δεν χρήζει τοπικών ενισχύσεων, αλλά μπορεί να αντιμετωπιστεί μόνο με αλλαγές στις διατομές όλων των δικτυωμάτων, που σαν συνέπεια θα έχουν τη σημαντική αύξηση του κόστους.

Στον πίνακα 5.3 παρατίθενται όλες οι αλλαγές που συντελέστηκαν για να μπορέσει η κατασκευή να ανταποκριθεί σε αυτόν τον κίνδυνο. Η αρίθμηση στην πρώτη στήλη βρίσκεται σε πλήρη αντιστοιχία με την αρίθμηση του πίνακα 5.2. Το συνολικό βάρος της κατασκευής πλέον ανέρχεται στα 3.620 kN. Βλέπουμε λοιπόν, ότι έχουμε μία αύξηση της τάξης των 500 kN για να μπορέσουμε να εξασφαλίσουμε την κατασκευή έναντι της αστοχίας και της δεύτερης στήριξης. Η αύξηση αυτή θα επιβαρύνει το συνολικό προϋπολογισμό κάθε ομάδας δικτυωμάτων κατά 100.000 ευρώ.

A/A	Θέση	Διατομή πριν την ενίσχυση	Διατομή μετά την ενίσχυση	Δυσμεν. Συνδ.	Συντ. εκμετ.	P (kN)	M ₃₃ (kN)	M ₂₂ (kN)	V ₂₂ (kN)	V ₃₃ (kN)
1	Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	SHS140/5	SHS140/5	SC9B	0,86	-354	6	0	2	0
2	Ενδιάμεσες διαδοκίδες επιπέδου 0	SHS140/5	SHS140/5	F1	0,80	-141	1	0	1	0
3	Διαδοκίδες επιπέδου 0	SHS300/12,5	SHS300/12.5	SC17B	0,69	-87	187	144	114	103
4	Εγκάρσιοι δοκοί συγκρ. αγωγών	SHS300/10	SHS300/10	SC17B	0,91	-8	176	192	146	208
5	Διαμήκη δοκοί συγκράτ. αγωγών	SHS150/7	SHS150/7	F1	0,84	-215	3	2	1	0
6	Κάτω δοκοί δικτυώματος	SHS260/8	SHS300/11.5	F1	0,94	3674	29	6	0	1
7	Ενίσχυση κάτω δοκών δικτυώμ.	SHS350/10	SHS300/15	F1	0,97	-4241	78	3	27	3
8	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V	SHS100/5	SHS100/5	SC9B	0,95	-106	2	0	0	0
9	Διαδοκίδες οροφής	SHS120/5	SHS120/5	SC9B	0,82	-69	12	1	3	0
10	Άνω δοκοί δικτυώματος	SHS300/8.8	SHS300/14.2	F1	0,92	-4128	3	19	2	6
11	Διαγώνια μέλη δικτυώματος	RHS300/200/6.3	SHS250/8	F1	0,77	-1390	19	8	4	1
12	Ενίσχυση διαγωνίων δικτυώματος	RHS300/200/8	SHS250/8	F1	0,95	-1761	15	12	3	4
13	Ορθοστάτες δικτυώματος	RHS200/100/5	RHS200/100/5	SC11B	0,69	-54	11	1	1	1
14	Σύνδεσμοι μεταξύ δικτυωμάτων	SHS300/11.5	SHS300/12.5	F1	0,96	4277	20	0	382	4

Πίνακας 5.3 Διατομές και εντατικά μεγέθη πρώτη λύσης για την περίπτωση αστοχίας και της στήριξης 2.

Στη συνέχεια οφείλουμε να εξετάσουμε την περίπτωση αστοχίας της πρώτης στήριξης. Όπως έχει ειπωθεί ξανά, αυτή αποτελεί την πιο δύσκολη περίπτωση. Η απώλεια της ακραίας στήριξης συνεπάγεται ότι, το δικτύωμα των 54 m από αμφιέριστο μετατρέπεται σε πρόβολο, δημιουργώντας πολύ μεγάλα εντατικά μεγέθη στην περιοχή της στήριξης. Πέρα όμως από τα εντατικά μεγέθη, τα οποία θα μπορούσαμε να τα γεφυρώσουμε όπως φαίνεται και από τον πίνακα 5.3, θα ήταν πιθανότατα λάθος να δεχτούμε και εξαιρετικά δύσκολο να αντιμετωπίσουμε, με την παρούσα λύση, τα μεγάλα βέλη, τα οποία στον ακραίο κόμβο ξεπερνούν ακόμα και τα 2 m.

Στην προσπάθεια μας να αντιμετωπίσουμε αυτήν την αστοχία, δεν θα επέμβουμε και στα έξι δικτυώματα, καθώς τα δύο μεσαία μένουν σχεδόν ανεπηρέαστα από την απώλεια της στήριξης. Στον παρακάτω πίνακα, λοιπόν, παρουσιάζονται οι νέες διατομές που προτείνονται, ώστε να αντιμετωπιστεί ο κίνδυνος και οι οποίες θα εφαρμοστούν μονάχα στα τέσσερα από τα έξι δικτυώματα της ομάδας. Οι διατομές με αστερίσκο δεν κυκλοφορούν στην αγορά και χρειάζονται ειδική παραγγελία, γεγονός που μπορεί να αυξήσει επιπλέον το κόστος και κυρίως το χρόνο για την υλοποίηση του έργου. Το συνολικό βάρος της κατασκευής πλέον ανέρχεται στα 3.800 kN, κατά 200 kN αυξημένο απ' ότι αν μεριμνούσαμε να εξασφαλίσουμε μόνο τις εσωτερικές στηρίξεις.

A/A	Θέση	Διατομή πριν την ενίσχυση	Διατομή μετά την ενίσχυση	Λυσμεν. Συνδ.	Συντ. εκμετ.	P (kN)	M ₃₃ (kN)	M ₂₂ (kN)	V ₂₂ (kN)	V ₃₃ (kN)
1	Χιαστί σύνδεσμοι	SHS140/5	SHS140/5	SC9B	0,85	-344	7	0	2	0
2	Ενδιάμεσες διαδοκίδες	SHS140/5	SHS140/5	F1	0,21	-32	2	0	1	0
3	Διαδοκίδες επιπέδου 0	SHS300/12.5	SHS300/12.5	SC17B	0,68	-83	194	133	116	103
4	Εγκάρσιοι δοκοί συγκρ.	SHS300/10	SHS300/10	SC17B	0,92	-6	179	195	147	204
5	Διαμήκη δοκοί συγκρ.	SHS150/7	SHS180/5	F1	0,87	-287	3	2	1	0
6	Κάτω δοκοί δικτυώματος	SHS300/11.5	SHS450/20*	F1	0,81	-7726	145	16	28	7
7	Ενίσχυση κάτω δοκών	SHS300/15	SHS500/20*	F1	0,98	-10938	171	2	38	1
8	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας V	SHS100/5	SHS100/5	SC11B	0,96	-106	3	0	0	0
9	Διαδοκίδες οροφής	SHS120/5	SHS120/5	SC11B	0,79	-67	11	1	3	0
10	Άνω δοκοί δικτυώματος	SHS300/14.2	RHS500/450/20*	F1	1,00	9589	380	1	69	2
11	Διαγώνια μέλη δικτυώματος	SHS250/8	SHS260/8	F1	0,99	-1840	17	12	4	4
12	Ενίσχυση διαγωνίων	SHS250/8	SHS260/10	F1	0,99	2539	17	41	3	13
13	Ορθοστάτες δικτυώματος	RHS200/100/5	RHS200/100/5	F1	0,87	-84	5	3	1	1
14	Σύνδεσμοι δικτυωμάτων	SHS300/12.5	RHS500/450/20*	F1	1,00	11324	65	1	1265	20

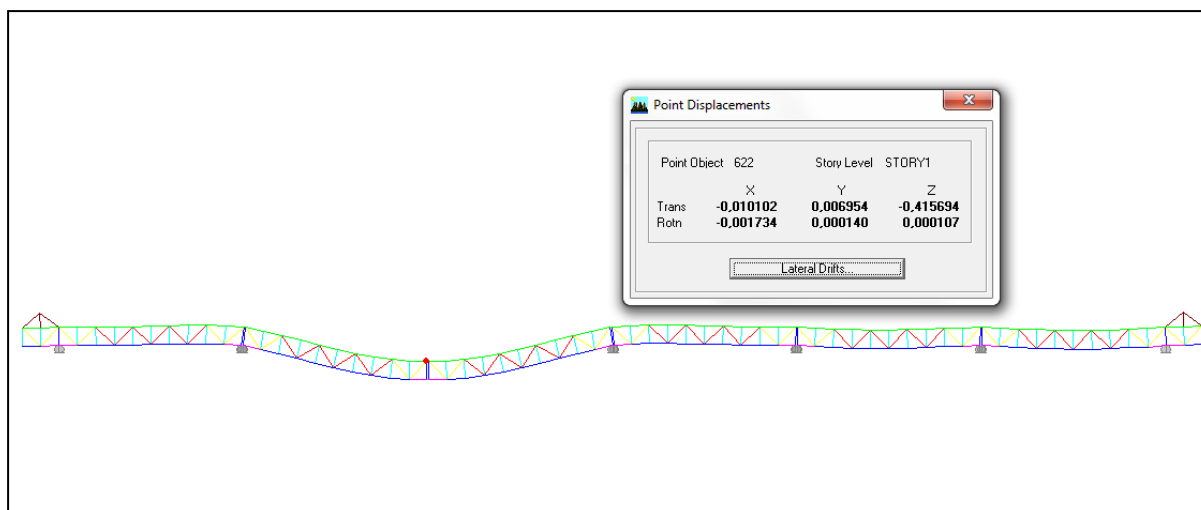
Πίνακας 5.4 Διατομές και εντατικά μεγέθη πρώτη λύσης για την περίπτωση αστοχίας της στήριξης 1.

Τελικός, για να επιτευχθεί η εξασφάλιση της κατασκευής έναντι αστοχίας, σε περίπτωση απώλειας μίας στήριξης, χρειάστηκε να αυξήσουμε το συνολικό βάρος του φέροντος οργανισμού κατά 30 %. Αυτή η αύξηση του βάρους συνεπάγεται και μία αύξηση περίπου 30 % του συνολικού κόστους του φορέα. Το κόστος αυτό ίσως να φαντάζει μεγάλο, στην πραγματικότητα όμως, το ποσοστό της αύξησης του συνολικού κόστους, της κατασκευής, θα είναι πολύ μικρότερο.

Αφού λοιπόν εξασφαλίσουμε την αντοχή της κατασκευής μας, ένας άλλος παράγοντας που θα παίξει καθοριστικό ρόλο στην επιλογή τελικής λύσης, θα είναι η βύθιση των δικτυωμάτων, που θα δημιουργηθεί από την αστοχία της στηρίξεως. Όπως είναι φυσικό, το να περιορίσουμε τα βέλη, θα διευκόλυνε σημαντικά τις εργασίες αποκατάστασης. Επίσης, με τον τρόπο αυτό, εξασφαλίζουμε ότι οι τελικές βλάβες στα μη φέροντα στοιχεία θα είναι περιορισμένες, γεγονός πολύ σημαντικό για μία κατασκευή, η οποία μπορεί να περιέχει στους αγωγούς που μεταφέρει επικίνδυνα υλικά για το περιβάλλον. Τέλος, επειδή ο συνδυασμός που εξετάζουμε περιλαμβάνει ένα σημαντικό μέρος των κινητών, έχουμε εξασφαλίσει στην κατασκευή, τη δυνατότητα να υπολειπόμενα μέχρι να ολοκληρωθούν οι εργασίες αποκατάστασης. Για να μπορέσει όμως κάτι τέτοιο να συμβεί, θα πρέπει τα βέλη που έχουν δημιουργηθεί, να είναι εντός φυσιολογικών ορίων.

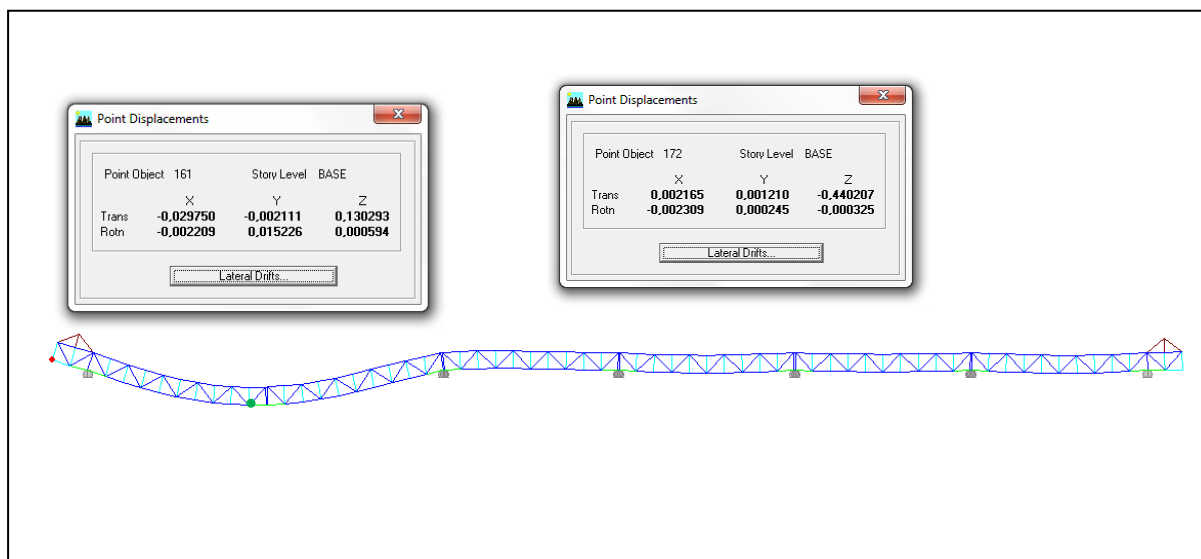
Ξεκινώντας λοιπόν με τη μηδενική λύση, οποιαδήποτε από τις στηρίξεις και να αστοχήσει, είναι απόλυτα λογικό για μία αμφιέρειστη κατασκευή να μετατραπεί σε μηχανισμό και να αστοχήσει. Στην περίπτωση τώρα που αποφασίζαμε να εξασφαλίσουμε μόνον τις στηρίξεις 3 και 4 (Εικ. 5.7), με την παρούσα λύση και χρησιμοποιούσαμε τις διατομές του πίνακα 5.1, τα βέλη τα οποία θα παίρναμε θα ήταν 42 και 41 cm αντίστοιχα. Η παραμορφωμένη εικόνα της κατασκευής είναι παρόμοια και για τις δύο λύσεις και ταιριάζει με την εικόνα μίας αμφίπακτης δοκού. Στην εικόνα 5.13 βλέπουμε την παραμορφωμένη κατάσταση της κατασκευής, λόγω απώλειας της τρίτης στηρίξεως.

Το βέλος των 41 cm ακούγεται αρκετά μεγάλο και σε κανονικές συνθήκες ίσως να μην γινόταν δεκτό. Ωστόσο, αν κανείς αναλογιστεί ότι το άνοιγμα που έχουμε να γεφυρώσουμε είναι 90 m, και ότι πρόκειται για μία τυχηματική κατάσταση, η οποία μπορεί να μην συμβεί ποτέ στη ζωή του έργου, δεν χρειάζεται να ληφθούν περαιτέρω m, για τη μείωση του, παρά μόνο αν το απαιτήσει ο κύριος του έργου.



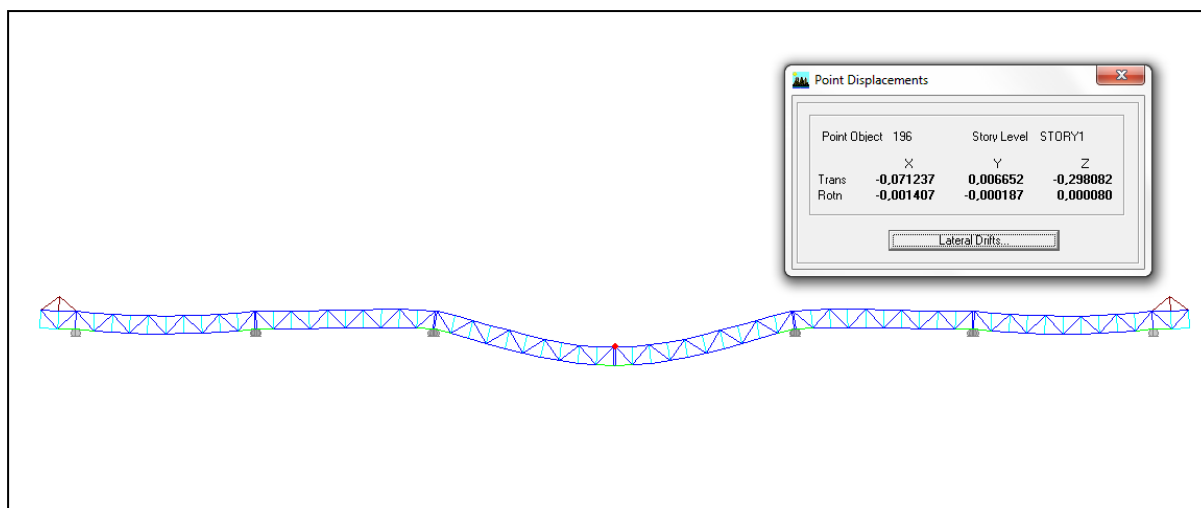
Εικ. 5.13 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της τρίτης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.2.

Στην περίπτωση τώρα που επιλέξουμε να εξασφαλίσουμε και τη δεύτερη στήριξη, όπως είδαμε και παραπάνω, θα πρέπει να χρησιμοποιήσουμε τις διατομές του πίνακα 5.2. Αν λοιπόν αφαιρεθεί η δεύτερη στήριξη, τότε ο φορέας, θα πάρει την παραμορφωμένη κατάσταση που φαίνεται στην εικόνα 5.14. Στην εικόνα αυτή, το σημείο 161 αντιστοιχεί στο ακριανό σημείο κάτω από τον πρόβολο (κόκκινη κουκίδα), ενώ το 171 αντιστοιχεί στο σημείο με τη μέγιστη βύθιση (πράσινη κουκίδα). Η παραμορφωμένη εικόνα, σε αυτήν την περίπτωση, θυμίζει μονοπροέχουσα αμφιέριστη δοκό. Όπως βλέπουμε, το μέγιστο βέλος, πλέον δεν εμφανίζεται στην περιοχή πάνω από τη στήριξη, αλλά λίγο αριστερότερα και ξεπερνά τα 44 cm. Ιδιαίτερης προσοχής χρήζει και η ανύψωση του προβόλου κατά 13 cm. Θα πρέπει, λοιπόν, να έχουμε φροντίσει τα μη φέροντα στοιχεία, όπως οι αγωγοί, να είναι σε θέση να ανεχτούν αυτά τα βέλη.



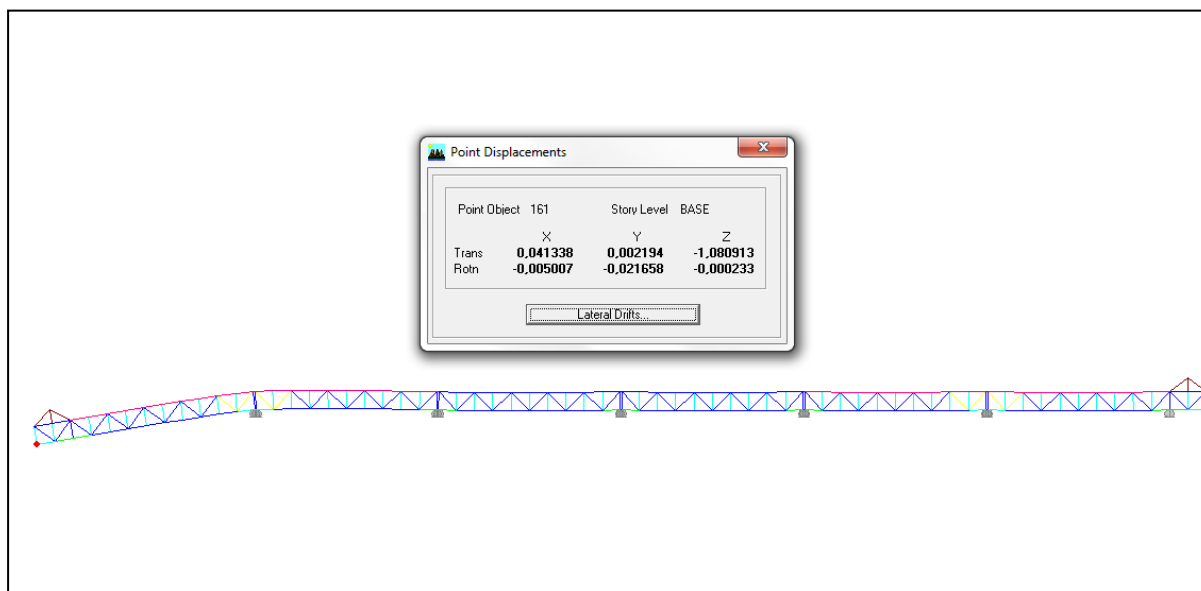
Εικ. 5.14 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της δεύτερης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.3.

Επίσης, σε περίπτωση που χρησιμοποιήσουμε τις διατομές του πίνακα 5.2 αλλά αστοχήσει η τέταρτη ή η τρίτη στήριξη, τα βέλη είναι εμφανώς μικρότερα και πέφτουν γι' αυτές τις δύο στήριξεις κάτω από τα 30 cm, όπως φαίνεται και στην εικόνα 5.15. Με αυτό το παράδειγμα μπορούμε να διαπιστώσουμε την άμεση εξάρτηση που υπάρχει μεταξύ των βελών και των διατομών, των δικτυωμάτων. Ποιοτικά παρατηρούμε ότι αύξηση των διατομών κατά 15 %, συνεπάγεται μείωση των βελών κατά 25 %. Βεβαία, η αύξηση αυτή πρέπει να αφορά τις διατομές των κυρίων δοκών, κάθε φατνώματος, οι οποίες έχουν τη μορφή επίπεδου δικτυώματος, και όχι στα εγκάρσια μέλη, που ο ρόλος τους είναι να μεταφέρουν τα στατικά φορτία σε αυτές.



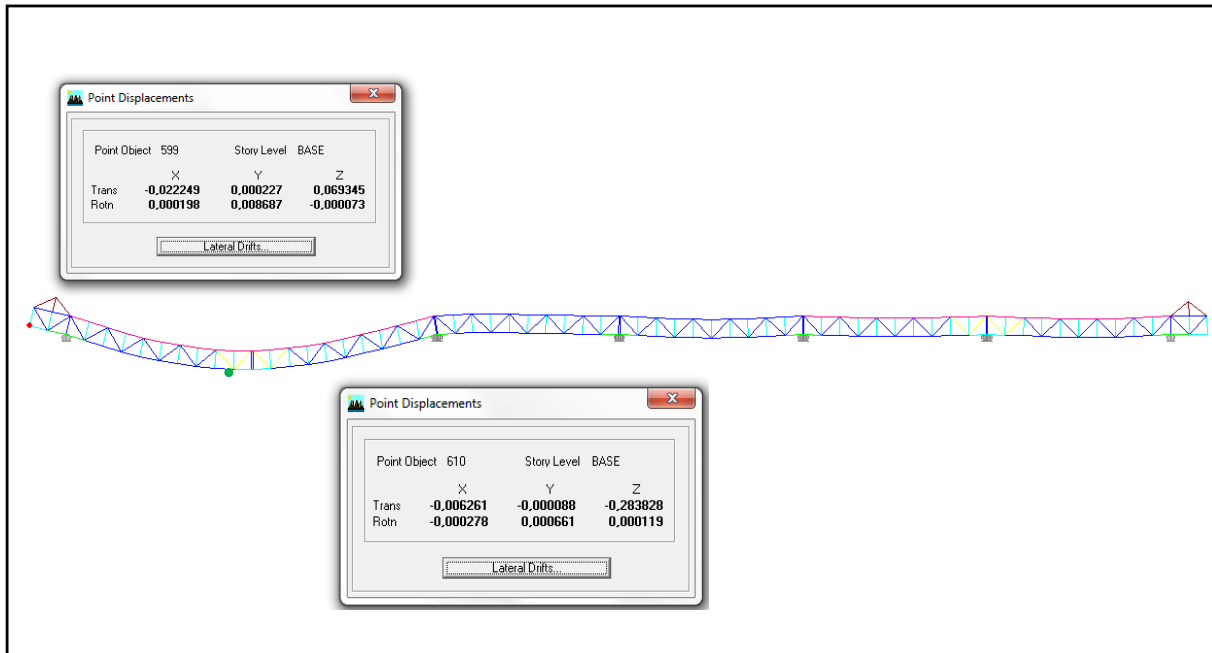
Εικ. 5.15 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της μεσαίας στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.3.

Τέλος, έχουμε την τρίτη περίπτωση, με την οποία έχουμε εξασφαλίσει την κατασκευή και για την περίπτωση απώλειας των εξωτερικών στηρίξεων. Τα αποτελέσματα από την απόκριση της κατασκευής, όσο αφορά τα βέλη που θα αναπτυχθούν αν αφαιρεθεί η πρώτη στήριξη, (Εικ. 5.7) δεν είναι τόσο ενθαρρυντικά. Όπως φαίνεται και από την εικόνα 5.16, μπορεί να έχουμε εξασφαλίσει την κατασκευή από την αστοχία, αλλά το βέλος των 110 cm σε καμία περίπτωση δεν μπορεί να θεωρηθεί, ικανοποιητικά μικρό. Η κατασκευή πλέον δεν θα μπορεί να συνεχίσει τη λειτουργία της, μέχρι να επιδιορθωθούν οι βλάβες, ενώ και τα μη φέροντα στοιχεία, πολύ δύσκολα, θα μπορέσουν να παρακολουθήσουν μία τόσο μεγάλη παραμόρφωση.

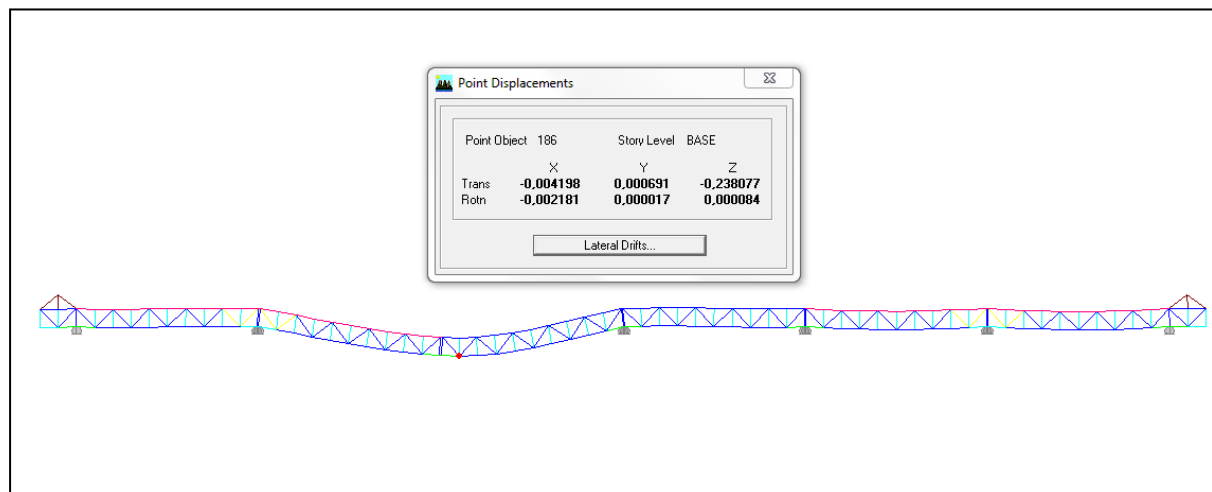


Εικ. 5.16 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της ακραίας στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.4.

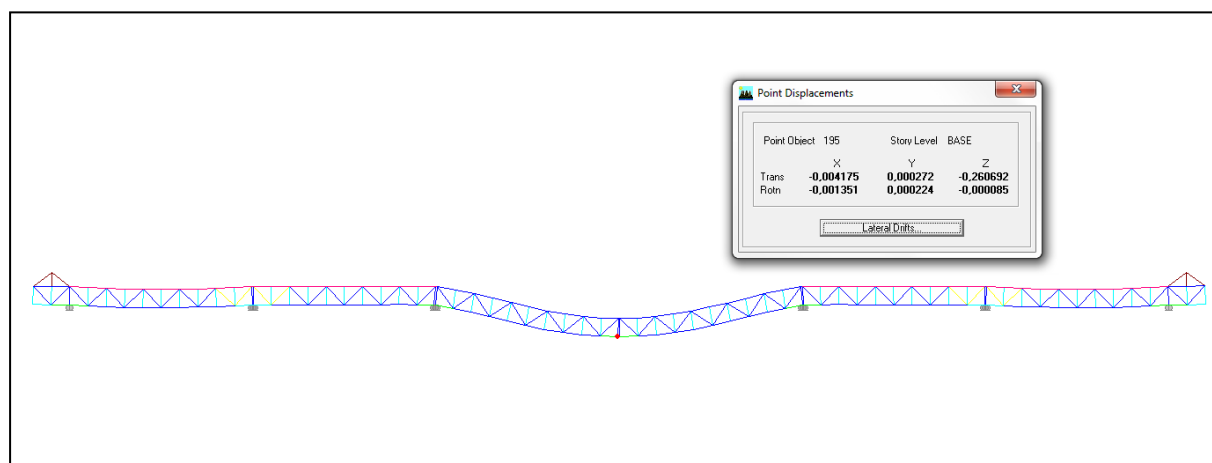
Η συμπεριφορά την κατασκευής είναι πολύ πιο ικανοποιητική για την περίπτωση που εξακολουθούμε να εφαρμόζουμε τις διατομές του πίνακα 5.3, τώρα όμως, δεν αστοχεί η εξωτερική, αλλά κάποια από τις εσωτερικές στηρίξεις της ομάδας. Χαρακτηριστικά αναφέρουμε ότι σε περίπτωση αστοχίας της δεύτερης στήριξης (Εικ. 5.17), η βύθιση του κόμβου, που βρίσκεται πάνω από αυτήν, έχει περιοριστεί στα 28 cm (πράσινη κουκίδα), ενώ η ανύψωση του εξωτερικού κόμβου (κόκκινη κουκίδα), από 13 cm που ήταν με την προηγούμενη λύση, τώρα έχει μειωθεί κατά 50 % και έχει φτάσει τα 7 cm. Στην περίπτωση αστοχίας της τρίτης στήριξης, η βύθιση του κόμβου δεν ξεπερνά τα 24 cm (Εικ. 5.18). Τέλος, αν αστοχήσει η μεσαία στήριξη έχουμε σημαντική μείωση των βελών, περιορίζοντας τη βύθιση στα 26 cm, αν και δεν προχωρήσαμε σε αλλαγές διατομών στα δύο μεσαία δικτυώματα, αλλά μόνο στα ακραία, για εξοικονόμηση υλικού (Εικ. 5.19).



Εικ. 5.17 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της δεύτερης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.4.



Εικ. 5.18 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της τρίτης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.4.



Εικ. 5.19 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της μεσαίας στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.4.

Η παραπάνω λύση, όπως είδαμε, αποτελεί έναν εύκολο και άμεσο τρόπο, για την αποκατάσταση της συνέχειας μεταξύ των δικτυωμάτων. Ουσιαστικά πρόκειται για μία άμεση σύνδεση των ακραίων κόμβων κάθε δικτυώματος με τον αντίστοιχο γειτονικό. Με τη μέθοδο αυτή, εξασφαλίζουμε την αμφιέριστη λειτουργία της κατασκευής, στην τυχαία περίπτωση της απώλειας ενός στηρίγματος, με τη χρήση τεσσάρων μόνο ελασμάτων, τα οποία μπορούν πολύ εύκολα, στο εργοτάξιο, να τοποθετηθούν πάνω στα δικτυώματα.

Ουσιαστικά, στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται τρεις και όχι μία, λύσεις με την κάθε μία να ξεκινά εκεί που σταματά η προηγούμενη. Αυτό γίνεται για να υπάρξει η δυνατότητα της άμεσης σύγκρισης του κόστους κάθε μίας με την επιπλέον προστασία που παρέχει σε σχέση με την προηγούμενη λύση. Είναι στην κρίση του μηχανικού και του κυρίου του έργου αν θέλει να εφαρμόσει μόνη της αυτήν τη μέθοδο ή να τη συνδυάσει με κάποιες προστατευτικές διατάξεις, οι οποίες περιγράφονται σε παρακάτω ενότητα. Στην απόφαση αυτή πρέπει να ληφθούν κριτήρια οικονομικά αλλά και λειτουργικά. Πρέπει να επιλέξουμε το συνδυασμό εκείνον που, δεν θα είναι μονάχα ο πιο οικονομικός αλλά και συνάμα ο πιο αποτελεσματικός.

Ξεκινώντας λοιπόν, δημιουργήσαμε ένα δικτύωμα που διαστασιολογήθηκε ώστε όλα του τα μέλη να διαθέτουν πολύ υψηλό βαθμό εκμετάλλευσης. Στη συνέχεια, προχωρήσαμε σε μεταβολές στις διατομές, ώστε η κατασκευή να αντεπεξέλθει σε περίπτωση απώλειας των εσωτερικών στηρίξεων 3 και 4 (Εικ. 5.7). Οι μεταβολές αυτές αφορούν τόσο την αύξηση, όσο και αλλαγή τύπου διατομών. Καταλήξαμε έτσι στις διατομές του πίνακα 5.1 με μόνο 7 % αύξηση του ίδιου βάρους του φέροντα οργανισμού, σε σχέση με τη μηδενική λύση.

Έπειτα, προσπαθήσαμε να εξασφαλίσουμε το φορέα έναντι της αστοχίας της δεύτερης στήριξης. Αυτό μας οδήγησε στις διατομές του πίνακα 5.2, που σε σχέση με τις διατομές της προηγούμενης περίπτωσης, ζύγιζαν 500 kN περισσότερο. Το επιπλέον αυτό βάρος, αντιστοιχεί σε μία αύξηση 15 % του συνολικού βάρους του φέροντα οργανισμού. Το ποσοστό αυτό είναι αρκετά υψηλό, διπλάσιο απ' ό τι χρειάστηκε στην προηγούμενη λύση. Ωστόσο, με τις νέες αυτές διατομές, η κατασκευή εκτός ότι θα αντέξει για την περίπτωση αστοχίας της δεύτερης στήριξης, θα αποκριθεί πολύ καλύτερα (μικρότερα βέλη και συντελεστές εκμετάλλευσης), στην περίπτωση αστοχίας των εσωτερικών στηρίξεων 3 και 4, από ότι η προηγούμενη λύση.

Τέλος, με την τρίτη παραλλαγή εξασφαλίσουμε την κατασκευή και για την περίπτωση αστοχίας του ακραίου στηρίγματος. Για να επιτευχθεί αυτό, απαιτήθηκε μία αύξηση της τάξης του 5 % στο συνολικό βάρος του φορέα. Το ποσοστό αυτό θα μπορούσε να είναι πολύ μεγαλύτερο, αν οι επεμβάσεις που κάναμε σε σχέση με την προηγούμενη λύση γίνονταν και στα έξι δικτυώματα της ομάδας. Αντ' αυτού οι αλλαγές των διατομών, που φαίνονται στο πίνακα 5.3 αφορούν τα δύο πρώτα και τα δύο τελευταία δικτυώματα κάθε ομάδας. Η απόκριση πλέον της κατασκευής είναι πολύ καλύτερη σε σχέση με τις προηγούμενες λύσεις, για την περίπτωση αστοχίας οποιασδήποτε εσωτερικής στήριξης, αλλά δεν είναι τόσο καλή (βύθιση ενός μέτρου) για την περίπτωση αστοχίας των εξωτερικών στηριγμάτων. Παρόλ' αυτά η κατασκευή θα αντέξει και σ' αυτόν τον κίνδυνο.

Με τη μέθοδο αυτή εξασφαλίζουμε τη γρήγορη συναρμολόγηση του φορέα, γεγονός το οποίο παίζει κυρίαρχο ρόλο σε έργα που υλοποιούνται σε ασταθή περιβάλλον, όπως αυτό της θάλασσας. Επιπλέον, βασικό προτέρημα της μεθόδου είναι η ελαχιστοποίηση των εργασιών, που πρέπει να γίνουν στο εργοτάξιο, των οποίων ο ποιοτικός έλεγχος είναι πολύ δύσκολος. Ακόμα, δεδομένου και του κόστους εργασίας, αποτελεί μία αρκετά οικονομική λύση και σίγουρα αξίζει για το αποτέλεσμα που παρέχει.

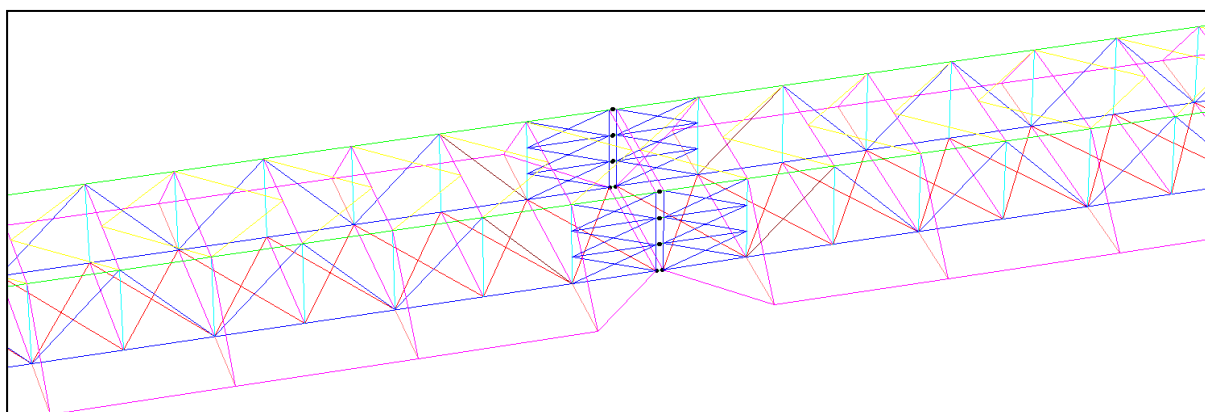
Στα βασικά μειονεκτήματα της μεθόδου έχουμε τις μεγάλες εντάσεις που δημιουργούνται στη γύρω περιοχή της σύνδεσης. Αυτό έγινε ιδιαίτερα αισθητό στην περίπτωση απώλειας του ακραίου στηρίγματος, όπου χρειάστηκαν διατομές, μεγαλύτερες απ' αυτές που διατίθενται ετοιμοπαράδοτες. Επίσης, όπως είδαμε και παραπάνω, η μέθοδος αυτή, επιτρέπει, σχετικά, μεγάλη βύθιση των δύο δικτυωμάτων, με αποτέλεσμα να δημιουργούνται σοβαρά προβλήματα στα μη φέροντα στοιχεία. Τέλος, βασικό μειονέκτημα αποτελεί ο μικρός αριθμός των συνδέσμων, μεταξύ των δικτυωμάτων, καθώς όσο λιγότερες είναι, τόσο μεγαλύτερες συνέπειες θα είχε το ενδεχόμενο αστοχίας μίας εξ αυτών. Η αστοχία αυτή, μπορεί να οφείλεται σε ανθρώπινο λάθος, κατά τη διαδικασία της σύνδεσης, ή σε ελαττωματικό υλικό. Βέβαια επειδή είδη μιλάμε για ένα τυχαίο συμβάν, την απώλεια ενός στηρίγματος, θα ήταν ίσως ακραίο να ασχοληθούμε και μ' αυτόν τον κίνδυνο. Βασίζόμενοι στις αρχές της ευρωστίας ωστόσο, θα πρέπει πάντα να επιδιώκουμε όσο το δυνατόν περισσότερους δρόμους απόσβεσης.

5.4 Λύση δεύτερη: Δημιουργία συνέχειας με πολλαπλές συνδέσεις

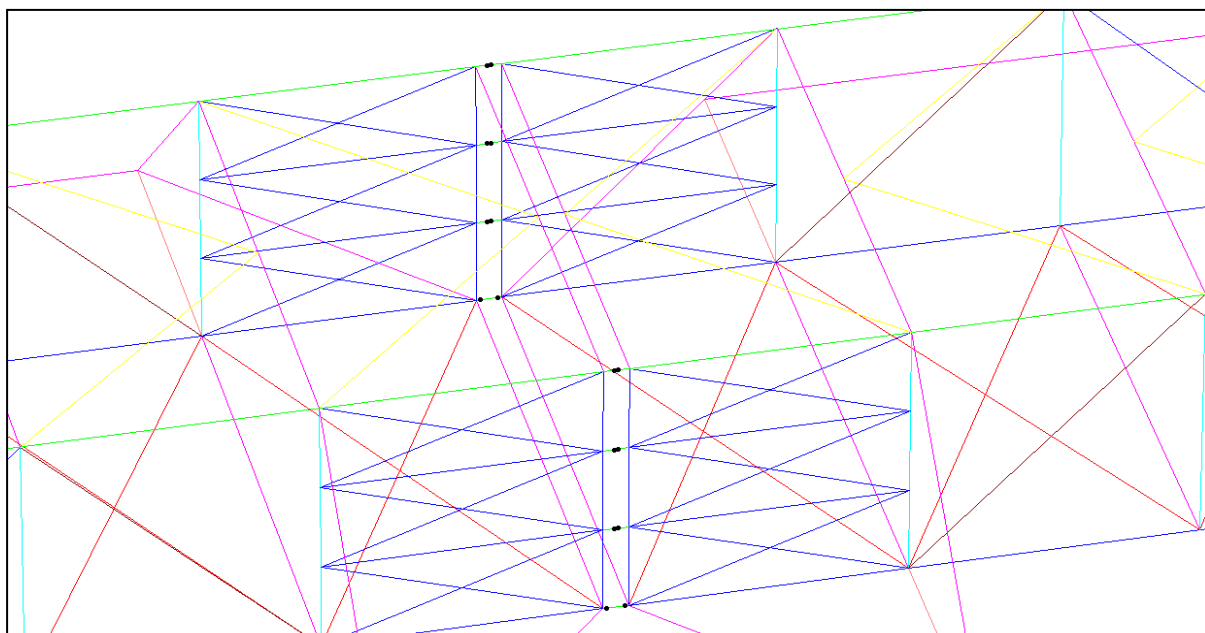
Η λύση αυτή αποτελεί μία παραλλαγή της πρώτης μεθόδου στην προσπάθεια μας να δημιουργήσουμε μία εύρωστη σύνδεση μεταξύ των δικτυωμάτων. Με τον τρόπο αυτό, θα επιχειρήσουμε να εξαλείψουμε τα μειονεκτήματα της πρώτης λύσης που δημιουργούνται εξαιτίας του μικρού αριθμού συνδέσμων, επιβαρυνόμενοι τα μειονεκτήματα μίας πολύπλοκης σύνδεσης. Επίσης, με τη διάταξη αυτή θα επιχειρήσουμε να μειώσουμε τα μεγάλα βέλη που επέτρεπε η πρώτη λύση, χωρίς να καταφύγουμε στη δαπανηρή αύξηση των διατομών των δικτυωμάτων.

Η λύση λοιπόν, η οποία θα εξεταστεί σε αυτήν την ενότητα και φαίνεται στις παρακάτω εικόνες, διαθέτει το διπλάσιο αριθμό συνδέσμων, απ' ότι η προηγούμενη μέθοδος. Για να μπορέσουν να λειτουργήσουν αποδοτικά αυτές οι συνδέσεις, χρειάστηκε να τοποθετηθούν χιαστί σύνδεσμοι, όπως φαίνεται στην εικόνα 5.20, ώστε να ανακουφιστούν οι ορθοστάτες, και να γίνει η μεταφορά της αξονικής στη στήριξη, μέσω αυτών. Οι σύνδεσμοι, οι οποίοι αρχικά θα χρησιμοποιηθούν, είναι διατομής SHS300/8.8.

Όπως και στο πρώτο παράδειγμα, στην κάτω παρεία οι ελκυστήρες είναι ενιαίοι και αρθρώνονται και στις δύο πλευρές τους με το αντίστοιχο δικτύωμα. Σε όλες τις υπόλοιπες συνδέσεις, το συνδετικό μέλος αποτελείται από δύο στοιχεία συγκολλημένα πάνω στα δικτυώματα που συνδέονται μεταξύ τους με μία αρθρωτή σύνδεση (Εικ. 5.21). Το μήκος αυτών των στοιχείων είναι είκοσι cm έκαστο και συνεπώς το συνολικό μήκος των ενιαίων ελκυστήρων 40 cm.



Εικ. 5.20 Διάταξη σύνδεσης μεταξύ των δικτυωμάτων.

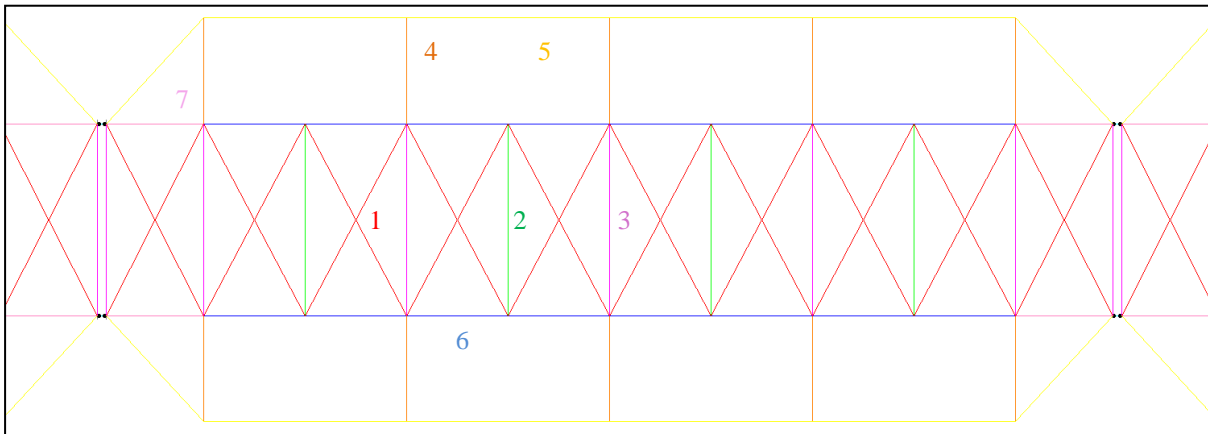


Εικ. 5.21 Λεπτομέρεια σύνδεσης μεταξύ των δικτυωμάτων.

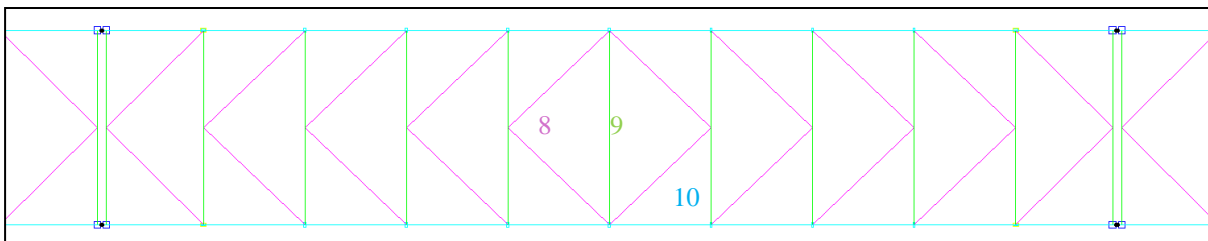
Θα ξεκινήσουμε, με την εξασφάλιση της κατασκευής, έναντι της αστοχίας της μεσαίας στήριξης. Οι τελικές διατομές, οι οποίες χρησιμοποιούνται στην κατασκευή, φαίνονται στην τρίτη στήλη του πίνακα 5.5. Στον ίδιο πίνακα αναφέρετε, η λειτουργία των διατομών αυτών, ο βαθμός εκμετάλλευσης τους, και τα εντατικά τους μεγέθη ως προς τους δύο άξονες για το δυσμενέστερο συνδυασμό. Η αρίθμηση στην πρώτη στήλη αντιστοιχεί στην αρίθμηση που φαίνεται στις φωτογραφίες που έπονται του πίνακα.

A/A	Θέση	Διατομή μετά την ενίσχυση	Λυσμεν. Συνδ.	Συντ. εκμετ.	P (kN)	M ₃₃ (kN)	M ₂₂ (kN)	V ₂₂ (kN)	V ₃₃ (kN)
1	Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	SHS140/5	SC9B	0,87	-432	7	0	2	0
2	Ενδιάμεσες διαδοκίδες επίπεδου 0	SHS140/5	F1	0,84	-148	1	0	1	0
3	Διαδοκίδες επίπεδου 0	SHS300/12,5	SC17B	0,81	125	201	185	117	152
4	Εγκάρσιοι δοκοί συγκράτησης αγωγών	SHS300/10	SC17B	0,96	-5	185	208	148	208
5	Διαμήκη δοκοί συγκράτησης αγωγών	SHS180/5	SC8B	0,93	-480	1	8	1	1
6	Κάτω δοκοί δικτύωματος	SHS260/8	SC17B	0,95	2115	7	26	6	7
7	Ενίσχυση κάτω δοκών δικτύωματος	SHS360/8.8	F1	0,97	-2140	37	1	10	2
8	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V	SHS120/4	SC9B	0,83	-111	5	0	1	0
9	Διαδοκίδες οροφής	SHS140/5	SC13B	0,73	-57	23	1	6	0
10	Άνω δοκοί δικτύωματος	SHS300/8.8	F1	0,97	-2800	17	1	0	0
11	Διαγώνια μέλη δικτύωματος	RHS300/200/6	F1	1,00	-1081	20	5	5	1
12	Ενίσχυση διαγωνίων	RHS300/200/9	F1	0,91	-1431	23	11	5	3
13	Χιαστί σύνδεσμοι δικτύωματος	RHS300/200/6	F1	0,97	-1116	38	1	19	1
14	Ορθοστάτες δικτύωματος	RHS200/100/5	SC9B	0,82	-60	15	1	3	1
15	Ενίσχυση ορθοστατών	RHS250/150/6.3	F1	0,99	1210	19	7	14	3
16	Σύνδεσμοι μεταξύ δικτυωμάτων	SHS300/8.8	F1	0,95	-3113	0	0	0	0

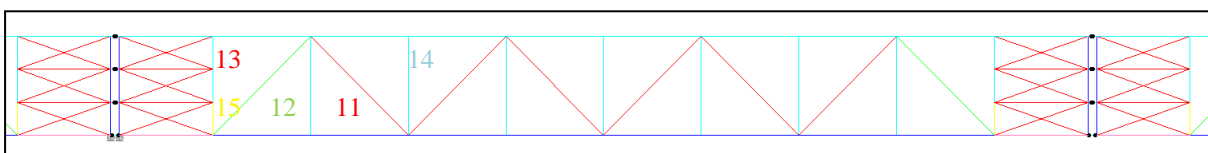
Πίνακας 5.5 Διατομές και εντατικά μεγέθη δεύτερης λύσης για την περίπτωση αστοχίας της στήριξης 1.



Εικ. 5.22 Κάτοψη μηδενικού επιπέδου δικτύωματος και αρίθμηση μελών σύμφωνα με τον πίνακα 5.5.



Εικ. 5.23 Κάτοψη οροφής δικτύωματος και αρίθμηση μελών σύμφωνα με τον πίνακα 5.5.



Εικ. 5.24 Πλάγια όψη δικτύωματος και αρίθμηση μελών σύμφωνα με τον πίνακα 5.5.

Το συνολικό βάρος του φέροντα οργανισμού ανέρχεται στα 3.400 kN. Βλέπουμε λοιπόν ότι σε σύγκριση με την πρώτη λύση, έχουμε πληρώσει ακριβώς τα προτερήματα που μας παρέχει η παρούσα μέθοδος. Συγκεκριμένα, η αρχική κατασκευή είχε ένα βάρος της τάξης των 2.900 kN, άρα έχουμε μία αύξηση του βάρους γύρω στο 15 %. Αυτό το ποσοστό μπορεί να μεταφραστεί σε μία αύξηση του κόστους κατασκευής κατά 100.000 €, αν θεωρήσουμε ως μέση τιμή χάλυβα 2€/Kg μαζί με τα εργατικά. Σε σύγκριση τώρα με την προηγούμενη λύση, σημειώνεται μία αύξηση γύρω στα 300 kN, που συνεπάγεται αύξηση του κόστους κατά 60.000€. Τα χρήματα αυτά προς το παρόν φαίνονται αρκετά για να προτιμηθεί αυτή η λύση, σε σχέση με αυτά που προσφέρει, έναντι της πρώτης διάταξης.

Συνεχίζουμε με την περίπτωση αστοχίας της τρίτης στηρίξεως. Και εδώ όπως συνέβη και στην πρώτη λύση, η κατασκευή ανταπεξήλθε χωρίς να χρειαστεί κάποια επέμβαση. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι, είτε χαθεί η τέταρτη, είτε η τρίτη στήριξη, διαθέτουν και αριστερά και δεξιά τους αρκετό αριθμό δικτυωμάτων για να καταφέρει το φορτίο να διανεμηθεί χωρίς να αναπτυχθούν σημαντικές εντάσεις. Σε αντίθεση με αυτές τις περιπτώσεις, η απώλεια της δεύτερης στήριξης πλήττει ένα ακραίο δικτύωμα το οποίο δεν μπορεί να μεταφέρει σε κάποιο άλλο το φορτίο που του αντιστοιχεί, με αποτέλεσμα να το απορροφά και συνεπώς να αναπτύσσει μεγάλα εντατικά μεγέθη.

Πράγματι σε αυτήν την περίπτωση 51 μέλη δεν επαρκούν και ανάμεσά τους οι κύριοι δοκοί των δικτυωμάτων. Επειδή η αστοχία εξαπλώνεται στα τρία πρώτα δικτυώματα, θα προχωρήσουμε σε αλλαγές που θα αφορούν όλη την κατασκευή. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται η παλαιές διατομές πριν την ενίσχυση και η καινούριες μετά την ενίσχυση, όπως και τα εντατικά μεγέθη τους.

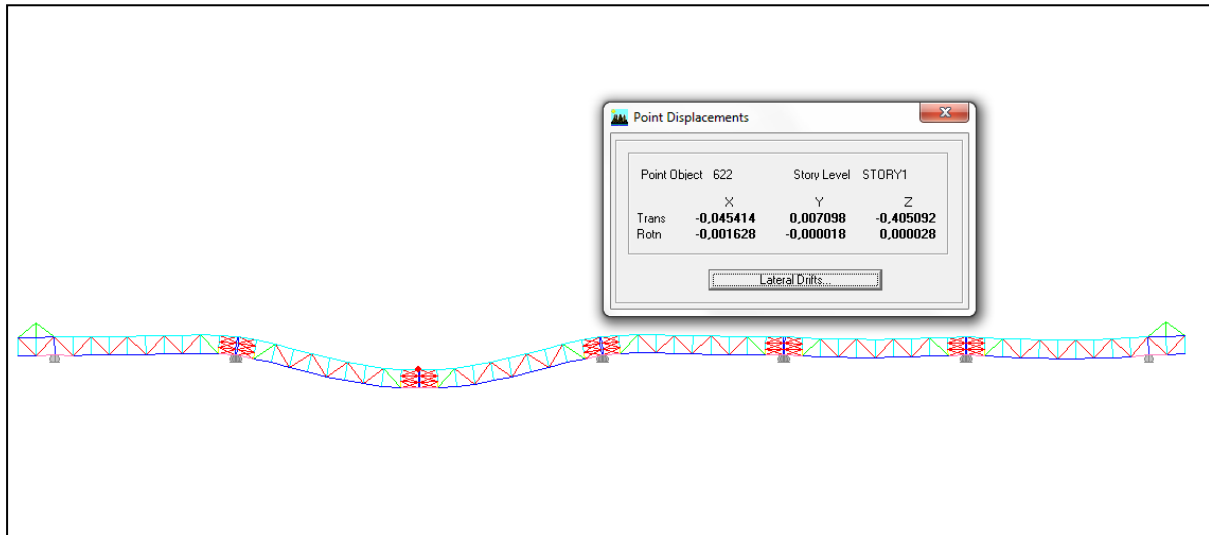
A/A	Θέση	Διατομή πριν την ενίσχυση	Διατομή μετά την ενίσχυση	Δοσμ. Συνδ.	Συντ. εκμετ.	P (kN)	M ₃₃ (kN)	M ₂₂ (kN)	V ₂₂ (kN)	V ₃₃ (kN)
1	Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψιάς	SHS140/5	SHS140/5	SC9B	0,93	-376	7	0	2	0
2	Ενδιάμεσες διαδοκίδες επιπέδου 0	SHS140/5	SHS140/5	F1	0,80	-140	1	0	1	0
3	Διαδοκίδες επιπέδου 0	SHS300/12,5	SHS300/8.8	SC17B	0,93	-95	175	147	110	123
4	Εγκάρσιοι δοκοί συγκρ. αγωγών	SHS300/10	SHS300/10	SC17B	0,87	-9	172	179	145	200
5	Διαμήκη δοκοί συγκράτ. αγωγών	SHS180/5	SHS180/5	SC6B	0,72	-343	1	10	0	1
6	Κάτω δοκοί δικτυώματος	SHS260/8	SHS260/12.5	F1	0,94	3556	18	2	2	2
7	Ενίσχυση κάτω δοκών δικτυώματ.	SHS360/8.8	SHS260/12.5	F1	0,96	-2952	52	2	15	2
8	Σύνδεσμοι δυσκαμψιάς τύπου V	SHS120/4	SHS120/4	SC9B	0,77	-101	5	0	1	0
9	Διαδοκίδες οροφής	SHS140/5	SHS140/5	SC9B	0,68	-62	18	1	5	0
10	Άνω δοκοί δικτυώματος	SHS300/8.8	SHS260/16	F1	0,98	-4175	22	2	2	1
11	Διαγώνια μέλη δικτυώματος	RHS300/200/6	SHS250/7.1	F1	0,95	-1408	19	8	4	1
12	Ενίσχυση διαγωνίων δικτυώματος	RHS300/200/9	SHS260/8.8	F1	0,89	-1763	20	16	5	5
13	Χιαστί σύνδεσμοι δικτυώματος	RHS300/200/6	SHS250/7.1	F1	0,98	-1335	36	2	18	1
14	Ορθοστάτες δικτυώματος	RHS300/200/6	SHS120/4	SC9B	0,89	-68	3	1	0	0
15	Ενίσχυση ορθοστατών	RHS250/150/6.3	RHS250/150/8	F1	0,94	1445	21	9	14	4
16	Σύνδεσμοι μεταξύ δικτυωμάτων	RHS200/100/5	SHS300/12.5	F1	0,89	-4146	0	0	0	0

Πίνακας 5.6 Διατομές και εντατικά μεγέθη δεύτερης λύσης για την περίπτωση αστοχίας της στήριξης 2.

Το συνολικό βάρος του φέροντα οργανισμού, πλέον ανέρχεται στα 3.800 kN για κάθε ομάδα δικτυωμάτων. Βλέπουμε λοιπόν ότι για να προστατευτεί η κατασκευή έναντι της αστοχίας της δεύτερης στηρίξεως, επιβαρυνθήκαμε με σαράντα τόνους χάλυβα. Το επιπλέον υλικό θα μας κοστίσει, μαζί με τα εργατικά για την τοποθέτησή τους, γύρω στα 80.000 €. Η αύξηση, κατά 11 % του βάρους, είναι αρκετά μικρότερη από την αντίστοιχη αύξηση που χρειάστηκε να κάνουμε στην πρώτη λύση, για να μπορέσει να ικανοποιήσει τις απαιτήσεις που δημιουργεί η απώλεια της δεύτερης στηρίξεως. Παρόλο που έκλεισε η ψαλίδα μεταξύ των δύο λύσεων, η διάταξη αυτή, εξακολουθεί να είναι πιο δαπανηρή και μάλιστα αρκετά, σε σχέση με την αντίστοιχη της πρώτης λύσεως, η οποία διέθετε 180 kN λιγότερα.

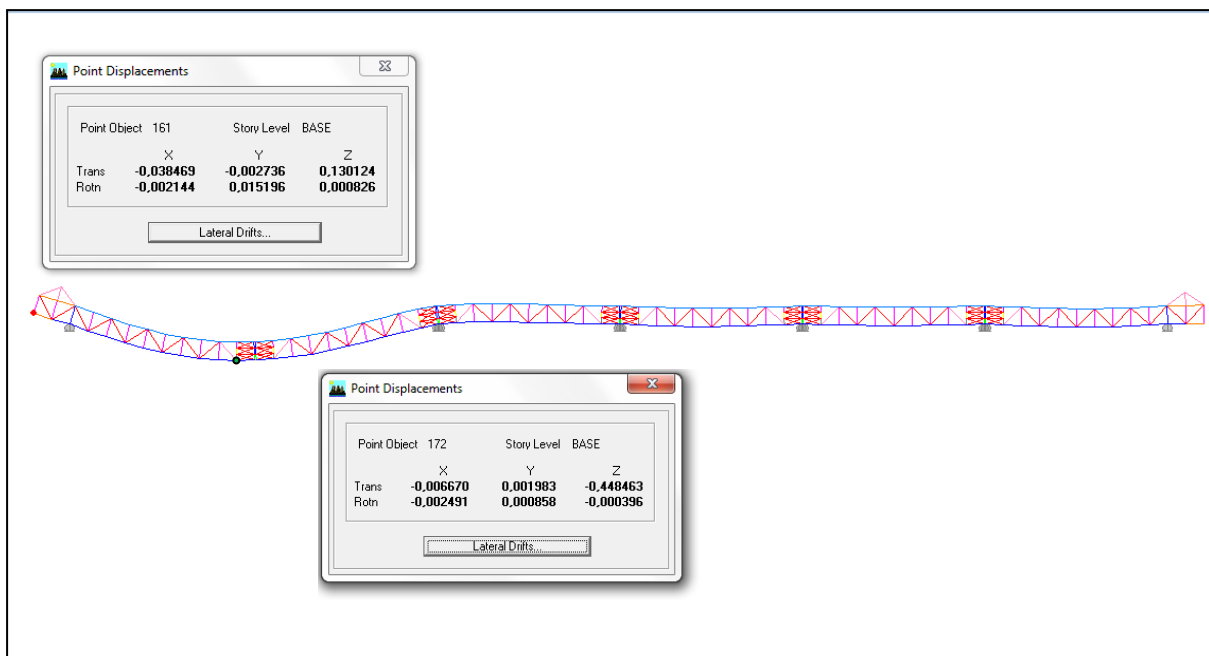
Βλέπουμε λοιπόν, ότι η λύση αυτή είναι αντιοικονομική σε σχέση με την πρώτη, αλλά πριν αποφασίσουμε ποια από τις δύο είναι αποτελεσματικότερη, θα πρέπει να λάβουμε υπόψη μας και τα βέλη που επιτρέπει η κάθε μία. Στην περίπτωση που εφαρμόσουμε τη διάταξη με τις διατομές του πίνακα 5.5 και αστοχήσει η μεσαία στήριξη

τότε δημιουργείται μία βύθιση στην περιοχή της αστοχίας που ξεπερνά τα 40 cm, ενώ στις ίδιες τιμές κυμαίνονται τα βέλη αν αστοχήσει και η τρίτη στήριξη (Εικ. 5.25).



Εικ. 5.25 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της τρίτης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.6.

Αν τώρα εφαρμόζαμε τη διάταξη με τις διατομές του πίνακα 5.6, θα βλέπαμε, ότι τα μέγιστα βέλη που θα σημείωνε το δικτύωμα, αν αστοχούσε η δεύτερη στήριξη, θα έφταναν τα 45 cm και όπως φαίνεται και από την εικόνα 5.26, η μέγιστη τιμή δεν θα σημειωνόταν πάνω απ' την αυτήν, αλλά αριστερότερα της. Επίσης βλέπουμε ότι η ανύψωση του ακραίου κόμβου ανέρχεται στα 13 cm. Σε περίπτωση τώρα που εφαρμόσουμε αυτήν τη διάταξη, αλλά αστοχήσει το τρίτο ή το τέταρτο στήριγμα, τα βέλη είναι εμφανώς μειωμένα και έχουν πέσει κάτω από τα 30 cm.

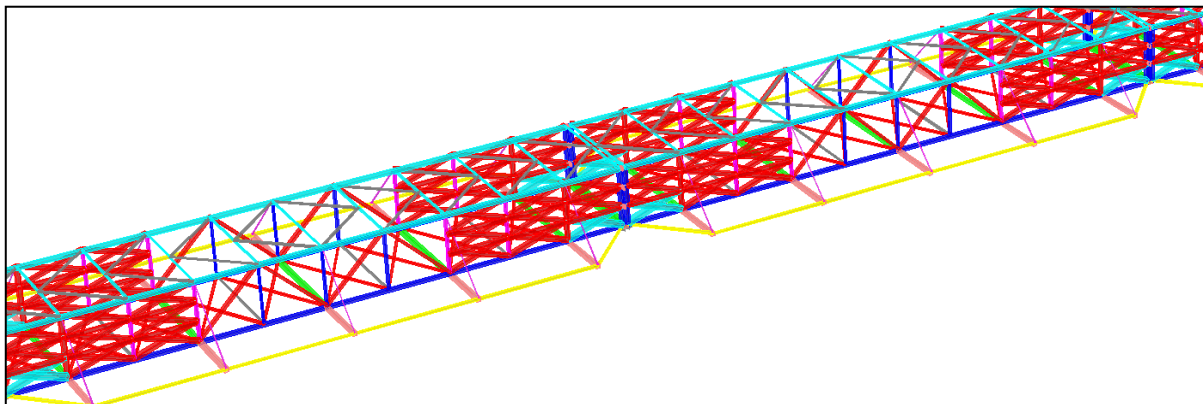


Εικ. 5.26 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της δεύτερης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.6.

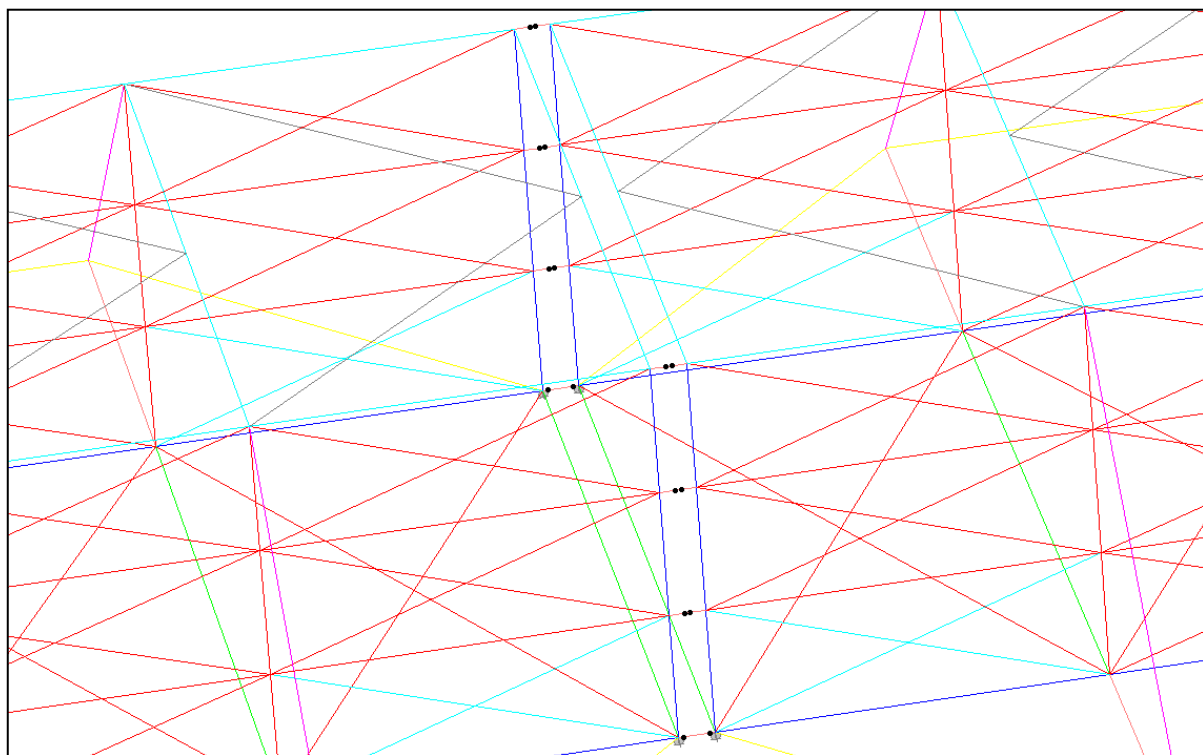
Παρατηρούμε λοιπόν ότι τα βέλη με αυτήν τη λύση δεν διαφέρουν σχεδόν καθόλου από τα βέλη που μας πρόσφερε η διάταξη της 5.3 παραγράφου. Δεδομένου αυτού και σκεπτόμενη ότι οδηγεί σε μία σημαντική αύξηση του κόστους, χωρίς να προσφέρει τα αποτελέσματα που ζητούσαμε, όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη γύρω από της περιοχές των συνδέσεων, η λύση αυτή κρίνεται λιγότερο αποτελεσματική από την πρώτη και δεν θα μας απασχολήσει περαιτέρω.

5.5 Λύση τρίτη: Πολλαπλές συνδέσεις με χιαστί σε ευρύτερη περιοχή

Παρατηρώντας τις εικόνες 5.14 και 5.26, θα προσέξουμε, όπως έχει επισημανθεί πιο πάνω, ότι η μέγιστη τιμή της βύθισης δεν είναι ακριβώς πάνω από τη στήριξη. Η παρατήρηση αυτή, θα μας οδηγήσει να προτείνουμε μία λύση, η οποία στην ουσία αποτελεί εξέλιξη της προηγούμενης. Η λύση αυτή, θα εξακολουθήσει να χρησιμοποιεί πολλαπλούς συνδέσμους (Εικ. 5.28), αλλά οι χιαστί σύνδεσμοι θα τοποθετηθούν σε μία ευρύτερη περιοχή ώστε να αυξήσουν τη δυσκαμψία του δικτύωματος και να μειωθούν τα βέλη. Μία γενική άποψη της λύσεως μας απεικονίζεται στην εικόνα 5.27.



Εικ. 5.27 Γενική απεικόνιση διάταξης δικτύωματος.



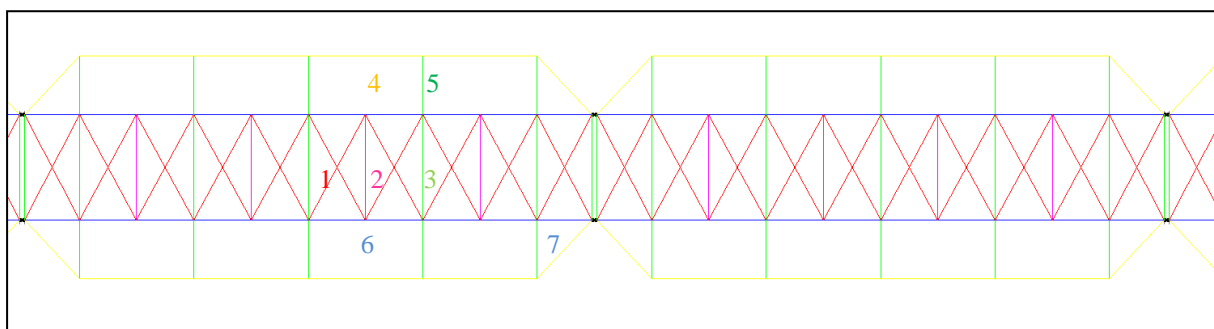
Εικ. 5.28 Λεπτομέρεια σύνδεσης μεταξύ των δικτυωμάτων.

Όπως γίνεται λοιπόν κατανοητό από τις παραπάνω εικόνες, σε αντίθεση με τη λύση της παραγράφου 5.4, εδώ δεν θα έχουμε μόνο μία, αλλά 3 τριάδες χιαστί συνδέσμων, εκατέρωθεν κάθε στήριξης. Μ' αυτόν τον τρόπο προσπαθούμε να εξασφαλίσουμε την ομαλότερη μεταφορά των φορτίων από τους συνδέσμους στα υπόλοιπα μέλη των δικτυωμάτων, διασφαλίζοντας στην κατασκευή πολλαπλούς δρόμους απόσβεσης του φορτίου, γεγονός που αποτελεί βασικό στόχο της ευρωστίας. Πέρα όμως από το γεγονός αυτό, όπως θα δούμε και παρακάτω με τη διάταξη αυτή εξασφαλίζεται μία αισθητά καλύτερη συμπεριφορά της κατασκευής, όσον αφορά τα βέλη. Στον αντίποδα για να εξασφαλίσουμε αυτά τα πλεονεκτήματα, θα χρειαστεί να χρησιμοποιήσουμε πολύ περισσότερο χάλυβα και συνεπώς να αυξήσουμε το τελικό κόστος της κατασκευής.

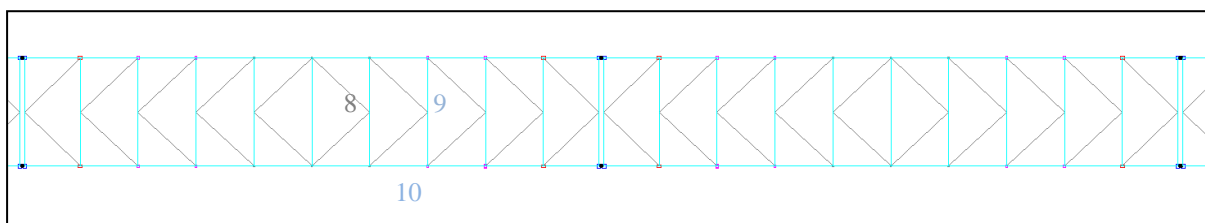
Πιο συγκεκριμένα, όπως έγινε και με τα προηγούμενα παραδείγματα, έτσι και εδώ, ο πρώτος μας έλεγχος θα αφορά την περίπτωση που η κατασκευή απολέσει τη μεσαία στήριξη. Η διαστασιολόγηση σε αυτήν την περίπτωση μας οδήγησε στις διατομές που περιγράφονται στον πίνακα 5.7. Όπως είναι φυσικό, η πολυπλοκότητα αυτής της διάταξης οδηγεί σε μία πολύ πιο βαριά κατασκευή, ιδιαίτερα αν αναλογιστεί κανείς τη μηδενική λύση. Το συνολικό βάρος του φέροντα οργανισμού αγγίζει πλέον τα 4.250 kN, που σε σύγκριση με τη μηδενική λύση, η οποία ήταν μόνο 2.900 kN, συνεπάγεται μία αύξηση του βάρους της τάξης του 50%. Σε σύγκριση με την πρώτη λύση, το ποσοστό αυτό είναι μικρότερο αλλά και πάλι αρκετά υψηλό.

A/A	Θέση	Διατομή μετά την ενίσχυση	Δυσμεν. Συνδ.	Συντ. εκμετ.	P (kN)	M ₃₃ (kN)	M ₂₂ (kN)	V ₂₂ (kN)	V ₃₃ (kN)
1	Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	SHS140/5	SC9B	0,89	-418	9	0	2	0
2	Ενδιάμεσες διαδοκίδες επίπεδου 0	SHS140/5	F1	0,72	-127	1	0	0	0
3	Διαδοκίδες επιπέδου 0	SHS300/8.8	SC17B	0,96	-108	174	157	110	131
4	Εγκάρσιοι δοκοί συγκράτησης αγωγών	SHS300/8.8	SC17B	0,98	-8	171	180	145	191
5	Διαμήκη δοκοί συγκράτησης αγωγών	SHS160/5	SC/B	0,89	-206	1	6	0	1
6	Κάτω δοκοί δικτυώματος	SHS250/7.1	F1	0,77	1578	7	3	1	1
7	Ενίσχυση κάτω δοκών δικτυώματος	SHS250/7.1	F1	0,64	-1118	14	1	4	0
8	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V	SHS120/4	SC9B	0,96	-131	6	0	1	0
9	Διαδοκίδες οροφής	SHS120/5	SC13B	0,83	-67	13	0	4	0
10	Άνω δοκοί δικτυώματος	SHS260/8.8	F1	0,98	-2311	20	1	3	0
11	Διαγώνια μέλη δικτυώματος	RHS300/200/6.3	F1	0,99	-1150	17	3	4	1
12	Χιαστί σύνδεσμοι δικτυώματος	SHS300/11.5	F1	0,92	-1186	50	2	30	1
13	Ενίσχυση χιαστί συνδέσμων	SHS400/12.5	F1	0,86	-2589	103	1	41	2
14	Ορθοστάτες δικτυώματος	SHS120/4	SC11B	0,86	-41	8	2	5	1
15	Ενίσχυση ορθοστατών	RHS300/200/6.3	F1	0,93	-414	2	5	3	6
16	Σύνδεσμοι μεταξύ δικτυωμάτων	SHS300/10	F1	0,94	-3496	0	0	0	0

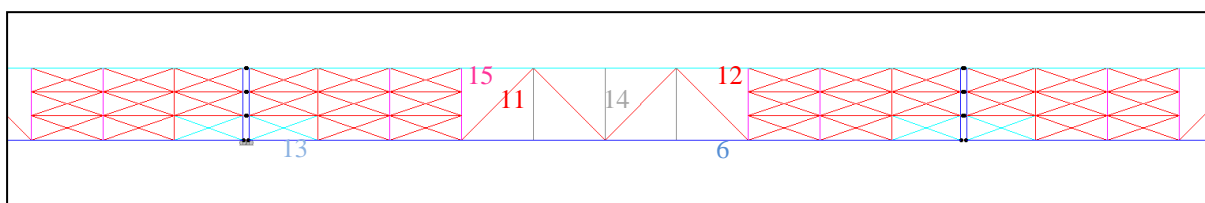
Πίνακας 5.7 Διατομές και εντατικά μεγέθη τρίτης λύσης για την περίπτωση αστοχίας της στήριξης 4.



Εικ. 5.29 Κάτοψη μηδενικού επιπέδου δικτυώματος και αρίθμηση μελών σύμφωνα με τον πίνακα 5.7.



Εικ. 5.30 Κάτοψη οροφής δικτυώματος και αρίθμηση μελών σύμφωνα με τον πίνακα 5.7.



Εικ. 5.31 Πλάγια όψη δικτυώματος και αρίθμηση μελών σύμφωνα με τον πίνακα 5.7.

Αφού λοιπόν εξασφαλίσαμε την κατασκευή έναντι αστοχίας της τέταρτης στήριξης, δοκιμάζουμε την αντοχή του φορέα μας στην περίπτωση αστοχίας του στηρίγματος τρία. Η λύση λειτουργεί αποδοτικά και γι' αυτό το σενάριο, με τα μέλη να αναπτύσσουν σχεδόν τα ίδια εντατικά μεγέθη και συνεπώς τους ίδιους βαθμούς εκμετάλλευσης, με την πρώτη περίπτωση. Η επάρκεια της κατασκευής ήταν αναμενόμενη, αφού δεν υπάρχουν ουσιαστικές διαφορές στα δύο σενάρια. Σε αντίθεση με την τρίτη και τέταρτη στήριξη, η απόκριση του φορέα διαφέρει σημαντικά για την περίπτωση αστοχίας του δεύτερου στηρίγματος.

Στην περίπτωση αυτού του σεναρίου, το πρώτο δικτύωμα, το οποίο είναι και το ακραίο της ομάδας, δεν διαθέτει αριστερά του άλλο μέλος για να μεταβιβάσει τα φορτία, με αποτέλεσμα να έχουμε την ανάπτυξη σημαντικών εντάσεων και βελών. Ως αποτέλεσμα αυτής της αστοχίας είναι η ανεπάρκεια 45 μελών του φέροντος οργανισμού, που όμως εκτίνονται μόνο στα δύο από τα έξι δικτυώματα της ομάδας. Για το λόγο αυτό, οι επεμβάσεις που θα ακολουθήσουν δεν θα αφορούν τα 2 μεσαία δικτυώματα κάθε ομάδας.

Στον πίνακα 5.8, παρατίθενται όλες οι αλλαγές που συντελέστηκαν για να μπορέσει η κατασκευή να ανταποκριθεί σε αυτόν τον κίνδυνο. Η αρίθμηση στην πρώτη στήλη βρίσκεται σε πλήρη αντιστοιχία με την αρίθμηση του πίνακα 5.7. Το συνολικό βάρος της κατασκευής πλέον ανέρχεται στα 5.284 kN. Βλέπουμε λοιπόν ότι έχουμε μία αύξηση της τάξης των 1.000 kN για να μπορέσουμε να εξασφαλίσουμε την κατασκευή έναντι αστοχίας και της δεύτερης στήριξης. Η αύξηση αυτή θα επιβαρύνει το συνολικό προϋπολογισμό κάθε ομάδας δικτυωμάτων κατά 200.000 ευρώ. Αυτό το κόστος θα μπορούσε να χαρακτηριστεί πάρα πολύ υψηλό, ιδιαίτερα από τη στιγμή που οι επεμβάσεις μας δεν αφορούσαν και τα έξι δικτυώματα κάθε ομάδας.

A/A	Θέση	Διατομή πριν την ενίσχυση	Διατομή μετά την ενίσχυση	Δυσμεν. Συνδ.	Συντ. εκμετ.	P (kN)	M ₃₃ (kN)	M ₂₂ (kN)	V ₂₂ (kN)	V ₃₃ (kN)
1	Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	SHS140/5	SHS140/5	SC9B	0,91	-424	9	0	2	0
2	Ενδιάμεσες διαδοκίδες επιπέδου 0	SHS140/5	SHS140/5	F1	0,87	-153	1	0	1	0
3	Διαδοκίδες επιπέδου 0	SHS300/8.8	SHS300/8.8	SC17B	0,95	-93	175	153	110	130
4	Εγκάρσιοι δοκοί συγκρ. αγωγών	SHS300/8.8	SHS300/8.8	SC17B	0,99	-8	166	189	143	193
5	Διαμήκη δοκοί συγκράτ. αγωγών	SHS160/5	SHS160/5	SC8B	0,89	-207	1	5	0	1
6	Κάτω δοκοί δικτυώματος	SHS250/7.1	SHS350/10	F1	0,98	3896	38	8	1	12
7	Ενίσχυση κάτω δοκών δικτυώματ.	SHS250/7.1	SHS300/10	F1	0,96	-2952	52	2	15	2
8	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V	SHS120/4	SHS120/4	SC9B	0,97	-133	6	0	1	0
9	Διαδοκίδες οροφής	SHS120/5	SHS120/5	SC11B	0,84	-71	12	1	3	0
10	Άνω δοκοί δικτυώματος	SHS260/8.8	SHS350/12.5	F1	0,96	-4605	40	2	1	1
11	Διαγώνια μέλη δικτυώματος	RHS300/200/6.3	SHS250/7.1	F1	0,96	-1496	3	12	4	1
12	Χιαστί σύνδεσμοι δικτυώματος	SHS300/11.5	SHS350/10	F1	0,93	-2585	158	8	74	2
13	Ενίσχυση χιαστί συνδέσμων	SHS400/12.5	SHS400/12,5	F1	0,97	-2701	164	4	77	3
14	Ορθοστάτες δικτυώματος	SHS120/4	SHS120/4	SC11B	0,74	-33	8	2	5	1
15	Ενίσχυση ορθοστατών	RHS300/200/6.3	SHS350/10	F1	0,95	825	15	2	19	4
16	Σύνδεσμοι μεταξύ δικτυωμάτων	SHS300/10	SHS300/12.5	F1	0,92	-4262	0	0	0	0

Πίνακας 5.8 Διατομές και εντατικά μεγέθη τρίτης λύσης, για την περίπτωση αστοχίας της στήριξης 2.

Στη συνέχεια οφείλουμε να εξετάσουμε την περίπτωση που αστοχήσει κάποια εκ των ακραίων στηρίξεων. Όπως συνέβη και με τις προηγούμενες λύσεις, η αστοχία του πρώτου στηρίγματος δεν επηρεάζει και τα έξι δικτυώματα αλλά μονάχα τα δύο ακραία. Γι' αυτό λοιπόν, οι αλλαγές που φαίνονται στον πίνακα 5.9, αφορούν μονάχα τα ακραία αυτά δικτυώματα και όχι τα μεσαία. Όπως είναι φυσικό, ο πρόβολος των 54 m που δημιουργείται, προκαλεί μεγάλες εντατικές και παραμορφωτικές καταπονήσεις στην κατασκευή, τις οποίες με την παρούσα διάταξη, μπορούσαμε να τις αντιμετωπίσουμε μόνο με επαύξηση των διατομών. Χαρακτηριστικό είναι, ότι από την προηγούμενη διάταξη, θα αστοχούσαν 85 μέλη, λόγω απομάκρυνσης της ακραίας στήριξης, αν δεν προβαίναμε σε αυτές τις αυξήσεις.

Πιο συγκεκριμένα, το συνολικό βάρος του νέου φέροντα οργανισμού, ο οποίος διαθέτει τις διατομές του πίνακα 5.9 είναι 6.000 kN. Σε σύγκριση λοιπόν με τη μηδενική λύση αυτό το βάρος είναι υπερδιπλάσιο, ενώ σε σχέση με τη διάταξη του πίνακα 5.8 παρατηρούμε μία αύξηση κατά 800 kN. Για να μπορέσει λοιπόν να αναρτηθεί ο πρόβολος που δημιουργείτε, θα πρέπει να δαπανήσουμε περίπου 160.000€ επιπλέον. Συνολικά για τη δημιουργία της εύρωστης κατασκευής, με τη διάταξη του παρακάτω πίνακα, η οποία είναι σε θέση να αντεπεξέλθει στην απώλεια οποιασδήποτε στήριξης, θα πρέπει να δαπανήσουμε 1.200.000 €, μόνο για το

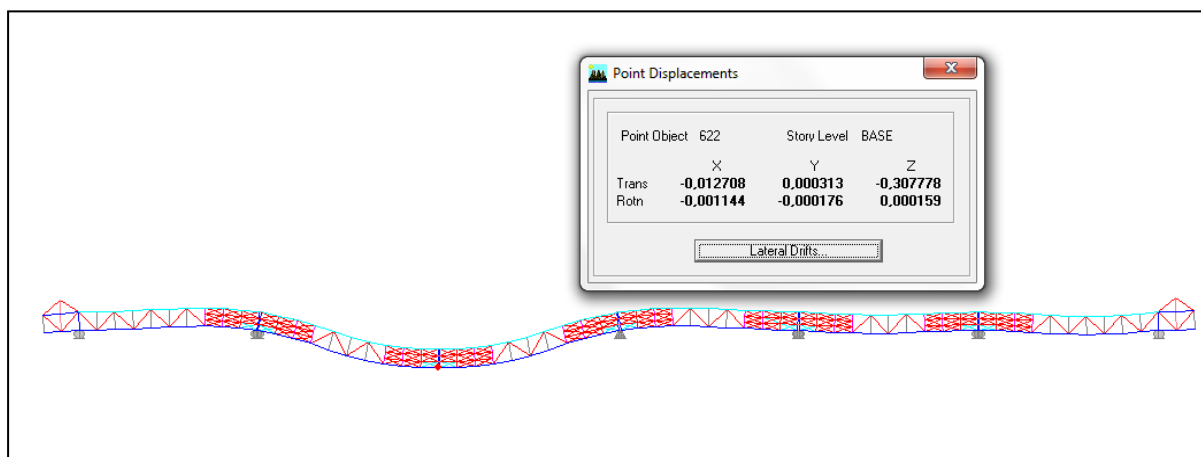
φέροντα οργανισμό. Οι παραπάνω τιμές έχουν υπολογιστεί με μέση τιμή χάλυβα 2 €/kg, συμπεριλαμβανομένου και τα εργατικά για τη συναρμολόγηση του.

A/A	Θέση	Διατομή πριν την ενίσχυση	Διατομή μετά την ενίσχυση	Δυσμεν. Συνδ.	Συντ. εκμετ.	P (kN)	M ₃₃ (kN)	M ₂₂ (kN)	V ₂₂ (kN)	V ₃₃ (kN)
1	Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	SHS140/5	SHS140/5	SC9B	0,92	-426	9	0	2	0
2	Ενδιάμεσες διαδοκίδες επιπέδου 0	SHS140/5	SHS140/5	SC17B	0,59	-153	1	0	1	0
3	Διαδοκίδες επιπέδου 0	SHS300/8.8	SHS300/8.8	SC17B	0,95	-85	179	152	111	130
4	Εγκάρσιοι δοκοί συγκρ. αγωγών	SHS300/8.8	SHS300/8.8	SC17B	0,99	-9	164	189	144	193
5	Διαμήκη δοκοί συγκράτ. αγωγών	SHS160/5	SHS180/5	F1	0,96	-315	5	2	2	1
6	Κάτω δοκοί δικτυώματος	SHS350/10	SHS350/14.2	F1	0,89	-4658	51	16	5	6
7	Ενίσχυση κάτω δοκών δικτυώματ.	SHS300/10	SHS400/20	F1	0,64	-5284	114	2	24	1
8	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V	SHS120/4	SHS120/4	SC9B	0,92	-124	5	0	1	0
9	Διαδοκίδες οροφής	SHS120/5	SHS120/5	SC11B	0,84	-71	12	1	3	0
10	Άνω δοκοί δικτυώματος	SHS350/12.5	SHS350/12.5	F1	0,81	7162	105	3	13	0
11	Διαγώνια μέλη δικτυώματος	SHS250/7.1	SHS250/8	F1	0,99	-1686	2	25	2	7
12	Χιαστί σύνδεσμοι δικτυώματος	SHS350/10	SHS350/10	F1	0,93	-1450	118	1	67	6
13	Ενίσχυση χιαστί συνδέσμων	SHS400/12,5	SHS400/12,5	F1	0,87	-4739	347	6	185	5
14	Ορθοστάτες δικτυώματος	SHS120/4	SHS120/4	SC11B	0,66	-27	8	1	5	1
15	Ενίσχυση ορθοστατών	SHS350/10	SHS400/12.5	F1	0,93	-3456	74	28	19	8
16	Σύνδεσμοι μεταξύ δικτυωμάτων	SHS300/12.5	SHS450/20	F1	0,95	-10508	0	0	1	0

Πίνακας 5.9 Διατομές και εντατικά μεγέθη τρίτης λύσης για την περίπτωση αστοχίας της ακραίας στήριξης.

Είναι λοιπόν ξεκάθαρο ότι όσον αφορά τον οικονομικό παράγοντα, η πρώτη λύση, με την απλότητά της, είναι ότι καλύτερο έχουμε παρουσιάσει ως τώρα. Αν συνυπολογίσουμε, τον επιπλέον χάλυβα που χρειαζόμαστε, και την αύξηση του κόστους, λόγω πολυπλοκότητας της παρούσας λύσεως, σε σχέση με την πρώτη, το συνολικό πόσο που θα πρέπει να δαπανηθεί είναι σχεδόν το διπλάσιο. Ωστόσο, μπορεί ο οικονομικός παράγοντας να παίζει πρωταγωνιστικό ρόλο στην επιλογή της τελικής διάταξης, αλλά δεν είναι ο μόνος. Όπως έχουμε αναφέρει ξανά, πρέπει να λάβουμε υπόψη και τα βέλη που επιτρέπει κάθε λύση.

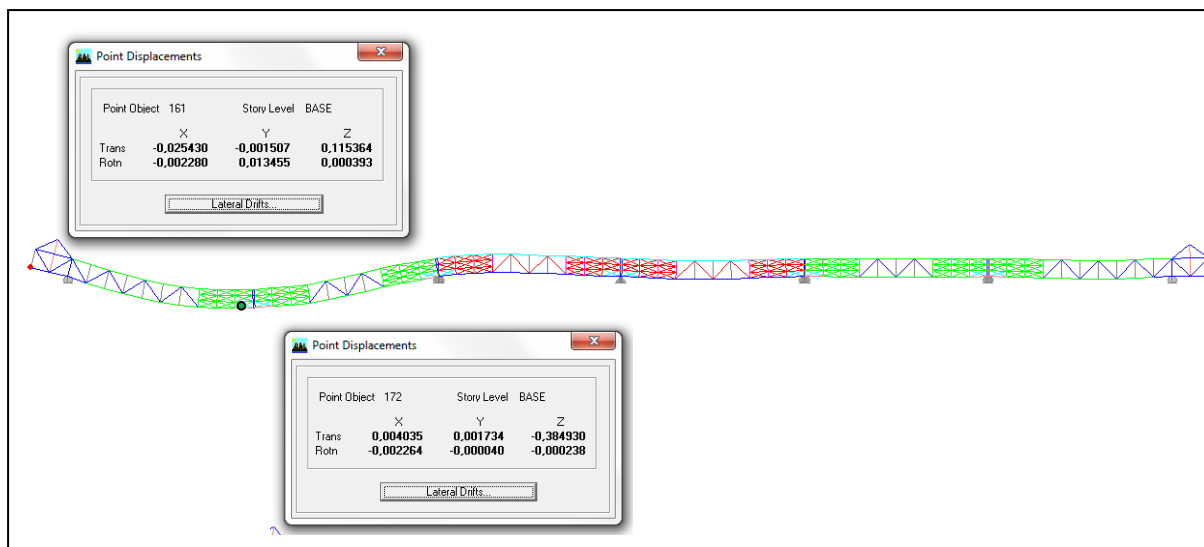
Στην περίπτωση λοιπόν που αποφασίζαμε να εξασφαλίσουμε μόνον τις στηρίξεις 3 και 4, με την παρούσα λύση και χρησιμοποιούσαμε τις διατομές του πίνακα 5.7, τα βέλη τα οποία θα παίρναμε θα ήταν 31 cm και στις δύο περιπτώσεις. Οι τιμές αυτές είναι εμφανώς μικρότερες σε σχέση με αυτές της πρώτης λύσεως, οι οποίες ξεπερνούσαν τα 40 cm. Στην εικόνα 5.32 μπορούμε να παρατηρήσουμε την παραμορφωμένη κατάσταση της κατασκευής, λόγω απώλειας της τρίτης στηρίξεως. Παρόμοια παραμορφωμένη εικόνα παρουσιάζει και η περίπτωση απώλειας της τέταρτης στηρίξεως.



Εικ. 5.32 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της τρίτης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.7.

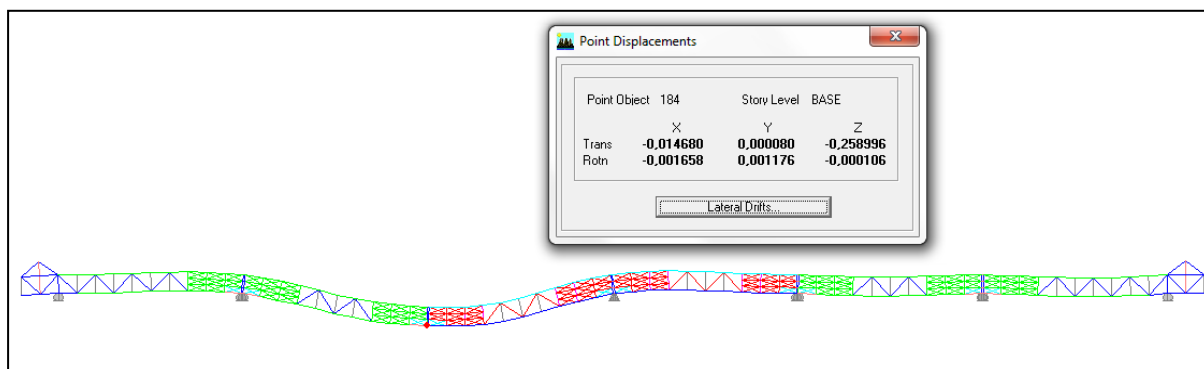
Συνεχίζουμε με τη διάταξη που περιλαμβάνει τις διατομές του πίνακα 5.8. Και εδώ τα βέλη που σημειώνονται είναι αρκετά μικρότερα απ' αυτά της πρώτης λύσεως. Συγκεκριμένα, για την περίπτωση που αστοχήσει η δεύτερη στήριξη, όπως φαίνεται και από την εικόνα 5.33, η βύθιση του κόμβου πάνω απ' αυτήν δεν θα

ξεπεράσει τα 39 cm, ενώ η ανύψωση του ακραίου κόμβου του δικτυώματος πλησιάζει τα 12 cm. Εδώ πρέπει να υπενθυμίσουμε, ότι στην περίπτωση της λύσης της παραγράφου 5.3, τα βέλη ξεπερνούσαν τα 44 και 13 cm αντίστοιχα. Αξιοσημείωτο είναι ότι εξακολουθεί το μέγιστο βέλος να μην εμφανίζεται κάτω από τη στήριξη που αφαιρέθηκε, αλλά αριστερότερα αυτής, χαρακτηριστικό ότι συμπεριφέρεται η κατασκευή σαν μία μονοπροέχουσα αμφιέρειστη δοκός.

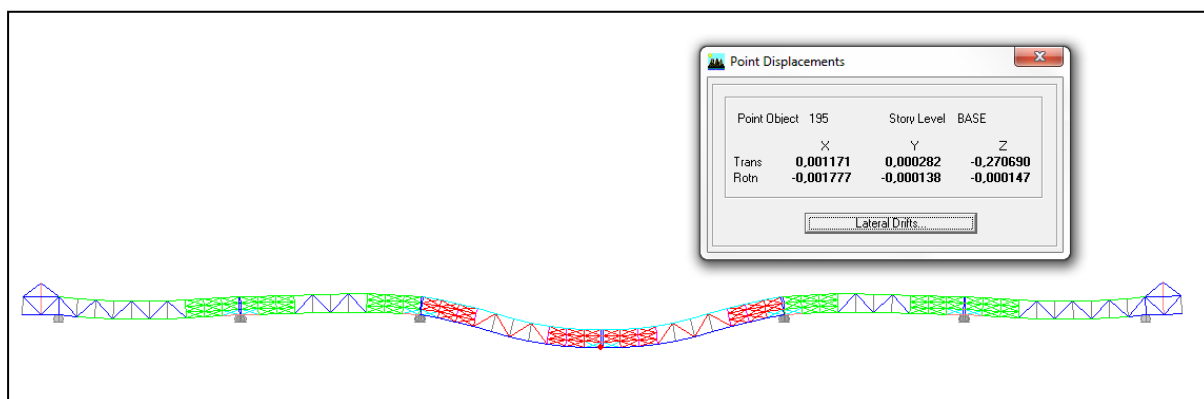


Εικ. 5.33 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της δεύτερης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.8.

Στην περίπτωση τώρα που εξακολουθούμε να εφαρμόζουμε τη διάταξη αυτήν, αλλά αστοχήσει ή τρίτη ή η τέταρτη βάση, τα βέλη που θα σημειωθούν θα είναι 26 και 27 cm αντίστοιχα, όπως μαρτυρούν οι εικόνες 5.34 και 5.35. Οι τιμές αυτές είναι πολύ μικρότερες και από τις αντίστοιχες της πρώτης λύσεως, και από τα βέλη που επιτρέπει η ίδια λύση, αλλά με διατομές αυτές του πίνακα 5.7.

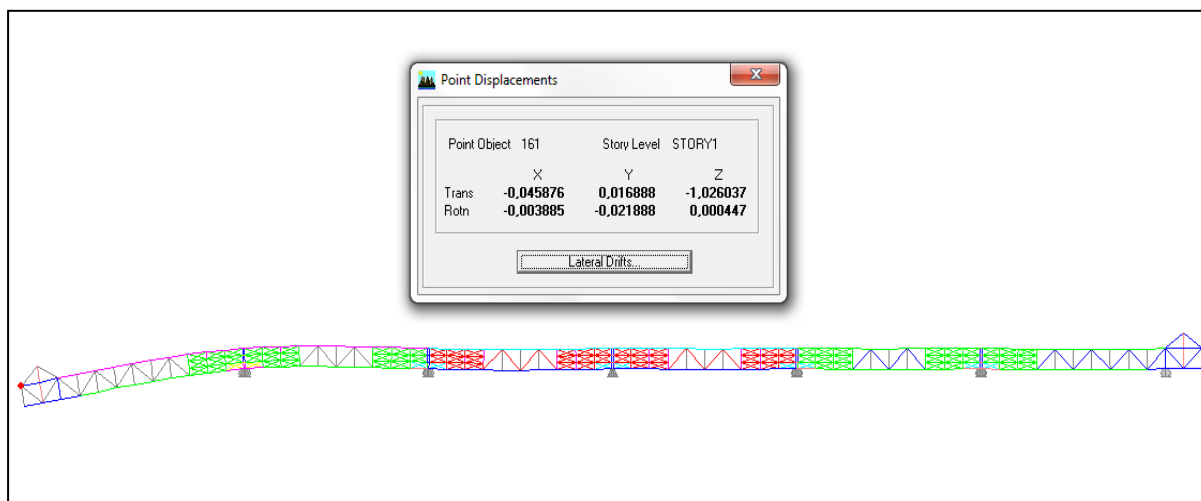


Εικ. 5.34 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της τρίτης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.8.



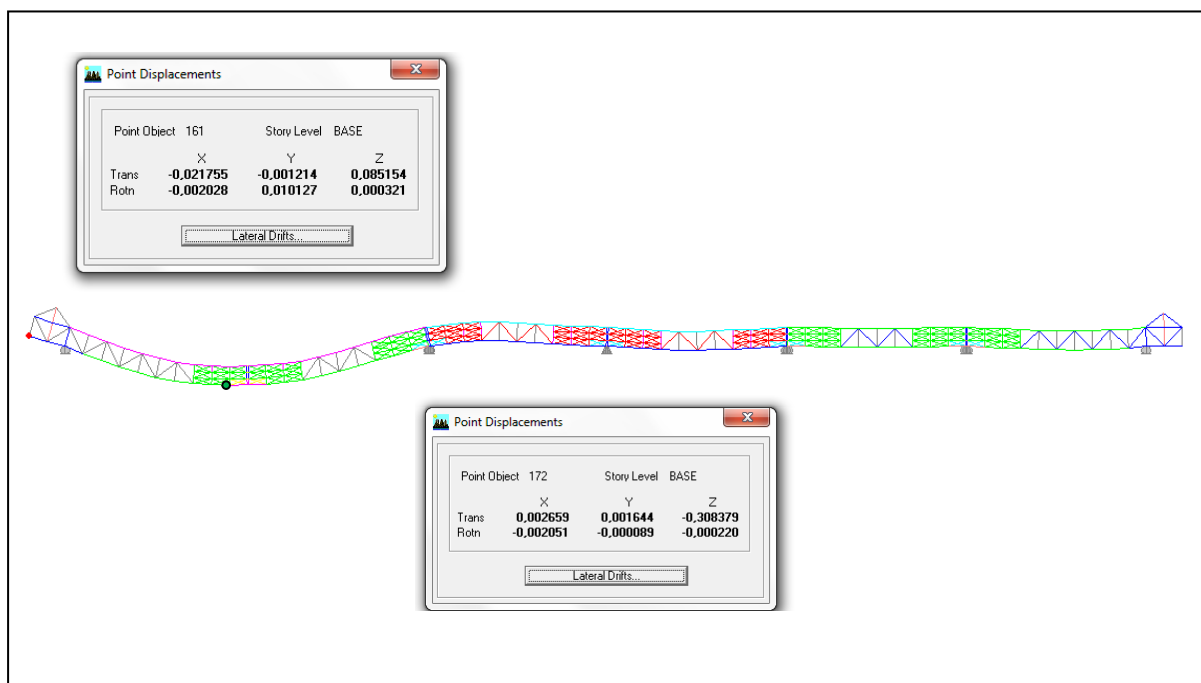
Εικ. 5.35 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της τέταρτης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.8.

Σειρά έχει τώρα ο έλεγχος του φέροντα οργανισμού, με διατομές αυτές του πίνακα 5.9. Στην περίπτωση που αστοχήσει η πρώτη στήριξη, το ακριανό δικτύωμα-πρόβολος θα σημειώσει ένα βέλος της τάξης του ενός μέτρου (Εικ. 5.36). Η τιμή αυτή είναι μικρότερη από την αντίστοιχη της πρώτης λύσεως, χωρίς ωστόσο να σημειώνονται σημαντικές διαφορές.



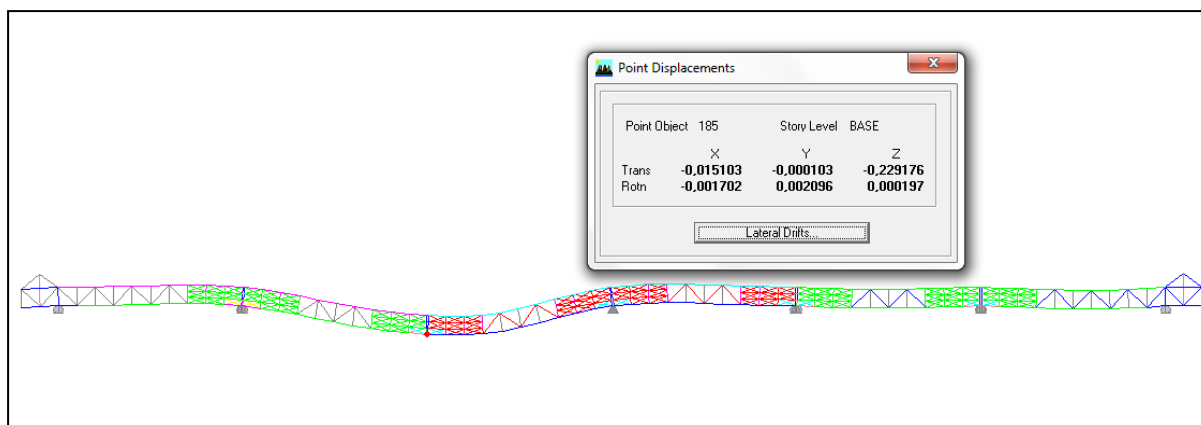
Εικ. 5.36 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της ακραίας στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.9.

Στην περίπτωση τώρα αστοχίας της δεύτερης στηρίξεως, το μέγιστο βέλος αγγίζει τα 31 cm, ενώ η ανύψωση του ακριανού δικτύωματος τα 9 cm (Εικ. 5.37). Οι τιμές αυτές είναι αρκετά μικρότερες από τις αντίστοιχες που πρόεκυψαν, από τη διάταξη που χρησιμοποιούσε τις διατομές του πίνακα 5.8, και κατά πολύ μικρότερες από τα βέλη που μας έδινε η πρώτη λύση.

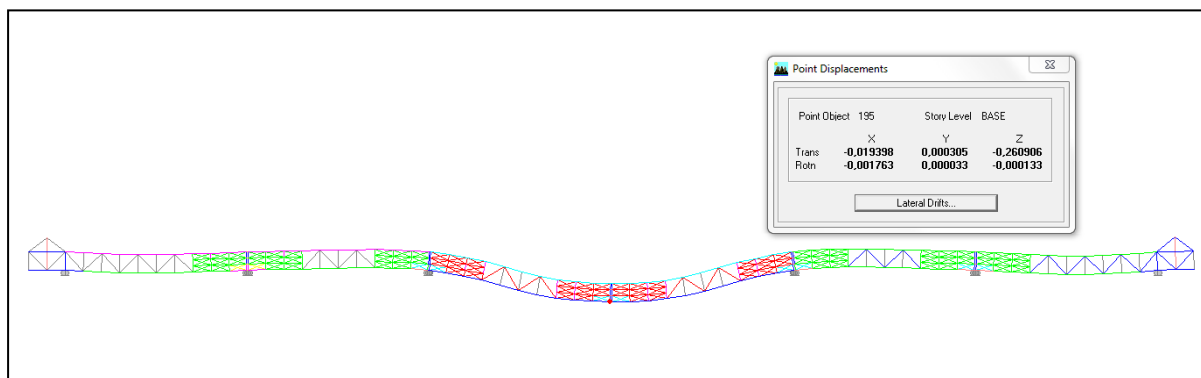


Εικ. 5.37 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της δεύτερης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.9.

Συνεχίζουμε με τον έλεγχο της τρίτης στηρίξεως. Το βέλος που σημειώνεται εδώ είναι 22 cm. Η βύθιση αυτή είναι μικρότερη από ποτέ, αν και οι επεμβάσεις που έγιναν δεν αφορούσαν τα μεσαία δικτύωματα (Εικ. 5.38). Το ίδιο ισχύει και για την περίπτωση που αστοχήσει η μεσαία βάση. Η βύθιση των δικτυωμάτων που στηρίζονται σ' αυτήν, φτάνει τα 26 cm, όπως φαίνεται από την εικόνα 5.39. Η τιμή αυτή είναι αρκετά μικρότερη από τα 30 cm που επιτυγχάναμε με τις προηγούμενες λύσεις.



Εικ. 5.38 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της τρίτης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.9.



Εικ. 5.39 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της μεσαίας στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.9.

Κλείνοντας λοιπόν με τη λύση που παρουσιάστηκε σε αυτό το κεφάλαιο, έχουμε να κάνουμε πολλές ενδιαφέρουσες παρατηρήσεις. Καταρχάς η διάταξη αυτή δεν αποτελεί μία ανεξάρτητη λύση, αλλά μία εξέλιξη των δύο λύσεων που παρουσιάστηκαν στις προηγούμενες ενότητες. Ξεκινώντας λοιπόν με τα πλεονεκτήματα της, θα δούμε ότι επιτύχαμε να δημιουργήσουμε μία εύρωστη κατασκευή η οποία διαθέτει πληθώρα εναλλακτικών δρόμων απόσβεσης.

Η κατασκευή μας έχει την ικανότητα να αντεπεξέλθει στην απώλεια οποιασδήποτε στηρίξεώς της, χωρίς κανένα πρόβλημα. Μάλιστα η διαστασιολόγηση με τον τυχαμιακό συνδυασμό, που δίνεται από τη σχέση (5.1), δεν μας εξασφάλισε μόνο την επιβίωση της, χωρίς βλάβες στο φέροντα οργανισμό, αλλά και τη δυνατότητα της υπολειμμένης της σε μία τέτοια δυσμενή περίπτωση, ώστε να εξυπηρετηθούν έστω και με καθυστέρηση τα πλοία που θα βρίσκονται ήδη δεμένα στο ναύδετο.

Πέρα απ' αυτόν το στόχο, τον οποίο επιτύχανε και με τις προηγούμενες λύσεις, εδώ, οι πολλαπλές συνδέσεις μεταξύ των φανωμάτων, μας διασφάλισαν ακόμα περισσότερους δρόμους απόσβεσης, όχι μόνο μέσα σε κάθε φάτνωμα, αλλά και από φάτνωμα σε φάτνωμα. Επιπλέον, ένα βασικό προτέρημα της παρούσας λύσης είναι ο περιορισμός των βελών. Χαρακτηριστικό είναι ότι η απομείωση των βελών σε ορισμένες περιπτώσεις έφτασε και το 30 % σε σχέση με τις προηγούμενες λύσεις.

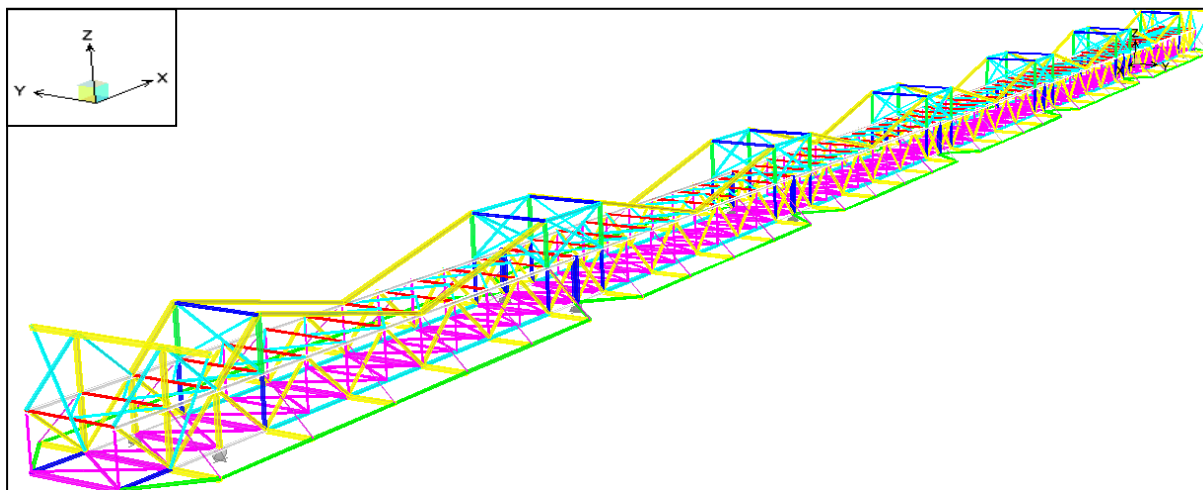
Στην αντίπερα όχθη, έχουμε ένα πολύ ισχυρό μειονέκτημα: την οικονομική επιβάρυνση. Σε σχέση με την πρώτη λύση, η παρούσα διάταξη είναι εξαιρετικά πιο ακριβή, όπως εξάλλου είχαμε δει καθ' όλη την παρουσίασή της. Το επιπρόσθετο κόστος σε ορισμένες περιπτώσεις ξεπέρασε το 100 %, καθιστώντας την, τελικώς, ασύμφορη. Πέρα όμως από τη σύγκριση με την πρώτη λύση, η αύξηση του κόστους ήταν ραγδαία, καθώς βελτιώναμε και την ίδια διάταξη για να καλύψουμε την περίπτωση αστοχίας περισσότερων στηρίξεων. Τέλος, σημαντικό μειονέκτημα αποτελεί και η πολυπλοκότητα της λύσεως αυτής, επειδή θα καθιστούσε πολύ δύσκολη και τη δημιουργία της στο εργοστάσιο, αλλά και τη συναρμολόγησή της στο εργοτάξιο. Με τα ανθρώπινα λάθη να είναι πάντα σε θέση να συμβούν, θα ήταν φρόνιμο και σύμφωνο με τις αρχές της ευρωστίας, να αποφεύγονται πολύπλοκες κατασκευές, στις οποίες ο ποιοτικός έλεγχος θα ήταν δύσκολο να γίνει σωστά.

5.6 Λύση τέταρτη: Χρήση μηχανισμού ανάρτησης

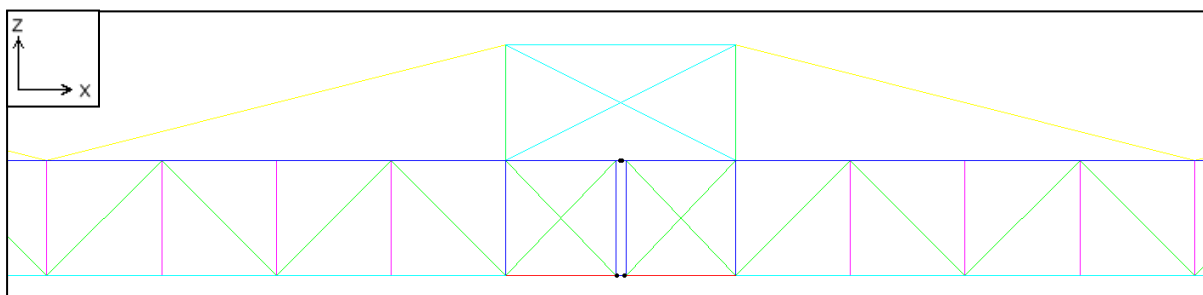
Όπως υποδηλώνει και ο τίτλος, στη λύση αυτή θα εξετάσουμε την αποτελεσματικότητα ενός μηχανισμού ανάρτησης. Ο μηχανισμός αυτός θα βρίσκεται πάνω από τον υπάρχοντα φορέα και ως στόχο θα έχει την ανάρτηση των δικτυωμάτων από τα γειτονικά τους. Με τον τρόπο αυτό, θα επιχειρήσουμε να διασφαλίσουμε την κατασκευή στην περίπτωση που κάποια από τις βάσεις, πάνω στις οποίες στηρίζονται τα δικτυώματα, αστοχούσε για οποιονδήποτε λόγο.

Ο μηχανισμός αυτός, ο οποίος απεικονίζεται στις εικόνες 5.40 και 5.41, αποτελείται από 5 χωρικά δικτυώματα, ένα για κάθε μία από τις εσωτερικές στηρίξεις του φορέα μας, και δύο επίπεδα δικτυώματα στην περιοχή των ακριανών στηρίξεων. Το ύψος των δικτυωμάτων είναι 4,5 m ενώ το πλάτος 9 m κατά τη Χ διεύθυνση και 8,5 m κατά την Υ διεύθυνση. Επίσης, διαθέτει αναρτήρες 18,5 m, οι οποίοι θα ενώνουν τα δικτυώματα αυτά με το μέσο της πάνω παρειάς κάθε φατνώματος. Οι αναρτήρες αυτοί δεχόμαστε ότι μπορούν να δεχτούν και θλίψη, αν και με μία μικρή αύξηση των διατομών, θα μπορούσαμε να το είχαμε αποφύγει για μεγαλύτερη ασφάλεια. Ο φορέας αυτός θα συμμετέχει, σε μικρό βαθμό και στην ανάληψη στατικών φορτίων.

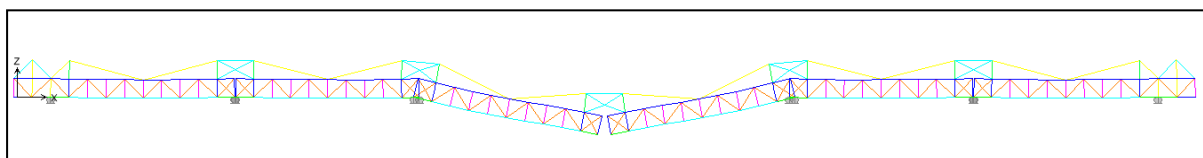
Για να επιτύχουμε το επιθυμητό αποτέλεσμα, ο μηχανισμός ανάρτησης δεν επαρκεί από μόνος του, αλλά θα χρειαστούμε και συνδέσεις παρόμοιες με αυτές της πρώτης λύσης (Εικ. 5.9). Μ' αυτόν τον τρόπο προσπαθούμε να αποφύγουμε μία παραμορφωμένη κατάσταση, παρόμοια με αυτή της εικόνα 5.42, η οποία δημιουργεί μεγάλα βέλη αλλά και μεγάλα εντατικά μεγέθη. Θα μπορούσε λοιπόν κανείς να πει, ότι και αυτή η λύση αποτελεί μία εξέλιξη της διάταξης της ενότητας 5.3.



Εικ. 5.40 Διάταξη φορέα μαζί με το μηχανισμό ανάρτησης.



Εικ. 5.41 Πλάγια όψη μηχανισμού ανάρτησης και συνδέσεων μεταξύ των δικτυωμάτων.

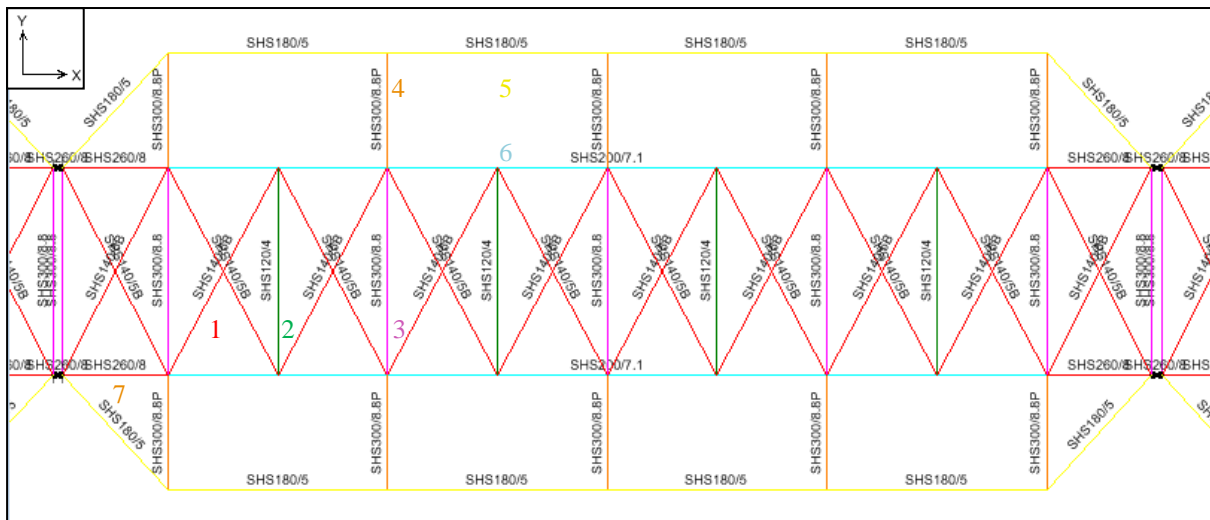


Εικ. 5.42 Παραμόρφωση κατασκευής χωρίς συνδέσεις μεταξύ των δικτυωμάτων.

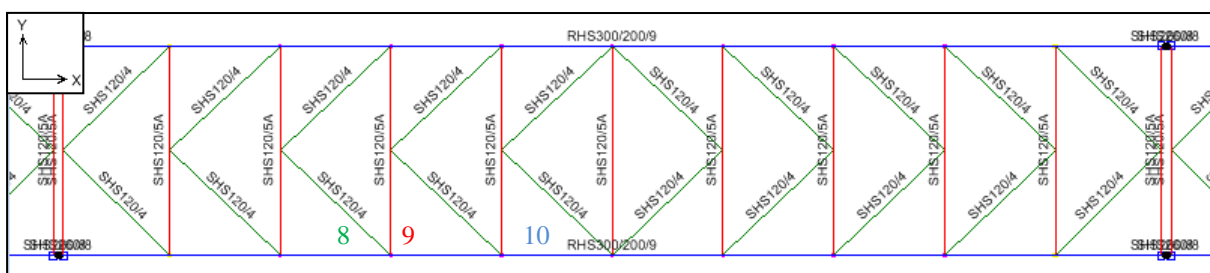
Ξεκινάμε λοιπόν τον έλεγχο του φορέα μας, με την απώλεια της τέταρτης στηρίξεως. Οι τελικές διατομές με τις οποίες η κατασκευή ανταπεξέρχεται, σε όλους του συνδυασμούς φόρτισης, συμπεριλαμβανομένου και του τυχηματικού, δίνονται στον πίνακα 5.10. Η αρίθμηση στον πίνακα βρίσκεται σε αντιστοιχία με την αρίθμηση, η οποία έχει γίνει στις εικόνες 5.43, 5.44, 5.45, 5.46 και 5.47.

A/A	Θέση	Διατομή μετά την ενίσχυση	Δυσμεν. Συνδ.	Συντ. εκμετ.	P (kN)	M ₃₃ (kN)	M ₂₂ (kN)	V ₂₂ (kN)	V ₃₃ (kN)
1	Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	SHS140/5	SC9B	0,90	-415	8	0	2	0
2	Ενδιάμεσες διαδοκίδες επίπεδου 0	SHS120/4	F1	0,94	-90	1	0	0	0
3	Διαδοκίδες επίπεδου 0	SHS300/8.8	SC17B	0,95	110	167	158	108	131
4	Εγκάρσιοι δοκοί συγκράτησης αγωγών	SHS300/8.8	SC17B	0,94	-10	162	177	143	190
5	Διαμήκη δοκοί συγκράτησης αγωγών	SHS180/5	SC2B	0,94	-313	0	8	0	1
6	Κάτω δοκοί δικτυώματος	SHS200/7.1	SC17B	0,88	-1110	8	7	3	2
7	Ενίσχυση κάτω δοκών δικτυώματος	SHS260/8	SC17B	0,98	-2079	24	2	8	1
8	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V	SHS120/4	SC9B	0,99	-158	3	1	1	0
9	Διαδοκίδες οροφής	SHS140/5	SC13B	0,92	-85	14	0	4	0
10	Άνω δοκοί δικτυώματος	RHS300/200/9	F1	0,97	-2061	19	1	4	0
11	Διαγώνια μέλη δικτυώματος	SHS200/8	F1	0,92	-1011	6	13	3	4
12	Χιαστί διαγώνιοι σύνδεσμοι	SHS200/8	F1	0,79	-898	5	7	3	4
13	Ορθοστάτες δικτυώματος	SHS90/4	SC5B	0,96	-89	2	3	1	2
14	Ενίσχυση ορθοστατών δικτυώματος	SHS140/5	F1	0,61	390	4	2	2	1
15	Χιαστί μηχανισμού ανάρτησης κατά X	SHS160/5	F1	0,87	-165	4	0	2	0
16	Χιαστί μηχανισμού ανάρτησης κατά Y	SHS120/4	SC17B	0,55	-38	2	0	0	0
17	Ορθοστάτες μηχανισμού ανάρτησης	SHS260/7.1	F1	0,96	-500	17	8	9	2
18	Κεφαλοδοκοί κατά X	SHS250/7.1	F1	0,91	-1105	4	0	2	0
19	Κεφαλοδοκοί κατά Y	SHS180/5	SC9B	0,11	-11	1	6	0	1
20	Αναρτήρες	SHS350/12.5	F1	0,91	-1298	40	0	1	0
21	Σύνδεσμοι μεταξύ δικτυωμάτων	SHS260/8	F1	0,98	-2537	0	0	0	0

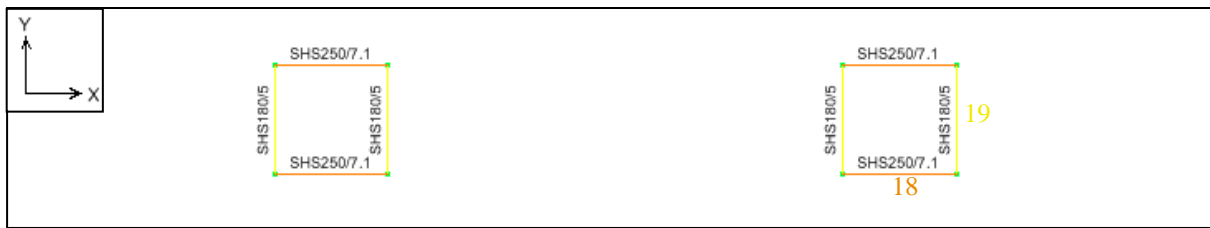
Πίνακας 5.10 Διατομές και εντατικά μεγέθη τέταρτης λύσης, για την περίπτωση αστοχίας της στήριξης 4.



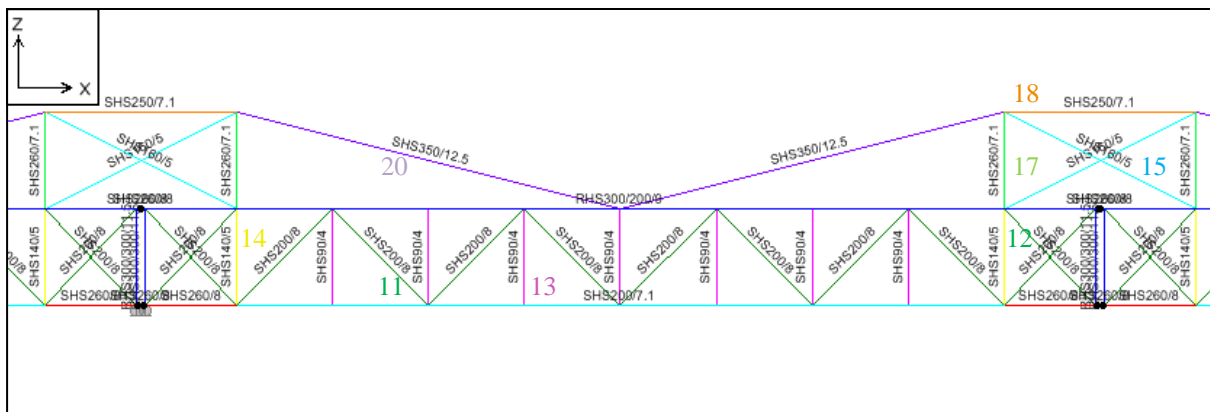
Εικ. 5.43 Κάτοψη μηδενικού επιπέδου και αρίθμηση μελών σύμφωνα με τον πίνακα 5.10.



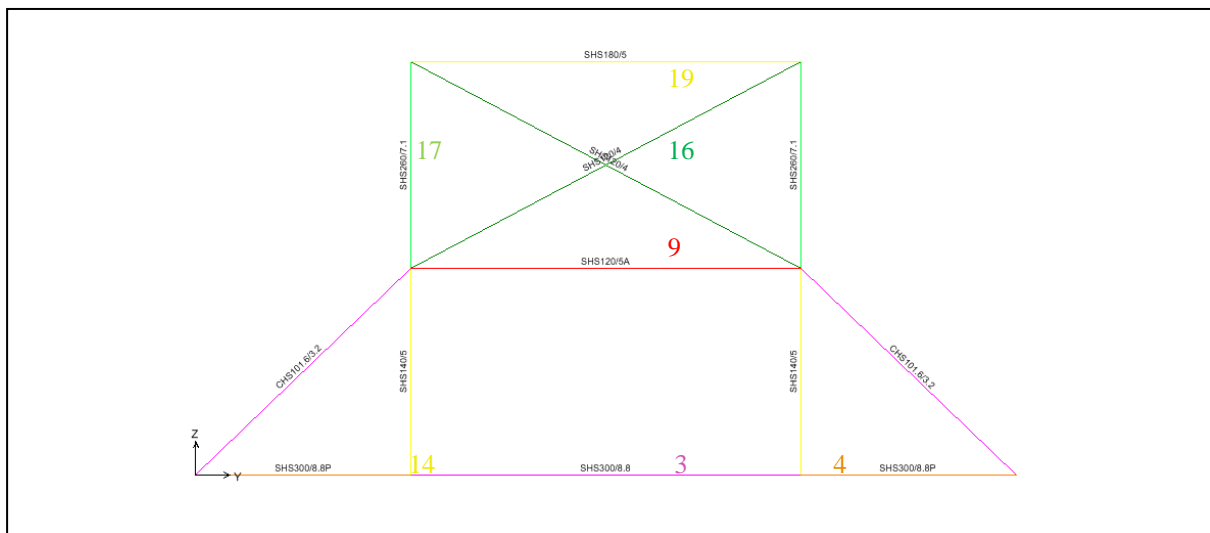
Εικ. 5.44 Κάτοψη επιπέδου 1 και αρίθμηση μελών σύμφωνα με τον πίνακα 5.10.



Εικ. 5.45 Κάτοψη επιπέδου 2 και αρίθμηση μελών σύμφωνα με τον πίνακα 5.10.



Εικ. 5.46 Πλάγια όψη του φορέα και αρίθμηση μελών σύμφωνα με τον πίνακα 5.10.



Εικ. 5.47 Πλάγια όψη του φορέα και αρίθμηση μελών σύμφωνα με τον πίνακα 5.10.

Το συνολικό βάρος του φέροντα οργανισμού με την παραπάνω διάταξη πλησιάζει τα 3.500 kN. Σε σύγκριση με τη μηδενική λύση, η οποία διαθέτει 2.900 kN βάρος, η παρούσα λύση θα επιβαρύνει τον προϋπολογισμό του έργου κατά 20 %. Αν θεωρήσουμε ότι η μέση τιμή του χάλυβα, μαζί με τις εργασίες για την τοποθέτησή του, κυμαίνεται γύρω στα 2 €/kg, το ποσοστό αυτό, ισοδυναμεί με ένα επιπλέον κόστος περίπου 120.000 € ανά ομάδα δικτυωμάτων. Βλέπουμε λοιπόν ότι η οικονομική επιβάρυνση για τη δημιουργία μίας εύρωστης κατασκευής, με ότι αυτό συνεπάγεται, είναι πολύ μικρή.

Σε σχέση με τις προηγούμενες λύσεις, είναι φυσικό, αυτή η κατασκευή να διαθέτει ένα επιπλέον βάρος λόγω του μηχανισμού ανάρτησης. Παρόλ' αυτά, επειδή ο φορέας έχει διαστασιολογηθεί ώστε ο μηχανισμός αυτός, να συμμετέχει και στην ανάληψη ενός μικρού ποσοστού των φορτίων, λόγω μη τυχηματικών δράσεων, η παρούσα διάταξη, είναι πλήρως ανταγωνιστική σε σχέση με τις υπόλοιπες. Πιο συγκεκριμένα, σε σύγκριση με την οικονομικότερη όλων, πρώτη λύση, η επιπλέον επιβάρυνση σε χάλυβα ανέρχεται περίπου σε 350 kN ανά ομάδα δικτυωμάτων, ενώ σε σχέση με τη δεύτερη λύση, η διαφορά πέφτει κάτω από τα 50 kN. Τέλος είναι κατά πολύ

ελαφρότερη της τρίτης λύσης. Αν μάλιστα συνυπολογίσουμε, την απλότητα της σε σχέση με τη δεύτερη και την τρίτη λύση, η παρούσα θα μπορούσε να αναδειχτεί ως η δεύτερη πιο οικονομική πρόταση, πίσω από τη διάταξη που περιλάμβανε τις απλές συνδέσεις (Κεφ. 5.3).

Αφού λοιπόν εξασφάλισαμε την κατασκευή μας έναντι της αστοχίας της τέταρτης στηρίξεως, πρέπει να εξετάσουμε και την επάρκεια της, έναντι της αστοχίας και των υπολοίπων βάσεων. Όπως λοιπόν αναμενόταν, η ανταπόκριση του φορέα είναι πλήρως ικανοποιητική και για την περίπτωση αστοχίας της τρίτης στηρίξεως, με όλα τα μέλη της να περνάνε τους ελέγχους επάρκειας. Σε αντίθεση με την περίπτωση απόλειας της τρίτης στηρίξεως, ορισμένες διατομές της παρούσας διάταξης, αστοχούν όταν απομακρύνουμε τη δεύτερη βάση. Συγκεκριμένα, 40 μέλη, από τα πρώτα δύο δικτύωμα, δεν διαθέτουν επαρκεί αντοχή για να ανταπεξέλθουν, στα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται. Για το λόγο αυτόν προχωράμε στις αλλαγές που φαίνονται στον πίνακα 5.11.

A/A	Θέση	Διατομή πριν την ενίσχυση	Διατομή μετά την ενίσχυση	Δυσμεν. Συνδ.	Συντ. εκμετ.	P (kN)	M ₃₃ (kN)	M ₂₂ (kN)	V ₂₂ (kN)	V ₃₃ (kN)
1	Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	SHS140/5	SHS140/5	SC12B	0,91	-418	6	0	2	0
2	Ενδιάμεσες διαδοκίδες επίπεδου 0	SHS120/4	SHS140/5	F1	0,86	-152	1	0	1	0
3	Διαδοκίδες επίπεδου 0	SHS300/8.8	SHS300/8.8	SC17B	0,94	-96	169	155	109	131
4	Εγκάρσιοι δοκοί συγκράτ. αγωγών	SHS300/8.8	SHS300/8.8	SC12B	0,94	-11	159	180	142	190
5	Διαμήκη δοκοί συγκράτ. αγωγών	SHS180/5	SHS180/5	SC2B	0,93	-310	0	8	0	1
6	Κάτω δοκοί δικτυώματος	SHS200/7.1	SHS260/10	F1	0,94	2812	16	3	0	0
7	Ενίσχυση κάτω δοκών δικτυώματος	SHS260/8	SHS260/10	F1	1,00	-2391	28	2	9	3
8	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V	SHS120/4	SHS120/4	SC9B	0,99	-162	3	1	1	0
9	Διαδοκίδες οροφής	SHS140/5	SHS140/5	SC13B	0,93	-88	13	0	4	0
10	Άνω δοκοί δικτυώματος	RHS300/200/9	RHS300/10	F1	0,97	-2843	61	0	13	0
11	Διαγώνια μέλη δικτυώματος	SHS200/8	SHS250/7.1	F1	0,92	-1314	22	10	5	3
12	Χιαστί διαγώνιοι σύνδεσμοι	SHS200/8	SHS250/7.1	F1	0,74	-1126	3	13	3	6
13	Ορθοστάτες δικτυώματος	SHS90/4	SHS90/4	F1	0,86	407	1	1	1	0
14	Ενίσχυση ορθοστατών δικτυώματος	SHS140/5	SHS140/5	F1	0,82	547	4	3	2	1
15	Χιαστί μηχανισμού ανάρτησης XX	SHS160/5	SHS200/6.3	F1	0,87	-389	8	0	4	0
16	Χιαστί μηχανισμού ανάρτησης YY	SHS120/4	SHS120/4	SC15B	0,64	-43	2	0	1	0
17	Ορθοστάτες μηχανισμού ανάρτησης	SHS260/7.1	SHS350/10	F1	0,99	-622	32	11	15	2
18	Κεφαλοδοκοί κατά X	SHS250/7.1	SHS260/10	F1	0,95	-1786	4	0	0	0
19	Κεφαλοδοκοί κατά Y	SHS180/5	SHS180/5	SC9B	0,20	-22	1	4	0	1
20	Αναρτήρες	SHS350/12.5	SHS400/14.2	F1	0,95	-2222	65	3	6	0
21	Σύνδεσμοί μεταξύ δικτυωμάτων	SHS260/8	SHS260/10	F1	0,97	-3134	0	0	0	0

Πίνακας 5.11 Διατομές και εντατικά μεγέθη τέταρτης λύσης για την περίπτωση αστοχίας της στηρίξης 2.

Επειδή τα μέλη τα οποία αστοχούν βρίσκονται στα δύο πρώτα δικτύωμα, οι βελτιώσεις οι οποίες έγιναν και παρουσιάστηκαν στον παραπάνω πίνακα, δεν αφορούν όλη την κατασκευή. Συγκεκριμένα οι διαγώνιοι σύνδεσμοι που βρίσκονται στο νούμερο 11 του πίνακα, άλλαξαν στα δύο πρώτα και στα δύο τελευταία φατνώματα, ενώ στα δύο μεσαία διατηρήθηκε η διατομή SHS200/8. Επίσης, μόνο οι θλιβόμενοι αναρτήρες των δύο ακριανών φατνωμάτων άλλαξαν από SHS350/12.5 σε SHS400/14.2. Ακόμα, οι άνω δοκοί των δικτυωμάτων, με αύξοντα αριθμό 20, άλλαξαν στα 2 πρώτα και στα δύο τελευταία φατνώματα, ενώ οι κάτω δοκοί (A/A: 6) μοναχά στα ακριανά. Τέλος, διατηρήσαμε τις διατομές, στα δύο μεσαία φατνώματα, στους κεφαλοδοκούς κατά τη X διεύθυνση, στους ορθοστάτες του μηχανισμού ανάρτησης και στις ενδιάμεσες διαδοκίδες του μηδενικού επιπέδου.

Το συνολικό βάρος της κατασκευής ανέρχεται πλέον στα 3.800 kN. Σε σχέση με τη διάταξη που προτείναμε, για την εξασφάλιση των μεσαίων στηρίξεων, το επιπλέον κόστος που απαιτείται, για να αντεπεξέλθει ο φορέας στην απώλεια και της δεύτερης στηρίξεως, ανέρχεται μόλις στα 60.000 €. Το πόσο αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι χρειαστήκαν 300 kN επιπλέον χάλυβα. Σε σύγκριση τώρα με τις προηγούμενες λύσεις, αποτελεί πλέον τη δεύτερη ελαφρότερη διάταξη, με τη διαφορά από την οικονομικότερη όλων, πρώτη λύση, να έχει πέσει πλέον κάτω από τα 200 kN ανά ομάδα έξι δικτυωμάτων.

Σειρά πλέον έχει ο έλεγχος της πρώτης στήριξης. Όπως συνέβη και με τις προηγούμενες λύσεις, η περίπτωση απώλειας αυτής της στήριξης, αποτελεί το δυσμενέστερο σενάριο. Η ανάρτηση του ακριανού δικτύματος αναγκαστικά, θα γίνει μόνο από ένα δικτύωμα και συνεπώς οι εντάσεις που θα αναπτυχθούν στο μηχανισμό ανάρτησης θα είναι σχεδόν οι διπλάσιες. Επιπλέον, το ακριανό δικτύωμα θα συμπεριφερθεί σαν πρόβολος και όχι σαν αμφιαρθρωτή δοκός, με αποτέλεσμα να αναπτυχθούν εντατικά μεγέθη, τέτοια ώστε, να μην επαρκούν οι διατομές του πίνακα 5.11. Για το λόγο αυτό θα προχωρήσουμε στις αλλαγές των διατομών που φαίνονται στον πίνακα 5.12.

A/A	Θέση	Διατομή πριν την ενίσχυση	Διατομή μετά την ενίσχυση	Δυσμεν. Συνδ.	Συντ. εκμετ.	P (kN)	M ₃₃ (kN)	M ₂₂ (kN)	V ₂₂ (kN)	V ₃₃ (kN)
1	Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	SHS140/5	SHS140/5	SC12B	0,97	-451	6	0	2	0
2	Ενδιάμεσες διαδοκίδες επίπεδου 0	SHS140/5	SHS120/1	SC17B	0,84	-79	1	0	1	0
3	Διαδοκίδες επίπεδου 0	SHS300/8.8	SHS300/8.8	SC17B	0,92	-83	166	154	108	131
4	Εγκάρσιοι δοκοί συγκράτ. αγωγών	SHS300/8.8	SHS300/8.8	SC12B	0,96	-12	158	188	142	191
5	Διαμήκη δοκοί συγκράτ. αγωγών	SHS180/5	SHS200/6.3	F1	0,85	-454	8	6	2	1
6	Κάτω δοκοί δικτύματος	SHS260/10	SHS300/14.2	F1	0,92	-4084	42	2	17	1
7	Ενίσχυση κάτω δοκών δικτύματος	SHS260/10	SHS350/14.2	F1	0,96	-5035	77	1	24	1
8	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου V	SHS120/4	SHS120/4	SC9B	0,99	-159	3	1	1	0
9	Διαδοκίδες οροφής	SHS140/5	SHS120/5	SC13B	0,96	-95	13	0	3	0
10	Άνω δοκοί δικτύματος	RHS300/10	RHS300/12.5	F1	0,93	3490	81	6	25	2
11	Διαγώνια μέλη δικτύματος	SHS250/7.1	SHS250/7.1	F1	0,97	-1434	7	18	4	4
12	Χιαστί διαγώνιοι σύνδεσμοι	SHS250/7.1	SHS260/8	F1	0,94	-1703	24	6	15	1
13	Ορθοστάτες δικτύματος	SHS90/4	SHS90/4	SC17B	0,76	-62	2	3	1	2
14	Ενίσχυση ορθοστατών δικτύματος	SHS140/5	SHS260/7.1	F1	0,74	1045	28	28	10	12
15	Χιαστί μηχανισμού ανάρτησης XX	SHS200/6.3	SHS200/6.3	F1	0,5	654	6	0	2	0
16	Χιαστί μηχανισμού ανάρτησης YY	SHS120/4	SHS100/4	SC9B	0,87	-43	1	0	0	0
17	Ορθοστάτες μηχανισμού ανάρτησης	SHS350/10	SHS300/14.2	F1	0,85	-1378	62	36	24	17
18	Κεφαλοδοκοί κατά X	SHS260/10	SHS300/12	F1	0,83	3642	20	4	5	0
19	Κεφαλοδοκοί κατά Y	SHS180/5	SHS180/5	SC9B	0,12	-8	3	5	1	1
20	Αναρτήρες	SHS400/14.2	SHS400/14.2	F1	0,72	4328	94	10	16	1
21	Σύνδεσμοί μεταξύ δικτυωμάτων	SHS260/10	SHS400/14.2	F1	0,97	-6624	0	0	0	0

Πίνακας 5.12 Διατομές και εντατικά μεγέθη τέταρτης λύσης, για την περίπτωση αστοχίας της στήριξης 1.

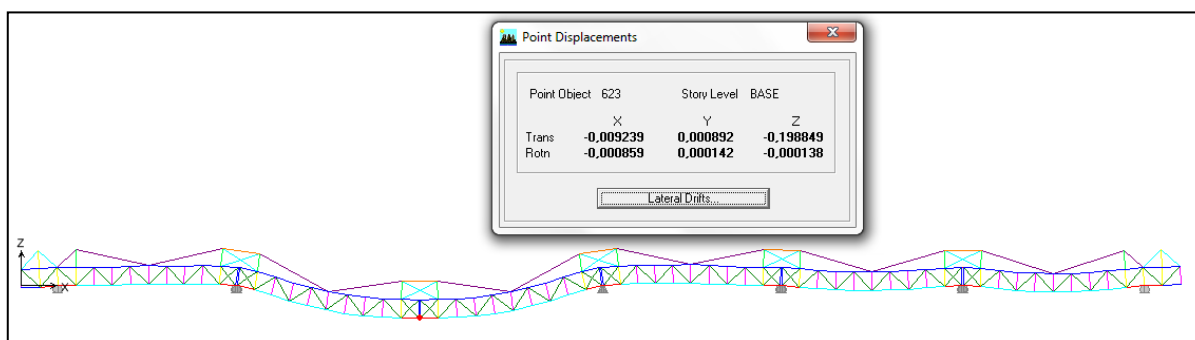
Οι αλλαγές των διατομών που φαίνονται στον παραπάνω πίνακα δεν αφορούν ολόκληρη την κατασκευή, αλλά μονάχα τα ακριανά δικτύματα στα οποία αναπτύσσονται πολύ μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη απ' ότι στα μεσαία φατνώματα. Θα ήταν αντιοικονομικό λοιπόν να τοποθετήσουμε σε όλα τα ανοίγματα, τις ίδιες διατομές. Για το λόγο αυτό παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα οι διατομές που διαφοροποιούνται στα μεσαία δικτύματα, όπως και τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσουν, για το σενάριο αστοχίας που εξετάζουμε. Μερικές μάλιστα από τις παρακάτω διατομές, επιλέχτηκαν στην προσπάθεια εξασφάλισης του φορέα, έναντι αστοχίας κάποιας εσωτερικής στήριξης. Επίσης πρέπει να αναφερθεί ότι στον πρώτο και στον τελευταίο πύργο του μηχανισμού ανάρτησης έχουν τοποθετηθεί κατά την YY διεύθυνση, διπλά χιαστί, ώστε να μειωθεί το μήκος λυγισμού των ορθοστατών.

A/A	Θέση	Διατομές στα ακριανά φατνώματα	Διατομές στα μεσαία φατνώματα	Δυσμενέ. Συνδ.	Συντ. εκμετ.	P (kN)	M ₃₃ (kN)	M ₂₂ (kN)	V ₂₂ (kN)	V ₃₃ (kN)
6	Κάτω δοκοί δικτύματος	SHS300/14.2	SHS200/6.3	SC17B	0,93	-1045	8	7	3	2
7	Ενίσχυση κάτω δοκών δικτύματος	SHS350/14.2	SHS260/8	SC17B	0,94	-2017	23	2	7	1
10	Άνω δοκοί δικτύματος	RHS300/12.5	RHS350/8	SC17B	0,63	-1271	12	2	6	1
11	Διαγώνια μέλη δικτύματος	SHS250/7.1	SHS200/8	SC17B	0,66	-691	6	13	2	4
12	Χιαστί διαγώνιοι σύνδεσμοι	SHS260/8	SHS200/8	SC17B	0,77	-826	2	14	1	5
14	Ενίσχυση ορθοστατών δικτύματος	SHS260/7.1	SHS140/5	SC21B	0,54	-69	4	1	2	1
15	Χιαστί μηχανισμού ανάρτησης XX	SHS200/6.3	SHS180/5	F1	0,85	-244	2	0	1	0
18	Κεφαλοδοκοί κατά X	SHS300/12	SHS250/7.1	SC17B	0,27	550	4	0	2	0
20	Αναρτήρες	SHS400/14.2	SHS350/10	SC8B	0,27	-312	13	0	3	0

Πίνακας 5.13 Διαφοροποιήσεις μεταξύ ακριανών και μεσαίων φατνωμάτων.

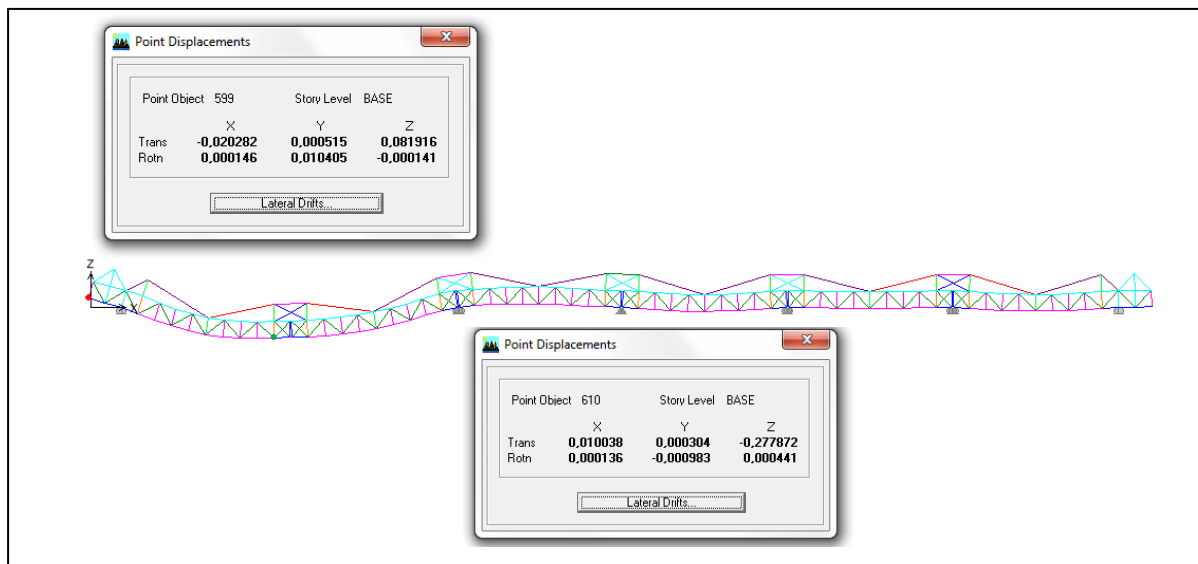
Το συνολικό βάρος της κατασκευής μετά από τις αλλαγές που φαίνονται στον πίνακα 5.12, ανέρχεται στα 4.000 kN. Σε σχέση με την περίπτωση που αποφασίσαμε να εξασφαλίσουμε, με την παρούσα λύση, μόνον τις εσωτερικές στηρίξεις, το επιπλέον υλικό που χρειάστηκε, πλησιάζει τα 200 kN. Ο επιπλέον αυτός χάλυβας, μεταφράζεται σε αύξηση του προϋπολογισμού του έργου μόνο κατά 40.000 €. Παρόλ' αυτά η πρώτη λύση εξακολουθεί να είναι οικονομικότερη της παρούσας, αφού όπως περιγράφηκε και στο κεφάλαιο 5.3, το συνολικό βάρος της ανέρχεται στα 3.800 kN. Η διαφορά μεταξύ των δύο λύσεων είναι αρκετά μικρή και θα μπορούσε να ελαχιστοποιηθεί με μία διαφορετική διάταξη που θα έδινε πιο ενεργό ρόλο στο μηχανισμό ανάρτησης, για την περίπτωση των μη τυχηματικών φορτίσεων.

Αφού λοιπόν εξασφαλίσουμε την κατασκευή μας έναντι αστοχίας όλων των στηρίξεων, σειρά έχει να ελέγξουμε και την αποτελεσματικότητα της, όσο αφορά τα βέλη. Ξεκινώντας λοιπόν με τη διάταξη που περιέχει τις διατομές του πίνακα 5.10 και την περίπτωση που αστοχεί η τέταρτη στήριξη, η βύθιση των κόμβων πάνω από αυτήν δεν ξεπερνά τα 21 cm. Η τιμή αυτή είναι αρκετά ικανοποιητική, αν σκεφτεί κανείς ότι στην περίπτωση της πρώτης λύσεως, το βέλος είναι διπλάσιο ξεπερνώντας τα 40 cm. Στην περίπτωση που αστοχήσει η τρίτη στήριξη το βέλος εξακολουθεί να βρίσκεται σε χαμηλά επίπεδα και να μην ξεπερνά καν τα 20 cm, όπως φαίνεται και από την παρακάτω εικόνα.

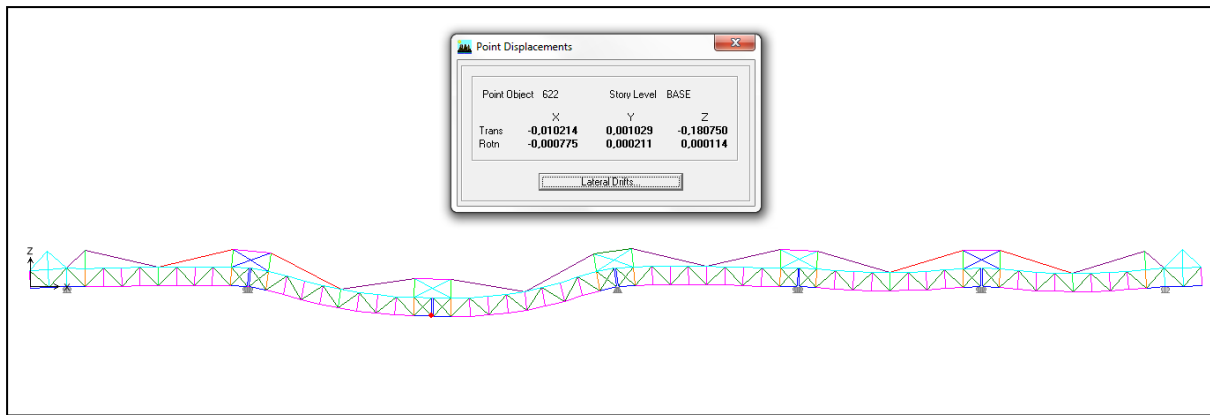


Εικ. 5.48 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της τρίτης στήριξης, με χρήση διατομών του πίνακα 5.10.

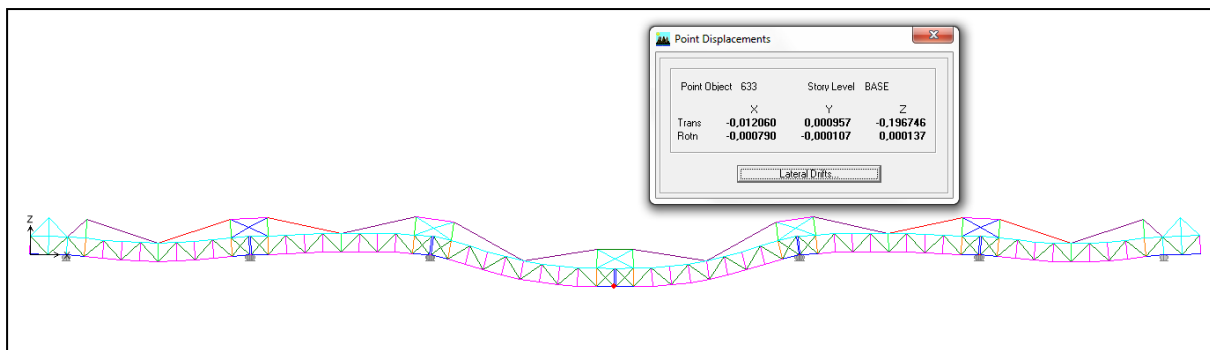
Παρόμοια είναι η συμπεριφορά της κατασκευής αν χρησιμοποιήσουμε τις διατομές του πίνακα 5.11. Έτσι αν το κρίσιμο σενάριο περιλαμβάνει αστοχία της δεύτερης στήριξης, το μέγιστο βέλος που θα δημιουργηθεί θα πλησιάζει τα 28 cm, ενώ η ανύψωση του ακριανού κόμβου μόλις θα ξεπερνά τα 8 cm, όπως φαίνεται και από την εικόνα 5.49. Στην περίπτωση τώρα που θα αστοχήσει η τρίτη ή τέταρτη στήριξη, όπως φαίνεται και από τις εικόνες 5.50 και 5.51, η συμπεριφορά είναι σχεδόν αμετάβλητη, σε σχέση με την πρώτο σενάριο. Η συμπεριφορά αυτή, είναι λογική αν σκεφτεί κανείς ότι οι επεμβάσεις που έγιναν και φαίνονται στον πίνακα 5.11 δεν αφορούσαν τα δύο μεσαία φατνώματα του φορέα.



Εικ. 5.49 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της δεύτερης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.11.

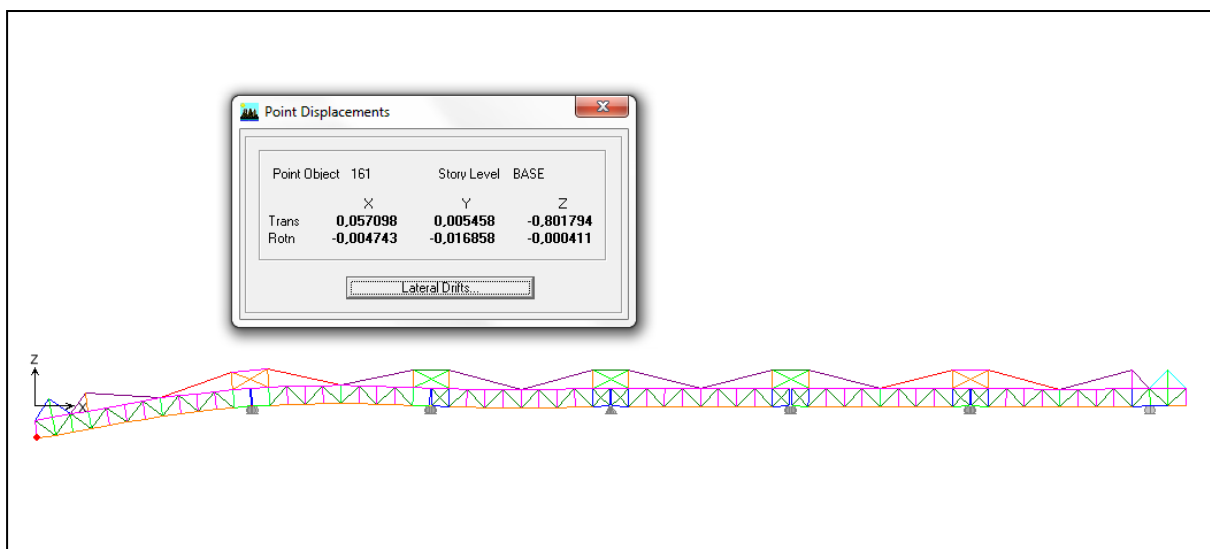


Εικ. 5.50 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της τρίτης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.11.



Εικ. 5.51 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της μεσαίας στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.11.

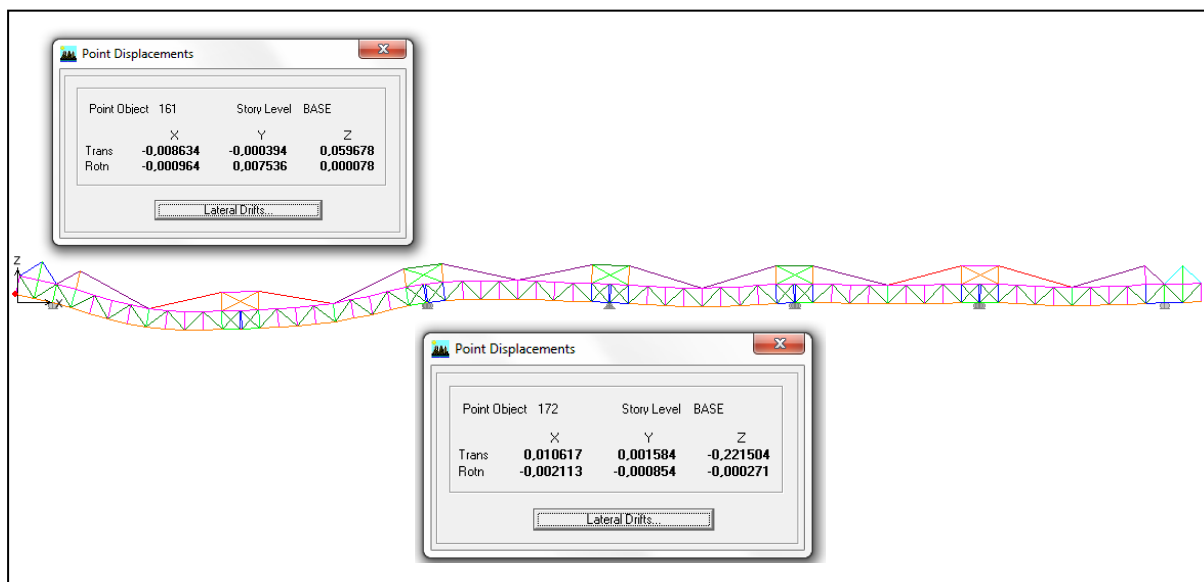
Τέλος οφείλουμε να εξετάσουμε την απόκριση της κατασκευής, όσο αφορά τα βέλη και στην τρίτη περίπτωση που ο φορέας διαθέτει τις διατομές του πίνακα 5.12, οι οποίες έχουν επιλεγεί έτσι ώστε, να μπορέσουν να ανταπεξέλθουν σε απώλεια οποιασδήποτε στήριξης. Έτσι λοιπόν, σε περίπτωση που η πρώτη στήριξη απομακρυνθεί, η κατασκευή θα αποκτήσει ένα βέλος 80 cm (Εικ. 5.52). Η τιμή αυτή, η οποία είναι μέχρι και 30 cm μικρότερη, από τις προηγούμενες λύσεις, δεν παύει να είναι πάρα πολύ μεγάλη.



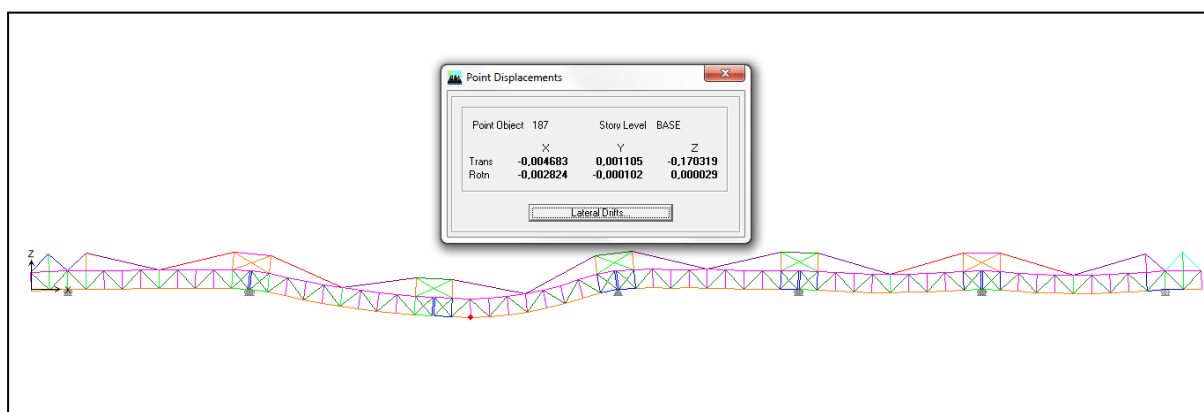
Εικ. 5.52 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της ακραίας στήριξης, με χρήση διατομών του πίνακα 5.12.

Διατηρώντας τις ίδιες διατομές, αν πάμε να ελέγξουμε την αστοχία της δεύτερης στήριξης, θα δούμε ότι τα βέλη λόγω των μεγαλύτερων διατομών έχουν μειωθεί ακόμα περισσότερο σε σχέση με τις προηγούμενες περιπτώσεις, με την ανύψωση του ακραίου κόμβου να μην ξεπερνά τα 6 cm και τη βύθιση στην περιοχή της στήριξης να περιορίζεται γύρω στα 22 cm (Εικ. 5. 53).

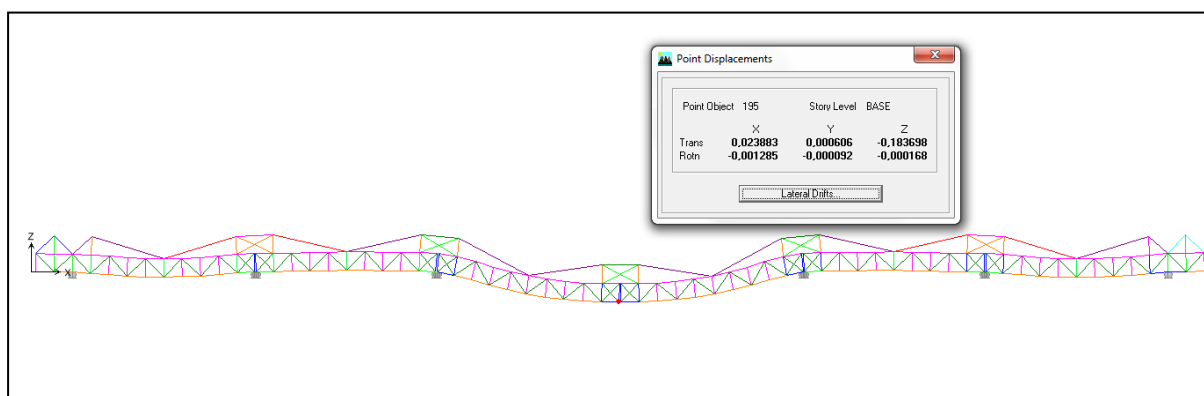
Εάν το κρίσιμο σενάριο περιλαμβάνει την αστοχία της τρίτης στήριξης, τα βέλη που θα σημειωθούν θα είναι περίπου τα ίδια με την περίπτωση που χρησιμοποιούσαμε τις διατομές του πίνακα 5.12. Η απόκριση αυτή είναι αποτέλεσμα, του ότι τα εσωτερικά φατνώματα, δεν ενισχύθηκαν περαιτέρω. Για πρώτη φορά μάλιστα συναντάμε, γι' αυτήν την περίπτωση στήριξης, το μέγιστο βέλος, να μην βρίσκεται ακριβώς κάτω απ' αυτήν αλλά λίγο δεξιότερα (Εικ. 5.34). Αυτό οφείλεται πιθανότατα στη μεγάλη διαφορά δυσκαμψίας των διατομών που απαρτίζουν τα δικτυώματα, δεξιά και αριστερά της στήριξης. Τέλος, και στην περίπτωση που αστοχήσει το τέταρτο στήριγμα, τα βέλη είναι ελαφρός μικρότερα απ' ότι πριν, χωρίς όμως σημαντικές διαφοροποιήσεις.



Εικ. 5.53 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της δεύτερης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.12.



Εικ. 5.54 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της τρίτης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.12.



Εικ. 5.55 Παραμορφωμένη εικόνα λόγω απώλειας της τέταρτης στήριξης με χρήση διατομών του πίνακα 5.12.

Η παραπάνω λύση, όπως είδαμε, αποτελεί μία προσπάθεια εξασφάλισης του φέροντα οργανισμού, σε περίπτωση αστοχίας κάποιας στήριξης, με την ανάρτηση κάθε δικτυώματος από τα γειτονικά του. Αρχικά, εξασφαλίσαμε τη συνέχεια των δικτυωμάτων με τη χρήση τεσσάρων απλών ελασμάτων, των οποίων η μεταξύ τους σύνδεση θα γίνει στο χώρο του εργοταξίου, όπως έγινε και με την πρώτη λύση. Στη συνέχεια, θέλοντας να εξασφαλίσουμε μία καλύτερη απόκριση του φορέα μας, σχετικά με τα βέλη, δημιουργήσαμε ένα μηχανισμό ανάρτησης πάνω από τον ήδη υπάρχον φορέα.

Με τη δημιουργία αυτού του μηχανισμού, το συνολικό βάρος της κατασκευής αυξήθηκε δραματικά, σε σχέση με το φορέα που περιγράφεται στην ενότητα 5.1. Για το λόγο αυτό, η κατασκευή μας μαζί με το μηχανισμό ανάρτησης διαστασιολογήθηκε από την αρχή, με χρήση των μη τυχηματικών συνδυασμών, που ομοίως περιγράφονται στην ενότητα 5.1. Σκοπός αυτής της προσπάθειας ήταν ο μηχανισμός ανάρτησης, να συμμετέχει και στην ανάλυση των μη τυχηματικών φορτίων, ελαφρύνοντας το φέροντα οργανισμό και συνεπώς μειώνοντας το συνολικό βάρος της κατασκευής.

Αποτέλεσμα αυτής της προσπάθειας ήταν η δημιουργία, μίας διάταξης με συνολικό βάρος γύρω στα 3.100 kN. Παρατηρήθηκε, λοιπόν, μία αύξηση κατά 200 kN σε σχέση με τη μηδενική λύση που αντιστοιχεί σε ένα ποσοστό 6 % του συνολικού βάρους της τελευταίας. Αποτέλεσμά αυτής της επαναδιαστασιολόγησης ωστόσο, ήταν η δημιουργία ενός μηχανισμού ανάρτησης με πολύ μικρές διατομές, καθώς το ποσοστό από τα φορτία που αναλάμβανε ήταν πολύ μικρό. Παρόλ' αυτά με μία διαφορετική διάταξη το ποσοστό αυτό ίσως να αυξανόταν σημαντικά.

Λόγω, λοιπόν, των πολύ μικρών διατομών που είχαμε εφαρμόσει, όταν έγινε ο έλεγχος αστοχίας της πρώτης στηρίξεως, με χρήση του τυχηματικού συνδυασμού της σχέσης (5.1), πολλά από τα μέλη του φορέα μας αστόχησαν. Συνεπώς προχωρήσαμε στην τοποθέτηση των διατομών του πίνακα 5.10. Μετά την τοποθέτηση των διατομών αυτών, το συνολικό βάρος της κατασκευής ανήλθε στα 3.500 kN. Σε σχέση με το βάρος πριν την ενίσχυση σημειώθηκε μία αύξηση της τάξης του 12 %, που συνεπάγεται μία αύξηση στο προϋπολογισμό της κατασκευής του φέροντα οργανισμού κατά 80.000 € περίπου, ανά ομάδα έξι φατνωμάτων.

Στη συνέχεια, έγινε έλεγχος αστοχίας της τρίτης στηρίξεως, όπου η κατασκευή επαρκούσε, χωρίς περαιτέρω ενίσχυση. Δεν συνέβη το ίδιο και στην περίπτωση που αστοχούσε η δεύτερη στήριξη. Η κατασκευή πλέον δεν επαρκεί και χρειάστηκαν να ενισχυθούν τα δύο ακριανά δικτυώματα κάθε ομάδας, αφήνοντας ωστόσο ανεπηρέαστα τα δύο μεσαία. Οι αλλαγές στις διατομές που έγιναν και φαίνονται στον πίνακα 5.11, είχαν σαν αποτέλεσμα την αύξηση του συνολικού βάρους της κατασκευής κατά 300 kN και του κόστους κατά 60.000 €. Το ποσό αυτό αντιστοιχεί σε ένα ποσοστό 9 % αύξησης του κόστους κατασκευής της ομάδας των έξι δικτυωμάτων, σε σχέση με την προηγούμενη περίπτωση.

Τέλος, έχουμε και το σενάριο αστοχίας της ακραίας στήριξης. Αποτελεί τη δυσμενέστερη περίπτωση, για τους λόγους που έχουν αναφερθεί και στα προηγούμενα κεφάλαια. Προκειμένου ο φορέας να αντεπεξέλθει, καταφύγαμε σε αλλαγές των διατομών του φέροντα οργανισμού. Οι αλλαγές αυτές δεν αφορούσαν μονάχα τα ακραία δικτυώματα, όπως γινόταν με τις προηγούμενες λύσεις, αλλά και τα μεσαία φατνώματα. Οι νέες διατομές που χρησιμοποιήθηκαν φαίνονται στους πίνακες 5.12 και 5.13. Η νέα διατομή διέθετε ένα συνολικό βάρος γύρω στα 4.000 kN, δηλαδή είχαμε μία αύξηση κατά 20 τόνους σε σχέση με την περίπτωση που θέλαμε να εξασφαλίσουμε μονάχα τις εσωτερικές στηρίξεις.

Σκοπός της δημιουργίας αυτής της λύσης, ήταν η μείωση των βέλων που, όπως είδαμε στις πρώτες δύο λύσεις, αποτελεί τη βασική αδυναμία τους. Το στόχο αυτόν, τον επιτύχαμε σε ικανοποιητικό βαθμό και μάλιστα με ένα πολύ μικρό αντίτιμο, της τάξης των 40.000 €, σε σχέση με την οικονομικότερη όλων πρώτη λύση. Το ποσό αυτό φαντάζει αρκετά μεγάλο και για μία τόσο σπάνια περίπτωση, όπως είναι η απώλεια στήριξης, ίσως δεν αξίζει να δαπανηθεί μόνο και μόνο για μείωση των βελών. Ωστόσο, ίσως αξίζει να δαπανηθεί, αν σκεφτεί κανείς ότι η βύθιση σε ορισμένες περιπτώσεις μειώθηκε μέχρι και 30 cm και συνυπολογίζοντας, το κόστος από τις ζημιές των μη φερόντων στοιχείων και την ολοκληρωτική διακοπή της λειτουργίας του σταθμού. Επίσης με τη μέθοδο αυτή εξασφαλίζουμε περισσότερους δρόμους απόσβεσης του φορτίου, που αποτελεί κανόνα αν θέλουμε να δημιουργήσουμε μία πραγματικά εύρωστη κατασκευή ικανή να αντεπεξέλθει, όχι μόνο το σενάριο απώλειας στήριξης, αλλά και την περίπτωση αστοχίας οποιουδήποτε άλλου στοιχείου λόγω υπερφόρτωσης.

5.7 Λύση πέμπτη: Δημιουργία προστατευτικής διάταξης

Όπως έχουμε αναφέρει ξανά στην ενότητα 1.4.8, μία από τις μεθόδους με τις οποίες μπορούμε να προστατέψουμε την κατασκευή μας από ένα εξωτερικό αίτιο, είναι οι προστατευτικές διατάξεις. Πρόκειται για ανεξάρτητες από το φορέα μας, κατασκευές, οι οποίες ως κύρια λειτουργία έχουν να εμποδίσουν το αίτιο του κινδύνου να πλησιάσει στην κατασκευή μας. Η μέθοδος αυτή βρίσκει εξαιρετική εφαρμογή, σε περιπτώσεις όπως το παράδειγμά μας, όπου η μεγάλη κλίμακα του έργου καθιστά πολλές φορές αντιοικονομική την προστασία με τη μέθοδο της απώλειας ενός στηρίγματος, ενώ και το μέγεθος του κινδύνου καθιστά αδύνατο το σχεδιασμό βάθρων, τα οποία να μπορούν να ανταπεξέλθουν σ' αυτόν.

5.7.1 Κανονισμοί και δύναμη πρόσπτωσης

Για να μπορέσουμε να μελετήσουμε μία τέτοια κατασκευή θα πρέπει να υπολογίσουμε καταρχάς τη δύναμη που θα ασκήσει το αίτιο στο φορέα μας. Αυτή η εργασία, κρύβει πολλές αβεβαιότητες, οι οποίες αφορούν κυρίως την ταχύτητα, τη μάζα, και τη γωνία πρόσπτωσης του αιτίου, είτε πρόκειται για ένα πλοίο είτε για ένα κυματισμό. Η υπόθεση, υπέρ τις ασφαλείας, των δυσμενέστερων σεναρίων, θα οδηγήσει στον υπολογισμό μίας τεράστιας δύναμης και συνεπώς μίας αντιοικονομικής διάταξης για την προστασία της κατασκευής. Γι' αυτόν το λόγο, οι παραδοχές οι οποίες θα γίνουν θα βασίζονται πάνω σε λογικά σενάρια.

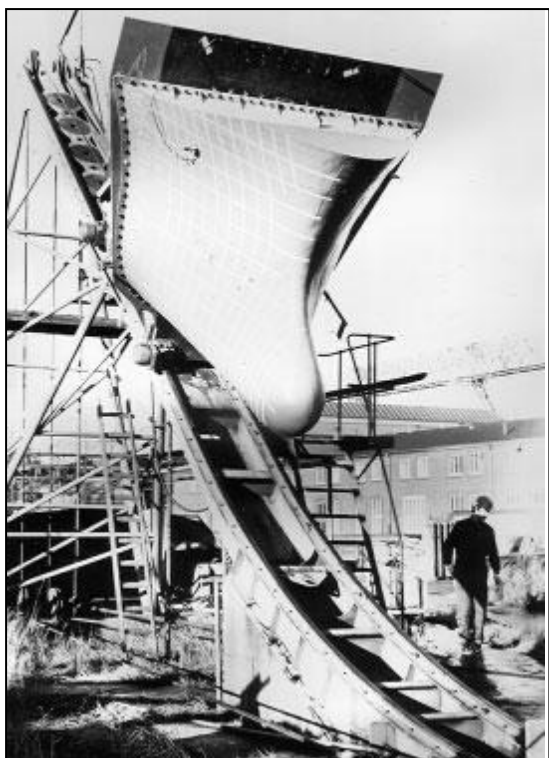
Ξεκινώντας λοιπόν με τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών του πλοίου, είναι λογικό να θεωρήσουμε ως νεκρό βάρος αναφοράς τα 220.000 DTW, το οποίο αντιστοιχεί σε 223.520 τόνους ή 2.192 MN. Η επιλογή αυτής της μάζας βασίζεται στο γεγονός ότι η προβλήτα θα εξυπηρετεί πλοία αντίστοιχου μεγέθους και συνεπώς η πιθανότητα ενός εξ αυτών να αποκλίνει της πορείας του και να πέσει πάνω στην κατασκευή, είναι αυξημένη. Επίσης, πλοία τέτοιου βάρους, είτε πρόκειται για πετρελαιοφόρα, είτε ξυρού χύδη φορτίου, διαθέτουν βύθισμα λιγότερο από 20 m (Memos K. 2008) και συνεπώς μπορούν να πλήξουν την κατασκευή μας, από τη στιγμή που έχει θεμελιωθεί σε περιοχή με μέγιστο βάθος πάνω από 20 m (Εικ. 5.1). Τα πλοία αυτά διαθέτουν μήκος γύρω στα 330 m και πλάτος περίπου 50 m (Memos K. 2008).

Η γωνία πρόσπτωσης του πλοίου είναι ένας σημαντικός παράγοντας, ο οποίος μπορεί να προκαλέσει σημαντικές αυξομειώσεις στη δύναμη που τελικά θα ασκηθεί στο φορέα. Στο συγκεκριμένο αποκλείουμε δεν μπορούμε να αποκλείσουμε κάποια γωνία, γι' αυτό θα ήταν σωστό να υπολογίσουμε τη δύναμη πρόσπτωσης για διάφορες χαρακτηριστικές τιμές ή να θεωρήσουμε υπέρ της ασφαλείας τη δυσμενέστερη. Τέλος, πρέπει να προσδιορίσουμε και την ταχύτητα πρόσπτωσης. Η ταχύτητα αποτελεί τον πιο αμφιλεγόμενο παράγοντα, καθώς μπορεί να κυμαίνεται από τη μέγιστη τιμή που φτάνει τους 15 Κnot, σε περίπτωση χαλασμένου πηδαλίου, μέχρι και μηδενική σε περίπτωση που το πλοίο απόκλινε ελάχιστα λόγω των κυματισμών. Για το λόγο αυτό, οι περισσότεροι από τους κανονισμούς, προτείνουν όπως θα δούμε, κάποια ταχύτητα σχεδιασμού.

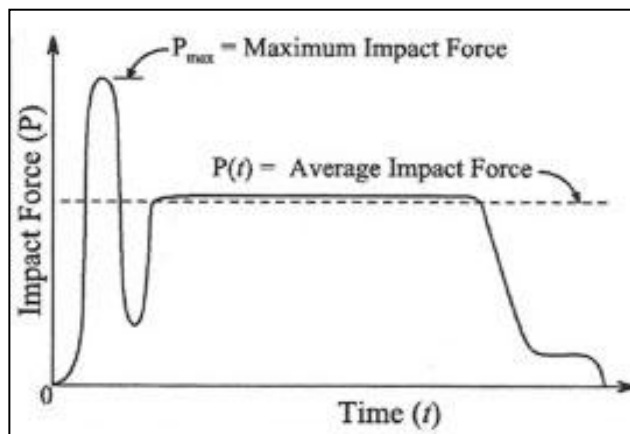
Αφού λοιπόν προσδιορίσαμε όλες τις παραμέτρους που θα μας χρειαστούν, θα προσπαθήσουμε να υπολογίσουμε τη δύναμη πρόσπτωσης σύμφωνα με διάφορες σχέσεις που προτάθηκαν. Ξεκινώντας, μέχρι το 1980, η μόνη γνωστή έρευνα που είχε γίνει, ήταν αυτή του Minorsky, ο οποίος είχε διερευνήσει τις δυνάμεις που ενεργούν σε μετωπικές συγκρούσεις μεταξύ δύο πλοίων και απ' όπου είχε συμπεράνει τη γραμμική σχέση μεταξύ του όγκου χάλυβα που παραμορφώνεται και της απορροφούμενης ενέργειας (Minorsky V.U. 1959). Παρόλ' αυτά, η πρώτη ρεαλιστική έρευνα έγινε 20 χρόνια αργότερα από τον Woisin, όπου με διάφορες πειραματικές δοκιμές (Εικ. 5.56), απέδειξε το δυναμικό χαρακτήρα του φαινομένου, βρίσκοντας πως μεταβάλλεται η δύναμη πρόσκρουσης σε σχέση με το χρόνο (Εικ. 5.57) (Woisin G. 1976).

Βασιζόμενοι στις δοκιμές του Woisin, προτάθηκε μία σχέση η οποία περιγράφει την ισοδύναμη στατική δύναμη που αναπτύσσεται λόγω της σύγκρουσης ενός μεγάλου πλοίου πάνω σε ένα άκαμπτο τοίχο, που στην περίπτωση μας είναι οι πάσσαλοι της στήριξης. Η δύναμη αυτή, όπως φαίνεται και από την εξίσωση (5.2), ισούται με τη ρίζα του νεκρού βάρους του πλοίου επί ένα μειωτικό συντελεστή. Ωστόσο, για να μπορέσει να περιλάβει την επιρροή της ταχύτητας πρόσπτωσης και τις διάφορα είδη ατράκτων, ο Svensson το 1981 προσέθεσε και τη διασπορά του $\pm 50\%$. Στην περίπτωση μας η δύναμη P , με βάσει τον τύπο (5.2), θα ισούται με 413 MN $\pm 50\%$. Στην εικόνα 5.58 φαίνεται η γραφική παράσταση της σχέσης μετά και την προσθήκη του Svensson, όπου με x σημειώνεται η τιμή της δύναμης για την περίπτωση του παραδείγματος μας.

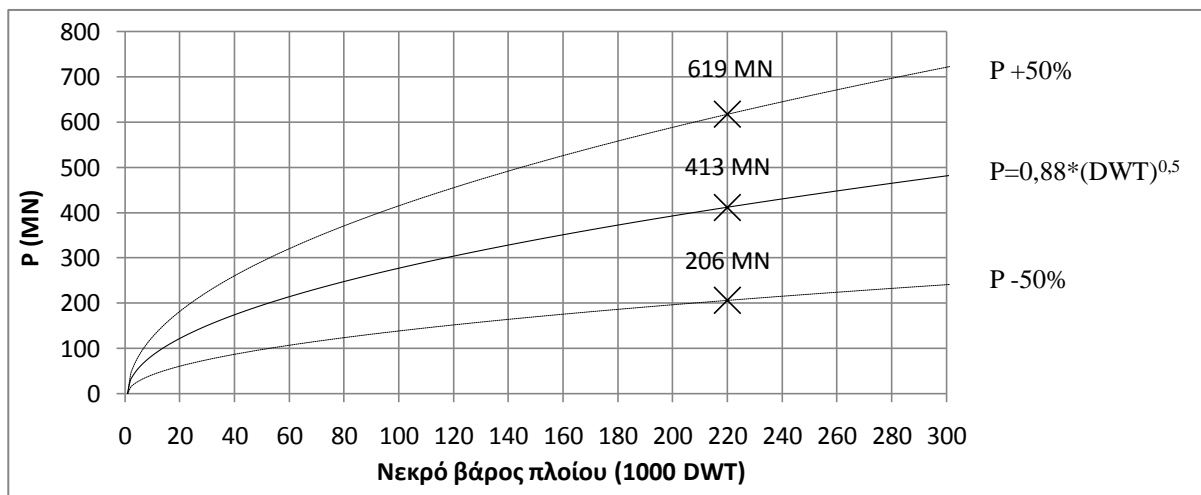
$$P = 0,88 * \sqrt{DWT} \pm 50 \% \quad (5.2)$$



Εικ. 5.56 Πειραματική διάταξη Woisin [Woisin G 1976].



Εικ. 5.57 Μεταβολή δύναμης πρόσκρουσης σε σχέση με τη διάρκεια πρόσκρουσης [Woisin G 1976].



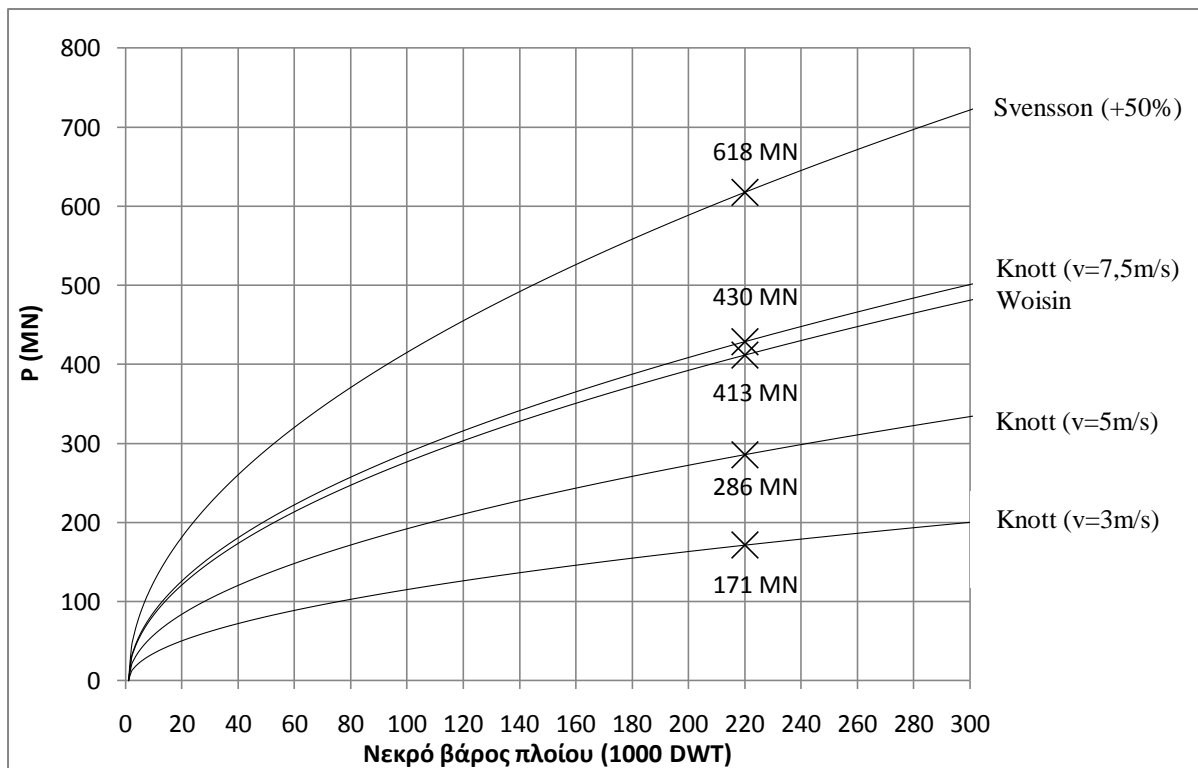
Εικ. 5.58 Γραφική απεικόνιση της σχέσης (5.2).

Παράλληλα, το 1980, επειδή ένα φορτηγό πλοίο, πέφτοντας πάνω στην απροστάτευτη γέφυρα Sunshine Skyway στη Φλόριντα, προκάλεσε την κατάρρευση ενός τμήματος 400 m και το θάνατο σε 38 άτομα, ξεκίνησε μία έρευνα στις ΗΠΑ, για την ανάπτυξη ενός κανονισμού σχετικά με την πτώση πλοίων σε κατασκευές. Υπεύθυνος αυτής της προσπάθειας ήταν ο Michael A. Knott. Ο Knott αξιοποίησε τις δοκιμές του Woisin και για να συμπεριλάβει τις διάφορες αβεβαιότητες, που ανάγκασαν τον Svensson να προσθέσει το $\pm 50\%$, στην αρχική σχέση, απλά αύξησε το συντελεστή από 0,88 σε 0,98 και πρόσθεσε έναν ακόμα όρο για να περιλάβει την επιρροή της ταχύτητας. Η εξίσωση αυτή, είναι γνώστη στη βιβλιογραφία και ως σχέση της AASHTO, οι οποίοι είναι οι αμερικάνικοι κανονισμοί που περιέχουν τη σχέση του Knott. Η σχέση αυτή παρουσιάζεται παρακάτω:

$$P = 0,98 * \sqrt{DWT} * \frac{v}{8} \quad (5.3)$$

όπου v είναι η μέγιστη ταχύτητα πτώσης του πλοίου σε m/s και P η δύναμη πρόσπτωσης σε MN (Knott, 1991). Στην περίπτωση μας, η σχέση (5.3), μας δίνει μία μέγιστη δύναμη $P = 430$ MN. Ως ταχύτητα θεωρήσαμε τους 15

knott, οι οποίοι αντιστοιχούν σε 7,5 m/s. Βλέπουμε λοιπόν ότι η σχέση αυτή, για τη συγκεκριμένη ταχύτητα, είναι πιο συντηρητική από τη σχέση του Woisin, που μας έδινε μία μέση τιμή 413 MN, και λιγότερο συντηρητική από τη σχέση του Svensson, η οποία έδινε μία μέγιστη τιμή 620MN. Παρόλ' αυτά δεν λήφθηκε υπόψη ότι σύμφωνα με τον Woisin, η μέγιστη δύναμη είναι διπλάσια της μέσης και εμφανίζεται στα πρώτα 0,2 s της σύγκρουσης (Εικ. 5.57). Ο λόγος που δεν έλαβαν υπόψη τον παράγοντα, ήταν η πολύ μικρή διάρκεια του φαινομένου αυτού, η οποία δεν ξεπερνούσε τα 0,1s, με αποτέλεσμα να θεωρηθεί ακίνδυνο για τις περισσότερες κατασκευές. Η σύγκριση μεταξύ των τριών εξισώσεων φαίνεται και στο διάγραμμα 5.59, όπου έχουν θεωρηθεί τρεις διαφορετικές ταχύτητες για τη σχέση του Knott (3, 5, και 7,5 m/s).



Εικ. 5.59 Γραφική απεικόνιση των σχέσεων, Woisin, Svensson και Knott για διάφορες ταχύτητες.

Πιο σύγχρονες μελέτες έχουν γίνει κατά καιρούς, όπως των Pederson το 1993, η οποία έδινε υπερβολικά συντηρητικές τιμές. Οι πιο διαδεδομένες εξ αυτών είναι αυτές που περικλείονται στους κινεζικούς κανονισμούς και στον ευρωκώδικα. Ξεκινώντας με τους πρώτους, η μεγάλη εμπειρία των κινέζων επιστημόνων πάνω στο συγκεκριμένο θέμα τους έχει οδηγήσει να προτείνουν μία σχετικά πλήρη λύση για τον υπολογισμό της δύναμης πρόσκρουσης. Η σχέση η οποία περιλαμβάνει ο κινεζικός κανονισμός παρουσιάζεται παρακάτω.

$$P = \gamma * v * \sin\alpha * \sqrt{\frac{W}{C_1 + C_2}} \quad (5.4)$$

όπου, P είναι η δύναμη από την πρόσπτωση σε MN, v είναι η ταχύτητα πρόσπτωσης του πλοίου σε m/s, α η γωνία πρόσπτωσης, W το βάρος του πλοίου σε MN, C₁, C₂ εκφράζουν την ευελιξία του πλοίου και του πυλώνα. Το άθροισμα C₁ + C₂ μπορεί να θεωρηθεί ίσο με 0,5 m/MN όταν δεν διαθέτουμε περαιτέρω πληροφορίες. Τέλος, ο συντελεστής γ είναι ένας μειωτικός παράγοντας για να εκφράσει το γεγονός ότι η γέφυρα απορροφά μόνο ένα μέρος της κινητικής ενέργειας του πλοίου. Έτσι ο συντελεστής αυτός παίρνει τιμή 0,3 s/m^{0.5} για μία κανονική σύγκρουση και 0,2 s/m^{0.5} για μία πλάγια. Η παραπάνω σχέση προτείνεται να εφαρμόζεται σε στατικές αναλύσεις (Wang L. et al. 2008).

Με βάσει τα δεδομένα του δικού μας προβλήματος, η εξίσωση (5.4) θα μας δώσει μία δύναμη πρόσκρουσης της τάξης των 150 MN, για ταχύτητα πτώσης του πλοίου ίση με 7,5 m/s. Η τιμή αυτή είναι αρκετά μικρή σε σχέση με τις προηγούμενες μεθόδους, και η διαφορά αυτή οφείλεται στο συντελεστή γ. Οι τιμές, οι οποίες

προτείνονται από τον κινέζικος κανονισμός, θα μπορούσαν να χαρακτηριστούν αρκετά χαμηλές, ειδικότερα αν σκεφτεί κανείς, ότι αφορούν στατικές ελαστικές και όχι δυναμικές μη γραμμικές αναλύσεις.

Αντιθέτως με τον κινέζικο κανονισμό, ο ευρωκώδικας αφήνει το περιθώριο επιλογής της μεθόδου που θα εφαρμοστεί, προτείνοντας και για τις δύο περιπτώσεις, διαφορετικές σχέσεις για τον υπολογισμό της δύναμης πρόσκρουσης. Συγκεκριμένα ο ευρωπαϊκός κανονισμός ασχολείται μ' αυτό το σενάριο στο κεφάλαιο 1.7 του ευρωκώδικα 1, το οποίο κεφάλαιο αφορά τυχηματικές φορτίσεις. Στην παράγραφο 4.6 διαχωρίζει το πρόβλημα ανάλογα με τη θέση που βρίσκεται η κατασκευή που θέλουμε να προστατέψουμε. Στη δικιά μας περίπτωση η προβλήτα αποτελεί έργο ανοικτής θαλάσσης.

Έτσι λοιπόν ο ευρωκώδικας μέσω του πίνακα 4.6.2 που περιέχει, παρέχει έτοιμες τιμές δυνάμεων προσκρούσεις, για διάφορα μεγέθη πλοίων. Οι τιμές αυτές αφορούν δυναμικές αναλύσεις για περίπτωση μετωπικής σύγκρουσης. Σε περίπτωση που θελήσουμε να κάνουμε μία στατική ανάλυση, προτείνει έναν επ' αυξητικό συντελεστή επί των τιμών του πίνακα, που κυμαίνεται από 1,3 έως 1,7, ενώ στην περίπτωση που η σύγκρουση δεν είναι μετωπική προτείνει την απομείωση των τιμών του πίνακα κατά 70 %. Επίσης, μέσα στο κείμενό του, ο κανονισμός ορίζει την περιοχή που μπορεί να ασκηθεί η δύναμη, η οποία έχει ύψος $0,05 \cdot l$ και πλάτος $0,1 \cdot l$, όπου l είναι το μήκος του προσπίπτοντος πλοίου.

Πέρα όμως από τον έτοιμο πίνακα, ο ευρωκώδικας μας παρέχει τη δυνατότητα να υπολογίσουμε τη δύναμη πρόσκρουσης και με αναλυτικές σχέσεις, τις οποίες θα τις εφαρμόσουμε και στο παράδειγμά μας. Σύμφωνα με το παράρτημα C του EC1 μέρος 1.7, η δύναμη F , για την περίπτωση αμετακίνητης και άκαμπτης κατασκευής, θα εξαρτάται από τη δυσκαμψία της, όπως και από την ταχύτητα και τη μάζα του πλοίου, σύμφωνα με την παρακάτω σχέση, η οποία αφορά μία πλήρως δυναμική ανάλυση.

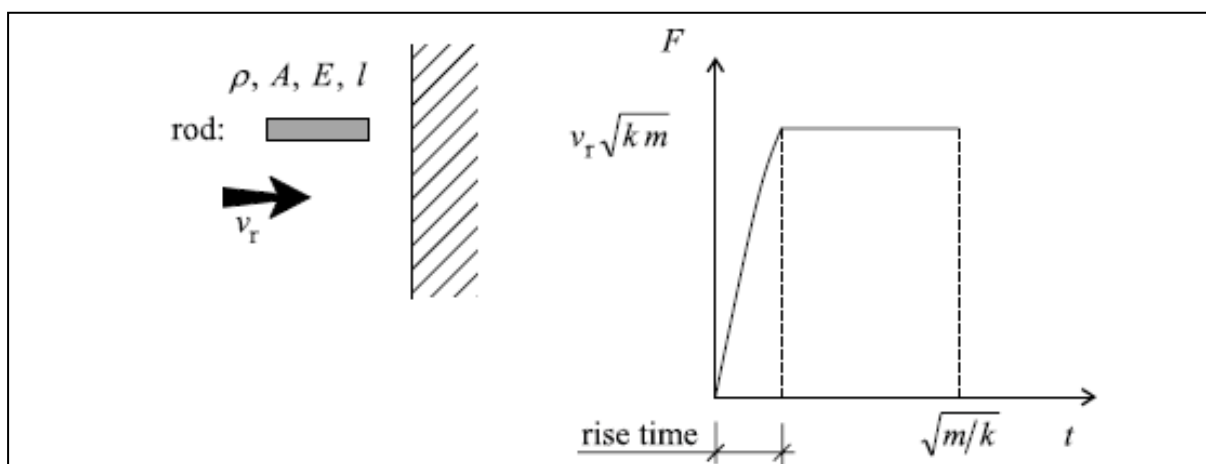
$$F = v \cdot \sqrt{k \cdot m} \quad (5.5)$$

όπου v είναι η ταχύτητα του πλοίου σε m/s, k η ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία της κατασκευής και m η μάζα του πλοίου. Αν θεωρήσουμε ένα ισοδύναμο μοντέλο, όπου το πλοίο θα είναι μία ράβδος και η κατασκευή ένας ακλόνητος τοίχος, η δυσκαμψία k , η οποία εκφράζει το λόγο της δύναμης F ως προς τη μέγιστη μετατόπιση, και η μάζα m , θα ισούνται αντίστοιχα με :

$$k = E \cdot \frac{A}{L} \quad (5.6)$$

$$m = \rho \cdot A \cdot L \quad (5.7)$$

Όπου, ρ είναι η πυκνότητα της ράβδου, L το μήκος της, E το μέτρο ελαστικότητας, και A το εμβαδόν της διατομής της. Η χρονοϊστορία της φόρτισης, σύμφωνα με τον κανονισμό, μπορεί να έχει τη μορφή της εικόνας 5.60.



Εικ. 5.60 Μοντέλο ράβδου άκαμπτου τοίχου και χρονοϊστορίας φόρτισης [EC1, Part 1.7, Figure C.1].

Πέρα όμως από τις παραπάνω σχέσεις, ο ευρωκώδικας παρέχει τη δυνατότητα υπολογισμού της δύναμης και με μία ακόμη διαφορετική εξίσωση, η οποία αφορά περιπτώσεις σαν και τη δικιά μας, όπου το προσπίπτων πλοίο διαθέτει νεκρό βάρος μεγαλύτερο από 500 DWT και μικρότερο από 300.000 DWT. Σύμφωνα λοιπόν με τη σημείωση 4 του παραρτήματος C.4, η δύναμη πρόσκρουσης θα ισούται με:

$$F = \begin{cases} F_0 * \bar{L} * [\bar{E}_{imp} + (5 - \bar{L}) * \bar{L}^{1,6}]^{0,5} & \text{για } \bar{E}_{imp} \geq \bar{L}^{2,6} \\ 2,24 * P_0 * [\bar{E}_{imp} * \bar{L}]^{0,5} & \text{για } \bar{E}_{imp} \leq \bar{L}^{2,6} \end{cases} \quad (5.8)$$

Όπου:

$$\bar{L} = \frac{L_{pp}}{275} \quad (m) \quad (5.9)$$

$$\bar{E} = \frac{E_{imp}}{1425} \quad (MNm) \quad (5.10)$$

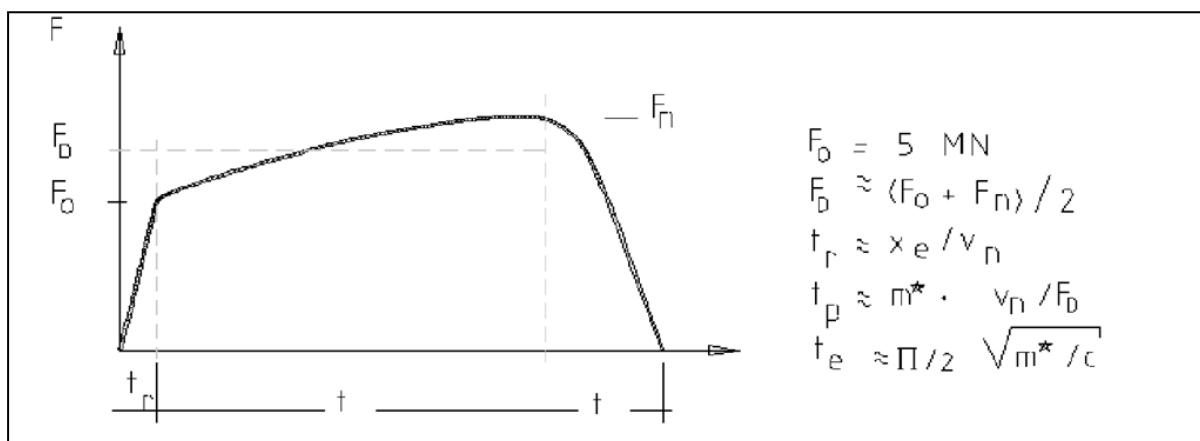
$$E_{imp} = \frac{1}{2} * m_x v_0^2 \quad (5.11)$$

Στις παραπάνω σχέσεις, το F είναι η μέγιστη δύναμη πρόσκρουσης σε MN και F₀ η δύναμη αναφοράς, η οποία ισούται με 210 MN. Επίσης, E_{imp} είναι η ενέργεια που απορροφάται λόγω πλαστικών παραμορφώσεων, L_{pp} το μήκος του πλοίου σε m και m_x η μάζα του σε 10⁶ kg, αφού την αυξήσουμε κατά 5 %. Τέλος v₀ είναι η αρχική ταχύτητα του σκάφους, η οποία προτείνεται για έργα ανοικτή θαλάσσης να λαμβάνεται ίση με 5 m/s. Από την αρχή διατήρησης ενέργειας, προκύπτει η παραμόρφωση που θα δημιουργηθεί σύμφωνα με τη σχέση (5.12), και με βάσει αυτήν η διάρκεια της σύγκρουσης μέσω μίας ημιτονοειδής συνάρτησης (Εξ. 5.13).

$$s_{max} = \frac{\pi * E_{imp}}{2 * F} \quad (5.12)$$

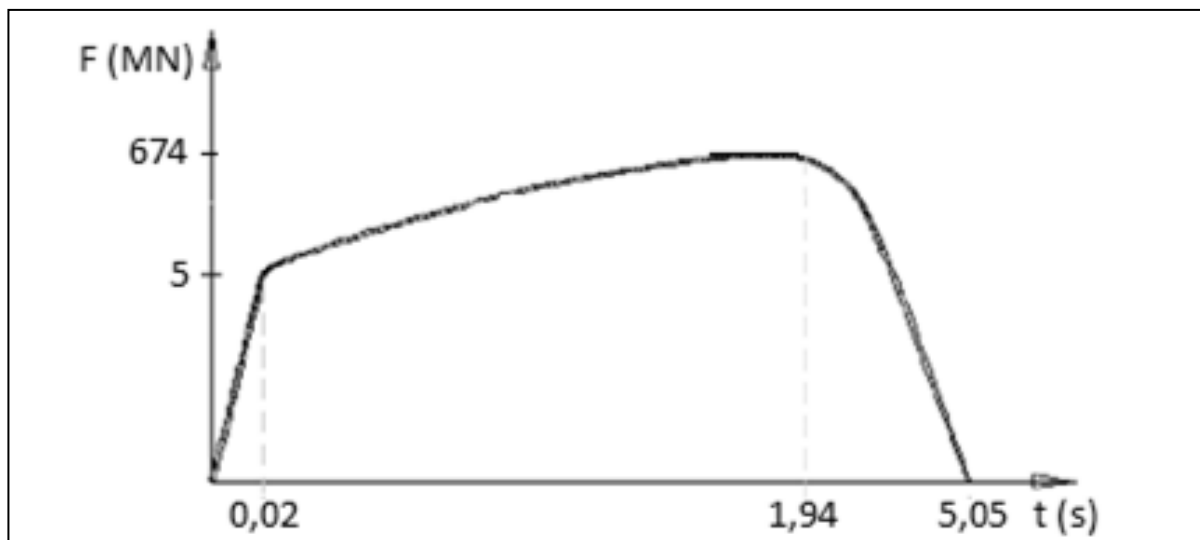
$$T_0 = 1,67 * \frac{s_{max}}{v_0} \quad (5.13)$$

Οι παραπάνω σχέσεις αφορούν δυναμικές αναλύσεις, για τις οποίες ο ευρωκώδικας προτείνει τη χρονοϊστορία της παρακάτω εικόνας. Η χρονοϊστορία αυτή, ισχύει για την περίπτωση που το F₀ είναι μεγαλύτερο από 5 MN. Σε περίπτωση που προτιμήσουμε μία ισοδύναμη στατική ανάλυση, ο κανονισμός προτείνει τη χρήση επ' αυξητικών συντελεστών. Στην περίπτωση λοιπόν μετωπικής σύγκρουσης, ο συντελεστής που δίνεται είναι 1,3, ενώ σε περίπτωση που μελετάμε πλευρική σύγκρουση, είναι 1,7.



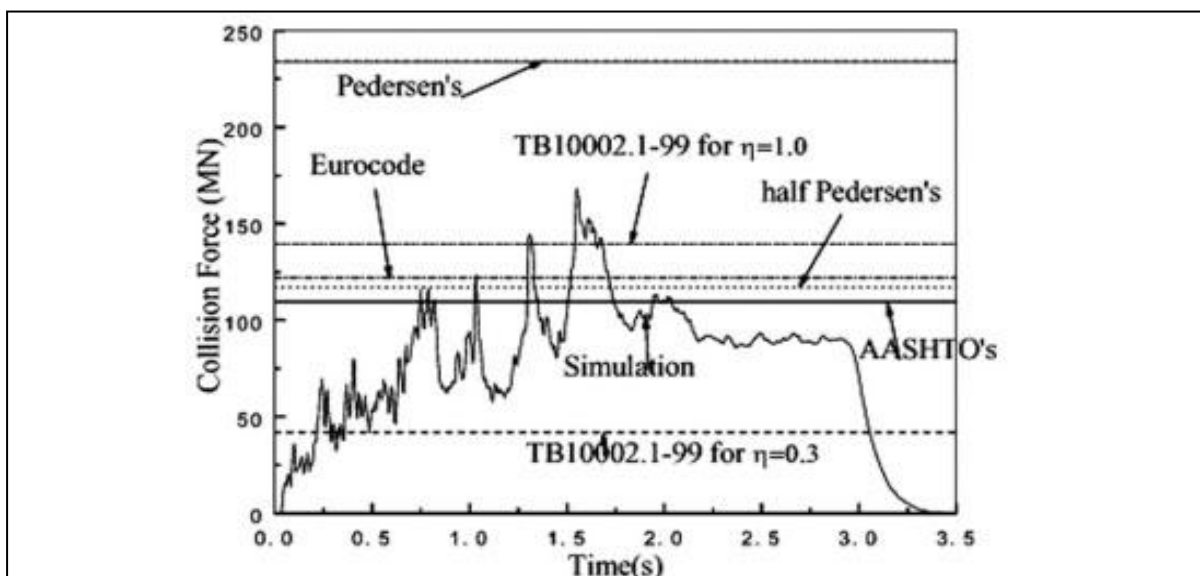
Εικ. 5.61 Χρονοϊστορία για την περίπτωση δυναμικής ανάλυσης [EC1, Part 1.7, Figure C.3].

Στην παραπάνω χρονοϊστορία, το t_r είναι το χρονικό διάστημα μέσα στο οποίο ο φορέας συμπεριφέρεται ελαστικά, t_p το αντίστοιχο διάστημα που συμπεριφέρεται πλαστικά και t_e η διάρκεια του φθίνοντα κλάδου. Όλοι οι χρόνοι μετριοούνται σε δευτερόλεπτα. Επίσης, c ορίζεται η ελαστική δυσκαμψία του πλοίου για την οποία προτείνει την τιμή 60 MN/m , ενώ m^* είναι η συνολική του μάζα. Ακόμη ο όρος x_e αντιστοιχεί στην ελαστική παραμόρφωση, η οποία προτείνεται να λαμβάνεται ίση με $0,1 \text{ m}$, ενώ v_n είναι η ταχύτητα του πλοίου, που στην περίπτωση πλευρικής σύγκρουσης πολλαπλασιάζεται με $\sin\alpha$. Τέλος, F_0 είναι η δύναμη διαρροής, F_n η μέγιστη δύναμη που αναπτύσσεται και F_D η μέση τιμή των προηγούμενων δυνάμεων. Στην περίπτωση του δικού μας προβλήματος η δύναμη πρόσκρουσης αγγίζει τα 674 MN , ενώ η χρονοϊστορία δίνεται από την επόμενη εικόνα.



Εικ. 5.62 Χρονοϊστορία για την περίπτωση δυναμικής για την περίπτωση του παραδείγματος.

Στις μέρες μας ωστόσο, με την ανάπτυξη των πεπερασμένων στοιχείων, έχουν γίνει πολλές σύγχρονες προσομοιώσεις στις οποίες περιλαμβάνονται τόσο το μοντέλο του βάρου της κατασκευής, όσο και του πλοίου. Μία τέτοια ανάλυση έχει γίνει από το πανεπιστήμιο Tongji της Shanghai για την περίπτωση ενός πλοίου 50.000 DWT το οποίο πέφτει πάνω σε έναν αμετάθετο πυλώνα (Svensson H. 2009). Μέσα από την έρευνα του πανεπιστημίου, γίνεται μία σύγκριση μερικών εκ των προαναφερθέντων κανονισμών, σε σχέση με τα αποτελέσματα της ανάλυσης (Εικ. 5.63). Από τη σύγκριση αυτή βλέπουμε ότι ο ευρωκώδικας (Εξ. 5.5) και η εξίσωση του AASHTO φαίνονται να δίνουν ασφαλή αποτελέσματα, ενώ για την εξίσωση του Pedersen θα ακούσε η μισή από την τιμή που παράγει. Επίσης, ένα άλλο συμπέρασμα που εξάγεται είναι ότι αν ο πυλώνας ήταν εύκαμπτος, η δύναμη που θα αναπτυσσόταν θα ήταν η μισή σε σχέση με την περίπτωση άκαμπτου βάρου.



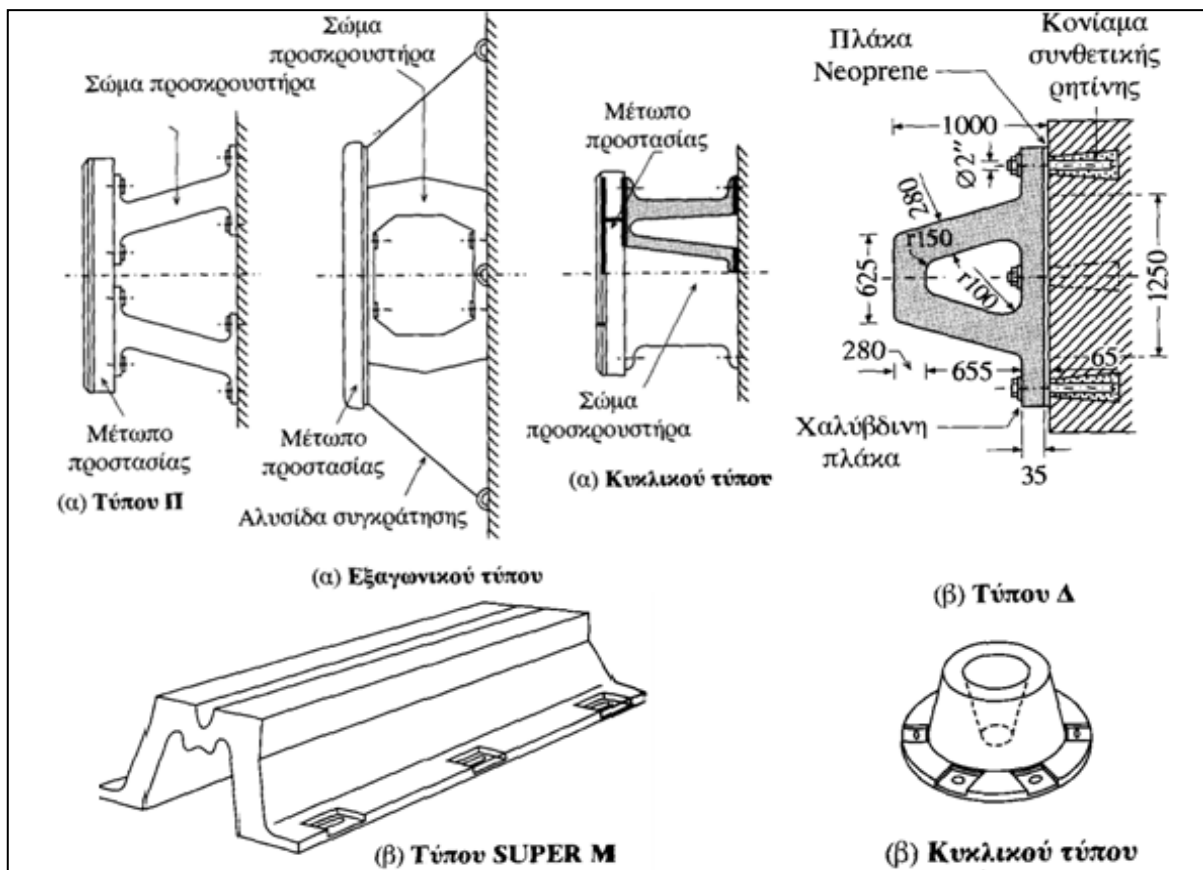
Εικ. 5.63 Αποτελέσματα έρευνας πανεπιστημίου Tongji για πτώση πλοίου 50.000 DWT [Svensson H. 2009].

Αφού λοιπόν προσδιορίσαμε τη δύναμη πρόσκρουσης, είμαστε σε θέση να διαστασιολογήσουμε την προστατευτική μας διάταξη. Κατά καιρούς έχουν χρησιμοποιηθεί, σε διάφορα έργα, διάφορα είδη προστατευτικών διατάξεων, ανάλογα με τις συνθήκες που επικρατούν. Παρακάτω θα παρουσιάσουμε τους κυριότερους τρόπους, για την προστασία των βάθρων μίας κατασκευής, μέσα από πραγματικά παραδείγματα. Τα παραδείγματα αυτά αφορούν κυρίως γέφυρες, μιας και είναι το κατ' εξοχήν έργο μηχανικού που απειλείται από πτώση πλοίου. Ωστόσο, μπορεί να υπάρξει πλήρη αντιστοιχία με το δικό μας πρόβλημα, αφού η προβλήτα αποτελεί ένα είδος γέφυρας.

5.7.2 Προσκρουστήρες

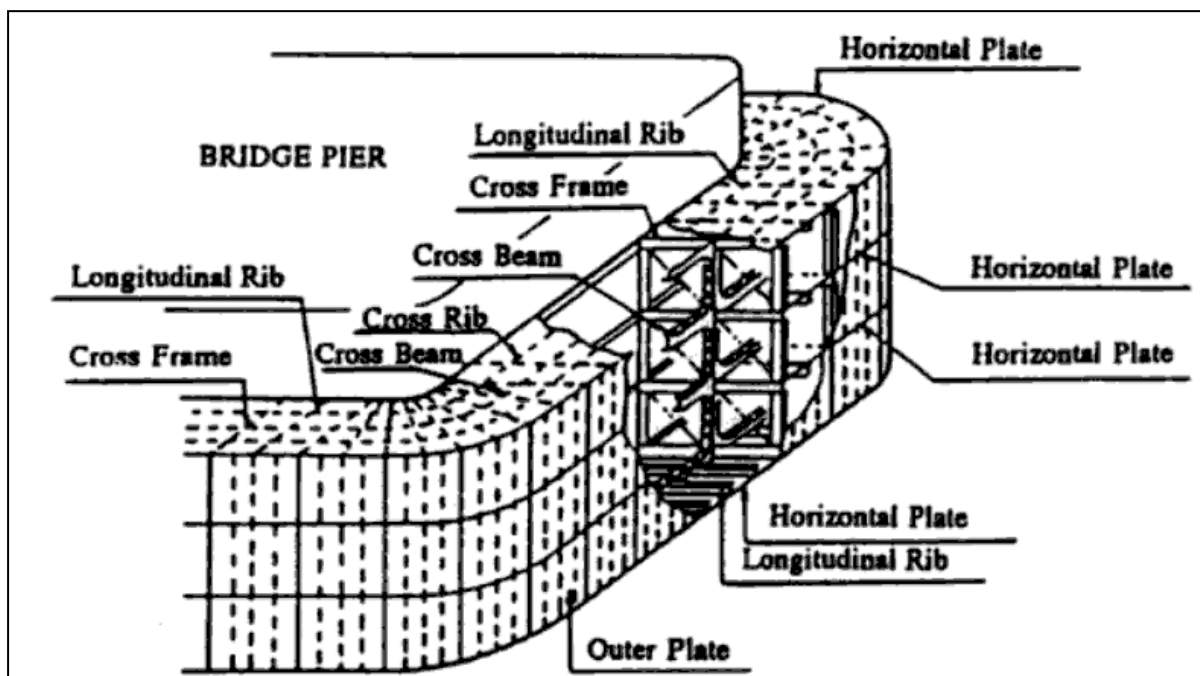
Μπορούμε να συναντήσουμε προσκρουστήρες από διάφορα υλικά, εκ των οποίων πιο διαδεδομένα είναι ο χάλυβας, το καουτσούκ, το ξύλο, και ο συνδιασμός αυτών. Τοποθετούνται πάνω στους πυλώνες της κατασκευής είτε κατά την οριζόντια είτε κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Υπάρχουν πολλοί τύποι προσκρουστήρων, μερικοί εκ των οποίων καλύπτονται από ευρεσιτεχνίες μεγάλων εταιριών. Η πλειονότητα των τύπων αυτών, βασίζονται στην αρχή μετατροπής της κινητικής ενέργειας σε δυναμική ενέργεια του προσκρουστήρα, ή αν πρόκειται για υδραυλικούς τη μετατρέπουν σε θερμότητα μέσω της τριβής. Οι πιο κατάλληλοι προσκρουστήρες για την περίπτωση του δικού μας προβλήματος, είναι μεταλλικοί προσκρουστήρες λυγισμού, οι οποίοι είναι μίας χρήσεως και καταναλώνουν την κινητική ενέργεια σε μόνιμη ελαστική παραμόρφωση (Memos K. 2008).

Ο τύπος αυτός προσκρουστήρων (buckling fenders) είναι αρκετά διαδεδομένος λόγω της μεγάλης απορρόφησης κινητικής ενέργειας για σχετικά μικρή παραμόρφωση, που προκαλείται από το συνδιασμό θλιπτικών και καμπτικών δράσεων. Υπάρχει μεγάλη ποικιλία τέτοιων προσκρουστήρων (Εικ. 5.64) και στα βασικά τους πλεονεκτήματα, εκτός της απόδοσής τους είναι ότι εγκαθίστανται εύκολα, χωρίς να απαιτούν ξεχωριστές διατάξεις για την τοποθέτησή τους. Από την άλλη μεριά, αν και είναι πολύ οικονομικοί για μικρά πλοία, το κόστος τους αυξάνει δραματικά με την αύξηση του μεγέθους της δύναμης που είναι σχεδιασμένοι να αντιμετωπίσουν. Επίσης, με το πέρασ του κινδύνου δεν παρέχουν καμία προστασία για μελλοντικά γεγονότα γι' αυτό και απαιτούν αντικατάσταση. Τέλος, είναι ευαίσθητοι σε χημικές αντιδράσεις (σκουριά) και σε κόπωση.



Εικ. 5.64 Προσκρουστήρες λυγισμού : (α) με μέτωπο επαφής, (β) χωρίς μέτωπο επαφής [Memos K. 2008].

Παραδείγματα έργων στα οποία έχουν κατά καιρούς χρησιμοποιηθεί προσκρουστήρες λυγισμού είναι πολλά, όπως στη γέφυρα Bisan-Seto στην Ιαπωνία (Εικ. 5.65). Πέρα όμως από τους μεταλλικούς προσκρουστήρες, ευρεία εφαρμογή έχουν γνωρίσει, ιδιαίτερα τα τελευταία χρόνια, οι πνευματικοί προσκρουστήρες, αυτοί που διαθέτουν γέμιση με αφρώδες υλικό, και οι ελαστικοί. Οι πρώτοι και οι δεύτεροι βασίζονται στην απορρόφηση της κινητικής ενέργειας, μέσω της συμπίεσης του αέρα που περιέχουν, ενώ οι τρίτοι τη μετατρέπουν σε δυναμική μέσω συνδυασμού θλίψης και κάμψης των ελαστικών στοιχείων. Στις εικόνες 5.66 και 5.67 μπορούμε να διακρίνουμε μερικές τέτοιες περιπτώσεις. Σε σχέση με τους αντίστοιχους μεταλλικούς, αυτοί οι προσκρουστήρες μπορούν να επαναχρησιμοποιηθούν, αλλά είναι ευαίσθητοι στην ηλιακή ακτινοβολία, με αποτέλεσμα να χρειάζονται αντικατάσταση περιοδικά, λόγω γήρανσης.



Εικ. 5.65 Μεταλλικός προσκρουστήρας λυγισμού στη γέφυρα Bisan-Seto στην Ιαπωνία [Larsen D Ole 1993].



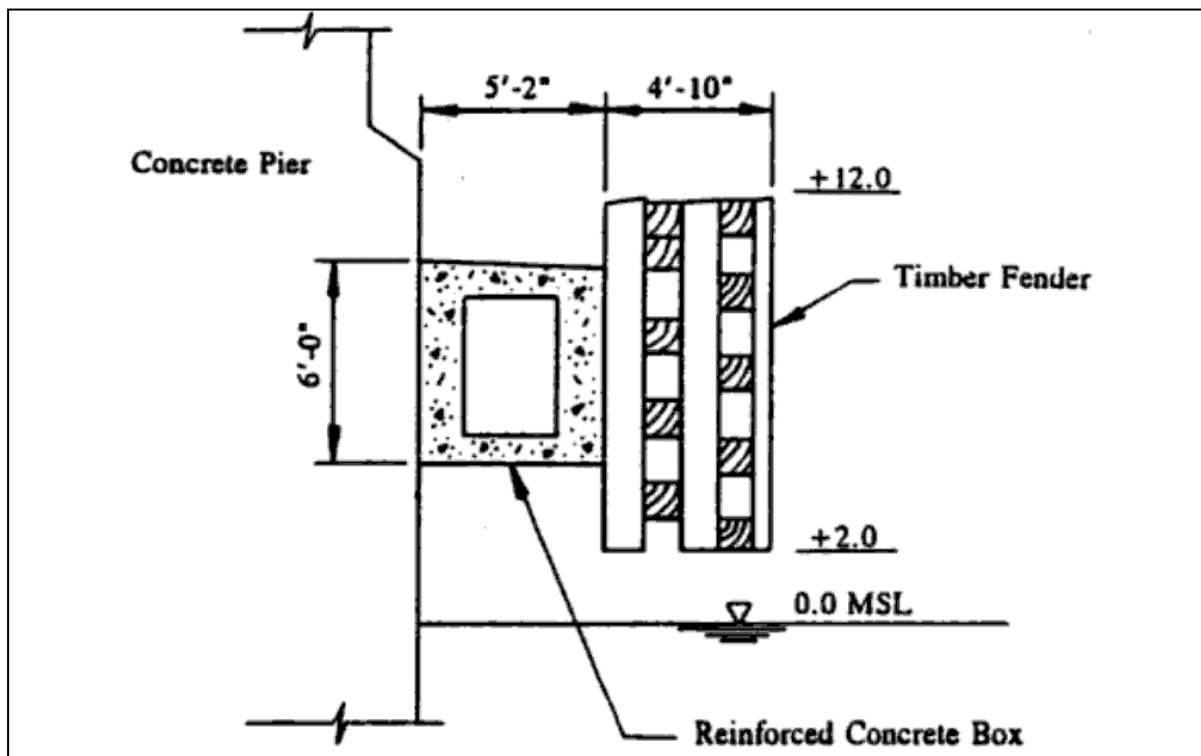
Εικ. 5.66 Ελαστικοί προσκρουστήρες [Qingdao E.M.E. 2010].



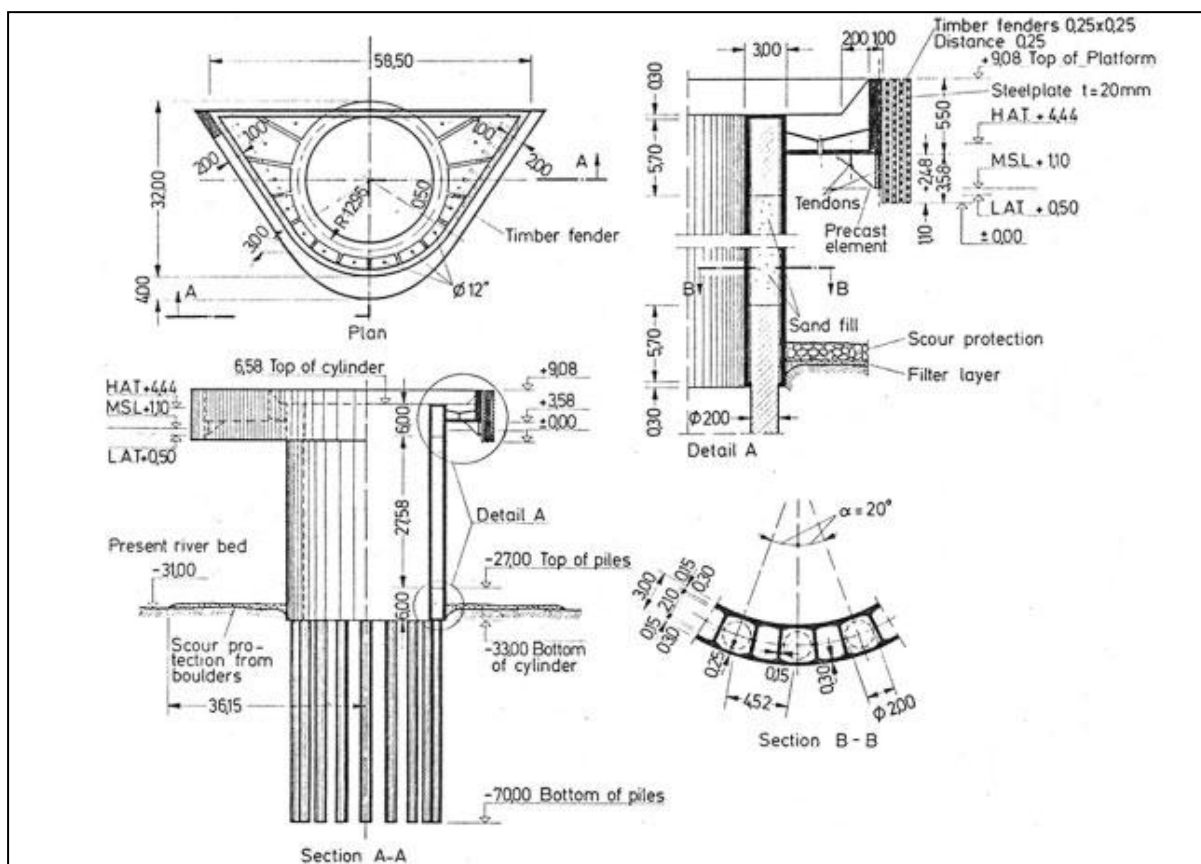
Εικ. 5.67 Πνευματικοί προσκρουστήρες [Qingdao E.M.E. 2010].

Τέλος, σε πολλά έργα συναντάμε προσκρουστήρες που αποτελούνται κυρίως από ξύλο. Σε αυτήν την περίπτωση, η κινητική ενέργεια απορροφάται από τις ελαστικές παραμορφώσεις και το θρυμματισμό των ξύλινων μελών. Το κόστος αυτών των διατάξεων είναι αρκετά χαμηλό, ιδιαίτερα για προστασία από μικρά πλοία και συνήθως συνδυάζονται με σκυροδετημένες κατασκευές για επιπλέον αντοχή (Εικ. 5.68). Μερικά από τα έργα που έχουν χρησιμοποιηθεί αυτές οι διατάξεις είναι η γέφυρα Francis Scott Key στις Η.Π.Α (Εικ. 5.68) και η γέφυρα Zarate Brazo-Largo στην Αργεντινή (Εικ. 5.69). Στην τελευταία μάλιστα, η χρησιμοποίησή

προσκρουστήρων ήταν η μόνη λύση, αφού η γέφυρα είχε ήδη κατασκευαστεί όταν προέκυψε η ανάγκη για την προστασία της, ενώ το μεγάλο βάθος στο οποίο ήταν θεμελιωμένη καθιστούσε ασύμφορη τη δημιουργία κάποιου ανεξάρτητου έργου, όπως ένα τεχνητό νησί.



Εικ. 5.68 Προσκρουστήρας από σκυρόδεμα και ξύλο της γέφυρας Francis Scott Key [Larsen D Ole 1993].



Εικ. 5.69 Διάταξη προσκρουστήρων στη γέφυρα Zarate Brazo-Largo στην Αργεντινή [Svensson H. 2009].

5.7.3 Σύστημα προστασίας με πασσάλους

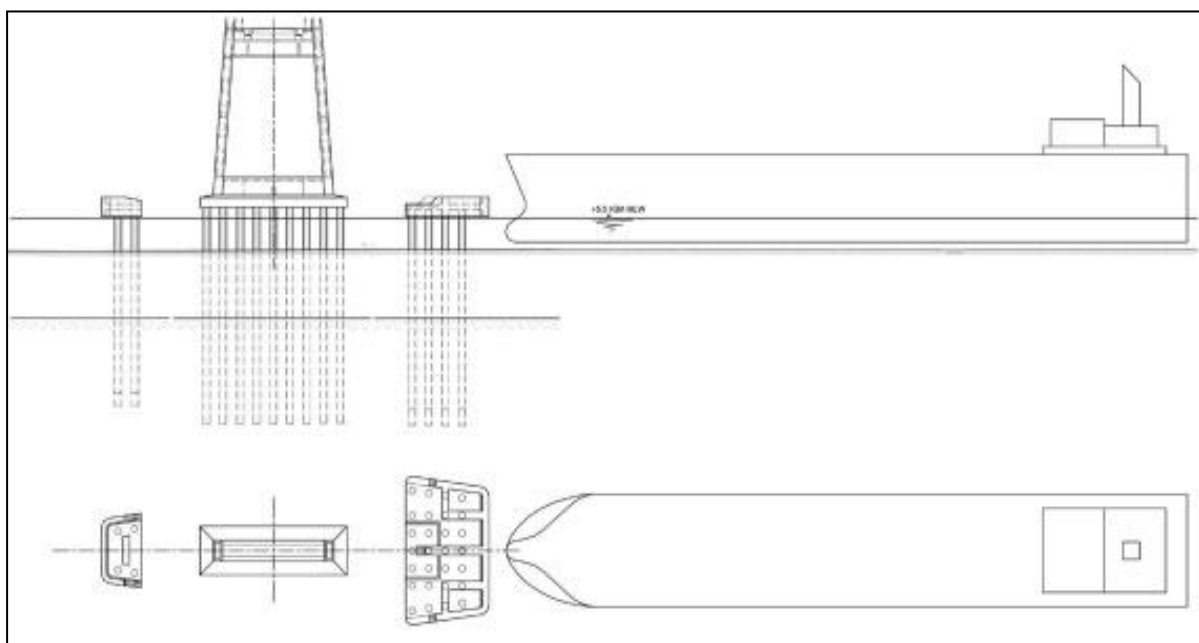
Το σύστημα αυτό μπορεί να ποικίλει από ένα οικονομικό σύμπλεγμα ξύλινων πασσάλων, ικανούς να αντισταθούν μόνο σε μικρές συγκρούσεις, έως μεγάλης διαμέτρου μεταλλικούς πασσάλους που συνδέονται μεταξύ τους με μία άκαμπτη ή εύκαμπτη πλάκα. Η διάταξή τους, τις περισσότερες φορές είναι τελείως ανεξάρτητη από τα βάθρα της κατασκευής, όπως στη περίπτωση της γέφυρας Tromsø της Νορβηγίας, ωστόσο υπάρχει και η δυνατότητα να συνδέονται με αυτά όπως στη γέφυρα San Mateo – Hayward.

Οι διατάξεις αυτές, λόγω των μεγάλων δυνάμεων που έχουν να αντιμετωπίσουν, στην περίπτωση που κάποιο πλοίο προσκρούσει πάνω τους, επιτρέπονται να αναπτύξουν πλαστικές παραμορφώσεις ή και να θρυμματιστούν, αρκεί το πλοίο να σταματήσει πριν φτάσει στα βάθρα, ή αν φτάσει, η δύναμη που θα ασκήσει στη θεμελίωση να μην ξεπεράσει την αντοχή της. Γι' αυτό το λόγο, οι διατάξεις αυτές χαρακτηρίζονται και ως συσκευές θυσιασμού (ή sacrificial structures, όπως είναι γνωστές στη διεθνή ορολογία). Πολλές φορές για να βελτιωθεί η απόκρισή τους συνδυάζονται με κάποιους προσκρουστήρες.

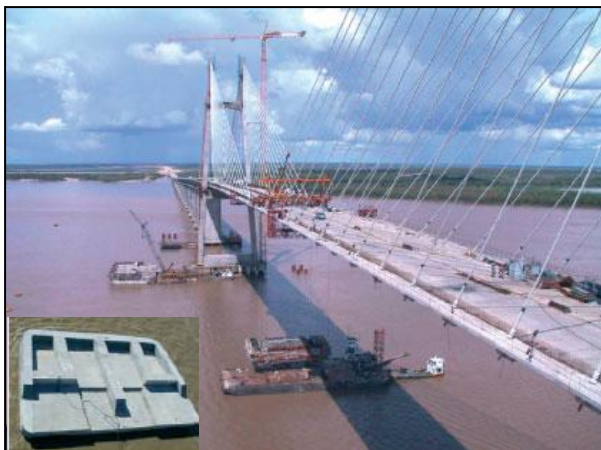
Χαρακτηριστικό παράδειγμα εφαρμογής αυτής της μεθόδου, αποτελεί η περίπτωση της γέφυρας Rosario-Victoria Crossing, στο ποτάμι Parana στην Αργεντινή (Εικ. 5.70). Στην περίπτωση αυτή, τα βάθρα της γέφυρας στηρίζονται πάνω σε πασσάλους που φτάνουν τα 30 m βάθος. Για τον υπολογισμό του φορτίου λήφθηκε υπόψη πλοίο σχεδιασμού 43.000 DWT και ταχύτητα πτώσης 4.6 m/s. Η δύναμη που παραγόταν, σύμφωνα με τη σχέση AASHTO (Εξ. 5.3) ήταν 118 MN, ενώ σύμφωνα με Pederson 228 MN (Svensson H. 2009).

Το τελικό ύψος των πασσάλων που χρησιμοποιήθηκαν έφτασε τα 42 m από τον πυθμένα, λαμβάνοντας υπόψη και τη διακύμανση της στάθμης που έφτανε μέχρι και τα 6 m. Λόγω των δύσκολων γεωτεχνικών και υδραυλικών συνθηκών, οι πάσσαλοι αυτοί θα ήταν τελείως αντικοινωνικό να αντιδράσουν ελαστικά σε περίπτωση πτώσης κάποιου πλοίου. Για το λόγο αυτό, στο σχεδιασμό έγινε δεκτή η ανάπτυξη μόνιμων παραμορφώσεων και πλαστικών αρθρώσεων.

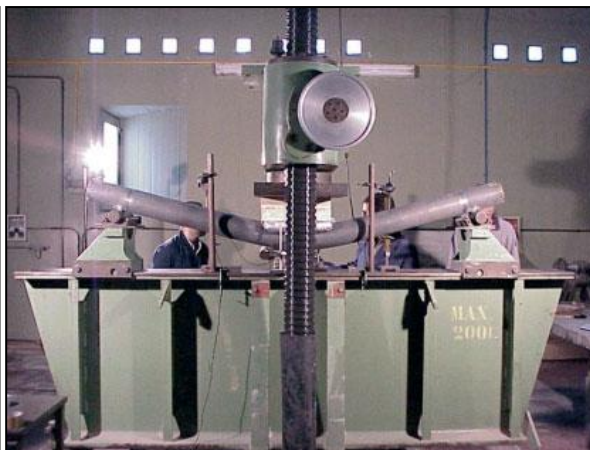
Η προστατευτική κατασκευή, η οποία δημιουργήθηκε, διαθέτει μία σκυροδετημένη πλάκα, που συνδέει τους πασσάλους μεταξύ τους (Εικ. 5.71). Οι πάσσαλοι που χρησιμοποιήθηκαν, είναι χαλύβδινοι, σωληνωτής διατομής διαμέτρου δύο m, γεμισμένοι με σκυρόδεμα, για ακόμα μεγαλύτερη αντοχή. Η όλη διάταξη τοποθετήθηκε σε απόσταση 17,5 m από τα βάθρα της γέφυρας, ώστε να υπάρχει αρκετός χώρος να αναπτυχθούν οι πλαστικές παραμορφώσεις. Η αντοχή και η παραμορφωσιμότητα των πασσάλων δοκιμάστηκε στο εργαστήριο, με διάφορες δοκιμές, αυξάνοντας έτσι την ευρωστία της διάταξης (Εικ. 5.72).



Εικ. 5.70 Προστατευτική διάταξη με πασσάλους στη γέφυρα Rosario-Victoria Crossing [Svensson H. 2009].



Εικ. 5.71 Φάση κατασκευής, προστατευτικής διάταξης με πασσάλους, στη γέφυρα Rosario-Victoria Crossing [Svensson H. 2009].

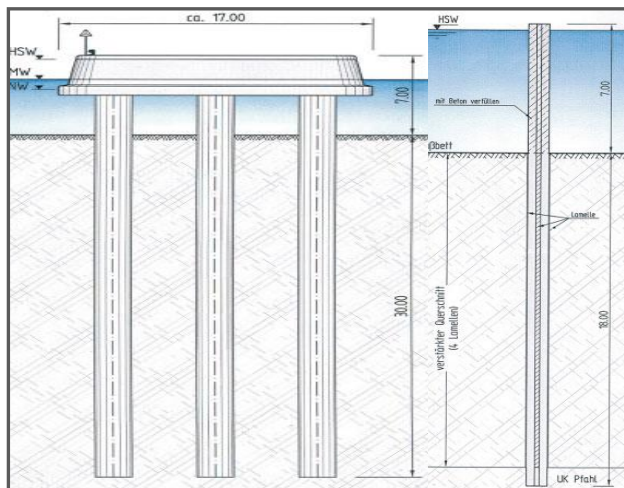


Εικ. 5.72 Πειραματικός έλεγχος αντοχής και παραμορφωσιμότητας πασσάλων [Svensson H. 2009].

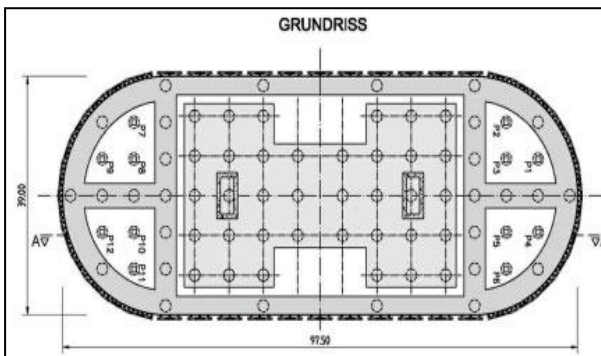
Άλλες γνωστές περιπτώσεις κατασκευών που προστατεύτηκαν με τη χρήση πασσάλων, είναι οι γέφυρες River Rhine και Orinoco. Στην πρώτη, αν και ο κύριος πυλώνας είχε διαστασιοποιηθεί να αντέξει σε μία σύγκρουση, για τα υπόλοιπα βάθρα χρειάστηκε η διάταξη της εικόνας 5.73. Ομοίως σε αυτήν την περίπτωση, οι πάσσαλοι ήταν σωληνωτές διατομής γεμισμένοι με σκυρόδεμα (Εικ. 5.74). Για την περίπτωση της Orinoco, η προστατευτική διάταξη αποτελούνταν από σκυροδετημένες δοκούς περιμετρικά του βάθρου που στηρίζονταν πάνω σε χαλύβδινους πασσάλους, όπως φαίνεται και στις εικόνες 5.75 και 5.76.



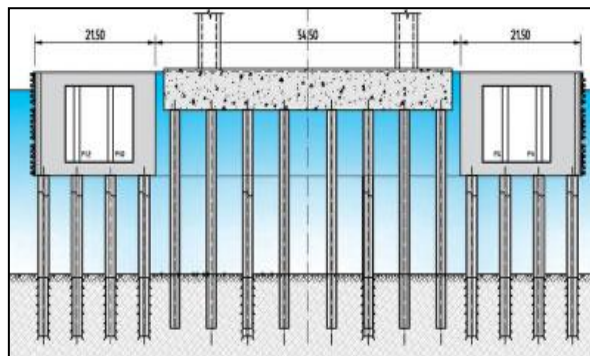
Εικ. 5.73 Γέφυρα River Rhine [Svensson H. 2009].



Εικ. 5.74 Προστατευτική διάταξη στη γέφυρα River Rhine και λεπτομέρεια πασσάλου [Svensson H. 2009].



Εικ. 5.75 Προστατευτική διάταξη στη γέφυρα Orinoco [Svensson H. 2009].



Εικ. 5.76 Προστατευτική διάταξη στη γέφυρα Orinoco [Svensson H. 2009].

5.7.4 Προστατευτικές διατάξεις “Dolphin”

Οι διατάξεις τύπου Dolphin, είναι κυλινδρικά κιβώτια, που αποτελούνται περιμετρικά από χαλύβδινα ελάσματα και στην οροφή τους από πλάκα σκυροδέματος. Το εσωτερικό τους γεμίζει με βράχους ή σκυρόδεμα. Επίσης, εκτός από χαλύβδινα ελάσματα, μπορεί να αποτελούνται εξολοκλήρου από προκατασκευασμένα στοιχεία από άλλα υλικά, όπως από σκυρόδεμα. Οι συσκευές αυτές, αφού κατασκευαστούν, μεταφέρονται στην επιθυμητή θέση, όπου και τοποθετούνται πάνω σε πασσάλους, ή αφήνονται να επιπλεύσουν (Henrik Gluver, 1998).

Οι κυλινδρικές αυτές διατομές συναντιούνται, από πέντε με 6 m, μέχρι είκοσι ή και 25 m, ανάλογα το μέγεθος του πλοίου σχεδιασμού. Οι συσκευές αυτές, σε περίπτωση μικρών συγκρούσεων, απορροφούν την ενέργεια της κρούσης απλά παρεκκλίνοντας από τη θέση τους, αλλά σε περίπτωση πιο βίαιων συμβάντων, περιστρέφονται και παραμορφώνονται, ενώ μπορεί και να θρυμματιστούν ανάλογα με την ποσότητα της ενέργειας που έχουν να απορροφήσουν (Larsen D Ole 1993).

Επίσης, πέρα από την παραμόρφωση της ίδιας της κατασκευής, η απορρόφηση ενέργειας της κρούσης γίνεται μέσω της σύνθλιψης και της ανύψωσης της πλώρης του σκάφους. Με τον τρόπο αυτό, δημιουργούνται μεγάλες δυνάμεις τριβής μεταξύ σκάφους και δελφινιού, που συνεπάγονται διάχυση ενέργειας στο περιβάλλον με τη μορφή θερμότητας. Τέλος, κατά τη διάρκεια της κρούσης και της μετακίνησης της κατασκευής, δημιουργούνται μεγάλες αναταράξεις στο νερό, που ως αποτέλεσμα έχουν τη διάχυση στο περιβάλλον σημαντικού ποσοστού ενέργειας (Larsen D Ole 1993).

Στα βασικά πλεονεκτήματα αυτών των συσκευών είναι το γεγονός ότι είναι ανεξάρτητες από τα βάθρα του φορέα μας, με αποτέλεσμα να σταματούν τον κίνδυνό πριν αυτός φτάσει στην κατασκευή μας. Επίσης, είναι αρκετά εύκολες στην κατασκευή και τοποθέτησή τους, ιδανικές για υφιστάμενες κατασκευές. Ακόμη, είναι και αρκετά οικονομικά όταν πρόκειται για προστασία από μικρά και μεσαία πλοία, ειδικά αν το βάθος της θάλασσας δεν ξεπερνά τα 15 m. Τέλος και το κόστος συντήρησής τους είναι αρκετά μικρό, χωρίς να χρειάζονται ιδιαίτερη προστασία (βαφή, αντικατάσταση λόγω γήρανσης κτλ).

Βασικό μειονέκτημά τους, αποτελεί η σχετικά περιορισμένη ικανότητά τους στην απορρόφηση κινητικής ενέργειας. Επίσης προκαλούν σημαντικές βλάβες στο πλοίο, που συνεπάγεται μεγάλο κίνδυνο για τους χρήστες του αλλά και το περιβάλλον σε περίπτωση διαφυγής βλαβερών ουσιών. Τέλος, σε περίπτωση μεγάλης σύγκρουσης, οι συσκευές αυτές θα πρέπει να αντικατασταθούν για να αποδώσουν στο μέλλον, επιβαρύνοντας τον κύριο του έργου με ένα σημαντικό κόστος.

Παράδειγμα κατασκευής, στην οποία έχει εφαρμοστεί αυτή η μέθοδος αποτελεί η γέφυρα Sunshine Skyway στη Φλόριντα των Η.Π.Α.. Στη γέφυρα αυτή, το Μάιο του 1980, κάτω από καταρρακτώδη βροχή και ανέμους και εξαιτίας της μηδενικής ορατότητας, ένα φορτηγό πλοίο έπεσε σε ένα από τα βάθρα του κεντρικού ανοίγματος προκαλώντας τη μερική κατάρρευση της και μαζί το θάνατο σε 40 άτομα (Wikipedia, 2011). Το συμβάν αυτό αποτέλεσε την αφορμή, για έναρξη ερευνών γύρω από την εξασφάλιση της αντοχής των γεφυρών έναντι του κινδύνου της πτώσης κάποιου πλοίου. Παρακάτω παρουσιάζονται κάποιες εικόνες από την κατάρρευση της γέφυρας.



Εικ. 5.77 Κατάρρευση γέφυρας Sunshine [Wikipedia, 2011].

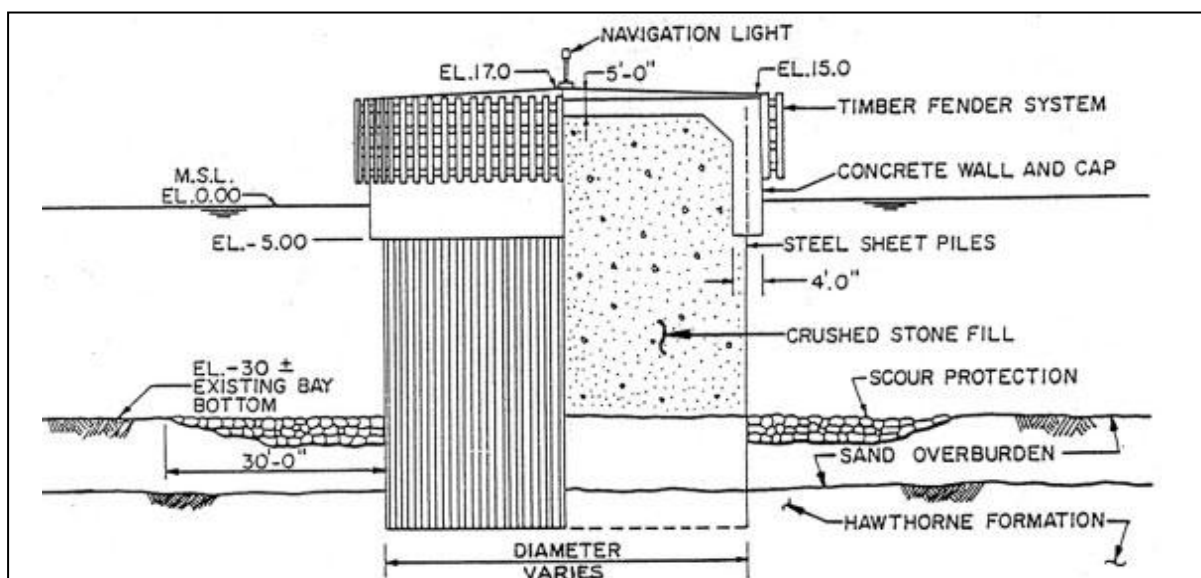


Εικ. 5.78 Κατάρρευση γέφυρας Sunshine [Wikipedia, 2011].

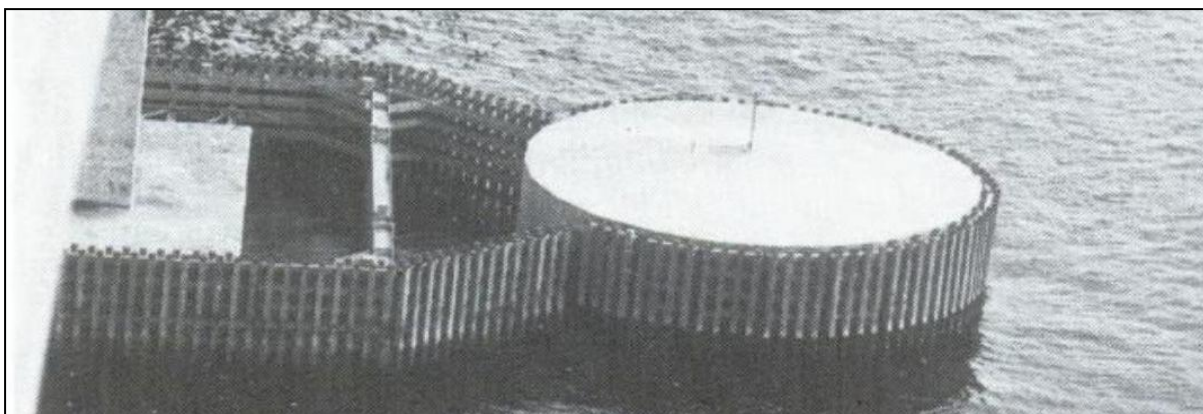
Η γέφυρα Sunshine επιδιορθώθηκε και αυτή τη φορά για τη προστασία των βάθρων του κεντρικού ανοίγματος χρησιμοποιήθηκαν τεχνητά νησιά, ενώ για τα υπόλοιπα βάθρα διατάξεις dolphin (Εικ. 5.79). Τα «δελφίνια» αποτελούνται από πασσάλους χάλυβα 18 m και ένα σκυροδετημένο καπάκι (Εικ. 5.80). Έχουν σχεδιαστεί για να αντέξουν σύγκρουση με πλοίο 87.000 DWT. Το κλειδί για τη σωστή απόκριση της διάταξης αποτελεί η άκαμπτη σύνδεση των πασσάλων με την πλάκα από σκυρόδεμα. Βέβαια σε περίπτωση σύγκρουσης με κάποιο πλοίο, όπως αναφέραμε και πιο πάνω, θα χρειαστεί να αντικατασταθούν (Svensson H. 2009). Τέλος, στις εικόνες 5.81 και 5.82 μπορούμε να παρατηρήσουμε μία γενική διάταξη τέτοιων κατασκευών.



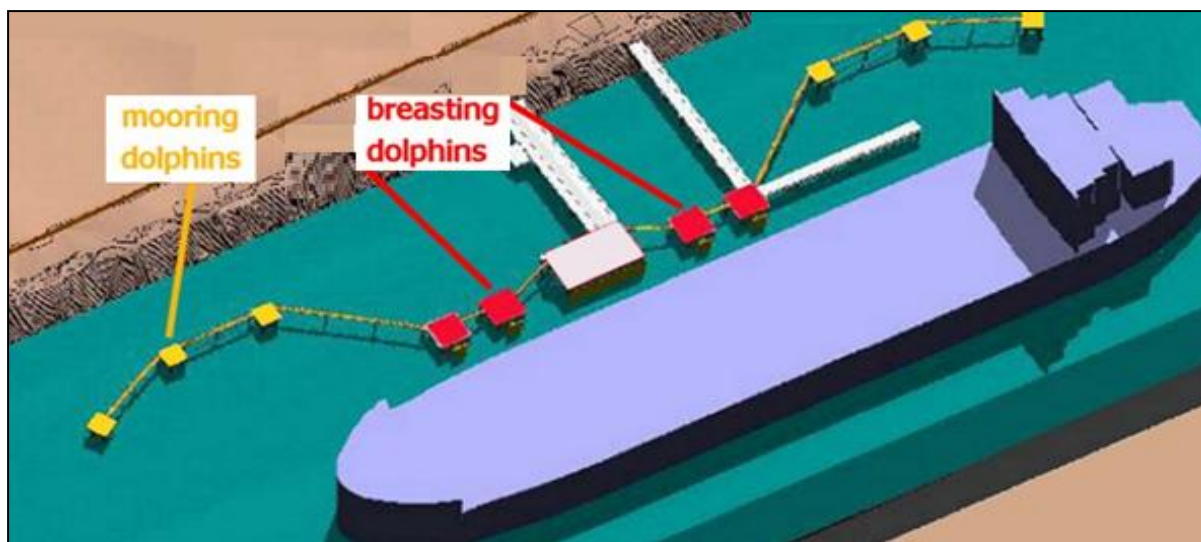
Εικ. 5.79 Η γέφυρα Sunshine Skyway με τις προστατευτικές διατάξεις στα βάθρα [Google images].



Εικ. 5.80 Λεπτομέρεια από τις διατάξεις “dolphin” στη γέφυρα Sunshine Skyway [Svensson H. 2009].



Εικ. 5.81 Γενική διάταξη συσκευών “dolphin” στη γέφυρα Sunshine Skyway [Larsen D Ole 1993].



Εικ. 5.82 Γενική διάταξη συσκευών “dolphin” [Globalsecurity.org].

5.7.5 Επιπλέουσες συσκευές προστασίας

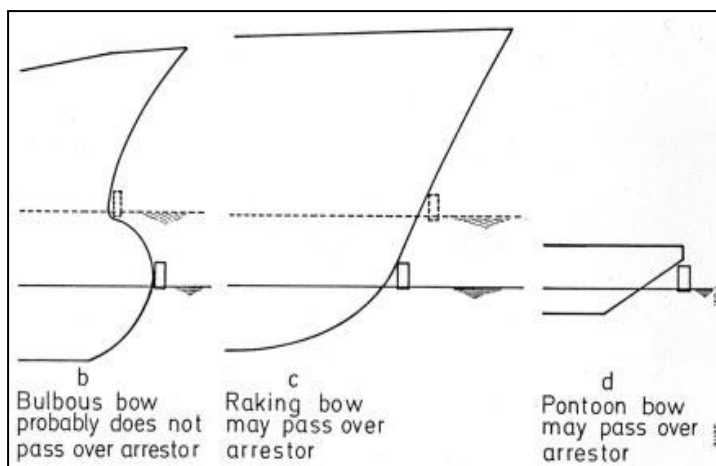
Πρόκειται για διατάξεις οι οποίες αποτελούνται συνήθως από μία συσκευή επίπλευσης και ένα καλώδιο. Το καλώδιο περνάει μέσα από τις επιπλέουσες συσκευές, ώστε να μένει στην επιφάνεια και ακυρώνεται στα άκρα του πάνω σε ακλόνητες κατασκευές (Εικ. 5.83). Η απορρόφηση της ενέργειας που παράγεται από την κρούση, μπορεί να επιτυγχάνεται είτε μέσω της πλαστιμότητας του καλωδίου και των τριβών που θα αναπτυχθούν, είτε μέσω των αγκυρώσεων του, όπου μπορεί να υπάρχουν ειδικοί υδραυλικοί αποσβεστήρες.

Όπως υποδηλώνει και το όνομά τους, αυτές οι διατάξεις δεν χρειάζονται θεμελίωση, αφού επιπλέουν και συνεπώς είναι ιδανικές για πολύ βαθιά νερά. Το γεγονός αυτό, την καθίστα την πιο οικονομική λύση ιδιαίτερα αν το βάθος είναι αρκετά μεγάλο. Χάρη σ’ αυτό το προτέρημά της, αυτή η λύση είναι ιδιαίτερα δημοφιλής και έχει χρησιμοποιηθεί σε πολλές περιπτώσεις, όπως στις γέφυρες του Queen's Walk. Ωστόσο η μέθοδος αυτή, πέρα από την οικονομικότητά της και την ευκολία εγκατάστασής της, διαθέτει πολλά μειονεκτήματα, λειτουργικά αλλά και περιβαλλοντικά.

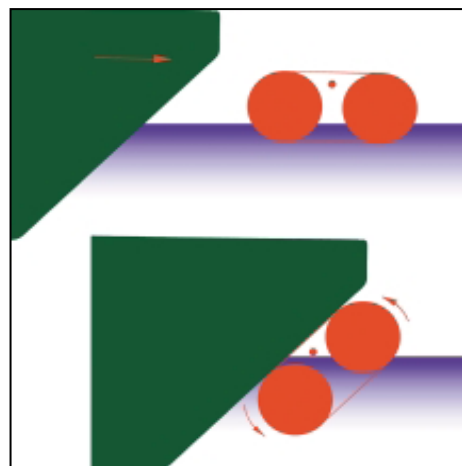
Βασικό μειονέκτημα που παρουσιάζουν αυτές οι συσκευές είναι ο κίνδυνος το πλοίο να περάσει από πάνω τους (Εικ. 5.84). Για το λόγο αυτό, συνήθως η συσκευή επίπλευσης που κρατά το καλώδιο στην επιφάνεια αποτελείται από δύο κυλίνδρους συνδεδεμένους μεταξύ τους, έτσι ώστε όταν το πλοίο πέσει πάνω στο πρώτο, η όλη διάταξη να περιστραφεί, με αποτέλεσμα ο δεύτερος κύλινδρος να ανασηκωθεί και να παρέχει μεγαλύτερη ασφάλεια (Εικ. 5.85). Πέρα απ’ αυτό τον κίνδυνο, οι συσκευές αυτές έχουν υψηλό κόστος συντήρησης και δεν είναι τόσο αποδοτικές σε περιπτώσεις μεγάλων πλοίων, όπως συμβαίνει στο δικό μας παράδειγμα.



Εικ. 5.83 Επιπλέουσες συσκευές προστασίας [Beckett T. 2001].



Εικ. 5.84 Κίνδυνος υπερπήδησης συσκευής προστασίας [Svensson H. 2009].



Εικ. 5.85 Απόκριση διάταξης στο σενάριο πρόσκρουσης πλοίου [Beckett T. 2001].

5.7.6 Τεχνητά νησιά

Όπως υποδηλώνει και το όνομα τους, πρόκειται για τεχνητά νησιά, τα οποία κατασκευάζονται, γύρω από τα βάθρα της κατασκευής που θέλουμε να προστατέψουμε. Συνήθως αποτελούνται από ένα πυρήνα, που περιέχει άμμο ή πέτρες, ο οποίος περιβάλλεται από τα εξωτερικά στρώματα, τα οποία μπορεί να αποτελούνται από μεγάλους, φυσικούς ή τεχνητούς ογκολίθους. Με τον τρόπο αυτό, επιτυγχάνεται η προστασία του πυρήνα του νησιού από τα κύματα και τα ρεύματα.

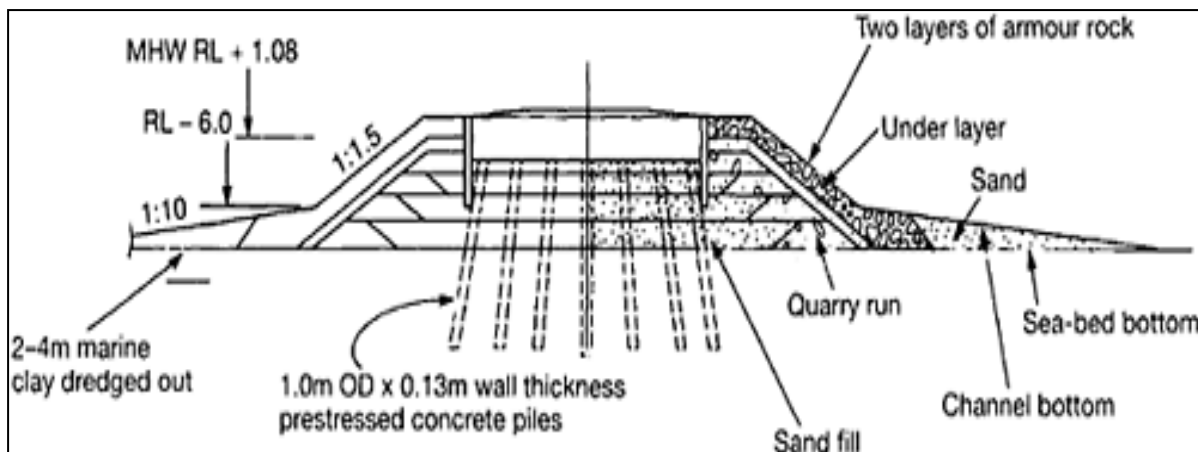
Συνήθως τα υλικά αυτά διατάσσονται σε τραπεζοειδή πρισματική μορφή με πρηνή (Εικ. 5.86), χωρίς ωστόσο να αποκλείεται και η διαμόρφωση κατακόρυφου μετώπου. Η πρώτη διάταξη υπερτερεί της δεύτερης σε αρκετά σημεία, όπως είναι η ευκολία κατασκευής και θεμελίωσης, ο μικρότερος κίνδυνος υποσκαφής και η καλύτερη απόκριση στους κυματισμούς. Επίσης, σε μερική αστοχία του έργου, η μορφή του μεταβάλλεται ομαλά και η επισκευή της διατομής είναι πιο εύκολη. Τέλος, με την τραπεζοειδή διάταξη εξασφαλίζεται μεγαλύτερη παθητική ασφάλεια για το πλοίο, καθώς η πρόσκρουση γίνεται πιο ομαλά, απ' ό,τι στα κατακόρυφα μέτωπα. Από την άλλη μεριά, τα πρηνή με τραπεζοειδή μορφή απαιτούν, πολύ μεγαλύτερο όγκο υλικών και διαθέσιμο χώρο για εκμετάλλευση, ο οποίος δεν είναι πάντοτε διαθέσιμος, όπως στην περίπτωση έργων μέσα σε ποτάμια.

Γενικά, ο μεγάλος όγκος υλικών είναι ένα σοβαρό θέμα για την περίπτωση των τεχνητών νησιών, ανεξαρτήτως διάταξης. Η προμήθειά τους και η μεταφορά τους στην περιοχή του έργου είναι μία δύσκολη υπόθεση και πρέπει να έχει βρεθεί κατάλληλο λατομείο στη γύρω περιοχή. Το μέγεθος και η διάταξη του νησιού πρέπει να είναι τέτοια, ώστε αφενός να αντεπεξέλθει της πρόσκρουσης και αφετέρου να μην επιτρέψει στο πλοίο να περάσει από πάνω του δημιουργώντας προβλήματα στο βάθρο του φορέα μας.

Επίσης, πρέπει να προβλέψουμε να μην δημιουργηθούν προβλήματα στη ναυσιπλοΐα, λόγω της μεγάλης έκτασης που καταλαμβάνουν. Ακόμη, πρόκειται για μία επέμβαση, με σημαντικές περιβαλλοντικές επιπτώσεις, τόσο στον πυθμένα όσο και στα ρεύματα, οι οποίες πρέπει να εξεταστούν με προσοχή, αν θέλουμε να δημιουργήσουμε μία πραγματικά εύρωστη κατασκευή. Τέλος, επειδή πρόκειται για ένα έργο που θα εκτελεστεί επί τόπου στο θαλάσσιο περιβάλλον, απαιτείται η ολοκλήρωση τμημάτων της κατασκευής ή τουλάχιστον η εξασφάλιση της με τη θωράκιση, ώστε να ελαχιστοποιηθεί ο κίνδυνος αστοχιών, λόγω κακοκαιρίας.

Πέρα από τα μειονεκτήματά της, η μέθοδος αυτή έχει να επιδείξει πολύ σημαντικά πλεονεκτήματα. Αποτελεί μία πολύ οικονομική λύση, για την περίπτωση που το βάθος του νερού δεν ξεπερνά τα 20 m, της οποίας το κόστος πέφτει αρκετά, αν εξασφαλίσουμε ένα κατάλληλο λατομείο κοντά στο έργο, απ' όπου θα προμηθευτούμε τις μεγάλες ποσότητες υλικών που χρειαζόμαστε. Επίσης, το κόστος συντήρησης είναι μηδενικό, ιδιαίτερα αν έχει γίνει σωστός σχεδιασμός για να μην υπάρχει υποσκαφή από τα ρεύματα. Επιπλέον, μετά από μία ισχυρή σύγκρουση δεν έχουμε ολοκληρωτική καταστροφή της προστατευτικής διάταξης και με μερικές επιδιορθώσεις θα μπορεί να ξαναχρησιμοποιηθεί χωρίς σημαντική επιβάρυνση.

Επιπρόσθετα, παρέχεται μία παθητική ασφάλεια στο πλοίο σε περίπτωση που δε χρησιμοποιηθεί κατακόρυφο πρανές. Το γεγονός αυτό είναι πολύ σημαντικό για την περίπτωση που τα πλοία, τα οποία κινούνται γύρω από το έργο μας, μεταφέρουν επικίνδυνα υλικά, όπως συμβαίνει στην περίπτωση του δικού μας παραδείγματος. Τέλος το πιο σημαντικό πλεονέκτημα είναι, ότι με το σωστό σχεδιασμό παρέχει εξαιρετική ασφάλεια στην κατασκευή μας, ακόμα και στην περίπτωση που θα αναπτυχθούν ακραίες δυνάμεις από τη σύγκρουση.



Εικ. 5.86 Προστασία βάθρου γέφυρας με χρήση τεχνητού νησιού [Tomlinson M. et al. 2008].

Ο μηχανισμός μέσω του οποίου γίνεται η απορρόφηση της ενέργειας της κρούσης, βασίζεται στη διάχυσή της στο περιβάλλον και στο ίδιο το νησί. Αφού πέσει το πλοίο πάνω στη διάταξη, ένα σημαντικό μέρος της ενέργειας απορροφάται λόγω της παραμόρφωση του πλοίου και του μετώπου του νησιού. Καθώς εξελίσσεται το φαινόμενο, το πλοίο ανασηκώνεται, δημιουργώντας σημαντικές αναταράξεις στα νερά, που σημαίνει μεταφορά ενέργειας στη θάλασσα. Στη συνέχεια το πλοίο αρχίζει να κινείται πάνω στο πρανές του νησιού, αν αυτό είναι τραπεζοειδούς διάταξης, μεταφέροντας μέσω τριβής σημαντικά ποσά ενέργειας στο περιβάλλον με τη μορφή θερμότητας. Αν η προστατευτική μας διάταξη έχει κατακόρυφο πρανές, ο τελευταίος τρόπος διάχυσης της ενέργειας δεν υφίσταται, ωστόσο επιτυγχάνεται μέσα από τη μεγαλύτερη παραμόρφωση τόσο του πλοίου, όσο και του νησιού.

Η μέθοδος των τεχνητών νησιών έχει εφαρμοστεί σε πολλές περιπτώσεις, ιδιαίτερα όταν στο σενάριο κινδύνου εμπλέκονται μεγάλα πλοία και συνεπώς οι ανάγκες σε απορρόφηση ενέργειας είναι αυξημένες. Για παράδειγμα στο Houston Ship Channel Crossing των Η.Π.Α δημιουργήθηκε ένα τεχνητό νησί για την προστασία ενός εκ των δύο κεντρικών πύργων της γέφυρας (Εικ. 5.87). Ο άλλος πύργος προστατεύτηκε με την τοποθέτησή του σε μικρό βάθος. Παρόμοια κατάσταση έγινε και για τη γέφυρα Kap Shui Mun στο Hong Kong (Εικ. 5.88) όπου και εδώ ο ένας πύργων της που βρισκόταν μέσα στο ποτάμι, προστατεύτηκε με ένα τεχνητό νησί, αφήνοντας ένα άνοιγμα μόνο 25 m για τα διερχόμενα πλοία (Svensson H. 2009).



Εικ. 5.87 Γέφυρα στο Houston Ship Channel Crossing [Svensson H. 2009].



Εικ. 5.88 Γέφυρα Kap Shui Mun [Svensson H. 2009].

5.7.7 Συσσκευές καθοδήγησης

Οι συσκευές καθοδήγησης είναι σχεδιασμένες έτσι ώστε να οδηγούν το πλοίο μακριά από τα βάθρα των γεφυρών. Συνήθως, δεν είναι σχεδιασμένες να αντέχουν μετωπικές προσκρούσεις, αλλά μόνο πλευρικές. Εφαρμόζονται κυρίως για μικρά και μεσαία πλοία, ενώ δεν είναι τόσο αποδοτικές για τις περιπτώσεις που απαιτείται απορρόφηση μεγάλων ποσοτήτων ενέργειας. Έχουν ιδιαίτερη εφαρμογή σε περιοχές ισχυρών ρευμάτων, όπου ο κίνδυνος ενός μικρού πλοίου να αποκλίνει της πορείας του είναι ιδιαίτερα έντονος.

Στη γέφυρα Crown Prince Arch, η οποία βρίσκεται στον ποταμό Spree στην καρδιά του Βερολίνου, έχουν χρησιμοποιηθεί τέτοιες διατάξεις ώστε να εμποδίσουν τα σκάφη από το να πλησιάσουν κοντά στα βάθρα της γέφυρας, όπου το ύψος της είναι μειωμένο, λόγω του τοξωτού της σχήματος (Εικ. 5.89). Έχει ενδιαφέρον να σχολιάσουμε ότι η ποσότητα χάλυβα, που χρειάστηκε για να φτιαχτούν οι συγκεκριμένες συσκευές προστασίας ήταν μεγαλύτερη από την ποσότητα του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε στην ίδια τη γέφυρα. Στην προκειμένη περίπτωση, ίσως ήταν πιο ορθός ο σχεδιασμός της γέφυρας ώστε τα βάθρα της να βρίσκονται εκτός ποταμού και να μην είχε χρησιμοποιηθεί τοξωτός φορέας (Svensson H. 2009).

Παρόμοιες συσκευές έχουν χρησιμοποιηθεί και στη γέφυρα του ποταμού Neckar στη Γερμανία. Στην περίπτωση αυτή, είχε αποφασιστεί να αντικατασταθεί το μεσαίο άνοιγμα τις γέφυρας, χωρίς να γίνει διακοπή της κυκλοφορίας. Έτσι λοιπόν, η νέα δικτυωτή γέφυρα τοποθετήθηκε παράλληλα στην υπάρχουσα κατασκευή, πάνω σε βοηθητικούς πυλώνες που είχαν κατασκευαστεί δίπλα από τους υπάρχοντες (Εικ. 5.90). Για την προστασία αυτών των βοηθητικών βάθρων από την πτώση κάποιου διερχόμενου πλοίου, τοποθετήθηκαν οι συσκευές καθοδήγησης που φαίνονται και στην εικόνα 5.90.

Οι πάσσαλοι πάνω στους οποίους θεμελιώθηκε η προστατευτική διάταξη, είναι μεταλλικοί σωλήνες γεμισμένοι με σκυρόδεμα και τοποθετημένοι μέσα στον υποκείμενο βράχο. Η κινητική ενέργεια από την πλευρική πρόσκρουση οποιουδήποτε πλοίου, απορροφάται μέσω των πλαστικών παραμορφώσεων των μεταλλικών αυτών πασσάλων. Η μεγάλη παραμόρφωση που μπορούν να δεχτούν αυτοί οι πάσσαλοι έχει ληφθεί υπόψη τοποθετώντας τους σε απόσταση 10 m μακριά από τα βάθρα. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα να μειώσουν το πλάτος του διαθέσιμου διαύλου ναυσιπλοΐας από 40 σε 20 m. Εξαιτίας του ήδη στενού διαύλου, οι διατάξεις μετά το πέρας του έργου έπρεπε να απομακρυνθούν. Έτσι λοιπόν τα τελικά βάθρα της νέας γέφυρας (Εικ. 5.91) σχεδιάστηκαν ώστε να αντέχουν από μόνα τους σε μία ενδεχόμενη σύγκρουση, κατασκευάζοντας τα με προεντεταμένο σκυρόδεμα, το οποίο διέθετε 20 cm πάχος θυσιασμού (Svensson H. 2009).



Εικ. 5.89 Γέφυρα Crown Prince. [Svensson H. 2009].



Εικ. 5.90 Γέφυρα ποταμού Neckar (Φάση κατασκευής) [Svensson H. 2009].



Εικ. 5.91 Γέφυρα ποταμού Neckar (Φάση λειτουργίας) [Svensson H. 2009].

5.8 Λύση έκτη: Ισχυρά βάθρα

Ένας άλλος τρόπος με τον οποίο μπορούμε να προστατέψουμε τα βάθρα της κατασκευής μας από την πτώση ενός πλοίου, είναι να τα σχεδιάσουμε έτσι ώστε να είναι αρκετά ισχυρά από μόνα τους για να ανταπεξέλθουν στον κίνδυνο. Τα κατακόρυφα φορτία, που οφείλονται στην ανωδομή, βοηθάνε σημαντικά τη θεμελίωση να αντισταθεί στα οριζόντια φορτία που θα προκαλέσει μία ενδεχόμενη πτώση ενός πλοίου. Ο σχεδιασμός κατασκευών που θεμελιώνονται σε συμπαγή βράχο, ο οποίος δεν βρίσκεται σε μεγάλο βάθος, μπορεί να αποδειχτεί πιο οικονομικός από μία ανεξάρτητη προστατευτική διάταξη (Svensson H. 2009).

Ωστόσο, η μέθοδος αυτή έχει δύο βασικά μειονεκτήματα. Από τη στιγμή που τα βάθρα είναι άκαμπτα, όλη η κινητική ενέργεια από τη σύγκρουση θα πρέπει να απορροφηθεί από το ίδιο το πλοίο μέσω των πλαστικών παραμορφώσεων του. Το φαινόμενο αυτό έχει αποδειχθεί και από την έρευνα του πανεπιστημίου Tongji, την οποία έχουμε αναφέρει παραπάνω. Αντίθετα, οι περισσότερες από τις προστατευτικές διατάξεις, οι οποίες αποτελούν συσκευές θυσιασμού, είναι σχεδιασμένες να απορροφούν το μεγαλύτερο ποσοστό της ενέργειας που παράγεται από την πρόσκρουση, αφήνοντας το πλοίο με βλάβες που μπορούν να επιδιορθωθούν, χωρίς να προκύψει κίνδυνος για απώλεια ανθρώπινων ζωών ή περιβαλλοντικής καταστροφής.

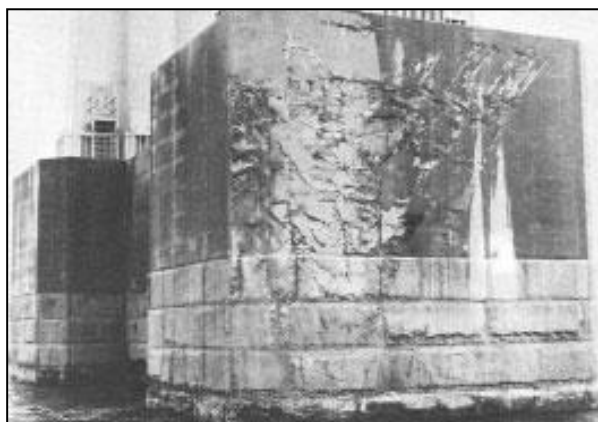
Το δεύτερο μειονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι ότι δεν υφίσταται δεύτερη γραμμή άμυνας για το φορέα. Αν για οποιοδήποτε λόγο η δύναμη πρόσκρουσης ξεπεράσει τη δύναμη σχεδιασμού ή αν η αντοχή του βάθρου είναι μικρότερη από την αντοχή που υπολογίζαμε, παραδείγματος χάρι εξαιτίας ενός ανθρώπινου λάθους, το βάθρο θα καταρρεύσει και μαζί του ένα μεγάλο τμήμα της ανωδομής. Αντίθετα, με τις προστατευτικές διατάξεις, ακόμα και αν αυτές αστοχήσουν θα έχουν απορροφήσει ένα πολύ μεγάλο ποσοστό της ενέργειας και το πλοίο πέφτοντας πάνω στην κατασκευή ίσως να μην προκαλέσει ανεπανόρθωτες βλάβες.

Ίσως είναι υπερβολικό να συζητάμε για ανθρώπινα λάθη που συνδυάζονται με ένα τόσο σπάνιο κίνδυνο όπως είναι η πτώση ενός πλοίου, ωστόσο δεν πρέπει να ξεχνάμε ότι πρόκειται για ένα σενάριο που κρύβει μέσα του πολλούς παράγοντες αμφιβολίας. Εξάλλου είναι βασική αρχή της ευρωστίας να παρέχουμε τη λύση με τους περισσότερους δρόμους απόσβεσης του φορτίου, ιδιαίτερα αν αυτό δεν συνεπάγεται σημαντική αύξηση του κόστους.

Η γέφυρα Newport Suspension στις Η.Π.Α., το 1981, δοκιμάστηκε από την πτώση ενός φορτωμένου τάνκερ 45.000 DWT. Η πλώρη του πλοίου βυθίστηκε κατά 3,5 m (Εικ. 5.92), με το βάθρο να παθαίνει μονάχα επιφανειακές βλάβες (Εικ. 5.93). Επίσης η μεταλλική θεμελίωση σχήματος Η, ήταν αρκετά ισχυρή για να απορροφήσει οποιαδήποτε μόνιμη παραμόρφωση δημιουργήθηκε.



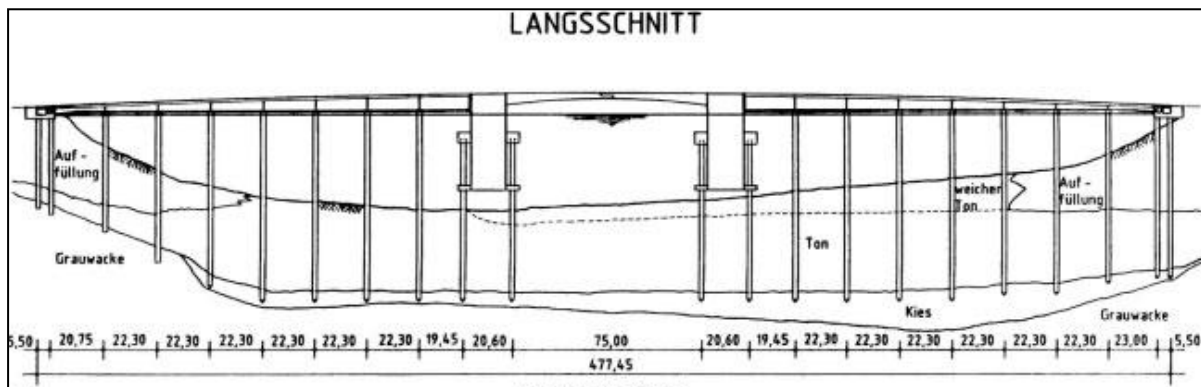
Εικ. 5.92 Τάνκερ μετά την πτώση στο βάθρο της γέφυρας Suspension [Svensson H. 2009].



Εικ. 5.93 Τα βάθρα της γέφυρας Suspension μετά την πτώση ενός τάνκερ πάνω τους [Svensson H. 2009].

Ένα πιο πρόσφατο παράδειγμα εφαρμογής ισχυρών βάθρων είναι η καινούρια γέφυρα Galata στην Κωνσταντινούπολη. Τα βάθρα αυτής της γέφυρας έπρεπε να είναι αρκετά ισχυρά για την περίπτωση που θα έπεφτε ένα πλοίο πάνω, αλλά αρκετά εύκαμπτα για την περίπτωση ενός σεισμού. Αυτοί οι δύο αντίθετοι στόχοι επιτεύχθηκαν με μία βαθιά θεμελίωση με πασσάλους από σκυρόδεμα που έφταναν μέχρι 32 m βάθος. Τα βάθρα

της γέφυρας σχεδιάστηκαν έτσι ώστε να αντέχουν 40 MN δύναμη σε περίπτωση πρόσκρουσης πλοίου (Εικ. 5.94).



Εικ. 5.94 Όψη από τη θεμελίωση της γέφυρας Galata [Svensson H. 2009].

Άλλες περιπτώσεις, στις οποίες έχει εφαρμοστεί η μέθοδος ισχυρών βάθρων, είναι η γέφυρα Helgeland στη Νορβηγία, η οποία διαθέτει συμπαγή ορθογωνικά βάθρα από σκυρόδεμα, τα οποία εκτείνονται σε βάθος 32 m πάνω σε συμπαγή βράχο και είναι σχεδιασμένα να αντέξουν δύναμη 54 MN λόγω πρόσκρουσης πλοίου (Εικ. 5.95, 5.96). Ένα άλλο παράδειγμα αποτελεί η γέφυρα Uddevalla στη Σουηδία, στην οποία το ένα βάθρο θεμελιώθηκε πάνω σε νησί, μακριά από τον κίνδυνο πρόσκρουσης πλοίου, άλλα το άλλο βάθρο τοποθετήθηκε μέσα στο νερό και για να προστατευτεί από την πτώση πλοίου σχεδιάστηκε να μπορεί να αντέξει μέχρι και 70 MN δύναμη (Εικ. 5.97).

Τέλος, έχουμε την περίπτωση της καλωδιωτής γέφυρας My Thuan, στο Βιετνάμ, η οποία θεμελιώθηκε πάνω σε πασσάλους που φτάνουν σε βάθος μέχρι και 100 m (Εικ. 5.98). Η γέφυρα κατά τη μία διεύθυνση έχει διαστασιοποιηθεί να αντέχει μέχρι και 32 MN δύναμη λόγω πρόσκρουσης πλοίου. Η ενέργεια από ένα τέτοιο συμβάν έχει σχεδιαστεί να παραληφθεί, από το ίδιο το πλοίο, από τη θραύση του κεφαλόδεσμου, ο οποίος έχει αρκετά μεγάλες διαστάσεις και από την ελαστική παραμόρφωση των πασσάλων.



Εικ. 5.95 Γέφυρα Helgeland [Svensson H. 2009].



Εικ. 5.96 Βάθρα γέφυρας Helgeland [Svensson H. 2009].



Εικ. 5.97 Γέφυρα Uddevalla [Svensson H. 2009].



Εικ. 5.98 Γέφυρα My Thuan [Svensson H. 2009].

5.9 Συμπέρασμα

Στο παράδειγμα αυτό έγινε αναφορά σε ένα έργο μεγάλης κλίμακας, όπως αυτό μίας προβλήτας. Σκοπός της παραγράφου αυτής, είναι να προσφέρουμε έναν εύρωστο σχεδιασμό στην κατασκευή μας έναντι του κινδύνου απώλειας ενός στηρίγματος, εξαιτίας της πτώσης κάποιου πλοίου σ' αυτό. Το στόχο αυτόν, προσπαθήσαμε να τον επιτύχουμε με τέσσερις κυρίως μεθόδους της ευρωστίας. Ο πρώτος εξ αυτών είναι οι πολλαπλοί δρόμοι απόσβεσης του φορτίου (Κεφ. 1.4.4), ο δεύτερος, η δεύτερη γραμμή άμυνας (Κεφ. 1.4.3), ο τρίτος, οι προστατευτικές διατάξεις ή αλλιώς στοιχεία θυσιασμού (Κεφ. 1.4.8) και τέλος, ο τέταρτος είναι η εξασφάλιση μέσω επιπλέον αντοχής (Κεφ. 1.4.1).

Την αναγκαιότητα μίας τέτοιας πρόβλεψης μπορούμε να τη συνειδητοποιήσουμε αν αναλογιστούμε πόσες καταστροφές έχουν γίνει, εξαιτίας της πτώσης κάποιου πλοίου πάνω σε κατασκευές. Ενδεικτικά αναφέρουμε ότι από το 1960 μέχρι το 2002, 431 άτομα έχουν χάσει τη ζωή τους σε πάνω από 15 καταρρεύσεις γεφυρών, λόγω πτώσης κάποιου πλοίου, ενώ μεγάλως είναι και αριθμός των περιπτώσεων που είχαμε μόνο υλικές ζημιές (Gucma L. 2009). Βλέπουμε, λοιπόν, ότι αυτός ο σπάνιος κίνδυνος, απειλεί περισσότερο απ' ό,τι νομίζουμε την κατασκευή μας, ειδικά όταν μιλάμε για έργα, τα οποία έχουν μεγάλη διάρκεια ζωής.

Ξεκινώντας λοιπόν, προσπαθήσαμε να ελέγξουμε πώς θα αντιδράσει η κατασκευή σε περίπτωση απώλειας της μίας στήριξης. Ο φορέας μας, επειδή αποτελείται από αμφιέριστα φατνώματα, είναι φυσικό σε μία τέτοια περίπτωση να γίνει μηχανισμός και να καταρρεύσει. Κάτι τέτοιο θα σήμαινε δυσανάλογες βλάβες του αρχικού αιτίου. Η ανάγκη λοιπόν για να ληφθούν κάποια μέτρα είναι επιτακτική για να αποφευχθεί μία αστοχία, η οποία εκτός από τις τεράστιες οικονομικές και περιβαλλοντικές επιπτώσεις που θα είχε, θα απειλούσε ακόμα και ανθρώπινες ζωές.

Ο πρώτος τρόπος, με τον οποίο προσπαθήσαμε να εξασφαλίσουμε την ευρωστία της κατασκευής, ήταν με επέμβαση στον ίδιο το φορέα. Βασική μας ιδέα ήταν να εξασφαλίσουμε τη συνέχεια μεταξύ των φατνωμάτων, έτσι ώστε σε περίπτωση απώλειας κάποιας στήριξης, αντί για μηχανισμός να συμπεριφερθούν σαν αμφιέριστη δοκό με διπλάσιο όμως άνοιγμα σε σχέση με πριν. Η σύνδεση αυτή θα πρέπει να έχει κάποια γενικά χαρακτηριστικά, όπως η ευκολία υλοποίησής της στο εργοτάξιο.

Ένας φορέας που έχει σχεδιαστεί για ένα συγκεκριμένο άνοιγμα, προκειμένου να αντεπεξέλθει στο διπλάσιο, ακόμα και με έναν πιο ευνοϊκό συνδυασμό όσο αφορά τα κατακόρυφα φορτία (Εξ. 5.1), θα χρειαστεί κάποιες επεμβάσεις. Οι επεμβάσεις αυτές γίνονται στα κρίσιμα στοιχεία του φορέα, για κάθε λύση που δίνουμε, επιδιώκοντας κάθε φορά το οικονομικότερο αποτέλεσμα, το οποίο όμως παράλληλα θα μας παρέχει τη ζητούμενη ευστάθεια και δεν θα οδηγούσε σε παράλογες παραμορφώσεις.

Πολλοί είναι οι λόγοι για τους οποίους γίνεται αναφορά στα βέλη, παρ' ό,τι πρόκειται για μία τυχηματικό σενάριο. Ο σημαντικότερος απ' αυτούς είναι το γεγονός ότι σχεδιάζουμε μία κατασκευή ή οποία μέσα από τα μη φέροντα στοιχεία της θα μεταφέρει στη στεριά βλαβερές, για το περιβάλλον, ουσίες. Έτσι λοιπόν αν θέλουμε η κατασκευή μας να είναι πραγματικά εύρωστη και οι συνέπειες του ατυχήματος να μην είναι δυσανάλογες του αιτίου θα πρέπει να φροντίσουμε τα μη φέροντα στοιχεία να είναι σε θέση να παρακολουθήσουν αυτά τα βέλη.

Ένας άλλος κύριος λόγος για τον οποίο θέλουμε να διασφαλίσουμε μικρά βέλη, και για τον οποίο λάβαμε υπόψην ένα σημαντικό μέρος από τα κινητά φορτία της κατασκευής, για την περίπτωση του τυχηματικού σεναρίου (Εξ. 5.1), είναι ότι πρόκειται για ένα έργο μεγάλης σπουδαιότητας. Σε περίπτωση που αστοχήσει μία στήριξη, θα χρειαστεί αρκετός χρόνος για να αντικατασταθεί και τα πλοία, τα οποία θα έχουν ήδη δέσει στο ναύδετο, θα πρέπει κάπως να εξυπηρετηθούν, γιατί το κόστος μετακίνησής τους σε άλλη προβλήτα μπορεί να αποβεί τεράστιο ή και αδύνατο αν η περιοχή δεν διαθέτει κάποιο παρόμοιο έργο.

Οι τρόποι με τους οποίους προσπαθήσαμε να εξασφαλίσουμε τη συνέχεια της κατασκευής ήταν τέσσερις. Ο πρώτος, ο οποίος περιλάμβανε απλή σύνδεση μεταξύ των φατνωμάτων με τέσσερα απλά ελάσματα (Εικ. 5.9), αποδείχθηκε ο πιο οικονομικός από όλους. Για να μπορέσει να αντεπεξέλθει στην απώλεια οποιασδήποτε στηρίξεως, ακόμα και της ακραίας, εξαιτίας της οποίας θα δημιουργούνταν πρόβολος 54 m, χρειάστηκε να επιβαρύνουμε τον προϋπολογισμό κάθε ομάδας έξι δικτυωμάτων κατά 180.000 € περίπου, αν θεωρήσουμε μέση

τιμή χάλυβα γύρω στα 2 €/kg. Πέρα από την οικονομικότητά της, αυτή η λύση δεσπόζει και για την απλότητά της, καθώς ελαχιστοποιεί τις εργασίες που χρειάζονται να γίνουν στο εργοτάξιο.

Στην αντίπερα όχθη, η πρώτη λύση διαθέτει δύο μειονεκτήματα. Το πρώτο είναι ο μικρός αριθμός συνδέσμων μεταξύ των φατνωμάτων, ο οποίος είναι ο ελάχιστος δυνατός. Σε περίπτωση που κάποιος απ' αυτούς τους συνδέσμους δεν λειτουργήσει όπως αναμενόταν, είτε επειδή δεν κοχλιώθηκε σωστά στο εργοτάξιο, είτε επειδή το υλικό που χρησιμοποιήθηκε ήταν ελαττωματικό, η όλη προσπάθεια θα αποβεί μάταιη. Το δεύτερο μειονέκτημα αφορά τα βέλη που επιτρέπει, τα οποία είναι μεγαλύτερα από κάθε άλλη λύση, ξεπερνώντας ακόμα και το ένα μέτρο, σε περίπτωση αστοχίας του ακραίου στηρίγματος.

Στη συνέχεια, στην προσπάθεια μας να εξαλείψουμε τα μειονεκτήματα της πρώτης λύσης, συνεχίσαμε με τη δεύτερη στην οποία αντί για τέσσερις μόνο συνδέσμους χρησιμοποιήσαμε δώδεκα (Εικ. 5.21), προσπαθώντας να δώσουμε περισσότερες κιγκλίδες ασφαλείας στην κατασκευή. Για να το επιτύχουμε αυτό, χρειάστηκε να τοποθετήσουμε χιαστί συνδέσμους ανάμεσα στους δύο πρώτους ορθοστάτες κάθε φατνώματος. Ωστόσο, η λύση αυτή μπορεί να έλυνε το ένα από τα δυο μειονεκτήματα της πρώτης διάταξης αλλά δεν πρόσφερε καμία βελτίωση στα βέλη. Αντ' αυτού η χρήση των πολλών χιαστί οδήγησε σε μία σημαντική αύξηση του κόστους, η οποία για την περίπτωση εξασφάλισης μόνο των εσωτερικών στηρίξεων άγγιζε τα 200.000 € σε σχέση με την προηγούμενη λύση, ποσό αδικαιολόγητα υψηλό.

Η τρίτη λύση αποτελεί μία προσπάθεια βελτίωσης της δεύτερης, ώστε να εξασφαλίσουμε μικρότερα βέλη σε σχέση με την πρώτη, διατηρώντας τις πολλαπλές συνδέσεις. Ο στόχος αυτός επιτεύχθηκε με την αύξηση της δυσκαμψίας των δικτυωμάτων στις περιοχές των στηρίξεων. Στην περίπτωση αυτή, δεν ενισχύθηκαν με χιαστί μόνο οι πρώτοι δύο ορθοστάτες κάθε φατνώματος, αλλά σχεδόν όλοι (Εικ. 5.27). Αποτέλεσμα αυτής της ενίσχυσης ήταν μία γενναία μείωση των βελών, η οποία σε συνδυασμό με τους πολλαπλούς συνδέσμους, εξάλειψε τα μειονεκτήματα της πρώτης λύσης. Το κόστος όμως για να συμβεί κάτι τέτοιο είναι πολύ μεγάλο και αγγίζει τα 440.000 € σε σχέση με την πρώτη λύση. Χαρακτηριστικό είναι ότι θα χρειαστεί ο υπερδιπλάσιος χάλυβας απ' ότι στη μηδενική λύση. Προφανώς το κόστος αυτό είναι εξαιρετικά μεγάλο και η λύση αυτή δεν προτείνεται.

Η τέταρτη πρόταση κινήθηκε σε μία διαφορετική κατεύθυνση απ' ότι οι προηγούμενες. Στη λύση αυτή προσπαθήσαμε να δημιουργήσουμε ένα μηχανισμό ανάρτησης, με τον οποίο κάθε δικτύωμα θα εξαρτάται από το γειτονικό του (Εικ. 5.40). Στην προσπάθεια αυτή, ωστόσο, κρίθηκε απαραίτητο να τοποθετηθούν και σύνδεσμοι παρόμοιοι με αυτούς της πρώτης λύσης, ώστε να έχουμε μία ακόμα καλύτερη απόκριση της κατασκευής σε περίπτωση απώλειας κάποιας στήριξης.

Ο μηχανισμός ανάρτησης, όπως είναι φυσικό, πρόσθεσε ένα σημαντικό βάρος στην κατασκευή. Γι' αυτό το λόγο προσπαθήσαμε να συμμετάσχουν και στην ανάλυση ενός μικρού ποσοστού από τα στατικά φορτία ανακουφίζοντας τις διατομές του κύριου φορέα. Παρά την προσπάθεια, αυτή η λύση εξακολουθούσε να είναι αρκετά πιο δαπανηρή σε σχέση με την πρώτη. Ωστόσο, η ψαλίδα του κόστους ανάμεσα στις δύο λύσεις έπεφτε όσο εξασφαλίσαμε περισσότερες στηρίξεις. Στην περίπτωση λοιπόν που φροντίζαμε να εξασφαλίσουμε όλες τις στηρίξεις μ' αυτόν τον τρόπο, η επιπλέον επιβάρυνση σε σχέση με την πρώτη διάταξη δεν θα ξεπερνούσε τις 40.000 €.

Το πόσο των 40.000 € δε φαντάζει τόσο σημαντικό αν κανείς αναλογιστεί ότι ο μηχανισμός αυτός, με μία ελαφρά διαφοροποίηση στο σχεδιασμό του αρχικού φορέα θα μπορούσε να συμμετέχει πολύ πιο ενεργά στην ανάλυση στατικών φορτιών και συνεπώς να απαιτούνταν ακόμα μικρότερες διατομές στον κύριο φορέα. Παρ' όλα αυτά η συγκεκριμένη λύση κατάφερε να εξαλείψει τα μειονεκτήματα της πρώτης, χωρίς να χρειαστούν υπερβολικές ποσότητες επιπλέον χάλυβα, όπως έγινε στη δεύτερη και τρίτη περίπτωση.

Με τη διάταξη αυτή καταφέραμε να δώσουμε πολλαπλούς δρόμους απόσβεσης του φορτίου, έχοντας μία δεύτερη γραμμή άμυνας, που είναι οι σύνδεσμοι, ενώ παράλληλα επιτύχαμε μικρότερα βέλη από κάθε άλλη λύση. Χαρακτηριστικό είναι ότι τα βέλη σε σχέση με την πρώτη λύση μειώθηκαν κατά 30 %, ενώ στην περίπτωση απώλειας της τέταρτης στήριξης η μείωση έφτασε μέχρι και τα 30 cm. Καταλαβαίνουμε λοιπόν, πόσο πιο εύρωστη είναι η δεύτερη διάταξη σε σχέση με την πρώτη. Ωστόσο η τελική απόφαση δεν παύει να

ανήκει στον κύριο του έργου, ο οποίος πρέπει να εξετάσει τα υπέρ και τα κατά των λύσεων και να επιλέξει την περισσότερο συμφέρουσα λύση ανάλογα με τις ανάγκες του.

Όποια από τις παραπάνω διατάξεις και να επιλέξουμε, πρέπει να δώσουμε ιδιαίτερη σημασία σε δύο γεγονότα. Καταρχήν, από τη στιγμή που θα χάσει τη δυσκαμψία του ένας πυλώνας, θα βρεθεί ένα τμήμα του να αναρτάται από την ανωδομή, ασκώντας μία συγκεντρωμένη δύναμη, η οποία θα είναι πολύ δύσκολο να παραληφθεί. Για να αποφευχθεί, λοιπόν, μία προοδευτική αστοχία, θα πρέπει να έχουμε μεριμνήσει, οι σύνδεσμοι μεταξύ πυλώνα και ανωδομής να μην είναι αρκετά ισχυροί σε εφελκυσμό, ώστε σε περίπτωση που απολεσθεί μία στήριξη να αστοχήσουν και αυτοί μαζί, φροντίζοντας να μην επιβαρυνθεί ο φορέας με ένα τμήμα του πυλώνα, ο οποίος αστόχησε.

Επίσης, πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή, τα εναπομείναντα βάθρα να είναι σε θέση να παραλάβουν τόσο τα κατακόρυφα όσο και τα μικρά οριζόντια φορτία που θα τους ανατεθούν μετά την αστοχία ενός εκ των πυλώνων της κατασκευής. Χαρακτηριστικά αναφέρουμε ότι η επιπλέον κατακόρυφη αντίδραση στις γειτονικές στηρίξεις μπορεί να αυξηθεί κατά 60 %, σε περίπτωση που αστοχήσει εσωτερική στήριξη και πάνω από 100 % σε περίπτωση που αστοχήσει μία εκ των ακραίων.

Την κατασκευή όμως, μπορούμε να την προστατέψουμε και χωρίς να επέμβουμε στον ίδιο το φέροντα οργανισμό. Ο τρόπος για να επιτευχθεί αυτό, είναι να ασχοληθούμε με τον κίνδυνο τον ίδιο, που στην προκειμένη είναι η πτώση ενός πλοίου, και όχι με τη συνέπια του, που στην περίπτωσή μας θα ήταν η απώλεια ενός στηρίγματος. Έτσι λοιπόν, τίθεται η ανάγκη υπολογισμού της δύναμης πρόσκρουσης. Υπάρχουν αρκετοί κανονισμοί που ασχολούνται με τον υπολογισμό αυτής της δύναμης, τους σημαντικότερους εκ των οποίων εφαρμόσαμε στην παράγραφο 5.7.1, χρησιμοποιώντας τα δεδομένα του προβλήματός μας, ενώ προχωρήσαμε και σε μία σύντομη σύγκριση τους.

Στη σύγκρισή αυτή, λάβαμε υπόψην εκτός από τα δικά μας αποτελέσματα και τα συμπεράσματα της έρευνας του πανεπιστημίου Tongji, το οποίο έκανε μία ακριβή προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία, τόσο του πλοίου, όσο και του βάθρου (Svensson H. 2009). Μέσα από τη διαδικασία αυτή συμπεράναμε ότι ο ευρωκώδικας, για τον οποίο έγινε εκτενή αναφορά, παράγει μία αρκετά ασφαλή τιμή, σε σύγκριση, με τους υπόλοιπους κανονισμούς αλλά και τα αποτελέσματα της ανάλυσης των πεπερασμένων.

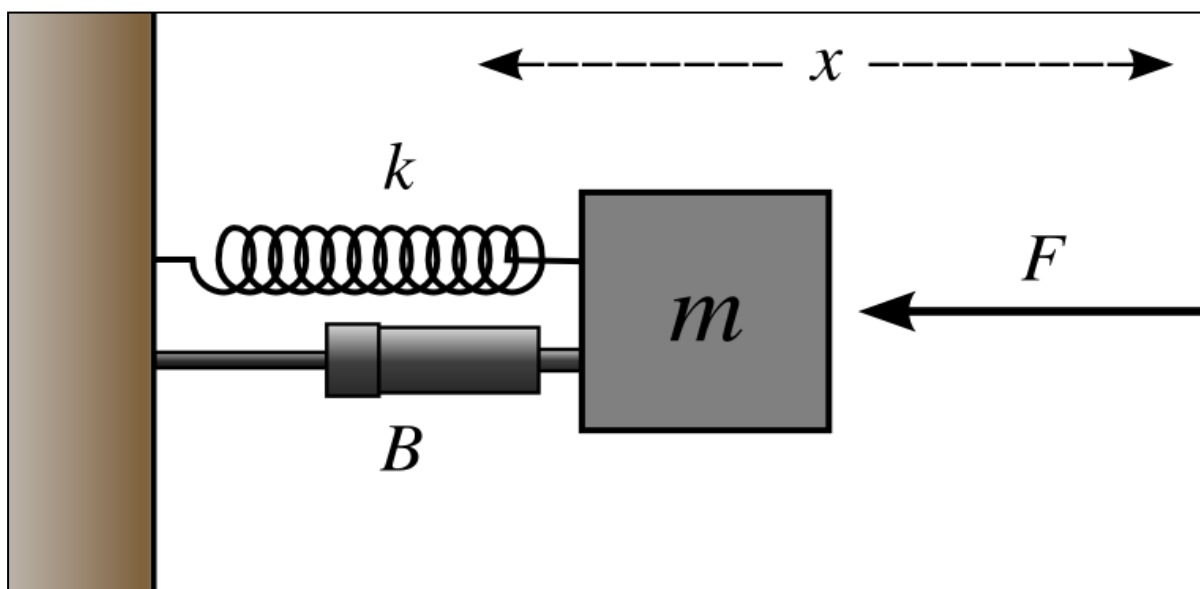
Αφού υπολογίσαμε τη δύναμη που περιμένουμε να αναπτυχθεί από την πτώση του πλοίου σχεδιασμού, είμαστε σε θέση να μελετήσουμε τους εναλλακτικούς τρόπους προστασίας. Ο πιο διαδεδομένος τρόπος για την προστασία από τον κίνδυνο πτώσης ενός πλοίου, είναι οι προστατευτικές διατάξεις ή αλλιώς διατάξεις θυσιασμού, αφού ο κύριος στόχος τους είναι να προστατέψουν την κατασκευή ακόμα και αν καταστραφούν ολοσχερώς. Στην παράγραφο 5.7 εξετάσαμε τις σημαντικότερες εξ' αυτών, μέσα από πραγματικές εφαρμογές και αναδείξαμε τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα κάθε μιας ξεχωριστά. Συγκεκριμένα, περιγράψαμε αναλυτικά τις εξής προστατευτικές συσκευές:

- ✓ Προσκρουστήρες, λυγισμού, πνευματικούς και ξύλινους.
- ✓ Σύστημα προστασίας με πασσάλους.
- ✓ Προστατευτικές διατάξεις τύπου « Dolphin».
- ✓ Επιπλέοντες συσκευές προστασίας.
- ✓ Τεχνητά νησιά.
- ✓ Συσκευές καθοδήγησης.

Για την περίπτωση του δικού μας έργου, η επιλογή της κατάλληλης διάταξης που θα ταίριαζε πιο πολύ στις ανάγκες της κατασκευής μας, εξαρτάται από πολλούς παράγοντες τους οποίους δεν μπορούμε να καθορίσουμε στο παρόν κείμενο. Για παράδειγμα, επειδή όπως βλέπουμε από την εικόνα 5.1, το μέγιστο βάθος στο οποίο θεμελιώνεται η κατασκευή μας δεν ξεπερνά τα 20 m σε κανένα σημείο, η λύση με τα τεχνικά νησιά φαντάζει ιδανική μιας και η δύναμη που θα έχουμε να αντιμετωπίσουμε είναι εξαιρετικά μεγάλη. Στην απόφασή μας, όμως, θα πρέπει όμως να λάβουμε υπόψην τη δυνατότητα μεταφοράς μίας τόσο μεγάλης ποσότητας υλικών που θα χρειαστούν. Επομένως, πριν πάρουμε μία τέτοια απόφαση πρέπει να εξασφαλίσουμε την προμήθεια αυτών

των υλικών από τη γύρω περιοχή. Τέλος, θα πρέπει να γίνουν σοβαρές περιβαλλοντικές μελέτες, αφού θα υπάρξει μεγάλη διαταραχή του φυσικού περιβάλλοντος από ένα τέτοιο έργο.

Μία άλλη λύση που φαντάζει εφαρμόσιμη στην περίπτωση μας, θα ήταν ένα σύστημα προστασίας με πασσάλους, αν και συνήθως εφαρμόζεται σε μεγαλύτερα βάθη για να υπάρξει απόσβεση του αρχικού κόστους. Τέλος, θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και η εύκολη αλλά όχι τόσο αποδοτική λύση των προσκρουστήρων. Απ' όλους τους προσκρουστήρες που υπάρχουν, η πιο ενδεδειγμένη για τα δεδομένα του προβλήματός μας είναι οι προσκρουστήρες λυγισμού, με διάταξη παρόμοια μ' αυτή των προσκρουστήρων τύπου Δ που φαίνονται στην εικόνα 5.64. Οι προσκρουστήρες αυτοί θα μπορούσαν πολύ εύκολα να προσομοιωθούν με ένα σύστημα μάζας-ελατηρίου-αποσβεστήρα, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα. Τα δεδομένα του προβλήματος που θα χρειαζόμασταν, θα ήταν η δύναμη κρούσης που έχουμε είδη υπολογίσει, η δυσκαμψία του ελατηρίου, ο λόγος απόσβεσης του αποσβεστήρα και η μάζα, τα οποία και θα τα παίρναμε από τον αντίστοιχο κατασκευαστή. Στο παρόν κείμενο δεν υπήρχε λόγος για μία τέτοια ανάλυση.



Εικ. 5.99 Σύστημα μάζας-ελατηρίου-αποσβεστήρα [Google, 2011].

Πέρα από τις προστατευτικές διατάξεις, την κατασκευή μας μπορούμε να την εξασφαλίσουμε και με έναν ακόμα τρόπο έναντι του κινδύνου πτώσης κάποιου πλοίου. Ο τρόπος αυτός αποτελεί την αύξηση της αντοχής των βάθρων της προβλήτας μας, ώστε αυτά να είναι σε θέση να ανταπεξέλθουν στη δύναμη που θα αναπτυχθεί από την πτώση του σκάφους. Ωστόσο για να μπορέσει να εφαρμοστεί μία τέτοια μέθοδος, καθίσταται αναγκαία η ύπαρξη συμπαγούς βράχου, πάνω στον οποίο θα θεμελιωθεί το θηριώδες βάθρο που θα απαιτηθεί για την ανάληψη μίας τόσο μεγάλης δύναμης, όπως της περίπτωσης μας. Πέρα από αυτό, η μέθοδος αυτή, δεδομένου ότι το βάθος θεμελίωσης δεν είναι πολύ μεγάλο, πιθανότατα μπορεί να αποδειχθεί η πιο οικονομική απ' όλες τις προηγούμενες περιπτώσεις, ακόμα και από την πρώτη λύση που ασχολείται με την ενίσχυση της ανωδομής (Ενότητα 5.3).

Από την άλλη πλευρά, επιλέγοντας να ενισχύσουμε την ανωδομή, ώστε να αντέχει σε απώλεια μίας στήριξης, δεν την εξασφαλίζουμε μονάχα από τον κίνδυνο πτώσης ενός πλοίου ή ενός ισχυρού κυματισμού. Προσφέρουμε στην κατασκευή πολλαπλούς δρόμους απόσβεσης του φορτίου, που θα είναι σε θέση να τους χρησιμοποιήσει σε πολύ περισσότερα δυσμενή σενάρια, όπως είναι μία υπερφόρτωση λόγω χιονιού, ή ανέμου. Επίσης, με τον τρόπο αυτόν εξασφαλίσουμε μία πιο εύρωστη συμπεριφορά σε περίπτωση πυρκαγιάς ή ενός σεισμού. Επιπλέον, η κατασκευή πλέον είναι σε θέση να απορροφήσει οποιαδήποτε αστοχία των πυλώνων της, είτε αυτή προκλήθηκε λόγω σεισμού, είτε λόγω διαφορικής καθίζησης. Εν ολίγης, τα χρήματα που θα δαπανηθούν για τον επιπλέον χάλυβα θα μας φανούν χρήσιμα σε όλους τους ακραίους κινδύνους που θα απειλήσουν την κατασκευή και όχι μονάχα στην πτώση κάποιου πλοίου. Τέλος, σημαντικός παράγοντας αποτελεί, το γεγονός ότι για μία καινούρια κατασκευή, το περιβάλλον δεν πρόκειται να επιβαρυνθεί επιπλέον από αυτήν την επέμβαση.

Κεφάλαιο 6^ο

Παράδειγμα 3: Μεταλλικά στηθαία ασφαλείας

6.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό θα ασχοληθούμε με τα μεταλλικά στηθαία ασφαλείας των οδών. Τα στηθαία είναι επιμήκεις διατάξεις που τοποθετούνται στις οριογραμμές του οδοστρώματος ή του ενδιαμέσου χώρου και σκοπό έχουν να αποτρέψουν την έξοδο του οχήματος, υποχρεώνοντάς το να κινηθεί κατά μήκος του μετά από τη σύγκρουση. Όπως έχει αναφερθεί και στο πρώτο κεφάλαιο, τα στηθαία ασφαλείας αποτελούν ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα κατασκευής που διαθέτει μία δεύτερης γραμμής άμυνας, η οποία και αποτελεί μία από τις σημαντικότερες στρατηγικές της ευρωστίας.

Όταν ένα όχημα πέσει πάνω στο στηθαίο, τα φορτία που ενεργούν κάθετα προς τον άξονα του, το κάμπτουν μέχρι να αναπτυχθεί η ροπή πλαστικοποίησης σε μία ή περισσότερες διατομές. Έπειτα, το μεταλλικό κιγκλίδωμα παραμορφώνεται μέσα από ένα κινηματικό μηχανισμό, που συνεπάγεται έναν ορισμένο αριθμό πλαστικών αρθρώσεων. Ο μηχανισμός αυτός, λόγω του όλκιμου υλικού, επιτρέπει μεγάλες παραμορφώσεις καθώς διαρρέει το μέλος, οι οποίες έχουν σαν αποτέλεσμα σημαντικές αλλαγές στη γεωμετρία της κατασκευής. Πλέον, το στηθαίο παύει να λειτουργεί καμπτικά και μετατρέπεται σε έναν ελκυστήρα που αντλεί δυσκαμψία από τα στηρίγματά του. Το φορτίο, λοιπόν, έχει βρει μία δεύτερη διαδρομή, η οποία προσφέρει πολύ μεγαλύτερη αντίσταση, επιτυγχάνοντας μ' αυτόν τον τρόπο τον αρχικό μας στόχο, που στην προκειμένη περίπτωση είναι η συγκράτηση του οχήματος. Φυσικά, το κιγκλίδωμα, μετά την πτώση του οχήματος, χρήζει άμεσης αντικατάστασης για να αντεπεξέλθει σε μελλοντικές φορτίσεις (Knoll F. & Vogel T. 2009).

6.2 Περιγραφή μεταλλικών στηθαίων

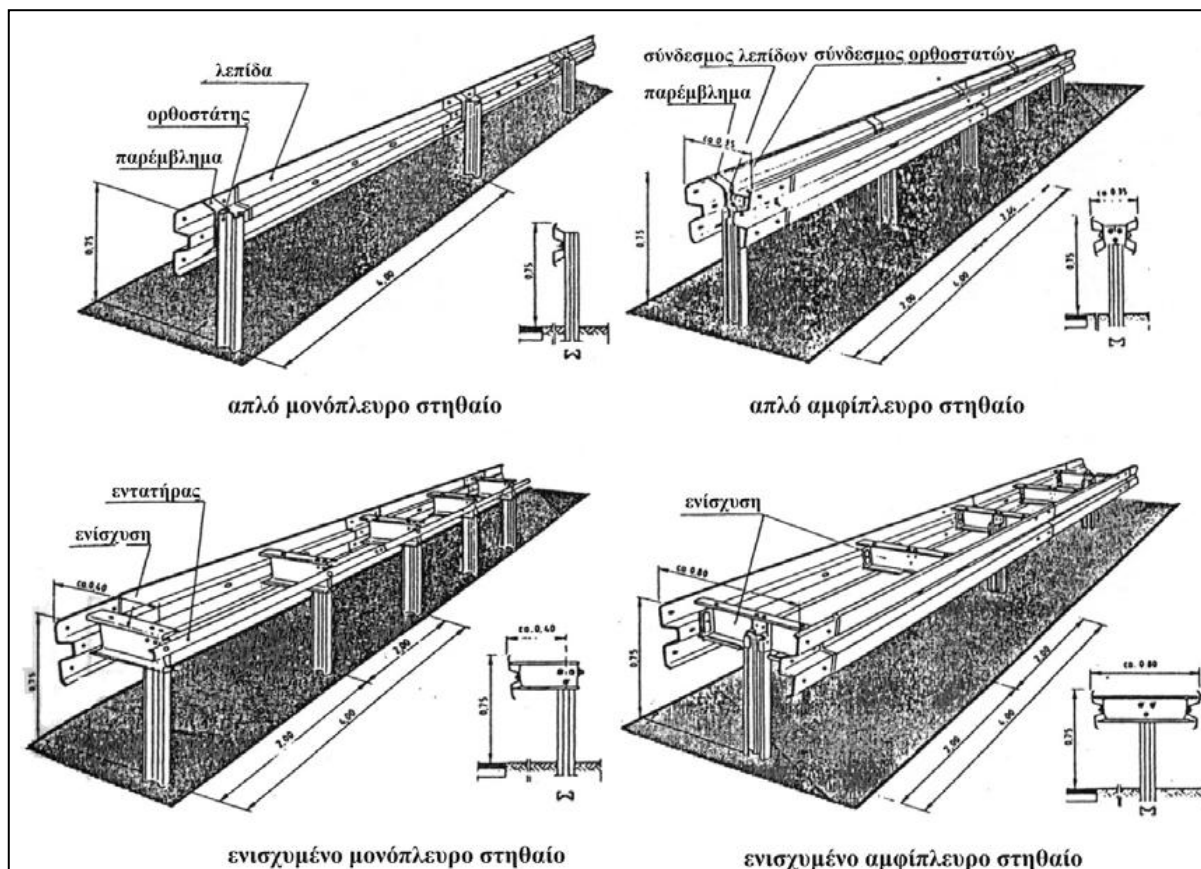
Σήμερα έχουν επινοηθεί διάφοροι τύποι συστημάτων αναχαίτισης, που περιλαμβάνουν εύκαμπτες, ημιάκαμπτες και άκαμπτες διατάξεις. Τα εύκαμπτα συστήματα έχουν βασικό σκοπό να απορροφήσουν την ενέργεια της σύγκρουσης μέσω της παραμόρφωσής τους, επιτρέποντας στο όχημα να επιβραδύνει ηπιότερα και να μην εκτιναχθεί βίαια πίσω στο χώρο κυκλοφορίας. Σ' αυτήν την κατηγορία ανήκουν και τα μεταλλικά στηθαία που θα μελετήσουμε.

Τα άκαμπτα συστήματα εφαρμόζονται σε περιπτώσεις όπου το κύριο ζητούμενο είναι το όχημα, που μπορεί να είναι οποιουδήποτε μεγέθους, να μην περάσει επουδενί πίσω από το στηθαίο, όπως σε γέφυρες ή παραπλεύρως χαραδρών, όμως οι συνέπειες της σύγκρουσης με το στηθαίο μπορεί να είναι καταστροφικές. Στην Ελλάδα οι πιο συνήθεις νέοι τύποι συστημάτων είναι τα χαλύβδινα, καθώς και τα στηθαία από σκυρόδεμα (New Jersey). Άλλα είδη είναι τα μεταλλικά θωράκια, τα πλαστικά στηθαία, καθώς και συστήματα απορρόφησης ενέργειας.

Τα μεταλλικά στηθαία ασφαλείας οδών αποτελούν από τα μέσα της δεκαετίας του '50 το πιο διαδεδομένο σύστημα αναχαίτισης οχημάτων. Τοποθετούνται κατά μήκος της οδού και κατά την πρόσκρουση του οχήματος λειτουργούν σαν ελκυστήρας, για να επαναφέρουν ομαλά το όχημα στο οδόστρωμα. Τα μεταλλικά στηθαία που χρησιμοποιούνται σήμερα διακρίνονται σε τέσσερις τύπους, που φαίνονται στην εικόνα 6.1 (Tsanakidis D. et al. 2002):

- Απλά μονόπλευρα μεταλλικά στηθαία: Αποτελούν τη βασική λύση για την προστασία του δεξιού άκρου της οδού.

- Απλά αμφίπλευρα μεταλλικά στηθαία: Τοποθετούνται σε διαχωριστικές νησίδες μικρού πλάτους, όπου δεν είναι δυνατή η τοποθέτηση ενισχυμένων αμφίπλευρων μεταλλικών στηθαίων.
- Ενισχυμένα μονόπλευρα μεταλλικά στηθαία: Εφαρμόζονται για την προστασία των ορίων της οδού, εφόσον επιβάλλεται η συγκράτηση των οχημάτων για δυσμενείς συνθήκες πρόσκρουσης, όπως στις περιπτώσεις που αναπτύσσονται ιδιαίτερα υψηλές ταχύτητες, κυκλοφορούν οχήματα με μεγάλη μάζα και υπάρχει πιθανότητα σχετικά μεγάλης γωνία πρόσκρουσης που ξεπερνά τις 12° .
- Ενισχυμένα αμφίπλευρα μεταλλικά στηθαία: Τοποθετούνται σε διαχωριστικές νησίδες με επαρκές πλάτος το οποίο ξεπερνά τα 1,80 m.



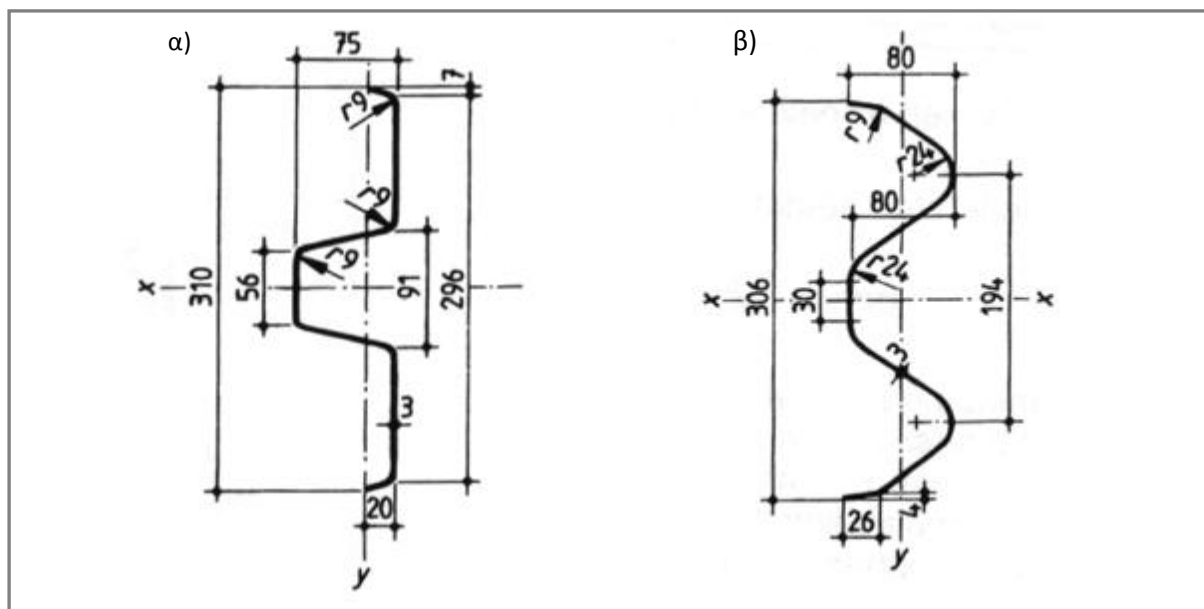
Εικ. 6.1 Τύποι μεταλλικών στηθαίων ασφαλείας [Tsanakidis D. et al. 2002].

Τα βασικά στοιχεία των μεταλλικών στηθαίων είναι η αυλακωτή λεπίδα, οι ορθοστάτες και οι αποστάτες, όπου αυτοί υπάρχουν. Η πρώτη είναι αυτή η οποία παραλαμβάνει αρχικά την καταπόνηση εξαιτίας της πρόσκρουσης και τη μεταβιβάζει στους ορθοστάτες. Οι ορθοστάτες, με τη σειρά τους μεταφέρουν τελικά την καταπόνηση εξαιτίας της πρόσκρουσης στο έδαφος. Η μεταξύ των ορθοστατών απόσταση ανέρχεται σε 4,0 m κατά κανόνα, συχνά όμως διατάσσονται σε μικρότερες αποστάσεις των 2,0 ή 1,33 m, ώστε σε περίπτωση πρόσκρουσης να περιορίζεται το βέλος της παραμόρφωσης. Τέλος, οι αποστάτες είναι πρόσθετα τεμάχια μικρού μήκους που μερικές φορές τοποθετούνται μεταξύ του ορθοστάτη και της αυλακωτής λεπίδας για να επιτευχθεί μεγαλύτερη απορρόφηση ενέργειας με μικρότερη παραμόρφωση.

Οι αυλακωτές λεπίδες των στηθαίων κατασκευάζονται σε δύο διαφορετικά προφίλ, που φαίνονται στην Εικόνα 6.2. Σε διάφορες χώρες του εξωτερικού, στη θέση της αυλακωτής λεπίδας μπορεί να τοποθετούνται κοιλοδοκοί ορθογωνικής διατομής ή καλώδια τάνυσης. Σε κάθε περίπτωση, πάντως, το χαρακτηριστικό της εν λόγω διαμήκους διάταξης είναι η σχετικά αυξημένη παραμορφωσιμότητα.

Όσον αφορά τους ορθοστάτες, μπορεί να χρησιμοποιούνται στοιχεία από ξύλο ή σκυρόδεμα, κατά κανόνα όμως, εφαρμόζονται συνήθη μεταλλικά προφίλ τύπου U, IPE ή Σ. Οι ελληνικοί κανονισμοί επιτρέπουν διατομές U120 και IPE120~140, ενώ από τη διεθνή εμπειρία έχει αποδειχθεί η αποτελεσματικότητα των διατομών IPE100 και

Σ100, που είναι λιγότερο άκαμπτες και επιτρέπουν μεγαλύτερη παραμορφωσιμότητα στο σύστημα. Ουσιαστικά, η συμπεριφορά του όλου συστήματος του στηθαίου εξαρτάται από τη διατομή της αυλακωτής λεπίδας και από τη διατομή και την απόσταση μεταξύ των ορθοστατών. Κατά συνέπεια, για δεδομένο τύπο στηθαίου και αυλακωτής λεπίδας, τον καθοριστικό ρόλο διαδραματίζουν οι ορθοστάτες. Συνιστάται εν γένει η ακαμψία να μην ρυθμίζεται με χρήση μεγαλύτερων διατομών, αλλά με μείωση των αποστάσεων μεταξύ των ορθοστατών ή αλλαγή τύπου στηθαίου. Το βάθος έμπτυξης των ορθοστατών κυμαίνεται από 0,75 m έως 1,20 m σύμφωνα με το ευρωπαϊκό πρότυπο EN1317 ενώ προτείνεται επιπλέον η εγκιβώτισή τους σε σκυρόδεμα. Τέλος, στις περισσότερες περιπτώσεις, μεταξύ ορθοστάτη και λεπίδας παρεμβάλλεται ένας βραχύς αποστάτης, συνήθως διατομής U65 ή U80.



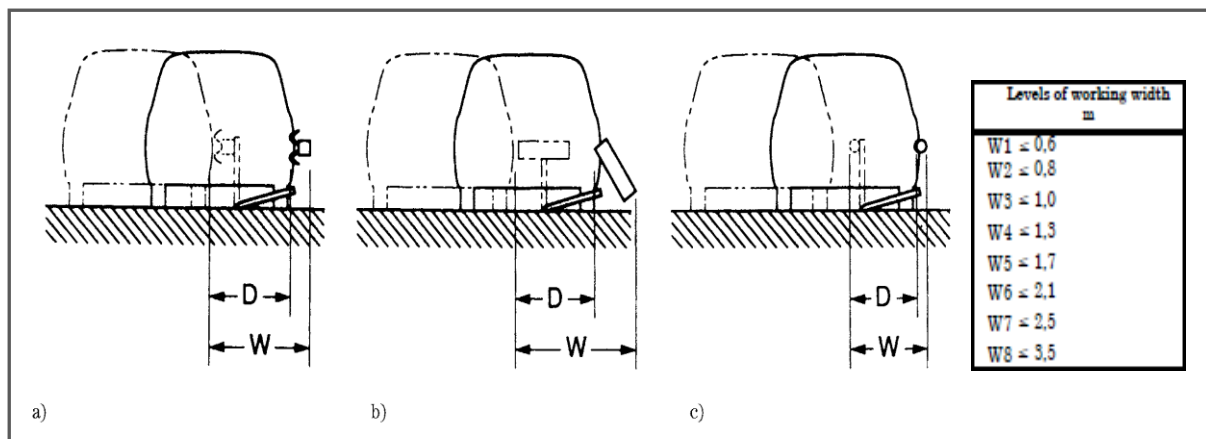
Εικ. 6.2 Διαδεδομένες διατομές αυλακωτής λεπίδας [Natzschka H. 1997].

Η τοποθέτηση των στηθαίων πρέπει να γίνεται με σύνεση σε σημεία που είναι απαραίτητα. Τέτοια σημεία είναι, γενικά ακλόνητα αντικείμενα κοντά στην οριογραμμή του οδοστρώματος, όπως στύλοι ηλεκτροφωτισμού, πινακίδες και γέφυρες σήμανσης, στύλοι δικτύων κοινής ωφέλειας ή φράκτες (όπου μία σύγκρουση του οχήματος με αυτά θα είχε δυσάρεστες συνέπειες), επιχώματα με απότομες κλίσεις (όπου υπάρχει κίνδυνος ανατροπής ή απότομης πτώσης του οχήματος), σημεία παραπλεύρως υδάτινων οδών ή χαραδρών, υψηλά επιχώματα και γέφυρες. Επίσης, τοποθετούνται σε περιπτώσεις όπου επιδιώκεται η προστασία πεζών, ιδίως σε σημεία με αυξημένο ιστορικό εξόδων οχημάτων. Τέλος, δεδομένων των δυσμενών συνθηκών σύγκρουσης αντιθέτως κινούμενων οχημάτων, είναι φανερό ότι η τοποθέτηση στηθαίων σε αυτοκινητοδρόμους με σχετικά μικρό πλάτος ενδιάμεσου χώρου, είναι εκ των ων ουκ άνευ.

6.3 Ευρωπαϊκό πρότυπο EN-1317

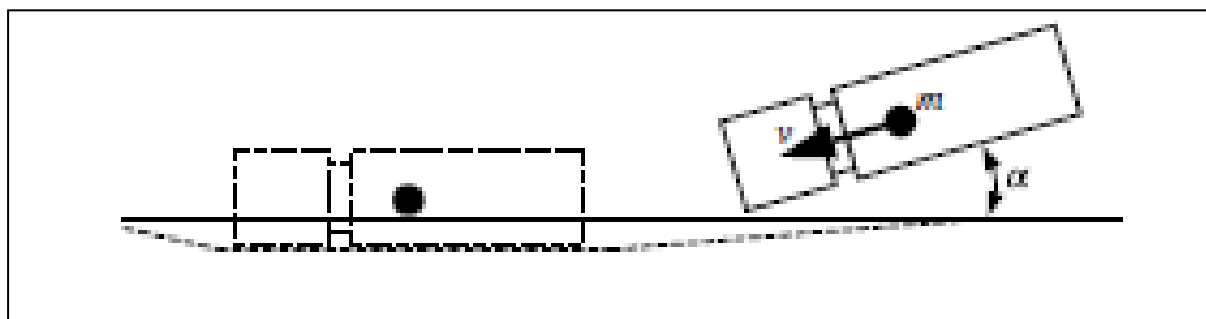
Τα στηθαία ασφαλείας τα οποία εγκαθίστανται στους αυτοκινητόδρομους της ευρωπαϊκής ένωσης θα πρέπει να συμμορφώνονται με το ευρωπαϊκό πρότυπο EN-1317 όσον αφορά την ικανότητα αναχαίτισης του προσπίπτοντος οχήματος, την επιβράδυνση που θα δεχτούν οι επιβάτες και την παραμόρφωση που θα αναπτύξει το στηθαίο.

Πιο συγκεκριμένα, το πρότυπο καθορίζει τέσσερα διαφορετικά επίπεδα περιορισμού για διαφορετικούς τύπους οχημάτων, τα οποία είναι το προσωρινό (T), το κανονικό (N), το υψηλό (H) και πολύ υψηλό (H4). Όσον αφορά τις επιπτώσεις στους επιβάτες, θέτει τρεις παραμέτρους οι οποίες είναι η σφοδρότητα της επιτάχυνσης (ASI), η θεωρητική ταχύτητα κρούσης (THIV), και οι επιπτώσεις λόγω της επιβράδυνσης (PHD). Όσον αφορά την παραμόρφωση που θα αναπτύξει το στηθαίο, η οποία είναι και η βασική παράμετρος που θα εξετάσουμε στο παράδειγμά μας, ορίζει οκτώ κατηγορίες που ξεκινούν από W1 που αντιστοιχεί σε 0,6 m και φτάνουν μέχρι W8 που αντιστοιχεί σε 3,6 m (Εικ. 6.3).



Εικ. 6.3 Επίπεδα λειτουργικού πλάτους [EN 1317-2, 1998].

Τέλος, υπάρχουν πολλοί παράμετροι οι οποίες πρέπει να λαμβάνονται υπόψη σε περίπτωση που θέλουμε να μελετήσουμε τη συμπεριφορά ενός στηθαίου ασφαλείας στην περίπτωση που ένα όχημα πέσει πάνω και οι πιο σημαντικές απ' αυτές είναι η ταχύτητα του προσπίπτοντος οχήματος (v), η γωνία πρόσπτωσης (α), η μάζα του οχήματος (m), το είδος και η συμπεριφορά του οχήματος και οι οδικές συνθήκες (Εικ. 6.4). Για το λόγο αυτό, το ευρωπαϊκό πρότυπο προτείνει ως κύριο τρόπο ελέγχου των στηθαίων τις πειραματικές δοκιμές σε πραγματική κλίμακα και συνθήκες, ορίζοντας όλες τις παραμέτρους οι οποίες είναι απαραίτητες για μία τέτοια δοκιμή.



Εικ.6.4 Παράμετροι για την ανάλυση πτώσης οχήματος σε στηθαίο [Ren Z., Vesenjajk M. 2005].

6.4 Προτεινόμενη ανάλυση

6.4.1 Γενικά

Η πτώση ενός οχήματος πάνω σ' ένα στηθαίο ασφαλείας και ο τρόπος που το τελευταίο αποκρίνεται είναι ένα πολύπλοκο φαινόμενο το οποίο, όπως είδαμε και πιο πάνω εξαρτάται από πολλούς παράγοντες αβεβαιότητας. Για το λόγο αυτό, ο ιδανικότερος τρόπος να μελετηθεί είναι μέσα από πραγματικές δοκιμές, όπως φαίνεται και στην εικόνα 6.5. Οι δοκιμές αυτές όμως απαιτούν αρκετά χρήματα και χρόνο και επομένως σ' ένα πρώιμο στάδιο μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε ένα υπολογιστικό μοντέλο το οποίο θα προσομοιώνει πιστά τις πραγματικές συνθήκες. Παρόλ' αυτά, στο παρόν κείμενο έγιναν κάποιες απλοποιητικές παραδοχές, όπως θα δούμε παρακάτω.



Εικ. 6.5 Πειραματική δοκιμή στηθαίου σε πραγματικές συνθήκες [Borovinsek M. et al. 2007].

6.4.2 Είδος ανάλυσης

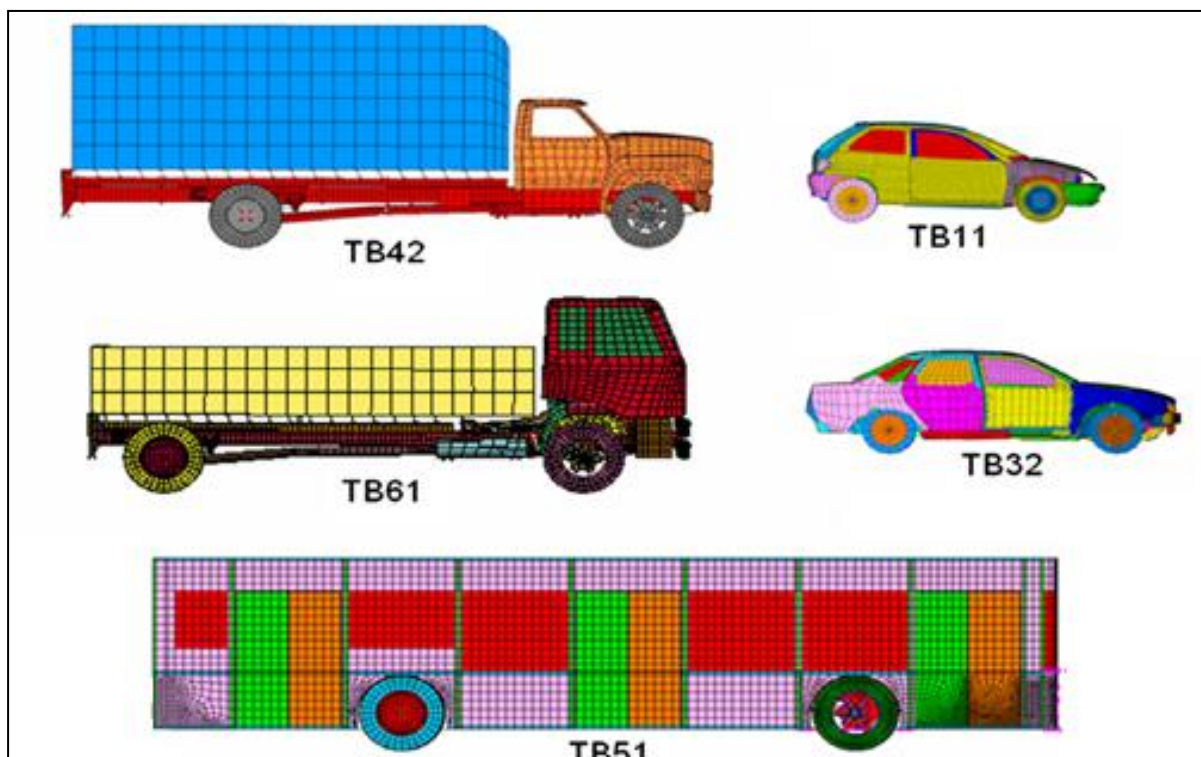
Η πτώση ενός οχήματος πάνω σ' ένα στηθαίο ασφαλείας είναι μία φόρτιση που διαρκεί λίγα δευτερόλεπτα και συνεχώς μεταβάλλεται τόσο το μέτρο της, καθώς το όχημα σταδιακά επιβραδύνει, όσο και η διεύθυνσή της αφού το όχημα ενώ αρχικά πέφτει με σημαντική γωνία πάνω στην κατασκευή μας, καταλήγει να κινείται παράλληλα μ' αυτήν. Συνεπώς, μιλάμε για ένα καθαρά δυναμικό φαινόμενο. Προκειμένου να μπορέσουμε λοιπόν να συλλάβουμε το δυναμικό αντίκτυπο του φαινομένου, μία δυναμική ανάλυση θα ήταν απαραίτητη.

Επίσης, το στηθαίο είναι μία κατασκευή που θέλουμε να αναπτύξει σημαντικές παραμορφώσεις αφού μέσα από αυτόν το μηχανισμό περιμένουμε να απορροφηθεί το μεγαλύτερο ποσοστό της κινητικής ενέργειας του οχήματος. Οι παραμορφώσεις αυτές, όπως είδαμε, μπορεί να αγγίξουν και τα 3,5 m. Για το λόγο αυτό απαιτείται μία μη γραμμική ανάλυση τόσο υλικού όσο και γεωμετρίας, έτσι ώστε να μπορούμε να παρακολουθήσουμε τις μεγάλες παραμορφώσεις. Το γεγονός αυτό σε συνδυασμό με το δυναμικό χαρακτήρα του φαινομένου, καθιστούν τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση ιδανική για την προσομοίωση του προβλήματός μας.

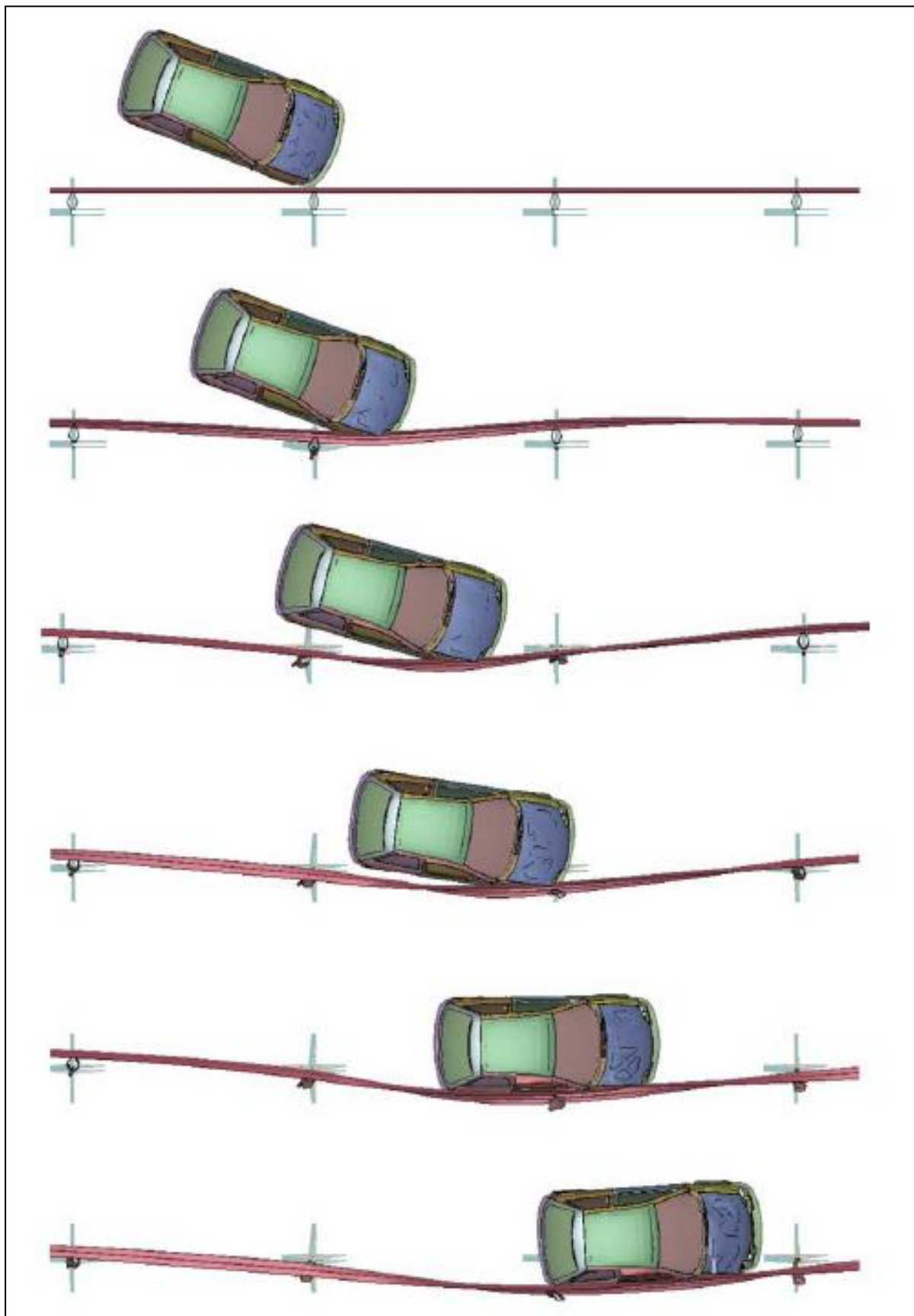
Ωστόσο, εξαιτίας της μεγάλης ολκιμότητας του φορέα μας, ο δυναμικός αντίκτυπος από την πτώση του οχήματος μειώνεται σημαντικά. Το γεγονός αυτό, συνυπολογίζοντας και το υπολογιστικό κόστος που απαιτεί μία δυναμική ανάλυση μας ώθησαν στο παρόν κείμενο να προσομοιώσουμε το φαινόμενο με μία ανελαστική, μη δυναμική ανάλυση μεγάλων παραμορφώσεων που θα λαμβάνει υπόψη τη μη γραμμικότητα υλικού και γεωμετρίας.

6.4.3 Φόρτιση

Ο πιο πλήρης τρόπος για να προσομοιώσουμε τη φόρτιση που θα δεχτεί ένα στηθαίο από ένα όχημα είναι να προσομοιώσουμε το ίδιο το όχημα με πεπερασμένα στοιχεία και δίνοντάς του αρχικές συνθήκες να αφήσουμε να προσκρουστεί πάνω στο στηθαίο. Μία τέτοια προσομοίωση παρουσιάζεται στην εικόνα 6.7 της επόμενης σελίδας όπου έχει προσομοιωθεί η πρόσπτωση ενός επιβατικού οχήματος 900 kg με ταχύτητα 100 km/h πάνω σε ένα μεταλλικό στηθαίο υπό γωνία 20° (Ren Z., Vesenjajk M. 2005). Το ευρωπαϊκό πρότυπο EN-1317 παρέχει τα απαραίτητα στοιχεία για την προσομοίωση του οχήματος και των αρχικών του συνθηκών, ενώ στη διεθνή βιβλιογραφία υπάρχουν διάφορες βιβλιοθήκες με έτοιμα μοντέλα οχημάτων όπως του National Crash Analysis Center (Εικ. 6.6).



Εικ. 6.6 Προσομοίωση πρότυπων μοντέλων οχημάτων με πεπερασμένα στοιχεία [Borovinsek M. et al. 2007].



Εικ. 6.7 Προσομοίωση πτώσης οχήματος με χρήση πεπερασμένων στοιχείων στο πρόγραμμα LS-DYNA3D [Ren Z., Vesenjajk M. 2005].

Στην περίπτωση που θα θέλαμε να κάνουμε μία δυναμική ανάλυση χωρίς προσομοίωση του οχήματος, μπορούμε να ανατρέξουμε στον ευρωκώδικα 1 στο μέρος 1.7 στο παράρτημα C2. Σύμφωνα λοιπόν με τον ευρωπαϊκό κανονισμό, η πρόσκρουση σ' ένα μεταλλικό στηθαίο αποτελεί μία ήπιας μορφής σύγκρουση, αφού η κατασκευή έχει σχεδιαστεί να παραμορφωθεί για να απορροφήσει την ενέργεια της σύγκρουσης. Βέβαια θα πρέπει να έχουμε φροντίσει ο φορέας μας να διαθέτει επαρκή πλαστιμότητα για να μπορέσει να απορροφήσει την κινητική αυτή ενέργεια. Θα πρέπει δηλαδή να ισχύει η εξής σχέση:

$$\frac{1}{2} * m * v_r^2 \leq F_0 * y_0 \quad (6.1)$$

όπου F_0 είναι η δύναμη πλαστικοποίησης της κατασκευής, y_0 η μέγιστη παραμόρφωση, v_r η ταχύτητα πρόσπτωσης του οχήματος και m η μάζα του. Η ταχύτητα v_r εξάγεται από την εξίσωση (6.2) όπου v_0 είναι η ταχύτητα με την οποία το όχημα αφήνει το δρόμο, a η μέση επιβράδυνσή του αφού φύγει εκτός πορείας και s η απόσταση από το σημείο που θα αφήσει το δρόμο μέχρι να πέσει πάνω στο φορέα.

$$v_r = \sqrt{v_0^2 - 2 * a * s} \quad (6.2)$$

Η τελική δύναμη F , η οποία αφορά μία πλήρως δυναμική ανάλυση, λαμβάνεται από τη σχέση (6.3), όπου v είναι η ταχύτητα του οχήματος, m η μάζα του και k η ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία της κατασκευής.

$$F = v_r * \sqrt{k * m} \quad (6.3)$$

Τέλος, ο ευρωκώδικας μας διευκολύνει ακόμα περισσότερο δίνοντας τα στοιχεία τα οποία απαιτούνται στις παραπάνω σχέσεις στους πίνακες C.1 και C.2. Ωστόσο για την περίπτωσή μας, όπου προτιμήθηκε μία στατική αντί για δυναμική ανάλυση, ο κανονισμός μας δίνει δύο δυνατότητες. Μπορούμε είτε να χρησιμοποιήσουμε τις παραπάνω σχέσεις και να πολλαπλασιάσουμε τις τιμές που θα πάρουμε με έναν επ' αυξητικό συντελεστή 1,4, είτε να λάβουμε τις έτοιμες τιμές οι οποίες δίνονται στον πίνακα 4.3.1, της παραγράφου 4.3, του μέρους 1.7.

Για τον υπολογισμό της δύναμης, στην περίπτωση του παραδείγματος μας, προτιμήθηκε η τελευταία λύση, τον πίνακα της οποίας παρουσιάζουμε παρακάτω. Οι τιμές στον πίνακα κατηγοριοποιούνται ανάλογα με τη ταχύτητα του δρόμου και το όχημα σχεδιασμού που αναμένουμε να συγκρουστεί με την κατασκευή μας. Επίσης, ο ευρωκώδικας μας προτείνει μία περιογή στην οποία θα ασκήσουμε το φορτίο και η οποία είναι για την περίπτωση επιβατικού οχήματος 0,25 m επί 0,25 m ενώ για την περίπτωση φορτηγού 0,25 m ύψος και 1,50 m πλάτος ή τις διαστάσεις του στηθαίου αν αυτές είναι μικρότερες.

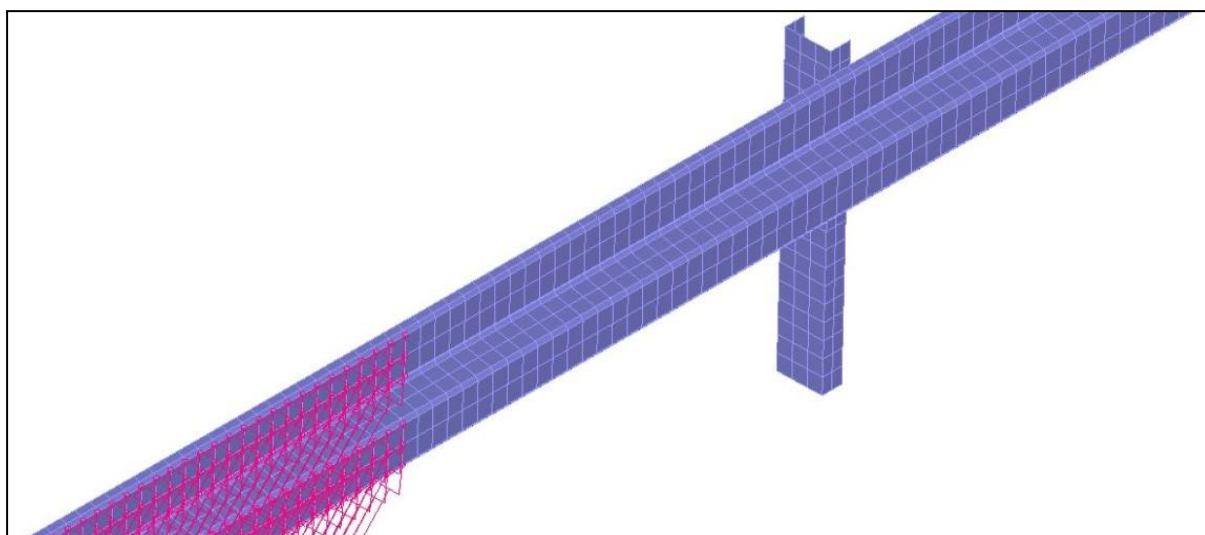
Type of traffic under the bridge	Type of vehicle	Force F_{dx} [kN]	Force F_{dy} [kN]
Motorway	Lorry	1000-2500	500-1250
Country road (<80 km/hr)	Lorry	750-2500	375-1250
Urban area (<60 km/hr)	Lorry	500-2500	250-1250
Court yards and parking garages (<20 km/hr)	Accessible to:- Cars	50-100	25-50
	Lorry	150-300	75-150

Πίνακας 6.1 Οριζόντιες δυνάμεις, εξαιτίας της πτώσης ενός οχήματος πάνω σε μία κατασκευή, για την περίπτωση ισοδύναμης στατικής ανάλυσης [EC1, Part 1.7, Table 4.3.1].

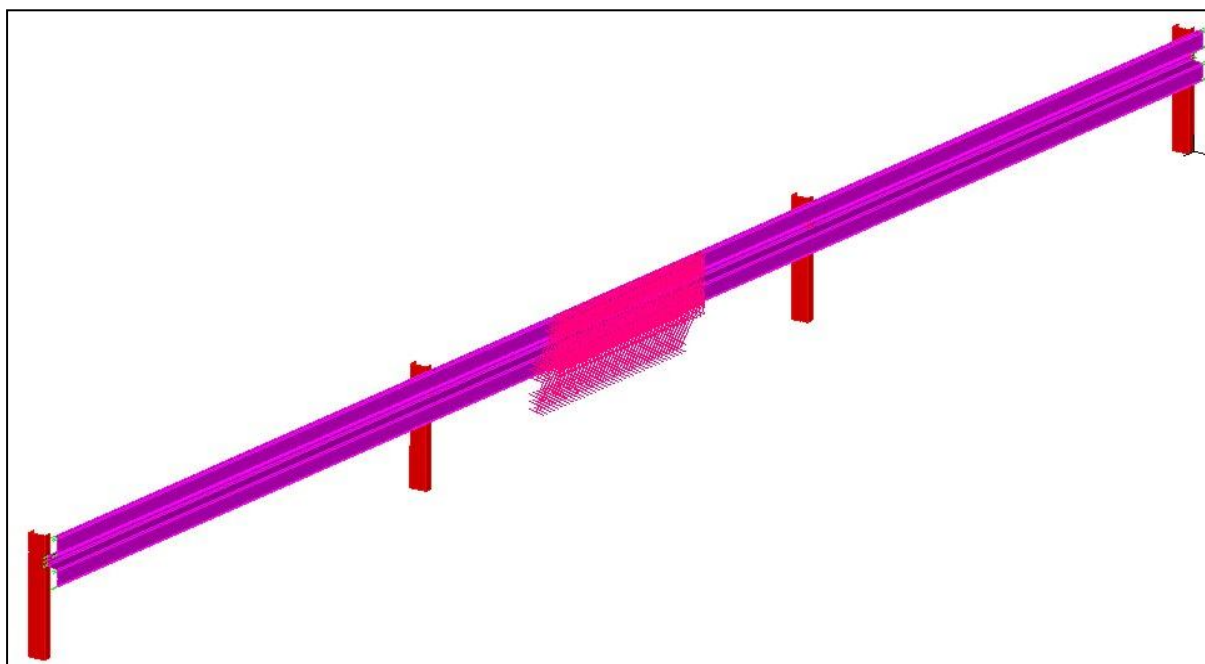
6.4.4 Γεωμετρία στηθαίου ασφαλείας

Στο παράδειγμά μας έγινε προσομοίωση ενός απλού μονόπλευρου στηθαίου, με το πρόγραμμα μη γραμμικής ανάλυσης ADINA. Ο φορέας μας διαθέτει γεωμετρία παρόμοια μ' αυτή του πρώτου σχήματος της εικόνας 6.2. Έγινε η προσομοίωση τεσσάρων ορθοστατών διατομής U 120*50*5 και μίας αυλακωτής λεπίδας πάχους 3 mm. Οι ορθοστάτες είναι αρχικά τοποθετημένοι ανά 4 m ενώ ο προσανατολισμός τους είναι τέτοιος ώστε, ο ισχυρός τους άξονας να ενεργοποιείται για την κάθετη στο στηθαίο δύναμη και η αντίστοιχη οριζόντια συνιστώσα να συναντά πρώτα την εξωτερική ίνα της μεγάλης πλευράς τους (Εικ. 6.8).

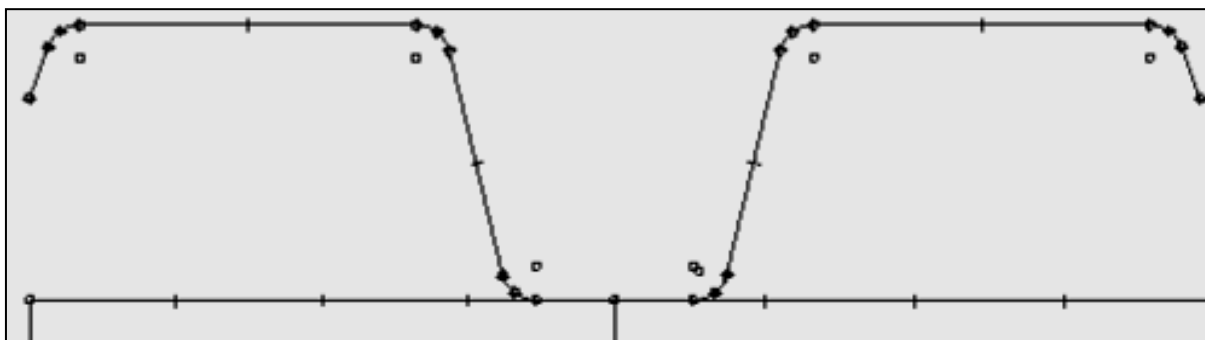
Το συνολικό μήκος της αυλακωτής λαμαρίνας αγγίζει τα 12 m με τη δύναμη να ασκείται στις δύο αυλακώσεις που προεξέχουν σε μία περιοχή μήκους 1,5 m (Εικ 6.9). Όπως φαίνεται και από την εικόνα 6.10, δόθηκε ιδιαίτερη προσοχή στην καμπυλότητα της λαμαρίνας ώστε να προσεγγίσουμε την πραγματική της αντοχή. Σ' όλο το μοντέλο χρησιμοποιήθηκαν 9 κομβικά επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (shell). Το υλικό που χρησιμοποιήθηκε αρχικά είναι χάλυβας S235, ο οποίος χρησιμοποιείται ευρέως και στην πράξη, με μία μικρή κινηματική κράτυνση λόγω του δυναμικού χαρακτήρα της φόρτισης. Οι παράμετροι του υλικού φαίνονται στον πίνακα 6.2.



Εικ. 6.8 Λεπτομέρεια γεωμετρίας ορθοστάτη, λεπίδας και δύναμης.



Εικ. 6.9 Γενική διάταξη φορέα.



Εικ. 6.10 Γεωμετρία λεπίδας διαμορφωμένη στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Adina.

Υλικό	Bilinear ελαστοπλαστικό
Μέτρο ελαστικότητας (E)	21000 kN/cm ²
Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή (ν)	0.28
Τάση διαρροής (f _v)	23.5 kN/cm ²
Πυκνότητα (ρ)	0.00786 kg/cm ³
Συντελεστής κράτυνσης (E _{s1})	58.8 kN/cm ² (0.0028*E)
Είδος κράτυνσης	kinematic

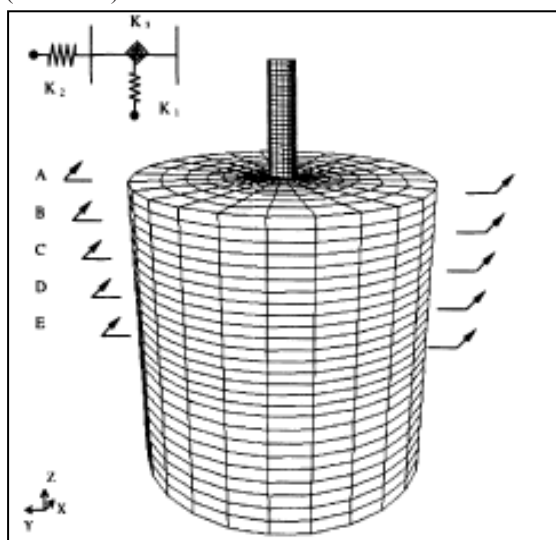
Πίνακας 6.2 Ιδιότητες του ελαστοπλαστικού υλικού, το οποίο χρησιμοποιήθηκε αρχικά στην προσομοίωση.

6.4.5 Συνοριακές συνθήκες

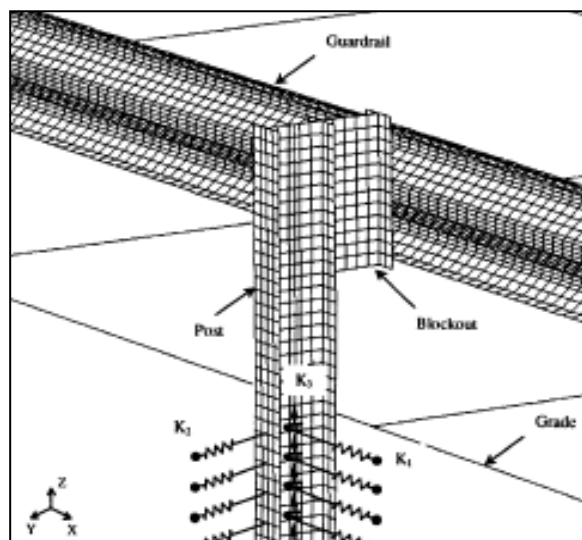
Οι συνοριακές συνθήκες αποτελούν έναν από τους σημαντικότερους παράγοντες της ανάλυσης. Για τον προσδιορισμό τους έχουν γίνει απλοποιητικές παραδοχές. Οι παραδοχές αυτές, άλλοτε είναι υπέρ και άλλοτε κατά της ασφαλείας της κατασκευής. Το σίγουρο είναι ότι επηρεάζουν σημαντικά την απόκριση του φορέα. Οι συνοριακές συνθήκες αφορούν τη σχέση ορθοστάτη-εδάφους, τη σύνδεση ορθοστάτη-λεπίδας και την επιρροή του υπόλοιπου μήκους της λεπίδας που δεν έχει προσομοιωθεί. Παρακάτω θα παρουσιάσουμε αναλυτικά τον τρόπο με τον οποίο έγινε η προσομοίωση αυτών των συνθηκών και τον τρόπο που θα μπορούσε να γίνει σε ένα πιο ακριβές μοντέλο.

Ορθοστάτες-εδαφος

Η αλληλεπίδραση του ορθοστάτη με το έδαφος παίζει προφανώς ζωτικό ρόλο στην αντίδραση της κατασκευής κατά τη διάρκεια της πτώσης ενός οχήματος. Η προσομοίωση όμως της μεταξύ τους σχέσης είναι ένα πολύ σύνθετο ζήτημα. Η προσομοίωση του εδάφους με πεπερασμένα στοιχεία θα επιβάρυνε σημαντικά το μοντέλο μας (Εικ. 6.11) και γι' αυτό η προτιμότερη λύση θα ήταν η προσομοίωση του με χρήση ελαστικών ελατηρίων (Εικ. 6.12).



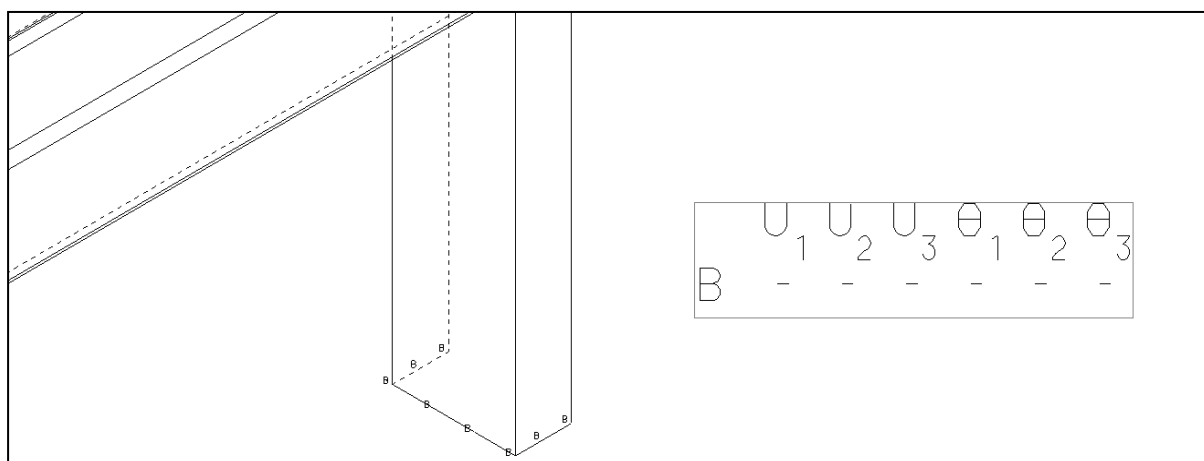
Εικ. 6.11 Προσομοίωση εδάφους με πεπερασμένα στοιχεία [Tabiei A., Wu j. 2000].



Εικ. 6.12 Προσομοίωση εδάφους με γραμμικά ελατήρια [Tabiei A., Wu j. 2000].

Με τη χρήση των ελατηρίων θα μπορούσαμε να προσομοιώσουμε τις αντιδράσεις που αναπτύσσονται στο έδαφος εξαιτίας της φόρτισης. Παρ' ότι υπάρχουν τρεις δεσμεύσεις μετακινήσεων και τρεις στροφών, οι τρεις από αυτές είναι πιο σημαντικές. Αυτές είναι οι αντιδράσεις παράλληλα και κάθετα στη λεπίδα και η ροπή γύρω από τον κατακόρυφο άξονα του ορθοστάτη (Tabiei A., Wu j. 2000). Τα ελατήρια αυτά είναι τοποθετημένα σε όλο το μήκος του εμπαιγμένου τμήματος του ορθοστάτη και οι δυσκαμψίες τους λαμβάνονται από ξεχωριστά μοντέλα, που προσομοιώνουν μόνο το έδαφος και τον ορθοστάτη.

Η εξαγωγή της δυσκαμψίας των ελατηρίων είναι μία επίπονη διαδικασία και για το λόγο αυτό στο παρόν κείμενο αγνοήθηκε η ενδοτικότητα του εδάφους και θεωρήθηκε ότι ο ορθοστάτης είναι πακτωμένος στο έδαφος (Εικ. 6.12). Η υπόθεση αυτή δεν αποκλίνει σημαντικά της πραγματικότητας, αν σκεφτεί κανείς ότι το έδαφος μπορεί να είναι συμπαγής βράχος, ενώ όπου δεν είναι, οι ορθοστάτες εγκιβωτίζονται μέσα σε σκυρόδεμα. Η πάκτωση τοποθετήθηκε κατά μήκος και των τριών πλευρών του ορθοστάτη.



Εικ. 6.13 Πάκτωση των ορθοστατών του φορέα.

Ορθοστάτες-λεπίδα

Στη πράξη, στα στηθαία ασφαλείας, η λεπίδα συνδέεται με τον ορθοστάτη με έναν κοχλία M16, η οπή του οποίου πάνω στη λεπίδα έχει μεγάλες ανοχές κατά τη διαμήκη διεύθυνση ώστε να γίνεται ευκολότερα η συναρμολόγηση των τμημάτων (Εικ. 6.14). Επίσης χρησιμοποιούνται ροδέλες M16 για την καλύτερη ανακατανομή των τάσεων.

Σε δοκιμές που έχουν γίνει με πραγματικά μοντέλα έχει αποδειχθεί ότι στην περιοχή των κοχλιών, πολλές φορές, αναπτύσσονται πολύ μεγάλες δυνάμεις, που σαν αποτέλεσμα έχουν να αστοχεί η σύνδεση μεταξύ ορθοστάτη και λεπίδας. Ωστόσο, η προσομοίωση μίας τέτοιας συμπεριφοράς είναι πολύπλοκη και με υψηλό υπολογιστικό κόστος. Γενικά, υπάρχουν τέσσερις διαφορετικοί τρόποι με τους οποίους μπορούμε να προσομοιώσουμε τη σύνδεση με τον καθένα να διαθέτει τα δικά του πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα.

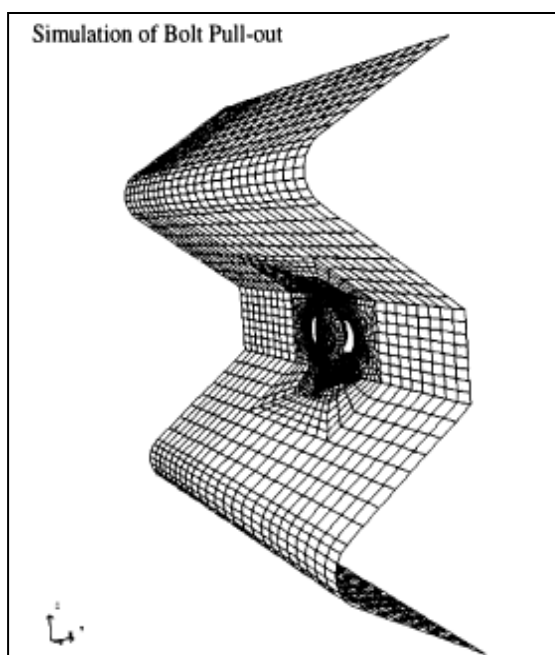
Ο απλούστερος τρόπος, για να προσομοιώσουμε τη σύνδεση μεταξύ των δύο στοιχείων είναι η χρήση ενός κοινού κόμβου ή μίας κοινής επιφάνειας. Τον τρόπο αυτόν εφαρμόσαμε και στο δικό μας παράδειγμα λόγω της ευκολίας με την οποία υλοποιείται. Παρά την απλότητά της, η μέθοδος αυτή δεν αποκλίνει σημαντικά από την πραγματική συμπεριφορά του κόμβου υπό φυσιολογικά μεγέθη δύναμης. Παρ' όλα αυτά δεν είναι τόσο ακριβής σε περιπτώσεις όπου οι συνδέσεις αναπτύσσουν πολύ μεγάλες τάσεις που ως αποτέλεσμα θα είχαν στην πραγματικότητα τη διάρρηξη των κοχλιών.

Μία εξέλιξη της παραπάνω μεθόδου, για μεγαλύτερη ακρίβεια, θα ήταν η χρήση κοινών κόμβων, στους οποίους θα έχει δοθεί η ιδιότητα, να αστοχούν όταν αναπτύσσουν κάποια συγκεκριμένη τάση και έπειτα η σύνδεση να καταργείται. Αυτή τη δυνατότητα την παρέχουν κάποια συγκεκριμένα μοντέλα πεπερασμένων όπως το LS-DYNA3D με την εντολή «Using tied node sets with failure» (Tabiei A., Wu j. 2000). Είναι προφανές ότι με αυτόν τον τρόπο, ο ορθοστάτης και η λεπίδα δεν διαχωρίζονται μέχρι τη στιγμή της αστοχίας. Στην πραγματικότητα όμως, ο κοχλίας επιτρέπει ορισμένες μικρές μετακινήσεις στη λεπίδα, οι οποίες ανακουφίζουν σημαντικά την περιοχή της σύνδεσης.

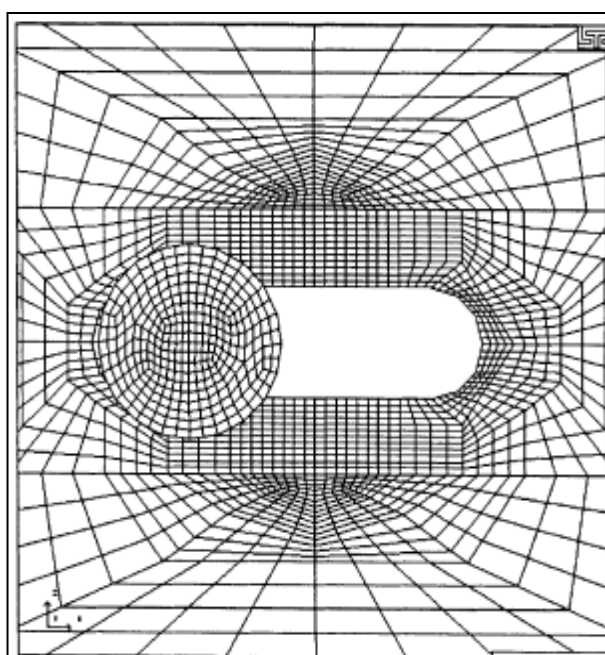


Εικ. 6.14 Λεπτομέρεια σύνδεσης ορθοστάτη λεπίδας και αποκατάστασης συνέχειας λεπίδας.

Ο πιο ακριβής τρόπος για να πετύχουμε τη συνέχεια μεταξύ λεπίδας και ορθοστάτη είναι να προσομοιώσουμε τη σύνδεση με πεπερασμένα στοιχεία, όπως φαίνεται στην εικόνα 6.15 και 6.16. Η μέθοδος αυτή παρά την ακρίβειά της, έχει ένα πολύ σημαντικό μειονέκτημα, το οποίο είναι το υπολογιστικό κόστος. Μία εναλλακτική μέθοδος θα ήταν να προσομοιώνουμε ξεχωριστά τη σύνδεση και να υπολογίζαμε από αυτό το μοντέλο τη δυσκαμψία της. Τη δυσκαμψία αυτήν θα μπορούσαμε στη συνέχεια να τη χρησιμοποιήσουμε ως δυσκαμψία σε μερικά μη γραμμικά ελατήρια τα οποία θα τοποθετούσαμε στην περιοχή της σύνδεσης στο μοντέλο όλου του στηθαίου.



Εικ. 6.15 Προσομοίωση σύνδεσης λεπίδας ορθοστάτη [Tabiei A., Wu j. 2000].



Εικ. 6.16 Προσομοίωση σύνδεσης λεπίδας ορθοστάτη [Tabiei A., Wu j. 2000].

Προσομοίωση συνέχειας λεπίδας

Το συνολικό μήκος του στηθαίου που έχουμε προσομοιώσει είναι 12 m. Ωστόσο, το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1317-2 ορίζει ότι το ελάχιστο μήκος στηθαίου που πρέπει να τοποθετείται είναι 80 με 140 m ανάλογα με το είδος του δρόμου. Επομένως, με κάποιον τρόπο πρέπει να προσομοιώσουμε τη συνέχεια του στηθαίου, χωρίς να δημιουργήσουμε ένα πολύ δαπανηρό υπολογιστικά μοντέλο.

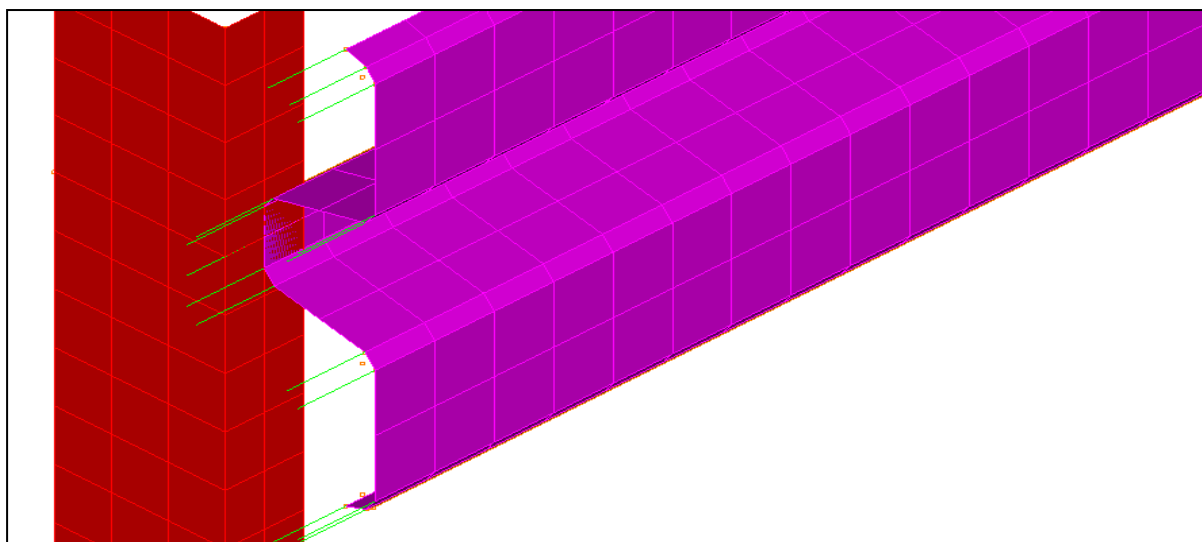
Κριτήριο	Απόσταση του εμποδίου από την όψη του στηθαίου ασφαλείας	Είδος οδού	Μήκος L ₂ του στηθαίου ασφαλείας	
			παράλληλα στην οδό	πλευρικά υπό γωνία 1:20
Ολίσθηση	≤ 1,5m	Οδός με διαχωρισμένο οδόστρωμα	140m	-
		Οδός με ενιαίο οδόστρωμα	100m	-
Διέλευση πίσω από το στηθαίο ασφαλείας	> 1,5m	Οδός με διαχωρισμένο οδόστρωμα	100m	60m
		Οδός με ενιαίο οδόστρωμα	80m	60m

Πίνακας 6.3 Απαιτούμενα μήκη στηθαίων [EN-1317].

Ο τρόπος για να επιτευχθεί αυτό, είναι με τη χρήση ελαστικών ελατηρίων τα οποία θα διαθέτουν κατάλληλη δυσκαμψία. Τα ελατήρια αυτά θα διαθέτουν βαθμό ελευθερίας ως προς το διαμήκη άξονα της λεπίδας. Τη μέθοδο αυτή την εφαρμόσαμε και στο παράδειγμά μας (Εικ. 6.17). Μία καλή πρώτη προσέγγιση για την τιμή της δυσκαμψίας των ελατηρίων είναι η δυσκαμψία που δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$K = E * \frac{A}{L} \quad (6.4)$$

Στην παραπάνω σχέση K είναι η δυσκαμψία του ελατηρίου, E το μέτρο ελαστικότητας της λεπίδας, A η διατομή της λεπίδας χωρίς απομοιώσεις λόγω σπών και L το μήκος του μοντέλου το οποίο δεν έχει προσομοιωθεί. Στην περίπτωση του δικού μας παραδείγματος, όπως φαίνεται και από την παρακάτω εικόνα χρησιμοποιήθηκαν 15 τέτοια ελατήρια από κάθε πλευρά του μοντέλου τα οποία είχαν διαφορετική δυσκαμψία ανάλογα με το ποσοστό της διατομής του στηθαίου που προσομοίωναν. Τα ελατήρια αυτά ξεκινούν από τα σημεία της λεπίδας που έχουμε προσομοιώσει και καταλήγουν σε σημεία τα οποία είναι πακτωμένα.



Εικ. 6.17 Λεπτομέρεια στηθαίου. Με πράσινο διακρίνονται τα γραμμικά ελατήρια προσομοίωσης της συνέχειας.

6.4.6 Παραμετροποίηση

Στόχο αυτού του κεφαλαίου αποτελεί η κατανόηση της εύρωστης συμπεριφοράς του στηθαίου και των παραμέτρων από τις οποίες εξαρτάται. Για να επιτύχουμε αυτόν το στόχο, δεν αρκεί να περιοριστούμε σ' ένα συγκεκριμένο μοντέλο και σ' ένα μόνο είδος αναλύσεων. Απεναντίας πρέπει να γίνει παραμετροποίηση όσο αφορά τα βασικά στοιχεία του προσομοιώματος και να ελεγχτεί εκτενώς η ακρίβεια των αναλύσεων.

Για τον έλεγχο του μοντέλου μας, πρόκειται να γίνουν μία σειρά αναλύσεων για κάθε παράμετρο που θα διαφοροποιείται. Οι αναλύσεις αυτές θα είναι τρεις και θα γίνεται μία άμεση, μεταξύ τους σύγκριση μέσα από δρόμους ισορροπίας, ζώνες πλαστικοποίησης και κατανομές τάσεων. Αρχικά, θα γίνετε μία στατική ανάλυση μικρών παραμορφώσεων με μη γραμμικό υλικό, μέσα από την οποία θα λαμβάνουμε στοιχεία για ένα άνω όριο του φορτίου πρώτης πλαστικοποίησης.

Έπειτα, θα ακολουθεί μία στατική ανάλυση με μη γραμμικότητα υλικού και γεωμετρίας. Απ' αυτήν την ανάλυση θα επιδιώξουμε να παράγουμε τον αρχικό κλάδο, του πραγματικού δρόμου ισορροπίας του μοντέλου μας. Τα αποτελέσματα αυτής της στατικής ανάλυσης, θα τα επιβεβαιώνουμε με την collapse ανάλυση που θα έπεται.

Από τη collapse ανάλυση που ακολουθεί, επιδιώκουμε μία ακριβέστερη μορφή του δευτερεύοντα κλάδου. Μέσα στο δευτερεύοντα κλάδο κρύβεται η δεύτερη γραμμή άμυνας του στηθαίου. Η συμπεριφορά αυτή είναι το κυρίως ζητούμενό μας καθώς, όπως έχουμε δει και παραπάνω, αποτελεί βασική αρχή της ευρωστίας. Όπως έχει αναφερθεί στο πρώτο κεφάλαιο, η αρχή αυτή εκδηλώνεται έντονα στα στηθαία ασφαλείας, μέσα από την αλλαγή της απόκρισης της κατασκευής κατά τη διάρκεια της πτώσης ενός οχήματος. Ενώ αρχικά έχουμε απλή κάμψη της λεπίδας, αυτή αρχίζει να εφελκύεται για μεγαλύτερα φορτία και παραμορφώσεις, με αποτέλεσμα να κάμπει του ορθοστάτες.

Οι παράμετροι, οι οποίες θα ελεγχθούν βάσει των παραπάνω αναλύσεων, είναι στοιχεία τα οποία διαφοροποιούνται και στα πραγματικά στηθαία ασφαλείας, ανάλογα τις απαιτήσεις που επιβάλει ο κανονισμός και τον ανάδοχο του έργου. Η πρώτη παράμετρος που θα ελεγχτεί είναι αυτή του υλικού. Θα δοκιμαστούν συνολικά τρεις διαφορετικές ποιότητες χάλυβα. Οι ποιότητες αυτές, οι οποίες συναντούνται και στην πράξη, είναι οι χάλυβες S 235, S 275 και S 355, με τον πρώτο να είναι σαφώς πιο διαδεδομένος.

Έπειτα, θα δοκιμάσουμε τρεις διαφορετικές τιμές για τις δυσκαμψίες των ελατηρίων, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για να υποδηλώσουν τη συνέχεια του μοντέλου μας. Η αρχική δυσκαμψία, όπως είδαμε σε προηγούμενη ενότητα, θα παρθεί από τη σχέση (6.4). Στη συνέχεια, θα δοκιμάσουμε την περίπτωση το μοντέλο αρχικά, να διαθέτει διπλάσια και έπειτα τη μισή δυσκαμψία, από την τιμή που θα μας δώσει η εξίσωση αυτή. Ο λόγος για τον οποίο δοκιμάζονται τιμές με τόση μεγάλη διασπορά είναι ότι πρόκειται για μία παράμετρο με μεγάλη αβεβαιότητα όσον αφορά την τιμή της.

Σειρά στην παραμετροποίηση έχει το πάχος της λεπίδας. Στην περίπτωση αυτή, θα κινηθούμε στα επιτρεπτά όρια που δίνει το ευρωπαϊκό πρότυπο EN-1317 και το DIN 1016. Το βασικό πάχος του μοντέλου θα είναι 3 mm, ενώ στη συνέχεια θα ελεγχτούν μοντέλα με πάχος 3,5 mm και 2,5 mm. Η διασπορά που επιτρέπει το ευρωπαϊκό πρότυπο είναι ελαφρώς μικρότερη, ωστόσο επιδιώξαμε να φανεί πιο έντονα η επιρροή του πάχους στην τελική απόκριση του μοντέλου.

Τελευταία παράμετρος με την οποία θα ασχοληθούμε είναι η απόσταση των ορθοστατών. Όπως είδαμε στο εισαγωγικό κομμάτι του κεφαλαίου αυτού, οι αποστάσεις που τοποθετούνται οι ορθοστάτες στην πράξη είναι 4 m, 2 m και 1,33 m. Για το λόγο αυτό, θα ελεγχθούν αυτές οι τρεις περιπτώσεις. Στο μοντέλο μας για μεγαλύτερη ακρίβεια, η τρίτη από αυτές τις τιμές θα είναι ελαφρώς αυξημένη σε 1,3333 m έτσι ώστε το τελικό μήκος του μοντέλου μας να παραμείνει το ίδιο.

Σ' όλες τις περιπτώσεις το συνολικό μήκος του μοντέλου είναι 12 m, ενώ η δύναμη ασκείται γύρω από τον άξονα συμμετρίας. Αυτό έχει ως συνέπεια, όπως θα δούμε, στην περίπτωση που οι ορθοστάτες τοποθετούνται ανά 2 και 1,33 m, το φορτίο εκτός από τη λεπίδα να ασκείται πάνω και σ' αυτούς, επηρεάζοντας την τελική συμπεριφορά του μοντέλου. Αυτό είναι κάτι το οποίο αποκρίνεται στην πραγματικότητα καθώς, στην

περίπτωση που οι ορθοστάτες απέχουν τόσο μικρή απόσταση, ένα όχημα με πλάτος το λιγότερο 2.00 m, αφού το όχημα σχεδιασμού είναι φορτηγό, θα συγκρουστεί αναγκαστικά απευθείας με έναν από αυτούς.

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται συνοπτικά οι παράμετροι τις οποίες θα ελέγξουμε στο παρόν κείμενο. Εκτός από τη σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων που περιγράψαμε παραπάνω, θα γίνει και απευθείας σύγκριση των παραμέτρων αυτών, μέσα από τους δρόμους ισορροπίας, και όπου χρειαστεί τις κατανομές των τάσεων, και των ζωνών πλαστικοποίησης.

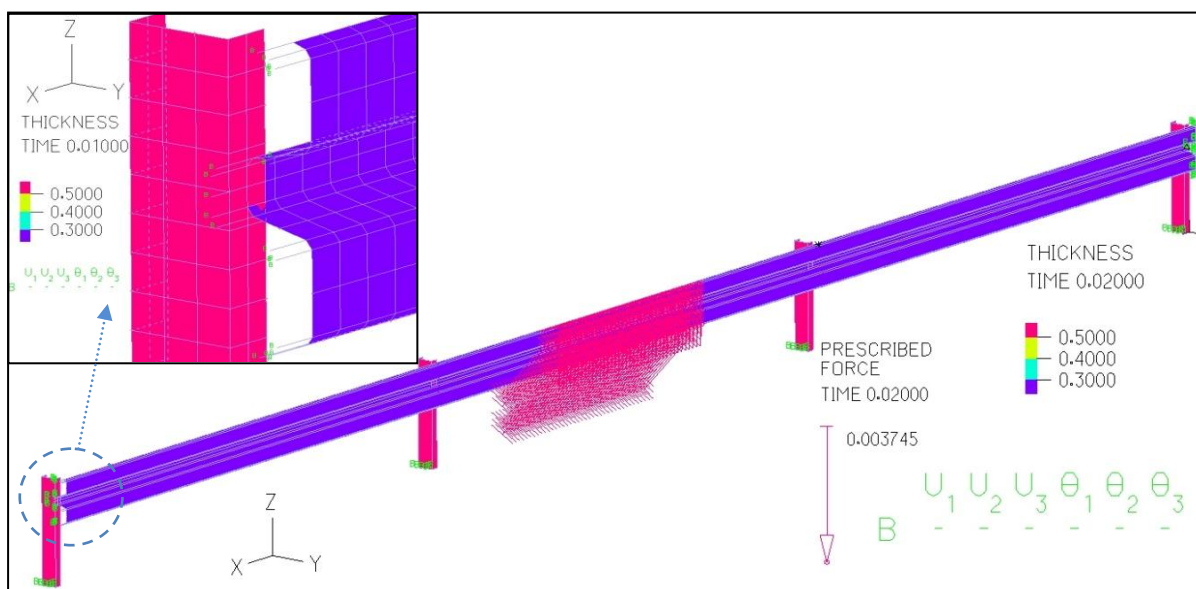
Παράμετρος α/α	Τιμή		
	1	2	3
Υλικό	S 235	S275	S 355
Δυσκαμψία ελατηρίων (kN/cm)	$(E^*A)/L$	$(2^*E^*A)/L$	$(E^*A)/(2^*L)$
Πάχος (mm)	3,00	3,50	2,50
Απόσταση ορθοστατών (m)	4,00	2,00	1,33

Πίνακας 6.4 Παράμετροι αναλύσεων.

6.5 Βασικό μοντέλο προσομοίωσης

6.5.1 Γενικά

Το βασικό μοντέλο, το οποίο θα αποτελέσει αφετηρία και μέτρο σύγκρισης για όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις, θα αποτελείται από τις παραμέτρους της στήλης 1 του πίνακα 6.4. Συνεπώς, θα διαθέτει χάλυβα ποιότητας S 235, πάχος λεπίδας 3.00 mm, απόσταση ορθοστατών 4.00 m και η δυσκαμψία των ελατηρίων του, τα οποία υποδηλώνουν τη συνέχεια της λεπίδας, θα ισούται με E^*A/L , όπου L το μήκος της λεπίδας, η οποία δεν έχει προσομοιωθεί, και A η διατομή της. Οι παράμετροι αυτές αποτελούν και τις πιο συνηθισμένες επιλογές στην πράξη. Στην εικόνα 6.18 μπορούμε να διακρίνουμε μία γενική άποψη του μοντέλου μας.

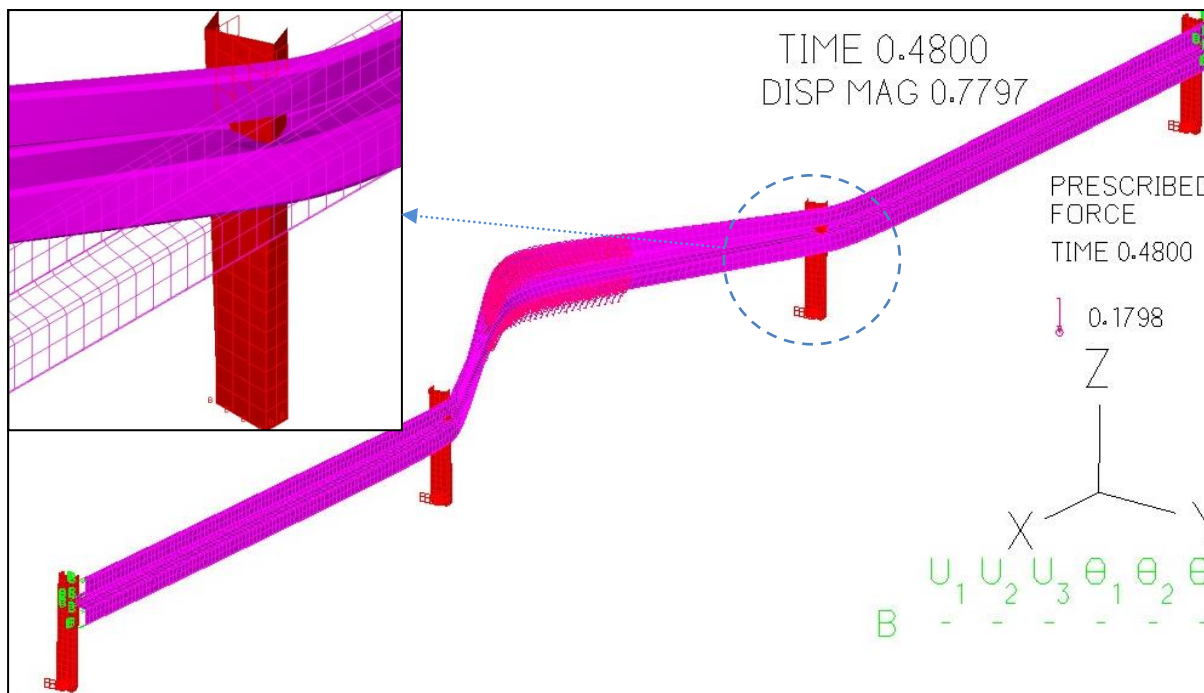


Εικ. 6.18 Γενική άποψη βασικού μοντέλου προσομοίωσης.

6.5.2 Στατική ανάλυση μικρών μετακινήσεων

Όπως έχουμε αναφέρει ξανά, η στατική ανάλυση μικρών μετακινήσεων με μη γραμμικό υλικό έχει ως στόχο να μας δώσει ένα άνω όριο της ελαστικής αντοχής του στηθαίου, μέσα από το φορτίο πλήρους πλαστικοποίησης. Τη γενική εικόνα της παραμόρφωσης του στηθαίου μπορούμε να την παρατηρήσουμε στην εικόνα 6.19. Όπως βλέπουμε στην εικόνα αυτή, η λεπίδα, σε αντίθεση με τους ορθοστάτες, έχει παραμορφωθεί όπως αναμενόταν. Προφανώς, η κλίμακα της παραμόρφωσης είναι πολύ μεγάλη σε σχέση με την κλίμακα του μοντέλου. Στη λεπτομέρεια της ίδιας εικόνας παρατηρούμε ότι σημειώνεται μία μικρή στροφή του στύλου, η οποία όμως είναι ανεπαίσθητη.

Αυτό είναι λογικό αν σκεφτούμε ότι η λεπίδα πλαστικοποιείται πριν αρχίσουν να κάμπτονται οι ορθοστάτες. Αυτή η συμπεριφορά είναι και η επιθυμητή, καθώς με τη μεγάλη παραμόρφωση της λεπίδας, θα έχουμε και μεγάλη απορρόφηση ενέργειας κατά τη διάρκεια της πρόσκρουσης του οχήματος. Αντίθετα, όταν οι ορθοστάτες θα αρχίσουν να κάμπτονται, η λεπίδα θα έχει ήδη φτάσει στα όρια της και τα περιθώρια απορρόφησης της ενέργειας πλέον θα είναι περιορισμένα.



Εικ. 6.19 Παραμορφωμένη εικόνα βασικού μοντέλου προσομοίωσης.

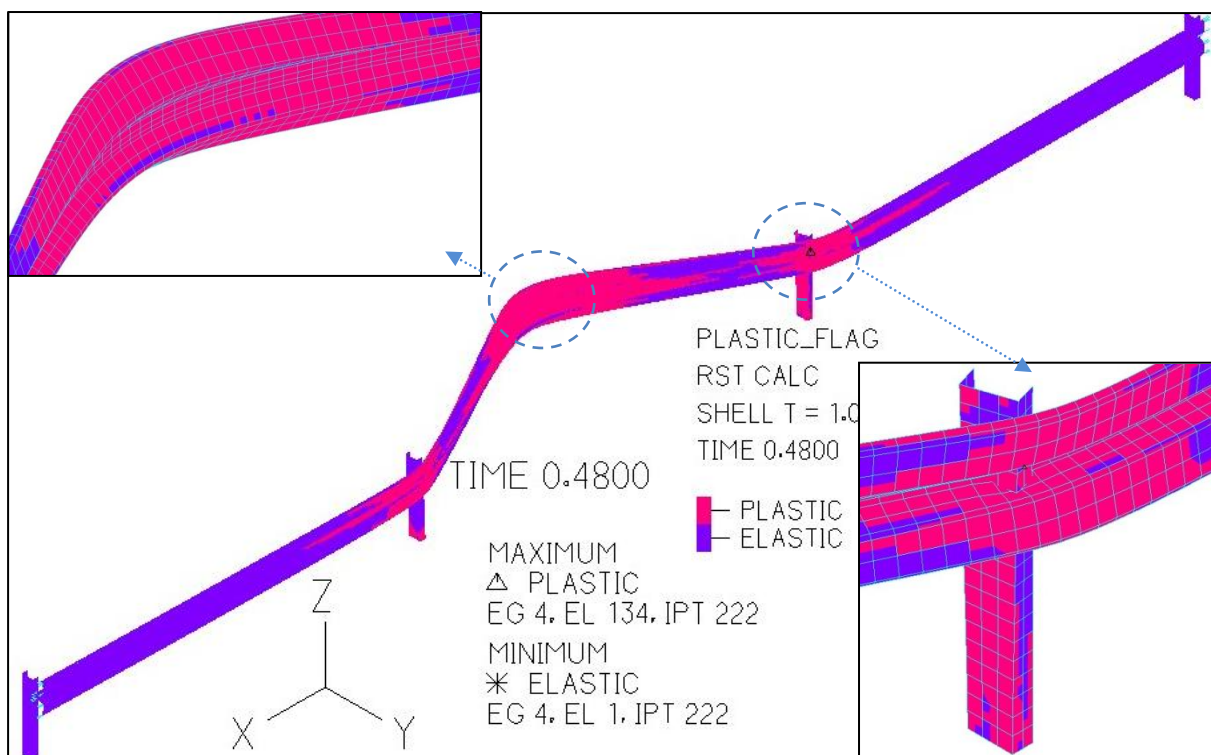
Οι παραμορφώσεις, οι οποίες σημειώθηκαν σ' αυτήν την ανάλυση, είναι αρκετά μεγάλες και οφείλονται πιθανότατα στη δημιουργία μίας ευρείας ζώνης πλαστικοποίησης, πριν αστοχήσει ο φορέας. Συγκεκριμένα, στο μεσαίο φάνωμα της λεπίδας σημειώθηκε παραμόρφωση 132 cm, ως προς τον Y άξονα και 4,1 cm, ως προς τον X άξονα (Εικ. 6.19). Αυτό σημαίνει ότι σύμφωνα μ' αυτήν την ανάλυση και την εικόνα 6.3, το στηθαίο μ' αυτές τις παραμέτρους, εντάσσεται στην w5 κατηγορία του κανονισμού. Στην περιοχή των στύλων, οι παραμορφώσεις είναι εμφανώς μικρότερες και δεν ξεπερνούν τα 1,2 cm και 2,7 cm κατά τον Y και X άξονα αντίστοιχα.

Στην εικόνα 6.20, μπορούμε να παρατηρήσουμε τις πλαστικοποιημένες περιοχές που δημιουργούνται κατά την αστοχία του μοντέλου μας. Σύμφωνα με την εικόνα αυτή, οι πλαστικές ζώνες δημιουργούνται στην περιοχή που ασκείται η δύναμη και γύρω από τους γειτονικούς ορθοστάτες. Ενδιαφέρον έχει ότι προς το παρόν δεν παρατηρούμε πλαστικοποιήσεις ή έστω κάποια σημαντική παραμόρφωση στους ακραίους ορθοστάτες.

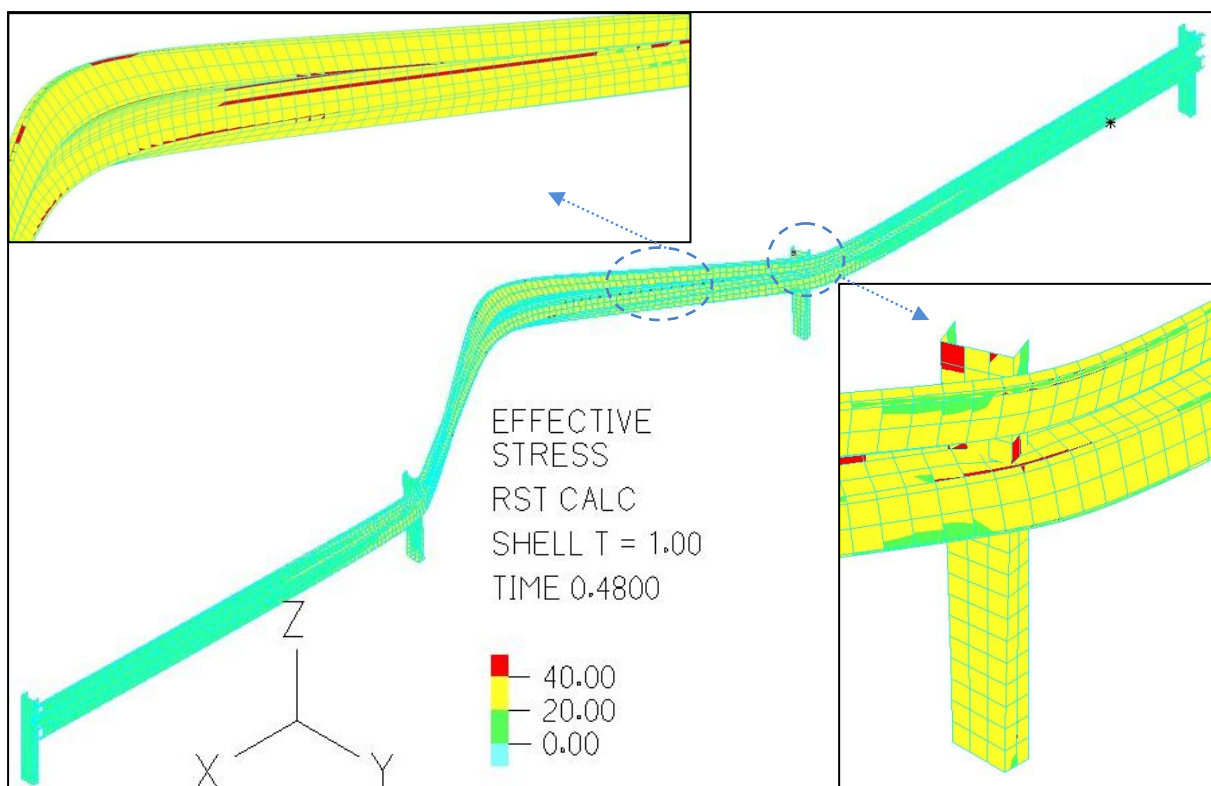
Η μέγιστη τάση von Mises που εμφανίζεται στο μοντέλο μας είναι 42 kN/cm². Η τιμή αυτή είναι αρκετά υψηλότερη από την τιμή διαρροής του χάλυβα και πιθανότατα οφείλεται στην κράτνση που έχουμε θεωρήσει και στο γεγονός ότι δεν αναφέρεται σε ορθές τάσεις. Στην εικόνα 6.21 μπορούμε να παρατηρήσουμε τη μορφή που έχει η κατανομή των τάσεων του μοντέλου.

Όπως φαίνεται και από την εικόνα 6.21, όσο αφορά τη λεπίδα, οι μέγιστες τάσεις που αναπτύσσει παρατηρούνται κυρίως στην περιοχή των στηριξεών της και λιγότερο στο μεσαίο φάνωμά της. Επίσης, μεγάλες τάσεις παρατηρούμε και στους ορθοστάτες, οι οποίοι ενεργοποιούνται λόγω του εφελκυσμού της λεπίδας.

Σ' αυτό το σημείο, πρέπει να τονίσουμε ότι το προσομοίωμά μας ανέπτυξε αυτές τις τάσεις, χωρίς να του ασκηθεί ολόκληρη η δύναμη σχεδιασμού. Συγκεκριμένα, η ανάλυση κατάφερε να εκτελέσει 49 από τα 100 βήματα που της είχαμε ορίσει, γεγονός που υποδηλώνει ότι η κατασκευή αστόχησε στο 49 % της συνολικής δύναμης σχεδιασμού. Το ποσοστό αυτό αντιστοιχεί σε μία δύναμη 490 kN, η οποία μπορεί να αναπτυχθεί αν στο στηθαίο πέσει ένα φορτηγό σχεδιασμού με ταχύτητα μικρότερη των 60 km/h (Πίνακας 6.1).



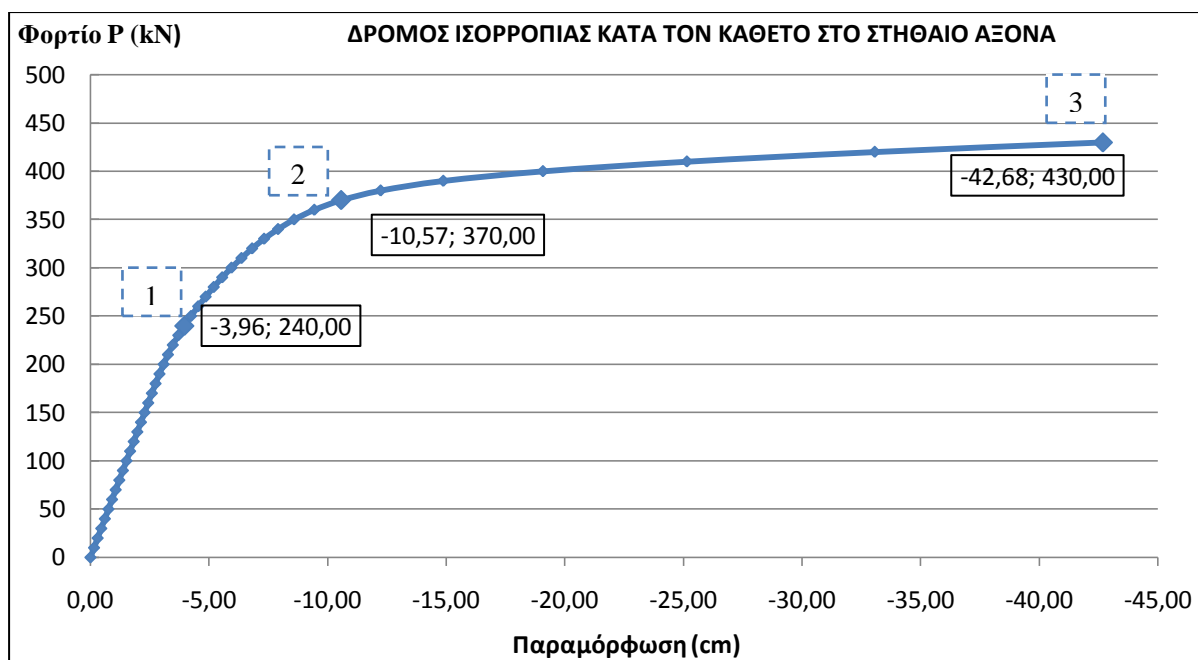
Εικ. 6.20 Ζώνες πλαστικοποίησης βασικού μοντέλου προσομοίωσης.



Εικ. 6.21 Κατανομή τάσεων βασικού μοντέλου προσομοίωσης.

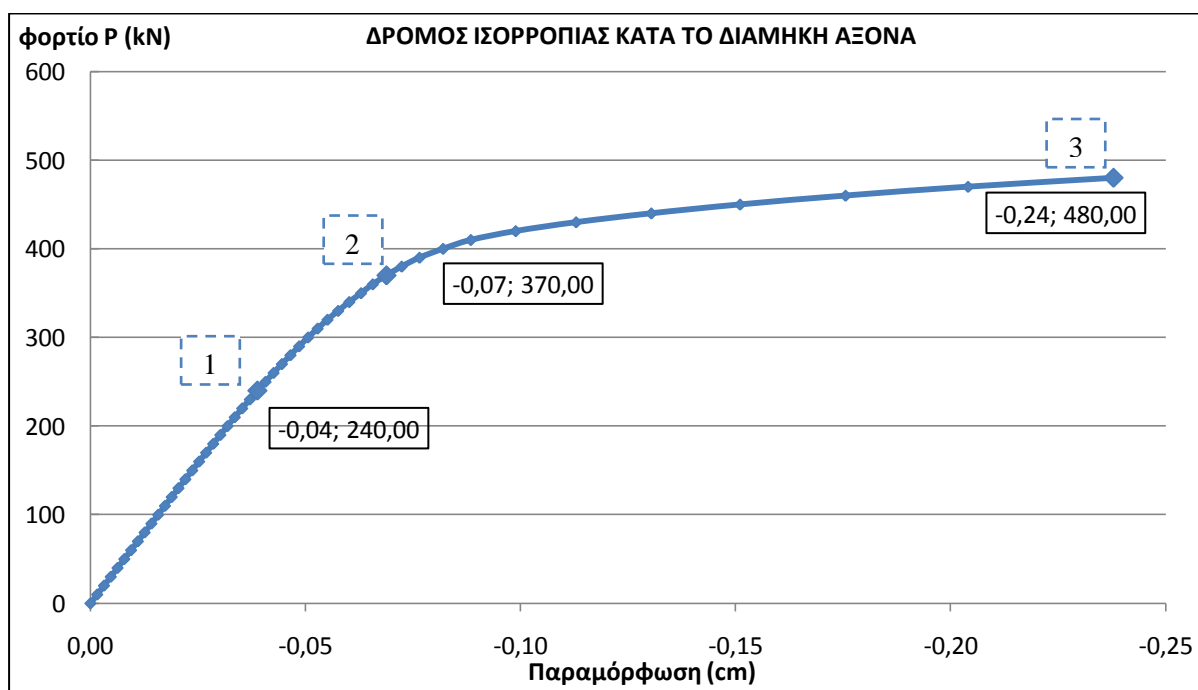
Στην εικόνα 6.22 μπορούμε να διακρίνουμε το δρόμο ισορροπίας που πήραμε από τη στατική ανάλυση των μικρών μετατοπίσεων για την περίπτωση παραμορφώσεων κάθετα στο διαμήκη άξονα του στηθαίου. Όπως βλέπουμε από το διάγραμμα, υπάρχει ένας ελαστικός κλάδος μετά τον οποίο σημειώνεται μία σταδιακή αλλά γρήγορη μείωση της δυσκαμψίας του φορέα μας. Στο διάγραμμα αυτό, όπως αναφέραμε και στην αρχή της παραγράφου, δεν διακρίνουμε κάποια στρατηγική της ευρωστίας, εκτός από το μεγάλο πλατό διαρροής.

Η συμπεριφορά του στηθαίου βλέπουμε ότι για μικρές παραμορφώσεις καθορίζεται κυρίως από τη μη γραμμικότητα του υλικού. Το γεγονός αυτό επιβεβαιώνεται από τη μεγάλη ομοιότητα μεταξύ του δρόμου ισορροπίας και του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων του χάλυβα, στην περίπτωση που ο τελευταίος διαθέτει κράτυνση. Η κράτυνση δικαιολογεί τον ελαφρά ανοδικό κλάδο λίγο πριν από την αστοχία του προσομοιώματος.



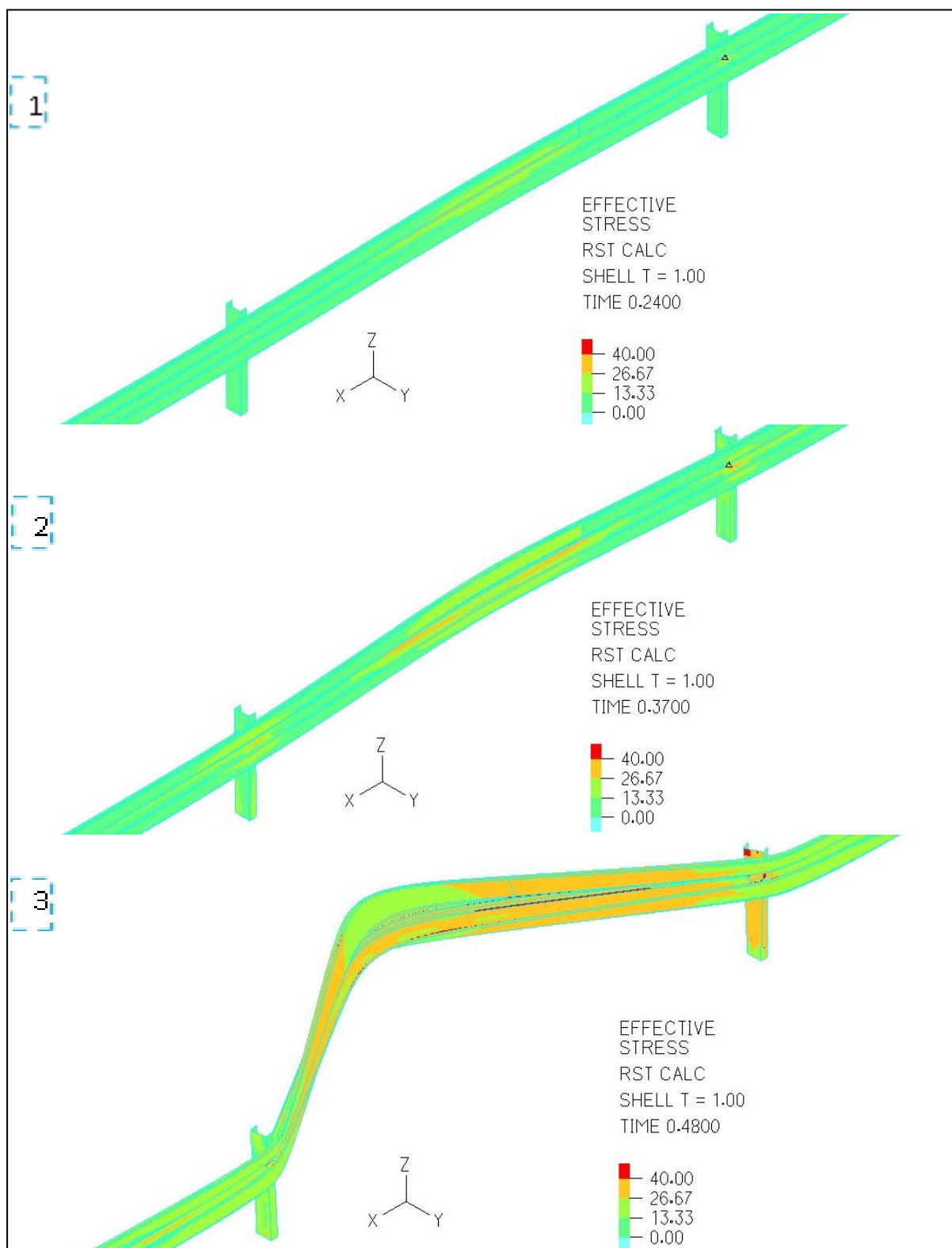
Εικ. 6.22 Δρόμος ισορροπίας του στηθαίου για παραμόρφωση κάθετη στη διαμήκη του διεύθυνση.

Στο παραπάνω διάγραμμα έχουν σημειωθεί τρία σημεία τα οποία αντιστοιχούν στη δύναμη πρώτης διαρροής, στη δύναμη που προκαλεί την αστοχία και σε μία ενδιάμεση κατάσταση. Για τα τρία αυτά σημεία έχουν προστεθεί και οι τιμές της μετακίνησης και της δύναμης. Τα τρία αυτά σημεία μπορούμε να τα διακρίνουμε και στο διάγραμμα της επόμενης εικόνας, το οποίο απεικονίζει το δρόμο ισορροπίας για δύναμη κατά τη διαμήκη διεύθυνση του στηθαίου.

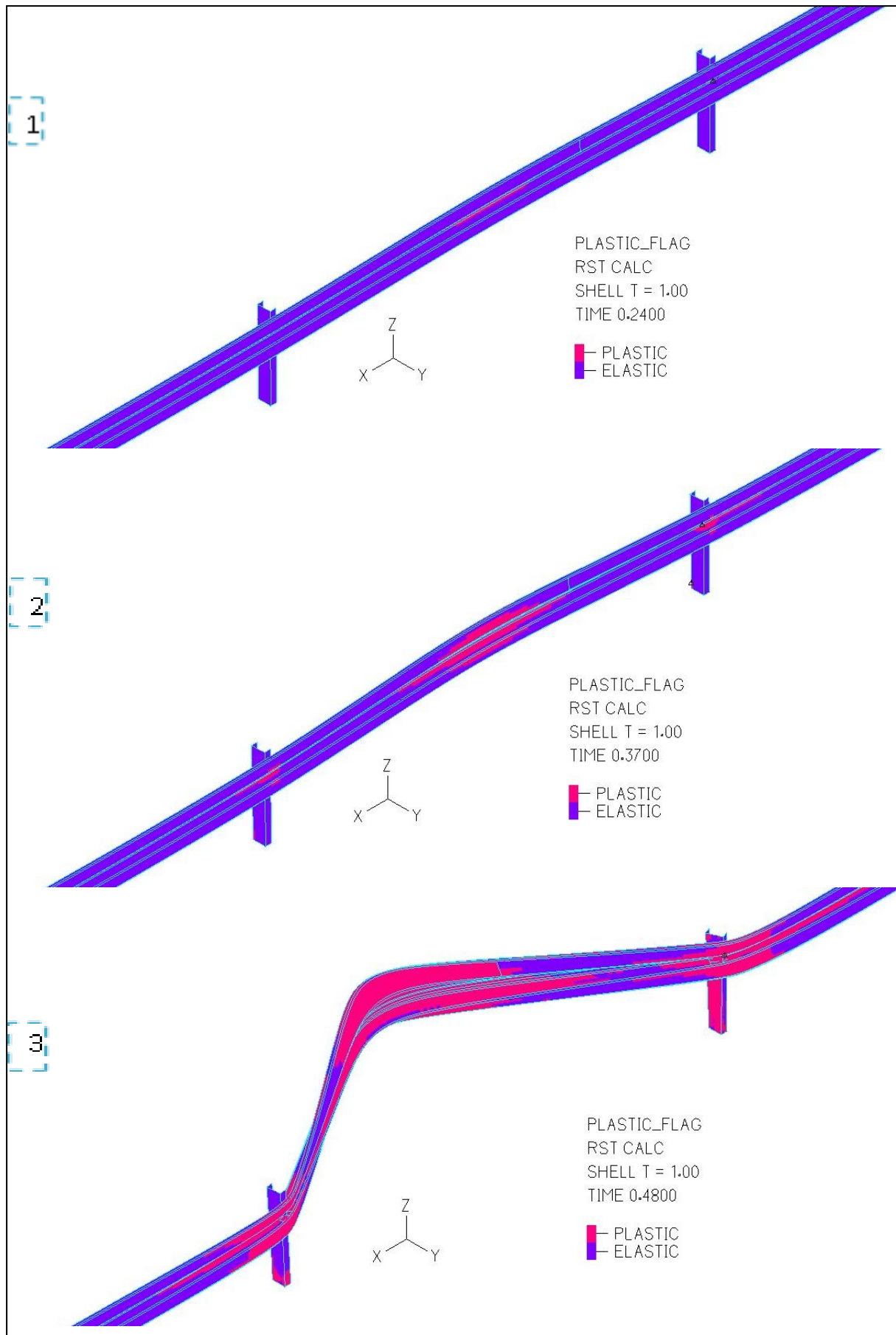


Εικ. 6.23 Δρόμος ισορροπίας του στηθαίου για παραμόρφωση παράλληλη στη διαμήκη του διεύθυνση.

Η γενική μορφή των δρόμων ισορροπίας και προς τις δύο διευθύνσεις είναι παρόμοια. Στη δεύτερη περίπτωση η αρχική δυσκαμψία είναι λίγο μικρότερη από την πρώτη, αλλά το πέρας του ελαστικού κλάδου σημειώνεται για μεγαλύτερο φορτίο. Επίσης, μεγάλη είναι η διαφορά στο μέγεθος των παραμορφώσεων. Για τα τρία σημεία που περιγράψαμε παραπάνω θα δώσουμε μία συγκριτική εικόνα των παραμορφώσεων των τάσεων και των ζωνών πλαστικοποίησης. Για την καλύτερη κατανόηση των λεπτομερειών, οι εικόνες είναι εστιασμένες στο μεσαίο φάτνωμα της λεπίδας.



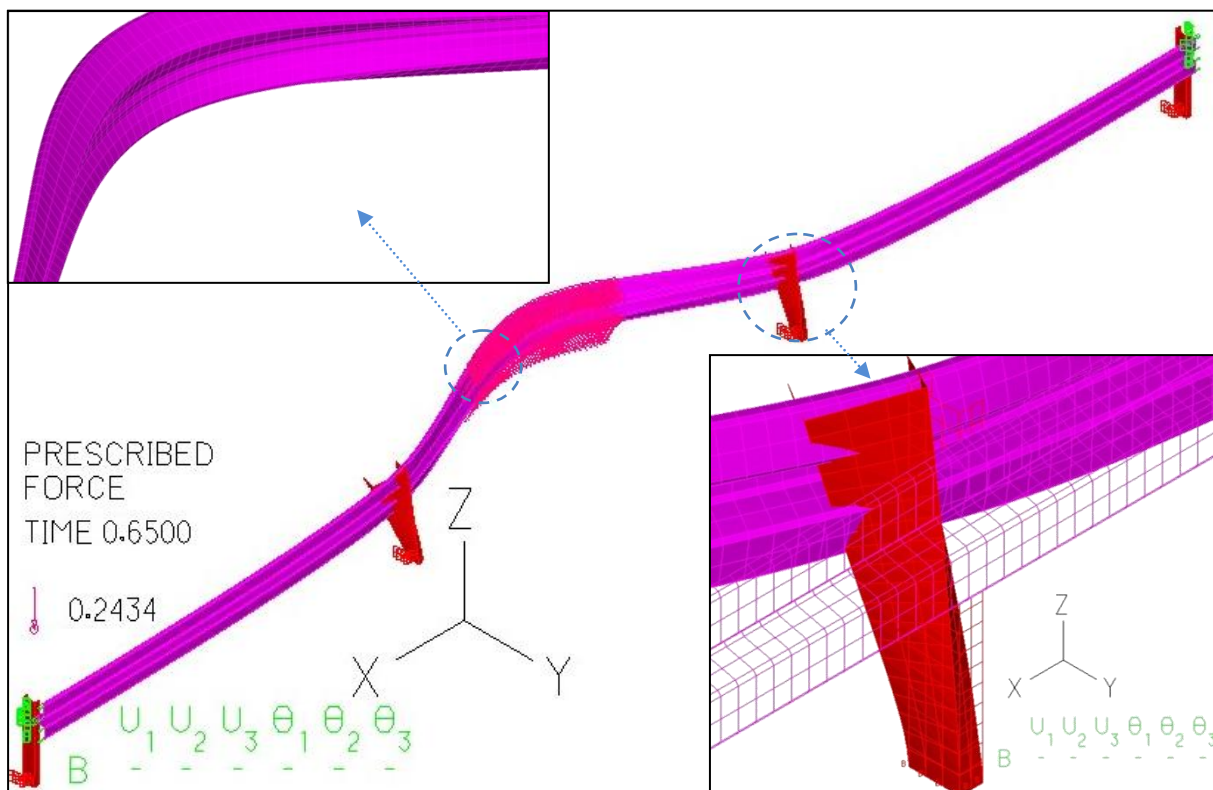
Εικ. 6.24 Κατανομή τάσεων για τρία χαρακτηριστικά σημεία του δρόμου ισορροπίας.



Εικ. 6.25 Εξέλιξη πλαστικών ζωνών για τρία χαρακτηριστικά σημεία του δρόμου ισορροπίας.

6.5.3 Στατική ανάλυση μεγάλων μετακινήσεων

Η στατική ανάλυση μεγάλων παραμορφώσεων είναι σε θέση να παρακολουθήσει τόσο τη μη γραμμικότητα υλικού, όσο και τη μη γραμμικότητα γεωμετρίας. Αποτελεί ένα γρήγορο και αρκετά ακριβή τρόπο για να ανακαλύψουμε το δρόμο ισορροπίας του μοντέλου, για όσο αυτός παραμένει ανοδικός. Μία γενική εικόνα από την παραμόρφωση του στηθαίου, με τη συγκεκριμένη ανάλυση, μπορούμε να την παρατηρήσουμε στην εικόνα 6.26. Όπως αναμενόταν, στην περίπτωση των μεγάλων μετατοπίσεων δεν παραμορφώνεται μόνο η λεπίδα αλλά και οι γειτονικοί ορθοστάτες.



Εικ. 6.26 Παραμορφωμένη εικόνα βασικού μοντέλου προσομοίωσης.

Από την παραπάνω εικόνα μπορούμε πολύ εύκολα να παρατηρήσουμε ότι οι κεντρικοί ορθοστάτες δεν κάμπτονται απλά, αλλά στρέφονται κιόλας. Η παραμόρφωση αυτής της μορφής, μπορεί να ερμηνευτεί λόγω της σημειακής σύνδεσης, η οποία έχει χρησιμοποιηθεί μεταξύ λεπίδας και ορθοστάτη. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι αν και η παραμόρφωση στη μέση είναι αρκετά μεγάλη, στην περιοχή των εξωτερικών ορθοστατών η επιρροή του φορτίου είναι πολύ μικρή.

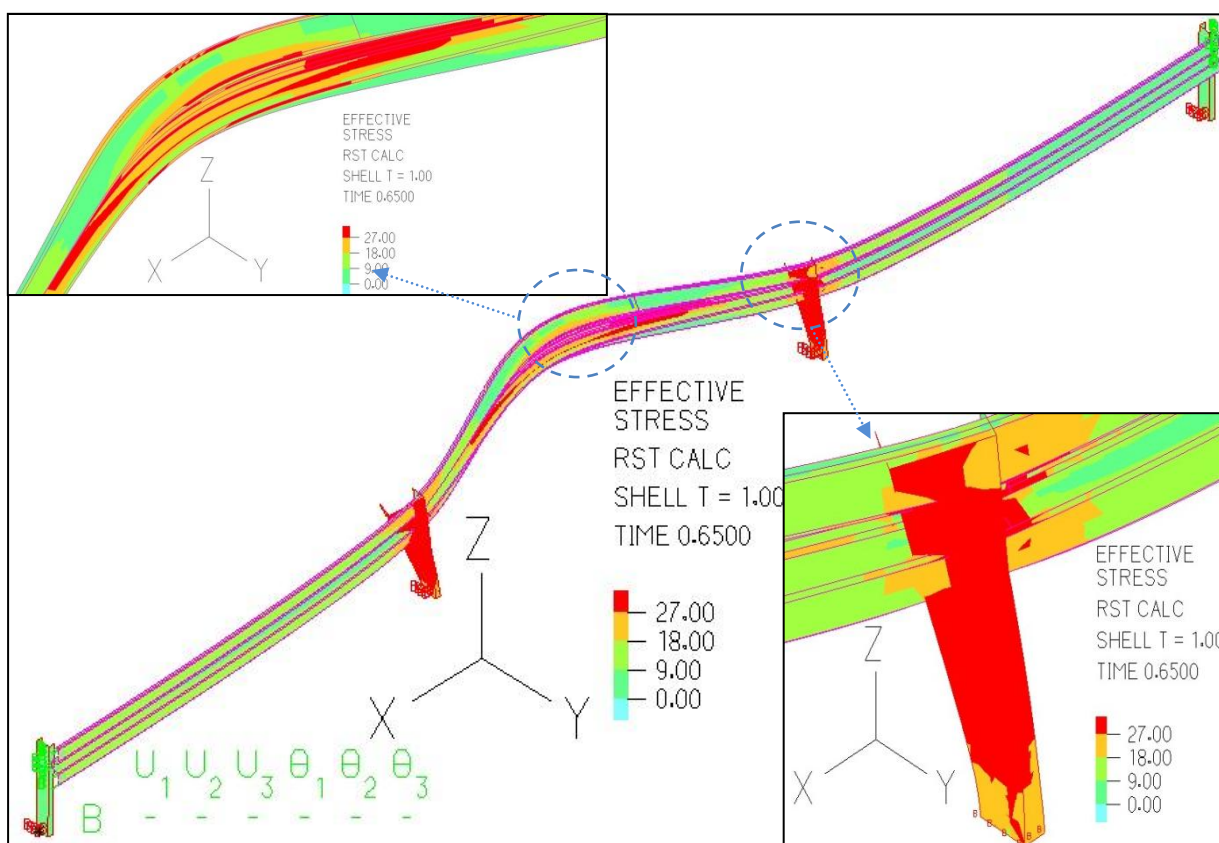
Η έντονα παραμορφωμένη εικόνα που παρουσιάζουν οι ορθοστάτες, οφείλεται στη μεγάλη κλίμακα που χρησιμοποιείται αφού οι τιμές των παραμορφώσεων δεν είναι τόσο σημαντικές. Συγκεκριμένα κατά τον X άξονα, η μετακίνηση της κορυφής τους, δεν ξεπερνά τα 0,14 cm ενώ κατά το Y άξονα τα 2 cm. Οι τιμές αυτές είναι αρκετά μικρές και οφείλονται στο γεγονός ότι κυρίως ο ορθοστάτης περιστρέφεται γύρω από τον άξονά του.

Οι μέγιστες παραμορφώσεις της λεπίδας, οι οποίες σημειώνονται σ' αυτήν την ανάλυση είναι πολύ μικρότερες σε σχέση μ' αυτές που πήραμε από τη στατική ανάλυση μικρών μετατοπίσεων. Ενδεικτικά αναφέρουμε ότι η μέγιστη παραμόρφωση κατά τον Y άξονα πλησιάζει τα 17 cm, ενώ κατά το διαμήκη X άξονα, δεν ξεπερνά τα 4,7 cm. Βάσει αυτών των τιμών και σύμφωνα με το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1317-2 το μοντέλο μας ανήκει στην κατηγορία w1 (Εικ 6.3).

Στην περίπτωση της διαμήκουσ παραμόρφωσης οι τιμές που πήραμε με τις δύο αναλύσεις είναι πολύ κοντά. Αντιθέτως, για την περίπτωση της εγκάρσιας παραμόρφωσης η τιμή που πήραμε από τη στατική ανάλυση των μικρών μετατοπίσεων είναι σχεδόν δεκαπλάσια από την παραμόρφωση που μας έδωσε η παρούσα ανάλυση.

Το γεγονός αυτό πιθανότατα οφείλεται στο ότι στην περίπτωση της στατικής ανάλυσης με μεγάλες μετατοπίσεις το στηθαίο δεν πρόλαβε να αναπτύξει τόσο μεγάλες παραμορφώσεις, επειδή κάποιος λυγισμός έλαβε χώρα. Αντίθετα, στην πρώτη περίπτωση το στηθαίο παραμορφωνόταν ελεύθερα μέχρι να αστοχήσει το υλικό. Την άποψη αυτή μπορούμε να την επιβεβαιώσουμε και με τις μέγιστες τάσεις που αναπτύσσονται στο μοντέλο. Στην παρούσα περίπτωση, η μέγιστη τάση von Misses δεν ξεπερνά τα 27 kN/cm^2 , ενώ στην πρώτη περίπτωση άγγιζε τα 42 kN/cm^2 .

Η κατανομή των τάσεων φαίνεται στην εικόνα 6.27. Οι τιμές των τάσεων είναι αρκετά χαμηλές, ειδικά αν αναλογιστούμε ότι το υλικό διαθέτει μία ικανοποιητική κράτυνση. Χαρακτηριστικό της κατανομής των τάσεων είναι ότι σχεδόν ολόκληρη η διατομή των μεσαίων ορθοστατών έχει αναπτύξει τη μέγιστη τάση. Εκτός όμως από τους ορθοστάτες, παρατηρούμε ότι και η λεπίδα έχει αναπτύξει την τάση αστοχίας σε αρκετά σημεία της, ιδιαίτερα στο μεσαίο φάτνωμα, στην περιοχή όπου ασκείται το φορτίο.

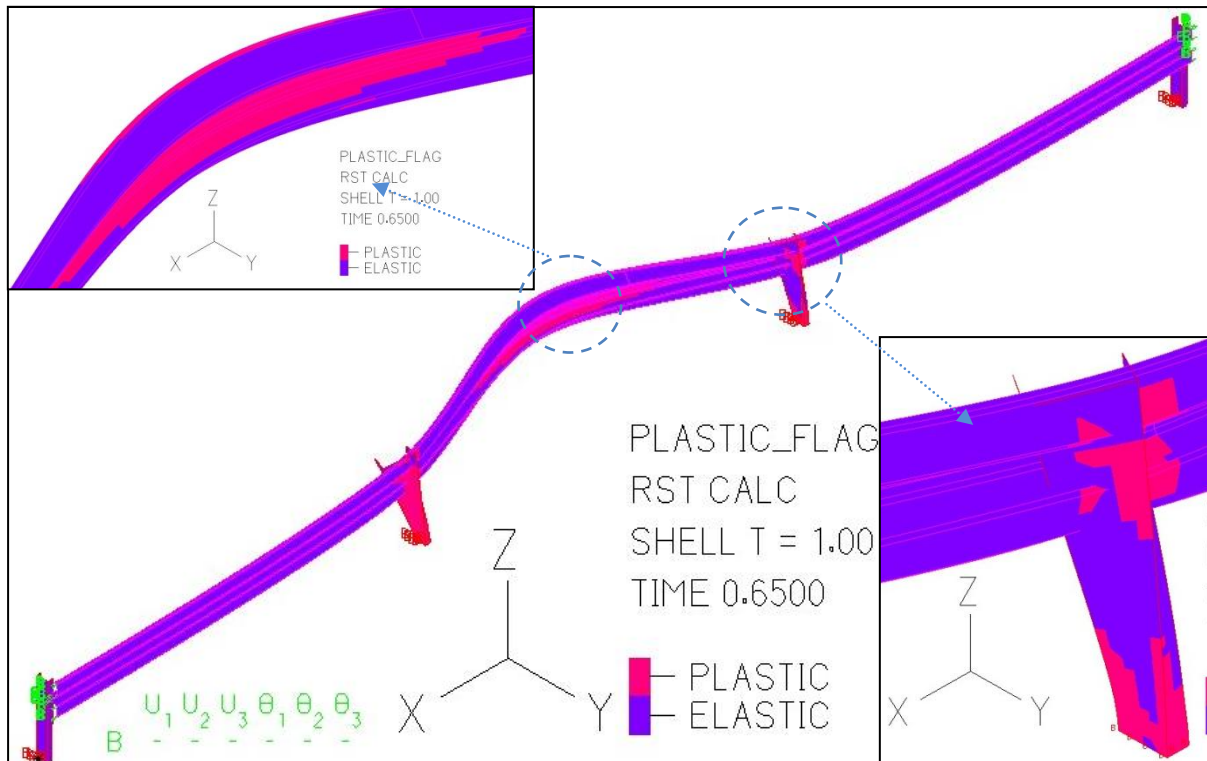


Εικ. 6.27 Κατανομή τάσεων βασικού μοντέλου προσομοίωσης.

Στο σημείο αυτό, πρέπει να επισημάνουμε ότι η ανάλυση κατάφερε να εκτελέσει 66 από τα 100 βήματα που της είχαμε ορίσει. Απ' αυτό συνεπάγεται ότι ο φορέας μας, βάσει αυτής της ανάλυσης, μπορεί να αντεπεξέλθει στο 66 % της συνολικής δύναμης σχεδιασμού. Το ποσοστό αυτό αντιστοιχεί σε μία δύναμη 660 kN, η οποία μπορεί να αναπτυχθεί αν στο στηθαίο πέσει ένα φορτηγό σχεδιασμού με ταχύτητα λίγο μεγαλύτερη από 60 km/h.

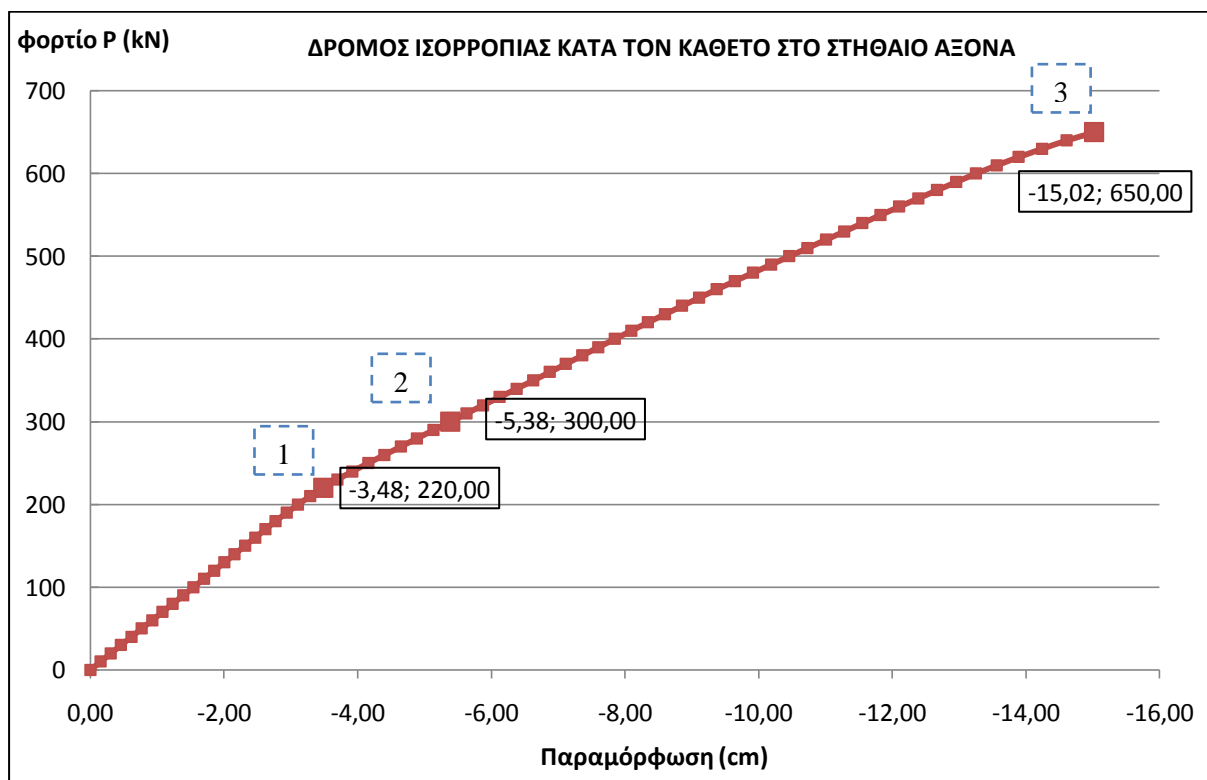
Ενδιαφέρον παρουσιάζουν επίσης οι πλαστικές ζώνες που αναπτύσσονται στο μοντέλο μας κατά τη διάρκεια της φόρτισης. Στην εικόνα 6.28 της επόμενης σελίδας μπορούμε να πάρουμε μία γεύση σχετικά με τη θέση και την έκταση που επεκτείνονται αυτές οι περιοχές. Όπως είναι λοιπόν φυσικό, σχεδόν ολόκληρο το μεσαίο άνοιγμα της λεπίδας, όπου και ασκείται το φορτίο μας έχει πλαστικοποιηθεί. Επίσης και οι ορθοστάτες έχουν πλαστικοποιηθεί στη στήριξή τους, αλλά και στη σύνδεσή τους με τη λεπίδα.

Στη πράξη αυτό θα σήμαινε ότι θα δημιουργούνταν πλαστική άρθρωση στη βάση του ορθοστάτη και η λεπίδα θα έχανε το στήριγμά της. Επίσης, πιθανότατα η διάρρηξη του κοχλία σύνδεσης θα είχε προηγηθεί της πλαστικοποίησης του ορθοστάτη και της λεπίδας στην περιοχή της σύνδεσής τους. Το γεγονός αυτό πιθανότατα να σηματοδοτούσε μία τελείως διαφορετική απόκριση του στηθαίου.



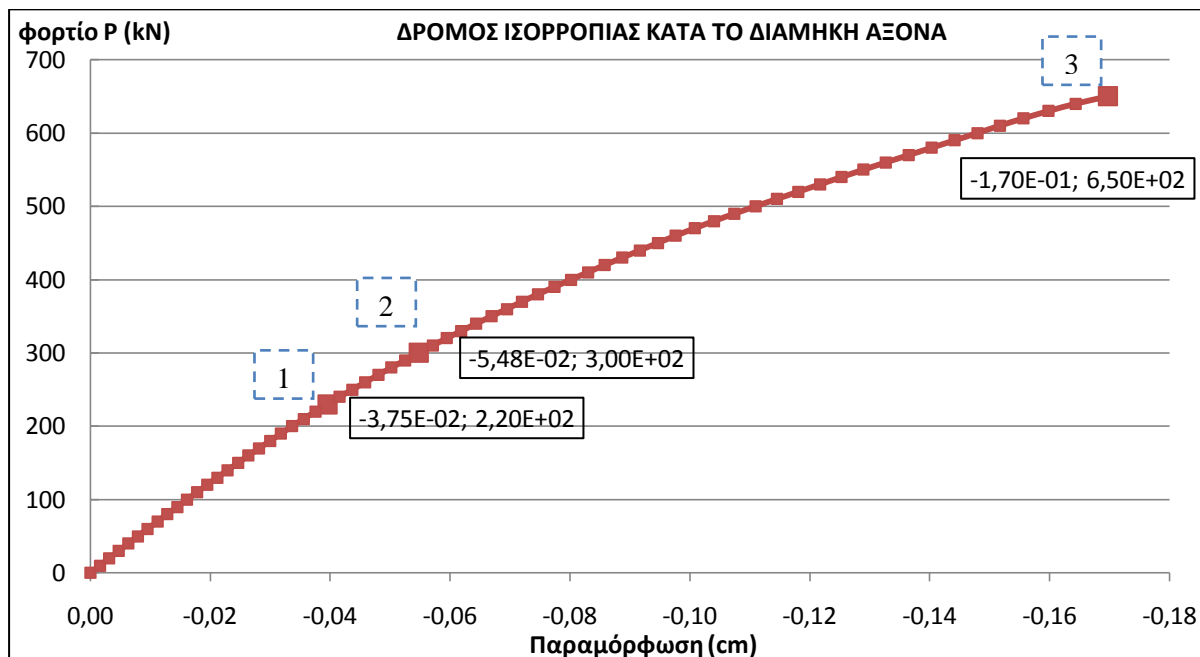
Εικ. 6.28 Ζώνες πλαστικοποίησης βασικού μοντέλου προσομοίωσης.

Στο διάγραμμα της επόμενης εικόνας μπορούμε να διακρίνουμε το δρόμο ισορροπίας του προσομοιώματος για δύναμη κατά την εγκάρσια διεύθυνσή του. Ο δρόμος αυτός αποτελείται από ένα ελαστικό κλάδο, τον οποίο διαδέχεται ακόμη ένα ευθύγραμμο ανοδικό τμήμα, μέχρι τελικά τα επέλθει η αστοχία του φορέα. Στο διάγραμμα αυτό και πάλι διακρίνουμε τρία χαρακτηριστικά σημεία, ένα λίγο πριν την πρώτη διαρροή, ένα λίγο πριν την αστοχία και ένα ενδιάμεσο σημείο.



Εικ. 6.29 Δρόμος ισορροπίας του στηθαίου για παραμόρφωση κάθετη στη διαμήκη του διεύθυνση.

Στην εικόνα 6.30 μπορούμε να διακρίνουμε τον αντίστοιχο δρόμο για την περίπτωση δύναμης κατά το διαμήκη Χ άξονα του στήθαιου. Η γενική μορφή και των δύο διαγραμμάτων είναι παρόμοια. Στην πρώτη περίπτωση, ο ελαστικός κλάδος είναι ελαφρά μικρότερος. Επίσης, στη δεύτερη περίπτωση, ο ανελαστικός κλάδος εμφανίζει μία ελαφρά καμπύλωση, σε αντίθεση με την πρώτη περίπτωση που φαίνεται να είναι καθαρά γραμμικός. Τέλος, σημαντική διαφορά αποτελεί και το μέγεθος των μετακινήσεων με τις τιμές στο δεύτερο δρόμο να είναι κατά δύο τάξεις μεγέθους μικρότερες.



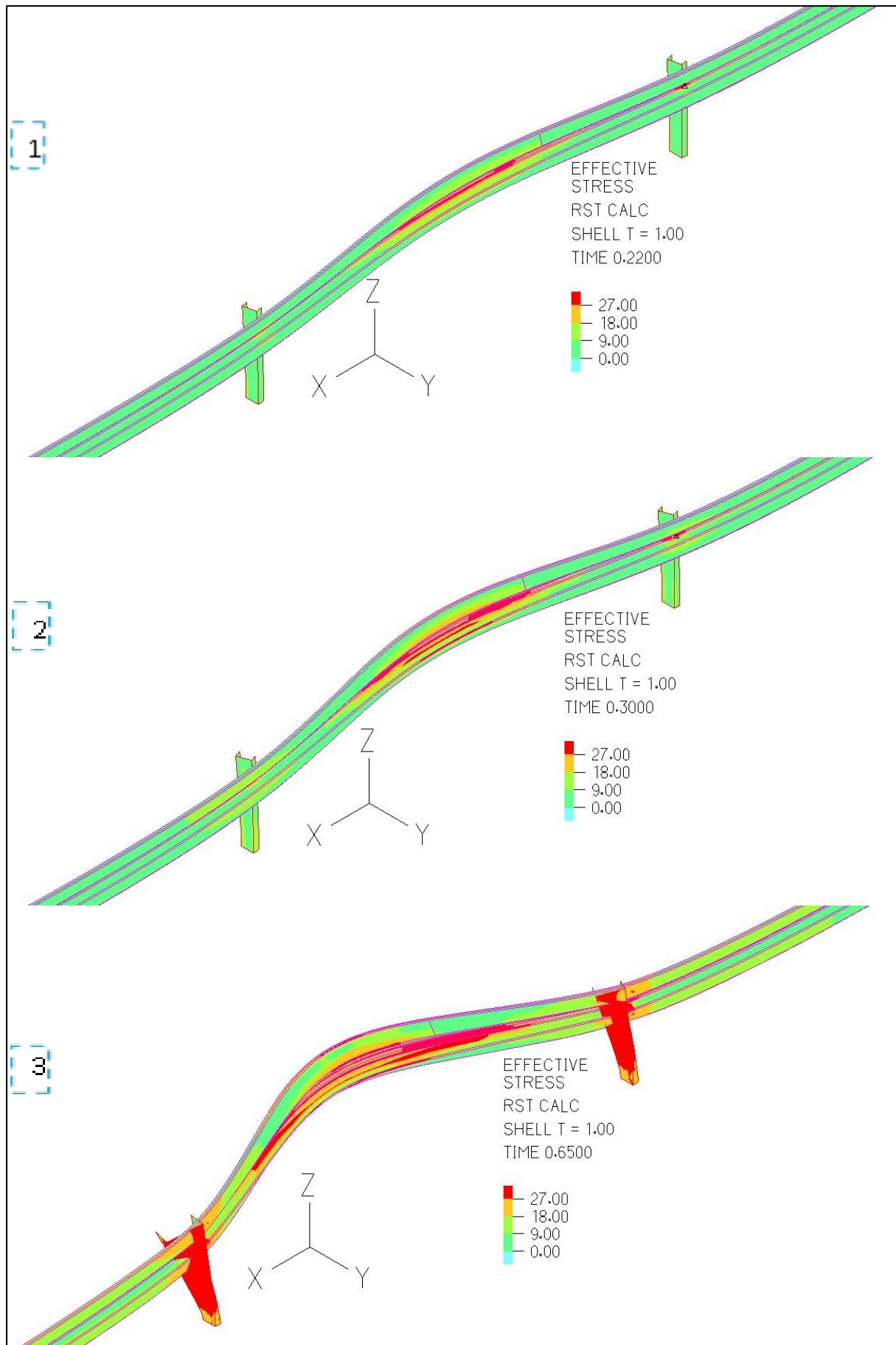
Εικ. 6.30 Δρόμος ισορροπίας του στήθαιου για παραμόρφωση κατά τη διαμήκη του διεύθυνση.

Όπως παρατηρούμε από τους δρόμους ισορροπίας, το στήθαιο πράγματι διαθέτει τη στρατηγική της δεύτερης γραμμής άμυνας, καθώς πρώτα παραμορφώνεται λόγω κάμψης η λεπίδα και έπειτα αρχίζει να λειτουργεί σαν ελκυστήρας. Το γεγονός αυτό μπορούμε να το συμπεράνουμε από τη μορφή του δρόμου ισορροπίας. Ο ελαστικός κλάδος αντιστοιχεί στην κάμψη της λεπίδας και ο ανοδικός δευτερεύων κλάδος αντιστοιχεί στη λειτουργία της λεπίδας σαν καλωδίου. Τη συμπεριφορά αυτή, θα την επιβεβαιώσουμε, με τη βοήθεια των τριών χαρακτηριστικών σημείων που έχουμε ορίσει πάνω στους δρόμους.

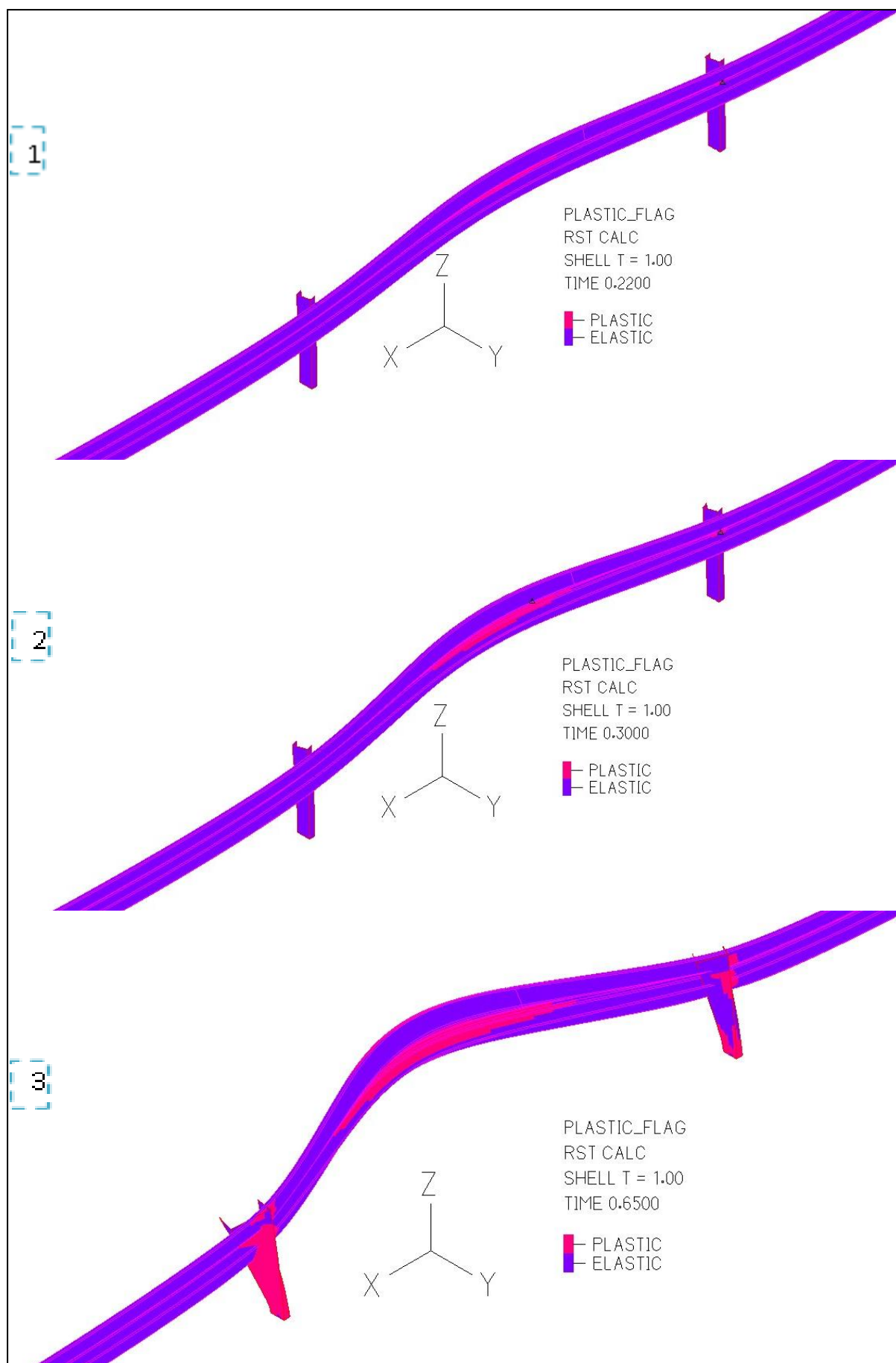
Στην εικόνα 6.31 μπορούμε να διακρίνουμε την εξέλιξη των παραμορφώσεων και των κατανομών των τάσεων για τις τρεις χαρακτηριστικές στιγμές τις οποίες έχουμε επιλέξει. Στην περίπτωση του πρώτου σημείου, βλέπουμε ότι έχουμε ανάπτυξη ακραίων τάσεων στην περιοχή που ασκείται το φορτίο και στη σύνδεση ορθοστάτη και λεπίδας. Παρόμοια είναι η κατάσταση και για το δεύτερο σημείο με τη μέγιστη τάση των 27 kN να έχει αναπτυχθεί σε μία ευρύτερη περιοχή. Στην περίπτωση του τρίτου σημείου, η μέγιστη τάση έχει αναπτυχθεί σ' ένα μεγάλο ποσοστό του μεσαίου τμήματος της λεπίδας και σε ολόκληρη σχεδόν τη διατομή των ορθοστατών.

Όσον αφορά την παραμόρφωση, στην περίπτωση του πρώτου και του δεύτερου σημείου, γίνεται εμφανής μόνο στο μεσαίο τμήμα της λεπίδας, με τους ορθοστάτες να έχουν επηρεαστεί ελάχιστα. Αντίθετα, τη χρονική στιγμή που επέρχεται η αστοχία που αντιστοιχεί στο τρίτο σημείο, οι ορθοστάτες έχουν αναπτύξει τη μέγιστη παραμόρφωση. Εκτός όμως από του ορθοστάτες και η λεπίδα πλέον έχει αναπτύξει παραμορφώσεις πολύ μεγαλύτερες απ' ό,τι στις προηγούμενες χρονικές στιγμές.

Ανάλογη με τις παραμορφώσεις και τις τάσεις είναι και η εξέλιξη των πλαστικοποιημένων περιοχών. Όπως φαίνεται από την εικόνα 6.32, κατά τη χρονική στιγμή που αντιστοιχεί στο πρώτο σημείο, η πλαστική ζώνη περιορίζεται σ' ένα μικρό τμήμα της λεπίδας. Καθώς προχωράμε προς το δεύτερο σημείο, η ζώνη αυτή εξαπλώνεται στη λεπίδα και σταδιακά εμφανίζεται και στον ορθοστάτη. Στην περίπτωση του τρίτου σημείου, οι ορθοστάτες και η λεπίδα έχουν πλαστικοποιηθεί σχεδόν ολόκληροι.



Εικ. 6.31 Κατανομή τάσεων για τρία χαρακτηριστικά σημεία του δρόμου ισορροπίας.

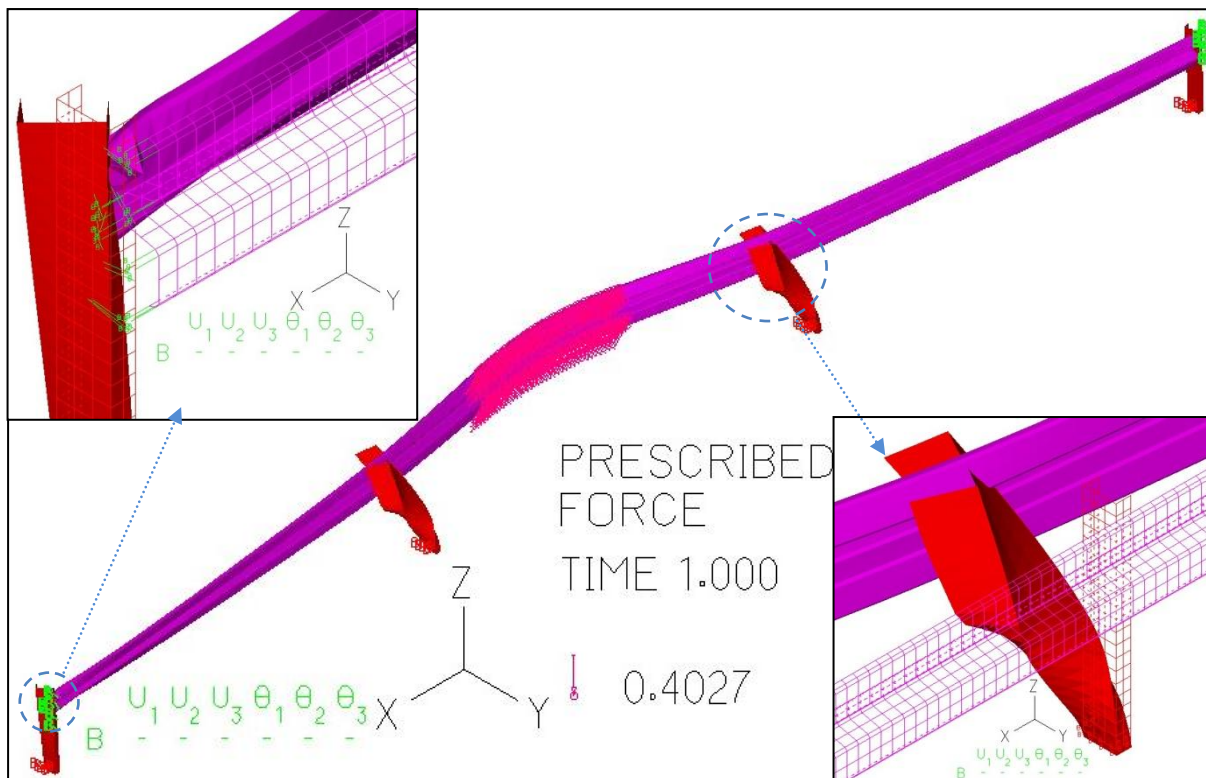


Εικ. 6.32 Εξέλιξη πλαστικών ζωνών για τρία χαρακτηριστικά σημεία του δρόμου ισορροπίας.

6.5.4 Collapse ανάλυση

Όπως είδαμε και από τη στατική ανάλυση μεγάλων μετατοπίσεων, το στηθαίο πράγματι διαθέτει τη στρατηγική της δεύτερης γραμμής άμυνας, καθώς πρώτα παραμορφώνεται η λεπίδα και έπειτα αρχίζει να λειτουργεί σαν ελκυστήρας. Τη συμπεριφορά αυτή θα προσπαθήσουμε να διερευνήσουμε περισσότερο με τη βοήθεια της collapse ανάλυσης, η οποία είναι σε θέση να μας δώσει μία πιο ακριβή προσέγγιση του δρόμου ισορροπίας και ιδιαίτερα του δευτερεύοντα κλάδου.

Μία γενική άποψη από την παραμόρφωση που μας έδωσε η ανάλυση, μπορούμε να πάρουμε από την εικόνα 6.33. Σε γενικές γραμμές παρατηρούμε ότι η παραμόρφωση μοιάζει πολύ μ' αυτήν που μας έδωσε η προηγούμενη ανάλυση, με τη διαφορά ότι πλέον οι ορθοστάτες έχουν παραμορφωθεί πολύ περισσότερο απ' ότι πριν. Η παραμόρφωση αυτή, λόγω της σύνδεσης που έχουμε τοποθετήσει, παίρνει τη μορφή στροφής. Χαρακτηριστικό επίσης είναι το γεγονός ότι πλέον η παραμόρφωση επεκτείνεται σε ολόκληρο το μοντέλο, θέτοντας σε λειτουργία και τα ελατήρια που έχουμε τοποθετήσει για την προσομοίωση της συνέχειας.



Εικ. 6.33 Παραμορφωμένη εικόνα βασικού μοντέλου προσομοίωσης.

Όπως χαρακτηριστικά φαίνεται από τη λεπτομέρεια του εξωτερικού ορθοστάτη της παραπάνω εικόνας, η παραμόρφωση στην περιοχή των απομακρυσμένων στηριζέων πλέον είναι αρκετά μεγάλη. Η λεπίδα λυγίζει και ο ορθοστάτης στρέφεται καθώς το κεντρικό τμήμα της λεπίδας έχει αρχίσει να εφελκείται. Η στροφή βέβαια του εξωτερικού ορθοστάτη, όπως είναι φυσικό, είναι αρκετά μικρότερη από τη στροφή του αντίστοιχου εσωτερικού, όπως φαίνεται και από τις λεπτομέρειες της παραπάνω εικόνας.

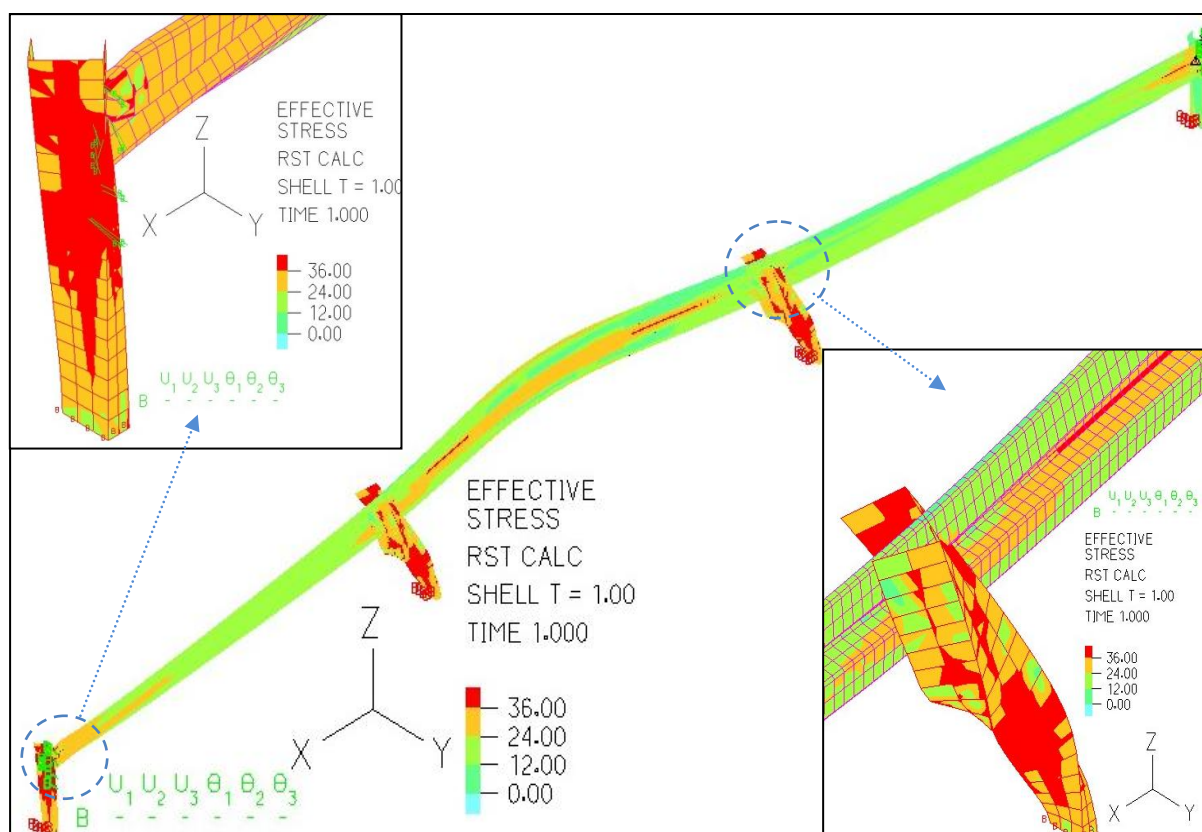
Συγκεκριμένα, για τον εξωτερικό ορθοστάτη, οι μετατοπίσεις κατά τον X και Y άξονα είναι 1,25 και 2,57 cm αντίστοιχα. Για την περίπτωση του εσωτερικού στύλου, οι μετατοπίσεις είναι 0,35 κατά X και 31 cm κατά Y. Οι διαφορές μεταξύ των μετατοπίσεων των δύο ορθοστατών είναι απόλυτα φυσικές, αν αναλογιστεί κανείς τον τρόπο με τον οποίο εντείνονται, λόγω του συγκεκριμένου φορτίου. Ο εξωτερικός ορθοστάτης κάμπτεται κυρίως κατά τον ασθενή του άξονα, δικαιολογώντας τη μεγαλύτερη μετατόπιση κατά τον X άξονα. Αντίθετα, ο εσωτερικός ορθοστάτης κάμπτεται κυρίως κατά τον ισχυρό του άξονα και γι' αυτό αναπτύσσει δεκαπλάσια βέλη κατά τον Y απ' ότι ο εξωτερικός, ο οποίος επηρεάζεται ελάχιστα από το φορτίο κατ' αυτήν τη διεύθυνση.

Όσον αφορά τη λεπίδα, η γενική συμπεριφορά της δεν διαφέρει σημαντικά σε σχέση με τις προηγούμενες αναλύσεις. Τα βέλη βέβαια πλέον είναι αρκετά μεγαλύτερα και οφείλονται εν μέρει και στην παραμόρφωση των ορθοστατών. Η παραμόρφωση κατά το διαμήκη άξονα του στηθαίου, δεν ξεπερνά τα 0,6 cm, ενώ κατά την εγκάρσια διεύθυνση τα βέλη αγγίζουν τα 44 cm. Με βάση αυτήν την παραμόρφωση, το συγκεκριμένο στηθαίο κατατάσσεται στην κατηγορία w1, σύμφωνα με το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1317-2 (Εικ. 6.3).

Στην εικόνα 6.34 μπορούμε να διακρίνουμε την κατανομή των τάσεων πάνω στο στηθαίο. Η μέγιστη τάση που αναπτύσσεται βάσει της παρούσας ανάλυσης είναι 36 kN/cm^2 . Η μέγιστη αυτή τάση von Mises αναπτύσσεται στο μεσαίο φάτνωμα της λεπίδας και σ' όλους τους ορθοστάτες, ακόμα και τους εξωτερικούς. Επίσης, περιοχές με έντονη καταπόνηση είναι και οι συνδέσεις ορθοστατών με τη λεπίδα.

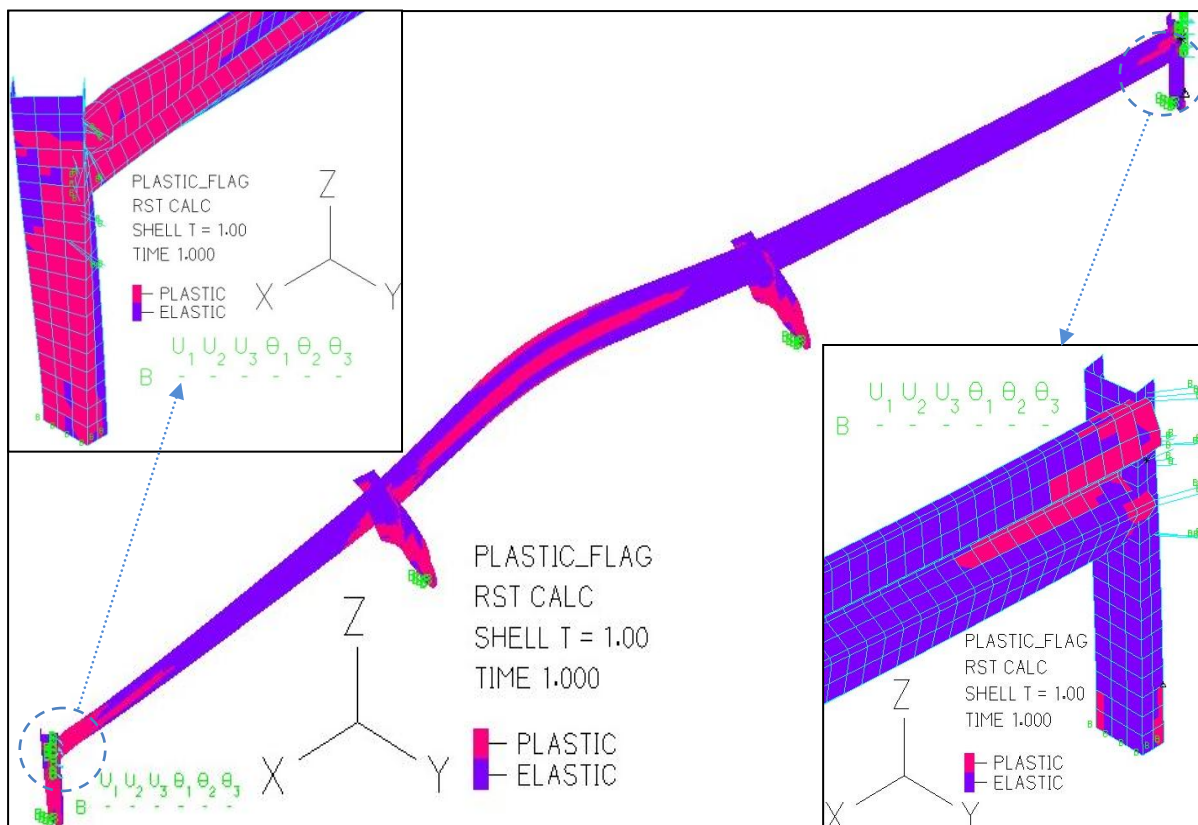
Σε αντίθεση με τις προηγούμενες αναλύσεις, η λεπίδα φαίνεται να μην καταπονείται τόσο έντονα, αφού τα τμήματα που έχουν αναπτύξει τη μέγιστη τάση είναι μεμονωμένα. Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι στην περιοχή που ασκείται το φορτίο πλέον δεν εμφανίζεται ανάπτυξη ακραίων τάσεων. Στο γεγονός αυτό έχει συμβάλει εν μέρει και η ενδοσιμότητα των ορθοστατών.

Ακόμη, μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι η κατανομή των τάσεων δεν είναι συμμετρική, γεγονός που οφείλεται στην ασύμμετρη φόρτιση κατά το διαμήκη άξονα X του στηθαίου. Αυτός είναι και ο λόγος που δεν παρατηρούμε τόσο έντονη παραμόρφωση της λεπίδας στο δεξιό ορθοστάτη και στη γύρω περιοχή.



Εικ. 6.34 Κατανομή τάσεων βασικού μοντέλου προσομοίωσης.

Επίσης, ενδιαφέρον παρουσιάζει και η μορφή των πλαστικών ζωνών στο στηθαίο μετά το πέρας της ανάλυσης. Μία άποψη από τη μορφή των περιοχών αυτών μπορούμε να πάρουμε από την εικόνα 6.35 της επόμενης σελίδας. Όπως γίνεται σαφές λοιπόν, το μεσαίο φάτνωμα της λεπίδας φαίνεται να έχει πλαστικοποιηθεί στο μεγαλύτερο τμήμα του. Ακόμη, η λεπίδα έχει πλαστικοποιηθεί στις περιοχές των συνδέσεων με τους ορθοστάτες. Πέρα όμως από τη λεπίδα, πλαστικοποίηση έχει επέλθει και στους ορθοστάτες. Συγκεκριμένα, οι πρώτοι τρεις στύλοι έχουν πλαστικοποιηθεί σχεδόν ολόκληροι. Σε καλύτερη κατάσταση βρίσκεται ο τέταρτος ορθοστάτης. Στην περίπτωση αυτή, όπως ήταν αναμενόμενο, έχει επέλθει πλαστικοποίηση μόνο στην περιοχή της πάκτωσής του.



Εικ. 6.35 Ζώνες πλαστικοποίησης βασικού μοντέλου προσομοίωσης.

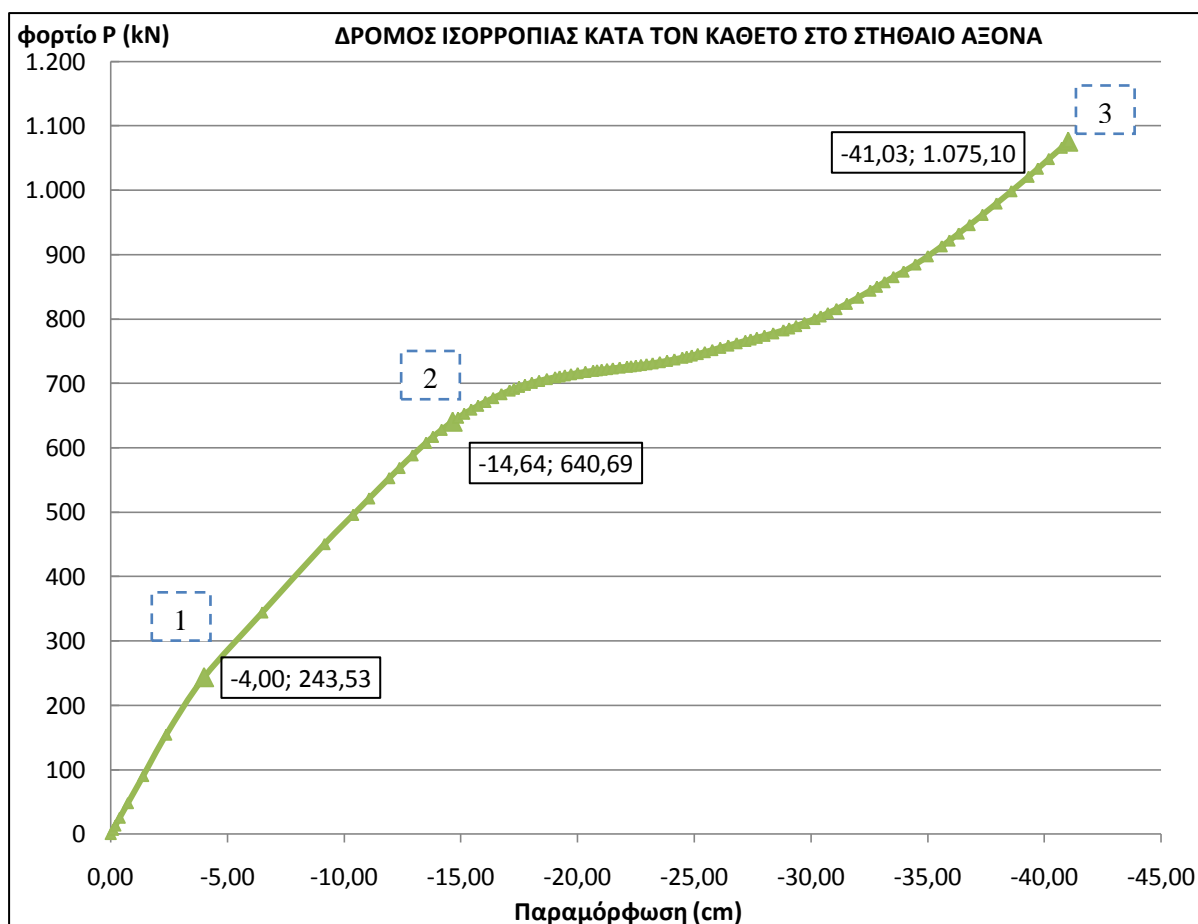
Στο διάγραμμα της εικόνας 6.36 αναπαριστάται ο δρόμος ισορροπίας, όπως αυτός εξάγεται από την collapse ανάλυση, για την περίπτωση παραμόρφωσης κατά την εγκάρσια διεύθυνση του στηθαίου. Από το δρόμο αυτό μπορούμε να εξάγουμε πραγματικά χρήσιμα συμπεράσματα για την αντοχή του στηθαίου και για τον τρόπο με τον οποίο αυτό αποκρίνεται. Στο διάγραμμα αυτό μπορούμε να παρατηρήσουμε τέσσερεις χαρακτηριστικούς κλάδους.

Αρχικά, διακρίνουμε ένα ελαστικό κλάδο τον οποίο διαδέχεται ακόμη ένα γραμμικός τμήμα, με μικρότερη όμως δυσκαμψία. Αυτά τα δύο τμήματα του δρόμου ισορροπίας μπορούμε να υποθέσουμε ότι αντιστοιχούν στην αρχική παραμόρφωση της λεπίδας και στα πρώτα στάδια κάμψης των ορθοστατών. Έπειτα, η δυσκαμψία του στηθαίου φαίνεται να μειώνεται πολύ γρήγορά και να πλησιάζει το μηδέν, χωρίς ωστόσο ο φορέας να αστοχεί. Στο σημείο αυτό η λεπίδα έχει πλαστικοποιηθεί και δεν μπορεί να αντισταθεί μέσω της κάμψης της σε μεγαλύτερες τιμές φορτίων, με αποτέλεσμα να παραμορφώνεται χωρίς σημαντική αύξηση του φορτίου.

Από εδώ και πέρα αρχίζει να λαμβάνει χώρα η στρατηγική της δεύτερης γραμμής άμυνας. Η λεπίδα έχει σταματήσει να κάμπτεται λόγω των περαιτέρω φορτίων και αρχίζει να εφελκύεται, με τους ορθοστάτες να αποτελούν τη στήριξή της. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη σταδιακή αύξηση της δυσκαμψίας του μοντέλου. Η λεπίδα πλέον συμπεριφέρεται σαν καλώδιο με την αστοχία να επέρχεται χωρίς να παρατηρείται πουθενά μηδενισμός της δυσκαμψίας.

Η αλλαγή του τρόπου με τον οποίο αποκρίνεται το στηθαίο είναι το ζητούμενο για την ευρωστία. Με τον τρόπο αυτό η κατασκευή μας κατάφερε να αντέξει σε φορτίο πολύ μεγαλύτερο απ' ό,τι αν λειτουργούσε μόνο καμπτικά. Χαρακτηριστικό είναι ότι το στηθαίο όχι μόνο ανταπεξήλθε στη φόρτιση σχεδιασμού με επιτυχία, αλλά είναι και σε θέση να αντισταθεί σε μεγαλύτερα φορτία. Συγκεκριμένα, το φορτίο αστοχίας πλέον πλησιάζει τα 1100 kN.

Στο διάγραμμα της εικόνας 6.36 έχουμε επισημάνει τρία σημεία τα οποία αντιστοιχούν σε μία χαρακτηριστική φάση της συμπεριφοράς του στηθαίου. Το πρώτο σημείο αντιστοιχεί στο φορτίο πρώτης διαρροής, το τρίτο στο φορτίο αστοχίας και το δεύτερο σε μία ενδιάμεση κατάσταση.



Εικ. 6.36 Δρόμος ισορροπίας του στήθαιου για παραμόρφωση κάθετη στη διαμήκη του διεύθυνση.

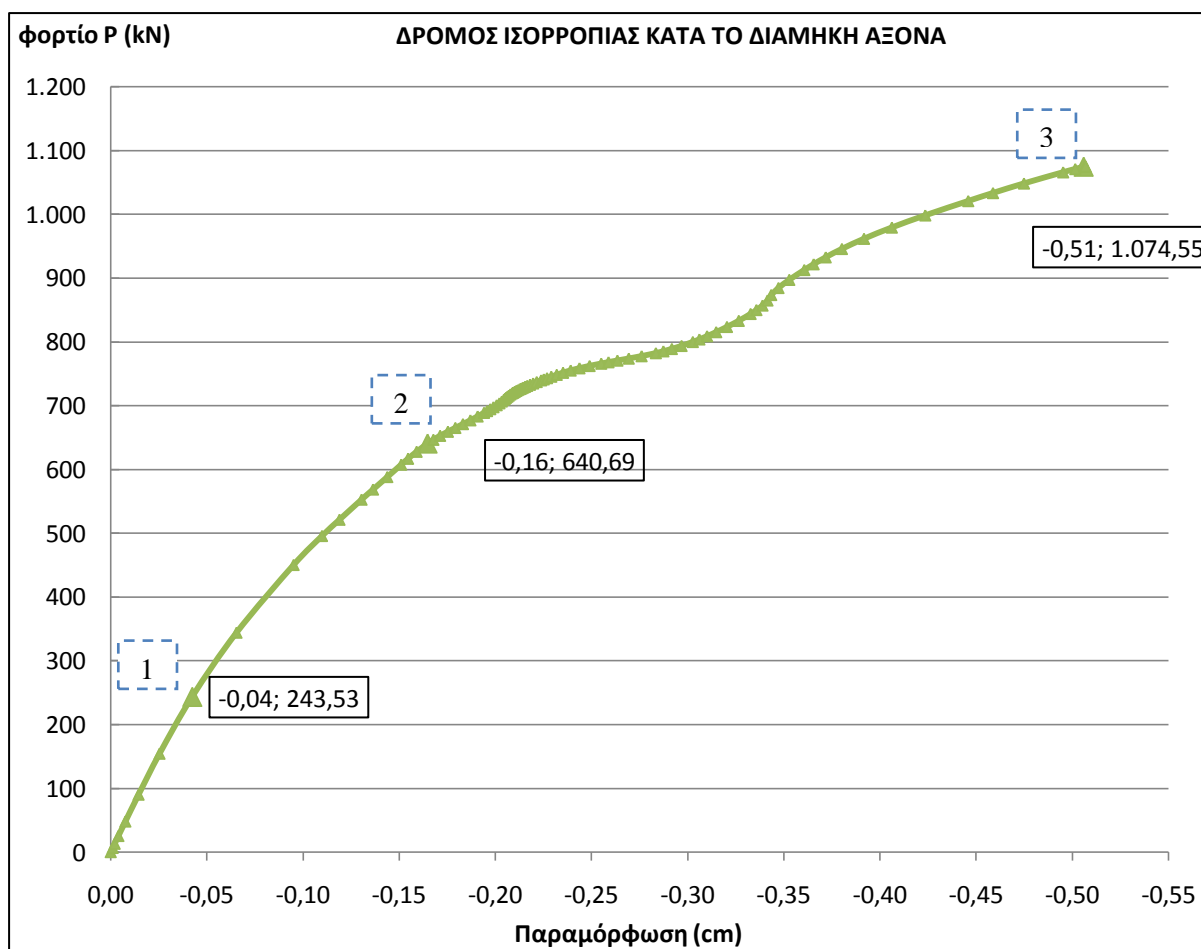
Στο διάγραμμα της εικόνα 6.37 στην επόμενη σελίδα μπορούμε να διακρίνουμε τον αντίστοιχο δρόμο ισορροπίας για την περίπτωση παραμόρφωσης κατά το διαμήκη άξονα του στήθαιου. Στους δύο δρόμους, αν και έχουν γενικά παρόμοια μορφή, μπορούμε να εντοπίσουμε κάποιες σημαντικές διαφορές.

Ξεκινώντας από το μέγεθος των μετακινήσεων, στην περίπτωση δύναμης κατά την εγκάρσια διεύθυνση, η παραμόρφωση είναι εκατό φορές μεγαλύτερη. Το γεγονός αυτό είναι φυσικό επακόλουθο της γεωμετρίας του στήθαιου. Επίσης, οι δύο δρόμοι διαφέρουν και στο μετελαστικό κλάδο με την πρώτη περίπτωση να είναι εμφανώς πιο αρμονική.

Η ανομοιομορφία αυτή στο δρόμο ισορροπίας πιθανότατα οφείλεται στο συνδυασμό δύο παραγόντων. Αφενός για πρώτη φορά, τα ελατήρια, τα οποία έχουμε τοποθετήσει για να προσομοιώσουμε τη συνέχεια του στήθαιου για πρώτη φορά αρχίζουν να εφελκούνται σημαντικά, επηρεάζοντας την απόκριση της κατασκευής. Ο λόγος για τον οποίο αυτή η επιρροή δεν εμφανίζεται στον πρώτο δρόμο ισορροπίας είναι διότι τα ελατήρια λειτουργούν μονάχα κατά τη διαμήκη διεύθυνση.

Ο δεύτερος παράγοντας που πιθανόν να συντέλεσε στην ανομοιομορφία του ανελαστικού κλάδου του δεύτερου δρόμου ισορροπίας πιθανότατα είναι η απόκριση της λεπίδας, στην περιοχή των ακραίων στηρίξεων. Σύμφωνα με τη λεπτομέρεια του σχήματος 6.33, η λεπίδα στην περιοχή της πρώτης στήριξης υπόκειται σε τοπικό λυγισμό, με αποτέλεσμα να παραμορφωθεί απότομα.

Στο διάγραμμα της επόμενης σελίδας έχουν τοποθετηθεί ξανά τα τρία χαρακτηριστικά σημεία τα οποία, όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, αντιστοιχούν σε τρεις χαρακτηριστικές φάσεις της συμπεριφοράς της κατασκευής. Τα σημεία αυτά βρίσκονται σε αντιστοιχία με τα σημεία τα οποία τοποθετήθηκαν και στο δρόμο ισορροπίας για την περίπτωση παραμόρφωσης κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Τα σημεία αυτά, τα οποία έχουμε επισημάνει πάνω και στους δύο δρόμους ισορροπίας, θα μας βοηθήσουν να κατανοήσουμε την εξέλιξη των παραμορφώσεων, των τάσεων και των πλαστικών ζωνών.



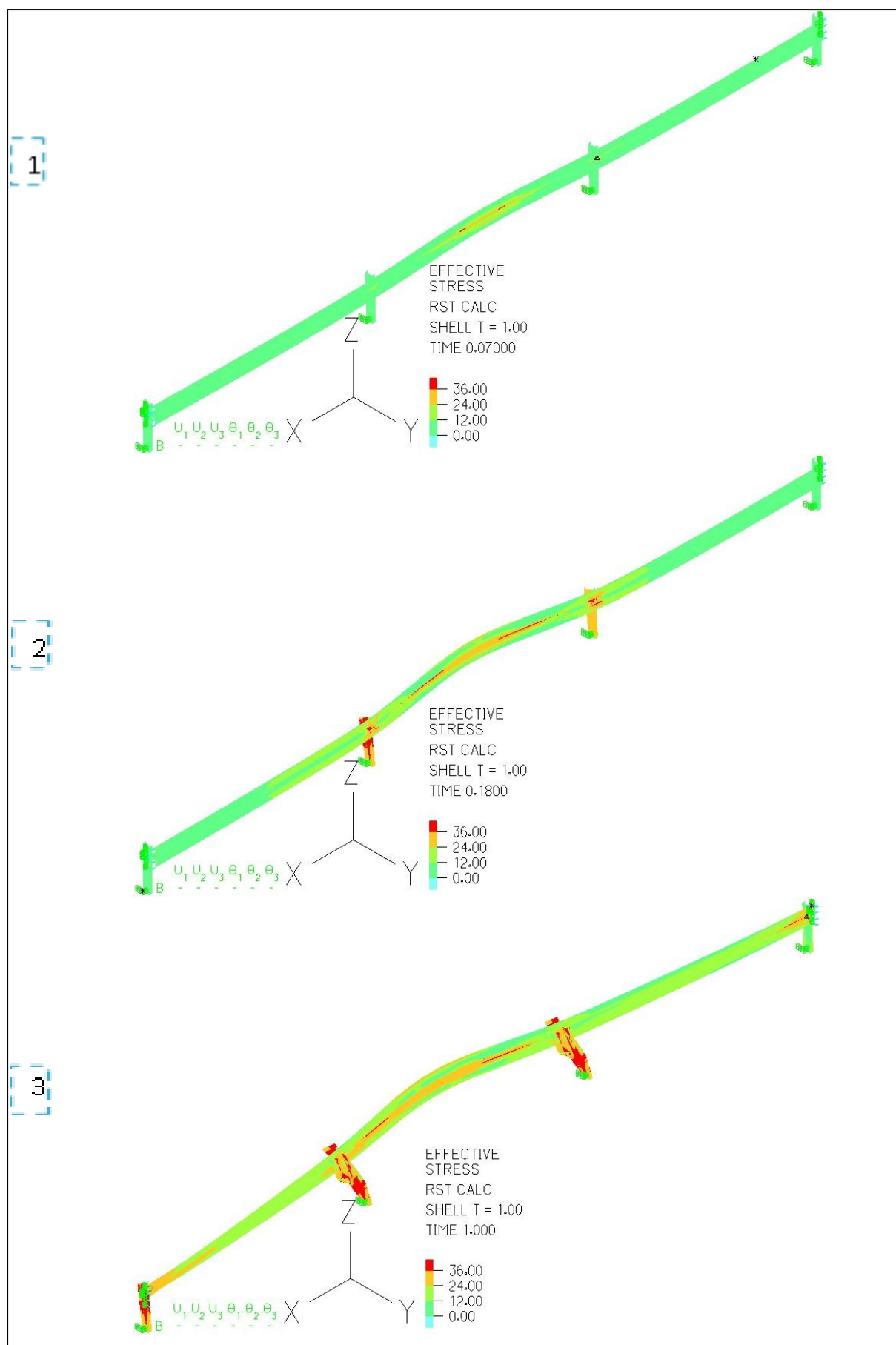
Εικ. 6.37 Δρόμος ισορροπίας του στηθαίου για παραμόρφωση κατά τη διαμήκη του διεύθυνση.

Ξεκινώντας λοιπόν με την περίπτωση της κατανομής των τάσεων, μέχρι το πρώτο σημείο ο φορέας βρίσκεται στην ελαστική περιοχή, με αποτέλεσμα οι τάσεις που αναπτύσσει να είναι πολύ μικρές. Όπως βλέπουμε και από το πρώτο σχήμα της εικόνας 6.38, σημαντικές τάσεις αναπτύσσονται μόνο στην περιοχή που ασκείται το φορτίο και στην περιοχή των στηριζέων. Συνεχίζοντας στο δεύτερο σημείο, οι τάσεις αρχίζουν να αυξάνονται γύρω από τις ίδιες περιοχές, ενώ έχουμε και την εμφάνιση μεγάλων τάσεων και στους ορθοστάτες.

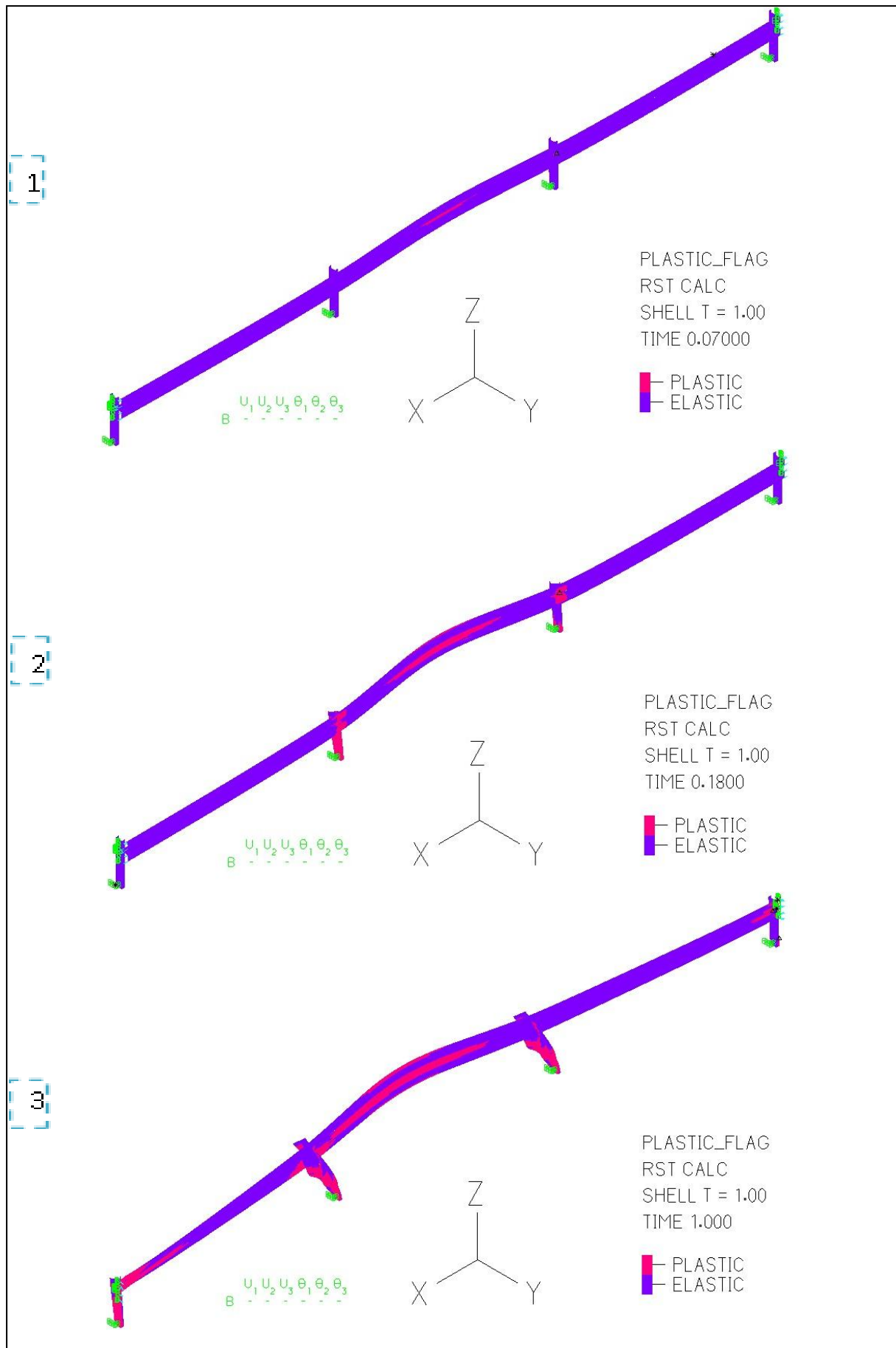
Από το σημείο αυτό και μετά, οι τάσεις που αναπτύσσονται στη λεπίδα φαίνεται να μην διαφοροποιούνται σημαντικά στο μεσαίο τμήμα, σε αντίθεση με τα ακραία φατνώματα. Επίσης, και στους ορθοστατών συνεχίζεται η αύξηση των τάσεων, με αποτέλεσμα λίγο πριν την αστοχία να έχει αναπτυχθεί η μέγιστη τάση των 36 kN/cm^2 σ' όλη σχεδόν τη διατομή τους. Η συμπεριφορά αυτή επιβεβαιώνει την ύπαρξη της στρατηγικής της δεύτερης γραμμής άμυνας και συνεπώς τον εύρωστο χαρακτήρα του στηθαίου.

Οι παραμορφώσεις ακολουθούν ένα δρόμο παρόμοιο με αυτόν των τάσεων. Μέχρι το πρώτο σημείο παραμορφώνεται μόνο το μεσαίο φάτνωμα με αργούς ρυθμούς. Στη συνέχεια, η παραμόρφωση της λεπίδας είναι πιο έντονη αλλά οι ορθοστάτες παραμένουν σχεδόν απαραμόρφωτοι μέχρι και το δεύτερο σημείο. Από εκεί και πέρα αρχίζουν να παραμορφώνονται μαζί με το μεσαίο φάτνωμα της λεπίδας, τα ακραία φατνώματά της και οι ορθοστάτες, μέχρι εν τέλει να επέλθει η αστοχία, όπως αυτή φαίνεται στο τρίτο σημείο (Εικ. 6.38 και Εικ. 6.39).

Τέλος, στην εικόνα 6.35 μπορούμε να διακρίνουμε την εξάπλωση των πλαστικών ζωνών στο μοντέλο μας. Ελάχιστα πριν το πρώτο σημείο, όπως είναι φυσικό, δεν έχουμε πουθενά την ανάπτυξη πλαστικοποιημένων περιοχών. Αμέσως μετά από το πρώτο σημείο, οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις κάνουν την εμφάνισή τους κυρίως στην περιοχή του μεσαίου φατνώματος της λεπίδας και στις συνδέσεις της με τους ορθοστάτες. Οι πλαστικές αυτές αρθρώσεις γρήγορα επεκτείνονται στις γύρω περιοχές, ενώ λίγο πριν το δεύτερο σημείο κάνουν και την εμφάνισή τους πάνω στους ορθοστάτες. Από εκεί και πέρα, οι πλαστικοποιήσεις συνεχίζονται με γρήγορους ρυθμούς σε ολόκληρη τη λεπίδα αλλά και στους ορθοστάτες μέχρι την αστοχία.



Εικ. 6.38 Κατανομή τάσεων για τρία χαρακτηριστικά σημεία του δρόμου ισορροπίας.

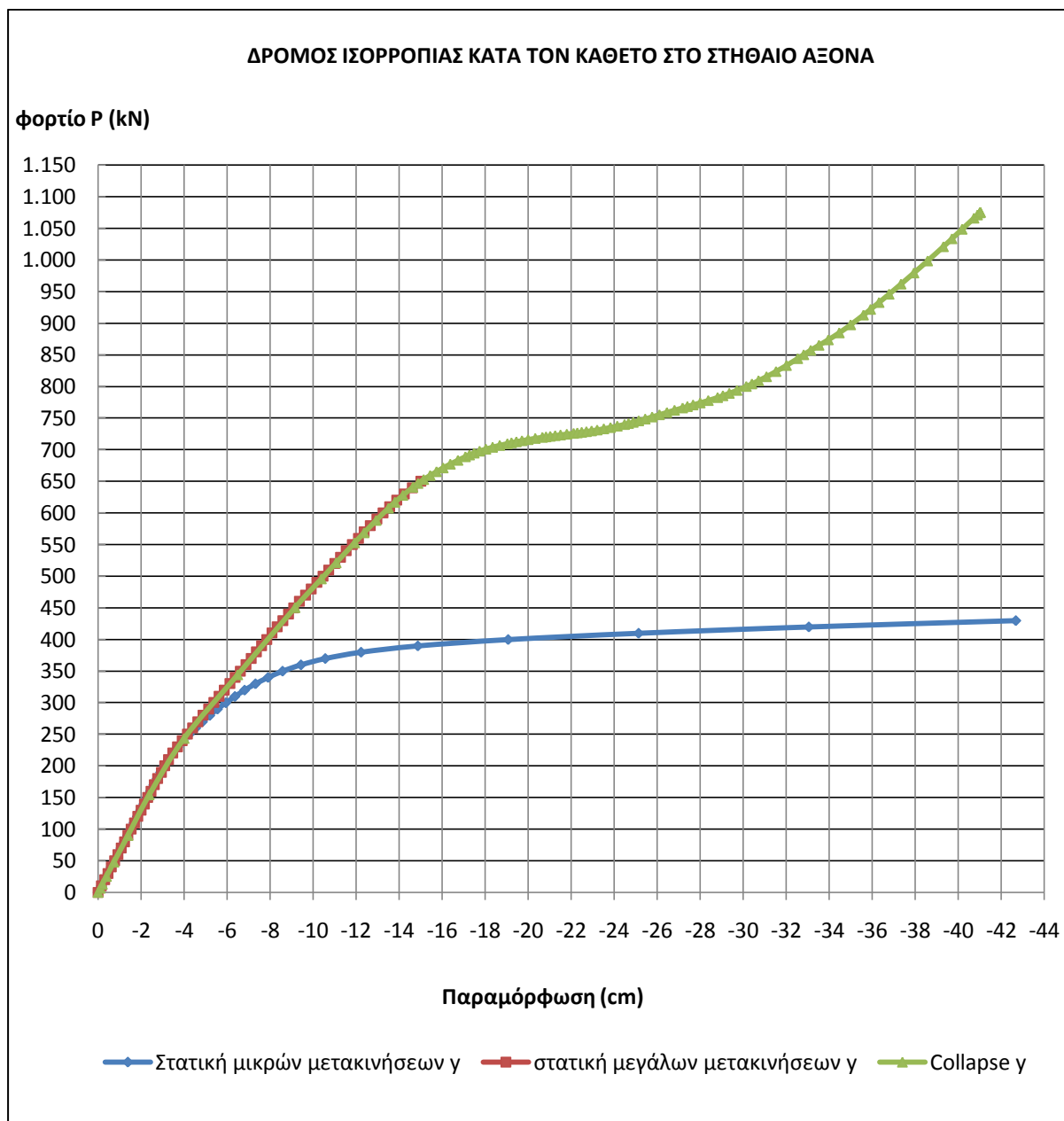


Εικ. 6.39 Εξέλιξη πλαστικών ζωνών για τρία χαρακτηριστικά σημεία του δρόμου ισορροπίας.

6.5.5 Σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων

Προκειμένου να μπορέσουμε να επιβεβαιώσουμε τα αποτελέσματα των παραπάνω αναλύσεων χρειάζεται να προχωρήσουμε σε μία άμεση σύγκριση μεταξύ των δρόμων ισορροπίας τους. Έτσι λοιπόν, στην εικόνα 6.40 μπορεί κανείς να διακρίνει τους δρόμους ισορροπίας και των τριών αναλύσεων. Από το διάγραμμα αυτό βλέπουμε ότι τα αποτελέσματα που παίρνουμε και στις τρεις περιπτώσεις είναι τόσο κοντά ώστε οι δρόμοι ταυτίζονται πλήρως.

Για την καλύτερη απεικόνιση υπό ενιαία κλίμακα αξόνων, έχουν παραληφθεί τα τελευταία πέντε σημεία της στατικής ανάλυσης μικρών παραμορφώσεων, επειδή οδηγούσαν σε πολύ μεγάλες παραμορφώσεις (Παράγραφος 6.5.2).



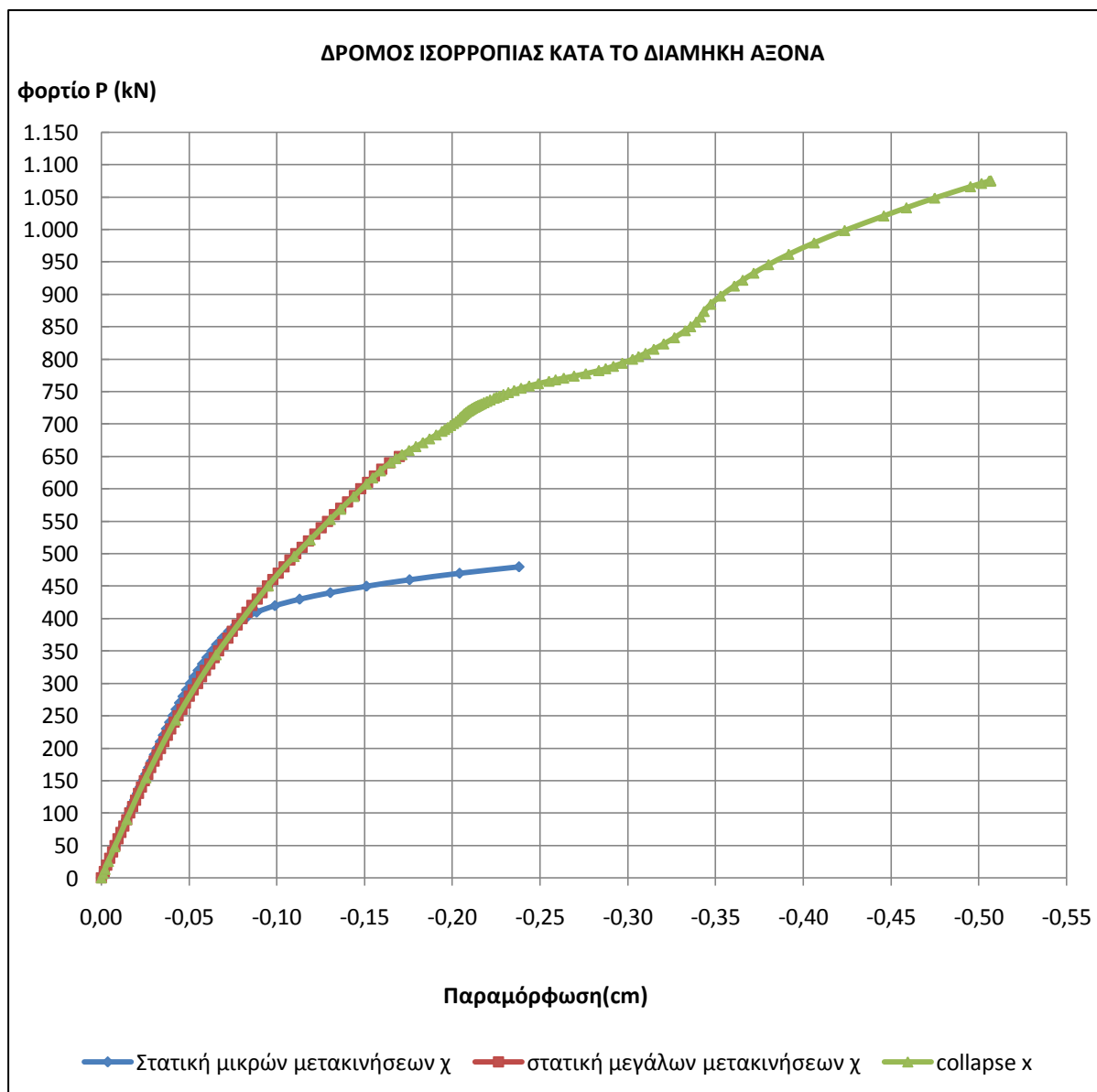
Εικ. 6.40 Δρόμοι ισορροπίας για την περίπτωση παραμόρφωσης κατά την εγκάρσια διεύθυνση.

Το γεγονός ότι η collapse και η στατική ανάλυση μεγάλων παραμορφώσεων ταυτίζονται με τη στατική ανάλυση μικρών παραμορφώσεων, μας επιβεβαιώνει ότι η κατασκευή για μικρά φορτία δεν παρουσιάζει κάποιο λυγισμό, αλλά λειτουργεί ελαστικά μέχρι να εμφανιστούν οι πρώτες μη γραμμικότητες λόγω υλικού. Μετά όμως από ένα σημείο, οι δρόμοι ισορροπίας χωρίζουν.

Από το σημείο αυτό και μετά λαμβάνουν χώρα μη γραμμικότητες γεωμετρίας. Όπως φαίνεται και από την εικόνα 6.40, τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης μεγάλων παραμορφώσεων συμπίπτουν μ' αυτά της collapse ανάλυσης, επιβεβαιώνοντας η μία την άλλη, μέχρι ο δρόμος να σταματήσει να είναι ανοδικός. Στο σημείο αυτό, η στατική ανάλυση αστοχεί και δεν μπορεί να ακολουθήσει πλέον την collapse. Η τελευταία συνεχίζει διαγράφοντας το δρόμο που έχουμε περιγράψει αναλυτικά στην προηγούμενη παράγραφο.

Στην εικόνα 6.41 μπορούμε να διακρίνουμε του δρόμους ισορροπίας που προέκυψαν από τις τρεις αναλύσεις μας, για την περίπτωση δύναμης κατά το διαμήκη άξονα του στηθαίου. Όπως συνέβη και κατά την εγκάρσια παραμόρφωση, η σύγκλιση μεταξύ των τριών δρόμων είναι άκρως ικανοποιητική. Ωστόσο, σε αντίθεση με την πρώτη περίπτωση, εδώ δεν έχουμε πλήρη ταύτιση μεταξύ της στατικής ανάλυσης μικρών μετατοπίσεων και των άλλων δύο αναλύσεων.

Ο λόγος ύπαρξης της απόκλισης αυτής πιθανότατα είναι ότι από μικρά κιάλας φορτία, η μη γραμμικότητα γεωμετρίας άρχισε να κάνει την εμφάνιση της πριν καν το υλικό διαρρεύσει. Στο φαινόμενο αυτό πιθανότατα οφείλεται η μικρή καμπυλότητα που παρατηρείται από πολύ νωρίς τόσο στη στατική μεγάλων μετακινήσεων, όσο και στην collapse ανάλυση. Σε αντίθεση με την ανάλυση μικρών μετακινήσεων, οι άλλες δύο ταυτίζονται πλήρως, επιβεβαιώνοντας η μία την άλλη.



Εικ. 6.41 Δρόμοι ισορροπίας για την περίπτωση παραμόρφωσης κατά τη διαμήκη διεύθυνση.

6.6 Παράμετρος: Ποιότητα υλικού

6.6.1 Γενικά

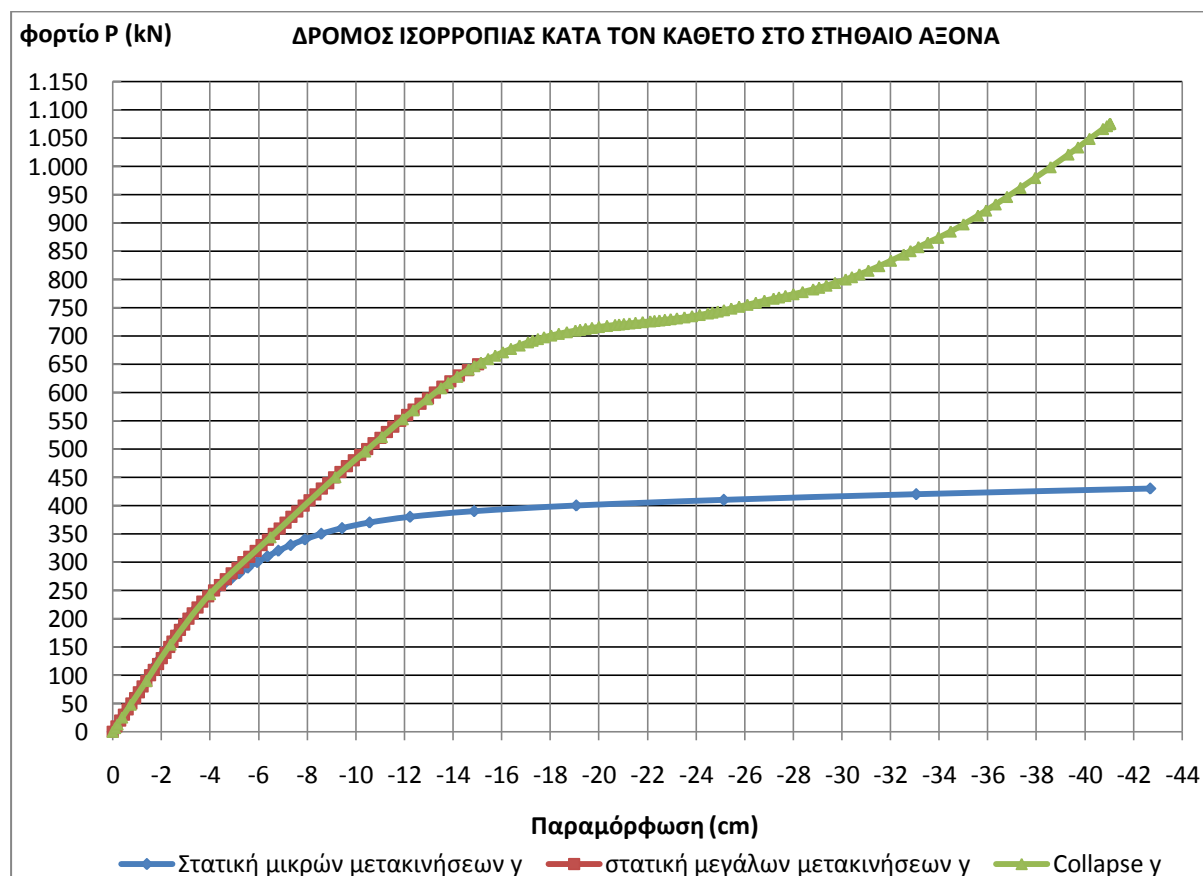
Όπως φαίνεται από τον πίνακα 6.5, για την περίπτωση του μοντέλου μας θα ελεγχθούν τρία διαφορετικά υλικά. Τα υλικά αυτά θα είναι ο χάλυβας ποιότητας S 235 που περιλαμβάνεται στο βασικό μοντέλο, ο S 275 και ο S 355. Οι ποιότητες αυτές του χάλυβα, συναντώνται συνήθως και στην αγορά των στηθαίων. Σ' όλα τα υλικά έχει θεωρηθεί η ίδια κράτυνση. Καθώς διαφοροποιούμε το υλικό, οι υπόλοιποι παράμετροι θα παραμένουν όπως έχουν στο βασικό μοντέλο. Αναλυτικά τα στοιχεία των υλικών δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Υλικό	Bilinear ελαστοπλαστικό
Μέτρο ελαστικότητας (E) (kN/cm ²)	21000
Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή (ν)	0.28
Τάση διαρροής (f _y) (kN/cm ²)	23.5 / 27.5 / 35.5
Πυκνότητα (ρ) (kg/cm ³)	0.00786
Συντελεστής κράτυνσης (E _{s1})	58.8 kN/cm ² (0.0028*E)
Είδος κράτυνσης	kinematic

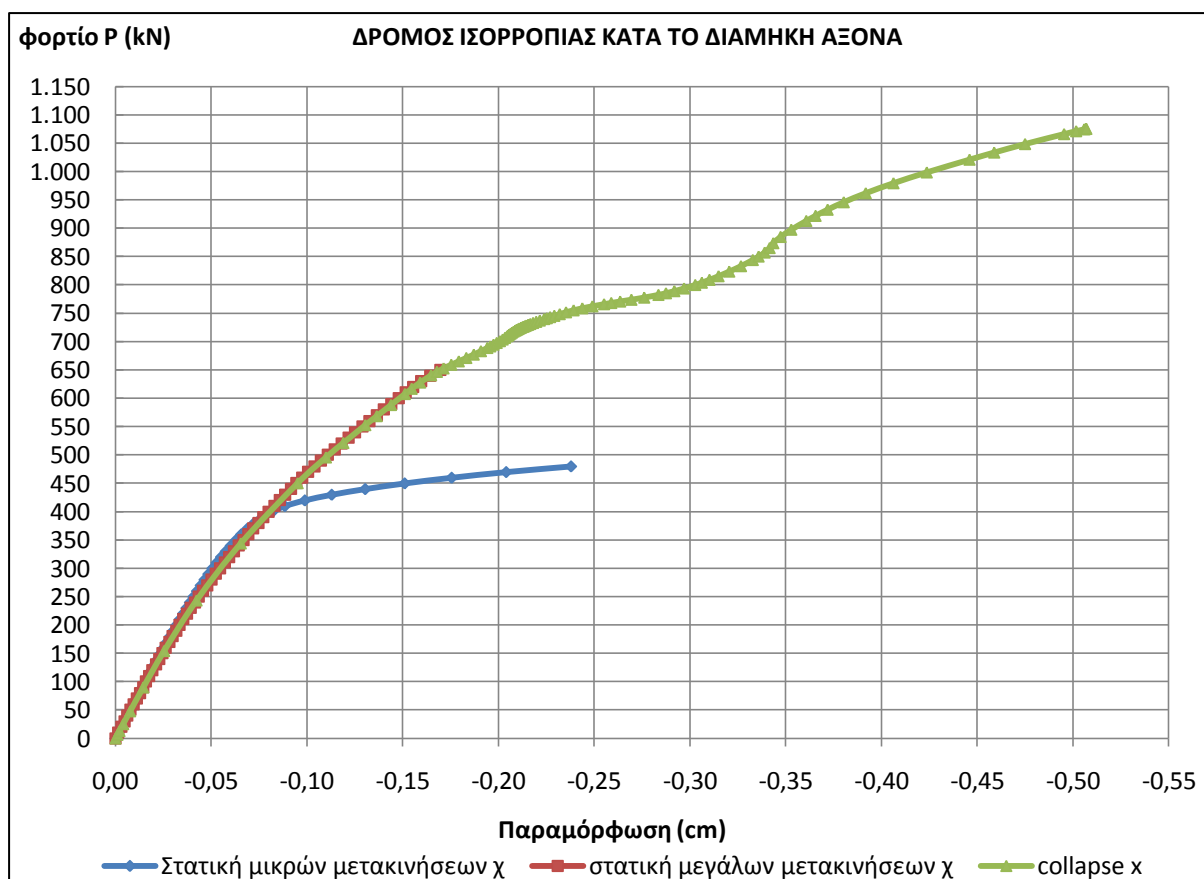
Πίνακας 6.5 Ιδιότητες υλικών.

6.6.2 Υλικό: Χάλυβας S 235

Η περίπτωση αυτής της ποιότητας έχει αναλυθεί εκτενώς στην ενότητα 6.5. Παρακάτω θα παρουσιάσουμε απλά τους δρόμους ισορροπίας, όπως προέκυψαν από τα τρία είδη αναλύσεων που έχουν γίνει. Οι παρακάτω δρόμοι έχουν σχολιαστεί αναλυτικά στην προηγούμενη ενότητα και δεν θα μας απασχολήσουν περαιτέρω. Στην εικόνα 6.42 παρουσιάζονται οι δρόμοι ισορροπίας για την περίπτωση παραμόρφωσης κατά την εγκάρσια διεύθυνση του στηθαίου, ενώ στην εικόνα 6.43 μπορούμε να διακρίνουμε τους δρόμους ισορροπίας για την περίπτωση παραμόρφωσης κατά τη διαμήκη διεύθυνση. Τέλος, στον πίνακα 6.6 δίνονται τα βασικά αποτελέσματα των αναλύσεων.



Εικ. 6.42 Δρόμοι ισορροπίας για την περίπτωση παραμόρφωσης κατά την εγκάρσια διεύθυνση με υλικό S 235.



Εικ. 6.43 Δρόμοι ισορροπίας για την περίπτωση παραμόρφωσης κατά τη διαμήκη διεύθυνση με υλικό S 235.

Παράμετρος	Υλικό S 235			
	Μέγιστο φορτίο (kN)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά X (cm)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά Y (cm)	Μέγιστη τάση (kN/cm ²)
Ανάλυση				
Αποτέλεσμα				
Static μικρών μετατοπίσεων	490,00	4,10	132,00	42
Static μεγάλων μετατοπίσεων	660,00	4,70	17,00	27
Collapse ανάλυση	1080,00	14,00	44,00	36

Πίνακας 6.6 Αποτελέσματα αναλύσεων.

6.6.3 Υλικό: Χάλυβας S 275

Σ' αυτήν την παράγραφο θα ελέγξουμε την περίπτωση που το στήθαιο μας υλοποιείται με χάλυβα S 275. Όπως είναι γνωστό ο χάλυβας ποιότητας S 275 έχει μεγαλύτερη τάση διαρροής και διάρρηξης από τον S 235 που χρησιμοποιήθηκε στο βασικό μας μοντέλο. Επομένως, αναμένουμε το προσομοίωμα με χάλυβα S 275 να διαθέτει μεγαλύτερη αντοχή σε σχέση με το βασικό μοντέλο.

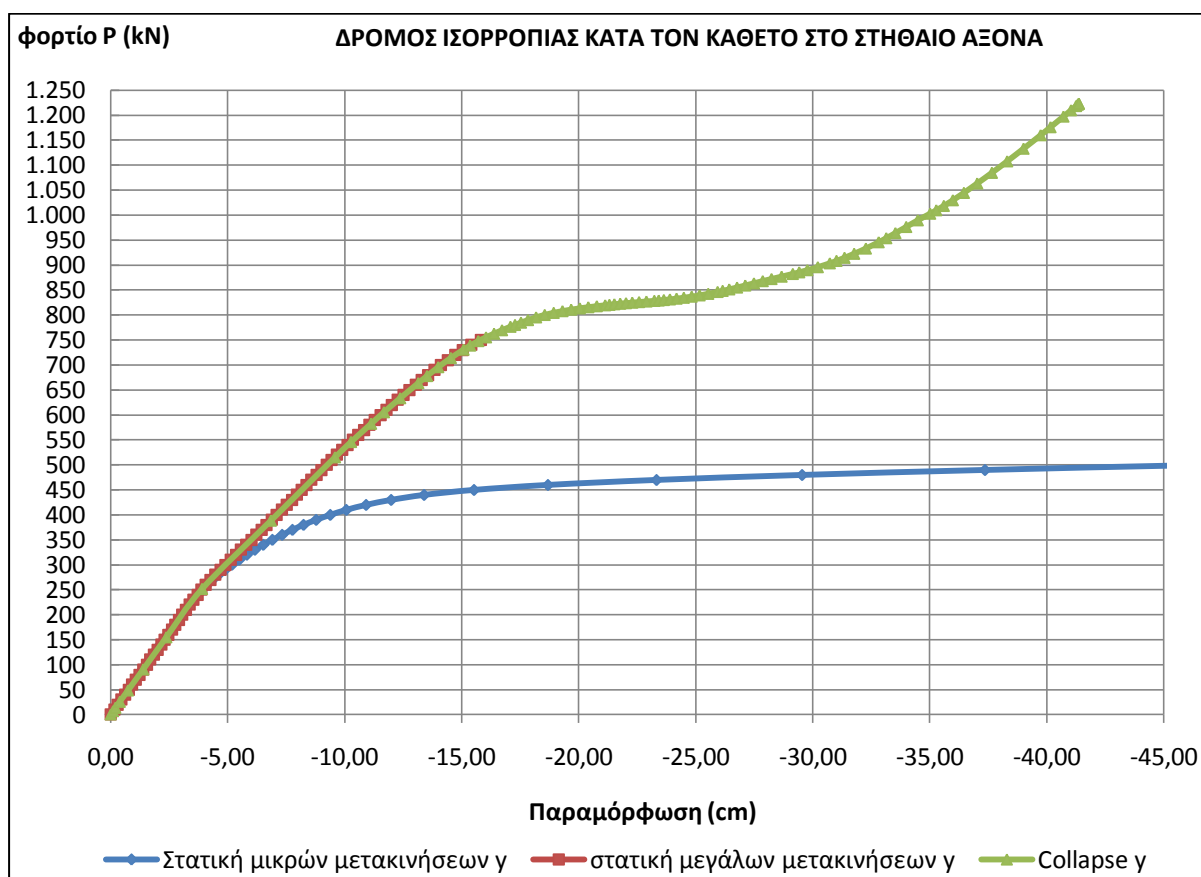
Πράγματι, όπως μπορούμε να διακρίνουμε από τον πίνακα 6.7, το μέγιστο φορτίο στο οποίο μπορεί να αντεπεξέλθει ο φορέας μας πλέον είναι αυξημένο για όλες τις περιπτώσεις αναλύσεων. Το ποσοστό της αύξησης του φορτίου φτάνει στο 13 % για την περίπτωση της collapse ανάλυσης. Εκτός από το μέγιστο φορτίο, ο φορέας μας είναι σε θέση να αναπτύξει και μεγαλύτερες τάσεις. Όπως φαίνεται από τη σύγκριση μεταξύ του πίνακα 6.6 και 6.7, για την περίπτωση της collapse ανάλυσης, η οποία είναι η πιο χαρακτηριστική, το στήθαιο μπορεί να αναπτύξει μεγαλύτερη τάση κατά 4 kN/cm². Η τιμή αυτή αντιστοιχεί σε μία αύξηση της τάξης του 10 %.

Αντίθετα με τα μεγέθη που περιγράφουν την αντοχή του στήθαιου μεταξύ των δύο ποιτήτων χάλυβα, δεν σημειώνονται σημαντικές διαφορές όσο αφορά τις παραμορφώσεις. Χαρακτηριστικό είναι το γεγονός ότι στην περίπτωση της collapse ανάλυσης, η οποία είναι η πιο πλήρης εκ των τριών, οι παραμορφώσεις είναι οι ίδιες. Στις υπόλοιπες δύο αναλύσεις σημειώνεται μία αύξηση, χωρίς ωστόσο αυτή να είναι ιδιαίτερα σημαντική.

Παράμετρος	Υλικό S 275			
	Μέγιστο φορτίο (kN)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά X (cm)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά Y (cm)	Μέγιστη τάση (kN/cm ²)
Ανάλυση Αποτέλεσμα				
Static μικρών μετατοπίσεων	570,00	4,70	152,00	49
Static μεγάλων μετατοπίσεων	760,00	5,40	17,00	31
Collapse ανάλυση	1220,00	14,00	44,00	40

Πίνακας 6.7 Αποτελέσματα αναλύσεων.

Στην εικόνα που ακολουθεί μπορούμε να δούμε τους δρόμους ισορροπίας που προέκυψαν από τις τρεις αναλύσεις, για την περίπτωση που χρησιμοποιούσαμε στο μοντέλο μας ως υλικό το χάλυβα με ποιότητα S 275. Οι δρόμοι αυτοί αφορούν δύναμη κατά την εγκάρσια διεύθυνση του στηθαίου. Στην περίπτωση της ανάλυσης μικρών μετακινήσεων, έχουν αφαιρεθεί οι τελευταίες τιμές της ανάλυσης που οδηγούσαν σε πολύ μεγάλες παραμορφώσεις για να είναι εφικτή η χρησιμοποίηση ενιαίας κλίμακας στον άξονα των X.



Εικ. 6.44 Δρόμοι ισορροπίας για την περίπτωση παραμόρφωσης κατά την εγκάρσια διεύθυνση με υλικό S 275.

Όπως συνέβη και για την περίπτωση που χρησιμοποιούσαμε χάλυβα S 235, υπάρχει πλήρης ταύτιση μεταξύ των τριών δρόμων ισορροπίας που πήραμε από τις αναλύσεις μας, για τα πρώτα βήματα τους τουλάχιστον. Στη συνέχεια, όταν έλαβαν χώρα φαινόμενα λυγισμού, η στατική ανάλυση μικρών μετακινήσεων απόκλινε σημαντικά δίνοντάς μας την ελαστική αντοχή του στηθαίου. Αντίθετα με τη στατική μικρών μετατοπίσεων, ο δρόμος που πήραμε από τη στατική ανάλυση μεγάλων μετατοπίσεων ακολούθησε τον αντίστοιχο δρόμο της collapse μέχρι το τέλος του ανοδικού κλάδου όπου και αστόχησε.

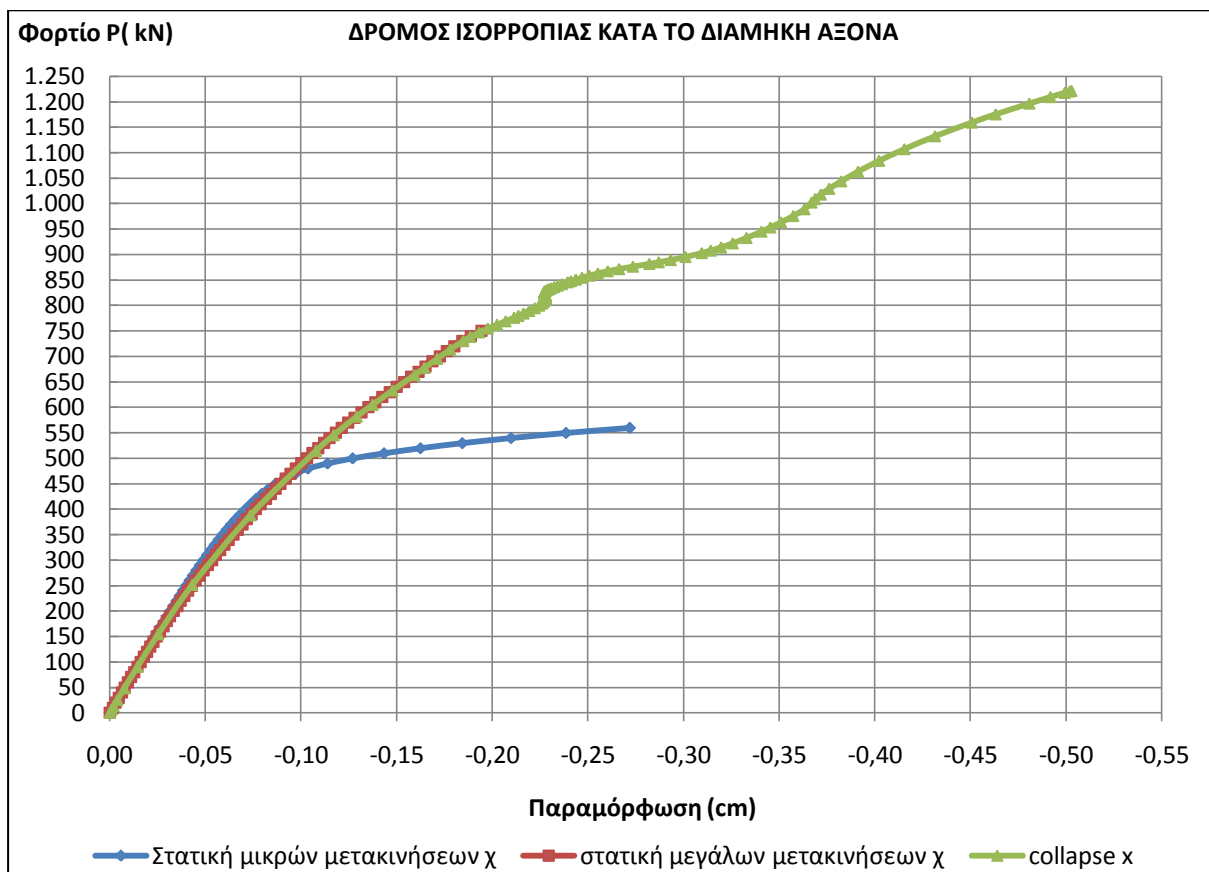
Η collapse ανάλυση συνεχίζει και μετά την αστοχία της στατικής μεγάλων μετατοπίσεων. Τον ανοδικό της κλάδο διαδέχεται ένα τμήμα με πολύ μικρή δυσκαμψία και έπειτα ακόμη ένας ανοδικός κλάδος μέχρι και την αστοχία της κατασκευής. Από το δρόμο που πήραμε από την collapse ανάλυση συμπεραίνουμε ότι γι' αυτό το υλικό το στηθαίο εξακολουθεί να διαθέτει εύρωστη συμπεριφορά μέσα από τη δεύτερη γραμμή άμυνας.

Ο αρχικός ελαστικός κλάδος της collapse ανάλυσης αντιστοιχεί στην ελαστική παραμόρφωση της λεπίδας. Στη διάρκεια αυτής της παραμόρφωσης υπάρχει μία μικρή αλλά ακαριαία πτώση της δυσκαμψίας που οφείλεται στο γεγονός ότι ξεκίνησε η ελαστική παραμόρφωση των ορθοστατών. Στο πέρας του πρώτου ανοδικού κλάδου η λεπίδα αρχίζει να πλαστικοποιείται και γι' αυτό παρατηρούμε στο δρόμο σημαντική πτώση της δυσκαμψίας.

Από τη στιγμή που ξεκινά ο δεύτερος ανοδικός κλάδος σηματοδοτείται η εφαρμογή της δεύτερης γραμμής άμυνας, μέσα από τη λειτουργία της λεπίδας ως καλώδιο που στηρίζεται στους ορθοστάτες, τους οποίους και κάμπει. Στη λειτουργία αυτή οφείλεται η αύξηση της δυσκαμψίας αλλά και η αστοχία του προσομοιώματος ενώ βρισκόμαστε ακόμα σε ανοδικό κλάδο.

Αντίστοιχη είναι η κατάσταση και για την περίπτωση που εξετάζαμε το δρόμο ισορροπίας για δύναμη κατά τη διαμήκη διεύθυνση του στήθαιου. Όπως έχουμε αναφέρει αναλυτικά στην περιγραφή του βασικού μοντέλου, υπάρχουν δύο διαφοροποιήσεις σε σχέση με τους δρόμους ισορροπίας που πήραμε για δύναμη κατά την εγκάρσια διεύθυνση.

Εκτός από το μέγεθος των παραμορφώσεων, στην περίπτωση αυτή η στατική ανάλυση μικρών μετατοπίσεων διαχωρίζεται πριν τελειώσει ο ελαστικός κλάδος. Η δεύτερη διαφορά σημειώνεται στο δρόμο ισορροπίας της collapse ανάλυσης και συγκεκριμένα στο τμήμα που σημειώνεται η μείωση της δυσκαμψίας. Στην περίπτωση μας, το τμήμα αυτό εμφανίζει κάποιες ανωμαλίες, οι οποίες πιθανότατα οφείλονται στην επιρροή των ελατηρίων συνέχειας και στους τοπικούς λυγισμούς που συμβαίνουν στην περιοχή των ακραίων στηρίξεων.



Εικ. 6.45 Δρόμοι ισορροπίας για την περίπτωση παραμόρφωσης κατά τη διαμήκη διεύθυνση με υλικό S 275.

6.6.4 Υλικό: Χάλυβας S 355

Σ' αυτήν την παράγραφο θα ελέγξουμε την περίπτωση που το στήθαιό μας υλοποιείται με χάλυβα ποιότητας S 355. Όπως είναι γνωστό, ο χάλυβας S 355 έχει μεγαλύτερη τάση διαρροής και διάρρηξης από τον S 235 που χρησιμοποιήθηκε στο βασικό μας μοντέλο και τον S 275 που περιγράψαμε στην προηγούμενη παράγραφο. Επομένως, αναμένουμε το προσομοίωμα με χάλυβα S 355 να διαθέτει μεγαλύτερη αντοχή σε σχέση με τα προηγούμενα δύο μοντέλα.

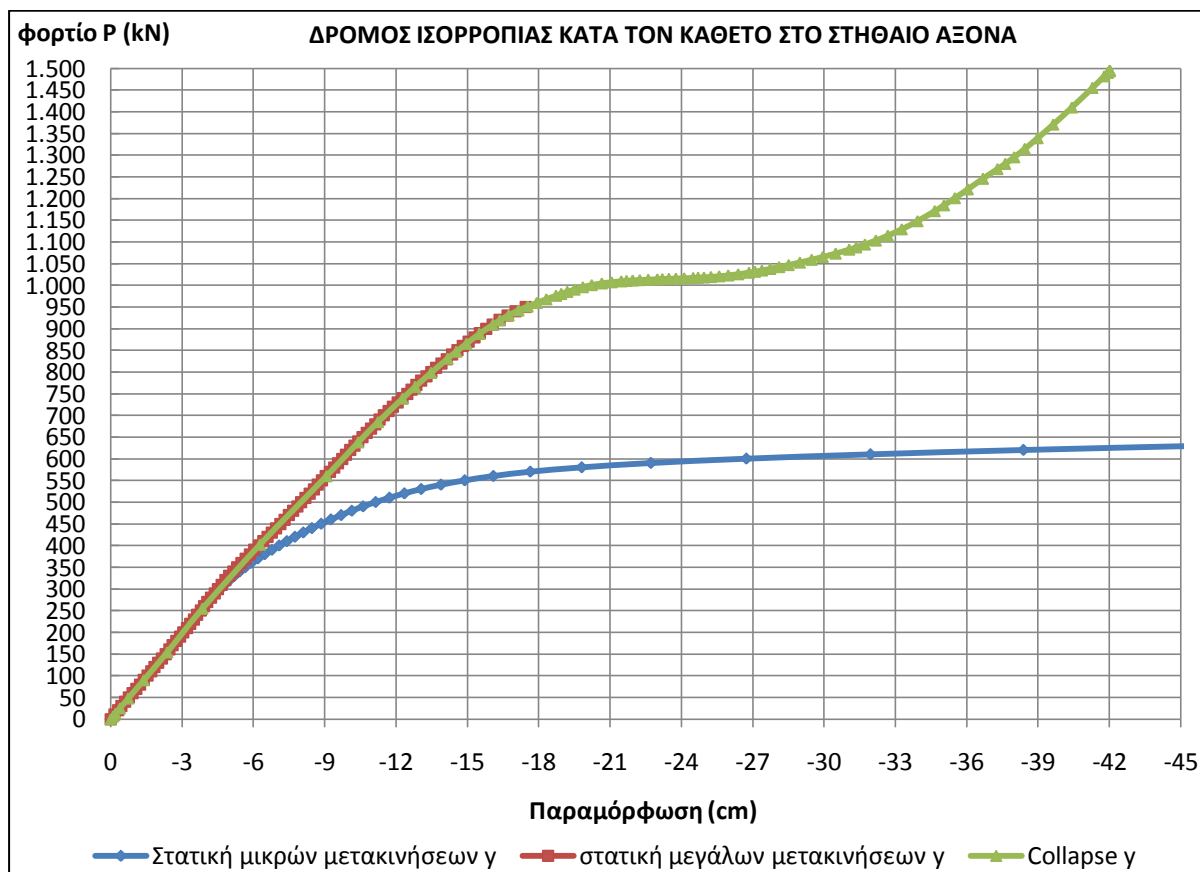
Παράμετρος	Υλικό S 355			
	Μέγιστο φορτίο (kN)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά X (cm)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά Y (cm)	Μέγιστη τάση (kN/cm ²)
Ανάλυση				
Αποτέλεσμα				
Static μικρών μετατοπίσεων	1000	49	1210,00	123
Static μεγάλων μετατοπίσεων	960,00	6,70	19,00	39
Collapse ανάλυση	1490,00	14,00	45,00	47

Πίνακας 6.8 Αποτελέσματα αναλύσεων.

Όπως βλέπουμε από τον παραπάνω πίνακα, πράγματι σημειώνεται μία πολύ σημαντική αύξηση στο φορτίο αντοχής και στη μέγιστη τάση που αναπτύσσει το μοντέλο μας. Συγκεκριμένα, σε σχέση με το βασικό μοντέλο που διέθετε υλικό S 235, σημειώνεται μία αύξηση της τάξης του 35 % στο μέγιστο φορτίο που αντέχει ο φορέας και 30 % στις μέγιστες τάσεις που αναπτύσσει. Οι διαφορές αυτές, οι οποίες προέκυψαν από τις collapse αναλύσεις, είναι ιδιαίτερα αξιόλογες, ιδιαίτερα αν σκεφτεί κανείς ότι οι διαφορές στην τιμή μεταξύ των ποιοτήτων χάλυβα είναι πολύ μικρές.

Όσο αφορά τις παραμορφώσεις, αν εξαιρέσουμε τη στατική ανάλυση μικρών μετατοπίσεων, η οποία πιθανότατα δεν συνέκλινε, δεν σημειώνονται αξιόλογες διαφορές. Συγκεκριμένα, για την περίπτωση της collapse ανάλυσης, η αύξηση στην παραμόρφωση κατά τη διεύθυνση Y, σε σύγκριση με το βασικό μοντέλο, δεν ξεπερνά το 1 cm δηλαδή το 2 %, ενώ κατά τη διαμήκη διεύθυνση η διαφορά είναι μηδενική.

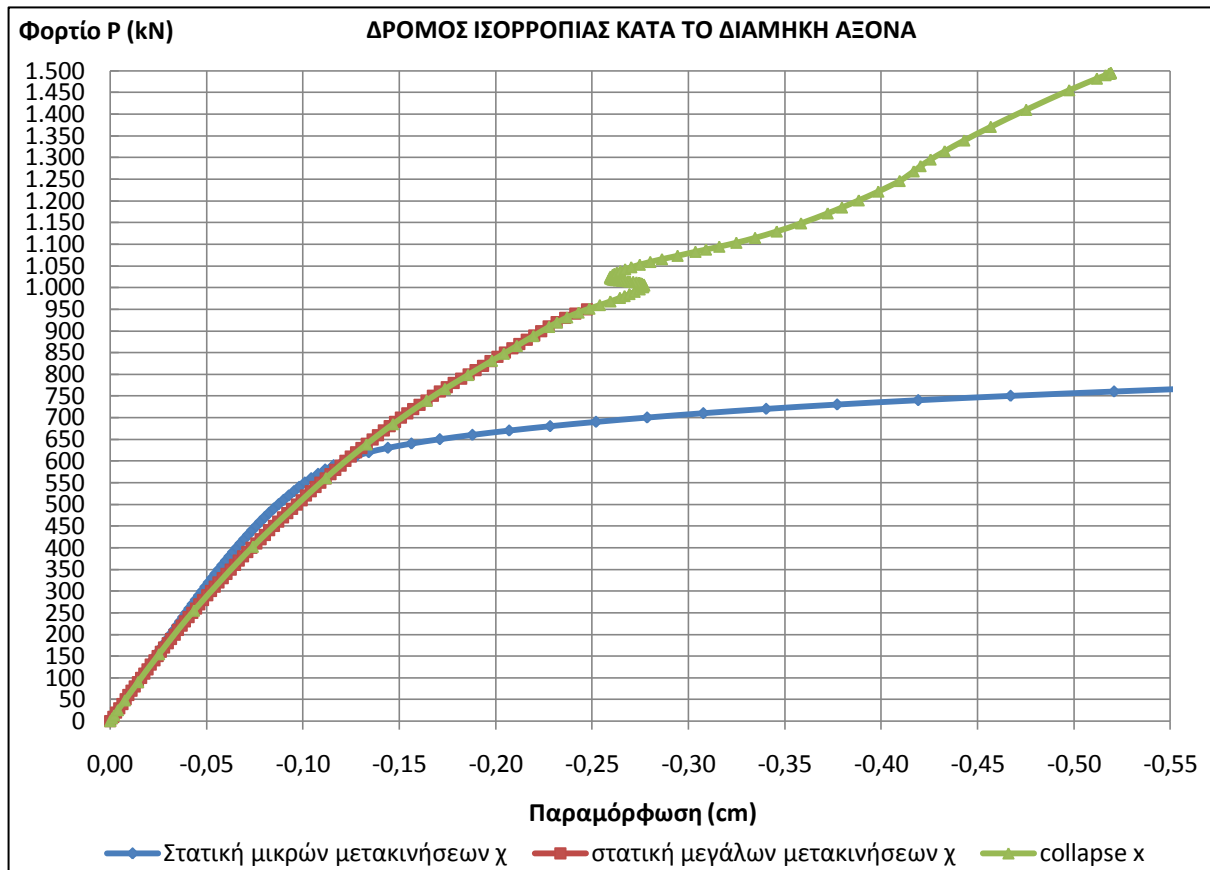
Στην περίπτωση της στατικής ανάλυσης μεγάλων μετακινήσεων, οι διαφορές στις παραμορφώσεις είναι πιο σημαντικές πλησιάζοντας το 10 % και 40 % κατά τη X και Y διεύθυνση. Από τα παραπάνω αποτελέσματα μπορούμε να συμπεράνουμε ότι παρ' ότι οι τελικές παραμορφώσεις των μοντέλων είναι ίδιες, όσο καλύτερο είναι το υλικό τόσο μεγαλύτερη είναι η αρχική παραμόρφωση της λεπίδας, κάτι το οποίο είναι επιθυμητό τις περισσότερες φορές. Παρακάτω παραθέτουμε τους δρόμους ισορροπίας για την περίπτωση δύναμης κάθετα στη διαμήκη διεύθυνση του στηθαίου, όπως αυτοί προέκυψαν από τις τρεις αναλύσεις.



Εικ. 6.46 Δρόμοι ισορροπίας για την περίπτωση παραμόρφωσης κατά την εγκάρσια διεύθυνση με υλικό S 235.

Στο διάγραμμα 6.46 έχουν αφαιρεθεί τα τελευταία σημεία από το δρόμο ισορροπίας, ο οποίος προέκυψε από τη στατική ανάλυση μικρών μετακινήσεων. Οι τιμές των σημείων αυτών περιείχαν πολύ μεγάλες μετακινήσεις, οι οποίες καθιστούσαν αδύνατη τη χρήση ενιαίας κλίμακας. Όπως βλέπουμε, για ακόμα μία φορά υπάρχει ταύτιση μεταξύ των αποτελεσμάτων των τριών αναλύσεων. Σε γενικές γραμμές, για τους παραπάνω δρόμους ισχύουν τα σχόλια που έχουν γίνει και στους προηγούμενους δρόμους ισορροπίας, με τη δεύτερη γραμμή άμυνας να προβάλλεται ξεκάθαρα μέσα από τη στατική ανάλυση.

Παρακάτω παραθέτουμε τους δρόμους ισορροπίας οι οποίοι προέκυψαν από τις τρεις αναλύσεις για την περίπτωση δύναμης παράλληλης στο διαμήκη άξονα του στηθαίου. Και εδώ οι δρόμοι είναι παρόμοιοι με τα προηγούμενα μοντέλα και ισχύουν οι ίδιες παρατηρήσεις με πριν. Η μόνη διαφορά έγκειται στο γεγονός ότι πλέον πουθενά δεν σημειώνεται σημαντική μείωση της δυσκαμψίας.



Εικ. 6.47 Δρόμοι ισορροπίας για την περίπτωση παραμόρφωσης κατά τη διαμήκη διεύθυνση με υλικό S 355.

Περισσότερα συμπεράσματα για την επιρροή του υλικού στη συμπεριφορά του στηθαίου, θα μπορέσουμε να εξάγουμε από τη σύγκριση που γίνεται στην επόμενη παράγραφο μεταξύ των δρόμων ισορροπίας για κάθε υλικό. Οι δρόμοι οι οποίοι θα ελεγχθούν θα είναι αυτοί που προέκυψαν από την collapse ανάλυση.

6.6.5 Σύγκριση μεταξύ δρόμων ισορροπίας για διαφορετικά υλικά

Προκειμένου να κατανοήσουμε ποιο πραγματικά υλικό μας προσφέρει την πιο εύρωστη συμπεριφορά, θα πρέπει να προχωρήσουμε σε μία απευθείας σύγκριση των αποτελεσμάτων που πήραμε από τις αναλύσεις. Ο καλύτερος και πιο εποπτικός τρόπος για να γίνει αυτό είναι με τη βοήθεια των δρόμων ισορροπίας. Επομένως, στην παράγραφο αυτή θα προχωρήσουμε στην απευθείας σύγκριση των δρόμων που προήλθαν από την collapse ανάλυση για όλες τις ποιότητες χάλυβα που ελέχθησαν.

Ο λόγος που επιλέχθηκε η συγκεκριμένη ανάλυση αντί των άλλων δύο στατικών αναλύσεων είναι διπλός. Καταρχήν, η collapse ανάλυση είναι πιο πλήρης, επιτυγχάνοντας να μας δώσει το δρόμο ισορροπίας του μοντέλου μέχρι το τέλος του με πολύ μεγαλύτερη ακρίβεια. Ο δεύτερος λόγος είναι ότι στο δρόμο ισορροπίας

της collapse ανάλυσης είναι πιο εμφανής η επιρροή της στρατηγικής της δεύτερης γραμμής άμυνας, με αποτέλεσμα να είναι πολύ πιο εύκολο να εξάγουμε συμπεράσματα για την επιρροή κάθε υλικού στην εύρωστη συμπεριφορά του στηθαίου.

Συνεχίζοντας λοιπόν με τη σύγκριση, στην επόμενη σελίδα, στο σχήμα 6.48 παρατίθενται οι τρεις δρόμοι για τα τρία διαφορετικά υλικά. Οι δρόμοι αυτοί περιγράφουν την εξέλιξη των παραμορφώσεων κατά τον εγκάρσιο άξονα, του στηθαίου σε σχέση με το φορτίο που ασκείται σ' αυτό.

Όπως λοιπόν μπορούμε να διακρίνουμε από το διάγραμμα αυτό, όσο η λεπίδα συμπεριφέρεται ελαστικά δεν υπάρχουν σημαντικές διαφορές μεταξύ των τριών υλικών, αφού οι ελαστικοί κλάδοι των δρόμων ταυτίζονται. Στη συνέχεια ωστόσο παρατηρείται μία απότομη μείωση της δυσκαμψίας του στηθαίου, η οποία μείωση διαφέρει σημαντικά από ποιότητα σε ποιότητα. Αυτή η απότομη μείωση οφείλεται στη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στην περιοχή της λεπίδας για πρώτη φορά.

Στην περίπτωση του χάλυβα ποιότητας S 355, η μείωση αυτή είναι αρκετά μικρότερη έως και μηδενική. Ωστόσο, αυτό δεν σημαίνει αυτόματα ότι ο S 355 είναι καλύτερος έναντι των άλλων, αφού για το ίδιο φορτίο θα έχω μικρότερες παραμορφώσεις, επομένως και μικρότερη απορρόφηση ενέργειας. Για μία κατασκευή, όπως ένα στηθαίο ασφαλείας, η απορρόφηση ενέργειας παίζει καθοριστικό ρόλο στην επιλογή των παραμέτρων.

Χαρακτηριστικά αναφέρουμε, ότι για την περίπτωση ενός οχήματος, το οποίο πέφτοντας πάνω στο φορέα μας θα ασκούσε μία δύναμη 800 kN, το στηθαίο με χάλυβα S 235 θα ήταν σε θέση να απορροφήσει 150 kNm, ενώ με υλικό S 355 μόλις 55 kNm. Βλέπουμε λοιπόν ότι στην πρώτη περίπτωση, η απορρόφηση ενέργειας είναι υπερδιπλάσια αφού για τη συγκεκριμένη δύναμη, ενώ το στηθαίο με υλικό S 355 βρίσκεται ακόμα στον ελαστικό κλάδο, το άλλο έχει ήδη πλαστικοποιηθεί και είναι σε θέση να αναπτύξει μεγάλες παραμορφώσεις.

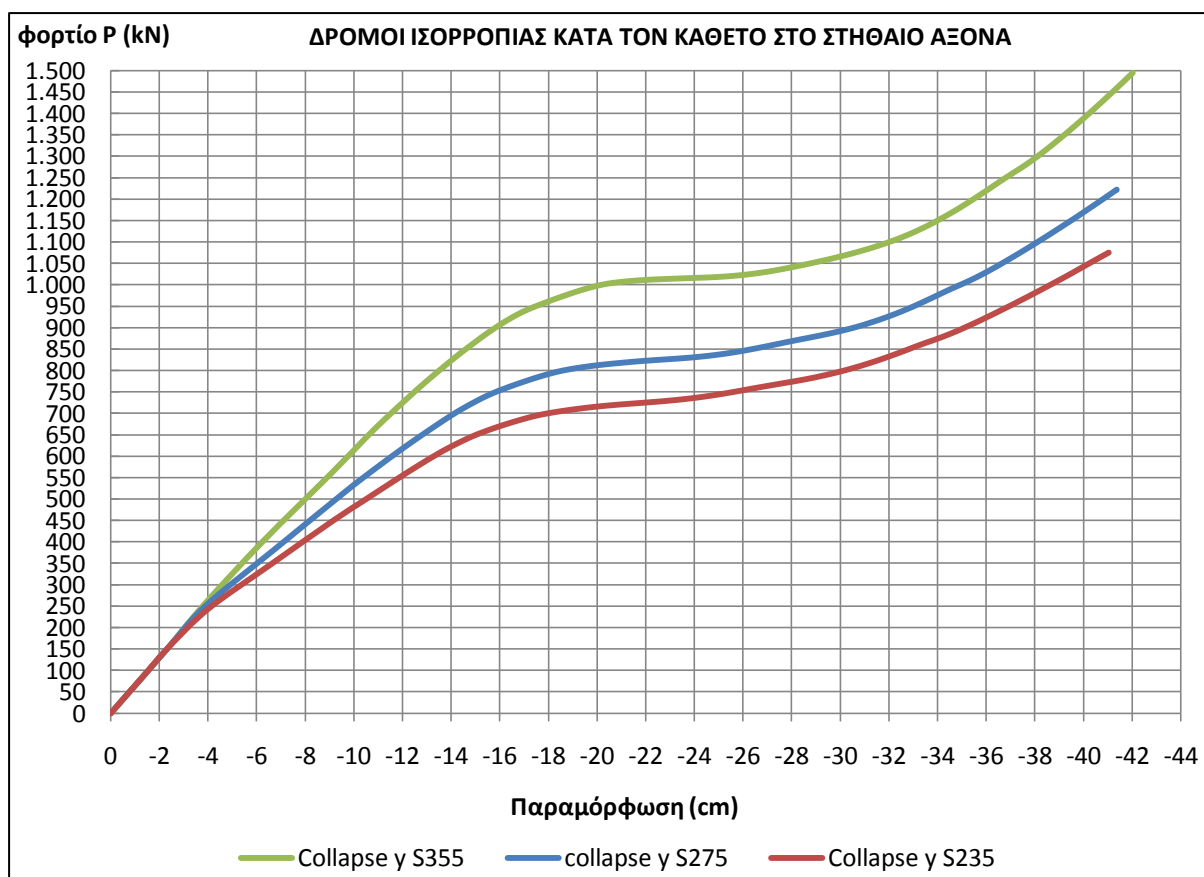
Για τη δύναμη σχεδιασμού των 1000 kN, τα αποτελέσματα είναι ανάλογα με πριν. Το στηθαίο με χάλυβα S 355 μπορεί να αντεπεξέλθει χωρίς καν να αναπτύξει τη δεύτερη γραμμή άμυνας, απορροφώντας 110 kNm και αναπτύσσοντας παραμόρφωση 20 cm μόνο. Αντίθετα, το στηθαίο με υλικό S 235 έχει αρχίσει να αναπτύσσει τη δεύτερη γραμμή άμυνας ήδη από τα 750 kN, με αποτέλεσμα στην περίπτωση των 1000 kN να είναι σε θέση να απορροφήσει 195 kNm, αναπτύσσοντας παραμόρφωση 38,5 cm.

Παρόλ' αυτά θα πρέπει να αναλογιστούμε από ποιο φορτίο και μετά θα θελήσουμε να ενεργοποιηθεί η δεύτερη γραμμή άμυνας. Όπως έχει γίνει γνωστό από το παρόν κείμενο, η ευρωστία αφορά καταστάσεις στις οποίες εμφανίζονται κρίσιμα σενάρια και όχι αυτά που προβλέπει ο κανονισμός. Επομένως, αν σχεδιάσουμε ώστε οι αρχές της ευρωστίας να εξαντλούνται για τα φορτία του σχεδιασμού, όπως συμβαίνει με την περίπτωση που χρησιμοποιήσουμε χάλυβα S 235 ή S 275 τότε πιθανόν η κατασκευή να κινδυνεύσει σ' ένα ακραίο φαινόμενο.

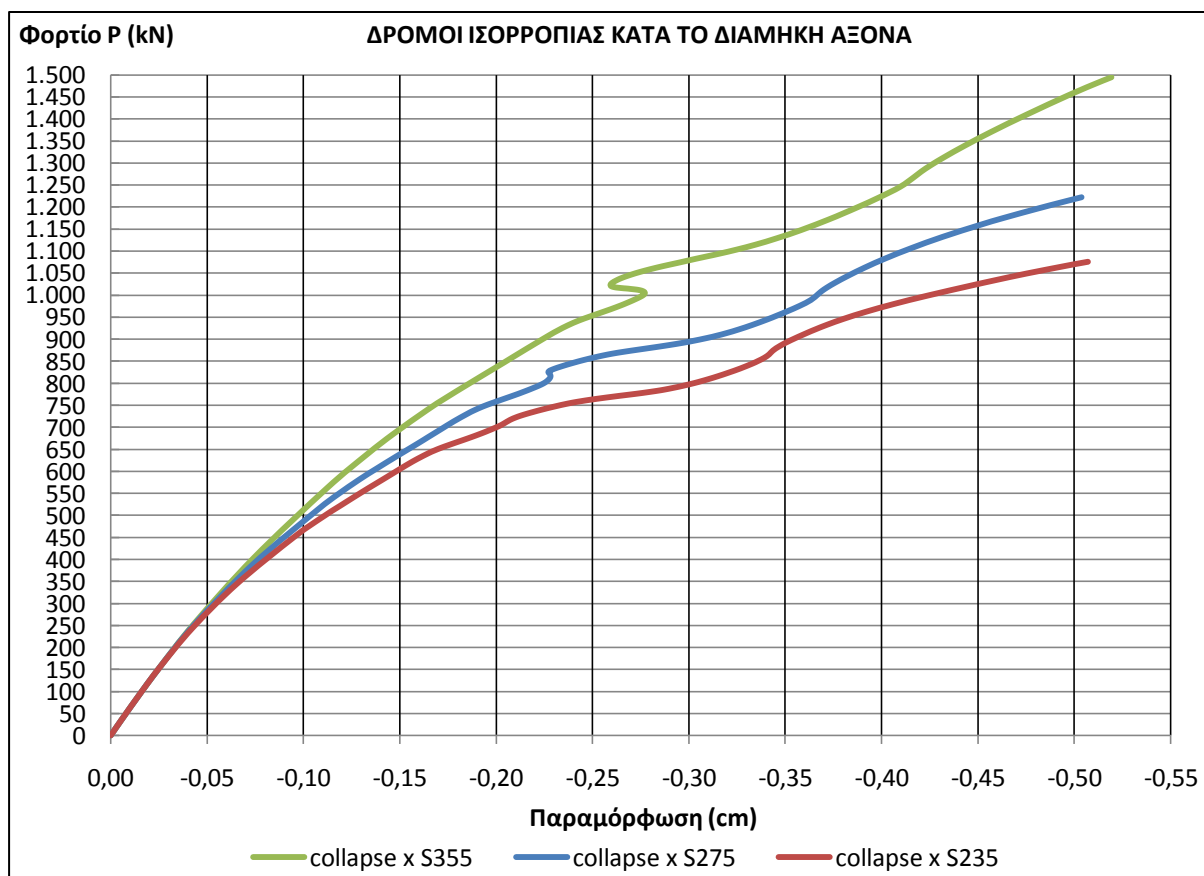
Χαρακτηριστικά αναφέρουμε ότι το στηθαίο με χάλυβα S 235 μπορεί να αντεπεξέλθει σε δύναμη μόνο 10 % μεγαλύτερη απ' αυτή του σχεδιασμού. Αντίθετα, αν χρησιμοποιήσουμε χάλυβα ποιότητας S 355, η μέγιστη δύναμη στην οποία μπορεί να αντεπεξέλθει η κατασκευή ξεπερνά τα 1450 kN. Αυτό σημαίνει ότι είναι σε θέση να αντέξει μία φόρτιση σχεδόν 50 % μεγαλύτερη απ' αυτήν του σχεδιασμού.

Επίσης, το γεγονός των μεγάλων παραμορφώσεων για μικρά σχετικά φορτία δεν είναι πάντοτε επιθυμητό. Πολλές φορές η συγκράτηση των μεγάλων μετατοπίσεων είναι το ζητούμενο. Χαρακτηριστικά αναφέρουμε την περίπτωση το στηθαίο να είναι τοποθετημένο στην άκρη ενός γκρεμού όπου κύριος στόχος του, εκτός τη συγκράτηση του οχήματος θα πρέπει να είναι και η ανάπτυξη μικρών παραμορφώσεων.

Όσον αφορά τη σχέση μεταξύ φόρτισης και μετατοπίσεων κατά τη διαμήκη διεύθυνση, στην εικόνα 6.49 παρατίθενται οι αντίστοιχοι δρόμοι ισορροπίας για τις τρεις ποιότητες χάλυβα που εξετάζουμε. Παρατηρούμε και πάλι ότι ενώ αρχικά οι τρεις δρόμοι ταυτίζονται, στη συνέχεια στις ποιότητες χάλυβα με τη μικρότερη αντοχή μειώνεται πιο γρήγορα η δυσκαμψία της κατασκευής με τα προτερήματα και μειονεκτήματα που αναφέραμε παραπάνω. Επίσης, άξιο προσοχής είναι το γεγονός ότι όσο μικρότερη είναι η ποιότητα του χάλυβα, τόσο μικρότερη είναι και η επιρροή της δύναμης στην περιοχή των ακραίων στηρίξεων όπου βρίσκονται και τα ελατήρια συνέχειας. Για το λόγο αυτό, το διάγραμμα για υλικό S 235 είναι πολύ πιο ομαλό σε σχέση με τα άλλα δύο.



Εικ. 6.48 Δρόμοι ισορροπίας κατά την εγκάρσια διεύθυνση του στηθαίου για τρία υλικά.



Εικ. 6.49 Δρόμοι ισορροπίας κατά τη διαμήκη διεύθυνση του στηθαίου για τρία υλικά.

6.7 Παράμετρος: Δυσκαμψία ελατηρίων συνέχειας

6.7.1 Γενικά

Όπως έχουμε αναφέρει ξανά σε προηγούμενη ενότητα, ο ευρωπαϊκός κανονισμός έχει υιοθετήσει ένα ελάχιστο μήκος στηθαίου που μπορεί να χρησιμοποιηθεί. Το μήκος αυτό είναι 80 m και μπορεί να φτάσει μέχρι και τα 140 m. Ωστόσο, η προσομοίωση μίας κατασκευής 80 m με πεπερασμένα στοιχεία θα οδηγούσε σ' ένα πολύ βαρύ μοντέλο. Για το λόγο αυτό, προσομοιώθηκαν μόνο τα 12 από τα 80 m. Για να μπορέσουμε λοιπόν να λάβουμε υπόψη την επιρροή των υπόλοιπων 68 m χρησιμοποιήθηκαν ελαστικά ελατήρια.

Τα ελατήρια αυτά διαθέτουν δυσκαμψία μόνο κατά το διαμήκη άξονα του στηθαίου έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της συνέχειας της λεπίδας. Κατά την εγκάρσια διεύθυνση, τα ελατήρια είναι ελεύθερα να ακολουθήσουν την παραμόρφωση του μοντέλου, χωρίς να προσφέρουν καμία δυσκαμψία. Ο λόγος που επιλέξαμε τα ελατήρια να διαθέτουν μονάχα ένα βαθμό ελευθερίας έγκειται σε δύο γεγονότα.

Πρώτον, η δυσκαμψία της λεπίδας κατά την εγκάρσια διεύθυνση είναι πολύ μικρή και αμελητέα σε σχέση με τη δυσκαμψία του ορθοστάτη σε εκείνο το σημείο. Δεύτερον, το φορτίο που ασκούμε παραμένει στο μεσαίο φάτνωμα καθ' όλη τη διάρκεια της φόρτισης. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η επιρροή του στην περιοχή των ακραίων στηρίξεων κατά την εγκάρσια διεύθυνση, όπως αποδείχθηκε και από τις αναλύσεις, να είναι πολύ μικρή.

Συνολικά χρησιμοποιήθηκαν 15 ελατήρια σε κάθε πλευρά του στηθαίου τα οποία κατηγοριοποιήθηκαν σε οκτώ ομάδες. Η δυσκαμψία κάθε ομάδας άλλαξε ανάλογα με τη διατομή του στηθαίου που εκπροσωπούσε. Ως πρώτη προσέγγιση για τη δυσκαμψία χρησιμοποιήθηκε η τιμή που βγαίνει από τη σχέση (6.4). Ωστόσο επειδή πρόκειται για μία παράμετρο με μεγάλη αβεβαιότητα, στην παρούσα ενότητα θα ελέγξουμε την περίπτωση η δυσκαμψία των ελατηρίων να έχει τη μισή από την τιμή της σχέσης (6.4) και τη διπλάσια.

6.7.2 Δυσκαμψία ελατηρίων: $K = E \cdot A / L$

Πρόκειται για την περίπτωση του βασικού μας μοντέλου με το οποίο έχουμε ασχοληθεί εκτενώς μαζί του σε προηγούμενη ενότητα. Η δυσκαμψία των 8 ομάδων που χρησιμοποιήθηκαν προήλθε από τη σχέση $K = E \cdot A / L$, τα αποτελέσματα της οποίας δίνονται στον πίνακα 6.9.

Στην παραπάνω σχέση, το μήκος L θεωρήθηκε ίσο με 34 m από κάθε πλευρά του στηθαίου. Η διατομή A άλλαξε ανάλογα με το ποσοστό της διατομής του στηθαίου που εκπροσωπεί κάθε ελατήριο. Ως μέτρο ελαστικότητας θεωρήθηκε αυτό του χάλυβα που ισούται με 21000 kN/cm². Επίσης, στον πίνακα 6.10 παρουσιάζονται συνοπτικά τα κυριότερα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις τρεις αναλύσεις που έγιναν.

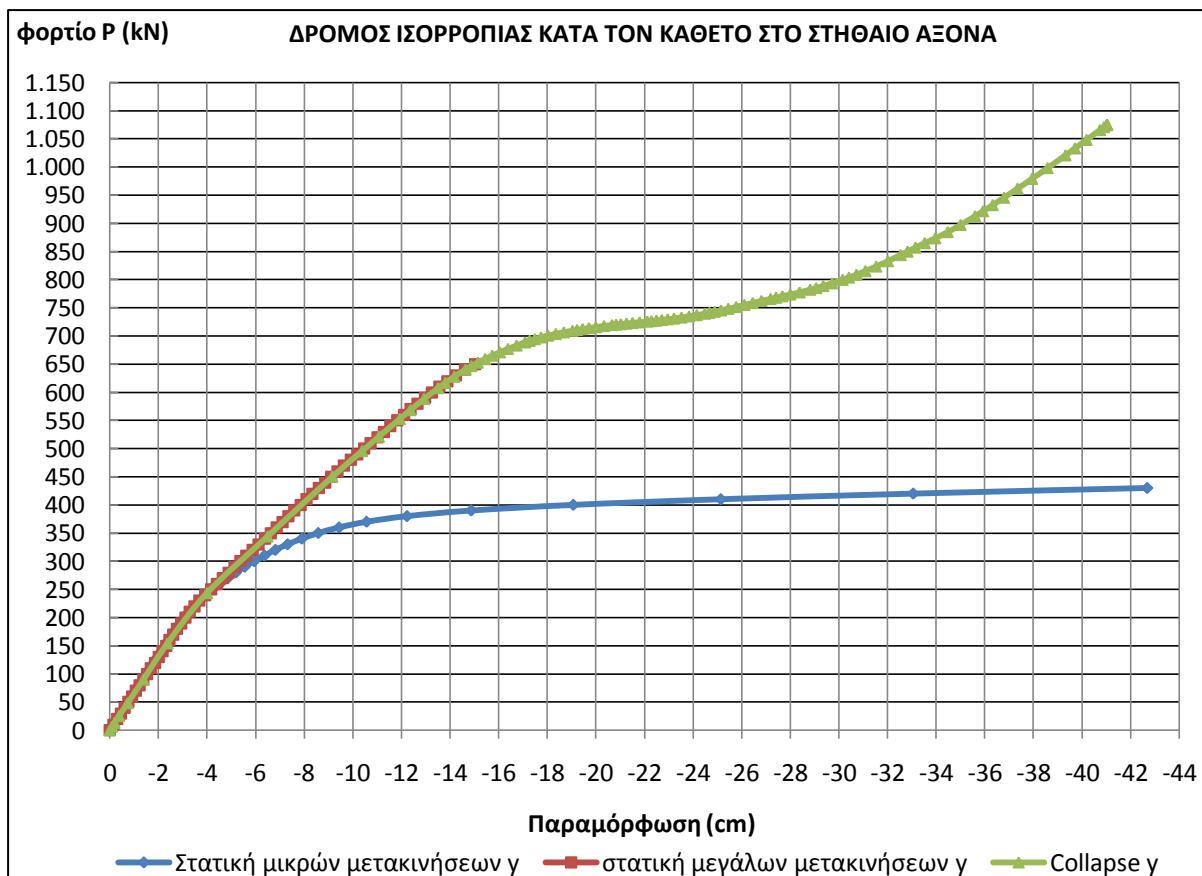
Ομάδα ιδιοτήτων	1	2	3	4	5	6	7	8
Δυσκαμψία (kN/cm)	10,60	18,43	71,53	72,18	53,39	53,39	23,43	29,90

Πίνακας 6.9 Δυσκαμψία ελατηρίων.

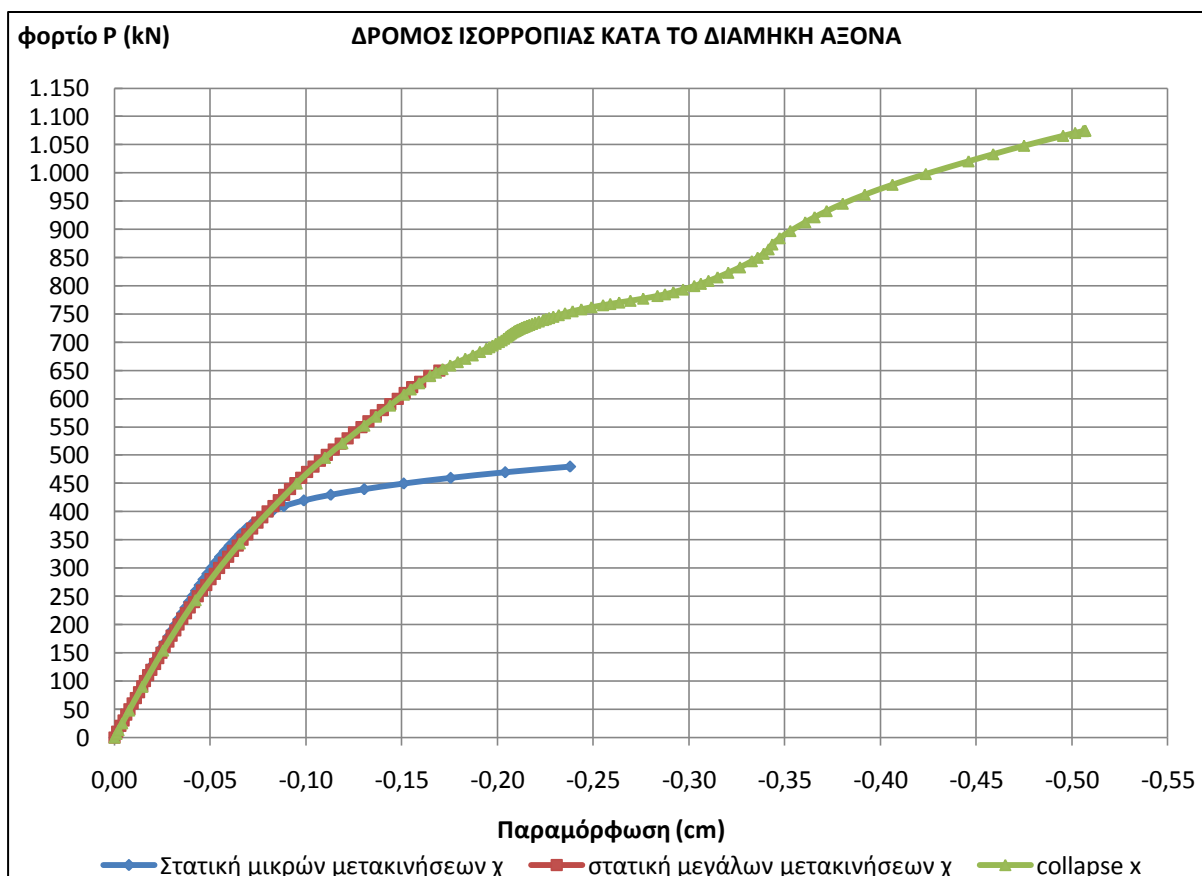
Παράμετρος	Δυσκαμψία ελατηρίων: $K = E \cdot A / L$			
	Μέγιστο φορτίο (kN)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά X (cm)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά Y (cm)	Μέγιστη τάση (kN/cm ²)
Ανάλυση Αποτέλεσμα				
Static μικρών μετατοπίσεων	490,00	4,10	132,00	42
Static μεγάλων μετατοπίσεων	660,00	4,70	17,00	27
Collapse ανάλυση	1080,00	14,00	44,00	36

Πίνακας 6.10 Αποτελέσματα αναλύσεων.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι δρόμοι ισορροπίας όπως αυτοί προήλθαν από τις αναλύσεις μας για την περίπτωση παραμόρφωσης κατά τον Y (Εικ. 6.50) και τον X άξονα (Εικ. 6.51). Επειδή αυτοί οι δρόμοι έχουν περιγραφεί αναλυτικά σε προηγούμενη ενότητα, δεν θα μας απασχολήσουν περαιτέρω απλά παρατίθενται για την πληρότητα της παρούσας ενότητας.



Εικ. 6.50 Δρόμοι ισορροπίας κατά την εγκάρσια διεύθυνση για δυσκαμψία ελατηρίων συνέχειας $K=E \cdot A/L$.



Εικ. 6.51 Δρόμοι ισορροπίας κατά τη διαμήκη διεύθυνση για δυσκαμψία ελατηρίων συνέχειας $K=E \cdot A/L$.

6.7.3 Δυσκαμψία ελατηρίων: $K=2 \cdot E \cdot A/L$

Σ' αυτήν την παράγραφο θα θεωρήσουμε ότι η δυσκαμψία των ελατηρίων, που έχουν τοποθετηθεί για την προσομοίωση της συνέχειας, θα εξάγεται από τη σχέση (6.5). Στη σχέση αυτή, το L θα εξακολουθήσει να ισούται με 34 m. Οι τιμές της δυσκαμψίας που προέκυψαν από τη σχέση αυτή για κάθε ομάδα ελατηρίων, η οποία διαθέτει διαφορετικές ιδιότητες, φαίνεται στον πίνακα 6.11. Οι υπόλοιπες παράμετροι παραμένουν όπως έχουν στο βασικό μοντέλο (Παράγραφος 6.5).

$$K = 2 \cdot E \cdot \frac{A}{L} \quad (6.5)$$

Ομάδα ιδιοτήτων	1	2	3	4	5	6	7	8
Δυσκαμψία (kN/cm)	21,20	36,85	143,05	144,36	106,78	106,78	46,86	59,80

Πίνακας 6.11 Δυσκαμψία ελατηρίων.

Σε γενικές γραμμές θα περιμέναμε με το διπλασιασμό της δυσκαμψίας των ελατηρίων να παρουσιαζόταν μία αισθητή βελτίωση της συμπεριφοράς του στηθαίου. Βέβαια, όπως είδαμε και από την προηγούμενη ενότητα, όταν το στηθαίο υλοποιείται από χάλυβα S 235, η επιρροή των ακραίων στηρίξεων και συνεπώς των ελατηρίων είναι μικρή. Στο πίνακα 6.12 παρουσιάζονται συνοπτικά τα σημαντικότερα αποτελέσματα από τις αναλύσεις.

Παράμετρος	Δυσκαμψία ελατηρίων: $K=2 \cdot E \cdot A/L$			
	Μέγιστο φορτίο (kN)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά X (cm)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά Y (cm)	Μέγιστη τάση (kN/cm^2)
Ανάλυση Αποτέλεσμα				
Static μικρών μετατοπίσεων	490,00	4,90	156,00	44
Static μεγάλων μετατοπίσεων	660,00	4,70	16,00	27
Collapse ανάλυση	1100,00	14,00	44,00	36

Πίνακας 6.12 Αποτελέσματα αναλύσεων.

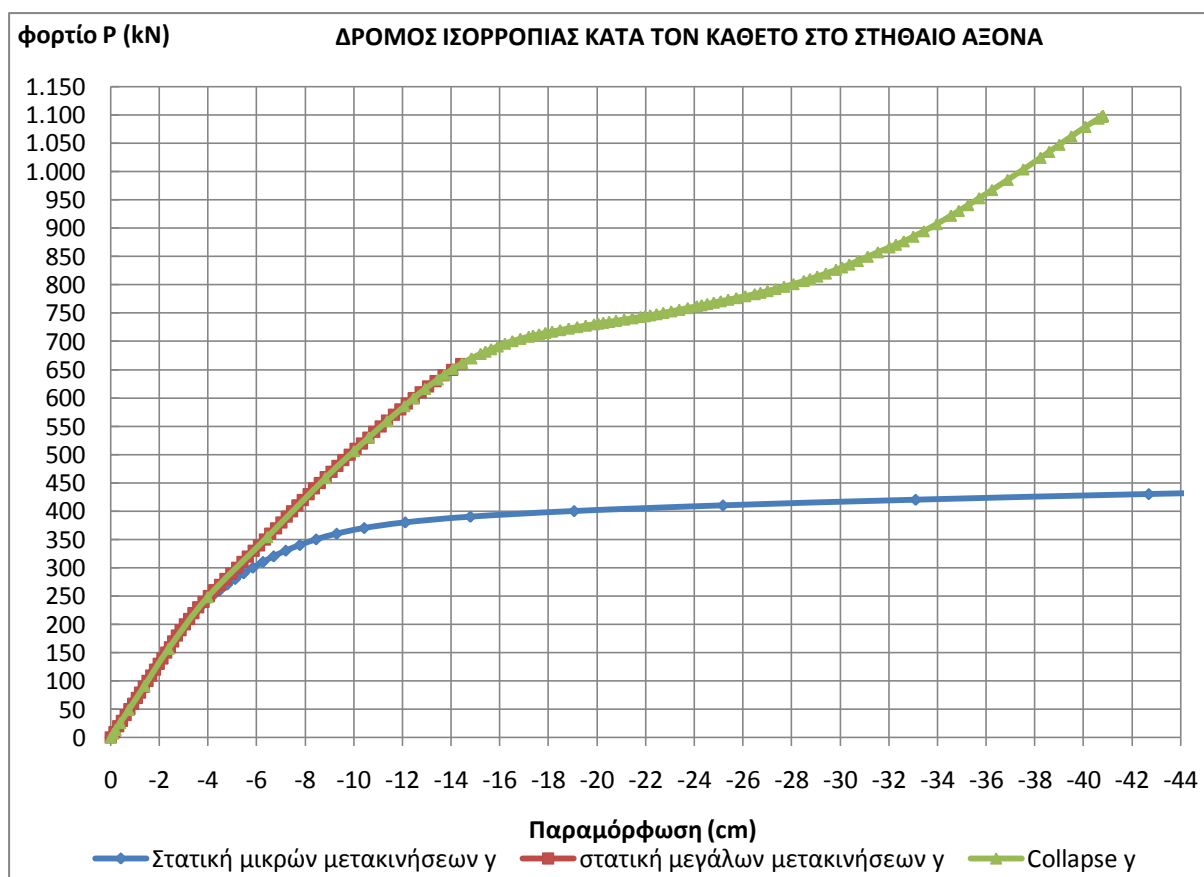
Πράγματι, όπως μπορούμε να παρατηρήσουμε και από τον παραπάνω πίνακα, η επιρροή της δυσκαμψίας των ελατηρίων είναι μηδενική για το δεδομένο μοντέλο. Σύμφωνα με τον πίνακα 6.12, το μέγιστο φορτίο, που είναι σε θέση να παραλάβει το στηθαίο και το οποίο έχει εξαχθεί από την collapse ανάλυση, είναι ελάχιστα αυξημένο σε σχέση με το βασικό μοντέλο, φτάνοντας τα 1110 kN. Η αύξηση αυτή είναι της τάξης του 2 %.

Παρόμοια είναι και η κατάσταση στις παραμορφώσεις με τη στατική μικρών μετακινήσεων να είναι η μόνη που έχει επηρεαστεί. Όπως συνέβη και με τις παραμορφώσεις έτσι και στις τάσεις, τόσο η στατική μεγάλων μετατοπίσεων όσο και η collapse μένουν εντελώς ανεπηρέαστες από το διπλασιασμό της δυσκαμψίας των ελατηρίων συνέχειας. Στην περίπτωση της στατικής μικρών μετατοπίσεων σημειώνεται μία αύξηση στη μέγιστη τάση της τάξης του 4 %.

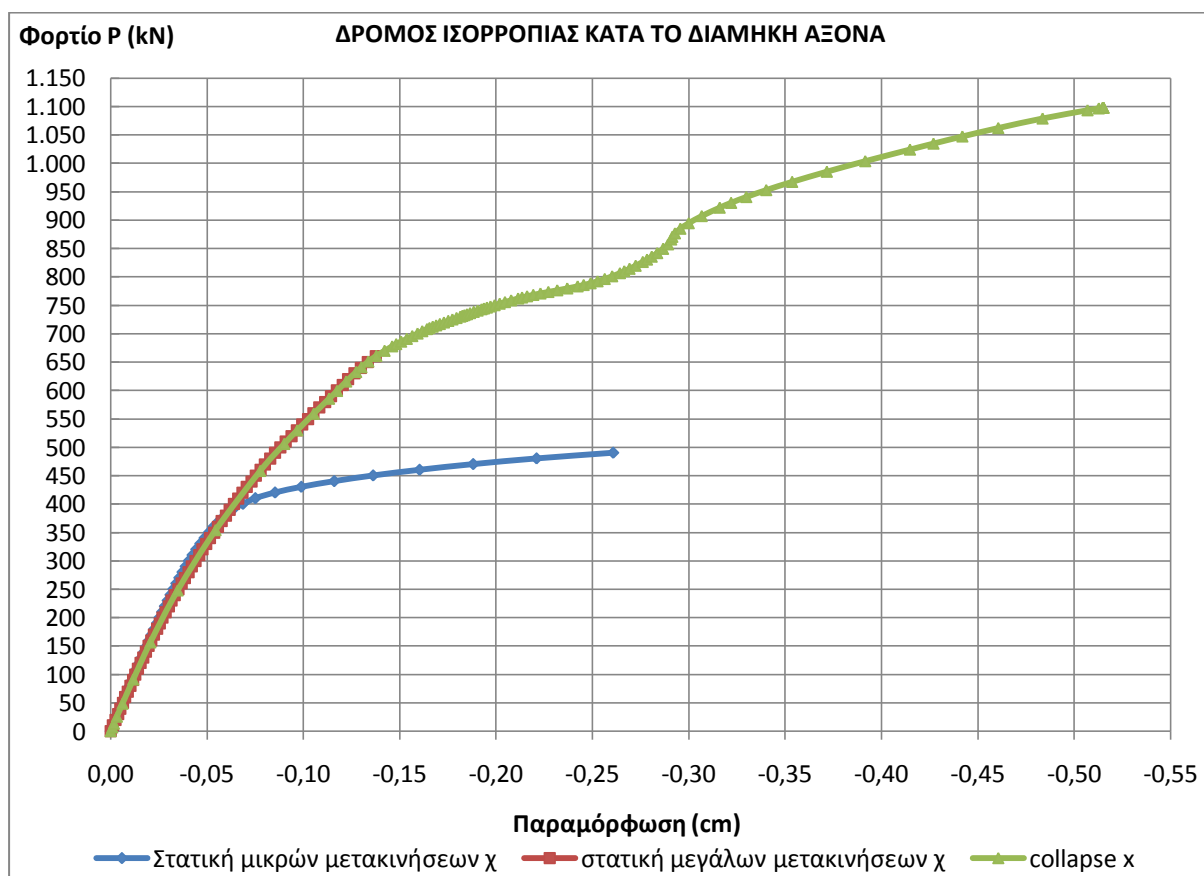
Όπως είδαμε παραπάνω, από τα καθαρά νούμερα των αναλύσεων συμπεράναμε ότι η επιρροή της δυσκαμψίας των ελατηρίων στα μέγιστα αποτελέσματα των αναλύσεων είναι πολύ μικρή. Ωστόσο, στην περίπτωση μας δεν μας ενδιαφέρουν μόνο τα μέγιστα αλλά και ο τρόπος με τον οποίο εξελίσσεται ένα γεγονός. Για το λόγο αυτό, στην επόμενη σελίδα παρουσιάζονται οι δρόμοι ισορροπίας που προέκυψαν από τις τρεις αναλύσεις μας.

Στην εικόνα 6.52 μπορούμε να διακρίνουμε τους δρόμους ισορροπίας κατά τον εγκάρσιο άξονα του στηθαίου που προέκυψαν από τις τρεις αναλύσεις. Στο διάγραμμα αυτό για να χρησιμοποιήσουμε ενιαία κλίμακα στον άξονα των X χρειάστηκε να παραλείψουμε τις τελευταίες τιμές από τη στατική μικρών μετακινήσεων, οι οποίες οδηγούσαν σε πολύ μεγάλες παραμορφώσεις. Όπως βλέπουμε από τους δρόμους ισορροπίας, η ταύτιση μεταξύ των αποτελεσμάτων των τριών αναλύσεων εξακολουθεί να υφίσταται. Όσο αφορά τους δρόμους, προς το παρόν δεν φαίνεται κάποια αξιοσημείωτη διαφορά σε σχέση με το βασικό μοντέλο.

Στην εικόνα 6.53 παρουσιάζονται οι δρόμοι ισορροπίας κατά το διαμήκη άξονα του στηθαίου. Όπως μπορούμε να δούμε από το διάγραμμα, και εδώ παρατηρείται ταύτιση αποτελεσμάτων μεταξύ των αναλύσεων. Επίσης, ο δευτερεύων δρόμος της collapse πλέον φαίνεται να είναι ελάχιστα πιο ομαλός σε σχέση με την περίπτωση του βασικού μοντέλου.



Εικ. 6.52 Δρόμοι ισορροπίας κατά την εγκάρσια διεύθυνση για δυσκαμψία ελατηρίων συνέχειας $K=2 \cdot E \cdot A/L$.



Εικ. 6.53 Δρόμοι ισορροπίας κατά τη διαμήκη διεύθυνση για δυσκαμψία ελατηρίων συνέχειας $K=2 \cdot E \cdot A/L$.

6.7.4 Δυσκαμψία ελατηρίων: $K = E \cdot A / (2 \cdot L)$

Σ' αυτήν την παράγραφο, το μοντέλο μας θα διαθέτει ελατήρια για την προσομοίωση της συνέχειας της λεπίδας, των οποίων η δυσκαμψία θα προέλθει από την εξίσωση (6.6). Στη σχέση αυτή, όλες οι παράμετροι έχουν τις τιμές που χρησιμοποιήθηκαν και στο βασικό μοντέλο. Η δυσκαμψία κάθε ομάδας ελατηρίων παρουσιάζεται στον πίνακα 6.13, όπως αυτή προέκυψε από την παρακάτω σχέση.

$$K = 2 \cdot E \cdot \frac{A}{2 \cdot L} \quad (6.6)$$

Ομάδα ιδιοτήτων	1	2	3	4	5	6	7	8
Δυσκαμψία (kN/cm)	5,30	9,21	35,76	36,09	26,70	26,70	11,72	14,95

Πίνακας 6.13 Δυσκαμψία ελατηρίων.

Όπως είδαμε και για την περίπτωση που χρησιμοποιούσαμε ελατήρια με διπλάσια δυσκαμψία, αναμένεται να μην έχουν σημειωθεί σημαντικές αποκλίσεις στη συμπεριφορά του στηθαίου. Το γεγονός αυτό, όπως έχουμε αναφέρει ξανά, πιθανότατα οφείλεται στο ότι η επιρροή της φόρτισης δεν φτάνει μέχρι τις ακραίες στηρίξεις και συνεπώς στα ελατήρια. Αυτό σημαίνει ότι το μήκος του μοντέλου μας αρκεί για να απορροφήσει την ενέργεια της κρούσης. Στον πίνακα 6.14 παρουσιάζονται συνοπτικά τα σημαντικότερα από τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

Παράμετρος	Δυσκαμψία ελατηρίων: $K = E \cdot A / (2 \cdot L)$			
	Μέγιστο φορτίο (kN)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά X (cm)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά Y (cm)	Μέγιστη τάση (kN/cm^2)
Ανάλυση Αποτέλεσμα				
Static μικρών μετατοπίσεων	490,00	4,20	134,00	42
Static μεγάλων μετατοπίσεων	620,00	3,60	17,00	26
Collapse ανάλυση	1030,00	14,00	44,00	34

Πίνακας 6.14 Αποτελέσματα αναλύσεων.

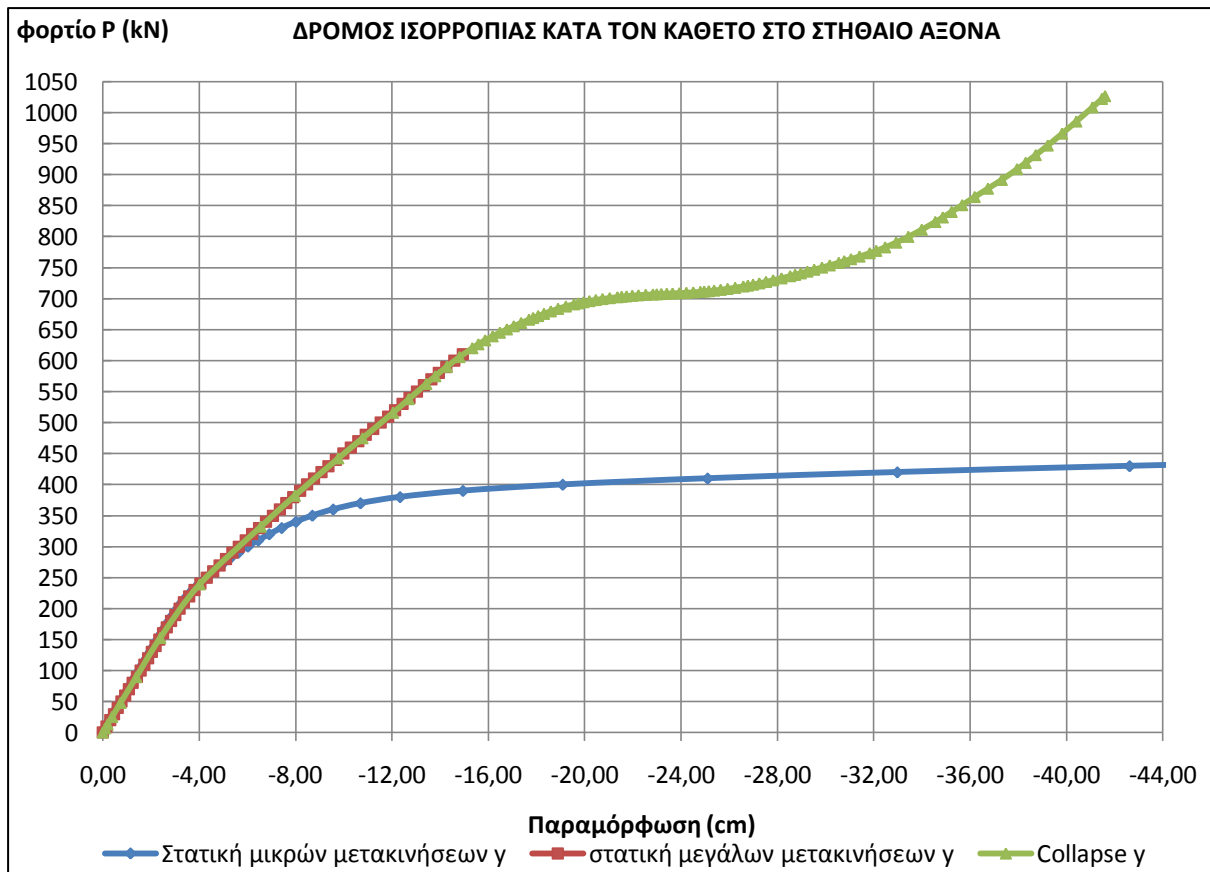
Όπως μπορούμε να δούμε από τον παραπάνω πίνακα, πράγματι η επιρροή της μείωσης της δυσκαμψίας των ελατηρίων είναι μικρή, όμως μεγαλύτερη από την περίπτωση που είχαμε αύξησή της. Όσον αφορά το μέγιστο φορτίο που μπορεί να παραλάβει το στηθαίο, σε σύγκρισή με το βασικό μοντέλο είναι ελαφρώς μειωμένη. Συγκεκριμένα, για την περίπτωση της collapse ανάλυσης, σημειώνετε μία μείωση της τάξης του 5 %, ενώ για τη στατική μεγάλων μετακινήσεων 6 %.

Για την περίπτωση των μέγιστων παραμορφώσεων, η επιρροή της δυσκαμψίας φαίνεται να είναι πολύ μικρή. Μάλιστα, για την collapse ανάλυση η επιρροή αυτή είναι μηδενική. Αντίθετη εικόνα με τις παραμορφώσεις συναντάμε στις μέγιστες τάσεις που αναπτύσσει το μοντέλο, όπου και για τις τρεις αναλύσεις παρατηρούμε μείωση σε σχέση πάντα με το βασικό μοντέλο. Συγκεκριμένα, στην περίπτωση της collapse ανάλυσης, σημειώθηκε μία μείωση 2 kN/cm^2 που αντιστοιχεί σ ένα ποσοστό του 6 %.

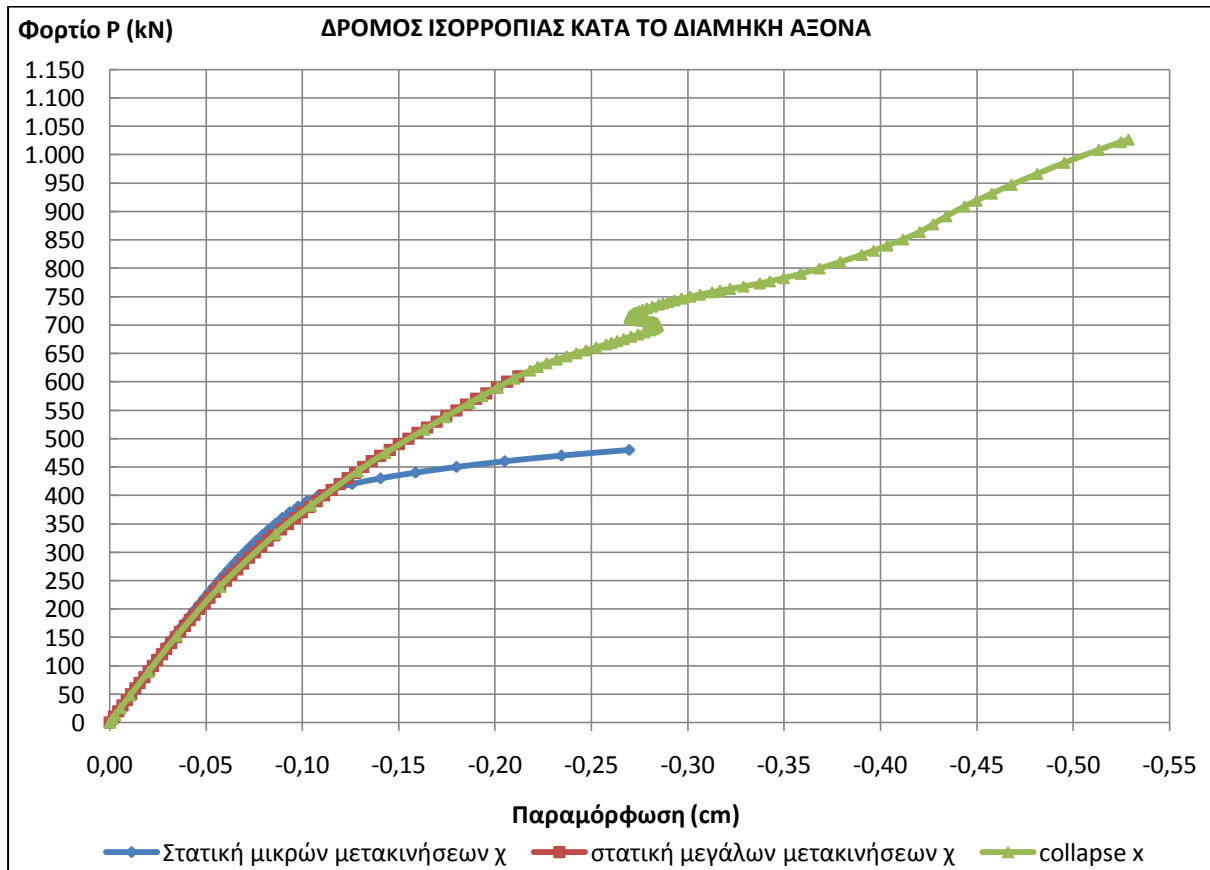
Εκτός όμως από τις μέγιστες τιμές, οφείλουμε να γνωρίζουμε και τον τρόπο που εξελίσσονται οι παραμορφώσεις με την αύξηση του φορτίου. Για το λόγο αυτό, στην επόμενη σελίδα παρουσιάζονται οι δρόμοι ισορροπίας όπως προέκυψαν από τις τρεις αναλύσεις μας. Όπως θα δούμε, οι διαφορές με τους αντίστοιχους δρόμους του βασικού μοντέλου είναι μικρές αλλά υφίστανται.

Στην εικόνα 6.54 παρουσιάζεται ο δρόμος ισορροπίας κατά τον εγκάρσιο άξονα του στηθαίου. Στο διάγραμμα αυτό αναγκαστήκαμε και πάλι να αφαιρέσουμε τα τελευταία πέντε σημεία που προέκυψαν από τη στατική ανάλυση μικρών μετατοπίσεων, γιατί οδηγούσαν σε μεγάλες παραμορφώσεις και δυσκόλευαν την απεικόνιση όλων των δρόμων σε κοινό διάγραμμα. Από την εικόνα αυτή παρατηρούμε ότι υπάρχει πλήρης σύμπτωση μεταξύ των αποτελεσμάτων των τριών αναλύσεων.

Το ίδιο συμβαίνει και για τους δρόμους ισορροπίας κατά τη διαμήκη διεύθυνση, όπως μπορούμε να παρατηρήσουμε από τα διαγράμματα της εικόνα 6.55. Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι σε σύγκριση με το βασικό μοντέλο, ο δρόμος που προέρχεται από την collapse ανάλυση φαίνεται να είναι πιο ταραχώδης στη συγκεκριμένη περίπτωση.



Εικ. 6.54 Δρόμοι ισορροπίας κατά την εγκάρσια διεύθυνση για δυσκαμψία ελατηρίων συνέχειας $K=E*A/(2*L)$.



Εικ. 6.55 Δρόμοι ισορροπίας κατά τη διαμήκη διεύθυνση για δυσκαμψία ελατηρίων συνέχειας $K=E*A/(2*L)$.

6.7.5 Σύγκριση μεταξύ δρόμων ισορροπίας για διαφορετικές δυσκαμψίες ελατηρίων

Ο μόνος τρόπος για να μπορέσουμε να αντιληφθούμε το μέγεθος της επιρροής της δυσκαμψίας των ελατηρίων συνέχειας στη συμπεριφορά του στήθαιου, είναι με την απευθείας σύγκριση των δρόμων ισορροπίας για τις τρεις διαφορετικές ομάδες δυσκαμψίας που παρουσιάσαμε σ' αυτήν την ενότητα. Η σύγκριση μέσα από τους δρόμους ισορροπίας επιλέχθηκε επειδή μας δίνουν μία άμεση και πλήρη εικόνα για τη συμπεριφορά της κατασκευής.

Έτσι λοιπόν στην παρούσα παράγραφο θα προχωρήσουμε στην απευθείας σύγκριση των δρόμων ισορροπίας που προήλθαν από την collapse ανάλυση για κάθε ομάδα δυσκαμψίας. Η συγκεκριμένη ανάλυση επιλέχθηκε για τη σύγκριση έναντι των άλλων δυο, επειδή μας δίνει μία πληρέστερη εικόνα του δρόμου ισορροπίας. Επίσης, μέσα από το δρόμο της collapse είναι πιο εύκολο να αναζητήσουμε τα στοιχεία που αφορούν τη δεύτερη γραμμή άμυνας.

Στην εικόνα 6.56 απεικονίζεται ο δρόμος ισορροπίας για κάθε μία από τις τρεις ομάδες δυσκαμψίας που ελέχθησαν. Οι συγκεκριμένοι δρόμοι περιγράφουν την εξέλιξη των παραμορφώσεων κατά τον εγκάρσιο άξονα του στήθαιου σε σχέση με το φορτίο που τις προκαλεί. Οι δρόμοι αυτοί, όπως αναφέραμε παραπάνω, προήλθαν από collapse αναλύσεις.

Όπως μπορούμε να διακρίνουμε από το διάγραμμα αυτό, η επιρροή της δυσκαμψίας των ελατηρίων πράγματι είναι πολύ μικρή. Αρχικά, και στις τρεις περιπτώσεις ο ελαστικός κλάδος των δρόμων ταυτίζεται. Μέχρι εκείνη τη στιγμή παραμορφώνεται μόνο το μεσαίο φάτνωμα της λεπίδας χωρίς να επηρεάζονται τα ακριανά. Στη συνέχεια και στους τρεις δρόμους, για το ίδιο φορτίο και την ίδια παραμόρφωση, επέρχεται μία μικρή αλλά απότομη μείωση της δυσκαμψίας.

Η μείωση της δυσκαμψίας αυτής οφείλεται στη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης στο μεσαίο φάτνωμα της λεπίδας. Ωστόσο, επειδή αυτή η πλαστικοποίηση συνοδεύεται με αύξηση του ρυθμού μεταβολής των παραμορφώσεων, προκαλεί την ενεργοποίηση των ελατηρίων συνέχειας. Τα ελατήρια αυτά αρχίζουν σταδιακά να εφελκύνονται, με αποτέλεσμα να επηρεάζουν την όλη απόκριση της κατασκευής. Επειδή ωστόσο η λειτουργία των ελατηρίων εξαρτάται άμεσα από τη δυσκαμψία, οι δρόμοι ισορροπίας αρχίζουν να αποκλίνουν.

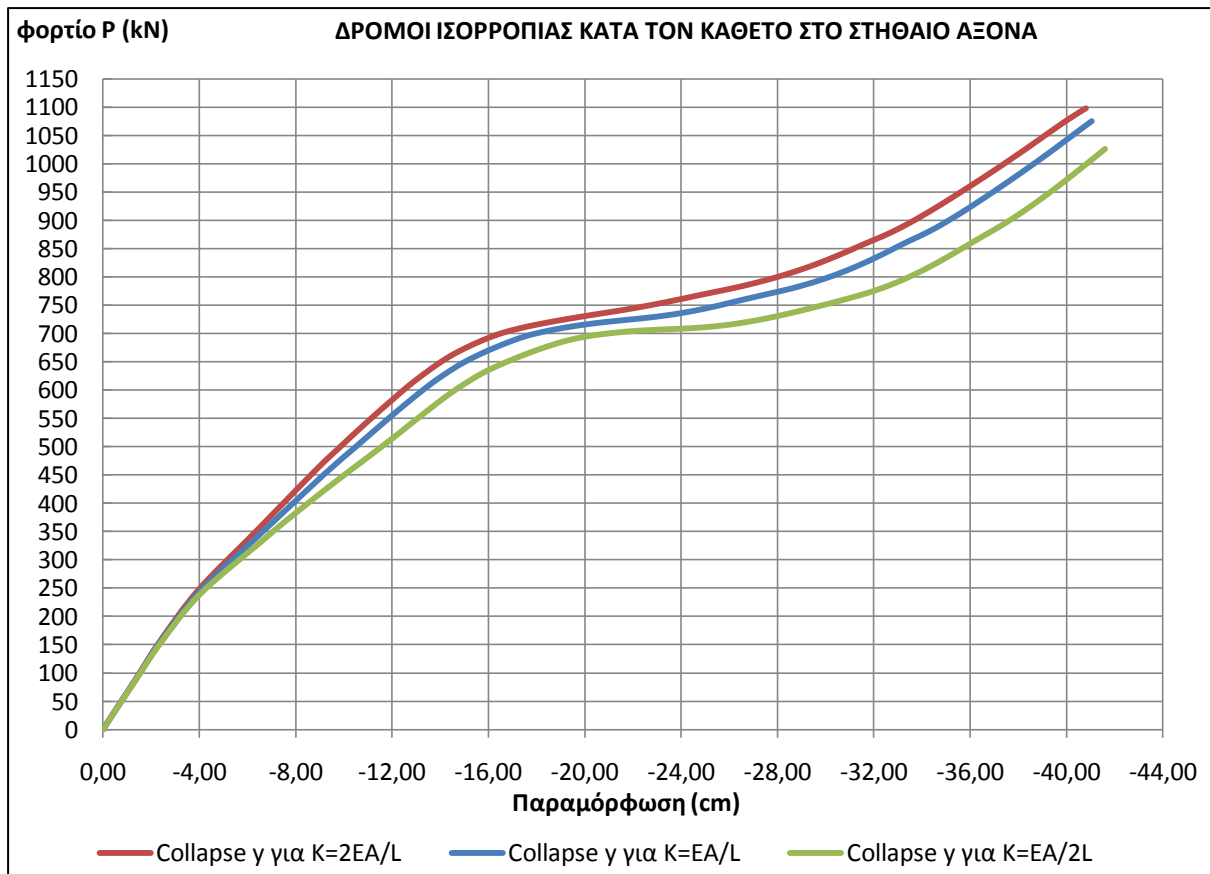
Μετά το πέρας του ανοδικού κλάδου, υπάρχει μία σταδιακή μείωση της δυσκαμψίας του φορέα μας, η οποία φαίνεται να είναι μεγαλύτερη όσο μικρότερη είναι η δυσκαμψία των ελατηρίων, πλησιάζοντας ακόμα και το μηδέν. Από το σημείο αυτό και μετά, τίθεται σε ισχύ η δεύτερη γραμμή άμυνας. Η λεπίδα αρχίζει να εφελκύεται και η δυσκαμψία αυξάνεται πολύ γρήγορα.

Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα της εικόνας 6.56, οι διαφορές μεταξύ των δρόμων ισορροπίας κατά την εγκάρσια διεύθυνση είναι πολύ μικρές. Και στις τρεις περιπτώσεις η δεύτερη γραμμή άμυνας ενεργοποιείται πριν το φορτίο σχεδιασμού. Επίσης, βλέπουμε ότι όσο μεγαλύτερη είναι η δυσκαμψία τόσο μεγαλύτερη είναι και η τελική αντοχή του φορέα, αλλά τόσο μικρότερη η απορρόφηση ενέργειας για το ίδιο φορτίο.

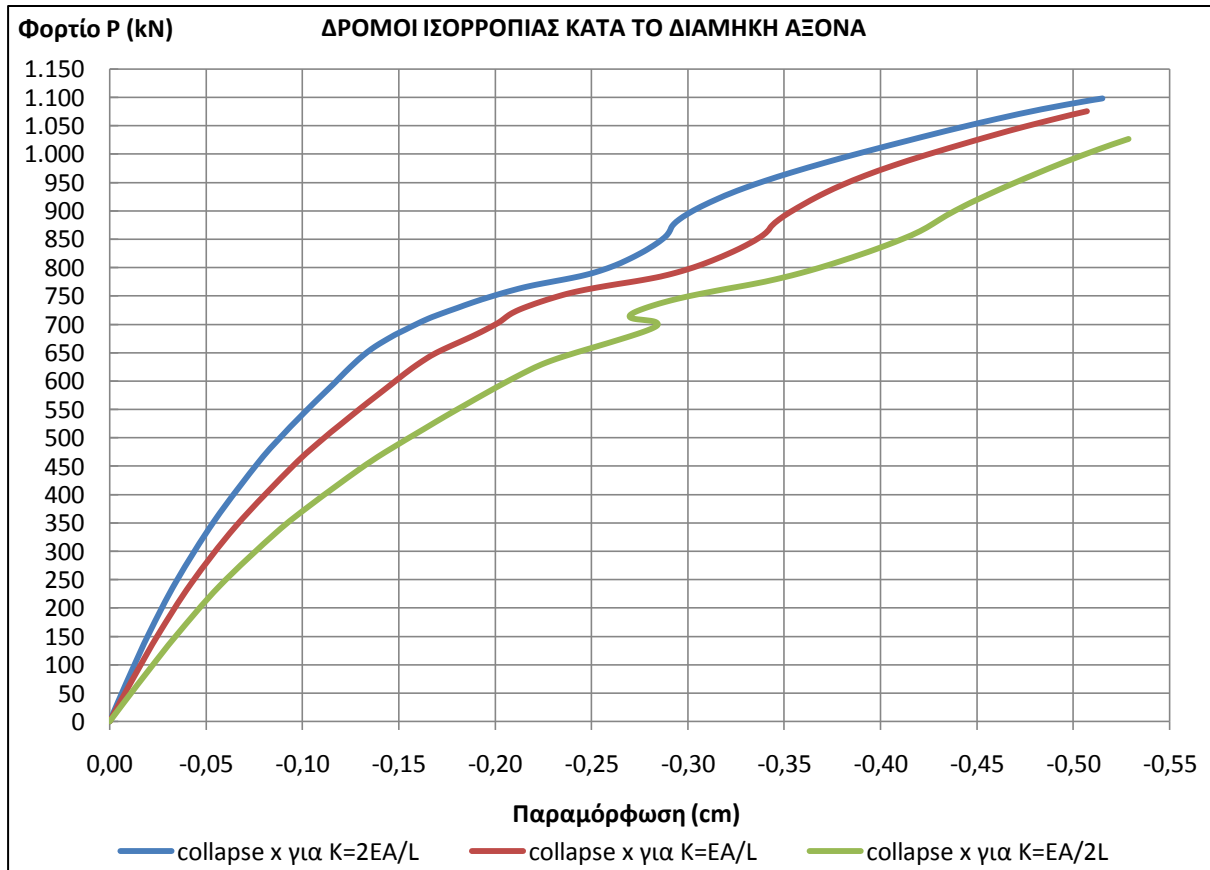
Σε αντίθεση με τις μετατοπίσεις κατά την εγκάρσια διεύθυνση, η επιρροή της δυσκαμψίας των ελατηρίων στις αντίστοιχες παραμορφώσεις κατά το διαμήκη άξονα, είναι πολύ πιο έντονη. Το γεγονός αυτό αποτελεί φυσικό επακόλουθο, καθώς τα ελατήρια διαθέτουν δυσκαμψία μόνο ως προς αυτόν τον άξονα του στήθαιου, με αποτέλεσμα να ενεργοποιούνται άμεσα από τις πρώτες κιόλας παραμορφώσεις.

Το γεγονός αυτό έρχονται να μας το επιβεβαιώσουν και οι δρόμοι ισορροπίας που παρουσιάζονται στην παρακάτω εικόνα. Όπως λοιπόν φαίνεται, από μηδενικές κιόλας παραμορφώσεις οι δρόμοι ισορροπίας αποκλίνουν σημαντικά μεταξύ τους καθώς σταδιακά μειώνεται η κλίση τους. Μάλιστα, όσο μικρότερη είναι η δυσκαμψία των ελατηρίων τόσο πιο γρήγορα έχουμε και απομείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής.

Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, για την ίδια φόρτιση, η κατασκευή με τα πιο εύκαμπτα ελατήρια να απορροφά αρκετά μεγαλύτερη ενέργεια. Επίσης, μία ενδιαφέρουσα παρατήρηση αποτελεί το γεγονός ότι όσο πιο εύκαμπτα τα ελατήρια συνέχειας, τόσο πιο παραχώδης είναι ο δρόμος ισορροπίας, ενώ εξαλείφεται και το τμήμα εκείνο που σημειώνεται μεγάλη πτώση της δυσκαμψίας. Τέλος, με την αύξηση της δυσκαμψίας των ελατηρίων παρουσιάζεται και μία μικρή αύξηση στην τελική αντοχή του φορέα.



Εικ. 6.56 Δρόμοι ισορροπίας κατά την εγκάρσια διεύθυνση για διάφορες δυσκαμψίες ελατηρίων συνέχειας.



Εικ. 6.57 Δρόμοι ισορροπίας κατά τη διαμήκη διεύθυνση για διάφορες δυσκαμψίες ελατηρίων συνέχειας.

6.8 Παράμετρος: Πάχος λεπίδας

6.8.1 Γενικά

Ένας από τους σημαντικότερους παράγοντες στα στηθαία ασφαλείας είναι το πάχος της λεπίδας. Ο ευρωπαϊκός κανονισμός μέσω του DIN 1016 παρέχει κάποιες ανοχές για το πάχος. Στην ενότητα αυτή, θα προσπαθήσουμε να κατανοήσουμε την επιρροή του πάχους στην τελική συμπεριφορά του στηθαίου. Αυτό θα το επιτύχουμε δοκιμάζοντας τρία συνολικά πάχη κινούμενοι στα όρια του κανονισμού. Το πρώτο πάχος που θα ελεγχθεί θα είναι 3 mm, το οποίο έχει υιοθετηθεί για το βασικό μοντέλο και προτείνεται από το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1317. Έπειτα, θα ελέγξουμε τα μοντέλα με πάχος 3,5 mm και 2,5 mm.

Ως τώρα όταν επηρεάζαμε έναν παράγοντα της παραμετροποίησης, οι υπόλοιποι έμεναν όπως είχαν στο βασικό μοντέλο. Ωστόσο, η μεταβολή του πάχους, απευθείας προκαλεί μεταβολή και στη διατομή της λεπίδας. Όμως, η δυσκαμψία των ελατηρίων, τα οποία έχουν τοποθετηθεί για να προσομοιώσουμε τη συνέχεια της λεπίδας, εξαρτάται άμεσα από τη διατομή της, συμφώνα με τη σχέση (6.4). Για το λόγο αυτό, για κάθε πάχος το οποίο θα ελέγχεται θα γίνεται και ενημέρωση της αντίστοιχης δυσκαμψίας των ελατηρίων. Με τον τρόπο αυτό επιχειρούμε η αλλαγή του πάχους να μην λαμβάνεται υπόψη μονάχα στα 12 m που έχουμε μοντελοποιήσει αλλά σε ολόκληρο το στηθαίο.

6.8.2 Πάχος λεπίδας: 3.00 mm

Τα μεταλλικά στηθαία, τα οποία αποτελούνται από λεπίδα πάχους 3.00 mm, αποτελούν την πιο διαδεδομένη περίπτωση. Το πάχος αυτό, το οποίο προτείνουν οι περισσότεροι κανονισμοί, έχει χρησιμοποιηθεί και στο βασικό μας μοντέλο. Το βασικό μοντέλο έχει περιγραφεί αναλυτικά στην παράγραφο 6.5 και για το λόγο αυτό δεν θα προχωρήσουμε σε εκτενή σχολιασμό των αποτελεσμάτων που μας έδωσαν οι αναλύσεις.

Όπως αναφέραμε και στην εισαγωγή της παρούσας ενότητας, η μεταβολή του πάχους επηρεάζει άμεσα και τη διατομή της λεπίδας του στηθαίου, τόσο αυτού που έχουμε προσομοιώσει, όσο και του υπόλοιπου που έχουμε αντικαταστήσει τη συνεισφορά του με γραμμικά ελατήρια. Η σχέση (6.4) μας δίνει τη δυσκαμψία αυτών των ελατηρίων. Τα αποτελέσματα τις εξίσωσης αυτής δίνονται στον πίνακα 6.15.

Ομάδα ιδιοτήτων	1	2	3	4	5	6	7	8
Δυσκαμψία (kN/cm)	10,60	18,43	71,53	72,18	53,39	53,39	23,43	29,90

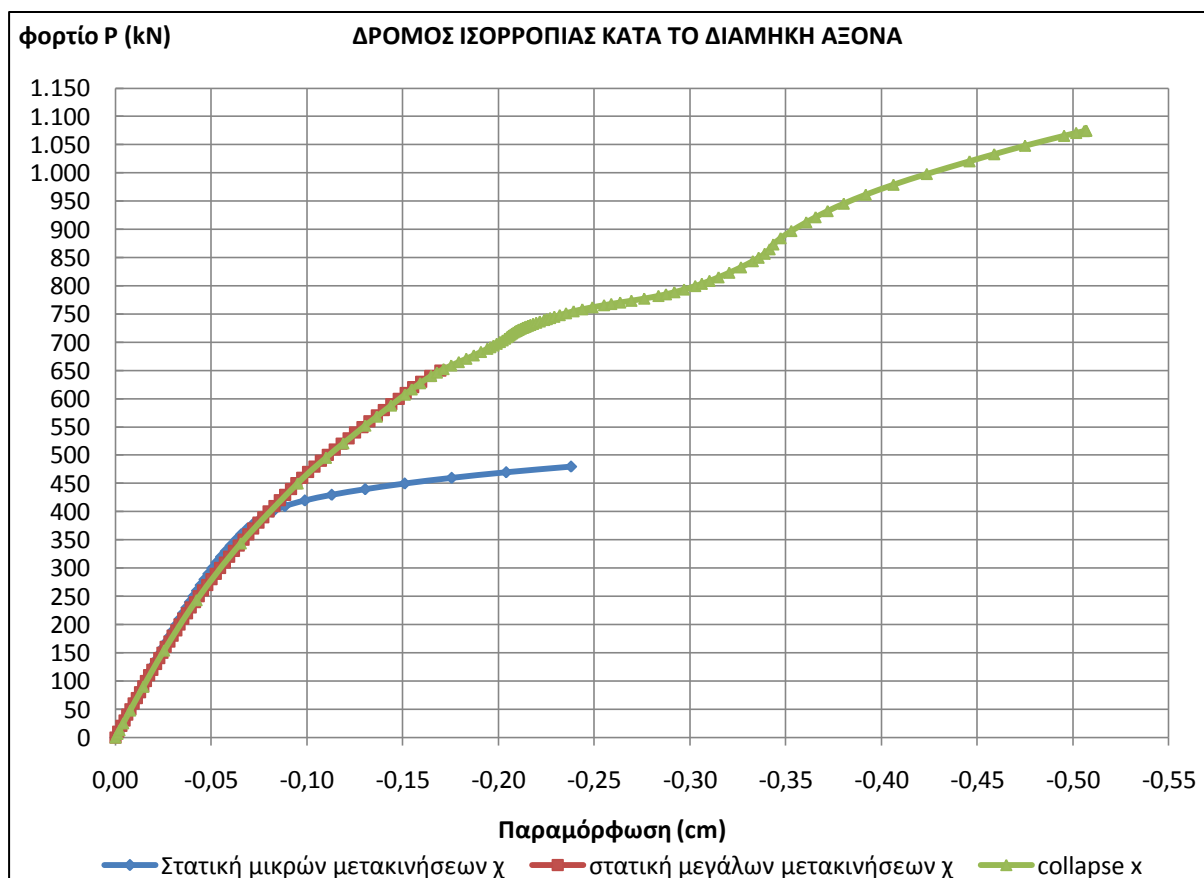
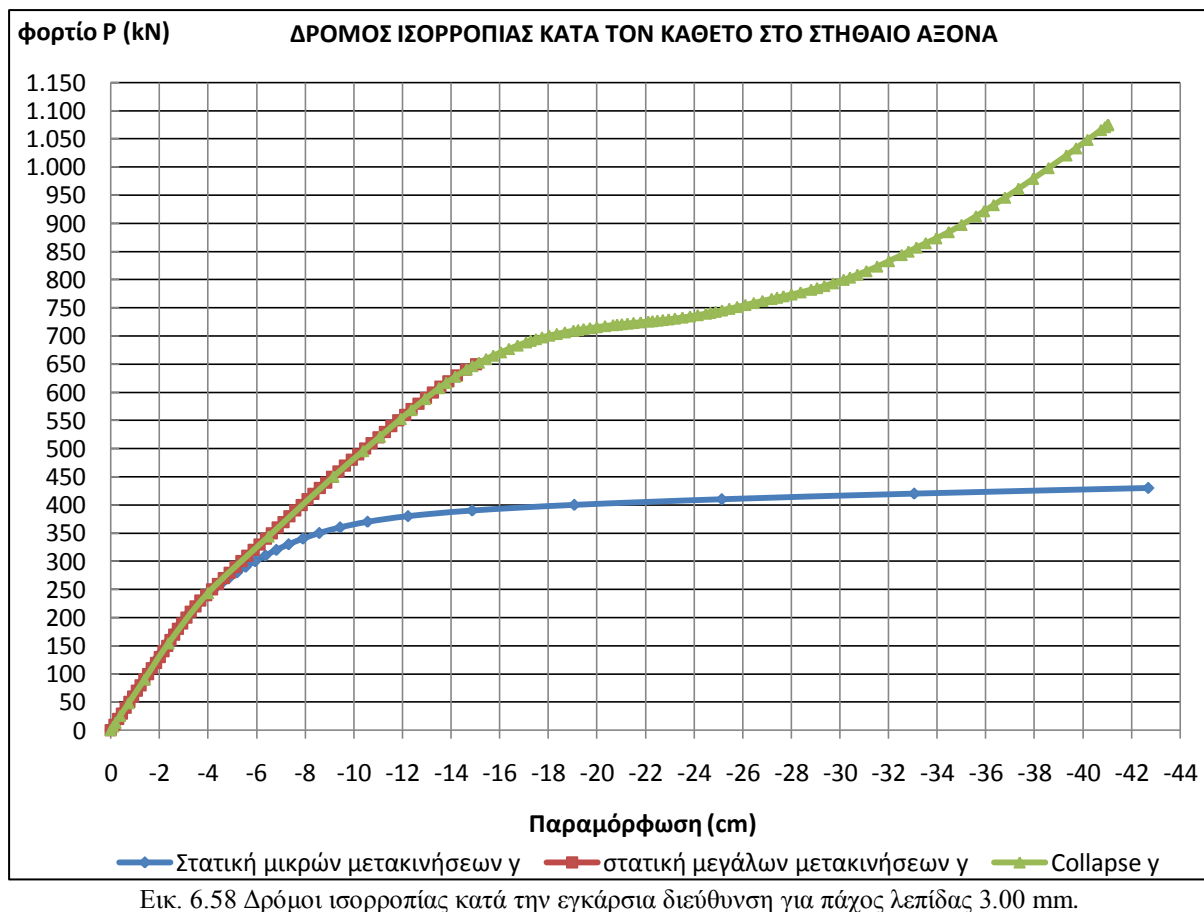
Πίνακας 6.15 Δυσκαμψία ελατηρίων.

Επίσης, στον πίνακα 6.16 δίνονται συνοπτικά τα σημαντικότερα από τα αποτελέσματα που πήραμε από τις αναλύσεις που έγιναν για το συγκεκριμένο πάχος λεπίδας. Ωστόσο, για την πληρότητα της παρούσας ενότητας, δεν αρκεί να παρουσιάσουμε μόνο τα αποτελέσματα με τις μέγιστες τιμές, αλλά χρειάζεται να παραθέτουμε και τους δρόμους ισορροπίας που προέκυψαν από τις αναλύσεις.

Έτσι λοιπόν στην εικόνα 6.58 της επόμενης σελίδας μπορούμε να διακρίνουμε τους δρόμους ισορροπίας που προέκυψαν από μία στατική ανάλυση μικρών μετακινήσεων, μία στατική ανάλυση μεγάλων μετακινήσεων και μία collapse ανάλυση. Οι δρόμοι αυτοί, περιγράφουν τη μεταβολή των μετατοπίσεων, κατά την εγκάρσια διεύθυνση του στηθαίου, καθώς αυξάνεται το φορτίο που έχουμε επιβάλει. Στην εικόνα 6.59, μπορούμε να διακρίνουμε τους αντίστοιχους δρόμους, οι οποίοι όμως περιγράφουν τη μεταβολή των μετατοπίσεων κατά το διαμήκη άξονα του στηθαίου.

Παράμετρος	Πάχος λεπίδας: 3.00 mm			
	Μέγιστο φορτίο (kN)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά X (cm)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά Y (cm)	Μέγιστη τάση (kN/cm ²)
Static μικρών μετατοπίσεων	490,00	4,10	132,00	42
Static μεγάλων μετατοπίσεων	660,00	4,70	17,00	27
Collapse ανάλυση	1080,00	14,00	44,00	36

Πίνακας 6.16 Αποτελέσματα αναλύσεων.



6.8.3 Πάχος λεπίδας: 3.50 mm

Στην παρούσα παράγραφο θα περιγράψουμε τη συμπεριφορά της κατασκευής, όταν η λεπίδα της διαθέτει πάχος 3.50 mm. Εκτός όμως από το πάχος, στο συγκεκριμένο παράδειγμα, σε σχέση με το βασικό μοντέλο θα διαφέρει και η δυσκαμψία των ελατηρίων που έχουν χρησιμοποιηθεί για την προσομοίωση της συνέχειας του στηθαίου. Ο λόγος για τον οποίο έγινε αυτό, έχει αναφερθεί εκτενώς στις προηγούμενες ενότητες.

Οι δυσκαμψίες των ελατηρίων εξάγονται από τη σχέση (6.4) και δίνονται στον πίνακα 6.17. Στο πίνακα αυτόν, τα ελατήρια είναι κατηγοριοποιημένα σε 8 ομάδες ανάλογα με τις ιδιότητές τους. Όπως βλέπουμε, οι δυσκαμψίες είναι ελαφρώς αυξημένες σε σχέση με το βασικό μοντέλο, λόγω της αύξησης της διατομής της λεπίδας. Η αύξηση αυτή είναι της τάξης του 20 % μόνο και δεν αναμένουμε να επηρεάσει σημαντικά την τελική συμπεριφορά του στηθαίου. Για το λόγο αυτόν η αλλαγή αυτής της παραμέτρου θα μπορούσε αγνοηθεί.

Ομάδα ιδιοτήτων	1	2	3	4	5	6	7	8
Δυσκαμψία (kN/cm)	12,37	21,50	83,45	84,21	62,30	62,30	27,34	34,88

Πίνακας 6.17 Δυσκαμψία ελατηρίων.

Προχωρώντας με τον έλεγχο του μοντέλου, θα γίνουν τρεις αναλύσεις, όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις. Η πρώτη και η δεύτερη είναι στατικές αναλύσεις μικρών και μεγάλων μετακινήσεων αντίστοιχα, ενώ η τρίτη πρόκειται για collapse ανάλυση. Τα σημαντικότερα από τα αποτελέσματα των τριών αυτών αναλύσεων δίνονται στον πίνακα 6.18.

Παράμετρος	Πάχος λεπίδας: 3.50 mm			
	Μέγιστο φορτίο (kN)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά X (cm)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά Y (cm)	Μέγιστη τάση (kN/cm ²)
Ανάλυση Αποτέλεσμα				
Static μικρών μετατοπίσεων	1000,00	168	167,00	127
Static μεγάλων μετατοπίσεων	670,00	4,50	15,00	27
Collapse ανάλυση	1100,00	14,00	43,00	33

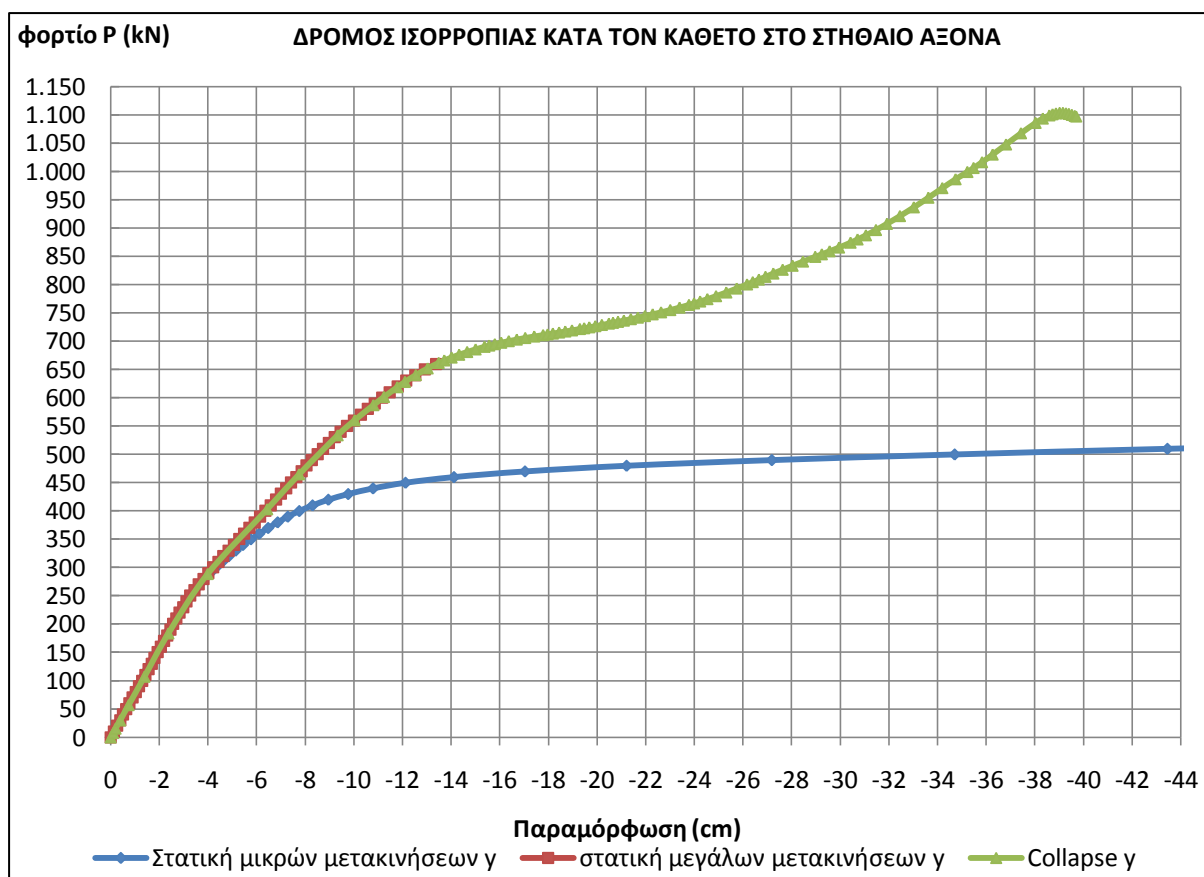
Πίνακας 6.18 Αποτελέσματα αναλύσεων.

Αρχικά όσον αφορά τις μετατοπίσεις, αγνοώντας την πρώτη ανάλυση η οποία έδωσε υπερβολικά μεγάλες τιμές, δεν σημειώνονται σημαντικές διαφορές με το βασικό μοντέλο. Ουσιαστικά έχουμε μία μείωση των μεγίστων μετατοπίσεων κατά την εγκάρσια διεύθυνση που δεν ξεπερνά το 2 %, για την περίπτωση της collapse και το 12 % για την περίπτωση της στατικής ανάλυσης μεγάλων μετατοπίσεων. Κατά τη διαμήκη διεύθυνση η μείωση αυτή είναι μηδενική.

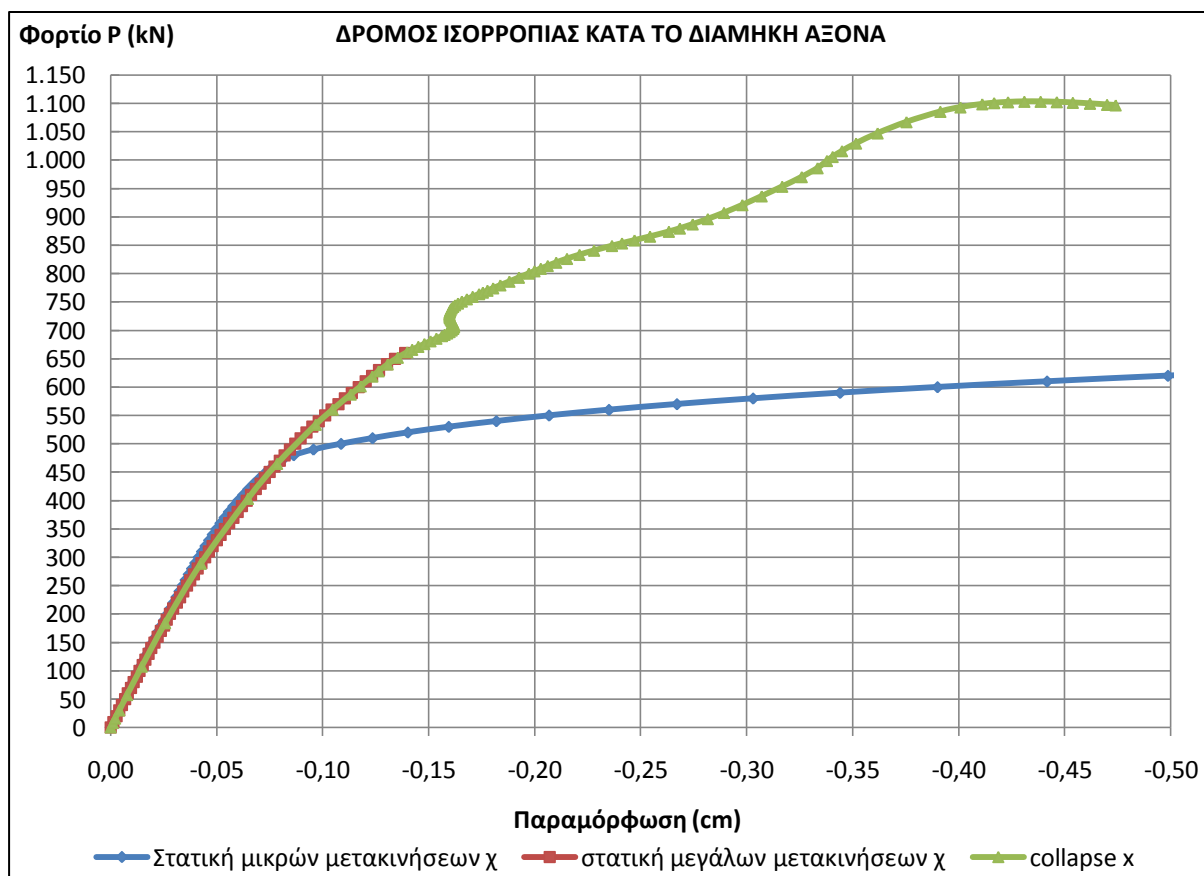
Όσον αφορά τις τάσεις, πάλι εξαιρούμε την πρώτη ανάλυση επειδή δίνει υπερβολικά νούμερα. Στην περίπτωση της στατικής ανάλυσης μεγάλων παραμορφώσεων, η μέγιστη τάση παραμένει η ίδια παρά την αλλαγή του πάχους. Στην περίπτωση μάλιστα της collapse ανάλυσης παρατηρείται μείωση στη μέγιστη τάση που αναπτύσσει το στηθαίο κατά 3 kN/cm². Η μείωση αυτή αντιστοιχεί σ' ένα ποσοστό της τάξης του 8 %.

Στην περίπτωση του μέγιστου φορτίου που άντεξε η κατασκευή μας, τα αποτελέσματα είναι ελαφρώς βελτιωμένα σε σχέση με το βασικό μας μοντέλο, όπως άλλωστε αναμενόταν. Η στατική ανάλυση μικρών μετατοπίσεων ανταπεξήλθε στη φόρτιση των 1000 kN που τις επιβάλλαμε, σε αντίθεση με την αντίστοιχη ανάλυση των μεγάλων μετατοπίσεων, η οποία μπόρεσε να αντισταθεί μέχρι τα 670 kN. Η τιμή του φορτίου στην τελευταία περίπτωση είναι αυξημένη σε σχέση με το βασικό μοντέλο κατά 1,5 %. Τέλος, για την περίπτωση της collapse ανάλυσης παρατηρείται μία μικρή αύξηση κατά 20 kN.

Στις εικόνες 6.60 και 6.61 μπορούμε να παρατηρήσουμε τους δρόμους ισορροπίας που προέκυψαν από τις αναλύσεις μας, κατά τον εγκάρσιο και το διαμήκη άξονα του στηθαίου αντίστοιχα. Στους δρόμους αυτούς έχουν αφαιρεθεί τα τελευταία σημεία της στατικής ανάλυσης μικρών μετακινήσεων γιατί οδηγούσαν σε μεγάλες παραμορφώσεις και δυσκόλευαν τη χρήση ενιαίας κλίμακας. Όπως και στο βασικό μοντέλο εξακολουθούμε να έχουμε πλήρη ταύτιση στα αποτελέσματα των αναλύσεων. Επίσης, άξιο προσοχής στους παρακάτω δρόμους είναι ότι για πρώτη φορά η collapse ανάλυση μας έδωσε τμήμα με αρνητική δυσκαμψία.



Εικ. 6.60 Δρόμοι ισορροπίας κατά την εγκάρσια διεύθυνση για πάχος λεπίδας 3.50 mm.



Εικ. 6.61 Δρόμοι ισορροπίας κατά τη διαμήκη διεύθυνση για πάχος λεπίδας 3.50 mm.

6.8.4 Πάχος λεπίδας: 2.50 mm

Σ' αυτήν την παράγραφο θα θεωρήσουμε ότι το μοντέλο μας διαθέτει πάχος λεπίδας 2.50 mm. Ωστόσο, όπως έγινε και στις προηγούμενες περιπτώσεις, εκτός από το πάχος, στο παρόν μοντέλο θα διαφέρει και η δυσκαμψία των ελατηρίων που έχουν τοποθετηθεί για να προσομοιωθεί η συνέχεια της λεπίδας. Ο λόγος είναι ότι, σύμφωνα με τη σχέση (6.4), η δυσκαμψία των ελατηρίων αυτών, εξαρτάται άμεσα από τη διατομή της λεπίδας η οποία μεταβάλλεται όταν αλλάζει το πάχος.

Οι νέες δυσκαμψίες των ελατηρίων δίνονται στον πίνακα 6.19. Οι δυσκαμψίες είναι κατηγοριοποιημένες σε οχτώ ομάδες διαφορετικών ιδιοτήτων. Όπως είναι φυσικό, οι δυσκαμψίες αυτές είναι ελαφρώς μειωμένες σε σχέση με το βασικό μοντέλο από τη στιγμή που με την ελάττωση του πάχους από 3.00 mm σε 2.50 mm προκαλέσαμε μείωση στη διατομή της λεπίδας. Η μείωση αυτή είναι της τάξης του 15 % και θα μπορούσε να αγνοηθεί καθώς, όπως είδαμε και στην ενότητα 6.7, η επιρροή των ελατηρίων είναι πολύ μικρή.

Ομάδα ιδιοτήτων	1	2	3	4	5	6	7	8
Δυσκαμψία (kN/cm)	8,83	15,375	59,60	60,15	49,49	49,49	19,37	24,92

Πίνακας 6.19 Δυσκαμψία ελατηρίων.

Προχωρώντας με τον έλεγχο του μοντέλου, θα γίνουν όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις τρεις αναλύσεις. Η πρώτη και η δεύτερη είναι στατικές αναλύσεις μικρών και μεγάλων μετακινήσεων αντίστοιχα, ενώ η τρίτη πρόκειται για collapse ανάλυση. Τα σημαντικότερα από τα αποτελέσματα των τριών αυτών αναλύσεων δίνονται συνοπτικά στον πίνακα 6.20.

Παράμετρος	Πάχος λεπίδας: 2.50 mm			
	Μέγιστο φορτίο (kN)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά X (cm)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά Y (cm)	Μέγιστη τάση (kN/cm ²)
Static μικρών μετατοπίσεων	400,00	3,7	130,00	44
Static μεγάλων μετατοπίσεων	670,00	4,50	19,00	27
Collapse ανάλυση	919,00	14,00	44,00	36

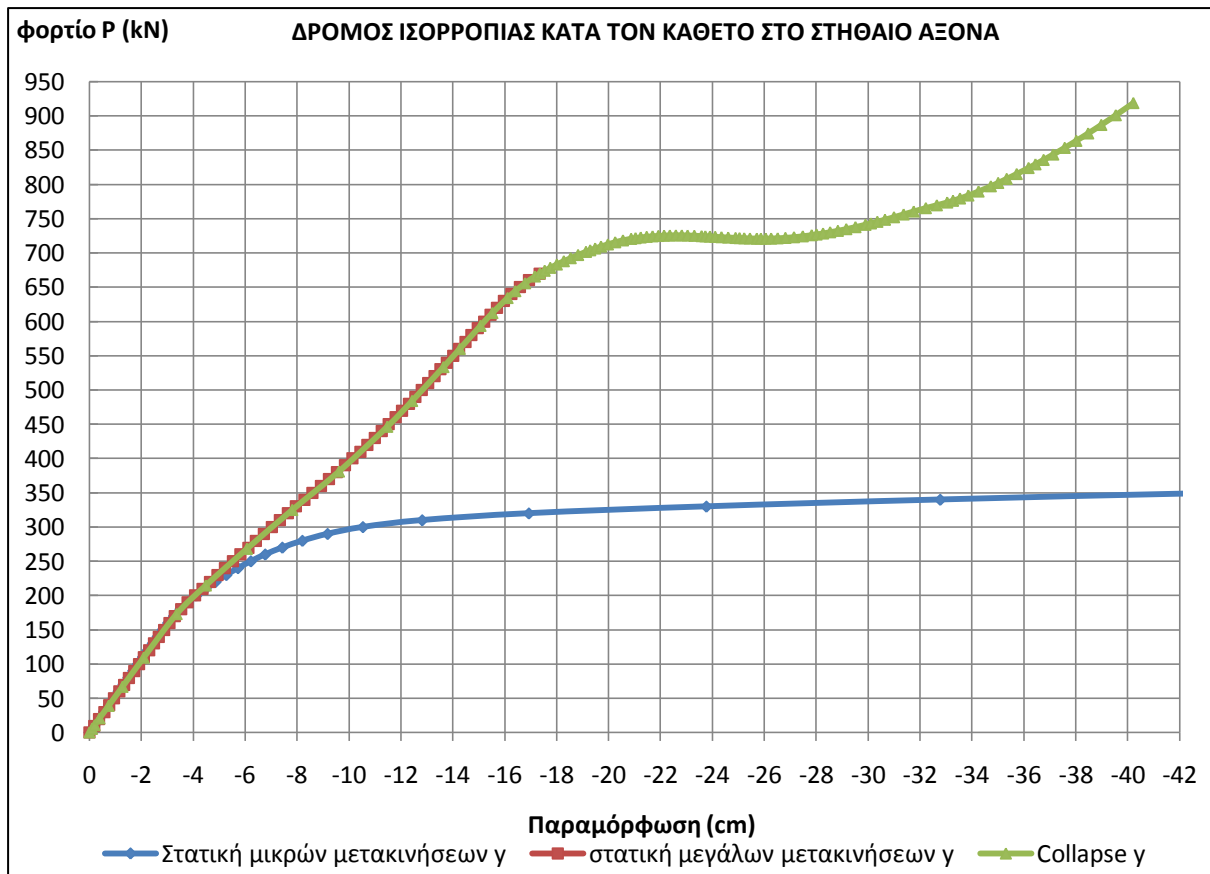
Πίνακας 6.20 Αποτελέσματα αναλύσεων.

Από τα αποτελέσματα του παραπάνω πίνακα ξεχωρίζει το μέγιστο φορτίο στο οποίο μπορεί να αντεπεξέλθει η κατασκευή. Στην περίπτωση της στατικής ανάλυσης μικρών μετατοπίσεων, όπως και στην collapse ανάλυση, το μέγιστο φορτίο είναι μειωμένο. Μάλιστα για πρώτη φορά στην παραμετροποίησή μας, η collapse μας δίνει μέγιστο φορτίο μικρότερο από τα 1000 kN του σχεδιασμού. Η μείωση αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική και αγγίζει το 15 %.

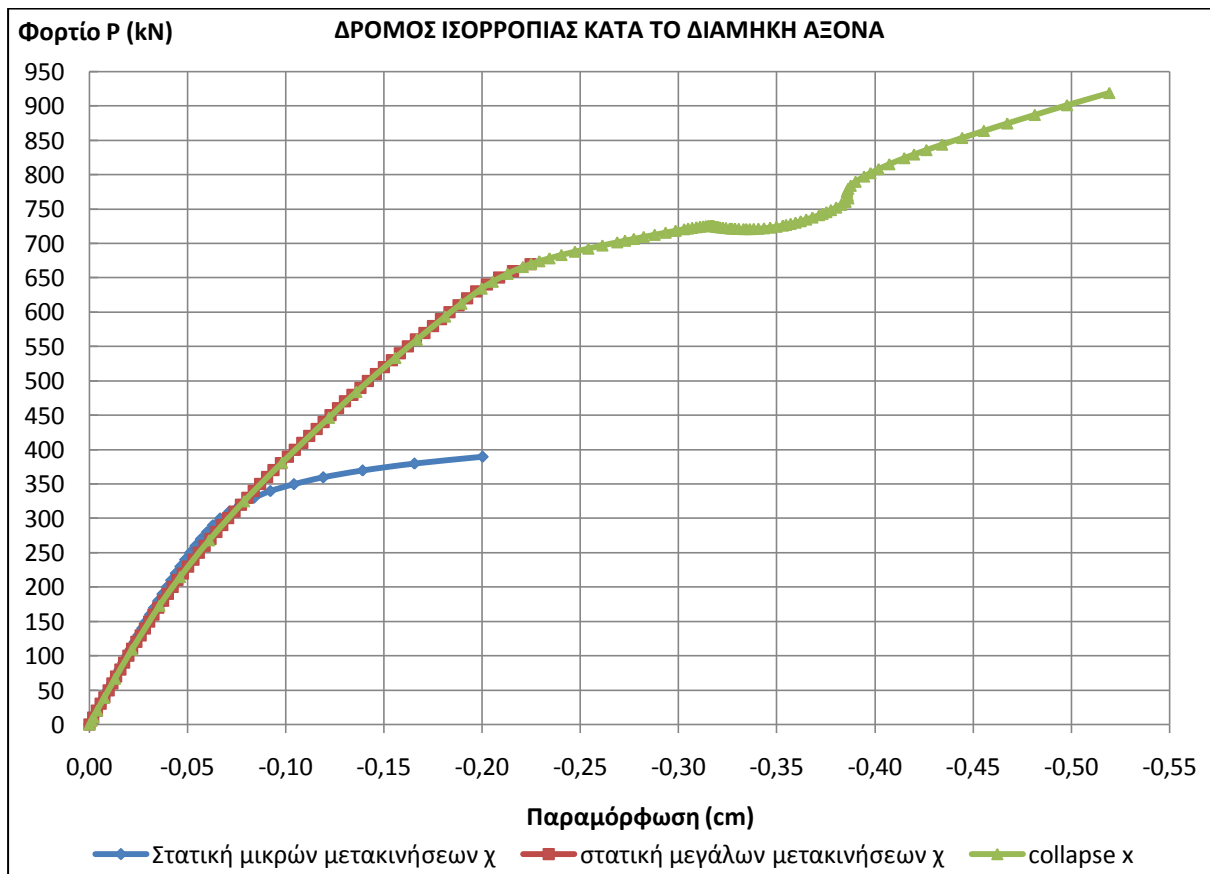
Πέρα από το φορτίο αστοχίας, όσον αφορά τις μέγιστες τάσεις, οι τιμές παραμένουν αμετάβλητες με εξαίρεση τη στατική ανάλυση μικρών μετακινήσεων που σημειώνει μία μικρή αύξηση. Παρόμοια και η κατάσταση στις παραμορφώσεις με τις διαφορές από τα αποτελέσματα του βασικού μοντέλου να είναι πολύ μικρές. Συγκεκριμένα, στην collapse φαίνεται να μην έχει αλλάξει τίποτα ούτε κατά το διαμήκη ούτε κατά τον εγκάρσιο άξονα. Στην περίπτωση της στατικής ανάλυσης μεγάλων παραμορφώσεων παρατηρούμε μία ανεπαίσθητη μείωση κατά το διαμήκη άξονα και μία μικρή αύξηση κατά τον εγκάρσιο.

Εκτός όμως από τα αναλυτικά αποτελέσματα, ενδιαφέρον παρουσιάζουν και οι δρόμοι ισορροπίας που προκύπτουν για το συγκεκριμένο μοντέλο. Στις εικόνες 6.62 και 6.63 μπορούμε να παρατηρήσουμε τους δρόμους αυτούς κατά τον εγκάρσιο και το διαμήκη άξονα του στηθαίου αντίστοιχα. Και στις δύο περιπτώσεις παρατίθενται τα αποτελέσματα και των τριών αναλύσεων που αναφέραμε παραπάνω, σε κοινό διάγραμμα ώστε να είναι πιο εποπτική η εξακρίβωση των αποτελεσμάτων.

Στην πρώτη εικόνα χρειάστηκε να αγνοήσουμε τα τελευταία πέντε σημεία του δρόμου που προέκυψε από τη στατική ανάλυση μικρών μετατοπίσεων, επειδή οδηγούσαν σε μεγάλες παραμορφώσεις. Και στις δύο εικόνες παρατηρούμε ότι υπάρχει ταύτιση μεταξύ των αποτελεσμάτων των τριών αναλύσεων τουλάχιστον μέχρι τις πρώτες πλαστικοποιήσεις της λεπίδας, όπου η στατική μικρών μετατοπίσεων διαφοροποιείται.



Εικ. 6.62 Δρόμοι ισορροπίας κατά την εγκάρσια διεύθυνση για πάχος λεπίδας 2.50 mm.



Εικ. 6.63 Δρόμοι ισορροπίας κατά τη διαμήκη διεύθυνση για πάχος λεπίδας 2.50 mm.

6.8.5 Σύγκριση μεταξύ δρόμων ισορροπίας για διαφορετικά πάχη λεπίδας

Προκειμένου να κατανοήσουμε το βαθμό στον οποίο το πάχος της λεπίδας επηρεάζει την τελική συμπεριφορά του στήθαιου, είναι απαραίτητη η απευθείας σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις αναλύσεις μας για τα τρία διαφορετικά πάχη που ελέχθησαν. Ο πιο εύκολος και εποπτικός τρόπος για να γίνει αυτό είναι με την παράθεση σε κοινό διάγραμμα των δρόμων ισορροπίας που προέκυψαν από τις αναλύσεις αυτές.

Επομένως, στην παράγραφο αυτή θα προχωρήσουμε στην απευθείας σύγκριση των δρόμων που προήλθαν από τις collapse αναλύσεις για τα τρία διαφορετικά πάχη που δοκιμάστηκαν. Η συγκεκριμένη ανάλυση υπερτερεί έναντι των άλλων δύο στατικών αναλύσεων για δύο λόγους. Καταρχήν, η collapse ανάλυση καταφέρνει να μας δώσει με ακρίβεια ολόκληρο το δρόμο ισορροπίας του μοντέλου. Ο δεύτερος λόγος είναι ότι, στο δρόμο ισορροπίας της collapse ανάλυσης είναι πιο εμφανής η επιρροή της στρατηγικής της δεύτερης γραμμής άμυνας. Με τον τρόπο αυτό είναι πολύ πιο εύκολο να βγάλουμε συμπεράσματα για την επιρροή του πάχους στην εύρωστη συμπεριφορά του στήθαιου.

Στην εικόνα 6.64 παρουσιάζονται οι δρόμοι ισορροπίας κατά τον εγκάρσιο άξονα του μοντέλου. Όπως βλέπουμε, η επιρροή του πάχους είναι εμφανής από τις πρώτες κιόλας μετατοπίσεις, με τους δρόμους να διαφοροποιούνται εξ' αρχής. Χαρακτηριστικό είναι ότι μετά τις πρώτες πλαστικοποιήσεις, όπου και στις τρεις περιπτώσεις σημειώνεται μία απότομη αλλά μικρή μείωση της δυσκαμψίας, η καμπύλη του μοντέλου με πάχος 3.50 mm έχει τα κοίλα προς τα κάτω, ενώ η αντίστοιχη του μοντέλου με πάχος 2.50 mm έχει τα κοίλα άνω. Ο δρόμος ισορροπίας του βασικού μοντέλου φαίνεται στο ίδιο τμήμα να είναι γραμμικός.

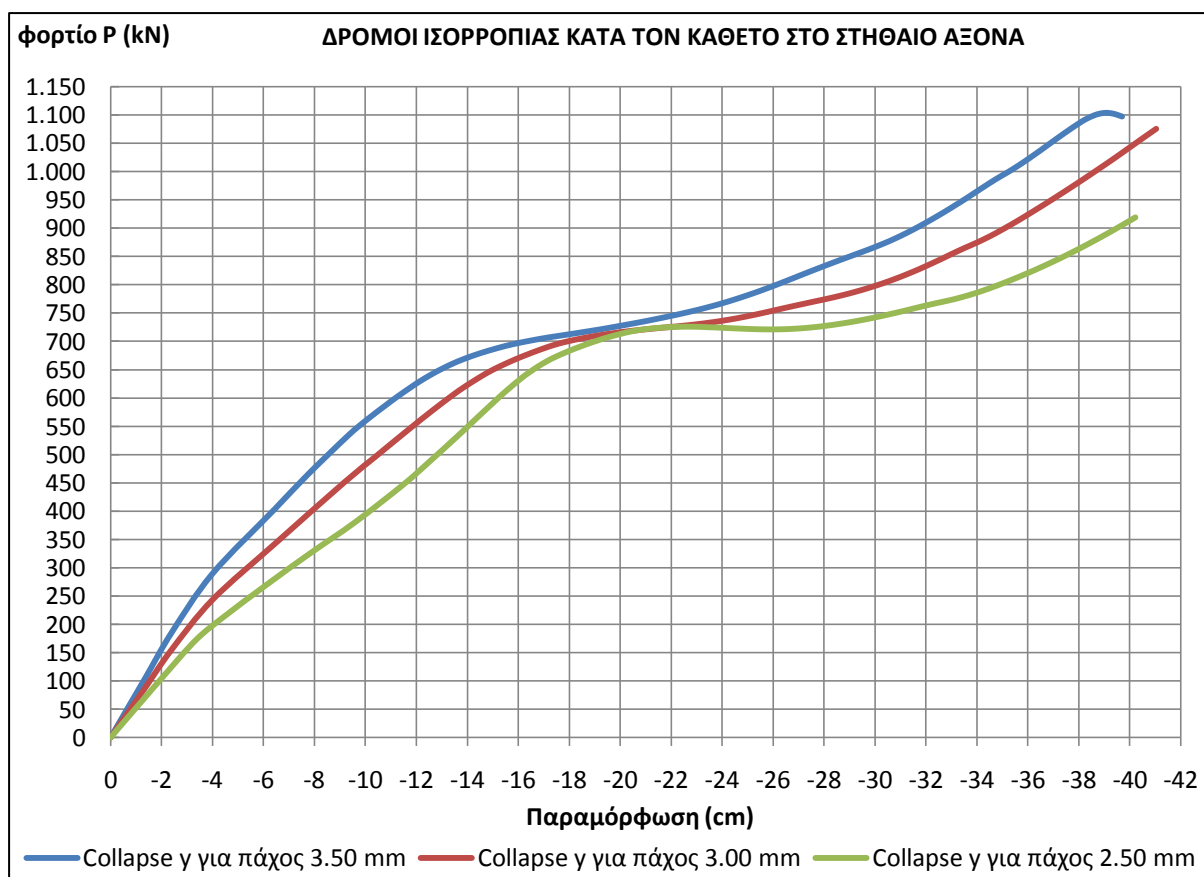
Στη συνέχεια και στους τρεις δρόμους μειώνεται σταδιακά η δυσκαμψία για την ίδια περίπου δύναμη και για πρώτη φορά δεν ακολουθούν παράλληλο δρόμο αλλά συγκλίνουν. Από το σημείο όπου γίνεται η σύγκλιση, οι τρεις καμπύλες διαχωρίζονται και πάλι και σταδιακά αποκλίνουν μεταξύ τους. Από εκεί και έπειτα φαίνεται να ενεργοποιείται η στρατηγική της δεύτερης γραμμής άμυνας και στις τρεις περιπτώσεις.

Γενικά, όπως μπορούμε να κατανοήσουμε από τη μεταβολή των παραμορφώσεων, με την αύξηση του φορτίου για κάθε περίπτωση, το μοντέλο με μικρότερο πάχος είναι σε θέση να απορροφήσει για το ίδιο φορτίο μεγαλύτερη ποσότητα ενέργειας. Χαρακτηριστικό είναι ότι για την περίπτωση που στην κατασκευή μας έπεφτε ένα μικρό όχημα επιβάλλοντας ένα συνολικό φορτίο 500 kN, το στήθαιο με πάχος 2.50 mm θα απορροφούσε 65 kNm ενώ το στήθαιο με πάχος 3.50 mm μόλις 42 kNm.

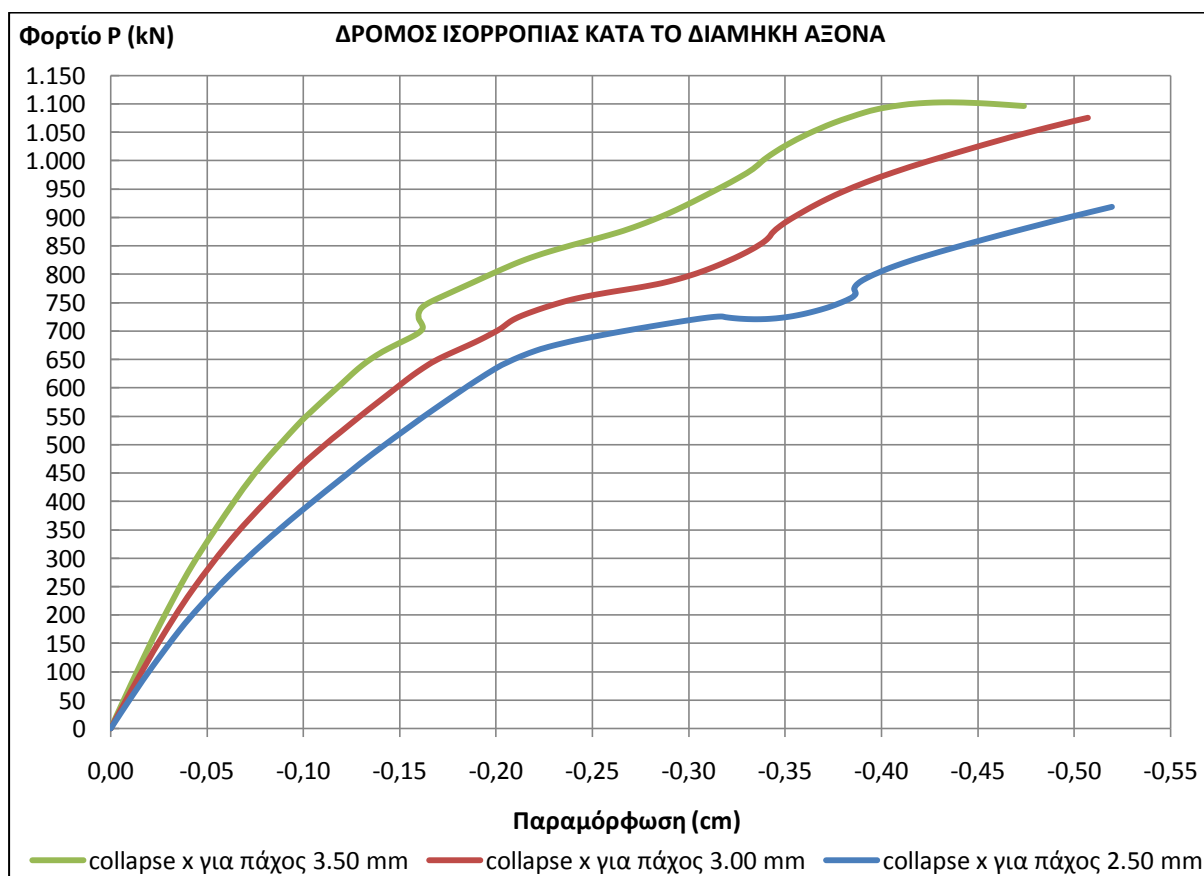
Βλέπουμε ότι στην περίπτωση μικρών και αναμενόμενων φορτίσεων, τα στήθαια με μικρά πάχη λειτουργούν πιο εύρωστα από τα αντίστοιχα με μεγάλα πάχη. Παρόλ' αυτά τα στήθαια με μικρότερα πάχη υστερούν στην περίπτωση μεγάλων φορτίων, καθώς η τελική τους αντοχή είναι περιορισμένη. Χαρακτηριστικά αναφέρουμε ότι το στήθαιο με πάχος 2.50 mm δεν κατάφερε να αντεπεξέλθει ούτε καν στο φορτίο σχεδιασμού, ενώ σε σύγκριση με το στήθαιο που διαθέτει λεπίδα 3.50 mm η αντοχή του είναι μειωμένη κατά 20 %.

Επομένως, για να μπορέσουμε να επιλέξουμε ανάμεσα σε μεγάλα και μικρά πάχη πρέπει να συνυπολογίσουμε το ρόλο που θα θέλουμε να επιτελέσει το στήθαιο. Σε περίπτωση που τοποθετηθεί σ' ένα δρόμο στον οποίο έχουμε πυκνή κυκλοφορία βαριών οχημάτων με μεγάλες ταχύτητες, όπου σε μία ενδεχόμενη πτώση θα αναπτυχθεί η δύναμη σχεδιασμού ή ακόμα μεγαλύτερη, εύρωστο θα ήταν να τοποθετήσουμε ένα στήθαιο με αυξημένο πάχος. Το ίδιο θα συνέβαινε, αν για κάποιο λόγο θέλαμε να περιορίσουμε όσο το δυνατόν περισσότερο τις παραμορφώσεις. Από την άλλη πλευρά, σ' ένα επαρχιακό ή αστικό δίκτυο όπου η κυκλοφορία φορητών είναι περιορισμένη ή απαγορεύεται πλήρως, πιο εύρωστα θα συμπεριφερθεί ένα στήθαιο με μικρό πάχος.

Ενδιαφέρον όμως παρουσιάζουν και οι δρόμοι ισορροπίας κατά τη διαμήκη διεύθυνση, οι οποίοι φαίνονται στην εικόνα 6.65, αν και εδώ οι παραμορφώσεις είναι πολύ μικρότερες. Ομοίως κατά αυτήν τη διεύθυνση, το πάχος επηρεάζει από τα πρώτα στάδια της φόρτισης την απόκριση του μοντέλου, με τους δρόμους να αποκλίνουν από την αρχή τους. Σ' αυτήν την περίπτωση δεν υπάρχει σημείο σύγκλισης, ενώ καθόλη τη διάρκειά τους, με μικρές εξαιρέσεις, έχουν ανοδική πορεία με σταδιακή μείωση της δυσκαμψίας τους. Φαίνεται ότι και εδώ, τα μικρότερα πάχη συμπεριφέρονται πιο εύρωστα για μικρές φορτίσεις, αλλά υστερούν σε τελική αντοχή έναντι των μεγαλύτερων παχών. Ωστόσο, και στις τρεις περιπτώσεις έχουμε την εμφάνιση της δεύτερης γραμμής άμυνας.



Εικ. 6.64 Δρόμοι ισορροπίας κατά την εγκάρσια διεύθυνση για διαφορετικά πάχη λεπίδας.



Εικ. 6.65 Δρόμοι ισορροπίας κατά τη διαμήκη διεύθυνση για διαφορετικά πάχη λεπίδας.

6.9 Παράμετρος: Απόσταση ορθοστατών

6.9.1 Γενικά

Ένας πολύ συχνός τρόπος στην πράξη για να βελτιωθεί η συμπεριφορά των στηθαίων είναι η τοποθέτηση των ορθοστατών σε μικρότερες αποστάσεις. Από το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1317-2 καθορίζονται τρεις διαφορετικές αποστάσεις στις οποίες μπορούν να τοποθετηθούν οι ορθοστάτες. Οι αποστάσεις αυτές είναι 4.00 m, την οποία έχουμε εφαρμόσει για το βασικό μας μοντέλο, 2.00 m και 1.33 m. Στην ενότητα που ακολουθεί θα ελέγχουν αυτές οι τρεις περιπτώσεις και θα αναδειχτεί η πιο εύρωστη εξ' αυτών.

Για κάθε περίπτωση που θα ελεγχτεί στην παρούσα ενότητα χρειάστηκε να δημιουργήσουμε ένα μοντέλο από την αρχή. Για το λόγο αυτόν οι δρόμοι ισορροπίας που θα παρουσιαστούν στις παρακάτω παραγράφους πιθανότατα να μην αντιστοιχούν ακριβώς στα ίδια σημεία αλλά σε κάποια γειτονικά τους. Επίσης, ένας άλλος παράγοντας που μπορεί να επηρεάσει τα αποτελέσματα είναι η θέση του φορτίου πάνω στο στηθαίο. Ως τώρα το φορτίο ασκούσαν στη μέση του φορέα, επηρεάζοντας άμεσα μονάχα τη λεπίδα. Αυτό πρόκειται να αλλάξει.

Ξεκινώντας με την περίπτωση που το μοντέλο διαθέτει ορθοστάτες ανά 1.33 m, το φορτίο μας επειδή διαθέτει ζώνη επιρροής 1.50 m αναγκαστικά ένα ποσοστό του θα ασκείται απευθείας στους δύο μεσαίους ορθοστάτες. Στην περίπτωση που οι ορθοστάτες απέχουν 2.00 m, στον άξονα συμμετρίας του μοντέλου υπάρχει πλέον ορθοστάτης, με αποτέλεσμα αν θέλουμε η φόρτιση να παραμείνει συμμετρική, είτε θα πρέπει να αυξήσουμε το μήκος του μοντέλου, είτε ένα τμήμα του φορτίου να ασκηθεί απευθείας πάνω στους ορθοστάτες. Στο παράδειγμά μας προτιμήσαμε το τελευταίο. Παρόλ' αυτά ελέγξαμε και την περίπτωση μη συμμετρικής φόρτισης, έτσι ώστε το φορτίο να μην επηρεάζει άμεσα τους ορθοστάτες.

6.9.2 Απόσταση ορθοστάτη: 4.00 m

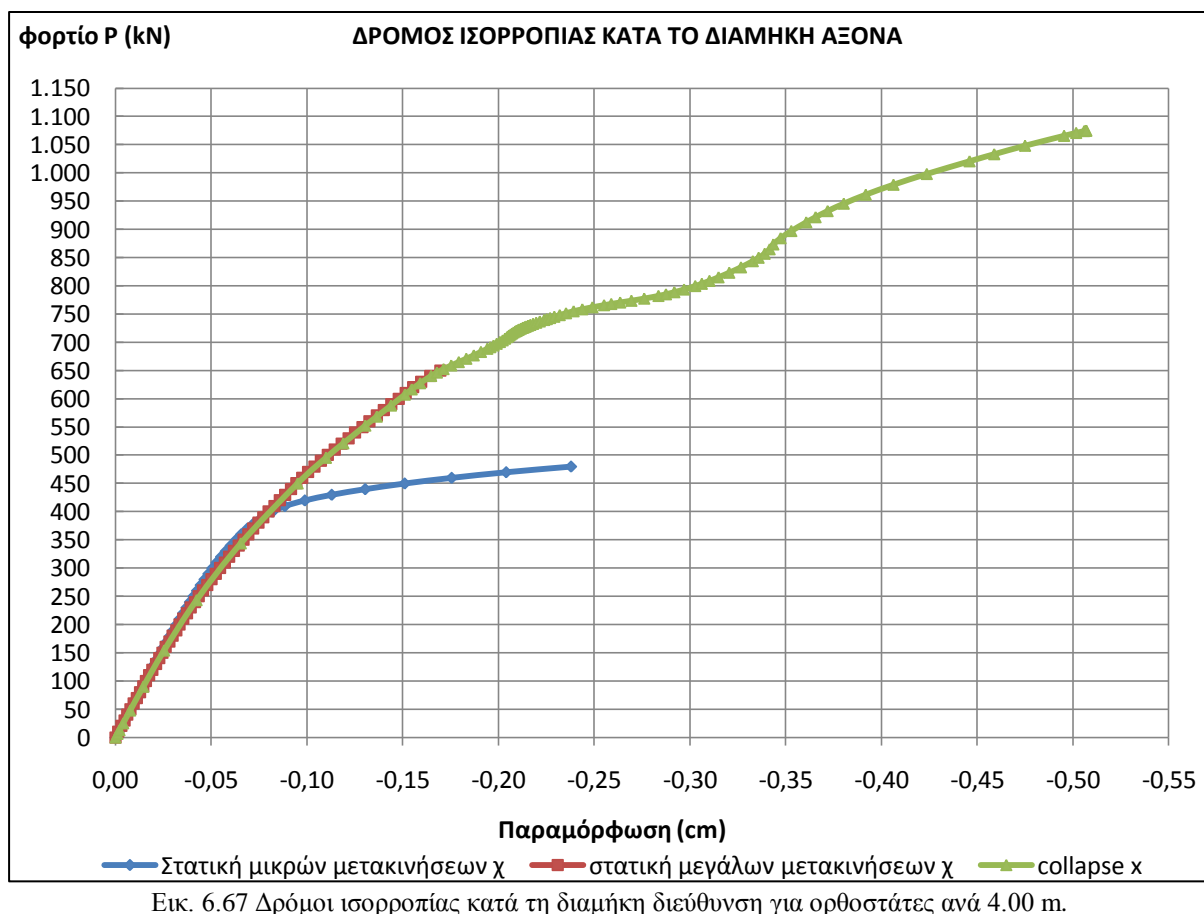
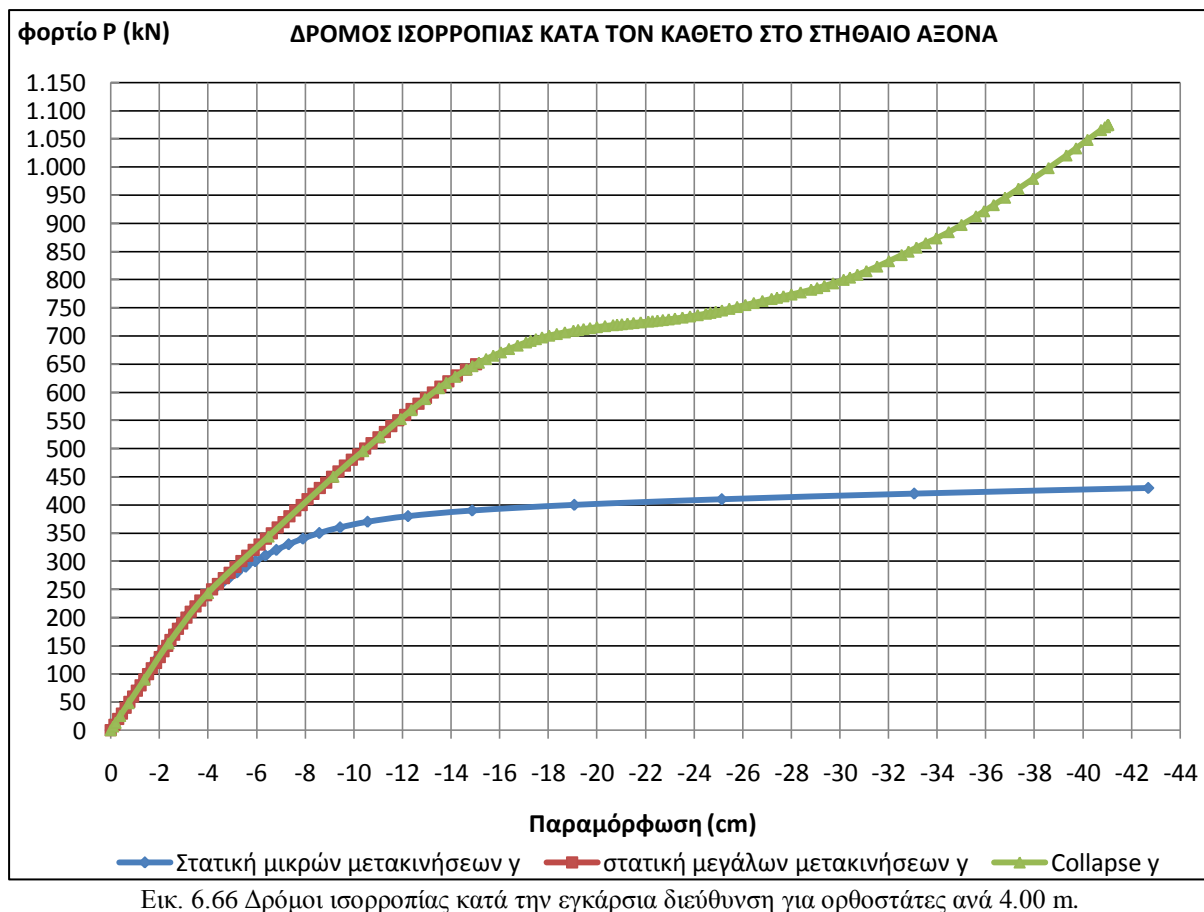
Στο βασικό μοντέλο μας έχει θεωρηθεί ως απόσταση ορθοστατών τα 4.00 m. Παλαιότερα τα περισσότερα στηθαία των οδών ήταν σχεδιασμένα μ' αυτήν την απόσταση. Ωστόσο, τα τελευταία χρόνια, λόγω της αύξησης της ταχύτητας των οχημάτων, δημιουργήθηκε η ανάγκη για στηθαία με μεγαλύτερες αντοχές. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα να δημιουργούνται στηθαία με πιο πυκνούς ορθοστάτες. Παρόλ' αυτά στο βασικό μας μοντέλο προτιμήθηκε αυτή η απόσταση καθώς μας έδινε πιο σαφή εικόνα για τη δεύτερη γραμμή άμυνας.

Στην παράγραφο αυτή θα ασχοληθούμε λοιπόν με το βασικό μας μοντέλο το οποίο έχουμε αναλυτικά περιγράψει στην ενότητα 6.5. Για το λόγο αυτόν θα προχωρήσουμε σε αναφορά απλά των αποτελεσμάτων των αναλύσεων χωρίς να τα σχολιάσουμε περαιτέρω. Στον πίνακα 6.21 δίνονται συνοπτικά τα σημαντικότερα από τα αποτελέσματα που πήραμε από τις αναλύσεις που έγιναν για τη συγκεκριμένη απόσταση ορθοστατών. Ωστόσο, για την πληρότητα της παρούσας παραγράφου, δεν αρκεί να παρουσιάσουμε μόνο τα αποτελέσματα με τις μέγιστες τιμές, αλλά χρειάζεται να παραθέσουμε και τους δρόμους ισορροπίας που προέκυψαν από τις αναλύσεις αυτές.

Έτσι λοιπόν στην εικόνα 6.66 της επόμενης σελίδας μπορούμε να διακρίνουμε τους δρόμους ισορροπίας που προέκυψαν από μία στατική ανάλυση μικρών μετακινήσεων, μία στατική ανάλυση μεγάλων μετακινήσεων και μία collapse ανάλυση. Οι δρόμοι αυτοί περιγράφουν τη μεταβολή των μετατοπίσεων κατά την εγκάρσια διεύθυνση του στηθαίου, καθώς αυξάνεται το φορτίο που έχουμε επιβάλλει. Στην εικόνα 6.67 μπορούμε να διακρίνουμε τους αντίστοιχους δρόμους, οι οποίοι όμως περιγράφουν τη μεταβολή των μετατοπίσεων κατά τη διαμήκη άξονα του στηθαίου.

Παράμετρος	Απόσταση ορθοστατών: 4.00 m			
	Μέγιστο φορτίο (kN)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά X (cm)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά Y (cm)	Μέγιστη τάση (kN/cm ²)
Static μικρών μετατοπίσεων	490,00	4,10	132,00	42
Static μεγάλων μετατοπίσεων	660,00	4,70	17,00	27
Collapse ανάλυση	1080,00	14,00	44,00	36

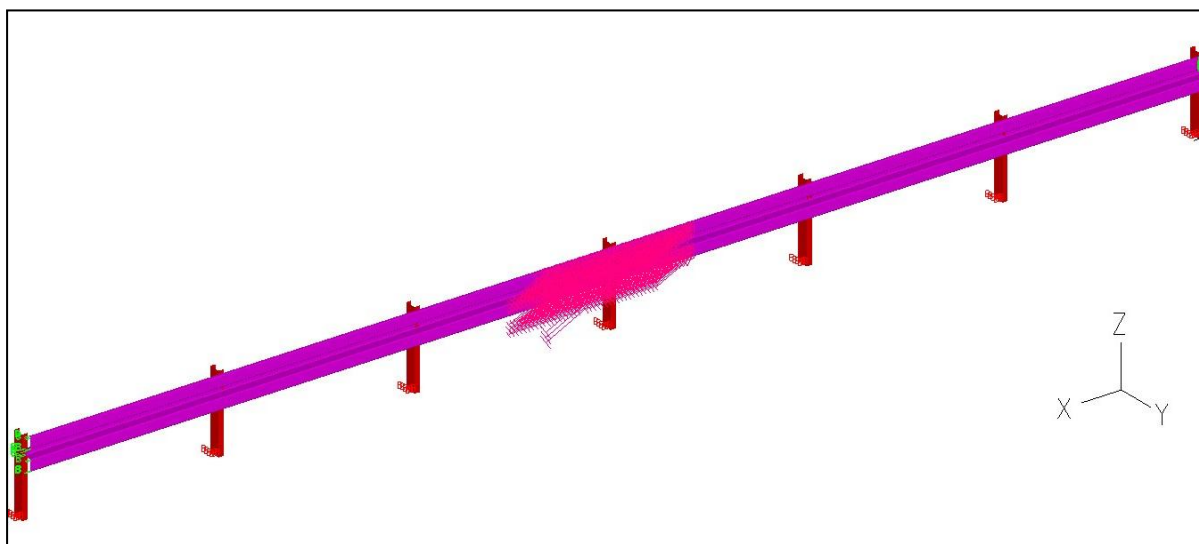
Πίνακας 6.21 Αποτελέσματα αναλύσεων.



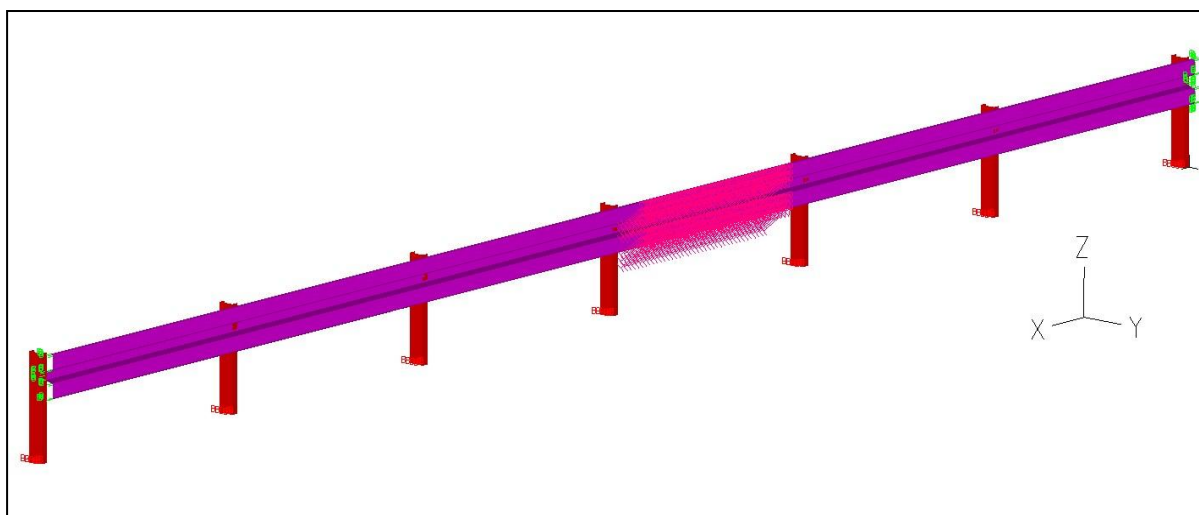
6.9.3 Απόσταση ορθοστάτη: 2.00 m

Στην παρούσα παράγραφο το στηθαίο που θα εξετάσουμε θα διαθέτει ορθοστάτες ανά 2.00 m. Στην πραγματικότητα πρόκειται να εξεταστούν δύο ίδια μοντέλα στα οποία θα διαφέρει η θέση του φορτίου. Στην πρώτη περίπτωση το φορτίο θα ασκείται γύρω από τον άξονα συμμετρίας (Εικ. 6.68), επηρεάζοντας έτσι και το μεσαίο ορθοστάτη και στη δεύτερη περίπτωση θα ασκείται εξ' ολοκλήρου στο πρώτο, από τα δεξιά του άξονα συμμετρίας, φάτνωμα της λεπίδας (Εικ. 6.69).

Η επιλογή, το φορτίο να ασκείται δεξιά και όχι αριστερά από τον άξονα συμμετρίας, δεν είναι τυχαία. Όπως έχει σχολιαστεί και σε προηγούμενες ενότητες, η κατεύθυνση του φορτίου κατά το διαμήκη άξονα είναι τέτοια ώστε το τμήμα που βρίσκεται πριν από την περιοχή φόρτισης και το οποίο εφελκύεται να εντεινεται πολύ περισσότερο από το αντίστοιχο τμήμα του στηθαίου που βρίσκεται μπροστά από τη φόρτιση. Το γεγονός αυτό δικαιολογεί και τη διαφορετική παραμόρφωση των ακραίων ορθοστατών της εικόνας 6.35.



Εικ. 6.68 Στηθαίο με ορθοστάτες ανά 2.00 m και το φορτίο να ασκείται στον άξονα συμμετρίας.



Εικ. 6.69 Στηθαίο με ορθοστάτες ανά 2.00 m και το φορτίο να ασκείται στη λεπίδα.

Στον πίνακα 6.22 της επόμενης σελίδας δίνονται συνοπτικά τα σημαντικότερα από τα αποτελέσματα που πήραμε, για τη συγκεκριμένη απόσταση ορθοστατών, όταν το φορτίο ασκείται γύρω από τον άξονα συμμετρίας του μοντέλου μας. Οι αναλύσεις που έγιναν είναι τρεις. Η πρώτη και η δεύτερη είναι στατικές αναλύσεις μικρών και μεγάλων μετακινήσεων αντίστοιχα, ενώ η τρίτη πρόκειται για collapse ανάλυση. Αντίστοιχα στον πίνακα 6.23 παρουσιάζονται τα ίδια αποτελέσματα για την περίπτωση που το φορτίο πλέον ασκείται μόνο πάνω στη λεπίδα.

Παράμετρος	Απόσταση ορθοστατών: 2.00 m / Φορτίο στη μέση			
	Μέγιστο φορτίο (kN)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά X (cm)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά Y (cm)	Μέγιστη τάση (kN/cm ²)
Ανάλυση				
Αποτέλεσμα				
Static μικρών μετατοπίσεων	1000,00	99,00	120,00	78
Static μεγάλων μετατοπίσεων	660,00	7,00	8,00	29
Collapse ανάλυση	1370,00	14,00	37,00	32

Πίνακας 6.22 Αποτελέσματα αναλύσεων.

Παράμετρος	Απόσταση ορθοστατών: 2.00 m / Φορτίο σε λεπίδα			
	Μέγιστο φορτίο (kN)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά X (cm)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά Y (cm)	Μέγιστη τάση (kN/cm ²)
Ανάλυση				
Αποτέλεσμα				
Static μικρών μετατοπίσεων	850,00	12,00	45,00	41
Static μεγάλων μετατοπίσεων	1000,00	13,00	21,00	31
Collapse ανάλυση	1520,00	14,00	41,00	35

Πίνακας 6.23 Αποτελέσματα αναλύσεων.

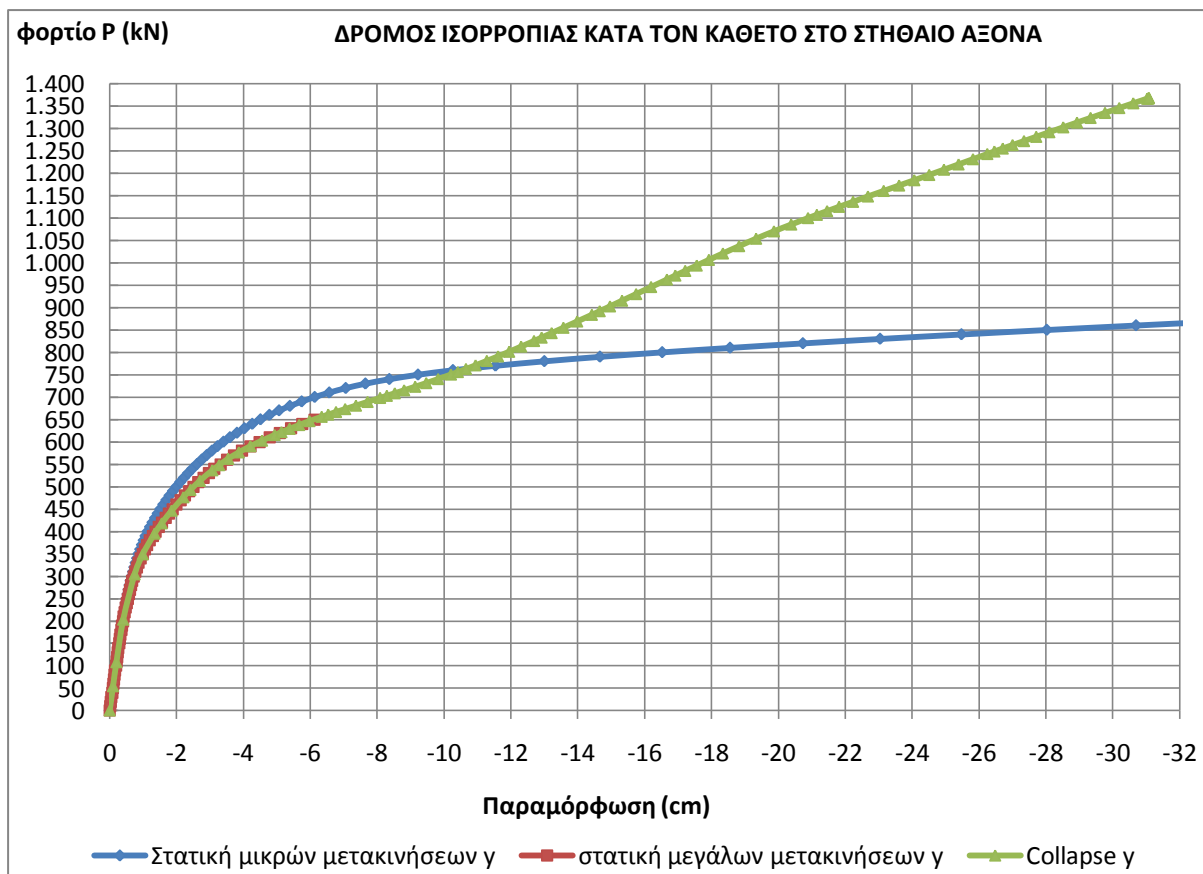
Όπως βλέπουμε από τον πρώτο πίνακα, το μέγιστο φορτίο στο οποίο μπορεί να αντισταθεί η κατασκευή μας έχει αυξηθεί σημαντικά σε σχέση με το βασικό μοντέλο. Στην περίπτωση της collapse ανάλυσης, που είναι και αυτή που μας ενδιαφέρει, η αύξηση αυτή αγγίζει τα 290 kN δηλαδή περίπου 25 %. Η διαφορά αυτή αυξάνεται ακόμα περισσότερο στην περίπτωση που το φορτίο ασκείται μόνο στην πάνω πλευρά της λεπίδας. Η διαφορά πλέον και πάλι στην περίπτωση της collapse, έχει εκτοξευθεί στα 440 kN, δηλαδή σημειώθηκε αύξηση μεγαλύτερη από 40 %. Καταλαβαίνουμε αμέσως λοιπόν το λόγο για τον οποίο στους σύγχρονους αυτοκινητοδρόμους τα τελευταία χρόνια έχουν πάψει να χρησιμοποιούνται στηθαία με ορθοστάτες ανά 4.00 m.

Αντίθετα με το μέγιστο φορτίο που μπορεί να παραλάβει η κατασκευή, οι μέγιστες τάσεις που αναπτύσσει ο φορέας δεν διαφέρουν σημαντικά σε σχέση με το βασικό μοντέλο. Σύμφωνα με την collapse ανάλυση του πρώτου πίνακα παρατηρείται μία μικρή μείωση της τάσης που έχει αναπτύξει ο φορέας τη στιγμή της αστοχίας κατά 4 kN/cm². Η διαφορά αυτή είναι ακόμα πιο μικρή στην περίπτωση που το φορτίο ασκείται στο τμήμα της λεπίδας και φτάνει μόνο στο 1 kN/cm².

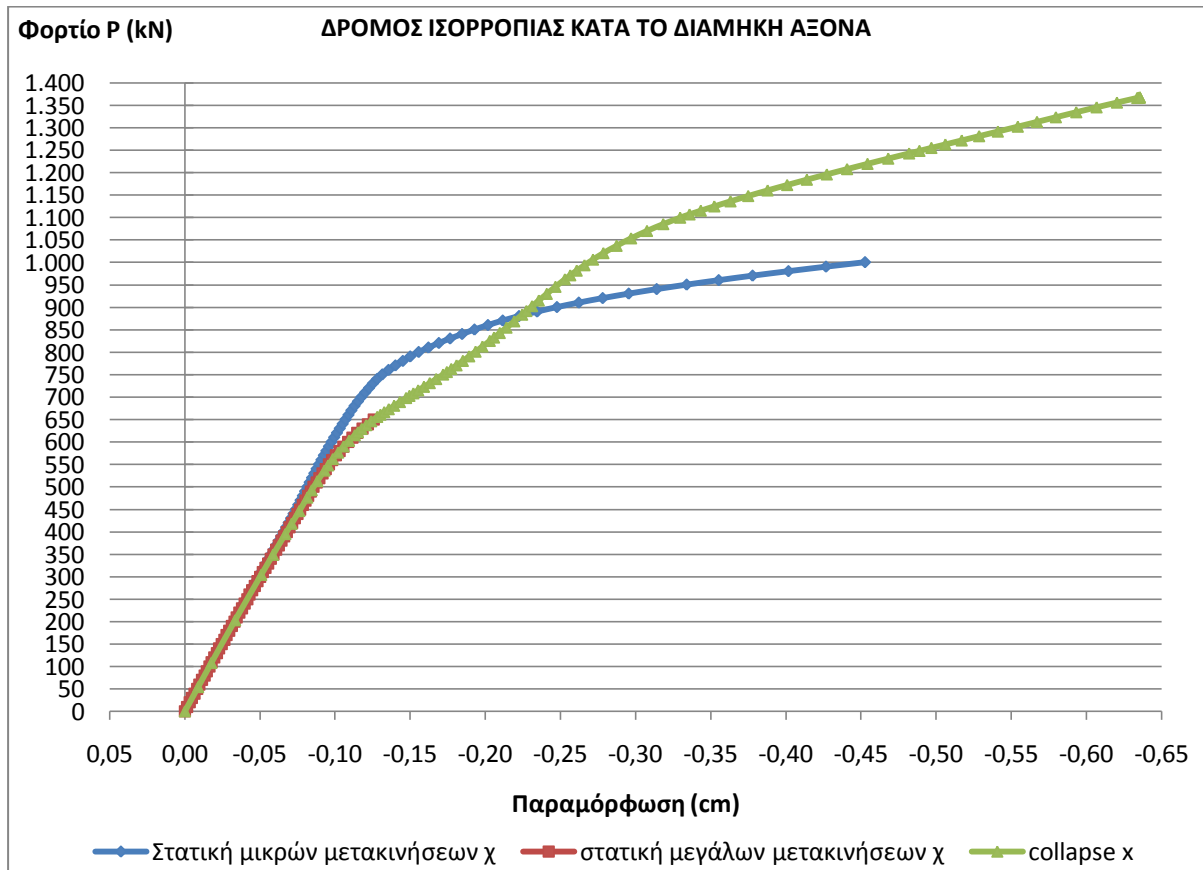
Όσον αφορά τις παραμορφώσεις φαίνεται ότι και εδώ η μείωση της απόστασης των ορθοστατών αλλά και η θέση του φορτίου παίζουν καθοριστικό ρόλο. Όπως μπορούμε να δούμε στον πρώτο πίνακα, για την περίπτωση της collapse ανάλυσης παρουσιάζεται μία μείωση στις εγκάρσιες παραμορφώσεις κατά 16 % που αντιστοιχεί σε 7 cm. Η μείωση αυτή είναι πολύ μικρότερη στην περίπτωση που το φορτίο ασκείται μονάχα στη λεπίδα και φτάνει τα 3 cm. Το γεγονός αυτό είναι απόλυτα λογικό αφού στην πρώτη περίπτωση ο ορθοστάτης πάνω στον οποίο ασκείται το φορτίο συμβάλλει πολύ πιο ενεργά στη συγκράτηση των παραμορφώσεων απ' ό,τι στη δεύτερη περίπτωση. Οι παραμορφώσεις κατά το διαμήκη άξονα δεν διαφοροποιούνται σημαντικά.

Ωστόσο, πέρα από τα αποτελέσματα, ενδιαφέρον παρουσιάζουν επίσης και οι δρόμοι ισορροπία που εξάγονται από τις αναλύσεις. Στις εικόνες 6.70 και 6.71 μπορούμε να παρατηρήσουμε τους δρόμους ισορροπίας που προέκυψαν από τις τρεις αναλύσεις για τη Y και X διεύθυνση αντίστοιχα. Οι δρόμοι αυτοί αφορούν την περίπτωση που το φορτίο ασκείται στον άξονα συμμετρίας του μοντέλου. Στην περίπτωση των δρόμων της εικόνα 6.70 χρειάστηκε να παραληφθούν τα τελευταία σημεία της στατικής ανάλυσης μικρών μετακινήσεων. Όπως θα δούμε, υπάρχει ικανοποιητική ταύτιση μεταξύ των αναλύσεών μας, με τη στατική ανάλυση μικρών παραμορφώσεων να διαφοροποιείται πιο γρήγορα από άλλες φορές.

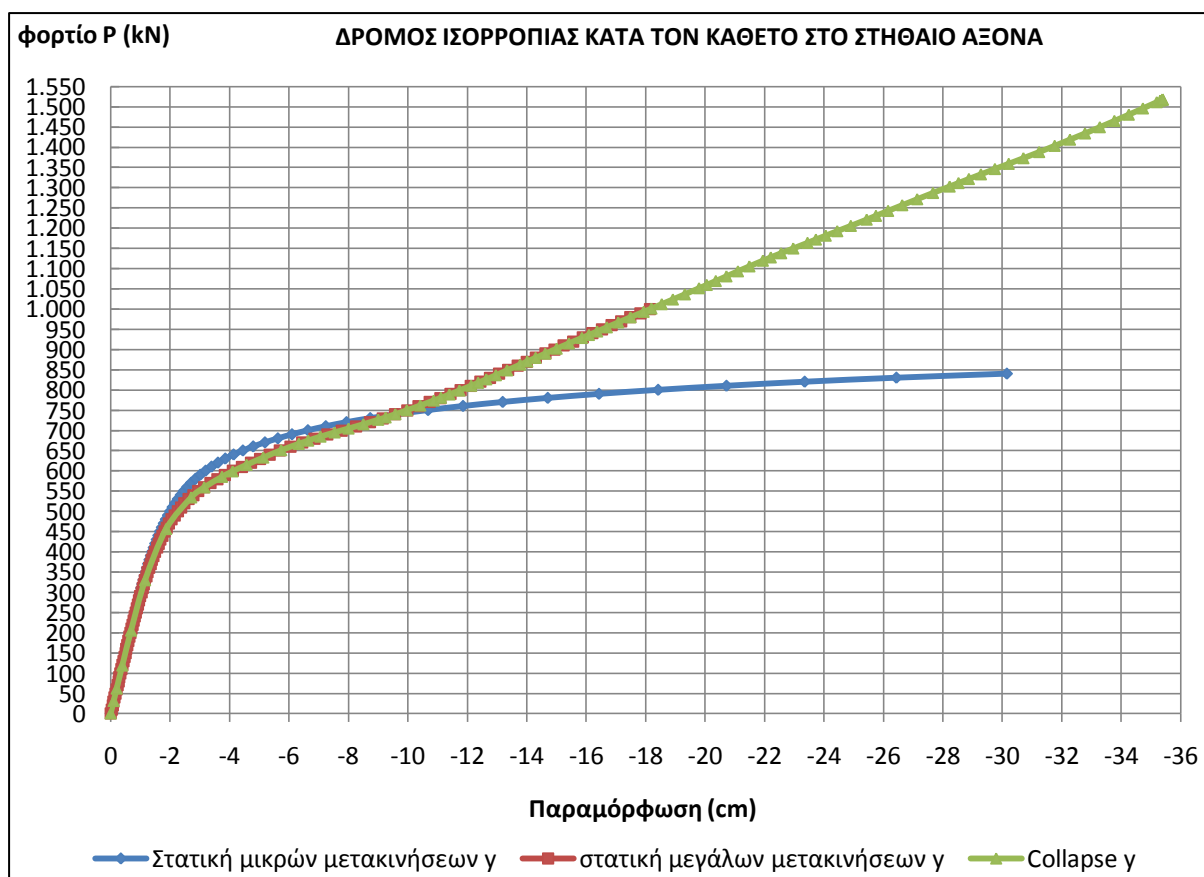
Παρόμοια είναι η συμπεριφορά που παίρνουμε από τις εικόνες 6.72 και 6.73 όπου απεικονίζονται οι αντίστοιχοι δρόμοι για την περίπτωση που το φορτίο ασκείται στο πρώτο από τα δεξιά φάτνωμα του άξονα συμμετρίας. Τέλος, στις εικόνες 6.74 και 6.75 μπορούμε να παρατηρήσουμε μία σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων που παίρνουμε από τις collapse αναλύσεις για τις δύο θέσεις φόρτισης. Όπως μπορούμε να δούμε, οι αποκλίσεις μεταξύ των δύο δρόμων είναι πολύ μικρές, με το μοντέλο, του οποίου η φόρτιση γίνεται πάνω στη λεπίδα, να είναι σε θέση να αντισταθεί σε μεγαλύτερα φορτία απ' ό,τι αν ασκούνταν στον άξονα συμμετρίας.



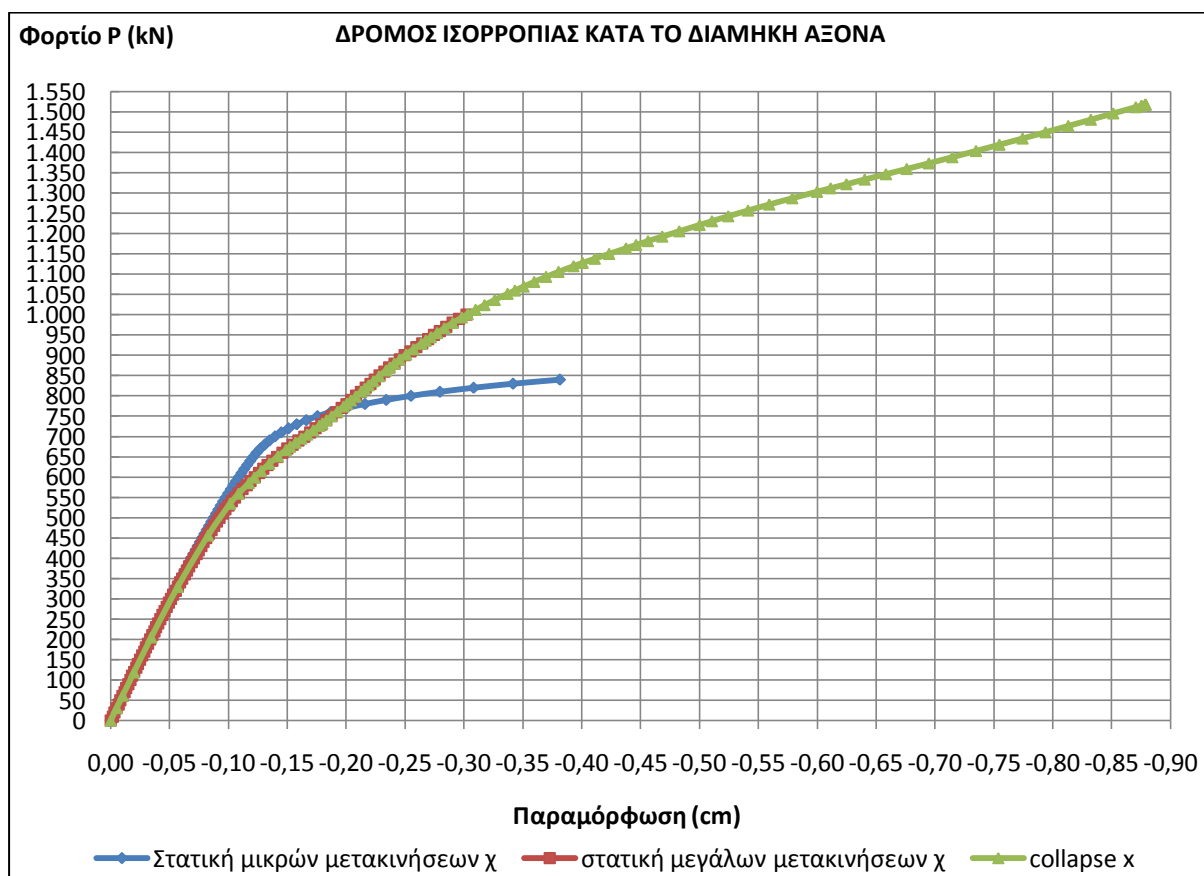
Εικ. 6.70 Δρόμοι ισορροπίας κατά τον Y για ορθοστάτες ανά 2.00 m και το φορτίο στον άξονα συμμετρίας.



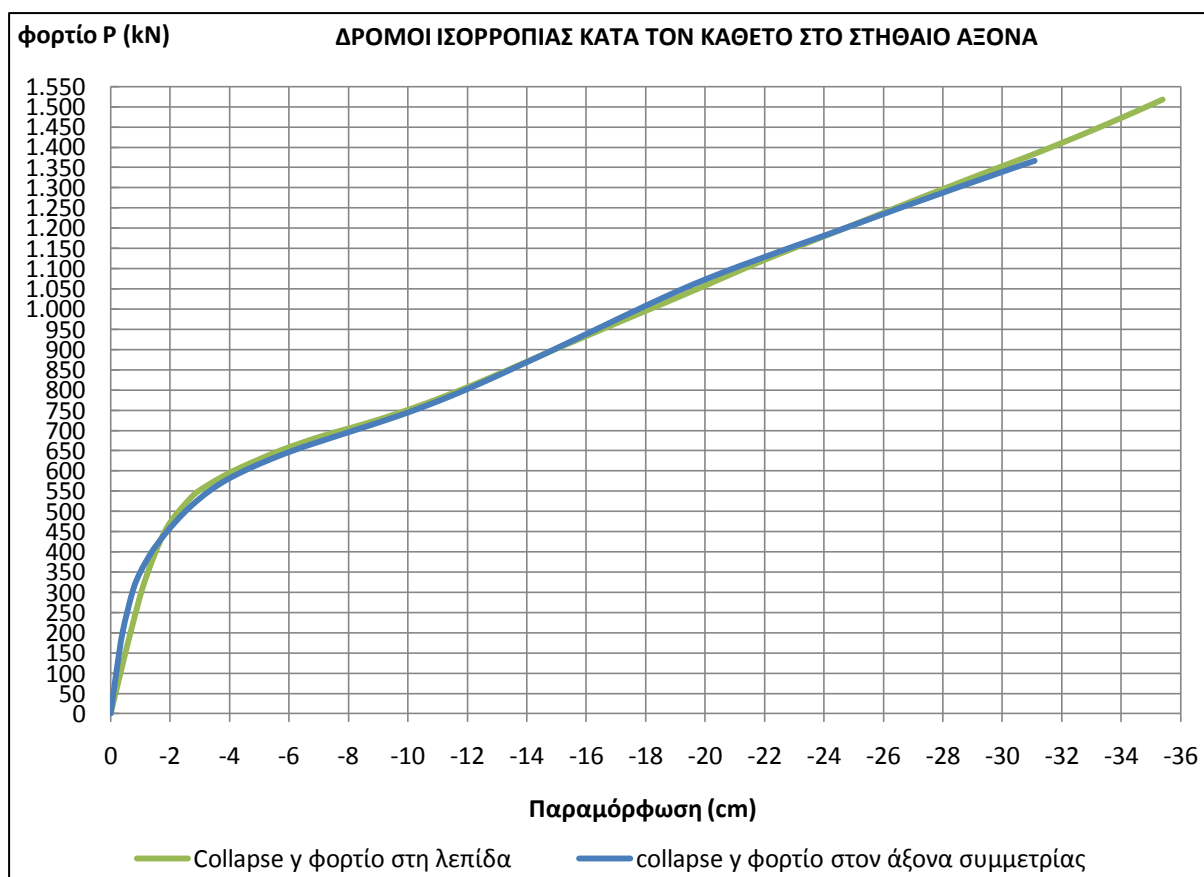
Εικ. 6.71 Δρόμοι ισορροπίας κατά τον X για ορθοστάτες ανά 2.00 m και το φορτίο στον άξονα συμμετρίας.



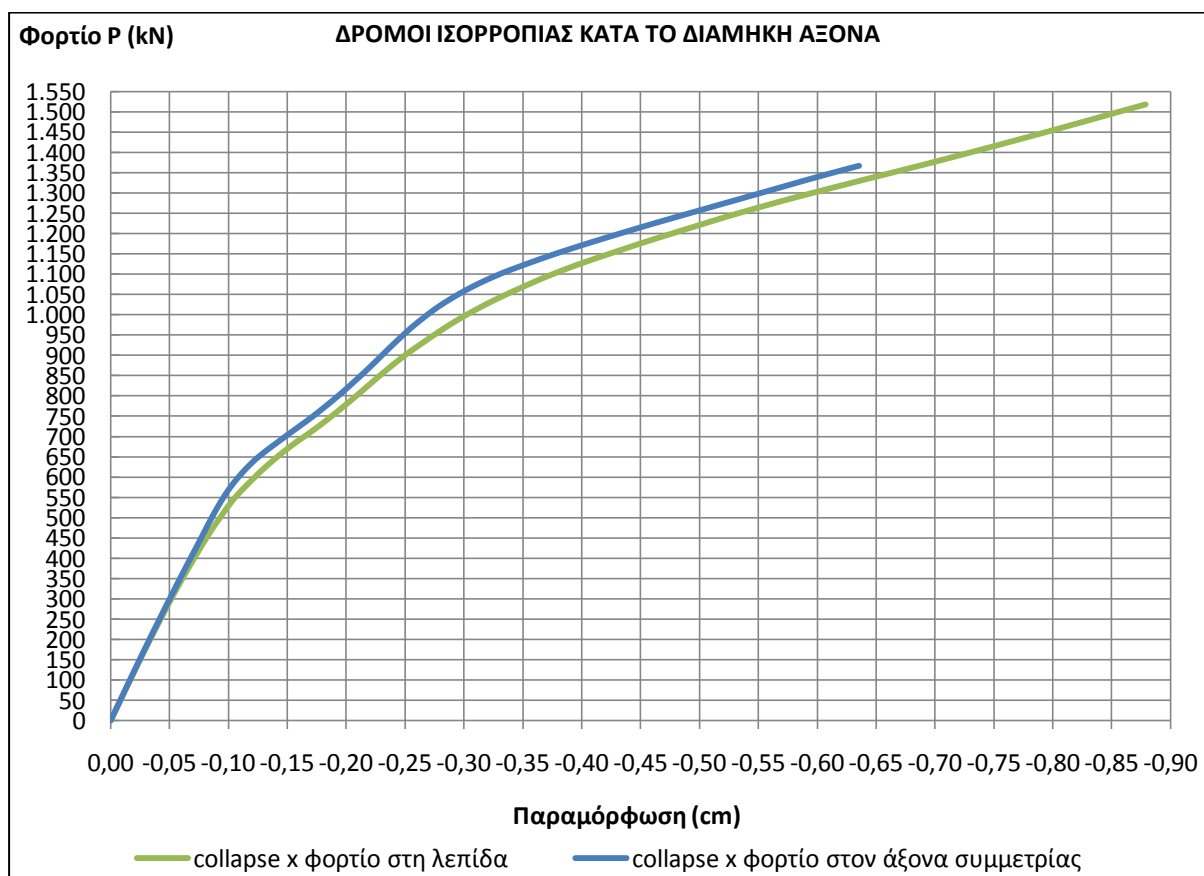
Εικ. 6.72 Δρόμοι ισορροπίας κατά τον Y για ορθοστάτες ανά 2.00 m και το φορτίο να ασκείται στη λεπίδα.



Εικ. 6.73 Δρόμοι ισορροπίας κατά τον X για ορθοστάτες ανά 2.00 m και το φορτίο να ασκείται στη λεπίδα.



Εικ. 6.74 Σύγκριση collapse αναλύσεων κατά Y για ορθοστάτες ανά 2.00 m και διαφορετικές θέσεις φορτίου.

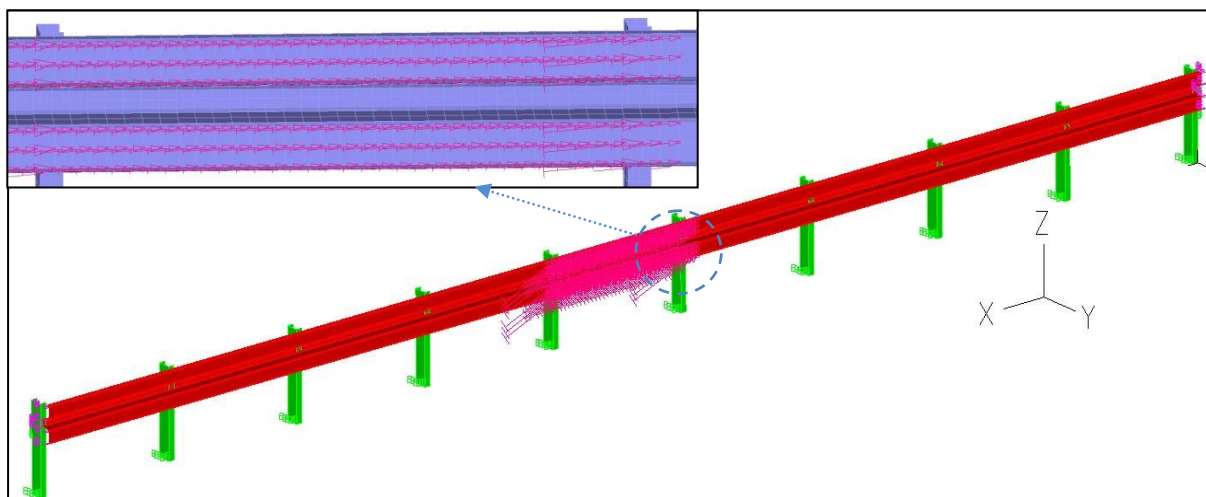


Εικ. 6.75 Σύγκριση collapse αναλύσεων κατά X για ορθοστάτες ανά 2.00 m και διαφορετικές θέσεις φορτίου.

6.9.4 Απόσταση ορθοστάτη: 1.33 m

Στην παράγραφο αυτή θα εξετάσουμε τη συμπεριφορά ενός στηθαίου του οποίου οι ορθοστάτες είναι τοποθετημένοι ανά 1,33 m. Η επιλογή αυτής της απόστασης έχει γίνει έτσι ώστε κάθε κομμάτι λεπίδας, τα οποία παράγονται ανά 4 m, να μπορεί να στηριχτεί σε τέσσερις ορθοστάτες. Στην πράξη η τοποθέτηση ορθοστατών σε τόσο μικρές αποστάσεις γίνεται μονάχα σε εξαιρετικές περιπτώσεις, λόγω του ότι αυξάνεται σημαντικά το τελικό κόστος του στηθαίου.

Όπως αναφέραμε και στην αρχή της ενότητας αυτής, στην περίπτωση που οι ορθοστάτες τοποθετηθούν σε μία τόσο μικρή απόσταση, ένα ποσοστό του φορτίου αναγκαστικά θα ασκηθεί σ' έναν ή δύο εξ' αυτών. Στο παράδειγμά μας προτιμήσαμε να τοποθετήσουμε συμμετρικά το φορτίο στο μοντέλο μας, με αποτέλεσμα ένα μικρό ποσοστό του να ασκείται στους δύο μεσαίους ορθοστάτες, όπως χαρακτηριστικά μπορούμε να δούμε στην εικόνα 6.76.



Εικ. 6.76 Στηθαίο με ορθοστάτες ανά 1.33 m και το φορτίο να ασκείται στον άξονα συμμετρίας.

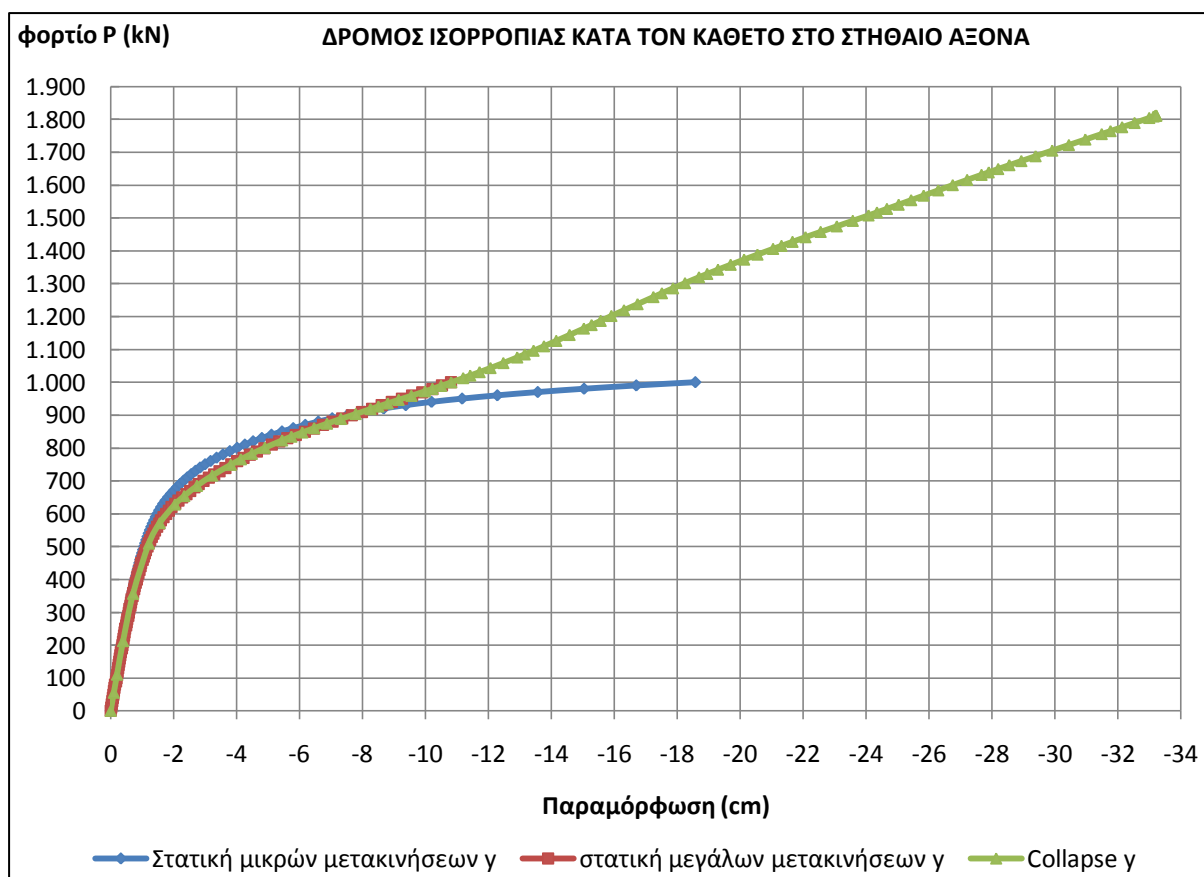
Στον πίνακα 6.24 δίνονται συνοπτικά τα σημαντικότερα από τα αποτελέσματα που πήραμε από τις αναλύσεις που έγιναν για τη συγκεκριμένη απόσταση ορθοστατών. Όπως βλέπουμε λοιπόν, η αντοχή του στηθαίου έχει αυξηθεί σημαντικά σε σχέση με το βασικό μοντέλο. Σύμφωνα με την collapse ανάλυση, πλέον ο φορέας είναι σε θέση να παραλάβει 730 kN επιπλέον, που σημαίνει μία αύξηση της αντοχής περίπου 69 %. Για πρώτη φορά μάλιστα, οι δύο στατικές αναλύσεις έφτασαν τη δύναμη σχεδιασμού ολοκληρώνοντας όλα τα βήματά τους.

Όσον αφορά τις τάσεις, οι διαφορές με το βασικό μοντέλο είναι πολύ μικρές. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με την collapse ανάλυση, σημειώνεται μία μικρή μείωση κατά 4 kN/cm². Παρόμοια είναι και η κατάσταση με τις παραμορφώσεις όπου στην collapse ανάλυση σημειώνεται μία μείωση 4 cm κατά τον εγκάρσιο άξονα του στηθαίου, ενώ κατά το διαμήκη η παραμόρφωση παραμένει στα 14 cm.

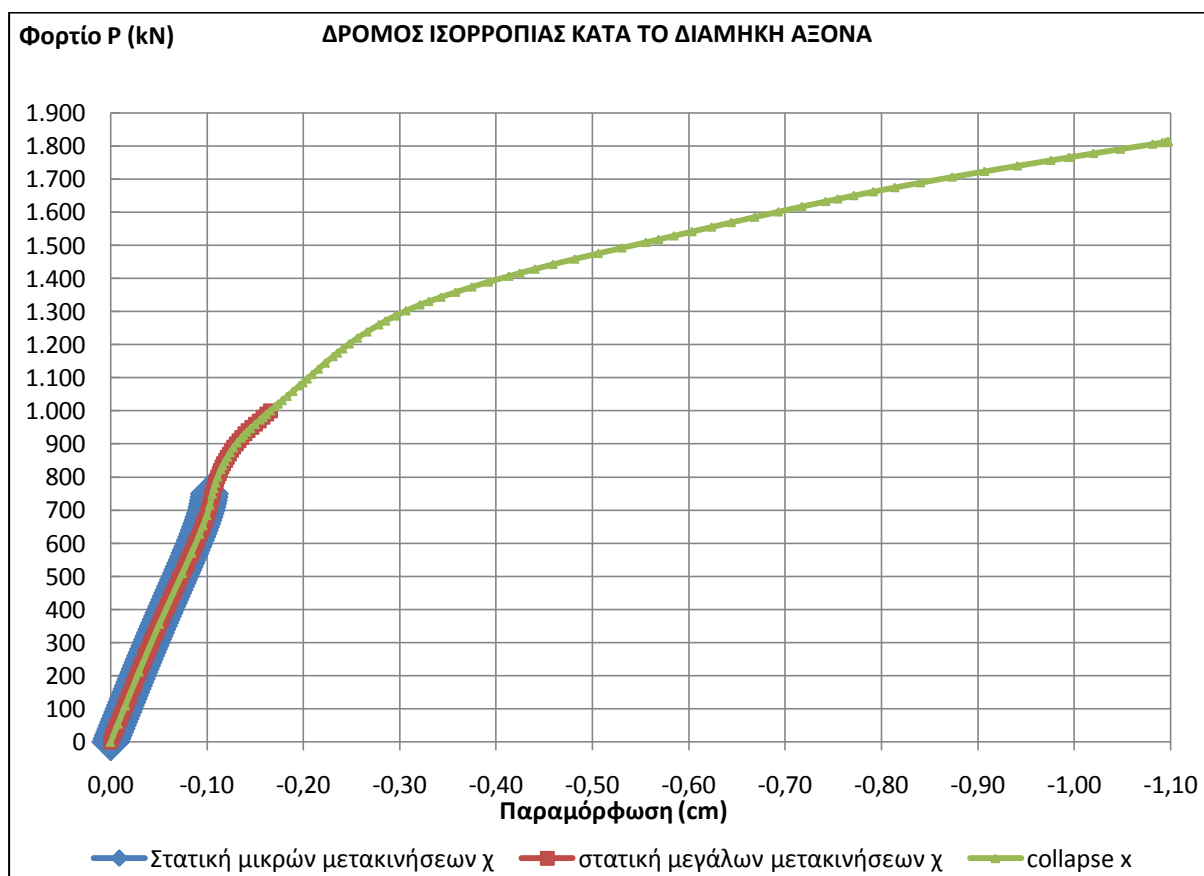
Στην εικόνα 6.77 της επόμενης σελίδας μπορούμε να διακρίνουμε τους δρόμους ισορροπίας που προέκυψαν από τις τρεις αναλύσεις μας. Οι δρόμοι αυτοί περιγράφουν τη μεταβολή των μετατοπίσεων κατά την εγκάρσια διεύθυνση του στηθαίου. Στην εικόνα 6.78 μπορούμε να διακρίνουμε τους αντίστοιχους δρόμους για την περίπτωση μετατοπίσεων κατά το διαμήκη άξονα του στηθαίου. Όπως μπορούμε να παρατηρήσουμε, τα αποτελέσματα των τριών αναλύσεων είναι πολύ κοντά και μάλιστα στη δεύτερη περίπτωση ταυτίζονται πλήρως.

Παράμετρος	Απόσταση ορθοστατών: 1.33 m / Φορτίο στη μέση			
Ανάλυση Αποτέλεσμα	Μέγιστο φορτίο (kN)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά X (cm)	Μέγιστη παραμόρφωση κατά Y (cm)	Μέγιστη τάση (kN/cm ²)
Static μικρών μετατοπίσεων	1000,00	32,00	12,00	40
Static μεγάλων μετατοπίσεων	1000,00	9,00	14,00	30
Collapse ανάλυση	1810,00	14,00	40,00	32

Πίνακας 6.24 Αποτελέσματα αναλύσεων.



Εικ. 6.77 Δρόμοι ισορροπίας κατά τον εγκάρσιο άξονα για ορθοστάτες ανά 1.33.



Εικ. 6.78 Δρόμοι ισορροπίας κατά το διαμήκη άξονα για ορθοστάτες ανά 1.33.

6.9.5 Σύγκριση μεταξύ δρόμων ισορροπίας για διαφορετικές αποστάσεις ορθοστατών

Όπως έγινε σαφές από τις παραπάνω ενότητες, η επιρροή της απόστασης των ορθοστατών στην τελική απόκριση του στήθαιου είναι πολύ μεγάλη. Είδαμε ότι με τη μείωση της απόστασης μπορούμε να αυξήσουμε την τελική αντοχή του στήθαιου μέχρι και 69 %. Ωστόσο, η αύξηση της αντοχής δεν εξασφαλίζει πάντα τη βελτίωση της εύρωστης συμπεριφοράς του φορέα. Για το λόγο αυτό πρέπει να προχωρήσουμε σε μία απευθείας σύγκριση των αποτελεσμάτων που πήραμε για τις τρεις αποστάσεις των ορθοστατών.

Όπως έχει γίνει και σε προηγούμενες περιπτώσεις, ο πιο εύκολος και εποπτικός τρόπος για να γίνει αυτό είναι μέσα από την παράθεση σε κοινό διάγραμμα των δρόμων ισορροπίας. Στην παράγραφο αυτή λοιπόν θα επιχειρήσουμε αυτήν τη σύγκριση. Οι δρόμοι, οι οποίοι θα χρησιμοποιηθούν, έχουν προέλθει από τις collapse αναλύσεις που έχουν γίνει. Η επιλογή της collapse έναντι των άλλων δύο αναλύσεων δεν είναι τυχαία αλλά βασίζεται στο γεγονός ότι η collapse μας δίνει πιο σαφή εικόνα τόσο του δρόμου ισορροπίας, όσο και της δεύτερης γραμμής άμυνας του φορέα μας.

Στην εικόνα 6.79 μπορούμε να διακρίνουμε τους δρόμους ισορροπίας που περιγράφουν τη μεταβολή των παραμορφώσεων κατά την εγκάρσια διεύθυνση του στήθαιου. Στο διάγραμμα αυτό, για την περίπτωση που οι ορθοστάτες απέχουν 2.00 m, προτιμήθηκαν τα αποτελέσματα της ανάλυσης του μοντέλου που η φόρτιση γίνεται μόνο στο φάνωμα της λεπίδας. Η προτίμηση αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι στην περίπτωση αυτή ο φορέας διαθέτει μεγαλύτερη αντοχή χωρίς να στερείται σε ικανότητα να απορροφά ενέργεια. Επομένως, συμπεριφέρεται πιο εύρωστα από όταν η φόρτιση γίνεται πάνω στους ορθοστάτες.

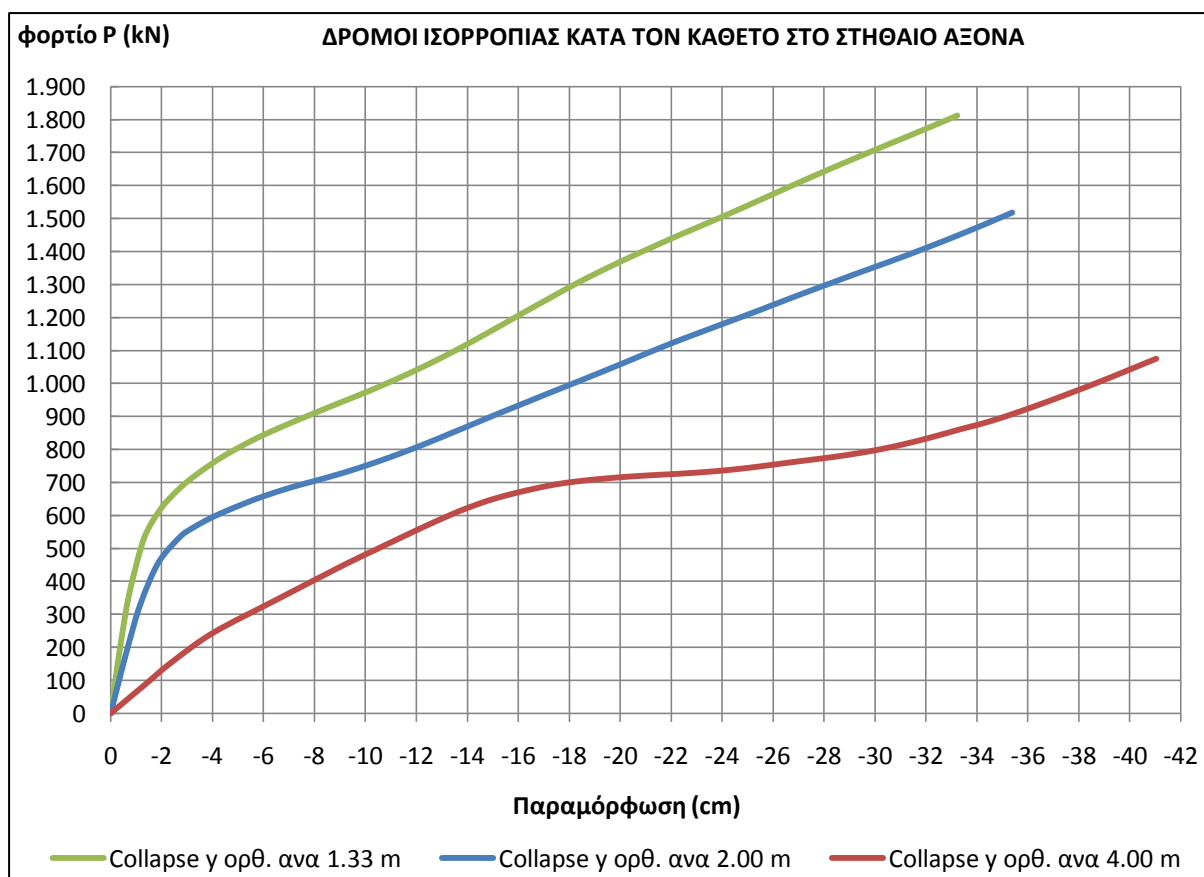
Όπως γίνεται λοιπόν σαφές από την εικόνα αυτή, η απόσταση των ορθοστατών επηρεάζει το μοντέλο από τις πρώτες ήδη παραμορφώσεις. Οι τρεις δρόμοι διαχωρίζονται από την πρώτη κιάλας στιγμή. Στην περίπτωση που οι ορθοστάτες απέχουν 1,33 m και 2,00 m, οι δρόμοι που παίρνουμε από την collapse ανάλυση είναι σχεδόν παράλληλοι, με τη δεύτερη περίπτωση να αναπτύσσει για τη ίδια φόρτιση αρκετά μεγαλύτερες παραμορφώσεις. Ωστόσο, όπως μπορούμε να δούμε, αν οι ορθοστάτες απέχουν 1.33 m η τελική αντοχή είναι αρκετά αυξημένη.

Παρά τις διαφορές τους, και στις δύο αυτές περιπτώσεις με δυσκολία μπορούμε να διακρίνουμε την επιρροή της δεύτερης γραμμής άμυνας. Παρ' όλο που υπάρχει και στις δύο περιπτώσεις, στο δευτερεύοντα κλάδο, μία μικρή πτώση δυσκαμψίας, ο φορέας δεν παρουσιάζει σε κανένα σημείο κάποιο πλατό διαρροής. Από τη στιγμή δηλαδή που θα πλαστικοποιηθεί η λεπίδα και θα μειωθεί σημαντικά η δυσκαμψία του μοντέλου, αυτή θα αρχίσει να εφελκείται χωρίς πρώτα να αναπτύξει σημαντικές παραμορφώσεις. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι πλέον η φόρτιση και στις δύο περιπτώσεις επηρεάζει άμεσα τους ορθοστάτες, με μία μικρή καθυστέρηση στο δεύτερο μοντέλο, παραμορφώνοντας τους μαζί με τη λεπίδα.

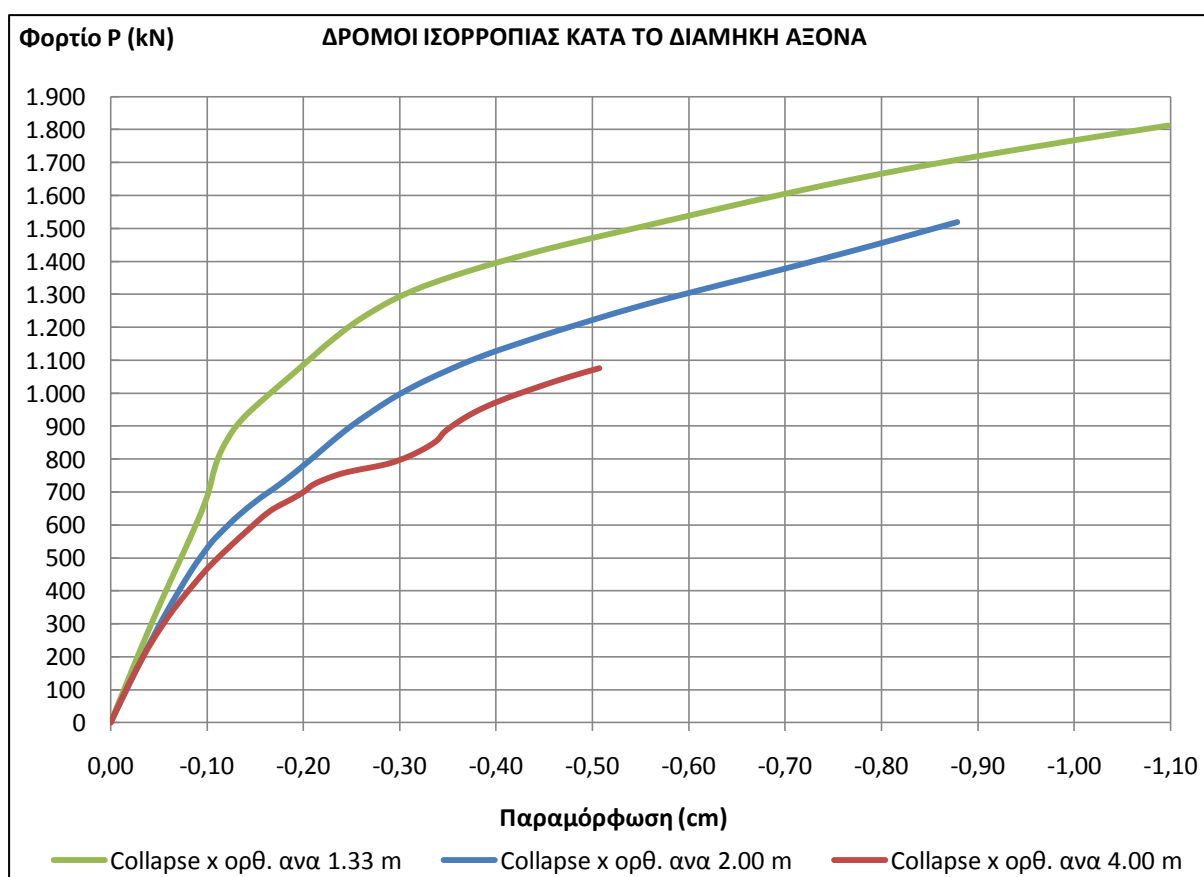
Αντίθετα με τους πρώτους δύο δρόμους, στην περίπτωση που οι ορθοστάτες απέχουν 4.00 m, τα πράγματα είναι τελείως διαφορετικά. Η κατασκευή διαθέτει πολύ μικρότερη δυσκαμψία εξ' αρχής, γεγονός που της επιτρέπει να απορροφά πολύ μεγαλύτερη ενέργεια για το ίδιο φορτίο σε σχέση με τις άλλες δύο περιπτώσεις. Επίσης, η λεπίδα από τη στιγμή που θα πλαστικοποιηθεί, αφήνεται να αναπτύξει σημαντικές παραμορφώσεις πριν μπει σε λειτουργία η δεύτερη γραμμή άμυνας και αρχίσει να εφελκείται. Τη δυνατότητα αυτή της την παρέχει η μεγάλη απόσταση που διαθέτει από τους ορθοστάτες.

Ωστόσο, αν και είναι σε θέση να αναπτύξει μεγαλύτερες παραμορφώσεις κατά την εγκάρσια διεύθυνση, η τελική αντοχή του συγκεκριμένου μοντέλου υστερεί σημαντικά έναντι των άλλων δύο. Επομένως θα μπορούσε να προταθεί το συγκεκριμένο μοντέλο να χρησιμοποιείται σε περιπτώσεις που η δύναμη σχεδιασμού δεν υπερβαίνει τα 800 kN, ενώ για περιπτώσεις που η δύναμη αναμένεται μεγαλύτερη να προτιμάται μία από τις άλλες δύο λύσεις. Ο λόγος είναι ότι μία εύρωστη κατασκευή πρέπει να είναι σε θέση να αντεπεξέλθει και σε φορτία αρκετά μεγαλύτερα απ' αυτά του σχεδιασμού, ακόμα και αν αυτά τις προκαλέσουν σημαντικές βλάβες.

Για τις παραμορφώσεις κατά το διαμήκη άξονα δεν υπάρχουν σημαντικές διαφορές, όπως φαίνεται και από την εικόνα 6.80. Όπως και πριν, όσο πιο αραιοί είναι οι ορθοστάτες τόσο μεγαλύτερη ενέργεια είναι σε θέση να απορροφήσουν. Ωστόσο, σε αντίθεση με τους δρόμους κατά τον εγκάρσιο άξονα, εδώ το μοντέλο με ορθοστάτες ανά 1.33 m είναι σε θέση να αναπτύξει σχεδόν διπλάσιες παραμορφώσεις απ' την περίπτωση που απέχουν 4.00 m. Το γεγονός αυτό πιθανότατα οφείλεται στην άμεση επιρροή των ορθοστατών από τη φόρτιση.



Εικ. 6.79 Δρόμοι ισορροπίας κατά την εγκάρσια διεύθυνση για διαφορετικές αποστάσεις ορθοστατών.



Εικ. 6.80 Δρόμοι ισορροπίας κατά τη διαμήκη διεύθυνση για διαφορετικές αποστάσεις ορθοστατών.

6.10 Συμπέρασμα

Στο κεφάλαιο αυτό ασχοληθήκαμε με τα μεταλλικά στήθαια ασφαλείας που τοποθετούνται κατά μήκος των οδών. Στόχος μας ήταν η ανάδειξη της εύρωστης συμπεριφοράς των κατασκευών αυτών. Τα στήθαια αποτελούν το χαρακτηριστικότερο παράδειγμα φορέα που διαθέτει τη στρατηγική της δεύτερης γραμμής άμυνας. Μέσα λοιπόν από την ενότητα αυτήν προσπαθήσαμε να περιγράψουμε το μηχανισμό με τον οποίο λειτουργούν αυτοί οι φορείς.

Η σύγκρουση ενός οχήματος πάνω σ' ένα στήθαιο και ο τρόπος με τον οποίο αυτό ανταποκρίνεται είναι ένα πολύπλοκο πρόβλημα που διαθέτει αρκετούς παράγοντες αβεβαιότητας. Στην αρχή του κεφαλαίου αυτού, αφού περιγράψαμε το ρόλο που επιτελούν τα στήθαια και τους κανονισμούς που τα διέπουν, προσπαθήσαμε να ανακαλύψουμε την ιδανικότερη ανάλυση που ταιριάζει με τη φύση του προβλήματος. Παρουσιάσαμε όλες τις εναλλακτικές λύσεις για κάθε παράμετρο της προσομοίωσης και επιλέξαμε τις καταλληλότερες για την περίπτωση μας.

Παρόλο που η πτώση ενός οχήματος είναι ένα καθαρά δυναμικό φαινόμενο, η μεγάλη ολκιμότητα του σθηθαιού μας επιτρέπει να χρησιμοποιήσουμε για την περιγραφή της συμπεριφοράς του μία μη δυναμική, μη γραμμική ανάλυση. Έτσι λοιπόν για το μοντέλο που δημιουργήσαμε, το οποίο το περιγράφουμε αναλυτικά στην παράγραφο 6.4, έγιναν τρεις μη γραμμικές αναλύσεις. Η πρώτη και η δεύτερη ήταν στατικές αναλύσεις μικρών και μεγάλων παραμορφώσεων αντίστοιχα. Η τρίτη ήταν collapse ανάλυση με την ικανότητα να παρακολουθεί μη γραμμικότητες υλικού και γεωμετρίας.

Από τις αναλύσεις αυτές πράγματι αποδείξαμε την ύπαρξη της δεύτερης γραμμής άμυνας στη συμπεριφορά του σθηθαιού. Όπως αποδείχθηκε, όταν ένα όχημα πέσει πάνω στο στήθαιο, τα φορτία που ενεργούν κάθετα προς τον άξονα του, το κάμπτουν μέχρι να αναπτυχθεί η ροπή πλαστικοποίησης σε μία ή περισσότερες διατομές. Έπειτα, το μεταλλικό κιγκλίδωμα παραμορφώνεται μέσα από ένα κινηματικό μηχανισμό, που συνεπάγεται έναν ορισμένο αριθμό πλαστικών αρθρώσεων.

Ο μηχανισμός αυτός, λόγω του όλκιμου υλικού, επιτρέπει μεγάλες παραμορφώσεις καθώς διαρρέει το μέλος, οι οποίες έχουν σαν αποτέλεσμα σημαντικές αλλαγές στη γεωμετρία της κατασκευής. Πλέον, το στήθαιο παύει να λειτουργεί καμπτικά και μετατρέπεται σ' έναν ελκυστήρα ο οποίος κάμπτει τα στηρίγματά του. Το φορτίο, λοιπόν, έχει βρει μία δεύτερη διαδρομή, η οποία προσφέρει πολύ μεγαλύτερη αντίσταση. Εντέλει η κατασκευή αστοχεί σαν να ήταν καλώδιο.

Για την καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς του σθηθαιού δεν περιοριστήκαμε απλώς στην ανάλυση ενός μοντέλου, αλλά ελέγξαμε την επιρροή διαφόρων παραμέτρων στην τελική του απόκριση. Για κάθε μία παράμετρο πραγματοποιήθηκαν οι ίδιες αναλύσεις που έγιναν και για το βασικό μοντέλο. Η σύγκριση μεταξύ των παραμέτρων έγινε τόσο με τη χρήση των μεγίστων από τα αποτελέσματα που πήραμε μέσα από τις αναλύσεις, όσο και μέσα από τη σύγκριση των δρόμων ισορροπίας. Οι παράμετροι που ελέχθησαν παραπάνω είναι οι εξής:

- ✓ Ποιότητα χάλυβα ορθοστάτη και λεπίδας (Ενότητα 6.6).
- ✓ Δυσκαμψία ελατηρίων που τοποθετήθηκαν για να προσομοιώσουν τη συνέχεια της λεπίδας (Ενότητα 6.7).
- ✓ Πάχος λεπίδας (Ενότητα 6.8).
- ✓ Απόσταση ορθοστατών (Ενότητα 6.9).

Επίσης, έμμεσα στην παράγραφο 6.9.3 εξετάσαμε την επιρροή της θέσης του φορτίου, όπου δοκιμάσαμε ολόκληρο το φορτίο να ασκείται στη λεπίδα ή ένα ποσοστό του να ασκείται στους ορθοστάτες. Από την παραμετροποίηση αυτή βγάλαμε αρκετά χρήσιμα συμπεράσματα, τα οποία και περιγράφονται αναλυτικά στο τέλος κάθε ενότητας. Ωστόσο κοινό συμπέρασμα αποτελεί ότι για να μπορέσουμε να εξετάσουμε αν μία παράμετρος αυξάνει ή όχι την ευρωστία του σθηθαιού θα πρέπει να γνωρίζουμε το ρόλο που θα επιτελέσει αυτό και τι δύναμη σχεδιασμού προβλέπεται να παραλάβει.

Πέρα ωστόσο από τη δεύτερη γραμμή άμυνας που είναι το βασικό χαρακτηριστικό των σθηθαιών, ο φορέας αυτός είναι εξοπλισμένος και με άλλες αρχές της ευρωστίας. Καταρχάς, αποτελεί μία προστατευτική διάταξη

που στόχος του είναι να συγκρατήσει το προσπίπτον όχημα εντός του δρόμου, ακόμα και αν μετά τη σύγκρουση καταστεί ανίκανη να παραλάβει περαιτέρω φορτία και χρήζει αντικατάστασης (Παράγραφος 1.4.8). Επιπλέον, η βασική λειτουργία του στηθαίου στηρίζεται στη μεγάλη ολκιμότητα της λεπίδας του. Ωστόσο, η πλαστιμότητα, όπως έχουμε αναφέρει στο πρώτο κεφάλαιο, είναι άλλη μια στρατηγική που έχει υιοθετήσει η ευρωστία (Παράγραφος 1.4.5). Επίσης, να σημειώσουμε ότι τα στηθαία είναι από τις κατασκευές εκείνες που πριν βγουν στην αγορά υπόκεινται σε δοκιμές κάτω από πραγματικές συνθήκες (Παράγραφος 1.4.11).

Τέλος, μπορούμε να υποστηρίξουμε ότι τα στηθαία ασφαλείας διαθέτουν αλληλοκάλυψη μεταξύ των στοιχείων τους (Παράγραφος 1.4.4). Όπως είδαμε και από την εξέλιξη των παραμορφώσεων και των τάσεων που πήραμε από τις αναλύσεις, από τη στιγμή που ένας ορθοστάτης υπερφορτωθεί, το φορτίο αρχίζει μέσω της λεπίδας να διανέμεται και στους γειτονικούς ορθοστάτες. Με τον τρόπο αυτό, αυξάνεται η αντοχή του φορέα και εξασφαλίζεται η ανάληψη μεγαλύτερων φορτίων.

Κεφάλαιο 7^ο

Επίλογος-Συμπεράσματα-Μελλοντική εργασία

7.1 Επίλογος

Σκοπός της παρούσας εργασίας ήταν να γίνει μία γενική εισαγωγή στην έννοια της ευρωστίας. Ευρωστία καλείται η ικανότητα των κατασκευών να αντεπεξέρχονται σε σπάνια και κρίσιμα σενάρια χωρίς να εμφανίζουν βλάβες δυσανάλογες του αρχικού αιτίου. Αποτελεί μία ιδιότητα η οποία διαφέρει ανάλογα με τη φύση του φορέα και τους κινδύνους που τον απειλούν.

Στο κείμενο αυτό αρχικά έγινε μία παρουσίαση των βασικών αρχών αυτής της θεωρίας. Έπειτα, επιχειρήσαμε μέσα από τρία παραδείγματα, ξένα μεταξύ τους, να αναδείξουμε αυτές τις αρχές. Τα παραδείγματα τα οποία δοκιμάστηκαν ήταν ένα συνήθη τετραώροφο κτίριο γραφείων, μία προβλήτα ανοικτής θαλάσσης και ένα μεταλλικό στηθαίο ασφαλείας των οδών.

Στα πρώτα δύο παραδείγματα εφαρμόστηκε η μέθοδος «ανάλυση με απώλεια μίας στήριξης». Η μέθοδος αυτή είναι ιδιαίτερα διαδεδομένη στην προσπάθεια δημιουργίας μίας εύρωστης κατασκευής. Βασικό σκεπτικό της είναι ότι, επειδή ο αριθμός των κινδύνων που απειλούν μία κατασκευή είναι πολύ μεγάλος, δεν θα ασχοληθούμε με κάθε έναν ξεχωριστά, αλλά θα φροντίσουμε η κατασκευή να είναι σε θέση να αντεπεξέλθει στην κοινή επίπτωση των περισσοτέρων που είναι η ολική ή η μερική απώλεια ενός υποστυλώματος.

Με τον τρόπο αυτό η κατασκευή δεν εξασφαλίζεται μονάχα απέναντι στους κινδύνους που θα στερήσουν άμεσα ή έμμεσα ένα στήριγμα, όπως μία έκρηξη ή μία πυρκαγιά αντίστοιχα, αλλά είναι σε θέση να αντισταθεί σε οποιονδήποτε κίνδυνο. Ο φορέας, από τη στιγμή που είναι σε θέση να αναδιανείμει τα φορτία που του επιβάλλονται μετά την απώλεια μίας στήριξης, διαθέτει αρκετούς εναλλακτικούς δρόμους για την απόσβεση οποιασδήποτε φόρτισης.

Το τρίτο παράδειγμα κινείται σε μία τελείως διαφορετική κατεύθυνση σε σχέση με τα άλλα δύο. Τα στηθαία από τη φύση τους είναι κατασκευές που είναι εξοπλισμένες με τις βασικές αρχές της ευρωστίας. Έτσι λοιπόν στόχο μας, τον οποίο και επιτύχαμε μέσα από τις αναλύσεις, ήταν να αναδείξουμε τα εύρωστα αυτά στοιχεία. Επιπρόσθετα, προσπαθήσαμε μέσα από μία σειρά αναλύσεων να συμπεράνουμε το μέγεθος επιρροής της κάθε παραμέτρου στην τελική απόκριση του στηθαίου.

7.2 Συμπεράσματα

Η εργαλειοθήκη, για την αντιμετώπιση του προβλήματος της ευρωστίας, είναι προικισμένη με πολλές στρατηγικές, οι οποίες σε πολλές περιπτώσεις αφήνουν πολλές επιλογές ανοικτές. Αυτό φυσικά αποτελεί ένα κλασσικό πρόβλημα βελτιστοποίησης, ώστε να επιλεγούν αυτές με τη μέγιστη αποδοτικότητα. Ωστόσο, η επιλογή μπορεί να βασιστεί μόνο σε υποκειμενικά κριτήρια και την εμπειρία του μηχανικού, λόγω της αβεβαιότητας που κρύβουν τα σενάρια κινδύνου που εξετάζονται.

Η αναγκαιότητα εφαρμογής της ευρωστίας έγινε κατανοητή από το μεγάλο πλήθος αστοχιών που θα είχαν αποφευχθεί αν εξ' αρχής οι κατασκευές είχαν εξοπλιστεί μ' αυτές τις στρατηγικές. Περιπτώσεις όπως η κατάρρευση του Ronan Point ή των διδύμων πύργων, όπως περιγράψαμε, δεν θα είχαν συμβεί αν οι αντίστοιχοι κανονισμοί είχαν υιοθετήσει τις αρχές της ευρωστίας. Όπως χαρακτηριστικά είδαμε, μπορούμε να εξασφαλίσουμε όλων των ειδών τους φορείς έναντι ενός μεγάλου αριθμού κινδύνων με μικρή αύξηση του συνολικού κόστους κατασκευής. Βέβαια κάθε φορέας είναι μία διαφορετική περίπτωση και χρήζει ξεχωριστής αντιμετώπισης.

Η σχεδίαση της κατασκευής έτσι ώστε να αντεπεξέλθει σ' αυτό το ευρύ φάσμα σεναρίων, μπορεί να γίνει με διάφορα είδη αναλύσεων. Οι αναλύσεις αυτές μπορεί να κυμαίνονται από μία απλή στατική γραμμική ανάλυση, όπου το αίτιο αναπαρίσταται από μία συγκεντρωμένη δύναμη έως μία πολύπλοκη δυναμική, όπου ο κίνδυνος προσομοιώνεται με ακρίβεια. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας και όχι μόνο, καταλήξαμε ότι βέλτιστη μορφή ανάλυσης θα ήταν μία μη γραμμική, υλικού και γεωμετρίας, με τη «μέθοδο απώλειας στήριξης», που θα αφηφούσε το δυναμικό χαρακτήρα του προβλήματος.

Βασιζόμενοι σ' αυτό το είδος αναλύσεων, προχωρήσαμε σε τρία διαφορετικά παραδείγματα. Στην πρώτη περίπτωση, που όπως είδαμε επρόκειτο για ένα συνήθη κτίριο γραφείων, με τη βοήθεια της ανάλυσης αυτής αποδείξαμε την ανεπάρκεια των σύγχρονων κανονισμών έναντι όλων των κινδύνων που θα στερούσαν στην κατασκευή ένα υποστύλωμα, είτε αυτό διαθέτει αμφιαθρωτές είτε αμφίπακτες συνδέσεις.

Προχωρήσαμε στη βελτίωση της κατασκευής με διάφορους εναλλακτικούς τρόπους και αποδείξαμε ότι η εξασφάλιση της ευρωστίας μπορεί να επιτευχθεί με μικρή αύξηση του συνολικού κόστους της κατασκευής ακόμα και αν πρόκειται για ένα μικρό τυπικό κτίριο. Με τον τρόπο αυτό, μπορούμε να δημιουργήσουμε φορείς που είναι ανθεκτικοί σε φορτία αρκετά μεγάλα και σπάνια. Μπορεί η πιθανότητα μία τέτοια κατασκευή να φορτιστεί με φορτία διαφορετικά απ' αυτά του κανονισμού να μην είναι πολύ μεγάλη, αλλά μ' αυτόν τον τρόπο προσδίδουμε σημαντική αξία στο φορέα μας.

Στη συνέχεια, μελετώντας το παράδειγμα της προβλήτας συμπεράναμε ότι η εφαρμογή της ευρωστίας και σε έργα μεγάλης κλίμακας είναι πολύ απλή, συμβάλλοντας σημαντικά στην ανθεκτικότητα και στην τελική αντοχή του φορέα. Ομοίως και σ' αυτό το παράδειγμα εφαρμόσαμε τη «μέθοδο απώλειας στήριξης» με τη βοήθεια μη γραμμικής ανάλυσης. Μέσα από τις εναλλακτικές λύσεις που προτείναμε, καλύψαμε όλες τις πιθανές ανάγκες του κυρίου του έργου, ενώ στις περισσότερες απ' αυτές τις περιπτώσεις, η αύξηση του τελικού κόστους ήταν ασήμαντη μπροστά στη βελτίωση της ποιότητας της κατασκευής.

Τέλος, με τη βοήθεια του τρίτου παραδείγματός, που ήταν ένα μεταλλικό στηθαίο ασφαλείας των οδών, αναδείξαμε τον τρόπο με τον οποίο εφαρμόζεται μία από τις σημαντικότερες στρατηγικές της ευρωστίας, που είναι η δεύτερη γραμμή άμυνας. Αποδείξαμε ότι τα μεταλλικά στηθαία πράγματι διαθέτουν αυτήν τη στρατηγική και δικαίως θεωρούνται το πιο προσιτό παράδειγμα για την ανάδειξή της. Επίσης, αποδείξαμε ότι η δεύτερη γραμμή άμυνας, στην περίπτωση αυτών των φορέων, επηρεάζεται σημαντικά από την ποιότητα του χάλυβα, την απόσταση των ορθοστατών και σε μικρότερο βαθμό από το πάχος της λεπίδας. Αντίθετα, πολύ μικρή έως και μηδενική αποδείχθηκε ότι είναι η επιρροή του μήκους του στηθαίου, αφού έχει τοποθετηθεί ένα ελάχιστο μήκος. Τέλος, παρόμοια ήταν η απόκριση της κατασκευής είτε το όχημα πέσει πρώτα πάνω σε ορθοστάτη είτε σε κάποιο φάτνωμα της λεπίδας.

7.3 Μελλοντική εργασία

Το παρόν κείμενο αποτελεί μία πρώτη γενική εισαγωγή στον πολύπλοκο θεσμό της ευρωστίας. Για το λόγο αυτό, έγιναν αρκετές απλοποιήσεις στην προσπάθειά μας να καταλάβουμε πρώτα τον τρόπο με τον οποίο λειτουργεί αυτή η ιδιότητα των κατασκευών. Οι απλοποιήσεις αυτές, οι οποίες έγιναν, μπορεί να επηρέασαν σημαντικά τα τελικά μας συμπεράσματα. Για το λόγο αυτό, σε μελλοντικές εργασίες θα πρέπει να διερευνηθεί κατά πόσο αυτές οι απλοποιήσεις δικαίως υιοθετήθηκαν.

Η σημαντικότερη απ' αυτές τις απλοποιήσεις ήταν η αγνόηση του δυναμικού χαρακτήρα των προβλημάτων μας. Σ' όλα τα παραδείγματά μας, το σενάριο με το οποίο ελέχθησαν, έκρυβε μέσα του ένα καθαρό δυναμικό φαινόμενο. Σε μελλοντικές εργασίες θα μπορούσε να επιλεγεί ένα εξ' αυτών των παραδειγμάτων και να ελεγχθεί με τη βοήθεια μίας μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης, τα αποτελέσματα της οποίας θα συγκριθούν με τα αποτελέσματα της παρούσας εργασίας. Πέρα απ' αυτό ενδιαφέρον θα είχε και η προσπάθεια ποσοτικοποίησης της ευρωστίας, της συγκεκριμένης κατασκευής, με έναν από τους τρόπους που περιγράψαμε στο πρώτο κεφάλαιο του παρόντος κειμένου.

Βιβλιογραφία

Αναφορές στο κείμενο

- [1] Agarwal, J., England, J. C., Blockley, D. I., *Vulnerability Analysis of Structures*, *Structural Engineering International*, 16(2), JCSS and IABSE Workshop on Robustness of Structures, pp. 124-128, 2006.
- [2] Baker, J.W., Schubert, M., Faber, M.H., *On the Assessment of Robustness*, *Structural Engineering International*, 30(3), pp 253-267, 2008.
- [3] Beckett, T., *Part 5: pier and impact protection system*, *Structural Engineer*, 79(2), January 2001.
- [4] Borovinsek, M., Vesenjok, M., Ulbin, M., Ren, Z., *Simulation of Crash Tests for High Containment Levels of Road Safety Barriers*, *Engineering Failure Analysis* 14, pp 1711-1718, April 2007.
- [5] Branco, J., Neves, L., *Earthquakes and Robustness for Timber Structures*, Joint Workshop of Cost Actions TU0601 and E55, pp 193-200, 2009.
- [6] Burgess, I.W., *the Influence of Connections on the Robustness of Composite Structures in Fire*, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield, S1 3JD, UK, 2010.
- [7] Damgaard Larsen, O., *Ship Collision with Bridges, Protection Measures*, *Structural Engineering Documents No. 4*, IABSE, April 1993.
- [8] Department of Defense, (DOD), *Design of Buildings to Resist Progressive Collapse*, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, 25 January, 2005.
- [9] Ellingwood, B. R., Smilowitz, R. & Dusenberry, D. O. *Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings*, National Institute of Standards and Technology, 2007.
- [10] Ellingwood, B.R., *Strategies for mitigating risk to buildings from abnormal load events*, *Int. J. of Risk Assessment and Mgt.*, 2006.
- [11] Ellingwood, B.R., Dusenberry, D.O., *Building Design for Abnormal Loads and Progressive Collapse*, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 20, pp 194-205. 2005.
- [12] EN 1317-2, *Part 2: Performance Classes, Impact Test Acceptance Criteria and Test Methods for Safety Barriers, Road restraint systems*, 1998.
- [13] Finite element model archive (World Wide Web), FHWA/NHTSA National crash analysis center, <http://www.ncac.gwu.edu/vml/models.html>, 26.6.2010.
- [14] Frangopol, D.M., Curley, J.P., *Effects of damage and redundancy on structural reliability*, *Journal of structural engineering*, New York, 113(7), pp 1533–1549, 1997.
- [15] General Services Administration (GSA), *Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects*, June 2003.
- [16] Gluwer, H., Olsen, D., *Ship Collision Analysis*, Cowi, Balkema Rotterdam 1998.
- [17] Gucma, L., *Methods of Ship-Bridge Collision Safety Evaluation*, R&RATA # 2(13) part 1, Vol. 2, June, 2009.

- [18] Gulvanessian, H., Vrouwenvelder, T., *Robustness and the Eurocodes*, Structural Engineering International, 16(2), pp 167-171, 2006.
- [19] Knoll, F., Vogel, T., *Design for Robustness*, Structural Engineering Documents No. 11, IABSE, 2009.
- [20] Knott, M., *Pier Protection System for the Sunshine Skyway Bridge Replacement*, Proceedings at 3rd Annual International Bridge Conference, Pittsburgh, PA, 1986.
- [21] Marchand, K.A., Alfawakhiri, F., *Blast and Progressive Collapse*, Facts for Steel Building, 2, AISC, 2004.
- [22] Minorsky, V.U., *An Analysis of Ship Collision with Reference to Protection of Nuclear Power Plants*, Journal of Ship, Research 3, (1959).
- [23] Natzschka H., *Strassenbau, Entwurf und Bautechnik*, B.G., Teubner, Stuttgart 1997.
- [24] Nielsen, S. R. K., *Vibration Theory, 3rd edn*, Aalborg tekniske Universitetsforlag, 2004.
- [25] Pate-Cornell, E., *Quantitative Safety Goals for Risk Management of Industrial Facilities*, Structure Safety, pp 145–157, 1994.
- [26] Qingdao, *Procedure fender system*, Qingdao Eversafe Marline Engineering CO., LTD, <http://www.eversafe-marine.com>, 2011.
- [27] Ren, Z., Vesenjaj, M., *Computational and Experimental Crash Analysis of the Road Safety Barrier*, Engineering Failure Analysis 12, pp 963-973, April 2005.
- [28] Scott, D., Lane, B., Gibbons, C., *Fire Induced Progressive Collapse*, Arup NY, 2003.
- [29] Smith, J.W., *Structural Robustness Analysis and the Fast Fracture Analogy*, Structural Engineering International, 16(2), pp 118-123, 2006.
- [30] Sørensen, J.D., Christensen H.H., *Danish Requirements to Robustness of Structures Background and Implementation*, Engineering International, 16(2), pp 129-136, 2006.
- [31] Starossek, U., *Progressive Collapse of Structure: Nomenclature and Procedures*, Structural Engineering International, 16(2), pp 113-117, 2006.
- [32] Svensson H., *Protection of bridge piers against ship collision*, Ernst, Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, Steel Construction 2, No. 1, 2009.
- [33] Tabiei, A., Wu, J., *Roadmap for crashworthiness "Finite element simulation of roadside safety structures*, Finite Elements in Analysis and Design 34, pp 145-157, 2000.
- [34] Tomlinson, M.J., *The structural design of piles and pile groups*, Pile Design and Construction Practice, Charter 7, pp 272- 411, 2008.
- [35] Vlassis, A.G., Izzuddin, B.A., Eghazouli, A.Y., Nethercot D.A., *Design-Oriented Progressive Collapse Assessment of Steel Framed Buildings*, Structural Engineering International, 9(2), pp 129-136, 2006.
- [36] Wada, A., Ohi. K., Suzuki, H., Kohno, M., Sakumoto, Y., *A Study on the Collapse Control Design Method for High-Rise Steel Buildings*, Structural Engineering International, 16(2), pp 137-141, 2006.
- [37] Wang L., Yang, L., Huang, D., Zhang, Z., Chen, C., *An Impact Dynamics Analysis on a New Crashworthy Device Against Ship–Bridge Collision*, International Journal of Impact Engineering, 35, pp 895-904, 2008.
- [38] Wikipedia, *The Free Encyclopedia*, http://en.wikipedia.org/wiki/Main_Page, 2011.

- [39] Woisin, G., *Die Kollisionsversuche der GKSS (The Collision Tests of the GKSS)*, Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft, Vol. 17, Berlin, Heidelberg, New York, pp.465–487, 1976.
- [40] Βάγιας, Ι., Ερμόπουλος, Ι., Ιωαννίδης, Γ., *Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα*, Κλειδάριθμος, Αθήνα, 2008.
- [41] Βασιλείου Κ., *Εφελκυσμός*, Σημειώσεις Εργαστηρίου Μηχανικής 2, 2011.
- [42] Γραμματικού, Σ.Ε., Χολέβας Σ., *Εφαρμογή Μεθόδων Σεισμικής Μόνωσης σε Υφιστάμενες Κατασκευές*, 17^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών, Πάτρα, Φεβρουάριος 20011.
- [43] Κάρλος, Β., Σηπλιόπουλος, Α., Βάγιας, Ι., *Prediction of Ductile/Brittle Failure of Steel Welded Beam to-Column Joints Under Cyclic Loading*, 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας 5–7 Νοεμβρίου, 2008.
- [44] Μέμος Κ., *Εισαγωγή στα Λιμενικά Έργα*, Συμμετρία, Αθήνα 2008.
- [45] Παπανίκος, Κ., *Ενίσχυση Υφισταμένων Κατασκευών Με Σεισμική Μόνωση*, 15^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών, Πάτρα, Φεβρουάριος 2009.

Λοιπή βιβλιογραφία

- AASHTO, *Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., 1991.
- Ballio G., Castiglioni, C.A., *Seismic Behavior of Steel Sections*, J. Construct. Steel Research 29, pp 21-54, 1994.
- Bank, L.C., Gentry, T.R., *Development of a Pultruded Composite Material Highway Guardrail*, Composites: Part A 32, pp 1329-1338, 2001.
- Bui, L. H., *Static Versus Dynamic Structural Response Of Bridge Piers To Barge Collision Loads*, Master Thesis, University of Florida, 2005.
- Byfield, M.P., De Matteis G., Dinu F., *Robust Design of Steel Framed Buildings Against Extreme Loading*, COST C26: Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events Praha, March , 2007.
- Chen, W.F., Duan, L., *Bridge Engineering: Substructure Design*, Taylor and Francis Group, LLC, 2003.
- Consolazio, G.R., *Vessel Crushing and Structural Collapse Relationships for Bridge Design*, Final report, University of Florida, August 2010.
- Davids, W.G., Botting, J.K., Peterson, M., *Development and Structural Testing of a Composite Reinforced Timber Highway Guardrail*, Construction and Building Materials 20, pp 733–743, 2006.
- Ellingwood, B.R., *Mitigating Risk from Abnormal Loads and Progressive Collapse*, Journal Of Performance of Constructed Facilities, ASCE, pp 315-323, November 2006.
- Gerasimidis, S., Baniotopoulos, C.C., *Disproportionate Collapse Analysis of Cable-stayed Steel Roofs for Cable Loss*, International Journal of Steel Structures, 11(1), 2011.
- Gerasimidis, S., Baniotopoulos, C.C., *Steel moment frames column loss analysis: The influence of time step size*, Journal of Constructional Steel Research, 67 pp 557–564, 2011.
- Gerasimidis, S., Eythymiou, E., Baniotopoulos, C.C., *On the Application of Robustness Criteria to Steel Lattice Masts*, Pollack Periodica, 4, 2009.

- Hong, L., Amadahl, J., *Crushing Resistance of Web Girders in Ship Collision and Grounding*, Marine Structures 21 pp 374–401, 2008.
- Itoh, Y., Liu, C., Kusama, R., *Dynamic simulation of collisions of heavy high-speed trucks with concrete barriers*, Chaos, Solitons and Fractals 34, pp 1239–1244, 2007.
- Jones N., *On The Collision Protection Of Ships*, Nuclear Engineering and Design 38, pp 229-240, 1976.
- Kim, J., Park, J., *Design Of Steel Moment Frames Considering Progressive Collapse*, Steel and Composite Structures, Vol. 8, No. 1, pp 85-98, 2008.
- Kim, J., Park, J.H., Lee, T.H., *Sensitivity analysis of steel buildings subjected to column loss*, Engineering Structures 33, pp 421–432, 2011.
- Knott, M.: *Pier Protection System for the Sunshine Skyway Bridge Replacement*, Proceedings at 3rd Annual International Bridge Conference, Pittsburgh, PA, 1986.
- Larsen, O.D., *Ship Collision with Bridges*, IABSE Structural Engineering Documents 4, 1993.
- Laura, P.A.A., Nava, L.C., *An Economic Device for Protecting Bridge Piers Against Ship Collisions*, Technical Note, Institute of Applied Mechanics, 1981.
- Lu, D.G., Cui, S.S., Song, P.Y., Chen, Z. H., *Robustness Assessment for Progressive Collapse of Framed Structures using Pushdown Analysis Method*, 4th International Workshop on Reliable Engineering Computing, 2010.
- Maes, M.A., Fritszons, K.E., Głowienka, S., *Structural Robustness in the Light of Risk and Consequence Analysis*, Structural Engineering International, 16(2), pp 101-107, 2006.
- Nair, S.R., *Progressive Collapse Basics*, The Steel Conference, March 2004.
- Pederson, P.T., *Review and application of ship collision and grounding analysis procedures*, Marine Structures 23 pp 241–262, 2010.
- Pederson, P.T., *Ship Impacts: Bow Collisions*, Proceedings from the Third International Symposium on Structural Crashworthiness and Failure, University of Liverpool, 1993.
- Prucz, Z., *Bridge Design for Marine Vessel Collision*, Louisiana Transportation Engineering Conference, 2007.
- Reid, J.D., Kuipers, B.D., Sicking, D.L., Faller, R.K., *Impact performance of W-beam guardrail installed at various flare rates*, International Journal of Impact Engineering, 36 pp 476-485, 2009.
- Rod, A.F., Zahrai, S.M., *Robustness Estimation of Impact Damper Due to Earthquake Excitation*, 2006.
- Saul, R., Humpf, K., Patsch, A., *Bridge Protection System For The Rosario Victoria Bridge Across The River Paraná In Argentina*, International Conference on Innovation and Sustainable Development of Civil Engineering in the 21st Century, 2011.
- Saul, R., Humpf, K., *The Contribution of Latin America to the Development of Long Span Bridges*, 2008.
- Saul, R., Svensson, H., *Zum Schutz von Brückenpfeilern gegen Schiffsanprall (On the Protection of Bridge Piers against Ship Collision)*, Die Bautechnik 58, Vol. 10, pp. 326–335, 1981.
- Sørensen, J.D., *Framework For Robustness Assessment Of Timber Structures*, Engineering Structures, 2011.
- Takewaki, I., ASCE, M., *Seismic Critical Excitation Method for Robust Design: A Review*, Journal Of Structural Engineering, pp 886-872, May 2002.
- Val, V.V., Val, E.G., *Robustness of Frame Structure*, Structural Engineering International, 16(2), pp 108-112, 2006.

Vlassis, A.G., Izzuddin, B.A., Eghazouli, A.Y., Nethercot D.A., *Progressive Collapse of Multi-Storey Buildings due to Sudden Column Loss*, Engineering Structures 30, pp 1308-1318, 2008.

Vrouwenvelder, T., *Stochastic Modeling Of Extreme Action Events In Structural Engineering*, Probabilistic Engineering Mechanics 15, pp 109–117, 2000.

Weight, A.J., *Critical Analysis Of The Great Belt East Bridge, Denmark*, Proceedings of Bridge Engineering 2 Conference, , University of Bath, Bath, UK, April 2009.

Wright P., *Highway Engineering*, John Willey, New York 1996.

Wu, W., Thomson, R., *A study of the Interaction Between a Guardrail Post and Soil During Quasi-Static and Dynamic Loading*, International Journal of Impact Engineering, 34 pp 883-898, 2007.

Yagi, S., Kumamoto, H., Muragishi, O., Takaoka, Y., Shimoda, T., *A study on collision buffer characteristic of sharp entrance angle bow structure*, Marine Structures 22 pp 12–23, 2009.

Νικηφοριάδης Α., *Συστήματα αναχαίτισης οχημάτων σε Οδούς-Πεδίο εφαρμογής και κριτήρια επιλογής*, 1ο Πανελλήνιο Συνέδριο Οδοποιίας, Λάρισα, 4-7 Οκτωβρίου 1995.

Τσουκαντάς, Σ., Κρεμμυδά, Γ., Κριθάρης Α., *Possible causes of collapse of a precast industrial building under the earthquake of 7th September 1999*, 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας 5–7 Νοεμβρίου, 2008.

