



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Δομοστατικός Σχεδιασμός Υψηλών Κτηρίων

**Αβαρικιώτη Γεωργία
Μπαχλαβάς Εμμανουήλ**

Επιβλέποντες:

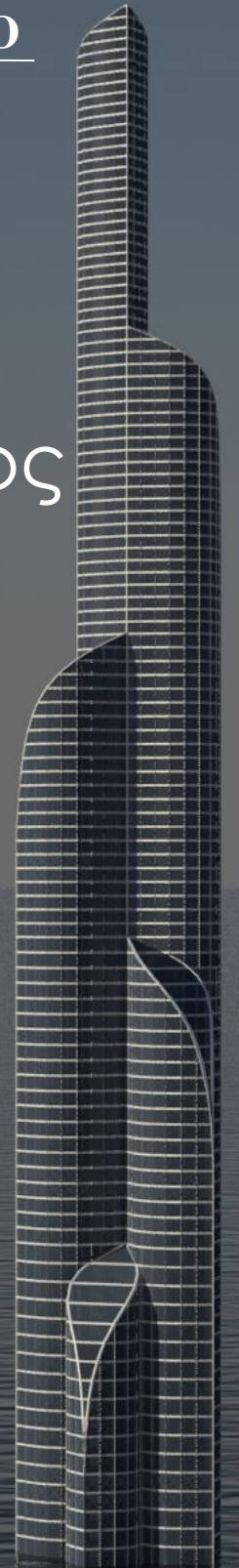
Ι. Βάγιας

Φ. Καρυδάκης

Διπλωματική Εργασία

Αθήνα, Ιανουάριος 2014

ΕΜΚ ΔΕ 2014/01



Αβαρικιώτη Γ., Μπαχλαβάς Ε. (2014).
Δομοστατικός σχεδιασμός υψηλών κτηρίων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2014/01
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Avarikioti G., Bachlavas E. (2014).
Structural design of high-rise buildings
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2014/01
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Copyright © Αβαρικιώτη Γεωργία, Μπαχλαβάς Εμμανουήλ, 2014
Με επιφύλαξη κάθε δικαιώματος. All rights reserved.

"Όποιο κι αν είναι το μέλλον τους, στο χάραμα της ζωής τους οι άνθρωποι ψάχνουν ένα ευγενικό όραμα για την ανθρώπινη φύση και τη δυναμική της ζωής".

AÿN PANT

Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη.....	13
Abstract	14
Ευχαριστίες	15
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Επισκόπηση	16
1.1 Εισαγωγή	16
1.2 Οργάνωση κειμένου	17
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Χαρακτηριστικά δομικά συστήματα υψηλών κτηρίων	18
2.1 Εισαγωγικά στοιχεία.....	18
2.1.1 Συστήματα δαπέδων	18
2.1.2 Συστήματα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων	19
2.1.3 Συστήματα παραλαβής των πλευρικών φορτίων	19
2.1.4 Συνδέσεις-κόμβοι	20
2.1.5 Συστήματα απόσβεσης	21
2.1.6 Συμπεράσματα.....	21
2.2 Moment Resisting Frame (Καμπτόμενα Πλαίσια)	25
2.2.1 Εισαγωγή στο Καμπτόμενο πλαίσιο	25
2.2.2 Στατική Ανάλυση	26
2.2.3 Εφαρμογές του δομικού συστήματος	26
2.3 Shear Wall-Frame System (Διατμητικό Πλαίσιο).....	29
2.3.1 Εισαγωγή στο Διατμητικό Πλαίσιο	29
2.3.2 Στατική Ανάλυση	29
2.3.3 Κύρια Χαρακτηριστικά	30
2.3.4 Εφαρμογές του δομικού συστήματος	30
2.4 Braced Tube with or without Outriggers and Belt Truss (Ενισχυμένο Σωληνοειδές Σύστημα με ή χωρίς Ζυγιστάτες και Ζώνες Περίσφιξης).....	31
2.4.1 Εισαγωγή στο δομικό σύστημα	31
2.4.2 Κύρια Χαρακτηριστικά	31
2.4.3 Στατική Ανάλυση	31
2.4.4 Braced Tube with Outriggers and Belt Trusses (Ενισχυμένο Σωληνοειδές Σύστημα με Ζυγιστάτες και Ζώνες Περίσφιξης)	33
2.4.5 Εφαρμογές του δομικού συστήματος	34
2.5 Framed Tube (Σωληνοειδές πλαίσιο).....	36
2.6 Tube-in-Tube (Σωλήνας σε Σωλήνα)	38
2.7 Bundled Tube (Δεσμοποιημένα Σωληνοειδή Συστήματα)	39
2.8 Superframe Structures (Υπερπλαίσια).....	41
2.8.1 Εισαγωγή στο δομικό σύστημα	41
2.8.2 Κύρια χαρακτηριστικά	41
2.8.3 Στατική Ανάλυση	42
2.8.4 Εφαρμογές του δομικού συστήματος	43
2.9 The Buttressed Core (Αντιστηριζόμενος πυρήνας)	44
2.9.1 Εισαγωγή στο δομικό σύστημα	44
2.9.2 Κύρια χαρακτηριστικά	44
2.9.3 Στατική Ανάλυση	45
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Άνεμος	47
3.1 Εισαγωγή	47

3.2	Η επίδραση του ανέμου στις υψηλές κατασκευές	47
3.2.1	Υπολογισμός φορτίων ανέμου.....	49
3.2.2	Ισοδύναμο Στατικό Φορτίο	52
3.2.3	Διαμήκες και εγκάρσιο φορτίο ανέμου	53
3.2.4	Κριτήρια σχεδιασμού υψηλών κτηρίων έναντι ανέμου	55
3.2.5	Η ανθρώπινη αντίληψη στην κίνηση.....	56
3.3	Πραγματικά στοιχεία ανέμου στην περιοχή του Ελληνικού.....	57
3.3.1	Σημείο A - συντεταγμένες 37.90.23.75	58
3.3.2	Σημείο C - συντεταγμένες 37.85.23.75	63
3.3.3	Συμπεράσματα.....	68
3.4	Προσομοίωση αεροσύραγγας στο πρόγραμμα Falcon Project.....	68
3.4.1	Τετραγωνικό σχήμα.....	69
3.4.2	Bundled Tube	70
3.4.3	Σύλληψη, σχεδιασμός και μελέτη ενός πρωτότυπου αεροδυναμικού σχήματος	71
3.4.4	Συμπεράσματα.....	73
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Ανάλυση και διαστασιολόγηση με χρήση του SAP2000 για το Τετραγωνικό μοντέλο και το Bundled Tube.		75
4.1	Επισκόπηση	75
4.2	Τετραγωνικό μοντέλο – Υπερπλαίσιο.....	75
4.2.1	Δομικό Σύστημα.....	75
4.2.2	Υλικά.....	77
4.2.3	Φορτία και Συνδυασμοί Φορτίσεως	79
4.2.4	Προσομοίωση και Διαστασιολόγηση Δομικών Στοιχείων	80
4.2.5	Συνεισφορά Ζωνών Περίσφιξης και Ζυγοστατών	99
4.2.6	Προμέτρηση & Προϋπολογισμός.....	100
4.3	Bundled Tube	101
4.3.1	Δομικό Σύστημα.....	101
4.3.2	Υλικά.....	104
4.3.3	Φορτία και Συνδυασμοί Φορτίσεως	104
4.3.4	Προσομοίωση και Διαστασιολόγηση Δομικών Στοιχείων	105
4.3.5	Συνεισφορά Ζωνών Περίσφιξης.....	115
4.3.6	Προμέτρηση & Προϋπολογισμός.....	115
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Εισαγωγή σε ένα νέο στατικό μοντέλο		117
5.1	Επιλογή δομικού συστήματος.....	117
5.2	Προμελέτη.....	118
5.2.1	Σύστημα Δαπέδου	118
5.2.2	Δευτερεύουσες Δοκοί.....	119
5.2.3	Περιμετρικές Δοκοί.....	124
5.2.4	Υποστυλώματα.....	125
5.2.5	Τοιχία και συζευγμένες δοκοί	128
5.3	Προσομοίωση στο SAP2000.....	131
5.3.1	Υλικά.....	131
5.3.2	Προσομοίωση Δομικών Στοιχείων	131
5.3.3	Συνδυασμοί Φορτίσεων	137
5.4	Μελέτη - Διαστασιολόγηση διατομών στο SAP2000	137
5.4.1	Δευτερεύουσες δοκοί.....	139
5.4.2	Περιμετρικές δοκοί.....	146
5.4.3	Συζευγμένες δοκοί.....	147
5.4.4	Υποστυλώματα.....	149
5.4.5	Στοιχεία κεκλιμένης οροφής.....	153
5.4.6	Τοιχία	155
5.4.7	Ζώνες περίσφιξης και χιαστί σύνδεσμοι.....	157
5.4.8	Γενικά στοιχεία και συμπεράσματα.....	159

5.5	Συνδέσεις.....	160
5.6	Προμέτρηση και προϋπολογισμός	167
5.7	Η αναδόμηση του Ελληνικού – Εφαρμογή του ουρανοξύστη	170
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Επίλογος		174
6.1	Σύνοψη και συμπεράσματα	174
6.2	Μελλοντικές επεκτάσεις	176
Βιβλιογραφία.....		178
Παράρτημα Α.....		A-1
Παράρτημα Β.....		B-1

Πίνακας εικόνων

Εικόνα 2.1 : Συστήματα δαπέδων.....	19
Εικόνα 2.2 : Συστήματα παραλαβής πλευρικών φορτίων	20
Εικόνα 2.3 : Τύποι συνδέσεων	20
Εικόνα 2.4 : Μάζα απόσβεσης	21
Εικόνα 2.5 : Φαινόμενο διατμητικής παραμόρφωσης	23
Εικόνα 2.6 : Μεταλλικά δομικά συστήματα και συστήματα από οπλισμένο σκυρόδεμα	24
Εικόνα 2.7 : Home Life Insurance Company, Chicago 1884	27
Εικόνα 2.8 : Marshall Field Warehouse, Chicago 1887	28
Εικόνα 2.9 : Monadnock Building, Chicago 1891	28
Εικόνα 2.10 : Λειτουργία προβόλου.....	29
Εικόνα 2.11 : Αριστερά - 77 West Wacker Drive στο Chicago, USA, 50 ορόφους και ύψος 203,6μ.....	30
Εικόνα 2.12 : Τυπικές μορφές Ενισχυμένων πλαισίων	32
Εικόνα 2.13 : Σύστημα δικτύωματος με Ζυγοστάτες και Ζώνες Περίσφιξης	33
Εικόνα 2.14 : Ενισχυμένος πυρήνας με Ζώνες Περίσφιξης	34
Εικόνα 2.15 : Αριστερά Bank of China Tower, Hong Kong. Δεξιά Empire State Building, New York.....	35
Εικόνα 2.16 : John Hancock Centre, Chicago, USA	35
Εικόνα 2.17 : Σχέδιο και κάτοψη του John Hancock	36
Εικόνα 2.18 : The Plaza on DeWitt ή Two Shell Plaza, Chicago, USA.....	37
Εικόνα 2.19 : Aon Center, Chicago, USA.....	37
Εικόνα 2.20 : World Trade Center, New York, U.S.A.....	38
Εικόνα 2.21 : Κάτοψη του Sears Tower.....	40
Εικόνα 2.22 : Sears Tower, Chicago, 1973	40
Εικόνα 2.23 : Παραπάνω απεικονίζεται μια ιδανική διαγωνοποίηση της κατασκευής, χρησιμοποιώντας ένα αρθρωτό διαγώνιο πλέγμα, στο οποίο τα δομικά στοιχεία κατά μήκος του ανοίγματος αφαιρούνται. Στην εικόνα αυτή παρουσιάζεται μια 80-όροφη ιδεατή κατασκευή στην απλούστερη γραμμική μορφή της	42
Εικόνα 2.24 : Απεικονίζεται μια μελέτη βασισμένη στο δομικό σύστημα του Υπερπλαισίου για έναν ουρανοξύστη 655 μέτρα, 170 ορόφων και επιφάνειας 706.000 τ.μ.....	42
Εικόνα 2.25 : Taipei 101, Taiwan	43
Εικόνα 2.26 : Burj Khalifa, Dubai, United Arab Emirates	44
Εικόνα 2.27 : Κάτοψη του Burj Khalifa.....	46
Εικόνα 3.1 : Δίνες γύρω από μια τυπική κατασκευή.....	48
Εικόνα 3.2 : Αεροσύραγμα	51
Εικόνα 3.3 : Διαμήκες και εγκάρσιο φορτίο ανέμου	53
Εικόνα 3.4 : Διασκορπισμός δινών.....	55
Εικόνα 3.5 : Μεταβλητό ύψος ανέμου	57
Εικόνα 3.6 : Συντεταγμένες σημείων μετρήσεως	58
Εικόνα 3.7 : Wind Rose στα 10μ.....	61
Εικόνα 3.8 : Wind Rose στα 40μ.....	61
Εικόνα 3.9 : Wind Rose στα 80μ.....	62
Εικόνα 3.10 : Wind Rose στα 120μ.....	62
Εικόνα 3.11 : Wind Rose στα 180μ.....	63
Εικόνα 3.12 : Wind Rose στα 10.....	66
Εικόνα 3.13 : Wind Rose στα 40μ.....	66
Εικόνα 3.14 : Wind Rose στα 80μ.....	67
Εικόνα 3.15 : Wind Rose στα 120μ.....	67
Εικόνα 3.16 : Wind Rose στα 180μ.....	68
Εικόνα 3.17 : Συντελεστής οπισθέλκουσας συναρτήσει σχήματος.....	69
Εικόνα 3.18 : Πιέσεις ανέμου στις 0° στο τετραγωνικό μοντέλο	70
Εικόνα 3.19 : Πιέσεις ανέμου στις 0° στο Bundled Tube για άνεμο στις 90°	70
Εικόνα 3.20 : Κάτοψη ουρανοξύστη.....	71
Εικόνα 3.21 : Τρισδιάστατο σχέδιο ουρανοξύστη.....	72
Εικόνα 3.22 : Πιέσεις ανέμου στις 0° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 0°	73
Εικόνα 4.1 : Κάτοψη Υπερπλαισίου.....	76
Εικόνα 4.2 : Ελευθερώσεις κόμβων ορόφου Υπερπλαισίου	76

Εικόνα 4.3	: Ποιότητες σκυροδέματος C35/45 και C80/95.....	77
Εικόνα 4.4	: Ποιότητα σκυροδέματος C90/105.....	78
Εικόνα 4.5	: Χάλυβας S355 για πάχη μικρότερα και μεγαλύτερα των 40mm	78
Εικόνα 4.6	: Κατανεμημένο φορτίο ανέμου	79
Εικόνα 4.7	: Συνδυασμοί φόρτισης	80
Εικόνα 4.8	: Μέγιστη μετατόπιση 1,0066μ. από το συνδυασμό G+W+0.7Q.....	83
Εικόνα 4.9	: Ιδιομορφική απόκριση κατασκευής	83
Εικόνα 4.10	: Αναλογία μέγιστων εντατικών μεγεθών/αντοχής διατομών για όλη την κατασκευή	84
Εικόνα 4.11	: Αναλογία εντατικών μεγεθών/αντοχής διατομών για τη βάση της κατασκευής.....	84
Εικόνα 4.12	: Πλάκα σκυροδέματος 12εκ	85
Εικόνα 4.13	: Αναλογία αστοχίας (failure ratio) χιαστί συνδέσμων.....	85
Εικόνα 4.14	: Διατομή χιαστί συνδέσμων	86
Εικόνα 4.15	: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αντοχή σε αξονική χιαστί συνδέσμων	86
Εικόνα 4.16	: Αναλογία αστοχίας κεντρικών δοκών.....	87
Εικόνα 4.17	: Διατομή κεντρικής δοκού	88
Εικόνα 4.18	: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αντοχή σε αξονική κεντρικών δοκών	88
Εικόνα 4.19	: Αναλογία αστοχίας σύμμικτων υποστυλωμάτων	89
Εικόνα 4.20	: Διατομή σύμμικτων υποστυλωμάτων	90
Εικόνα 4.21	: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αντοχή σε αξονική σύμμικτων υποστυλωμάτων	90
Εικόνα 4.22	: Αναλογία αστοχίας σύμμικτων τοιχίων	91
Εικόνα 4.23	: Διατομή σύμμικτων τοιχίων.....	92
Εικόνα 4.24	: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αντοχή σε αξονική σύμμικτων τοιχίων.....	92
Εικόνα 4.25	: Αναλογία αστοχίας περιμετρικών δοκών	93
Εικόνα 4.26	: Διατομή περιμετρικών δοκών	94
Εικόνα 4.27	: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αντοχή σε αξονική περιμετρικών δοκών	94
Εικόνα 4.28	: Αναλογία αστοχίας δευτερευουσών δοκών	95
Εικόνα 4.29	: Διατομή δευτερευουσών δοκών.....	96
Εικόνα 4.30	: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αντοχή σε αξονική δευτερευουσών δοκών	96
Εικόνα 4.31	: Αναλογία αστοχίας σούπερ-υποστυλωμάτων	97
Εικόνα 4.32	: Διατομή σούπερ-υποστυλωμάτων	98
Εικόνα 4.33	: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αντοχή σε αξονική σούπερ-υποστυλωμάτων.....	98
Εικόνα 4.34	: Μετατόπιση οροφής χωρίς τους χιαστί συνδέσμους.....	99
Εικόνα 4.35	: Ιδιομορφική απόκριση κατασκευής χωρίς τους χιαστί συνδέσμους	99
Εικόνα 4.36	: Κάτοψη επιπέδων Bundled Tube	102
Εικόνα 4.37	: Bundled Tube (με φούξια αποτυπώνονται οι 5 μηχανικοί όροφοι που «δένονται» με χιαστί συνδέσμους).....	103
Εικόνα 4.38	: Φορτίο ανέμου στο Bundled Tube	105
Εικόνα 4.39	: Μετατόπιση οροφής.....	106
Εικόνα 4.40	: Κάτοψη ισογείου.....	107
Εικόνα 4.41	: Ελευθερώσεις ορόφων Bundled Tube.....	107
Εικόνα 4.42	: Ιδιομορφική απόκριση κατασκευής	108
Εικόνα 4.43	: Διατομή μεταλλικών υποστυλωμάτων.....	108
Εικόνα 4.44	: Διατομή γωνιακών μεταλλικών υποστυλωμάτων	109
Εικόνα 4.45	: Αναλογία μέγιστων εντατικών μεγεθών/αντοχής υποστυλωμάτων	109
Εικόνα 4.46	: Διατομή χιαστί συνδέσμων	110
Εικόνα 4.47	: Αναλογία μέγιστων εντατικών μεγεθών/αντοχής των χιαστί συνδέσμων	110
Εικόνα 4.48	: Διατομή εσωτερικών δοκών H=0,30m	111
Εικόνα 4.49	: Αναλογία μέγιστων εντατικών μεγεθών/αντοχής εσωτερικών δοκών H=0,30m	111
Εικόνα 4.50	: Διατομή εσωτερικών δοκών H=0,50m	112
Εικόνα 4.51	: Αναλογία μέγιστων εντατικών μεγεθών/αντοχής εσωτερικών δοκών H=0,50m	112
Εικόνα 4.52	: Διατομή συνδετικών δοκών	113
Εικόνα 4.53	: Αναλογία μέγιστων εντατικών μεγεθών/αντοχής συνδετικών δοκών.....	113
Εικόνα 4.54	: Αναλογία μέγιστων εντατικών μεγεθών/αντοχής όλων των δομικών στοιχείων της κατασκευής.....	114
Εικόνα 4.55	: Τοπική αστοχία δοκών λόγω απουσίας Ζωνών Περίσφιξης	115
Εικόνα 5.1	: Χαλυβδόφυλλο SYMDECK50 0.8mm	118
Εικόνα 5.2	: Δευτερεύουσες δοκοί	120
Εικόνα 5.3	: Εμβαδά επιρροής για περιμετρική δοκό και τοίχια	124
Εικόνα 5.4	: Διατομή τοιχίων στο Section Designer	132
Εικόνα 5.5	: Διατομή σύμμικτου υποστυλώματος	133

Εικόνα 5.6	: Διατομή περιμετρικής δοκού, χιαστί συνδέσμων, κεκλιμένων στοιχείων και συνδετήριων δοκών.....	133
Εικόνα 5.7	: Διατομή δευτερευουσών δοκών.....	134
Εικόνα 5.8	: Body constraints τοιχίων με δοκούς.....	134
Εικόνα 5.9	: Αρθρωμένοι κόμβοι (πράσινο) και στερεοί κόμβοι (μπλε).....	135
Εικόνα 5.10	: Τρισδιάστατη προβολή δομικών στοιχείων βάσης.....	135
Εικόνα 5.11	: Προσομοίωση ουρανοξύστη στο SAP2000.....	136
Εικόνα 5.12	: Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής όλων των στοιχείων.....	138
Εικόνα 5.13	: Διατομή και ιδιότητες δοκού B11.....	139
Εικόνα 5.14	: Διατομή και ιδιότητες δοκού B14.....	140
Εικόνα 5.15	: Διατομή και ιδιότητες δοκού B15.....	141
Εικόνα 5.16	: Διατομή και ιδιότητες δοκού B16.....	142
Εικόνα 5.17	: Διατομή και ιδιότητες δοκού B17.....	143
Εικόνα 5.18	: Διατομή και ιδιότητες δοκού B18.....	144
Εικόνα 5.19	: Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής δευτερευουσών δοκών.....	145
Εικόνα 5.20	: Διατομή και ιδιότητες περιμετρικών δοκών.....	146
Εικόνα 5.21	: Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής περιμετρικών δοκών.....	146
Εικόνα 5.22	: Διατομή συζευγμένων δοκών (όροφοι 1-17) ($h_c=2m$, $b_c=0.5m$, $b_f=0.4m$, $h_a=1.81m$, $t_f=0.038m$, $t_w=0.015m$, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 40Φ25, σκυρόδεμα C90/105).....	147
Εικόνα 5.23	: Διατομή συζευγμένων δοκών (όροφοι 18-114) ($h_c=1.2m$, $b_c=0.5m$, $b_f=0.4m$, $h_a=1.04m$, $t_f=0.04m$, $t_w=0.04m$, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 28Φ20, σκυρόδεμα C90/105).....	147
Εικόνα 5.24	: Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής συζευγμένων δοκών.....	148
Εικόνα 5.25	: Διατομή υποστυλωμάτων (όροφοι 85-114) ($D=0.58m$, $t=0.02m$, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 20Φ20/10, σκυρόδεμα C45/55).....	149
Εικόνα 5.26	: Διατομή υποστυλωμάτων (όροφοι 60-84) ($D=0.66m$, $t=0.03m$, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 20Φ20/10, σκυρόδεμα C45/55).....	149
Εικόνα 5.27	: Διατομή υποστυλωμάτων (όροφοι 38-59) ($D=0.82m$, $t=0.035m$, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 20Φ20/10, σκυρόδεμα C45/55).....	150
Εικόνα 5.28	: Διατομή υποστυλωμάτων (όροφοι 18-37) ($D=0.90m$, $t=0.05m$, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 20Φ25/10, σκυρόδεμα C50/60).....	150
Εικόνα 5.29	: Διατομή υποστυλωμάτων (όροφοι 1-17) ($D=1.00m$, $t=0.05m$, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 20Φ25/10, σκυρόδεμα C90/105).....	151
Εικόνα 5.30	: Διατομή πρόσθετων υποστυλωμάτων ($h=b=0.30m$, $t=0.02m$, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 8Φ10/10, σκυρόδεμα C90/105).....	151
Εικόνα 5.31	: Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής υποστυλωμάτων.....	152
Εικόνα 5.32	: Διατομή κεκλιμένων στοιχείων (όροφοι 6-17) ($D=1.26m$, $t=0.065m$, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 20Φ25/10, σκυρόδεμα C90/105).....	153
Εικόνα 5.33	: Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής κεκλιμένων στοιχείων οροφής.....	154
Εικόνα 5.34	: Διατομή τοιχίων (δομικός χάλυβας S355 πάχους 0.03m, σκυρόδεμα C90/105 πάχους 0.5m, οπλισμός εσχάρα Φ12/12.15).....	155
Εικόνα 5.35	: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αξονική αντοχή τοιχίου.....	155
Εικόνα 5.36	: Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής τοιχίων.....	156
Εικόνα 5.37	: Διατομή ζωνών περίσφιξης.....	157
Εικόνα 5.38	: Χιαστί βοηθητικός σύνδεσμος στην κεκλιμένη οροφή του πρώτου επιπέδου.....	157
Εικόνα 5.39	: Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής ζωνών περίσφιξης.....	158
Εικόνα 5.40	: Μετατόπιση οροφής.....	159
Εικόνα 5.41	: Τρισδιάστατη προβολή πυρήνα τοιχίων.....	160
Εικόνα 5.42	: Πλάγια προβολή πυρήνα.....	161
Εικόνα 5.43	: Τρισδιάστατη προβολή τμήματος πυρήνα.....	161
Εικόνα 5.44	: Κόμβος σύνδεσης περιμετρικών δοκών με τοίχιο.....	162
Εικόνα 5.45	: Κόμβος σύνδεσης συζευγμένων δοκών με τοίχιο.....	162
Εικόνα 5.46	: Σύνδεση περιμετρικής δοκού με κρυφο-υποστύλωμα τοιχίου.....	163
Εικόνα 5.47	: Συνδέσεις περιμετρικής δοκού με σύμμικτα υποστυλώματα.....	163
Εικόνα 5.48	: Αποκατάσταση συνέχειας περιμετρικής δοκού.....	166
Εικόνα 5.49	: Αποκατάσταση συνέχειας συζευγμένης δοκού.....	166
Εικόνα 5.50	: Ο ουρανοξύστης σε αεροφωτογραφία από το Ελληνικό.....	170
Εικόνα 5.51	: Ο ουρανοξύστης σε αεροφωτογραφία στο Ελληνικό (2).....	170
Εικόνα 5.52	: Φωτορεαλιστικό του επιπέδου των belt trusses.....	171

Εικόνα 5.53 : Φωτορεαλιστική απεικόνιση των δομικών στοιχείων του ουρανοξύστη	172
Εικόνα 5.54 : Φωτορεαλιστική απεικόνιση του εσωτερικού του ουρανοξύστη	172
Εικόνα 5.55 : Φωτορεαλιστική απεικόνιση του ουρανοξύστη	173

Πίνακας Σχημάτων

Σχήμα 3-1 : Μεταβολή μέσης ταχύτητας ανέμου καθ' ύψος	59
Σχήμα 3-2 : Μεταβολή καθ' ύψος του μέσου όρου των δέκα μεγαλύτερων ταχυτήτων	59
Σχήμα 3-3 : Μεταβολή της μέγιστης ταχύτητας καθ' ύψος	60
Σχήμα 3-4 : Μεταβολή μέσης ταχύτητας του ανέμου καθ' ύψος	64
Σχήμα 3-5 : Μεταβολή μέσου όρου των δέκα μεγαλύτερων ταχυτήτων καθ' ύψος	64
Σχήμα 3-6 : Μεταβολή μέγιστης ταχύτητας καθ' ύψος	65
Σχήμα 3-7 : Διάγραμμα πιέσεων καθ' ύψος	74
Σχήμα 3-8 : Συντελεστής οπισθέλκουσας τριβής	74
Σχήμα 6-1 : Σύγκριση κόστους δομικών συστημάτων	176
Σχήμα 6-2 : Σύγκριση δύναμης αντίστασης	176
Σχήμα 6-3 : Σύγκριση ιδιοπεριόδων δομικών συστημάτων	176

Πίνακας Πινάκων

Πίνακας 3.1 : Μεταβολή μέσης ταχύτητας ανέμου καθ' ύψος	58
Πίνακας 3.2 : Μεταβολή καθ' ύψος του μέσου όρου των δέκα μεγαλύτερων ταχυτήτων	59
Πίνακας 3.3 : Μεταβολή της μέγιστης ταχύτητας καθ' ύψος	60
Πίνακας 3.4 : Μεταβολή μέσης ταχύτητας ανέμου καθ' ύψος	63
Πίνακας 3.5 : Μεταβολή μέσου όρου των δέκα μεγαλύτερων ταχυτήτων καθ' ύψος	64
Πίνακας 3.6 : Μεταβολή μέγιστης ταχύτητας καθ' ύψος	65
Πίνακας 4.1 : Προμέτρηση υλικών σε επίπεδο διατομής	100
Πίνακας 4.2 : Προμέτρηση υλικών στη συνολική κατασκευή	100
Πίνακας 4.3 : Προϋπολογισμός των υλικών της κατασκευής	101
Πίνακας 4.4 : Προμέτρηση υλικών σε επίπεδο διατομής	115
Πίνακας 4.5 : Προμέτρηση υλικών συνολικής κατασκευής	116
Πίνακας 4.6 : Προϋπολογισμός υλικών συνολικής κατασκευής	116
Πίνακας 5.1 : Σχεδιασμός Δοκού B11	121
Πίνακας 5.2 : Σχεδιασμός Δοκού B14	121
Πίνακας 5.3 : Σχεδιασμός Δοκού B15	122
Πίνακας 5.4 : Σχεδιασμός Δοκού B16	122
Πίνακας 5.5 : Σχεδιασμός Δοκού B17	123
Πίνακας 5.6 : Σχεδιασμός Δοκού B18	123
Πίνακας 5.7 : Αξονικά φορτία υποστυλωμάτων ανά όροφο	125
Πίνακας 5.8 : Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων του 5 ^{ου} επιπέδου	127
Πίνακας 5.9 : Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων του 4 ^{ου} επιπέδου	127
Πίνακας 5.10 : Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων του 3 ^{ου} επιπέδου	127
Πίνακας 5.11 : Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων του 2 ^{ου} επιπέδου	128
Πίνακας 5.12 : Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων του 1 ^{ου} επιπέδου	128
Πίνακας 5.13 : Διαστασιολόγηση συζευγμένων δοκών	129
Πίνακας 5.14 : Αξονικές δυνάμεις τοιχίων ανά όροφο	129
Πίνακας 5.15 : Ιδιομορφική απόκριση κατασκευής	159
Πίνακας 5.16 : Αποκατάσταση συνέχειας συζευγμένων δοκών	164
Πίνακας 5.17 : Αποκατάσταση συνέχειας περιμετρικών δοκών	165
Πίνακας 5.18 : Προμέτρηση υλικών σε επίπεδο διατομής	167
Πίνακας 5.19 : Προμέτρηση υλικών συνολικής κατασκευής	168
Πίνακας 5.20 : Προϋπολογισμός συνολικής κατασκευής	168

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2014/01

Δομοστατικός σχεδιασμός υψηλών κτηρίων

Αβαρικιώτη Γ., Μπαχλαβάς Ε. (Επιβλέποντες: Ι. Βάγιας, Φ. Καρυδάκης)

Περίληψη

Το μεγαλείο του ανθρώπου αποτυπώνεται πάντα στην τεχνολογική και πνευματική εξέλιξη και στα σπουδαία έργα που υλοποιούσε. Στο δομοστατικό τομέα, ο τελευταίος αιώνας σηματοδοτήθηκε από την ατέρμονη προσπάθεια εύρεσης αποδοτικότερων μεθόδων για τη δημιουργία πολύ υψηλών κατασκευών. Τη μεγαλύτερη πρόκληση στο σχεδιασμό αποτέλεσαν ο υπολογισμός και η παραλαβή των πλευρικών φορτίων του ανέμου. Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζονται τα υπάρχοντα δομικά συστήματα υψηλών κτηρίων, καθώς και οι μέθοδοι υπολογισμού και η επίδραση του ανέμου σε αυτά. Έπειτα, προσομοιώνονται, αναλύονται και διαστασιολογούνται δύο χαρακτηριστικές κατασκευές, ένα κτήριο τετραγωνικής κάτοψης με το σύστημα του υπερπλαισίου και ένα κτήριο τετραγωνικής κάτοψης χωρισμένης σε τέσσερα ίσα τετράγωνα, διαφορετικού όμως ύψους, με το σύστημα των δεσμοποιημένων σωλήνων (bundled tube). Εκτεταμένη αναφορά γίνεται στην χρήση ζωνών περίσφιξης (belt trusses) και ζυγισμάτων (outriggers) και στην επιρροή τους στην εκάστοτε κατασκευή. Ακολουθεί η συλλογιστική πορεία και η μελέτη ενός πρωτότυπου σύνθετου στατικού συστήματος, ιδιαίτερου αρχιτεκτονικού ενδιαφέροντος, που πλεονεκτεί τόσο στην αεροδυναμική όσο και στο κόστος σε σύγκριση με τα περισσότερα υπάρχοντα δομικά συστήματα. Η στατική προσομοίωση και ανάλυση υλοποιείται στο στατικό πρόγραμμα SAP2000 ενώ για τον υπολογισμό των πιέσεων του ανέμου χρησιμοποιείται το πρόγραμμα προσομοίωσης αεροσύραγγας Falcon Project.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2014/01

Structural design of high-rise buildings

Avarikioti G., Bachlavas E. (supervised by I. Vayas, Ph. Karydakis)

Abstract

The greatness of man had always been reflected in technological and spiritual evolution and in the great projects he had implemented. In the structural field, the last century was marked by the endless effort to find efficient methods to create high rise structures. The greatest challenge in the design was the computation and receipt of wind's lateral loads. This thesis presents the existing structural systems for tall buildings, wind's computational methods and effect on them. Two typical structures, a square mega-structure and a bundled tube, are modeled, analyzed and designed. Extensive reference is made to the use of belt trusses and outriggers and their influence on construction. Then, the reasoning process and design of an original architectural and structural system is described, which is advantageous both in aerodynamics and cost, in comparison to existing structural systems. A structural analysis software, SAP2000, was used for modeling and analysis, while the computation of wind's pressure was implemented in the wind tunnel simulation program, Falcon Project.

Ευχαριστίες

Θα θέλαμε να εκφράσουμε τις βαθύτατες ευχαριστίες μας στον Φ. Καρυδάκη, που πίστεψε σε εμάς, μας εμπιστεύτηκε, μας καθοδήγησε και έδειξε απaráμιλλη υπομονή τον ένα αυτό χρόνο που είχαμε την ασύγκριτη πολυτέλεια να συνεργαστούμε. Σας ευχαριστούμε μέσα από την καρδιά μας: υπήρξατε μια διαρκής κατευθυντήρια δύναμη και έμπνευση για εμάς.

Επιπλέον, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τους Ι. Τσουράτζη, Α. Αθανασιάδη και Β. Ποργιάζη για το φωτογραφικό υλικό που μας πρόσφεραν. Τέλος, θα θέλαμε να εκδηλώσουμε την απέραντη ευγνωμοσύνη μας προς τον Γ. Κάλλο, Καθηγητή Μετεωρολογίας στο Εθνικό Καποδιστριακό Πανεπιστήμιο Αθηνών, και την ερευνητική του ομάδα, για τις πληροφορίες που πρόθυμα μοιράστηκαν μαζί μας και την πολύτιμη συμβολή τους στην παρούσα εργασία.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Επισκόπηση

1.1 Εισαγωγή

Κοιτάζοντας πίσω στην ιστορία θα παρατηρούσαμε ότι η ανθρωπότητα γοητευόταν πάντα από την έννοια του ύψους, σε μια ατέρμονη προσπάθεια «ν' αγγίξει τα άστρα». Από τις αρχαίες πυραμίδες μέχρι τους μοντέρνους ουρανοξύστες, τα εντυπωσιακά μνημεία συμβολίζουν την οικονομική και τεχνολογική υπεροχή και το ηγετικό πνεύμα των λαών. Αυτή η αχόρταγη αναζήτηση και ανταγωνιστικότητα παρουσίασε μοναδικές ευκαιρίες για το επάγγελμα του πολιτικού μηχανικού.

Τα τελευταία 50 χρόνια, εκπληκτικά κτήρια-μνημεία οικοδομήθηκαν αφήνοντας το στίγμα τους στον παγκόσμιο χάρτη. Η εξέλιξη της τεχνολογίας και η δημιουργία των στατικών και σχεδιαστικών προγραμμάτων σε συνδυασμό με την ανακάλυψη μεθόδων ανάλυσης, όπως αυτή των πεπερασμένων στοιχείων, έκανε εφικτή τη δημιουργία θεαματικών καινοτομιών τόσο στον αρχιτεκτονικό όσο και στο στατικό τομέα.

Όμως, ο σχεδιασμός των ουρανοξυστών είναι μια ιδιαίτερα πολύπλοκη διαδικασία και απαιτεί πάνω απ' όλα την κατανόηση της στατικής συμπεριφοράς ενός τέτοιου κτηρίου. Ο σχεδιασμός του διέπεται από την αναγκαιότητα για μικρές μετατοπίσεις οροφής, ενώ καθοριστικό ρόλο παίζουν τα πλευρικά φορτία και κυρίως ο άνεμος που ασκείται στην κατασκευή. Η μελέτη ενός τέτοιου κτηρίου αποτελεί τεράστια πρόκληση για έναν δομοστατικό μηχανικό, διότι καλείται να ενστερνιστεί μια διαφορετική λογική από αυτή του σχεδιασμού των συνηθών κατασκευών και να αντιμετωπίσει προβλήματα που απαιτούν βαθιά γνώση της στατικής ανάλυσης και της συμπεριφοράς των υλικών.

Στη διπλωματική αυτή εργασία θα επιχειρήσουμε μια πρώτη προσέγγιση στην κατανόηση και ανάλυση των υπάρχοντων δομικών συστημάτων για υψηλά κτήρια. Στη συνέχεια, θα παρουσιάσουμε μια διαφορετική αρχιτεκτονική πρόταση για την Ελλάδα, την κατασκευή ενός ουρανοξύστη 506 μέτρων στο πρώην ανατολικό αεροδρόμιο, στο Ελληνικό. Η έρευνα θα επικεντρωθεί στη στατική ανάλυση του ουρανοξύστη έναντι των ιδίων βαρών του, των κατακόρυφων κινητών φορτίων, του πλευρικού φορτίου λόγω ανέμου. Στόχος και ελπίδα μας είναι η διπλωματική αυτή να αποτελέσει την αρχή για την

έρευνα προς αυτή την κατεύθυνση και ίσως μια μέρα να δούμε έναν ουρανοξύστη να «παίρνει ζωή» στην Ελλάδα!

1.2 Οργάνωση κειμένου

Στο 2^ο κεφάλαιο περιγράφονται τα χαρακτηριστικά δομικά συστήματα υψηλών κτηρίων, συγκρίνονται τα κυριότερα χαρακτηριστικά τους και παρατίθενται αντίστοιχα παραδείγματα εφαρμογής τους. Στο 3^ο κεφάλαιο πραγματοποιείται μια μελέτη για την επίδραση του ανέμου στις υψηλές κατασκευές, αναλύονται πραγματικά δεδομένα για την περιοχή του Ελληνικού και υλοποιείται προσομοίωση αεροσύραγγας στο πρόγραμμα υπολογιστικής ρευστομηχανικής (CFD) Falcon Project σε τρία διαφορετικά μοντέλα. Το 4^ο κεφάλαιο αναφέρεται στην επιλογή δομικών συστημάτων για τα αρχικά μοντέλα, την προσομοίωση τους στο στατικό πρόγραμμα SAP2000 και τη διαστασιολόγηση, προμέτρηση και κοστολόγηση των δομικών τους στοιχείων. Παρόμοια διαδικασία πραγματοποιείται και στο κεφάλαιο 5, για το τελικό μοντέλο, ενώ έχει προηγηθεί προμελέτη για την αρχική διαστασιολόγησή τους. Τέλος, στο 6^ο κεφάλαιο δίνονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν και αναπτύσσονται ιδέες για μελλοντική έρευνα στο αντικείμενο αυτό.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Χαρακτηριστικά δομικά συστήματα υψηλών κτηρίων

2.1 Εισαγωγικά στοιχεία

Ο σχεδιασμός των ψηλών κτηρίων περιλαμβάνει ουσιαστικά μια προκαταρκτική μελέτη, μια προσεγγιστική ανάλυση, προμελέτη και βελτιστοποίηση ώστε να μεταφερθούν με ασφάλεια τα κατακόρυφα και πλευρικά φορτία. Τα κριτήρια σχεδιασμού είναι η αντοχή, η λειτουργικότητα, η ευστάθεια και η εργονομία-άνεση. Η αντοχή ικανοποιείται από την αντοχή των μεμονωμένων δομικών στοιχείων, ενώ η λειτουργικότητα από τις μετατοπίσεις οροφής (drift), οι οποίες πρέπει να ανήκουν στο πεδίο $H/500$ έως $H/1000$ (όπου H είναι το ύψος της κατασκευής). Η ευστάθεια ικανοποιείται από τους επαρκείς συντελεστές ασφαλείας έναντι λυγισμού και φαινομένων δευτέρας τάξεως (P-Δ). Η άνεση των ανθρώπων εξασφαλίζεται μέσω των μικρών επιταχύνσεων (10-25 milli-g, όπου g η επιτάχυνση της βαρύτητας περίπου ίση με $9,81\text{m/s}^2$) (Tomasetti, 2009).

Ο στόχος του πολιτικού μηχανικού είναι να καταλήξει σε κατάλληλα διαρθρωτικά συστήματα για να ικανοποιήσει τα κριτήρια αυτά, προσπαθώντας παράλληλα να αξιοποιήσει όσο πιο λειτουργικά γίνεται το διαθέσιμο χώρο και να καταλήξει σε ένα αισθητικά όμορφο και εργονομικό μοντέλο. Στην προσπάθεια αυτή αναπτύχθηκαν διάφορα στατικά μοντέλα, τα κυριότερα εκ των οποίων θα μελετήσουμε παρακάτω, κάνοντας έτσι μια πρώτη επαφή με τη λογική του σχεδιασμού των ψηλών κτηρίων και πώς αυτή εξελίχθηκε τον τελευταίο αιώνα.

Τα δομικά συστήματα των ψηλών κτηρίων διαφοροποιούνται με βάση τα υποσυστήματα που χρησιμοποιούν και με βάση αυτά γίνεται η κατηγοριοποίησή τους. Τα κυριότερα υποσυστήματα ή συστατικά στοιχεία των δομικών συστημάτων για υψηλά κτήρια περιγράφονται παρακάτω (Institute of Steel Development & Growth).

2.1.1 Συστήματα δαπέδων

Το σύστημα δαπέδου φέρει τα φορτία της βαρύτητας κατά τη διάρκεια και μετά την κατασκευή, καθώς και τα κινητά κατακόρυφα φορτία. Θα πρέπει να είναι σε θέση να φιλοξενήσει τη θέρμανση, τον εξαερισμό και τον κλιματισμό και να είναι ανθεκτικό έναντι πυρκαγιάς. Για τη λειτουργία αυτή, μπορούν να χρησιμοποιηθούν πλάκες οπλισμένου

σκυροδέματος στηριζόμενες σε δοκούς οπλισμένου σκυροδέματος ή μεταλλικές, δοκιδωτές πλάκες, πλάκες με χαλυβδόφυλλο ή μυκητοειδείς πλάκες.

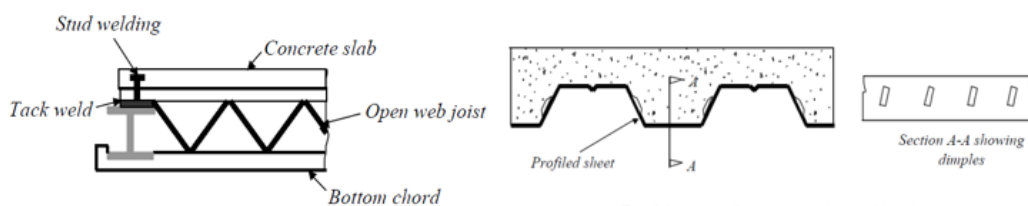
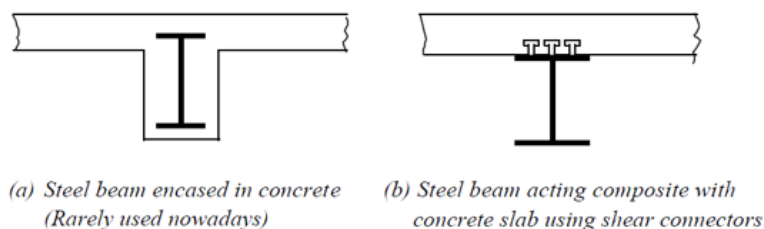
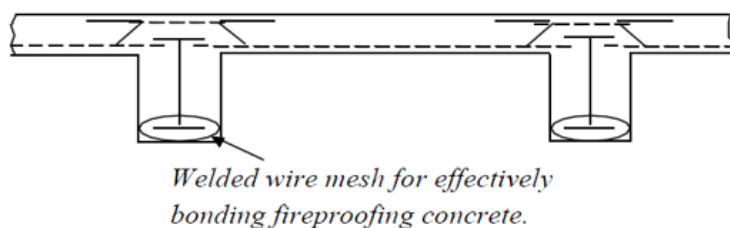


Fig. 6 Composite floor system using profiled sheets



(a) Steel beam encased in concrete (Rarely used nowadays)

(b) Steel beam acting composite with concrete slab using shear connectors



Welded wire mesh for effectively bonding fireproofing concrete.

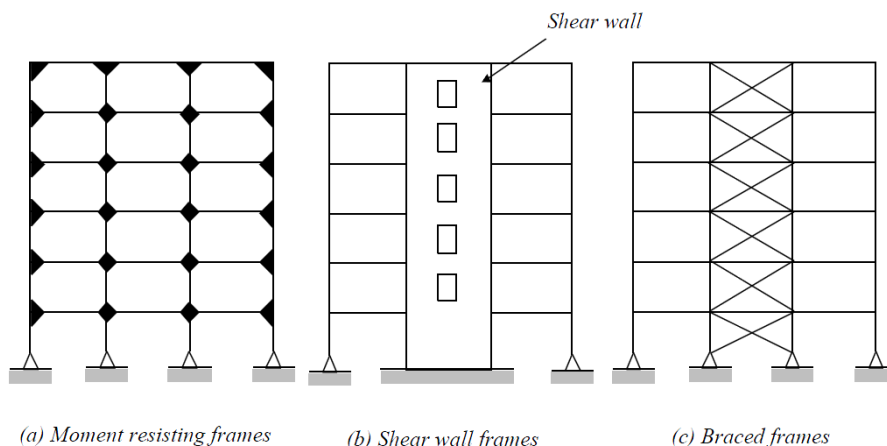
Εικόνα 2.1 : Συστήματα δαπέδων

2.1.2 Συστήματα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων

Τα συστήματα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων (vertical frame elements) είναι τα υποστυλώματα, η φέρουσα τοιχοποιία, οι δοκοί μεταφοράς και τα συστήματα ανάρτησης. Συνήθως χρησιμοποιούνται υποστυλώματα από δομικό χάλυβα, οπλισμένο σκυρόδεμα ή σύμμικτα, ενώ η φέρουσα τοιχοποιία παραλαμβάνει θλιπτικά φορτία. Οι δοκοί μεταφοράς χρησιμοποιούνται για να γεφυρώσουν μεγάλα ανοίγματα, κυρίως στα χαμηλά επίπεδα ενός ουρανοξύστη. Τα συστήματα ανάρτησης αποτελούνται από στοιχεία που υποβάλλονται μόνο σε αξονική παραμόρφωση και αποτελούν το βασικό σύστημα παραλαβής των φορτίων.

2.1.3 Συστήματα παραλαβής των πλευρικών φορτίων

Ο κυριότερος στόχος των παραπάνω είναι η παραλαβή του πλευρικού φορτίου του ανέμου και του σεισμού, καθώς και η αντιμετώπιση των φαινομένων δευτέρας τάξης και κυρίως του λυγισμού. Τα συστήματα κατηγοριοποιούνται σε τρεις κατηγορίες: moment resisting frames (καμπτόμενα πλαίσια), braced frames (ενισχυμένα πλαίσια) και shear wall frames (διατμητικά πλαίσια).



Εικόνα 2.2 : Συστήματα παραλαβής πλευρικών φορτίων

2.1.4 Συνδέσεις-κόμβοι

Οι συνδέσεις μεταξύ των δομικών στοιχείων είναι τριών ειδών:

➤ Απλές συνδέσεις - Αρθρώσεις

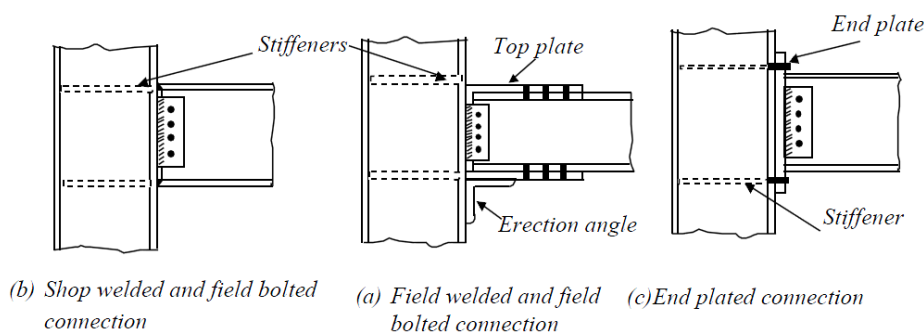
Η σύνδεση είναι διαμορφωμένη έτσι ώστε να επιτρέπει την ελεύθερη στροφή των δοκών και η δοκός συμπεριφέρεται ως απλώς εδραζόμενη. Η σύνδεση αυτή μεταφέρει διατμητικές και αξονικές δυνάμεις, άλλα όχι ροπές.

➤ Άκαμπτες συνδέσεις - Στεροί κόμβοι

Η σύνδεση αυτή είναι κατασκευασμένη με τέτοιο τρόπο, ώστε να διασφαλίζει μια μονολιθική σύνδεση των συνδεόμενων δομικών μελών και να επιτρέπει τη μεταφορά διατμητικών και αξονικών δυνάμεων, καθώς και καμπτικών ροπών από τη δοκό στο υποστύλωμα.

➤ Ήμι-άκαμπτες συνδέσεις

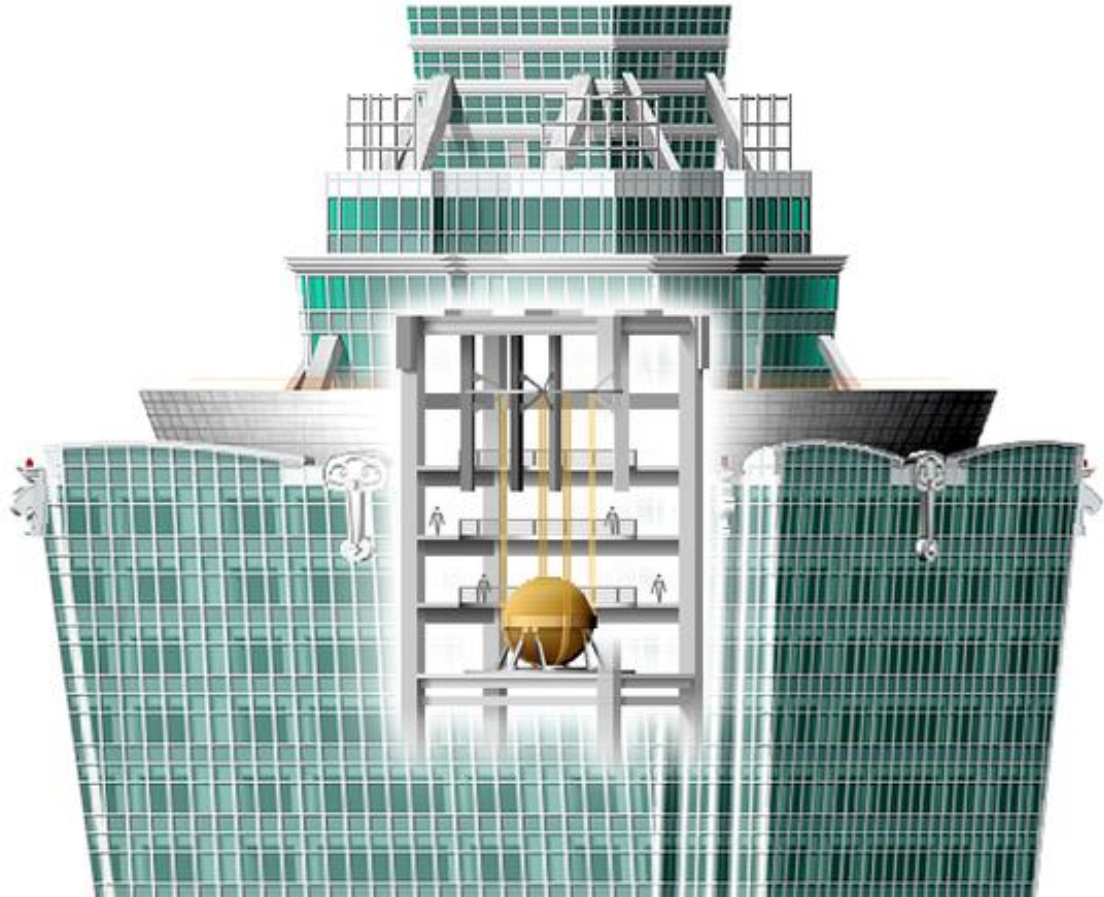
Η σύνδεση αυτή είναι πιο ευέλικτη, επιτρέποντας τη μερική σχετική στροφή μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Έτσι, εξυπηρετεί στη μεταφορά τόσο των δυνάμεων, διατμητικών και αξονικών, όσο και ενός τμήματος της ροπής κάμψης.



Εικόνα 2.3 : Τύποι συνδέσεων

2.1.5 Συστήματα απόσβεσης

Ο παθητικός αποσβεστήρας συντονισμένης μάζας (tuned mass damper), επίσης γνωστός ως αρμονικός απορροφητής (harmonic absorber), είναι μία συσκευή τοποθετημένη στις κατασκευές, με στόχο τη μείωση του εύρους των μηχανικών ταλαντώσεων. Η εφαρμογή της μπορεί να αποτρέψει τη δυσφορία, τις βλάβες, ακόμα και την ολοκληρωτική αστοχία των δομικών στοιχείων (Kourakis, 2007).



Εικόνα 2.4 : Μάζα απόσβεσης

2.1.6 Συμπεράσματα

Με βάση τα παραπάνω υποσυστήματα διακρίνονται τα χαρακτηριστικά δομικά συστήματα για τα ψηλά κτήρια σε δύο μεγάλες κατηγορίες: τα εσωτερικά συστήματα και τα εξωτερικά. Ο διαχωρισμός αυτός βασίζεται, κυρίως, στην κατανομή των συστατικών στοιχείων του βασικού συστήματος που αντιστέκεται στα πλευρικά φορτία (πλευρικό σύστημα) σε μία κατασκευή. Ένα σύστημα κατηγοριοποιείται ως εσωτερικό όταν ένα μεγάλο μέρος του πλευρικού συστήματος χωριοθετείται στο εσωτερικό του κτηρίου. Ομοίως, εάν ένα μεγάλο μέρος του πλευρικού συστήματος βρίσκεται στην περίμετρο του κτηρίου, το σύστημα χαρακτηρίζεται ως εξωτερικό. Παρά ταύτα, αξίζει να σημειωθεί, ότι

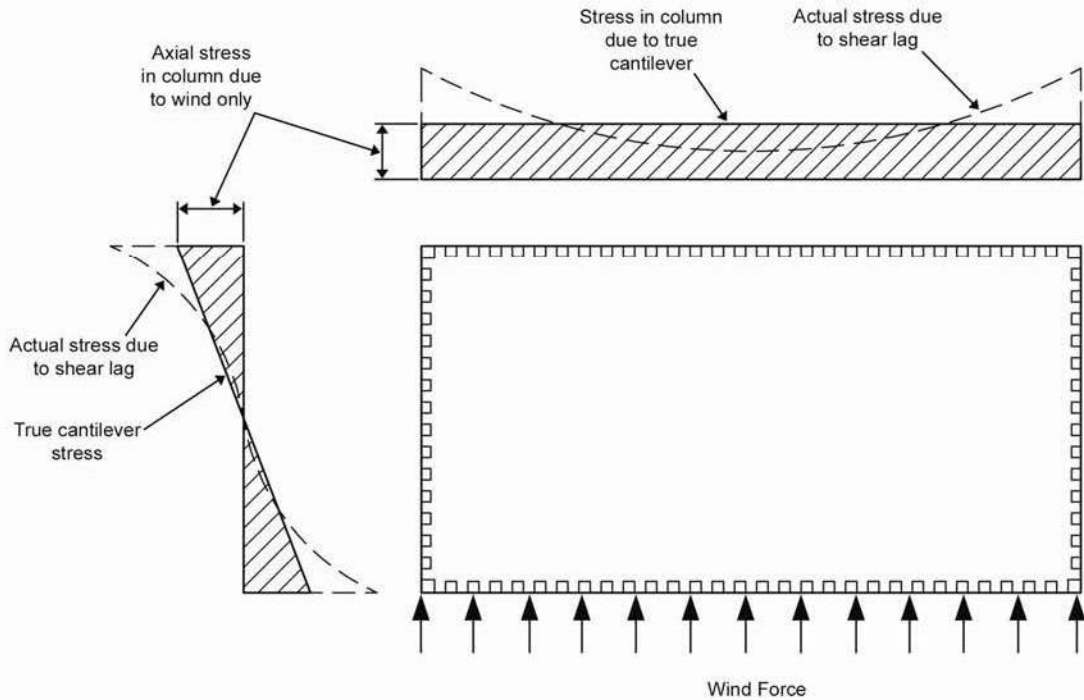
οποιοδήποτε εσωτερικό σύστημα μπορεί να έχει μερικά στοιχεία του πλευρικού συστήματός του στην περίμετρο του κτηρίου και αντίστροφα. Παρατηρείται, επίσης, ότι κάθε δομικό σύστημα έχει ένα ευρύ φάσμα ύψους, το οποίο εξαρτάται από άλλα σχεδιαστικά και λειτουργικά κριτήρια που σχετίζονται με το σχήμα του, το λόγο ύψους/πλάτους, τις αρχιτεκτονικές λειτουργίες, τις φορτικές συνθήκες, την ευστάθεια του κτηρίου και τις δεσμεύσεις λόγω τοποθεσίας. Για κάθε περίπτωση όμως υπάρχει ένα βέλτιστο δομικό σύστημα που ικανοποιεί αποδοτικότερα τις παραπάνω απαιτήσεις.

Η έννοια της περιμέτρου στις κατασκευές έχει μεγαλύτερη στατική σημασία στα ψηλά κτήρια λόγω του εξαιρετικού τους ύψους. Τα εύκαμπτα απ' τη φύση τους ψηλά κτήρια είναι λοιπόν ευαίσθητα στα πλευρικά φορτία και ιδιαίτερα στον άνεμο. Συνεπώς είναι επιθυμητό να συγκεντρώσουμε το πλευρικό σύστημα της κατασκευής στην περίμετρό του ώστε να αυξήσουμε το στατικό του ύψος και συνεπώς την αντοχή στα πλευρικά φορτία. Για το λόγο αυτό, το πιο διαδεδομένο εξωτερικό δομικό σύστημα είναι το σωληνοειδές σύστημα (tubular system).

Το σύστημα αυτό συνέλαβε και υλοποίησε ο Fazlur Khan το 1961 και το πρώτο κτήριο του, το DeWitt-Chestnut Apartment Building στο Σικάγο ολοκληρώθηκε το 1965. Στο σωληνοειδές σύστημα, το κτήριο συμπεριφέρεται σαν ένας κούφιος κύλινδρος πακτωμένος κατακόρυφα στο έδαφος (πρόβολος), προκειμένου να αντισταθεί στα πλευρικά φορτία. Στην πιο απλή ενσάρκωσή του, η περίμετρος του κτηρίου αποτελείται από υποστυλώματα τοποθετημένα σε μικρές αποστάσεις και δεμένα μεταξύ τους με υψίκορμες δοκούς μέσω άκαμπτων συνδέσεων (πακτώσεων). Το σύνολο αυτό των δομικών στοιχείων της περιμέτρου σχηματίζει ένα άκαμπτο πλαίσιο στο εξωτερικό της κατασκευής. Το εξωτερικό αυτό πλαίσιο είναι σχεδιασμένο ώστε να παραλαμβάνει ικανοποιητικά τα πλευρικά φορτία, επιτρέποντας στο εσωτερικό του κτηρίου να διαστασιολογηθεί μόνο για τα κατακόρυφα φορτία. Γενικά, οι εσωτερικές κολώνες είναι λίγες και συνήθως τοποθετημένες στον πυρήνα του ουρανοξύστη. Η απόσταση μεταξύ περιμέτρου και πυρήνα αποτελείται από δοκούς και δικτυώματα, ενώ επιτηδευμένα αποφεύγεται η συχνή χρήση υποστυλωμάτων. Με τον τρόπο αυτό ένα μέρος των κατακόρυφων φορτίων μεταφέρεται στα εξωτερικά υποστυλώματα βελτιώνοντας την αντίστασή τους έναντι ανατροπής από τα πλευρικά φορτία.

Το μεγαλύτερο πρόβλημα που δημιουργείται στο στατικό αυτό μοντέλο είναι ότι παραβιάζονται οι κλασικές υποθέσεις του σχεδιασμού των καμπτόμενων δοκών λόγω του μικρού πάχους της σωληνοειδούς περιμέτρου και το κτήριο δεν μπορεί να αναλυθεί ως ένας καθαρός πρόβολος. Οι υποθέσεις αυτές είναι η επιπεδότητα των διατομών και η

γραμμική κατανομή των τάσεων στον κορμό των δοκών. Η πρώτη παραβιάζεται λόγω της επιμήκυνσης των υποστρωμάτων η οποία προκαλεί την παραμόρφωση των συνδετήριων δοκών. Αυτό με τη σειρά του οδηγεί σε μη γραμμική κατανομή των αξονικών τάσεων και τελικά συνήθως επιβαρύνει τις γωνιακές κολώνες σε σύγκριση με τις εσωτερικές. Το φαινόμενο αυτό είναι γνωστό και ως (θετική) διατμητική υστέρηση (Chok, 2004).



Εικόνα 2.5 : Φαινόμενο διατμητικής παραμόρφωσης

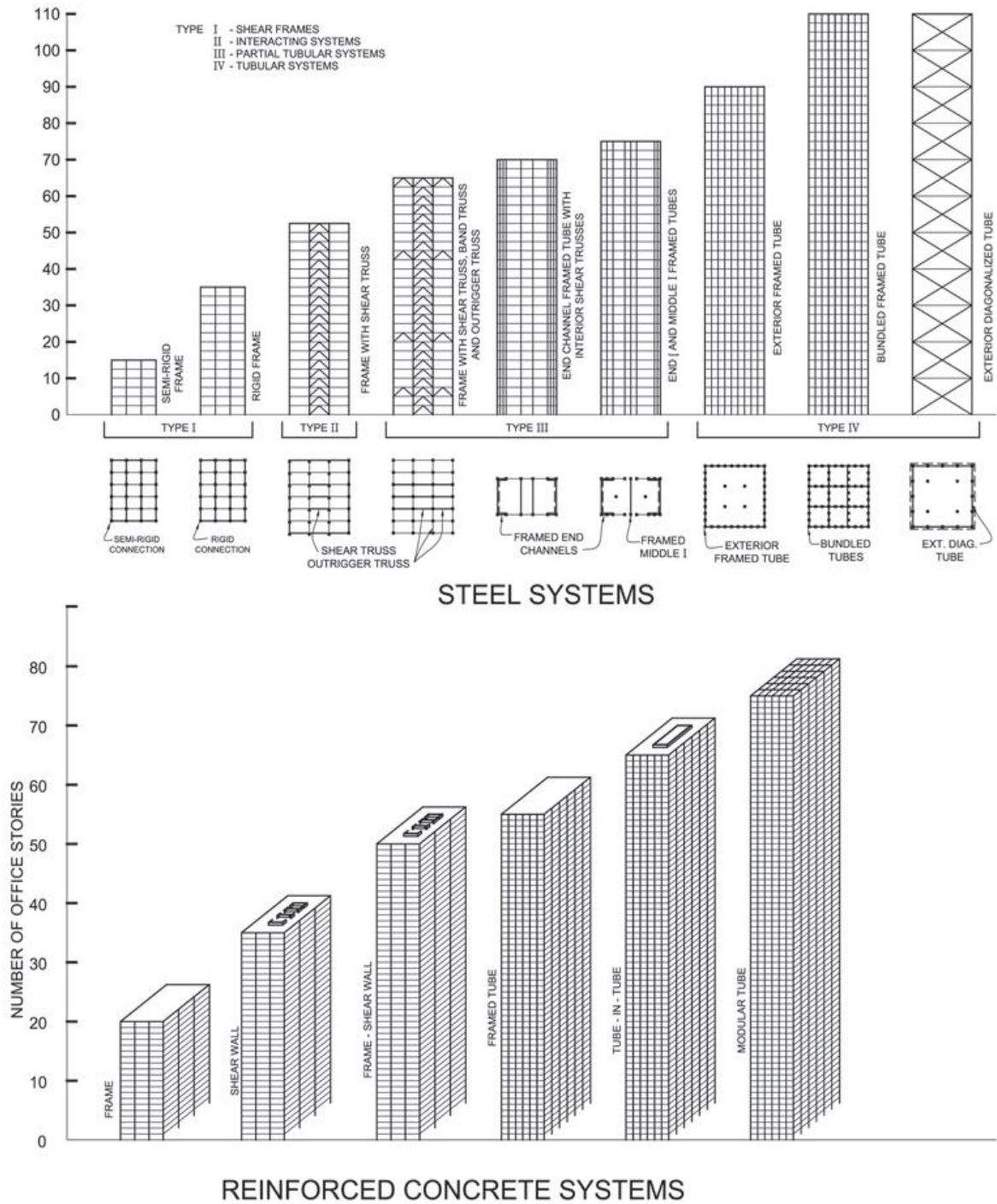
Ένας πρόσθετος λόγος που η κατασκευή δε συμπεριφέρεται ακριβώς σαν πρόβολος είναι η διατμητική παραμόρφωση, η οποία προκαλείται από την πεπερασμένη ακαμψία των δομικών στοιχείων.

Οι τρεις βασικοί τύποι των εσωτερικών δομικών συστημάτων είναι το καμπτόμενο πλαίσιο (moment-resisting frame), το διατμητικό πλαίσιο (shear trusses/ shear frame) και ο αντιστηριζόμενος πυρήνας (buttressed core) τα οποία αναλύονται εκτενώς παρακάτω (John Zils, 2003).

Τα πιο διαδεδομένα δομικά συστήματα είναι τα εξής (Jayachandran, 2009):

- Moment Resisting Frame
- Shear Wall-Frame System
- Framed Tube
- Tube-in-Tube

- Braced Tube (with or without Outriggers and belt truss)
- Bundled Tube
- Superframe Structure
- Buttressed Core



Εικόνα 2.6 : Μεταλλικά δομικά συστήματα και συστήματα από οπλισμένο σκυρόδεμα

2.2 Moment Resisting Frame (Καμπτόμενα Πλαίσια)

2.2.1 Εισαγωγή στο Καμπτόμενο πλαίσιο

Το Καμπτόμενο Πλαίσιο ανήκει στα εσωτερικά δομικά συστήματα και αποτελείται από ένα σύνολο ραβδωτών στοιχείων, δοκών και υποστυλωμάτων, άκαμπτα συνδεδεμένων μεταξύ τους. Η αντοχή έναντι των πλευρικών φορτίων εξασφαλίζεται κυρίως μέσω της άκαμπτης πλαισιωτής λειτουργίας, δηλαδή της ανάπτυξης καμπτικών ροπών και διατμητικών δυνάμεων στα μέλη των πλαισίων και τους κόμβους. Λόγω της άκαμπτης σύνδεσης δοκών-υποστυλωμάτων, τα μέλη του πλαισίου δεν μπορούν να μετατοπιστούν πλάγια χωρίς να καμφθούν. Η καμπτική ακαμψία και αντοχή των μελών του πλαισίου είναι, συνεπώς, η κύρια πηγή της πλευρικής ακαμψίας και αντοχής ολόκληρου του πλαισίου.

Τα χαλύβδινα καμπτόμενα πλαίσια χρησιμοποιούνται πάνω από έναν αιώνα και χρονολογούνται στην πρώιμη χρήση δομικού χάλυβα στον κατασκευαστικό τομέα. Οι μεταλλικές κατασκευές πλαισιωτών κτηρίων ξεκίνησαν με αφετηρία το Home Insurance Building στο Σικάγο, μια δεκαώροφη κατασκευή του 1884 με συνολικό ύψος 42 μέτρων, η οποία είναι γενικώς αποδεκτή ως ο πρώτος ουρανοξύστης. Από αυτά και άλλα ψηλά κτήρια στο Σικάγο, «γεννήθηκε» μια νέα γενιά ψηλών κτηρίων κατασκευασμένα από χαλύβδινα πλαίσια που αναλαμβάνουν το φορτίο της κατασκευής και στηρίζουν το δάπεδο από σκυρόδεμα και μη φέρουσες άοπλες τοιχοπληρώσεις στην περίμετρό τους. Για την πλαισιακή λειτουργία, στις πρώτες αυτές δομές, χρησιμοποιήθηκαν κυρίως διατομές H, L και Z.

Σημαντικό πλεονέκτημα του καμπτόμενου πλαισίου είναι το ότι επιτρέπει τα ανεμπόδιστα μεγάλα ανοίγματα, με αποτέλεσμα την ευελιξία στο χωρικό προγραμματισμό και στην τοποθεσία των ανοιγμάτων. Αυτά τα χαρακτηριστικά είναι επιθυμητά από τους αρχιτέκτονες, οι οποίοι αναζητούν την ευελιξία στο σχεδιασμό, ενώ ταυτόχρονα επιτυγχάνεται βέλτιστος φυσικός φωτισμός.

Παρόλα αυτά, ως αποτέλεσμα των πολλαπλών συνδέσεων που απαιτούνται στα καμπτόμενα πλαίσια, το κόστος ανεβαίνει δραματικά λόγω των συγκολλήσεων ή των πρόσθετων στοιχείων που απαιτούνται. Αυτή η διαδικασία ήταν και παραμένει ιδιαίτερα πολυδάπανη. Επίσης, ο τρόπος μεταφοράς των φορτίων μέσω της κάμψης των μελών δημιουργεί μεγάλες ροπές στη βάση, με αποτέλεσμα τη διαστασιολόγηση μεγάλων διατομών, συγκριτικά με τη χρήση ενός χωριστού συστήματος για την παραλαβή των πλευρικών φορτίων. Ένα επιπλέον μειονέκτημα του καμπτόμενου πλαισίου είναι ότι το

σύστημα παραλαβής των ιδίων βαρών και των λοιπών κατακόρυφων φορτίων ταυτίζεται με αυτό της παραλαβής των πλευρικών φορτίων, με αποτέλεσμα να απαιτείται ταυτόχρονος σχεδιασμός και των δύο. Επιπρόσθετα, το σύστημα δαπέδου πρέπει να διαφέρει από όροφο σε όροφο ώστε να είναι ικανό να παραλάβει τις διαφορετικές ροπές που αναπτύσσονται στα άκρα του (κόμβοι υποστρωμάτων). Έτσι, καταλήγουμε σε μία πιο κουραστική και χρονοβόρα διαδικασία διαστασιολόγησης.

2.2.2 Στατική Ανάλυση

Η στατική ανάλυση οποιασδήποτε κατασκευής μπορεί αν χωριστεί σε ανάλυση δυνάμεων και ανάλυση παραμορφώσεων. Για διαφορετικά δομικά μοντέλα απαιτείται η χρήση διαφορετικών μεθόδων για τις δύο παραπάνω αναλύσεις. Στα καμπτόμενα πλαίσια, η ανάλυση των δυνάμεων μπορεί να πραγματοποιηθεί με την αρχή της επαλληλίας και η ανάλυση των παραμορφώσεων με την αρχή των δυνατών έργων.

Λόγω των άκαμπτων συνδέσεων σε όλο το πλαίσιο, τα πλευρικά φορτία μεταφέρονται στα υποστρώματα μέσω της διατμητικής δράσης, με αποτέλεσμα αυτά να παραμορφώνονται σαν μια διατμητική δοκό, όπου η μεγαλύτερη παραμόρφωση παρατηρείται στη βάση και μειώνεται καθ' ύψος. Αυτό οφείλεται στη συσσώρευση των διατμητικών δράσεων στη βάση της κατασκευής, όπου οι στύλοι πρέπει να παραλαμβάνουν όλο το πλευρικό φορτίο που ασκείται σε αυτή, με αποτέλεσμα την παρουσία σχετικά μεγάλων μετατοπίσεων στο επίπεδο αυτό.

2.2.3 Εφαρμογές του δομικού συστήματος

Χαρακτηριστικά κτήρια που κατασκευάστηκαν με αυτό το δομικό σύστημα απεικονίζονται παρακάτω.



Εικόνα 2.7 : Home Life Insurance Company, Chicago 1884

Το παραπάνω κτήριο σχεδιάστηκε από το μηχανικό William Le Baron Jenney, και υπήρξε το πρώτο κτήριο στο οποίο χρησιμοποιήθηκε μεταλλικός σκελετός, μειώνοντας το βάρος της κατασκευής στο ένα τρίτο. Θεωρείται ο πρώτος ουρανοξύστης, είχε ύψος 42 μέτρα (δέκα όροφοι) και κατεδαφίστηκε το 1931. Στη θέση του αυτή τη στιγμή βρίσκεται το Field Building ή La Salle Bank Building. Το 1932 προστέθηκε σε αυτό μια πλάκα, η οποία γράφει:

«Το τμήμα αυτό του Field Building ανεγέρθηκε στο ίδιο σημείο με το Home Insurance Building, το οποίο σχεδιάστηκε και κατασκευάστηκε το 1884 από τον William Le Baron Jenney, ήταν το πρώτο ψηλό κτήριο που χρησιμοποίησε ως βασική αρχή σχεδιασμού τη μέθοδο γνωστή και ως κατασκευή σκελετού και, όντας πρωταρχική επιρροή στην αποδοχή αυτή της αρχής υπήρξε ο πραγματικός πατέρας των ουρανοξυστών, 1932.»



Εικόνα 2.8 : Marshall Field Warehouse, Chicago 1887



Εικόνα 2.9 : Monadnock Building, Chicago 1891

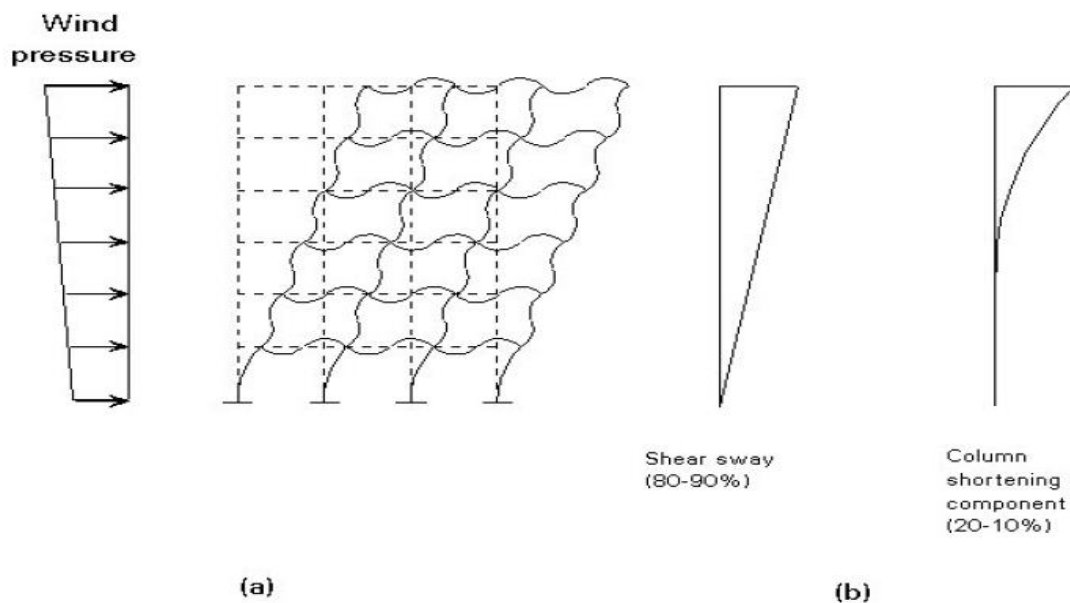
2.3 Shear Wall-Frame System (Διατμητικό Πλαίσιο)

2.3.1 Εισαγωγή στο Διατμητικό Πλαίσιο

Το Διατμητικό Πλαίσιο (shear or Vierendeel frame) είναι ένα εσωτερικό δομικό σύστημα που αποτελείται από διατμητικά τοιχεία, συνήθως οπλισμένου σκυροδέματος, και χρησιμοποιείται σε πολυώροφες κατασκευές με στόχο να μειώσει την πλευρική μετακίνηση λόγω των φορτίων του ανέμου και του σεισμού. Οι κατασκευές αυτές παρουσιάζουν κυρίως επίπεδη διάτμηση, με σχετικά μικρή καμπτική συμπεριφορά, υπό την επίδραση των εξωτερικών φορτίων.

2.3.2 Στατική Ανάλυση

Στο δομικό αυτό σύστημα οι δοκοί και τα υποστυλώματα είναι άκαμπτα συνδεδεμένα, ώστε να παρέχεται καμπτική αντοχή στους κόμβους. Τα τοιχεία τοποθετούνται σε δύο, κάθετες μεταξύ τους, διευθύνσεις, ώστε να αντιστέκονται στο φορτίο του ανέμου σε κάθε περίπτωση. Η αποδοτικότητα της ανάπτυξης πλευρικής ακαμψίας εξαρτάται από το μέγεθος των ανοιγμάτων, τον αριθμό των ανοιγμάτων σε κάθε πλαίσιο, το συνολικό αριθμό των πλαισίων και το διαθέσιμο βάθος (στον κατακόρυφο άξονα), κάθε ορόφου, για τις δοκούς του πλαισίου. Συνήθως, οι διαστάσεις των ανοιγμάτων κυμαίνονται από 6 έως 9 μέτρα. Στα διατμητικά πλαίσια, για την αποφυγή της ταλάντωσης λόγω των ανεμοπιέσεων, συνεισφέρει κυρίως η κάμψη των δοκών και των υποστυλωμάτων λόγω διάτμησης από το φορτίο του ανέμου και, σε μικρότερο βαθμό, η βράχυνση των κατακόρυφων δομικών στοιχείων (στύλων) και η λειτουργία του προβόλου, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 2.10 : Λειτουργία προβόλου

Ο σχεδιασμός, λοιπόν αυτών των πλαισίων είναι ελεγχόμενος από την καμπτική ακαμψία των μεμονωμένων μελών τους. Έτσι, όσο πιο υψίκορμο είναι το μέλος, τόσο πιο αποδοτική είναι η καμπτική ακαμψία που δύναται να αναπτύξει (Chok, 2004).

2.3.3 Κύρια Χαρακτηριστικά

Σήμερα, τα κτήρια που κατασκευάζονται χρησιμοποιώντας μόνο διατμητικά πλαίσια είναι περιορισμένα σε χαμηλά ύψη, αφού διατίθενται πολύ πιο αποδοτικές μορφές δομικών συστημάτων. Παρόλα αυτά, η λιτή ευθύγραμμη αυτή δομή, μερικές φορές προτιμάται, σε περιπτώσεις που άλλες δομές, οι οποίες περιλαμβάνουν διαγώνια χιαστί ή δικτυώματα, παρεμβαίνουν στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό ή το χωρικό προγραμματισμό. Εν κατακλείδι, το βασικό μειονέκτημα του δομικού αυτού συστήματος, που το καθιστά αναποτελεσματικό, προκύπτει από την ανάγκη για πολλαπλές άκαμπτες συνδέσεις, οι οποίες είναι ιδιαίτερα δαπανηρές (ομοίως με τα καμπτόμενα πλαίσια), καθώς και τη μεγάλη απαίτηση σε χάλυβα που ανεβάζει το κόστος στα ύψη.

2.3.4 Εφαρμογές του δομικού συστήματος



Εικόνα 2.11 : Αριστερά - 77 West Wacker Drive στο Chicago, USA, 50 ορόφους και ύψος 203,6μ.
Δεξιά - 311 South Wacker Drive, Chicago, USA, 75 ορόφους και ύψος 284 μ.

2.4 Braced Tube with or without Outriggers and Belt Truss (Ενισχυμένο Σωληνοειδές Σύστημα με ή χωρίς Ζυγοστάτες και Ζώνες Περίσφιξης)

2.4.1 Εισαγωγή στο δομικό σύστημα

Το δομικό αυτό σύστημα είναι σχεδιασμένο έτσι ώστε, πρωταρχικά, να αντιστέκεται στο φορτίου του ανέμου και του σεισμού. Αποτελεί ένα εξωτερικό δομικό σύστημα υψηλών κτηρίων. Τα δομικά στοιχεία του είναι σχεδιασμένα ώστε να λειτουργούν υπό θλίψη και εφελκυσμό, σαν ένα δικτύωμα, ενώ κυρίαρχο δομικό υλικό είναι ο χάλυβας.

2.4.2 Κύρια Χαρακτηριστικά

Το συγκεκριμένο δομικό σύστημα έχει τα δικά του χαρακτηριστικά γνωρίσματα και διακρίνεται από τους μεγάλους χιαστί συνδέσμους στο εξωτερικό του πλαίσιο, οι οποίοι μεταφέρουν τα πλευρικά φορτία. Τα διαγώνια αυτά στοιχεία «δένουν» ολόκληρη την κατασκευή, μετατρέποντας το κτήριο σε έναν κάθετο στο έδαφος πρόβολο. Ένα πολύ σημαντικό πλεονέκτημα του δομικού αυτού συστήματος είναι το γεγονός ότι επιτυγχάνει την αξονική μεταφορά των πλευρικών φορτίων και αποφεύγει την κάμψη των δομικών μελών, η οποία είναι ιδιαίτερα αναποτελεσματική και οδηγεί σε μεγάλες διατομές.

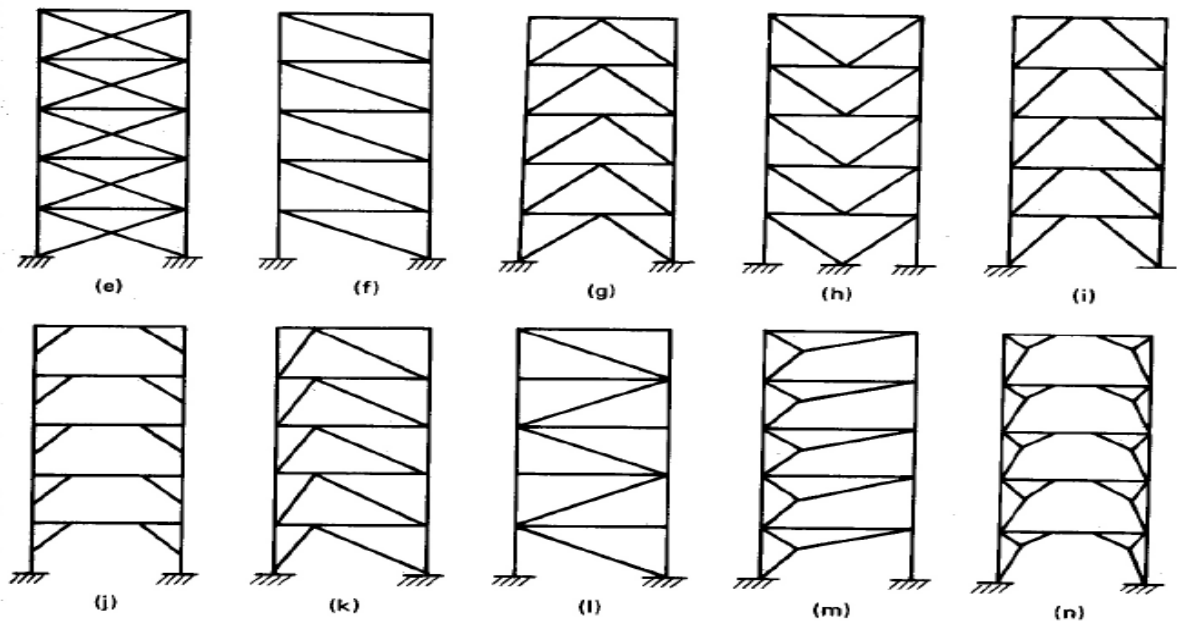
Επίσης, ο διαχωρισμός του πλευρικού συστήματος από το σύστημα μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων είναι εξαιρετικά πρακτικός κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού, διότι μειώνει τον υπολογιστικό όγκο, επιτρέποντας επαναληπτικές διαδικασίες όσον αφορά το σχεδιασμό του συστήματος δαπέδου και υποστυλωμάτων. Έτσι, με ελάχιστη πλαισιωτή λειτουργία και κυρίως αξονική παραμόρφωση, καθώς και εμφάνιση μικρών ροπών στα υποστυλώματα και στις δοκούς λόγω των πλευρικών φορτίων (συγκριτικά με τη λειτουργία του Καμπτόμενου Πλαισίου) επιτυγχάνονται φθηνότερες συνδέσεις μεταξύ δοκών-υποστυλωμάτων. Το κυριότερο μειονέκτημα του δομικού αυτού συστήματος είναι τα μικρά ανοίγματα στις προσόψεις του, λόγω των μεγάλων χιαστί συνδέσμων, ενώ το σημαντικότερο πλεονέκτημά του είναι η ελευθερία στην εσωτερική διαμόρφωση λόγω των σχετικά μεγάλων αποστάσεων μεταξύ των υποστυλωμάτων στο εσωτερικό του.

2.4.3 Στατική Ανάλυση

Το braced tube είναι ουσιαστικά ένας κατακόρυφος πρόβολος σε μορφή δικτύωματος, όπου τα υποστυλώματα της κατασκευής λειτουργούν ως χορδές του δικτύωματος (ελκυστήρες-θλιπτήρες) και μεταφέρουν σημαντικά αξονικά φορτία. Οι στύλοι των ενισχυμένων ανοιγμάτων σχεδιάζονται για αυτά τα επαυξημένα φορτία, ενώ οι υπόλοιποι

μπορούν να διαστασιολογηθούν κατά κύριο λόγο για τα φορτία των ιδίων βαρών. Η εφελκυστική δύναμη στο προσήνεμο υποστύλωμα αποτελεί καθοριστική παράμετρο για το σχεδιασμό, αφού μέσω αυτού επιτυγχάνεται η αποφυγή της ανατροπής της κατασκευής. Ο συνήθης σχεδιασμός πραγματοποιείται για τα μόνιμα φορτία του κτηρίου, τα οποία αντιστέκονται στη δύναμη της ανατροπής και δημιουργούν καθαρή θλίψη σε όλα τα υποστυλώματα. Τέλος, στην περίπτωση ανυψωτικών δυνάμεων, το σύστημα αντιστήριξης (διαγώνια χιαστί) μπορεί να κλιμακωθεί κατά μήκος των ανοιγμάτων της κατασκευής δεσμεύοντας διαφορετικό σύνολο υποστυλωμάτων σε διαφορετικούς ορόφους.

Κατά την παραμόρφωση του braced frame παρουσιάζονται δύο ειδών παραμορφώσεις, η καμπτική και η διατμητική. Το άνοιγμα που τοποθετείται η ενίσχυση (χιαστί) παραμορφώνεται καμπτικά λόγω της υψηλής διατμητικής ακαμψίας του, ενώ το πλαίσιο παραμορφώνεται διατμητικά λόγω της χαμηλής καμπτικής αντοχής του. Τα παραπάνω δύο προκαλούν μία σαφή αντίφαση. Η κατάσταση της καμπτικής παραμόρφωσης προκαλεί επιμήκυνση/βράχυνση στα υποστυλώματα, ενώ η κατάσταση της διατμητικής παραμόρφωσης προκαλεί την επιμήκυνση των διαγωνίων. Η συμβατότητα μεταξύ των δύο παραμορφωσιακών καταστάσεων εξασφαλίζεται μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας των άκαμπτων πλακών των ορόφων. Παρατηρείται, τελικά, ότι στην καμπτική καταπόνηση η μέγιστη καμπυλότητα παρουσιάζεται προς την κορυφή της κατασκευής και όσο η αναλογία ύψους/πλάτους του κτηρίου (aspect ratio) αυξάνει η καμπτική λειτουργία των στοιχείων κυριαρχεί.



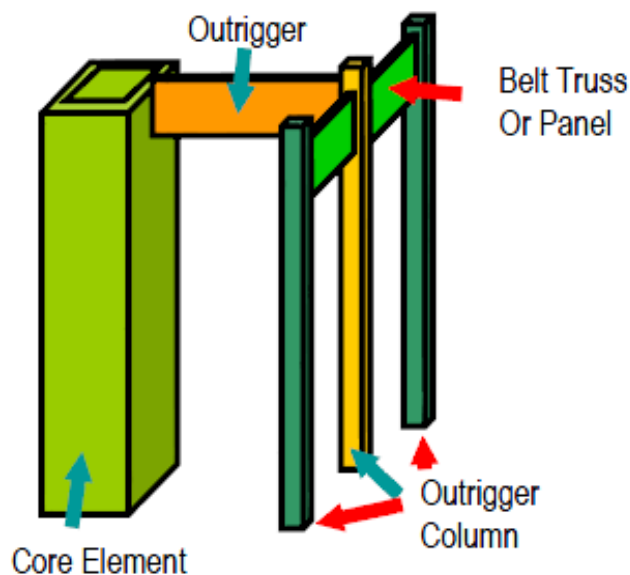
Εικόνα 2.12 : Τυπικές μορφές Ενισχυμένων πλαισίων

2.4.4 Braced Tube with Outriggers and Belt Trusses (Ενισχυμένο Σωληνοειδές Σύστημα με Ζυγοστάτες και Ζώνες Περίσφιξης)

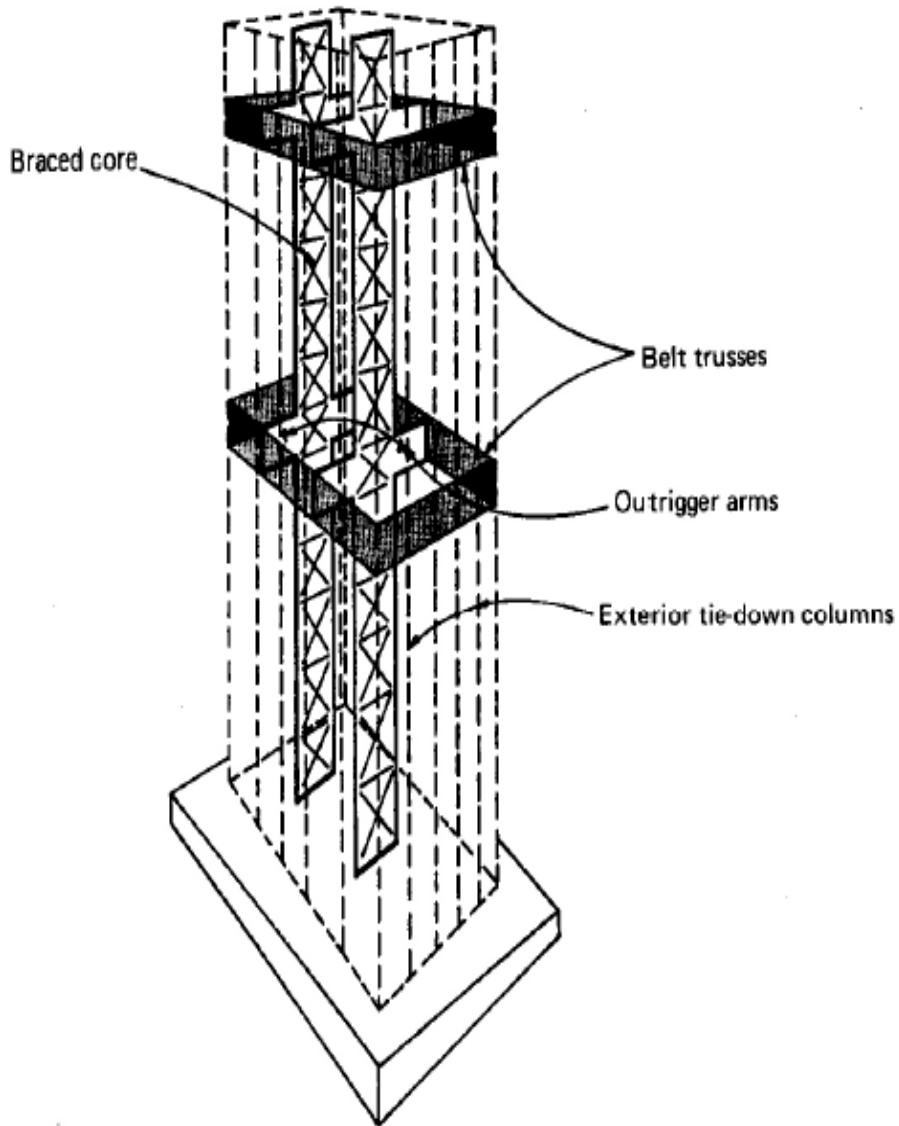
Η παραπάνω παραλλαγή είναι μία εξέλιξη του δομικού συστήματος του braced tube. Αποτελείται από έναν άκαμπτο πυρήνα, ένα ενισχυμένο πλέγμα από ισχυρά δικτύωματα που συνδέουν τον πυρήνα με τις περιμετρικές κολώνες σε συγκεκριμένους ορόφους (outriggers-ζυγοστάτες) και ένα περιμετρικό δικτύωμα που «δένει» τον ουρανοξύστη (belt truss-ζώνες περίσφιξης).

Οι ζυγοστάτες τοποθετούνται παράλληλα με τη διεύθυνση των πλευρικών φορτίων και πρωταρχική τους λειτουργία είναι η ανακατανομή των δυνάμεων λόγω των πλευρικών φορτίων και η μεταφορά αξονικών δυνάμεων στις περιμετρικές κολώνες. Με τον τρόπο αυτό μειώνουν τις μετατοπίσεις οροφής, την αξονική και τη ροπή στη βάση του πυρήνα. Η κατάλληλη τοποθέτησή τους υπολογίζεται συναρτήσει της ακαμψίας του πυρήνα και της καμπτικής ακαμψίας των ίδιων των μελών τους (J. R. WU & Q. S. LI, 2003).

Οι ζώνες περίσφιξης τοποθετούνται κάθετα στη διεύθυνση των πλευρικών φορτίων και κατά μήκος της περιμέτρου του κτηρίου. Η χρήση των παραπάνω στις προσόψεις, στο ίδιο επίπεδο με τους ζυγοστάτες και κάθετα σε αυτούς, ενισχύει τη συμμετοχή των εξωτερικών πλαισίων στη λειτουργία του προβόλου. Η συνολική συμπεριφορά βελτιώνει σημαντικά την πλευρική ακαμψία της κατασκευής έναντι του ανέμου (Siddiqi) (Behaviour of Outrigger Beams in High rise Buildings under Earthquake Loads, 2009).



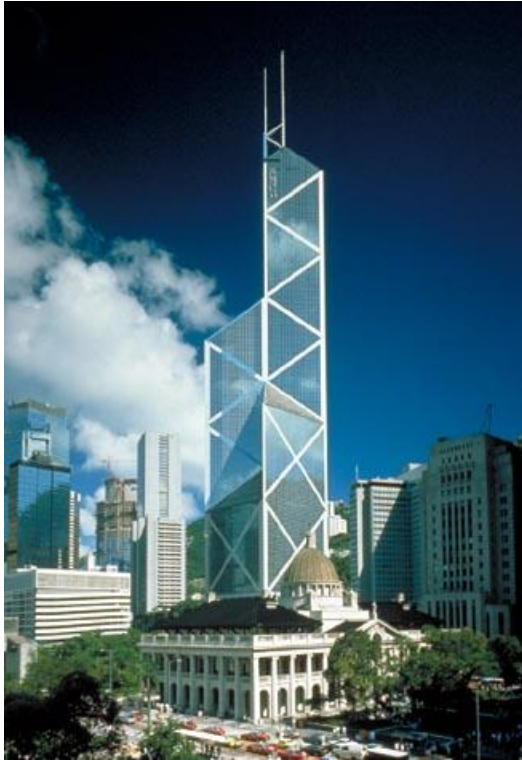
Εικόνα 2.13 : Σύστημα δικτύωματος με Ζυγοστάτες και Ζώνες Περίσφιξης



Εικόνα 2.14 : Ενισχυμένος πυρήνας με Ζώνες Περίσφιξης

2.4.5 Εφαρμογές του δομικού συστήματος

Το δομικό αυτό σύστημα εμφανίζεται σε πολλούς γνωστούς ουρανοξύστες, όπως το Empire State Building στη Νέα Υόρκη, το John Hancock Centre στο Σικάγο και το Bank of China Tower στο Χονγκ Κονγκ.



Εικόνα 2.15 : Αριστερά Bank of China Tower, Hong Kong. Δεξιά Empire State Building, New York.



Εικόνα 2.16 : John Hancock Centre, Chicago, USA

Όροφοι: 100

Χρονολογία κατασκευής: 1965-1970

Ύψος: 344 (459)

Υλικό: Χάλυβας

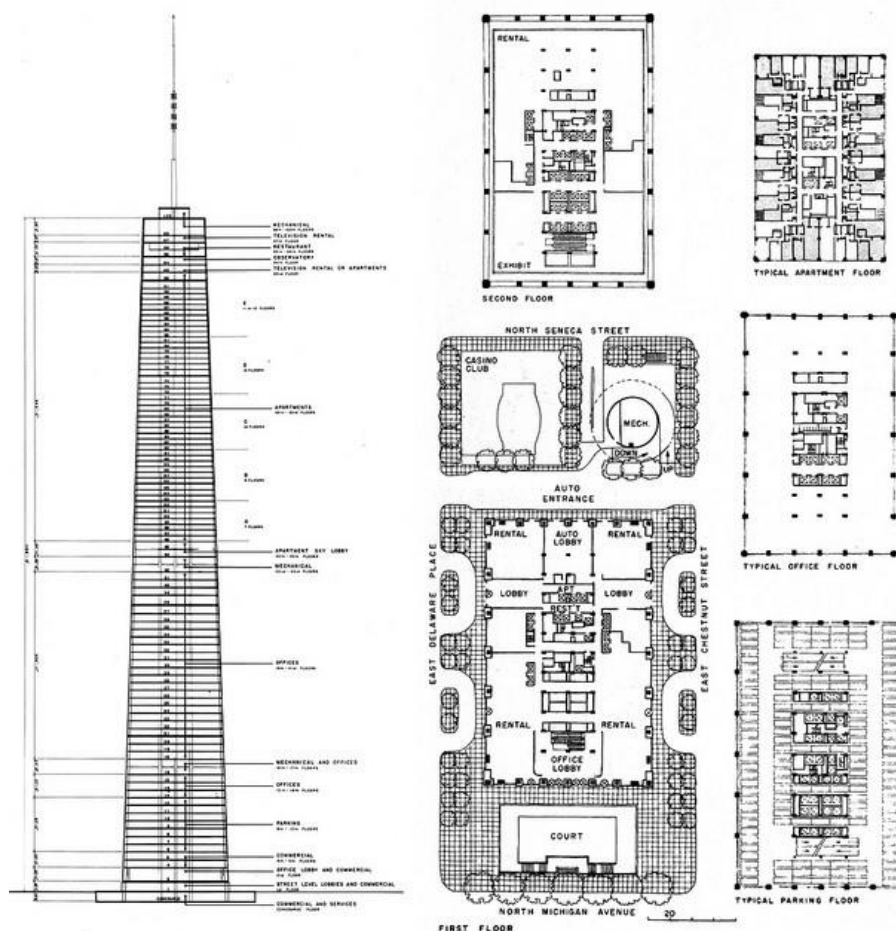
Κόστος: 100 million US\$ (1970)=650 million US\$(2005)

Συνολική κάτοψη: 260,126 m²

Το δομικό αυτό σύστημα αποτελείται από περιμετρικά υποστυλώματα σε αποστάσεις 7,62μ στη μικρή πλευρά και 12,2μ στη μεγάλη πλευρά του κτιρίου και ένα εξωτερικό σύστημα χιαστί συνδέσμων. Είναι ένα χαρακτηριστικό ενισχυμένο σωληνοειδές σύστημα, το οποίο επιτρέπει στο κτίριο να συμπεριφέρεται σαν ένας ,πακτωμένος στο έδαφος, πρόβος. Το σημαντικό πλεονέκτημα της παραπάνω κατασκευής είναι ότι δεν έχει εσωτερικό πυρήνα,

διότι όλα τα φορτία τα αναλαμβάνει η περίμετρος. Αντίθετα ένα σημαντικό μειονέκτημα, αρχιτεκτονικά και αισθητικά, είναι η παρουσία τεράστιων χαλύβδινων διαγωνίων. Τέλος,

σημαντικό είναι να τονίσουμε ότι, για τα περισσότερα στοιχεία του κτιρίου, κρίσιμος ήταν ο σχεδιασμός λόγω ιδίων βαρών και όχι λόγω πλευρικών φορτίων (σεισμού και ανέμου)!



Εικόνα 2.17 : Σχέδιο και κάτοψη του John Hancock

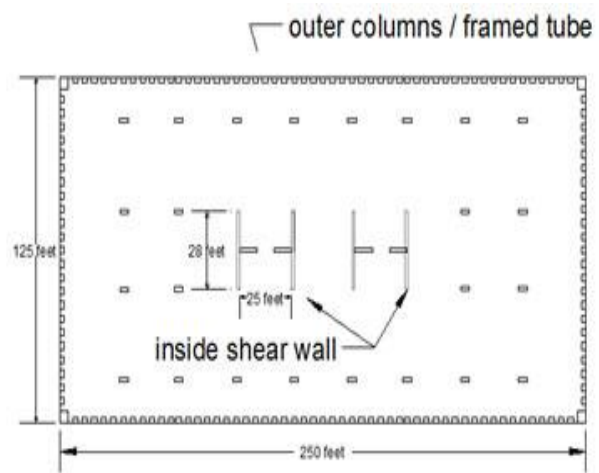
2.5 Framed Tube (Σωληνοειδές πλαίσιο)

Το δομικό αυτό σύστημα αποτελεί την πιο στοιχειώδη έκφραση του σωληνοειδούς συστήματος. Ποικίλει στη διαμόρφωση του σχήματος της κατασκευής η οποία μπορεί να είναι τετραγωνική, κυκλική ή ελεύθερη. Το χαρακτηριστικό γνώρισμα του συγκεκριμένου συστήματος είναι η πύκνωση των υποστυλωμάτων στην περίμετρο του κτηρίου ανά 1,5 έως 4,5 μέτρα, τα οποία είναι άκαμπτα συνδεδεμένα με τις συνδετήριες δοκούς σχηματίζοντας ένα δύσκαμπτο πλαίσιο. Η συγκεκριμένη διαμόρφωση προσδίδει μια δική της αρχιτεκτονική χροιά προδιαγράφοντας την εξωτερική εμφάνιση της κατασκευής, ενώ ταυτόχρονα μειώνει το κόστος της εξαλείφοντας την ανάγκη για πρόσθετες μεταλλικές στηρίξεις για τους υαλοπίνακες.

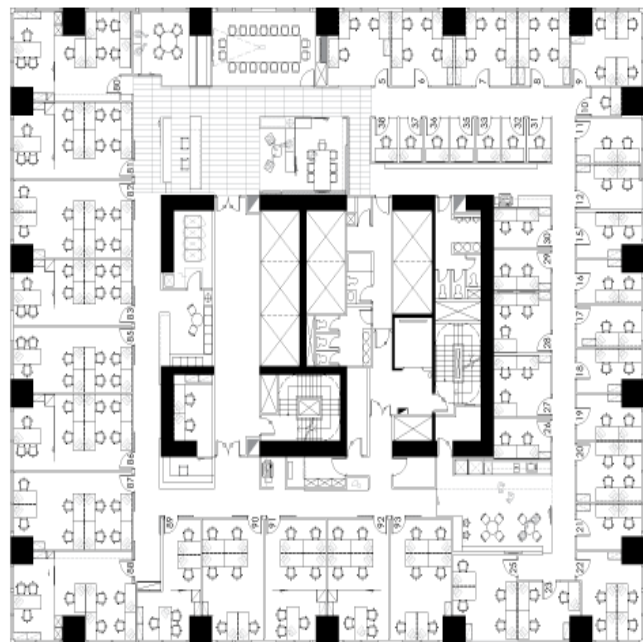
Όπως προαναφέρθηκε στην εισαγωγή για τα σωληνοειδή συστήματα, οι αξονικές δυνάμεις στα γωνιακά υποστυλώματα είναι μεγαλύτερες και η κατανομή των τάσεων μη

γραμμική, τόσο για τον κορμό του πλαισίου (πλαίσιο παράλληλο στη διεύθυνση του ανέμου), όσο και για το πέλμα του πλαισίου (πλαίσιο κάθετο στη διεύθυνση του ανέμου). Το φαινόμενο αυτό της διατμητικής υστέρησης αποτελεί καθοριστικό παράγοντα για το βέλτιστο σχεδιασμό του σωληνοειδούς πλαισίου, αφού στόχος του μηχανικού είναι η λειτουργία του κτηρίου ως πρόβολος.

Το σύστημα αυτό εφαρμόστηκε για πρώτη φορά στο DeWitt-Chestnut Apartment Building, (πλέον καλείται: The Plaza on DeWitt ή Two Shell Plaza) στο Σικάγο και σχεδιάστηκε από τον Khan, αλλά πιο χαρακτηριστικό παράδειγμα της εφαρμογής του είναι το Aon Center.



Εικόνα 2.18 : The Plaza on DeWitt ή Two Shell Plaza, Chicago, USA



Εικόνα 2.19 : Aon Center, Chicago, USA

2.6 Tube-in-Tube (Σωλήνας σε Σωλήνα)

Το δομικό αυτό σύστημα αποτελεί μία εξέλιξη του σωληνοειδούς πλαισίου. Με στόχο την ενίσχυση της ακαμψίας του τελευταίου, το σύστημα ενισχύθηκε χρησιμοποιώντας ένα πυρήνα που αναλαμβάνει μέρος των πλευρικών φορτίων καταλήγοντας σε ένα σωληνοειδές εξωτερικό πλαίσιο με έναν εσωτερικό σωληνοειδή πυρήνα (σωλήνας σε σωλήνα). Το διάφραγμα παίζει το συνδετικό κρίκο του πυρήνα με το εξωτερικό πλαίσιο, καθώς το εξωτερικό σωληνοειδές πλαίσιο μεταφέρει τα πλευρικά φορτία και στα δύο συστήματα. Ο πυρήνας μπορεί να κατασκευαστεί ως συμπαγής σωλήνας (διατημητικά τοιχία), σαν σωληνοειδές πλαίσιο (framed tube) ή σαν ενισχυμένο σωληνοειδές σύστημα (braced tube) με χρήση διαγώνιων στοιχείων και χιαστί συνδέσμων. Επιπλέον, το σύστημα αυτό παρέχει τη δυνατότητα πολλαπλών σωληνοειδών συστημάτων, ενσωματωμένα το ένα μέσα στο άλλο. Χαρακτηριστικό παράδειγμα του δομικού αυτού συστήματος ήταν το Παγκόσμιο Κέντρο Εμπορίου (World Trade Center).



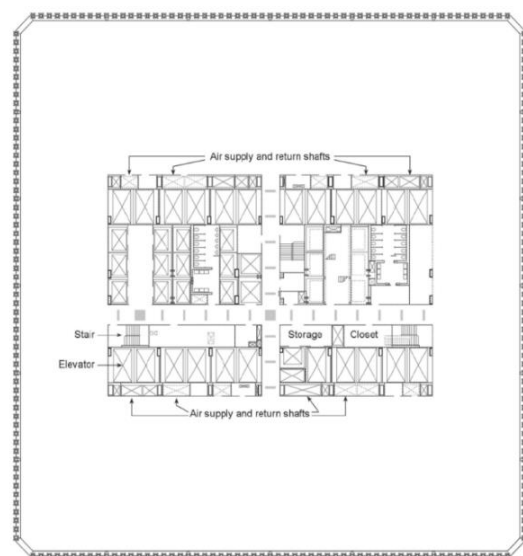
Όροφοι: 110

Χρονολογία κατασκευής: 1968-1970

Ύψος: 417m (526m)

Υλικό: Χάλυβας

Συνολική κάτοψη: 400,000 m²



Εικόνα 2.20 : World Trade Center, New York, U.S.A

2.7 Bundled Tube (Δεσμοποιημένα Σωληνοειδή Συστήματα)

Το παραπάνω δομικό σύστημα αποτελείται από ένα σύνολο μεμονωμένων σωληνοειδών συστημάτων δεσμοποιημένων με τέτοιο τρόπο, ώστε να λειτουργούν ως ένα ενιαίο σύστημα. Για πολύ υψηλά κτήρια, το πλαισιωτό σωληνοειδές σύστημα είναι ανεπαρκές, αφού το κτήριο πρέπει να έχει πολύ μεγάλη βάση, ώστε να διατηρεί μια αποδεκτή αναλογία ύψους/πλάτους, να είναι επαρκώς δύσκαμπτο και να παρουσιάζει περιορισμένο πλάτος ταλάντωσης. Επίσης, η αποδοτικότητα του συστήματος του frame tube θεωρείται μειωμένη, όταν η κατασκευή έχει πολύ μεγάλο ύψος, λόγω της διατμητικής υστέρησης που εμφανίζει το σύστημα. Το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίζει ικανοποιητικά το δεσμοποιημένο σωληνοειδές σύστημα, μειώνοντας τη βάση κάθε τετραγώνου και, κατά συνέπεια, τη διατμητική υστέρηση, επιτρέποντας έτσι υψηλότερες κατασκευές. Η τρισδιάστατη απόκριση του εν λόγω συστήματος μπορεί να βελτιωθεί, όσον αφορά την αντοχή και την ακαμψία του, με την προσθήκη πλαισίων, τοιγίων και χιαστί συνδέσμων.

Το Sears Tower (σήμερα γνωστό ως Willis Tower) ήταν το πρώτο κτήριο που σχεδιάστηκε με το σύστημα bundled tube και αποτελείται από εννέα τετράγωνα «δεμένα» στη βάση τους, τα οποία σταματάνε σε διαφορετικά επίπεδα καθ' ύψος. Αυτή η οργανωτική ευελιξία των ορόφων, έχοντας μεγάλο διαθέσιμο εμβαδό στη βάση και μικρότερο στην κορυφή, προσέδωσε στο σύστημα αυτό ένα επιπλέον πλεονέκτημα. Παράλληλα, στο σύστημα αυτό είναι εφικτή η μεγαλύτερη απόσταση μεταξύ των εξωτερικών υποστυλωμάτων, γεγονός που άφησε το περιθώριο να τοποθετηθούν πρόσθετα εσωτερικά στοιχεία χωρίς να παρεμβαίνουν αισθητικά στη διαμόρφωση του χώρου. Έτσι, το bundled tube επιτρέπει μια πιο ελεύθερη αρχιτεκτονική έκφραση, δίνοντας τη δυνατότητα για δημιουργία διαφόρων σχημάτων και μορφών, αφαιρώντας τη λογική του τετραγώνου από τον αρχιτεκτονικό και στατικό σχεδιασμό υψηλών κτηρίων. Αξίζει, επίσης, να σημειωθεί ότι κάθε δεσμοποιημένο τμήμα στο σύστημα αυτό μπορεί να έχει το δικό του σχήμα, χωρίς αυτό να επηρεάζει τη λειτουργικότητα του συστήματος. Για να επιτευχθούν ακόμα μεγαλύτερα ύψη είναι δυνατόν να προστεθούν διαγώνια χιαστί στην κατασκευή.

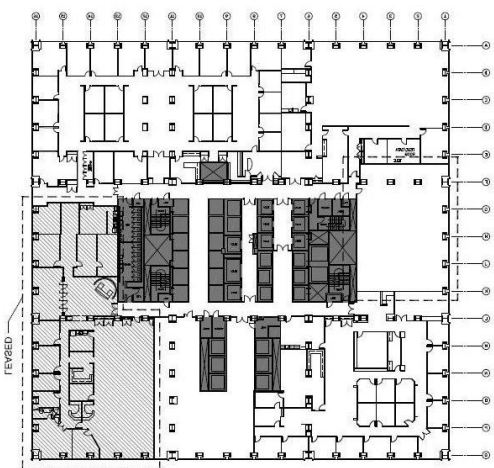
Ένα σημαντικό πλεονέκτημα του δομικού αυτού συστήματος είναι η τεράστια στρεπτική του ακαμψία, η οποία είναι ιδιαίτερα εξυπηρετική, διότι απορροφά τις στρεπτικές πλευρικές δυνάμεις που ασκούνται στην κατασκευή, λόγω της ασυμμετρίας της. Οι στρεπτικές αυτές δυνάμεις μπορεί να προκληθούν από τον άνεμο ή το σεισμό. Εκτός από τις απαιτήσεις αντοχής και παραμορφωσιμότητας των μελών και των κόμβων, απαιτείται ο λεπτομερής σχεδιασμός των παραπάνω, ώστε να έχουν ικανοποιητική πλαστικότητα και

κατάλληλη αλληλουχία στην εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων. Μεγαλύτερη αποδοτικότητα επιτυγχάνεται με το σχεδιασμό υψίκορων δοκών. Παρ' όλα αυτά, ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται ώστε να εξασφαλίζεται η αρχή «ασθενής δοκός-ισχυρό υποστύλωμα», ώστε να δημιουργηθούν σωστά οι πλαστικές αρθρώσεις κατά την αστοχία.

Χαρακτηριστικά παραδείγματα εφαρμογής του δομικού συστήματος bundled tube είναι το One Magnificent Mile και το Sears Tower (Maria Garlock, 2010).



Εικόνα 2.22 : Sears Tower, Chicago, 1973



Εικόνα 2.21 : Κάτοψη του Sears Tower

Όροφοι: 108 (+3 υπόγειοι όροφοι)

Χρονολογία κατασκευής: 1970-1973

Ύψος: 422.1 m

Υλικό: Χάλυβας

Κόστος: 150 million US\$ (1970)=950 million US\$(2005)

Συνολική κάτοψη: 416,000 m²

Δομικό σύστημα: Bundled tube

Το δομικό σύστημα που χρησιμοποιήθηκε διαφοροποιείται από τα υπόλοιπα, διότι αποτελείται από 9 ασύμμετρα καθ' ύψος τετραγωνικά τμήματα, τα οποία «δένονται» με τρία περιμετρικά δικτυώματα (ζώνες περίσφιξης). Το κτήριο συμπεριφέρεται σαν ένας πρόβολος πακτωμένος στο έδαφος, για αυτό και ανήκει στην κατηγορία των σωληνοειδών συστημάτων. Εξωτερικά αποτελείται από χάλυβδινες κολώνες (frame tube), ενώ οι μικρές πλευρές των τμημάτων του λειτουργούν εποικοδομητικά στη μείωση του φαινομένου της διατμητικής υστέρησης. Το δομικό αυτό σύστημα, μέσω της ασυμμετρίας, δέχεται

τεράστια στροφικά και πλευρικά φορτία. Τέλος, ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε ακολουθώντας το μοντέλο «ασθενής δοκός-ισχυρό υποστύλωμα», με στόχο να εξασφαλισθεί η θέση δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων.

2.8 Superframe Structures (Υπερπλαίσια)

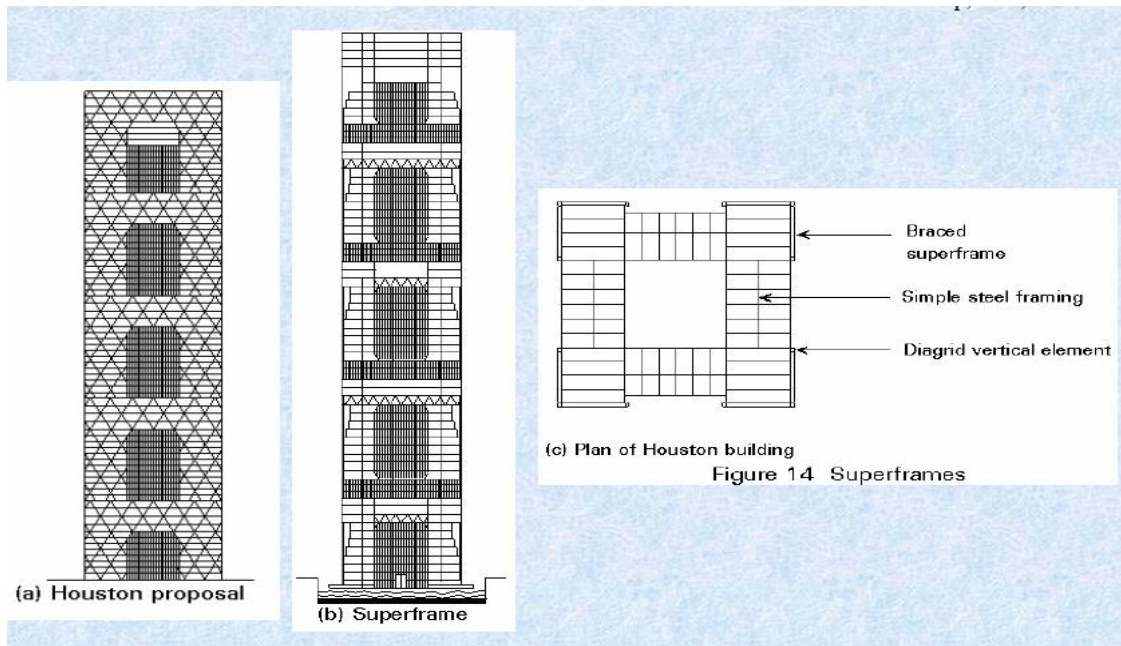
2.8.1 Εισαγωγή στο δομικό σύστημα

Τα υπερπλαίσια παίρνουν τη μορφή πυλών που διακρίνονται στο εξωτερικό του κτιρίου. Τα πλαίσια αντιστέκονται σε όλες τις ανεμοπιέσεις λειτουργώντας σαν ένα εξωτερικό σωληνοειδές σύστημα. Οι «πύλες» του υπερπλαισίου αποτελούνται από κατακόρυφα πόδια σε κάθε γωνία του κτιρίου, τα οποία ενώνονται από οριζόντια στοιχεία ανά δώδεκα με δεκατέσσερις (12-14) ορόφους. Τα κατακόρυφα «πόδια» και τα οριζόντια στοιχεία είναι διατομές μεγάλων διαστάσεων. Επειδή τα κατακόρυφα στοιχεία συγκεντρώνονται στις γωνίες του κτιρίου, επιτυγχάνεται μέγιστη αποδοτικότητα στην αντοχή έναντι των φορτίων του ανέμου.

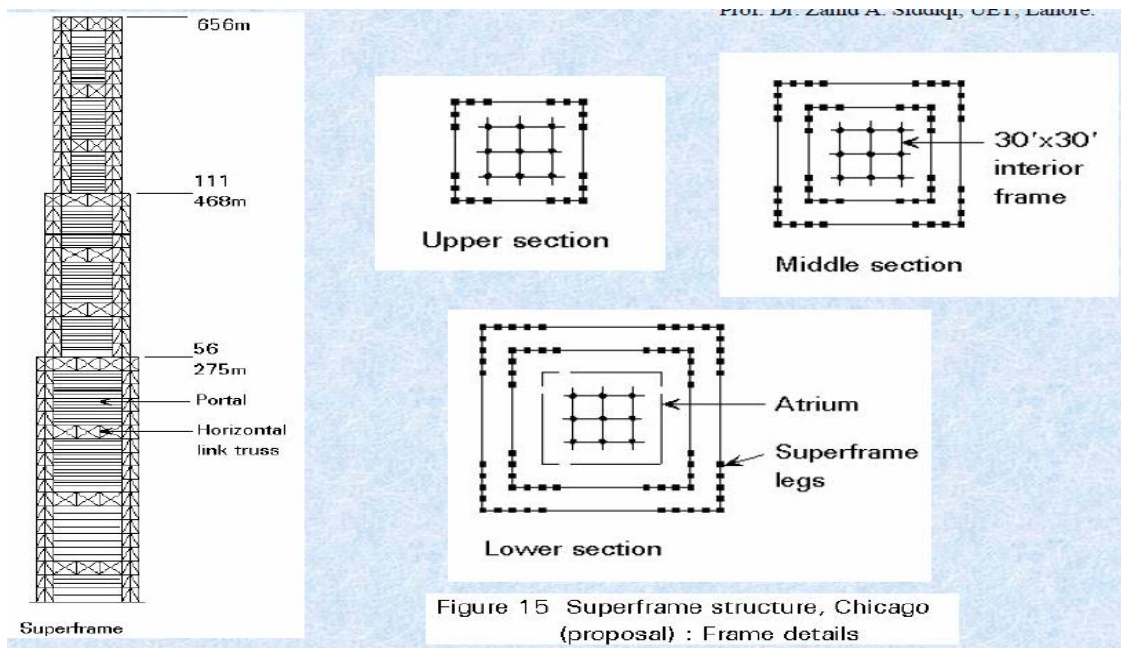
2.8.2 Κύρια χαρακτηριστικά

Συνοφασμένη με την έννοια του Υπερπλαισίου είναι η ικανότητα του συστήματος να φιλοξενεί ποικιλία εσωτερικών χώρων με διαφορετικές λειτουργίες. Τα εξαιρετικά ψηλά Υπερπλαίσια (Megastructures) καλούνται να εξελίξουν περαιτέρω την έννοια της ευελιξίας του χώρου, δημιουργώντας έτσι ένα παζλ ειδικά διαμορφωμένων χώρων, ώστε να επιτευχθεί μέγιστη αποδοτικότητα. Το συγκεκριμένο δομικό σύστημα επιτρέπει το σχεδιασμό κατά ομάδες, όσον αφορά τη χωρική διαμόρφωση, προσφέροντας βέλτιστη ελευθερία με το λιγότερο δυνατό δομικό κόστος. Τα μεγάλα ανοίγματα στις προσόψεις επιτρέπουν την ελεύθερη έκφραση σε κάθε χώρο, ενώ ταυτόχρονα το κτίριο «πλημμυρίζεται» από φυσικό φως.

Παρακάτω φαίνεται μια πιθανή διαμόρφωση των εσωτερικών χώρων με ένα αίθριο σε κάθε τμήμα. Το καθαρό αποτέλεσμα αυτού του σχεδιασμού θα ήταν να δημιουργήσει μια ισοδύναμη προβολοδομή, εξίσου αποτελεσματική με ένα σωληνοειδές σύστημα.



Εικόνα 2.23 : Παραπάνω απεικονίζεται μια ιδανική διαγωνοποίηση της κατασκευής, χρησιμοποιώντας ένα αρθρωτό διαγώνιο πλέγμα, στο οποίο τα δομικά στοιχεία κατά μήκος του ανοίγματος αφαιρούνται. Στην εικόνα αυτή παρουσιάζεται μια 80-όροφη ιδεατή κατασκευή στην απλούστερη γραμμική μορφή της.



Εικόνα 2.24 : Απεικονίζεται μια μελέτη βασισμένη στο δομικό σύστημα του Υπερπλαισίου για έναν ουρανοξύστη 655 μέτρα, 170 ορόφων και επιφάνειας 706.000 τ.μ..

2.8.3 Στατική Ανάλυση

Στο δομικό αυτό σύστημα η στατική αποδοτικότητα αποκτάται με τη συγκέντρωση της μάζας της κατασκευής κοντά στις γωνίες της. Καθένα από τα κατακόρυφα «πόδια» οφείλει να είναι δύσκαμπτο σε επίπεδο διατομής. Με τον τρόπο αυτό, τα στοιχεία αυτά λαμβάνουν τη μορφή χορδών και λειτουργούν σαν δικτύωμα. Τα γωνιακά κατακόρυφα «πόδια» απαιτούν ισχυρές οριζόντιες συνδέσεις σε συχνά διαστήματα, ώστε να λειτουργούν

ενιαία σαν ένας ισοδύναμος πρόβολος. Τα οριζόντια στοιχεία πρέπει να είναι εξίσου δύσκαμπτα.

2.8.4 Εφαρμογές του δομικού συστήματος

Χαρακτηριστικό παράδειγμα του δομικού αυτού συστήματος είναι το Ταϊpei 101.



Όροφοι: 101 (+5 υπόγειοι)

Χρονολογία κατασκευής: 1999-2004

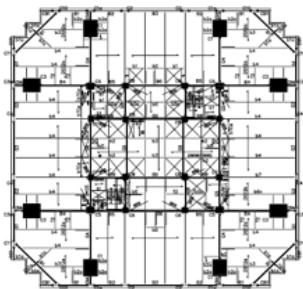
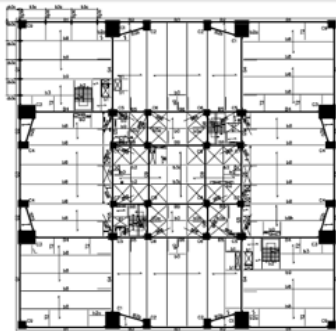
Ύψος: 509 m

Υλικό: Σύμμικτη και μεταλλική κατασκευή

Κόστος: 1,8 billion US\$

Συνολική κάτοψη: 193,400 m²

Δομικό σύστημα: Υπερπλαίσιο (superframe structure) → exterior tubular system with outriggers and braced core



Εικόνα 2.25 : Taipei 101, Taiwan

Το δομικό σύστημα του Ταϊpei 101 αποτελείται από ένα πυρήνα με 16 σύμμικτες κολώνες και ένα χαλύβδινο πλαίσιο από σιδηροδοκούς σχήματος Η σε σύμμικτη λειτουργία με τις πλάκες των ορόφων. Το εξωτερικό πλαίσιο είναι ένα κεκλιμένο, άκαμπτα συνδεδεμένο πλέγμα από δύσκαμπτες δοκούς και υποστυλώματα σχήματος Η, τα οποία κάθε 8 ορόφους (δηλαδή στο μηχανικό όροφο) μεταφέρουν τα φορτία σε ειδικά διαμορφωμένα «σούπερ-υποστυλώματα». Τα τελευταία είναι ειδικά κατασκευασμένα σύμμικτα κοίλα υποστυλώματα εγκιβωτισμένα με σκυρόδεμα υψηλής αντοχής, για πρόσθετη ακαμψία. Επίσης, στους μηχανικούς ορόφους έχουν τοποθετηθεί 8 δοκάρια που συνδέουν τον πυρήνα με τα περιμετρικά υποστυλώματα (Outriggers), καθώς και ένα κατακόρυφο και ένα οριζόντιο δικτύωμα περιμετρικά του κάθε ορόφου. Ακόμα, ο πυρήνας καθ' ύψος του κτιρίου είναι ενισχυμένος με συνδέσμους δυσκαμψίας / ή Λ, ενώ στους αρχικούς 8 ορόφους έχουμε επιπλέον διατμητικά τοιχεία που προσφέρουν πρόσθετη δυσκαμψία στην κατασκευή. Τέλος, για να περιοριστεί η μετακίνηση οροφής σε βάθος χρόνου χρησιμοποιήθηκε ένας αποσβεστήρας μάζας, ένα σύστημα με μια τεράστια συμπαγή σφαίρα στην κορυφή του ουρανοξύστη (Chang) (Shieh).

2.9 The Buttressed Core (Αντιστηριζόμενος πυρήνας)

2.9.1 Εισαγωγή στο δομικό σύστημα

Το δομικό αυτό σύστημα αποτελεί το πιο πρωτοποριακό και καινοτόμο που έχει ανακαλυφθεί. Είναι ένα εσωτερικό σύστημα με μοναδική εφαρμογή το Burj Khalifa στο Dubai, το ψηλότερο κτήριο στον κόσμο. Για το λόγο αυτό, η στατική ανάλυση του αντιστηριζόμενου πυρήνα θα επικεντρωθεί, κυρίως, στη συγκεκριμένη κατασκευή.

2.9.2 Κύρια χαρακτηριστικά



Εικόνα 2.26 : Burj Khalifa, Dubai, United Arab Emirates

Η κατασκευή του εντυπωσιακού αυτού ουρανοξύστη ξεκίνησε το 2004 και ολοκληρώθηκε τον Ιανουάριο του 2010. Τη στατική και αρχιτεκτονική μελέτη του επιμελήθηκε ο δομοστατικός μηχανικός Bill Baker, της κατασκευαστικής εταιρίας SOM που έχει ως βάση το Σικάγο. Το κτήριο στεγάζει διαφόρων ειδών καταστήματα, γραφεία, ξενοδοχεία και κατοικίες, αποτελείται από 163 ορόφους και έχει συνολικό ύψος 828 μέτρα. Το βασικό δομικό υλικό που χρησιμοποιήθηκε είναι το οπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ το συνολικό εμβαδό της κάτοψης ανέρχεται στα 309,473 τετραγωνικά μέτρα. Η κατασκευή κόστισε περίπου 1,5 δις δολάρια και θεωρήθηκε πολύ οικονομική σε σύγκριση με άλλους ουρανοξύστες.

Η αρχιτεκτονική του ομορφιά είναι συναρπαστική και το Burj Khalifa θεωρείται το κόσμημα του Dubai. Το σχήμα του έχει τη μορφή Y, έμπνευση των αρχιτεκτόνων του, με στόχο να μειώσει τα φορτία του ανέμου και να διατηρήσει μία απλή γραμμή για την κατασκευή του. Ο πυρήνας του αποτελείται από ένα εξαγωνικό σύστημα τοιχίων, το οποίο συνδέεται με τις πτέρυγες με ένα διαφορετικό σύστημα τοιχίων κάθετο στον πυρήνα, δημιουργώντας έτσι έναν αντιστηριζόμενο πυρήνα (buttressed core).

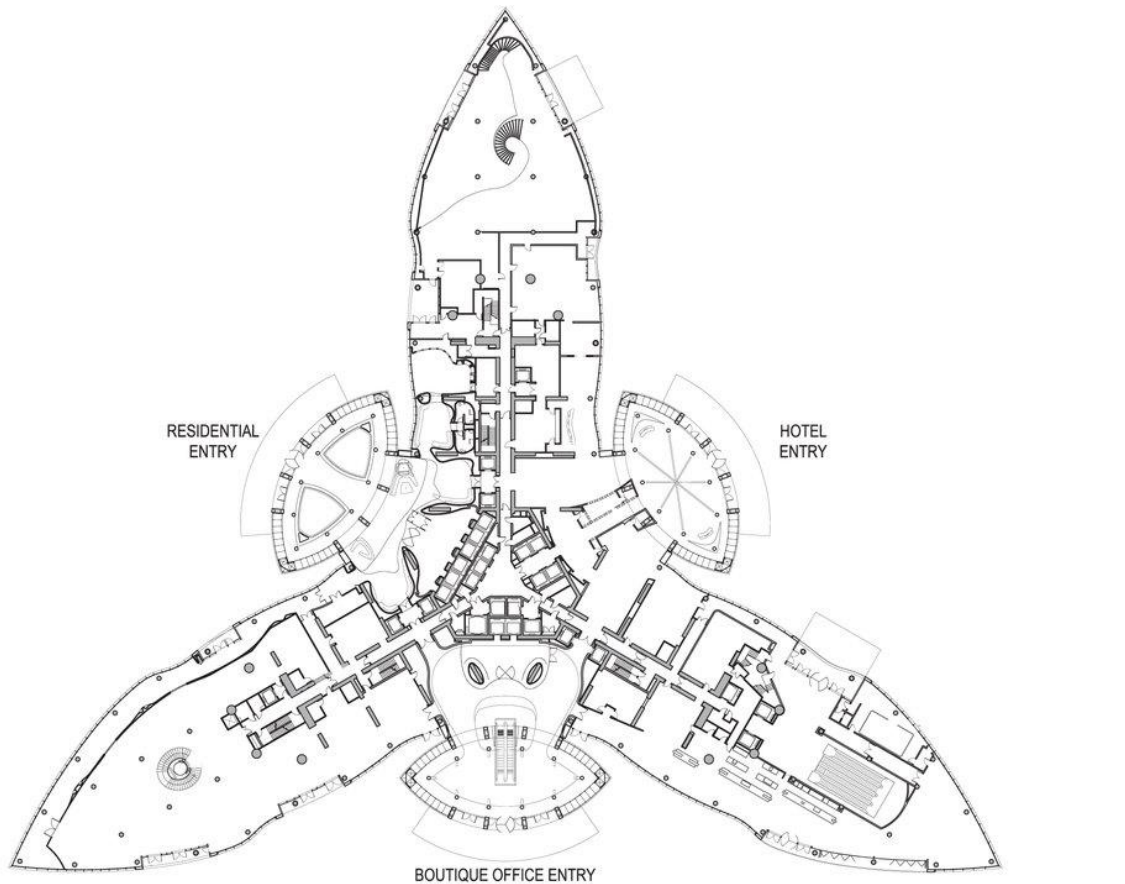
2.9.3 Στατική Ανάλυση

Το Buttressed Core αποτελείται από έναν εξαγωνικό πυρήνα από διατημητικά τοιχία με τρεις προεκτεινόμενες πτέρυγες να τον στηρίζουν. Το σχήμα Υ του συστήματος αυτού επιτρέπει περισσότερα και μεγαλύτερα ανοίγματα, ενώ ταυτόχρονα μειώνει την επιρροή της έντασης του ανέμου στην κατασκευή. Το τελευταίο ευνοείται και από τη σταδιακή μείωση των πτερύγων καθ' ύψος. Επίσης το σύστημα αυτό προσφέρει μεγάλη πλάγια και στρεπτική ακαμψία. Η κύρια κατασκευή αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα εσωτερικά τοιχία των πτερύγων, τα οποία είναι τοποθετημένα κάθετα στον πυρήνα, λειτουργούν συνδυαστικά με αυτόν σαν τον κορμό και τα πέλματα μιας δοκού και με τον τρόπο αυτό αναλαμβάνουν τις καμπτικές και τις διατημητικές ροπές από τα πλευρικά φορτία. Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων διαστασιολογήθηκαν έτσι ώστε να μειώνουν την επιρροή του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης στα μεμονωμένα στοιχεία της κατασκευής. Επίσης, για να μειωθεί η επιρροή της διαφορικής βράχυνσης, λόγω του ερπυσμού, μεταξύ των περιμετρικών υποστυλωμάτων και εσωτερικών διατημητικών τοιχίων, τα περιμετρικά κατακόρυφα στοιχεία διαστασιολογήθηκαν έτσι ώστε η ένταση λόγω ιδίων βαρών του να ταυτίζεται με αυτή των εσωτερικών τοιχίων.

Στους διπλούς μηχανικούς ορόφους, οι οποίοι βρίσκονται σε πέντε διαφορετικά επίπεδα του ουρανοξύστη έχουν τοποθετηθεί ζυγοστάτες (outriggers) που συνδέουν μεταξύ τους όλα τα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής, εξασφαλίζοντας έτσι την ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων λόγω ιδίων βαρών με αποτέλεσμα τη μείωση της διαφορικής μετακίνησης λόγω ερπυσμού. Επιπλέον, με τον τρόπο αυτό συμμετέχουν όλα τα κατακόρυφα στοιχεία στην ανάληψη των πλευρικών φορτίων. Για την αντιμετώπιση του φαινομένου της συστολής ξήρανσης, χρησιμοποιήθηκαν στο σχεδιασμό του ουρανοξύστη ίδια πάχη στοιχείων. Έτσι εξασφαλίστηκε ότι η βράχυνση των δομικών στοιχείων λόγω της συστολής ξήρανσης, η οποία έχει πιο άμεση επίδραση στην κατασκευή από τον ερπυσμό, θα πραγματοποιείται με τον ίδιο ρυθμό.

Το κορυφαίο τμήμα της κατασκευής αποτελείται από μία χαλύβδινη σπείρα που χρησιμοποιεί ένα διαγώνιο, ενισχυμένο πλευρικό δομικό σύστημα και είναι σχεδιασμένη έναντι κατακόρυφων φορτίων, ανέμου, σεισμού και κόπωσης. Για πυροπροστασία χρησιμοποιήθηκε μια πρόσθετη αντιπυρική επικάλυψη αλουμινίου. Τέλος, η ανάλυση και διαστασιολόγηση έγινε με το μοντέλο θλιπτήρα-ελκυστήρα, και προσομοιώθηκε στο στατικό πρόγραμμα ETABS. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για τα κατακόρυφα και πλευρικά φορτία, συμπεριλαμβανομένων των φαινομένων δεύτερης τάξης. Η δυναμική

ανάλυση υπέδειξε ότι η πρώτη ιδιομορφή είναι η πλευρική με ιδιοπερίοδο 11,3 sec. Η δεύτερη ιδιομορφή είναι πλευρική και κάθετη στην πρώτη με ιδιοπερίοδο 10,2 sec. Η στρεπτική είναι η πέμπτη ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο 4,3 sec. Γενικά, τα σεισμικά φορτία δεν ήταν κρίσιμα για το σχεδιασμό του ουρανοξύστη, με εξαίρεση τη μεταλλική σπείρα στην κορυφή του. Αξιοσημείωτο είναι το ότι δεν απαιτήθηκε η χρήση πρόσθετων αποσβεστήρων, ενώ η θεμελίωση αποτελείται από 194 θεμέλια βάθους περίπου 50 μέτρων (William F. Baker, D. Stanton Korista AND Lawrence C. Novak- Skidmore, Owings & Merrill LLP, 2007), (Chase Smethurst, Billy Green, 2012).



SOM

COMPOSITE GROUND FLOOR PLAN

Εικόνα 2.27 : Κάτοψη του Burj Khalifa

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Άνεμος

3.1 Εισαγωγή

Τα τελευταία χρόνια, έχουν κατασκευασθεί πολλά υψηλά κτήρια και κατασκευές, ενώ αρκετά ακόμα είναι στη διαδικασία του σχεδιασμού σε όλο τον κόσμο. Τα φορτία του ανέμου και η απόκριση των εκάστοτε κατασκευών σε αυτά αποτελούν τους πιο καθοριστικούς παράγοντες του δομοστατικού σχεδιασμού τους. Έχουν γίνει εκτεταμένες θεωρητικές και πειραματικές έρευνες, αλλά και μακροχρόνιες παρατηρήσεις και στατιστικές επεξεργασίες, προκειμένου να προσδιοριστούν τα απαραίτητα χαρακτηριστικά και να επιτευχθεί η ,κατά το δυνατόν, ακριβής αποτίμηση του τρόπου δράσης του ανέμου.

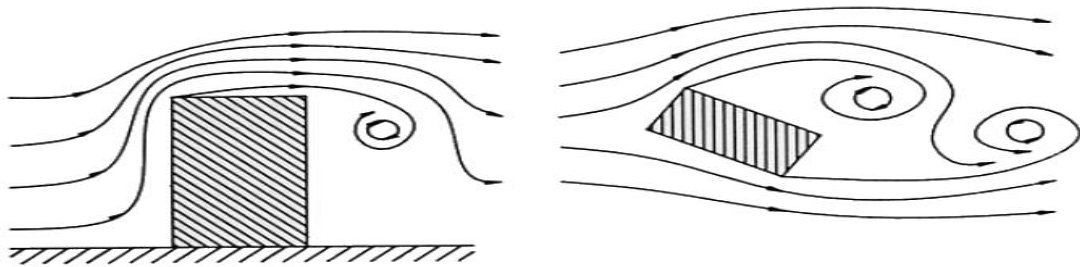
Για το λόγο αυτό, στο εν λόγω κεφάλαιο, θα πραγματοποιηθεί μια εκτενής περιγραφή του τρόπου με τον οποίο ο άνεμος επηρεάζει τα υψηλά κτήρια. Επίσης, θα μελετηθούν αναλυτικά οι πραγματικές ταχύτητες του ανέμου, που ασκούνται στη συγκεκριμένη περιοχή όπου υποθετικά θα υλοποιηθεί η κατασκευή, ενώ, επιπλέον, θα συγκριθούν τα διάφορα δομικά συστήματα (ανάλογα με το σχήμα τους) όσον αφορά τον αεροδυναμικό σχεδιασμό τους, με χρήση του προγράμματος Falcon Project (CFD). Τέλος, θα παρουσιαστεί ένα νέο πρωτοποριακό αρχιτεκτονικό σχέδιο, με στόχο τη βελτιστοποίηση της αεροδυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής και συνεπώς, τη μείωση του κρίσιμου φορτίου του ανέμου.

3.2 Η επίδραση του ανέμου στις υψηλές κατασκευές

Ο άνεμος αποτελεί ένα ιδιαίτερα πολυσύνθετο φαινόμενο, διότι ,λόγω της αλληλεπίδρασής του με τις κατασκευές, λαμβάνει διαφορετικές καταστάσεις ροής. Αποτελείται από πολλαπλές δίνες, ποικίλων μεγεθών και περιστροφικών χαρακτηριστικών, οι οποίες παρασύρονται στη γενικευμένη ροή της κίνησης του αέρα σε σχέση με την γήινη επιφάνεια. Οι δίνες αυτές προσδίδουν στον άνεμο το θυελλώδη και τυρβώδη χαρακτήρα του. Η θυελλώδης συμπεριφορά του, στα κατώτερα στρώματα της ατμόσφαιρας, προκύπτει, κυρίως, από της αλληλεπίδρασή του με τα επιφανειακά χαρακτηριστικά του φλοιού της γης. Η μέση ταχύτητα του ανέμου κατά τη διάρκεια μιας περιόδου της τάξεως των δέκα λεπτών και άνω, αυξάνεται καθ' ύψος, ενώ οι ριπές μειώνονται καθ' ύψος.

Το διάνυσμα της ταχύτητας του ανέμου μπορεί να θεωρηθεί, προσεγγιστικά, ως το άθροισμα της μέσης ταχύτητας του ανέμου (στατική συνιστώσα) και μίας δυναμικής

(τυρβώδης) συνιστώσας. Άμεση συνέπεια της τυρβώδης συμπεριφοράς του ανέμου είναι η εξάρτηση της δυναμικής φόρτισης της κατασκευής από το μέγεθος των δινών που ασκούνται σε αυτή. Οι μεγάλες δίνες, των οποίων το μέγεθος είναι συγκρίσιμο με αυτό της κατασκευής, είναι ευμενέστερες, διότι προκαλούν συγγενείς πιέσεις σε αυτή, αγκαλιάζοντάς τη. Αντιθέτως, οι μικρές δίνες δημιουργούν πιέσεις σε διάφορα μέρη της κατασκευής, ασυσχέτιστα μεταξύ τους. Παρακάτω παρουσιάζεται ένα παράδειγμα δινών γύρω από μια τυπική κατασκευή.



Εικόνα 3.1 : Δίνες γύρω από μια τυπική κατασκευή

Μερικές κατασκευές, κυρίως αυτές που είναι ψηλές ή λεπτές και, συνεπώς, εύκαμπτες, αποκρίνονται δυναμικά στην επίδραση του ανέμου. Υπάρχουν διάφορα διαφορετικά φαινόμενα που μπορούν να προκαλέσουν τη δυναμική απόκριση μιας κατασκευής στο φορτίο του ανέμου, τα κυριότερα εκ των οποίων είναι ο στροβιλισμός και το σκόρπισμα δινών. Έτσι, ως αποτέλεσμα του τυρβώδους στροβιλισμού, οι εύκαμπτες κατασκευές είναι ευαίσθητες στη δυναμική απόκριση κατά τη διεύθυνση του ανέμου. Η εγκάρσια (κάθετα στη διεύθυνση του ανέμου) ταλάντωση είναι συνήθως αποτέλεσμα του διασκορπισμού των ριπών, αλλά μπορεί να προκύψει και από τη διέγερση που προκαλεί ο τυρβώδης στροβιλισμός. Ένα επιπλέον φαινόμενο που μπορεί να προκαλέσει αστάθεια στην κατασκευή είναι αυτό του συνδυασμού δύο κινήσεων, συνήθως της κάμψης και της στρέψης (flutter). Το φαινόμενο αυτό όμως, συνήθως δεν αποτελεί πρόβλημα για κτηριακές κατασκευές.

Εν αντιθέσει, ένα πάρα πολύ σημαντικό πρόβλημα, που συσχετίζεται με την κίνηση των κτηρίων λόγω του ανέμου, είναι η αντίληψη των δονήσεων τους από τον άνθρωπο. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η εξαιρετική ευαισθησία των ανθρώπων στη δόνηση αυτή. Έτσι, ακόμα και σε πολύ χαμηλά επίπεδα τάσης και παραμόρφωσης παρατηρείται ότι η κίνηση μπορεί να δημιουργήσει ένα «άβολο» συναίσθημα στους περισσότερους ανθρώπους. Για το λόγο αυτό, η λειτουργικότητα αποτελεί σημαντικότερο κριτήριο σχεδιασμού για τα υψηλά κτήρια από την αντοχή.

3.2.1 Υπολογισμός φορτίων ανέμου

Τα χαρακτηριστικά της πίεσης του ανέμου σε μια κατασκευή είναι μια συνάρτηση του ανέμου που ασκείται σε αυτή, της γεωμετρίας της υπ' όψιν κατασκευής και της γεωμετρίας και εγγύτητας των προσήνεμων κατασκευών. Οι πιέσεις αυτές δεν είναι σταθερές, αλλά συνεχώς κυμαινόμενες, λόγω, τόσο του τυρβώδους χαρακτήρα του ανέμου, όσο και του διασκορπισμού των δινών που λαμβάνει χώρα στις άκρες της κατασκευής. Οι κυμαινόμενες αυτές πιέσεις μπορεί να προκαλέσουν βλάβες λόγω κόπωσης της κατασκευής, ενώ μπορούν, επίσης, να διεγείρουν δυναμικά την κατασκευή, εάν αυτή είναι δυναμικά ευάλωτη έναντι ανέμου. Επιπρόσθετα, οι ανεμοπιέσεις δεν είναι ομοιόμορφα κατανεμημένες στην επιφάνεια της κατασκευής, αλλά διαφέρουν σε κάθε σημείο. Έτσι, λόγω των πολλών αβεβαιοτήτων που προκύπτουν, το μέγιστο φορτίο που θα ασκηθεί πραγματικά σε μια κατασκευή κατά τη διάρκεια της ζωής της, μπορεί να διαφέρει δραματικά από το φορτίο σχεδιασμού, όπως αυτό ορίζεται από τον κανονισμό κάθε χώρας.

Η πολυπλοκότητα του υπολογισμού του φορτίου του ανέμου έγκειται ακριβώς σε αυτά τα χαρακτηριστικά του και ο εκάστοτε μηχανικός οφείλει να τα λαμβάνει υπ' όψιν κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού μίας κατασκευής. Εξαιρετική προσοχή απαιτείται, κυρίως, στις πολύ ψηλές και εύκαμπτες κατασκευές, όπου ο άνεμος αποτελεί το βασικότερο κριτήριο σχεδιασμού και διαστασιολόγησης των κύριων δομικών στοιχείων. Με στόχο λοιπόν, την αποδοτικότερη προσέγγιση των πραγματικών πιέσεων που ασκούνται σε μια κατασκευή, συνίσταται η χρήση εναλλακτικών τρόπων υπολογισμού των ανεμοπιέσεων, εκ των οποίων οι πιο διαδεδομένοι μελετιούνται αναλυτικά παρακάτω.

➤ Δοκιμή αεροσύραγγας

Η χρήση αεροελαστικών μοντέλων σε αεροσύραγγα αποτελεί ένα από τα πιο ακριβή και λειτουργικά εργαλεία στη διάθεση ενός μηχανικού. Με τον τρόπο αυτό, παρέχεται η δυνατότητα υπολογισμού των πιέσεων του ανέμου σε πολλές περιπτώσεις, όπου αποτυγχάνουν οι αναλυτικοί τρόποι και οι κανονισμοί. Τέτοιες περιπτώσεις είναι κατασκευές με πολυσύνθετα και ασυνήθιστα αεροδυναμικά σχήματα ή εύκαμπτα κτήρια, των οποίων η κίνηση επηρεάζει τα αεροδυναμικά φορτία που ασκούνται σε αυτά. Σε αυτές, λοιπόν, τις περιπτώσεις, ο μηχανικός υποχρεούται να χρησιμοποιήσει αεροελαστικά μοντέλα που τοποθετούνται σε μια ειδικά κατασκευασμένη αεροσύραγγα, ώστε να προσομοιάσει σωστά τις συνθήκες ανέμου και να υπολογίσει με ακρίβεια τις πιέσεις του ανέμου στην κατασκευή. Η προσομοίωση σε αεροσύραγγα αποτελεί, πλέον, μια ιδιαίτερα

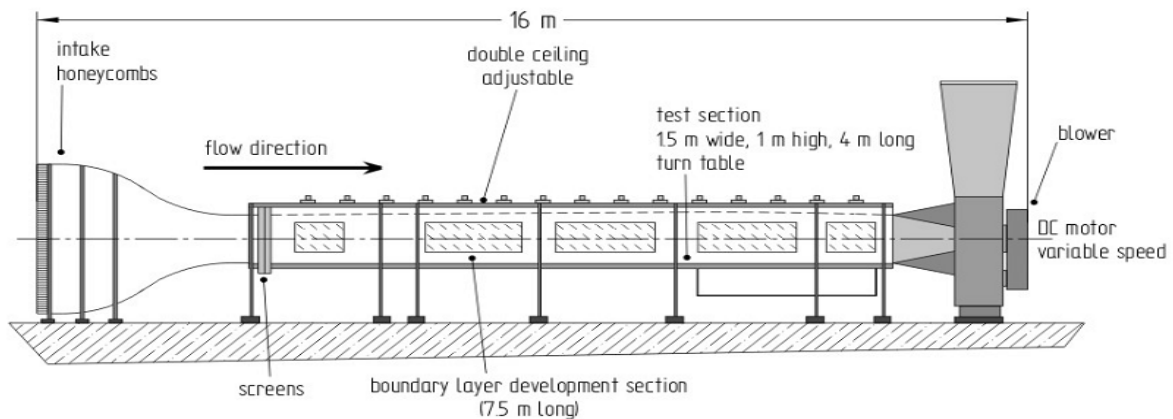
διαδεδομένη εφαρμογή, όσον αφορά το σχεδιασμό υψηλών κτηρίων, και πολλές φορές καταλήγει σε έναν οικονομικότερο σχεδιασμό, αφού οι πραγματικές ανεμοπιέσεις μπορεί να προκύψουν μικρότερες από αυτές που επιβάλλει ο εκάστοτε κανονισμός.

Με τη χρήση αεροελαστικών μοντέλων υπολογίζεται απευθείας τον δυναμικό φορτίο του ανέμου, ενώ το κύριο ζητούμενο της μελέτης αυτής είναι να προκύψουν πιο ακριβή αποτελέσματα για τα φορτία του ανέμου που ασκούνται στην κατασκευή. Το ζητούμενο αυτό μπορεί να με επιτευχθεί μόνο εφόσον, τόσο ο άνεμος, όσο και η κατασκευή είναι σωστά προσομοιωμένα, έτσι ώστε το μοντέλο να αποκρίνεται στο σύστημα φόρτισης ομοίως με την πραγματική κατασκευή. Οι προσομοιώσεις αυτές λαμβάνουν χώρα για δύο βασικούς λόγους. Ο πρώτος αφορά τον προσδιορισμό των ανεμοπιέσεων, ούτως ώστε να σχεδιαστεί η κατασκευή έναντι ανέμου. Ο δεύτερος αφορά τα πεδία ροής του ανέμου στο περιβάλλον της κατασκευής, δηλαδή τον τρόπο που αυτή επηρεάζει τους πεζούς και την ασφάλεια στο επίπεδο του εδάφους ή τον προσδιορισμό συγκέντρωσης ρύπων καυσαερίου. Παρόλο που η δοκιμή σε αεροσύραγγα προσπαθεί να προσομοιάσει μια πολυσύνθετη κατάσταση, τα μοντέλα είναι ιδιαίτερα απλά και βασίζονται στην παραδοχή ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή των ψηλών κτηρίων μπορεί να προσεγγιστεί με μια ευθεία γραμμή. Σε γενικές γραμμές, δεν είναι απαραίτητο να επιτευχθεί μια σωστή κατανομή πυκνότητας μάζας, αρκεί η ροπή αδράνειας περί τον άξονα περιστροφής να είναι ίδια με αυτή της πραγματικής κατασκευής. Ο άξονας περιστροφής επιλέγεται συνήθως έτσι ώστε να διατηρεί ένα σχήμα λειτουργίας που να ταυτίζεται με την υπολογισμένη θεμελιώδη ιδιομορφή της πραγματικής κατασκευής.

Ένα πολύ σημαντικό ζήτημα που είναι καθοριστικό για την ακρίβεια των αποτελεσμάτων στη χρήση αεροσύραγγας είναι σωστή προσομοίωση του περιβάλλοντος της κατασκευής. Γειτονικά κτήρια παρομοίου μεγέθους μπορούν να προκαλέσουν μεγάλη αύξηση στην εγκάρσια ταχύτητα του ανέμου. Για το λόγο αυτό, ο μηχανικός οφείλει να λαμβάνει υπ' όψιν του, τόσο τις ήδη υπάρχοντες κατασκευές, όσο και τις μελλοντικές αλλαγές που μπορεί να προκύψουν κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Προφανώς αυτό απαιτεί κριτική ικανότητα και καλή πληροφόρηση από την πλευρά του μηχανικού. Μια κατευθυντήρια γραμμή όσον αφορά την προσομοίωση του περιβάλλοντος της κατασκευής είναι να λαμβάνουμε υπ' όψιν τα περιμετρικά κτίσματα σε ακτίνα δέκα φορές το πλάτος της.

Η αεροσύραγγα είναι ένα σύστημα το οποίο φυσάει αέρα στο μοντέλο και στο μοντελοποιημένο περιβάλλον του υπό διάφορες γωνίες σχετικά με τον προσανατολισμό

της κατασκευής, προσομοιάζοντας με τον τρόπο αυτό τις διάφορες διευθύνσεις του ανέμου. Αυτό συνήθως πραγματοποιείται τοποθετώντας ολόκληρο το μοντέλο σε μια περιστρεφόμενη πλατφόρμα μέσα στην αεροσύραγγα. Όταν μια δοκιμή ολοκληρώνεται η πλατφόρμα αυτή περιστρέφεται υπό μια συγκεκριμένη γωνία και ξεκινάει μια νέα δοκιμή. Οι αεροσύραγγες είναι είτε ανοιχτού είτε κλειστού τύπου. Σε μια τυπική αεροσύραγγα για υψηλά κτήρια η κλίμακα που χρησιμοποιείται είναι 1:400 για το μοντέλο, ενώ ο άνεμος παράγεται μέσω της επαυξημένης μεθόδου ανάπτυξης (augmented growth method). Η μέθοδος αυτή παράγει μεγάλης κλίμακας στροβιλισμούς χρησιμοποιώντας διάφορες συσκευές. Τάπητες, συνήθως, χρησιμοποιούνται για να δημιουργήσουν την απαιτούμενη ταχύτητα. Σε μεγαλύτερες αεροσύραγγες είναι δυνατή η κατασκευή μοντέλο σε κλίμακα 1:200 ή ακόμα και 1:100.



Εικόνα 3.2 : Αεροσύραγγα

Προκειμένου να προκύψουν ακριβή αποτελέσματα από τη χρήση της αεροσύραγγας είναι εξαιρετικά σημαντικό να προσομοιωθεί ικανοποιητικά η συμπεριφορά του φυσικού ανέμου. Για να επιτευχθεί αυτό πρέπει να ληφθούν υπ' όψιν πολλές παράμετροι. Αυτές είναι: η διακύμανση της ταχύτητας καθ' ύψος κανονικοποιημένη σε σχέση με τις τιμές του ύψους, το ύψος του υπό διερεύνηση κτηρίου, η ένταση των στροβιλισμών και η ομαλοποιημένη φασματική πυκνότητα ισχύος που καθορίζει την ενέργεια των στροβιλισμών συναρτήσει της συχνότητας. Ο αριθμός Raynolds δεν αποτελεί σημαντική παράμετρο, αφού το μοντέλο έχει αιχμηρές ακμές. Τέλος, για να ληφθούν σωστά αποτελέσματα πρέπει να καθοριστεί μία κλίμακα μηκών και χρόνου, ενώ ο σχεδιασμός της ταχύτητας του ανέμου βασίζεται στα μετεωρολογικά δεδομένα κάθε περιοχής.

➤ Προγράμματα Υπολογιστικής Ρευστοδυναμικής

Η Υπολογιστική Ρευστοδυναμική (Computational Fluid Dynamics, CFD) είναι ένας τομέας της ρευστομηχανικής και βασίζεται στη χρήση αριθμητικών μεθόδων και αλγορίθμων για την επίλυση προβλημάτων που περιλαμβάνουν ροές ρευστών. Γίνεται χρήση υπολογιστών για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των ρευστών, αξιοποιώντας τις εξισώσεις συνέχειας και ορμής (εξισώσεις Navier-Stokes), σε συνδυασμό με τις εξισώσεις διατήρησης μάζας και ενέργειας, σε γεωμετρία και οριακές συνθήκες που ορίζονται από το χρήστη. Αποτελεί αποτελεσματικό και εύχρηστο εργαλείο του μηχανικού και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη μελέτη της επίδρασης διαφόρων παραμέτρων (γεωμετρικά χαρακτηριστικά, ιδιότητες του ρευστού, των οριακών συνθηκών κλπ.) στα χαρακτηριστικά της ροής (κατανομή ταχύτητας, πτώση πίεσης, μεταφορά θερμότητας, μεταφορά μάζας κλπ.).

Συγκεκριμένα, στο αντικείμενο του δομοστατικού μηχανικού, η μέθοδος αυτή δίνει λύσεις σε περιπτώσεις όπου αδυνατούν οι απλοποιημένες μέθοδοι που προτείνουν οι κανονισμοί. Εφαρμόζεται, κυρίως, σε σύνθετες κατασκευές με ασυνήθιστο αεροδυναμικό σχήμα με στόχο τον υπολογισμό των πιέσεων του ανέμου. Ευρεία εφαρμογή έχει, επίσης, στην κατασκευή υψηλών κτηρίων, όπου ο σχεδιασμός έναντι ανέμου είναι κρίσιμος για τη διαστασιολόγηση των κτηρίων και συνεπώς απαιτεί αυξημένη ακρίβεια, την οποία αδυνατούν να παρέχουν οι απλοποιημένες αριθμητικές μέθοδοι.

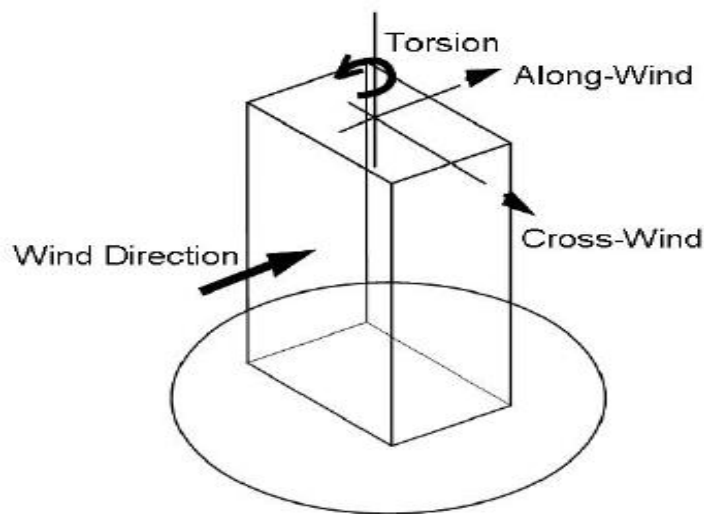
3.2.2 Ισοδύναμο Στατικό Φορτίο

Η βελτιστοποίηση της γραμμικής στατικής απόκρισης στις κατασκευές έχει αναπτυχθεί αρκετά καλά, μέσω της χρήσης της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων για τη γραμμική στατική ανάλυση. Παρόλα αυτά, η εξέλιξη είναι πολύ αργή όσον αφορά τις περιπτώσεις που απαιτείται μη γραμμική ελαστική ανάλυση. Μέθοδοι βελτιστοποίησης που χρησιμοποιούν το Ισοδύναμο Στατικό Φορτίο (ΙΣΦ) έχουν προταθεί ώστε να επιλύσουν διάφορους εξειδικευμένους κλάδους βελτιστοποίησης. Αυτοί περιλαμβάνουν τη βελτιστοποίηση στη γραμμική δυναμική απόκριση, τη βελτιστοποίηση της κατασκευής πολυσωματικών δυναμικών συστημάτων, τη βελτιστοποίηση της κατασκευής εύκαμπτων πολυσωματικών δυναμικών συστημάτων, τη βελτιστοποίηση στη μη γραμμική στατική απόκριση και τη βελτιστοποίηση στη μη γραμμική δυναμική απόκριση. Το ΙΣΦ ορίζεται ως το στατικό φορτίο που προκαλεί το ίδιο πεδίο μετατοπίσεων με μία ανάλυση που δεν είναι γραμμική στατική. Για το λόγο αυτό πραγματοποιείται μια ανάλυση που δεν είναι γραμμική

στατική, ώστε να εκτιμηθεί το πεδίο των μετατοπίσεων, από τον οποίο τελικά προκύπτει το ΙΣΦ. Έπειτα, πραγματοποιείται μία βελτιστοποίηση για τη γραμμική στατική απόκριση της κατασκευής, χρησιμοποιώντας το ΙΣΦ και με τον τρόπο αυτό αναβαθμίζεται ο σχεδιασμός. Αυτή η διαδικασία πραγματοποιείται επαναληπτικά και έχει αποδειχτεί ιδιαίτερα αποδοτική για ορισμένο τύπο προβλημάτων (Wind and Tall Buildings, 2009).

3.2.3 Διαμήκες και εγκάρσιο φορτίο ανέμου

Ο άνεμος που προσεγγίζει μια κατασκευή είναι ένα πολυσύνθετο φαινόμενο, όπως και το διάγραμμα ροής που δημιουργείται γύρω από μια κατασκευή λόγω της παραμόρφωσης της μέσης ταχύτητας του ανέμου, του διαχωρισμού της ροής και της δημιουργίας των δινών. Τα φαινόμενα αυτά μπορεί να προκαλέσουν μεγάλες διακυμάνσεις της ανεμοπίεσης στην επιφάνεια του κτηρίου. Συνεπώς, επιβάλλονται μεγάλα αεροδυναμικά φορτία στο δομικό σύστημα του κτηρίου, ενώ έντονες τοπικές κυμαινόμενες δυνάμεις δρουν στην πρόσοψη της κατασκευής. Υπό την επίδραση των δυνάμεων αυτών, μια κατασκευή τείνει να ταλαντωθεί καμπτικά και στρεπτικά. Το μέγεθος των ταλαντώσεων εξαρτάται από τη φύση των δυνάμεων του ανέμου και τα δυναμικά χαρακτηριστικά του κτηρίου.



Εικόνα 3.3 : Διαμήκες και εγκάρσιο φορτίο ανέμου

➤ Διαμήκες φορτίο ανέμου

Το διαμήκες φορτίο του ανέμου ή η απόκριση του κτηρίου στο στροβιλισμό του ανέμου μπορεί να υπολογιστεί λαμβάνοντας υπόψιν δύο συνιστώσες, τη μέση ταχύτητα και την κυμαινόμενη συνιστώσα του ανέμου, που προκαλείται από τις παρεκκλίσεις της ταχύτητας από τη μέση τιμή της. Η δεύτερη οφείλεται στις ριπές και στις, ποικίλων μεγεθών, δίνες.

Συνήθως, η ιδιοσυχνότητα των περισσότερων κατασκευών είναι πολύ μεγαλύτερη από τη συνιστώσα της επίδρασης του κυμαινόμενου φορτίου από τις μεγάλες δίνες, οπότε το φορτίο αυτό μπορεί να μελετηθεί παρόμοια με τη μέση ταχύτητα του ανέμου. Αντιθέτως, οι μικρές δίνες είναι πολύ συχνές και μπορεί να προκαλέσουν δονήσεις κοντά στην ιδιοσυχνότητα της κατασκευής με αποτέλεσμα να δημιουργείται ένα επαυξημένο δυναμικό φορτίο, το οποίο μπορεί να έχει πολύ σημαντική επίδραση στην κατασκευή.

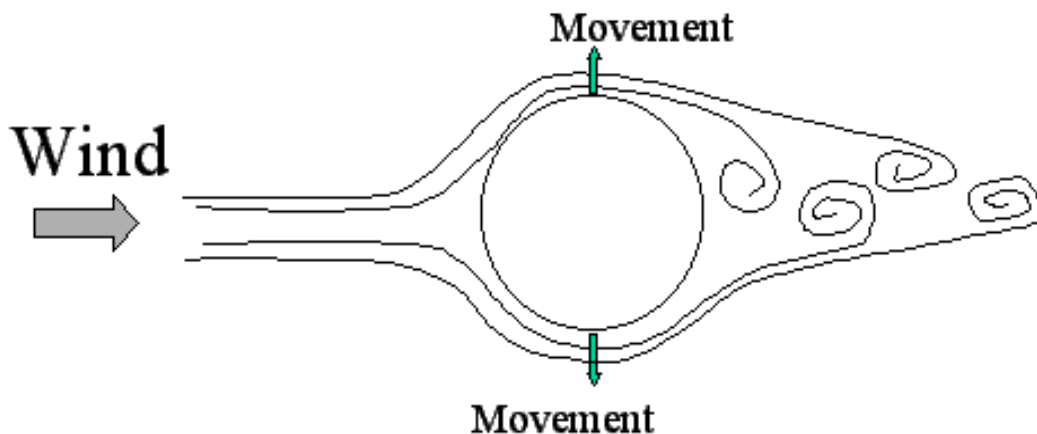
Η μελέτη του φορτίου του «μέσου» ανέμου εκτιμάται μέσω της μέσης ταχύτητας του ανέμου, χρησιμοποιώντας συντελεστές πίεσης και φορτίου. Τα κυμαινόμενα φορτία προσδιορίζονται χωριστά μέσω μιας μεθόδου που κάνει παραδοχές όσον αφορά την ένταση του στροβιλισμού, τους συντελεστές σχήματος και δυναμικής ενίσχυσης (Davenport, 1967). Τελικά, η δυναμική απόκριση των κατασκευών υπό το διαμήκες φορτίο του ανέμου μπορεί να προβλεφθεί με ικανοποιητική ακρίβεια από τη μέθοδο του συντελεστή ριπών (gust factor approach), εφόσον η ροή του ανέμου δεν επηρεάζεται καθοριστικά από περιβάλλοντα ψηλά κτήρια.

➤ Εγκάρσιο φορτίο ανέμου

Υπάρχουν πολλά παραδείγματα εύκαμπτων κατασκευών ευαίσθητα στη δυναμική ταλάντωση κάθετα στη διεύθυνση του ανέμου, όπως υψηλές καμινάδες, στύλοι φωτισμού δρόμων, πύργοι και καλώδια. Στις περιπτώσεις αυτές, η συγκεκριμένη μορφή ταλάντωσης μπορεί να είναι πολύ σημαντική, ειδικά σε κατασκευές με μικρή απόσβεση. Η εγκάρσια διέγερση μοντέρνων υψηλών κτηρίων και κατασκευών μπορεί να χωριστεί σε τρεις κατηγορίες μηχανισμών, των οποίων οι υψηλές χρονικές παράγωγοι είναι διαφορετικές.

I. Διασκορπισμός δινών (vortex shedding)

Αποτελεί το πιο συνηθισμένο αίτιο εγκάρσιας διέγερσης και οφείλεται στη γεωμετρία των κτηρίων που δεν έχουν εξομαλυμένες γωνίες, με αποτέλεσμα να αποκολλάται η ροή από την επιφάνεια της κατασκευής. Για μια συγκεκριμένη κατασκευή, οι δίνες έχουν μια κυρίαρχη περιοδικότητα που καθορίζεται από τον αριθμό Shrouhal, συνεπώς η κατασκευή υποβάλλεται σε ένα περιοδικό πλευρικό φορτίο. Αν η φυσική ιδιοσυχνότητα της κατασκευής ταυτίζεται με τη συχνότητα των δινών προκαλούνται πολύ αυξημένες μετατοπίσεις. Επίσης, η ασύμμετρη κατανομή της πίεσης γύρω από τη διατομή προκαλεί μια πρόσθετη εγκάρσια δύναμη, όταν οι δίνες αυτές διασκορπίζονται. Συνεπώς, το φαινόμενο αυτό, σε περίπτωση συντονισμού, προκαλεί πολύ μεγάλη ταλάντωση στην κατασκευή και πιθανών αστοχία, ιδιαίτερα αν η κατασκευή είναι εύκαμπτη.



Εικόνα 3.4 : Διασκορπισμός δινών

II. Μηχανισμός περιστασιακών στροβιλισμών (*the incident turbulence mechanism*)

Ο μηχανισμός αυτός αναφέρεται στην περίπτωση που οι τυρβώδεις ιδιότητες του φυσικού ανέμου προκαλούν αλλαγές στην ταχύτητα και τη διεύθυνσή του, με αποτέλεσμα τη επίδραση ανυψωτικών (κάθετων στην επιφάνεια) και διατμητικών δυνάμεων και ροπών (*pitching moments*) στην κατασκευή σε ένα ευρύ φάσμα συχνοτήτων. Η συμβολή του μηχανισμού αυτού στα εγκάρσια φορτία εξαρτάται κυρίως από τις ανυψωτικές δυνάμεις που προκαλεί, συνεπώς, είναι κρίσιμο κυρίως σε τμήματα του καταστρώματος γεφυρών, σε επίπεδες στέγες, κτλ.

III. Υψηλότερες παράγωγοι της εγκάρσιας μετατόπισης (*higher derivatives of crosswind displacement*)

Υπάρχουν τρεις από κοινού αναγνωρισμένες μετατοπίσεις που εξαρτώνται από τη διέγερση (“galloping”, “flutter”, “lock-in”), οι οποίες εξαρτώνται επίσης από το φαινόμενο του στροβιλισμού. Πολλές φόρμουλες είναι ικανές να υπολογίσουν αυτά τα φαινόμενα (Holmes, 2001), ενώ οι πρόσφατες τεχνικές υπολογιστικής ρευστοδυναμικής (Tamura Y., 1999) έχουν χρησιμοποιηθεί επανειλημμένα για να τα εκτιμήσουν.

3.2.4 Κριτήρια σχεδιασμού υψηλών κτηρίων έναντι ανέμου

Οι υψηλές κατασκευές είναι ιδιαίτερα ευάλωτες έναντι ανέμου, συνεπώς τρεις βασικές επιπτώσεις του ανέμου πρέπει να ληφθούν υπ’ όψιν κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού.

➤ Περιβαλλοντικές μελέτες για την επίδραση του ανέμου

Ο μηχανικός οφείλει να μελετήσει την επίδραση του ανέμου στον περιβάλλον χώρο της κατασκευής μετά την ανέγερσή της. Η μελέτη αυτή είναι πολύ σημαντική, διότι αφορά την επιρροή του ανέμου στους πεζούς, τις μοτοσυκλέτες και τα αρχιτεκτονικά στοιχεία

(σιντριβάνια κτλ.), που βρίσκονται σε δημόσιο χώρο εντός της ακτίνας επιρροής της προτεινόμενης κατασκευής.

➤ Φορτία ανέμου στην πρόσοψη της κατασκευής

Ο στόχος της μελέτης αυτής είναι η εύρεση των ανεμοπιέσεων σχεδιασμού της πρόσοψης της κατασκευής, δηλαδή της εξωτερικής επένδυσης από υαλοπίνακες. Η επένδυση αυτή έχει πάρα πολύ υψηλό κόστος, συνεπώς είναι σημαντικό να προσδιορισθούν ικανοποιητικά τα φορτία του ασκούνται σε αυτή, ώστε να αποφευχθούν μελλοντικές αστοχίες και να μειωθούν τα έξοδα συντήρησης. Η πιο διαδεδομένη μέθοδος για τον προσδιορισμό των πιέσεων στην πρόσοψη είναι η δοκιμή σε αεροσύραγα.

➤ Φορτία ανέμου στο δομικό σύστημα

Η μελέτη αυτή πραγματοποιείται ώστε να καθορισθούν τα φορτία σχεδιασμού έναντι ανέμου με σκοπό το σχεδιασμό του δομικού συστήματος για την παραλαβή των πλευρικών φορτίων, ούτως ώστε να ικανοποιούνται ορισμένα κριτήρια. Αυτά είναι:

- 1) Η ευστάθεια έναντι ανατροπής και ολίσθησης της κατασκευής σαν ένα σώμα.
- 2) Η αντοχή των δομικών στοιχείων της κατασκευής, ώστε να ανθίσταται στα υποβαλλόμενα φορτία χωρίς να αστοχήσει καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής της.
- 3) Η λειτουργικότητα του κτηρίου, δηλαδή τα βέλη κάμψης των ορόφων καθώς και η συνολική μετατόπιση οροφής θα πρέπει να παραμένουν κάτω από τα καθορισμένα όρια. Το κριτήριο αυτό είναι καθοριστικό και υψίστης σημασίας για το σχεδιασμό υψηλών κτηρίων, διότι περιορίζει τις βλάβες των δευτερευουσών δομικών στοιχείων, τη επένδυσης (υαλοπίνακες), της οροφής, κτλ.
- 4) Ένα επιπλέον κριτήριο που λαμβάνεται υπ' όψιν κατά το σχεδιασμό υψηλών κτηρίων είναι οι επιταχύνσεις της ταλάντωσης και η αντίληψη των ταλαντώσεων αυτών από τον άνθρωπο.

3.2.5 Η ανθρώπινη αντίληψη στην κίνηση

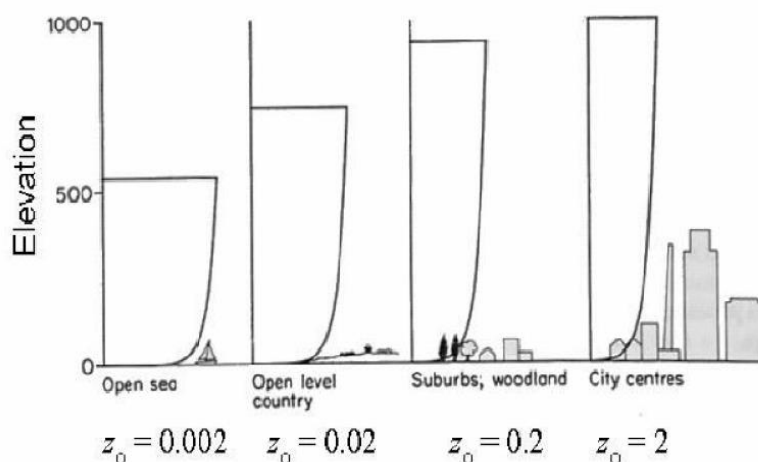
Δεν υπάρχουν γενικώς αποδεκτά διεθνή πρότυπα για τα κριτήρια άνεσης στο σχεδιασμό υψηλών κτηρίων. Παρόλα αυτά, έχει διεξαχθεί αξιοσημείωτη έρευνα, όσον αφορά τις ψυχολογικές παραμέτρους που επηρεάζουν την ανθρώπινη αντίληψη στην κίνηση και τις δονήσεις με εύρος συχνοτήτων από 0 έως 1 Hz, που συναντώνται στα ψηλά κτήρια. Αυτές οι παράμετροι περιλαμβάνουν το προσδόκιμο και την εμπειρία των κατοίκων, οπτικές και ακουστικές ενδείξεις, το εύρος, τη συχνότητα και τις επιταχύνσεις τόσο των

μεταγραφικών όσο και των περιστροφικών κινήσεων, στις οποίες υπόκειται οι κάτοικοι. Τα όρια της επιτάχυνσης είναι συνεπώς συνάρτηση της συχνότητας της δόνησης που γίνεται αισθητή. (P. Mendis, 2007)

3.3 Πραγματικά στοιχεία ανέμου στην περιοχή του Ελληνικού

Σε μεγάλο ύψος πάνω από την επιφάνεια του εδάφους, όπου η επίδραση της τριβής είναι αμελητέα, η ροή του αέρα καθορίζεται από τις διαβαθμίσεις της πίεσης στην ατμόσφαιρα, οι οποίες με τη σειρά τους αποτελούν τη θερμοδυναμική επίπτωση της μεταβλητής ηλιακής θέρμανσης της γης. Αυτή η ανωτέρου επιπέδου ταχύτητα του ανέμου είναι γνωστή και ως «η μεταβλητή ταχύτητα ανέμου» (the gradient wind velocity).

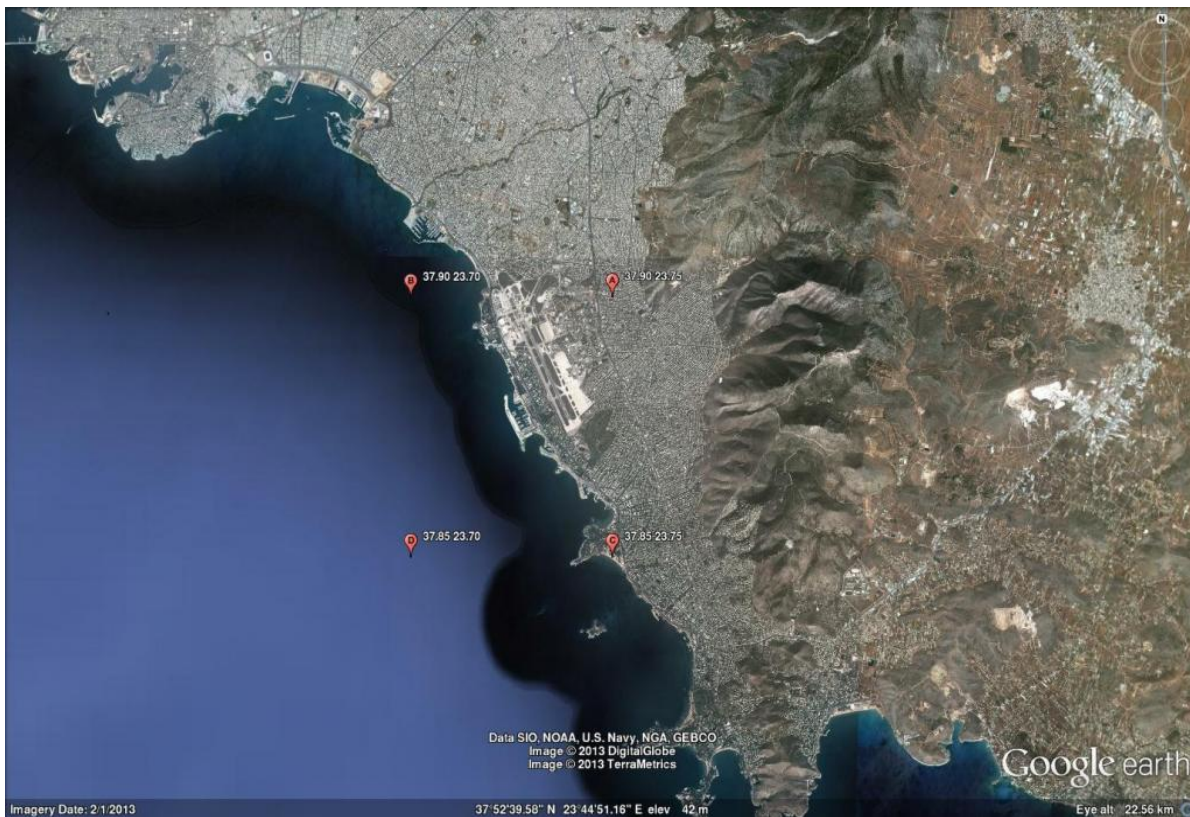
Οι διαφορετικοί σχηματισμοί του εδάφους μπορούν να κατηγοριοποιηθούν σύμφωνα με την τραχύτητά τους. Κοντά στην επιφάνεια του εδάφους, η ταχύτητα του ανέμου επηρεάζεται από την οπισθέλκουσα τριβής του ρεύματος αέρα πάνω από το έδαφος. Υπάρχει ένα οριακό στρώμα, στο οποίο η ταχύτητα του ανέμου ποικίλει από μηδέν, στην επιφάνεια του εδάφους, μέχρι το «μεταβλητό άνεμο», που εμφανίζεται στο «μεταβλητό ύψος». Το μεταβλητό αυτό ύψος, το οποίο μπορεί να είναι από 500-3000 μέτρα, εξαρτάται από το είδος του εδάφους, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 3.5 : Μεταβλητό ύψος ανέμου

Στην πράξη, έχει αποδειχθεί ιδιαίτερα ωφέλιμη κα αποδοτική η χρήση μιας ενδεικτικής τιμής της ταχύτητας του ανέμου, βασισμένη σε στατιστικές αναλύσεις των μετεωρολογικών δεδομένων για την ταχύτητα του ανέμου στην εκάστοτε περιοχή. Στο κεφάλαιο αυτό, θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τη στατιστική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στην περιοχή του Ελληνικού, όπου θεωρητικά θα υλοποιηθεί η κατασκευή.

Όπως φαίνεται στο χάρτη του παρακάτω σχήματος, στην υπό συζήτηση περιοχή είναι διαθέσιμες μετρήσεις από τέσσερα διαφορετικά σημεία, δύο στο επίπεδο της θάλασσας και δύο στη στεριά κοντά στη ζητούμενη περιοχή. Για τις ανάγκες αυτής της μελέτης χρησιμοποιήθηκαν οι μετρήσεις των σημείων Α και C.



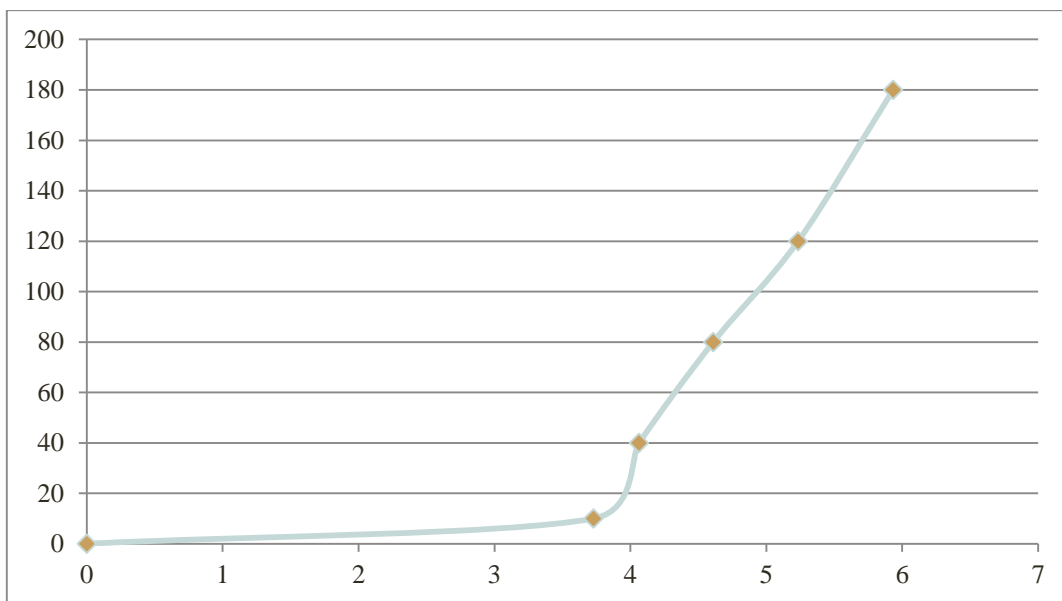
Εικόνα 3.6 : Συντεταγμένες σημείων μετρήσεως

Επειδή ο όγκος των δεδομένων ήταν τεράστιος δεν παρατίθενται στο τεύχος αυτό, αλλά στο επισυναπτόμενο CD. Τα αποτελέσματα προέκυψαν από ωριαίες μετρήσεις δέκα χρόνων (2001-2010).

3.3.1 Σημείο Α - συντεταγμένες 37.90.23.75

Πίνακας 3.1 : Μεταβολή μέσης ταχύτητας ανέμου καθ' ύψος

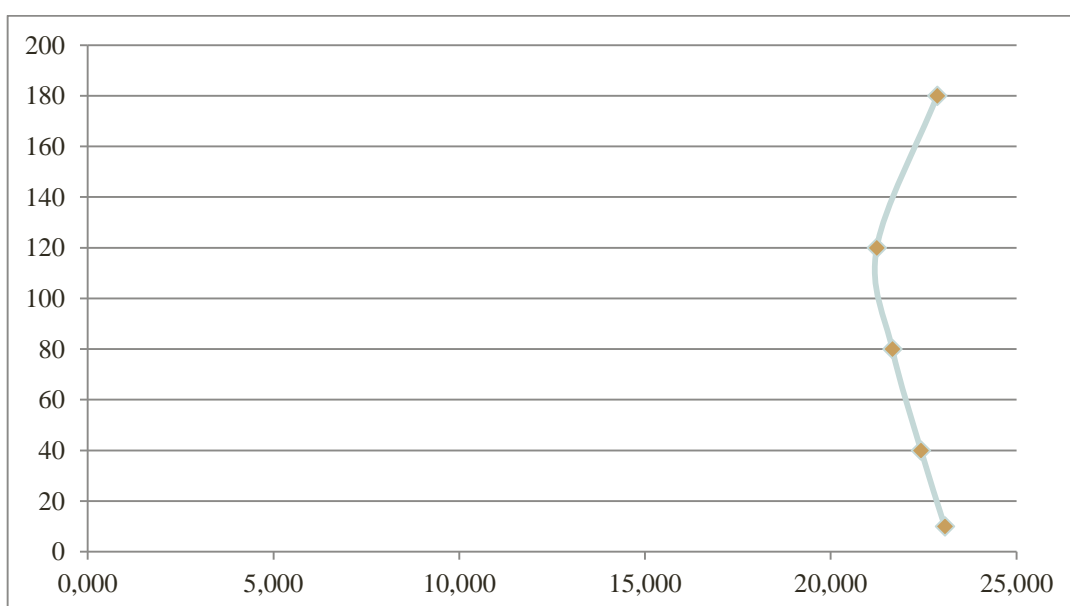
Ύψος (μ.)	Μέση ταχύτητα ανά ζώνη
0	0
10	3,73
40	4,06
80	4,61
120	5,23
180	5,93



Σχήμα 3-1 : Μεταβολή μέσης ταχύτητας ανέμου καθ' ύψος

Πίνακας 3.2 : Μεταβολή καθ' ύψος του μέσου όρου των δέκα μεγαλύτερων ταχυτήτων

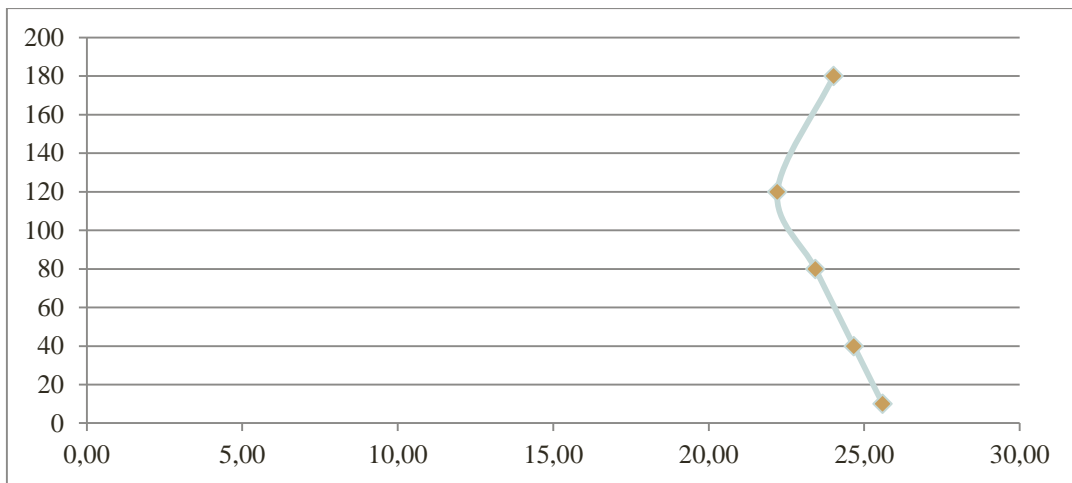
Ύψος (μ.)	Μέσος όρος max10 ανά ζώνη
0	0
10	23,070
40	22,431
80	21,659
120	21,239
180	22,865



Σχήμα 3-2 : Μεταβολή καθ' ύψος του μέσου όρου των δέκα μεγαλύτερων ταχυτήτων

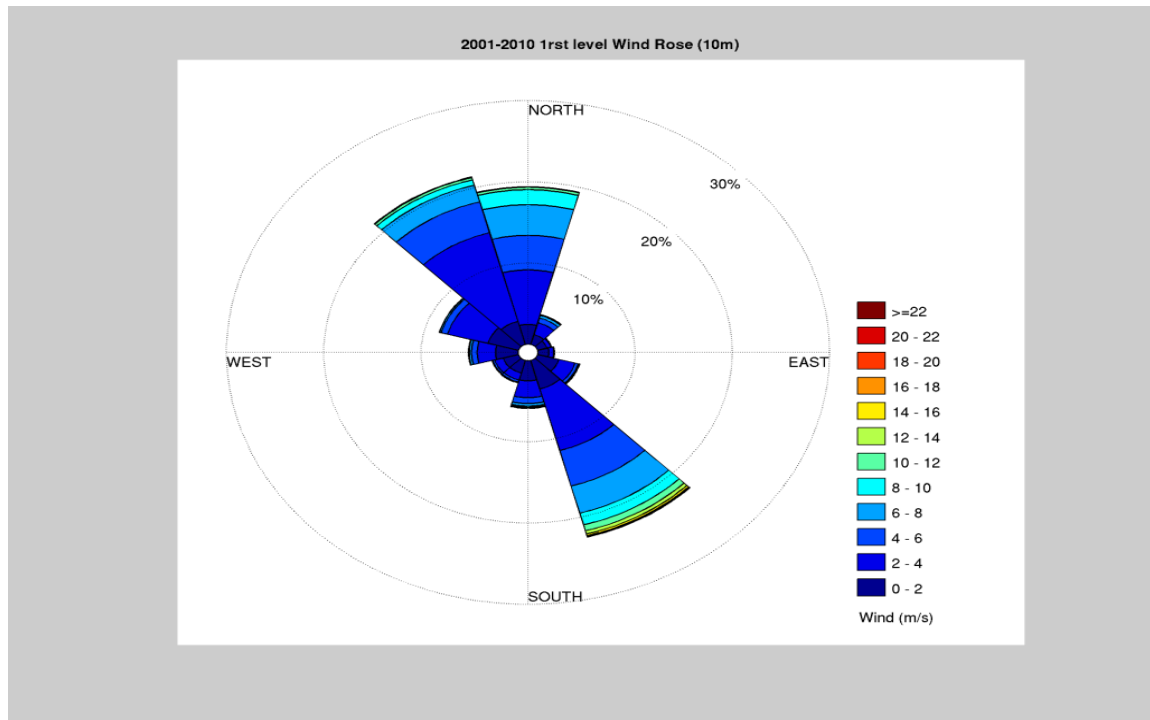
Πίνακας 3.3 : Μεταβολή της μέγιστης ταχύτητας καθ' ύψος

Ύψος (μ.)	Μέγιστη ταχύτητα ανά ζώνη
0	0
10	25,59
40	24,67
80	23,43
120	22,21
180	24,02

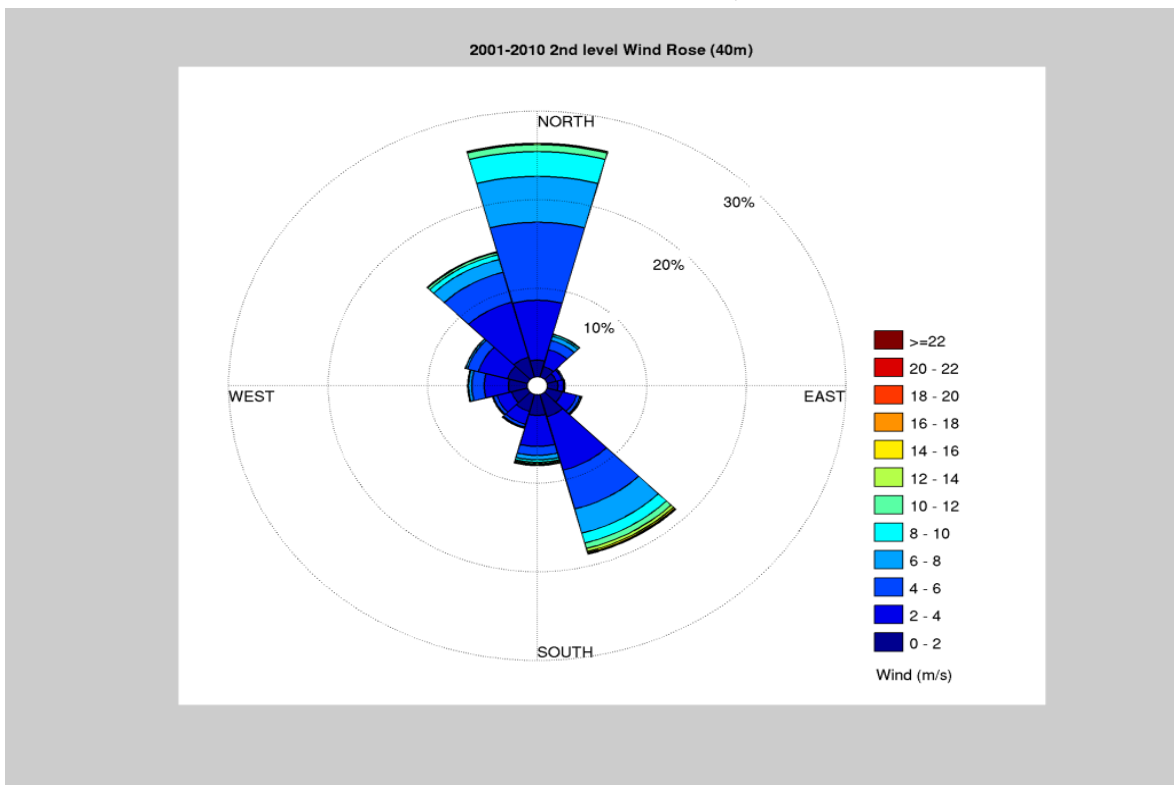


Σχήμα 3-3 : Μεταβολή της μέγιστης ταχύτητας καθ' ύψος

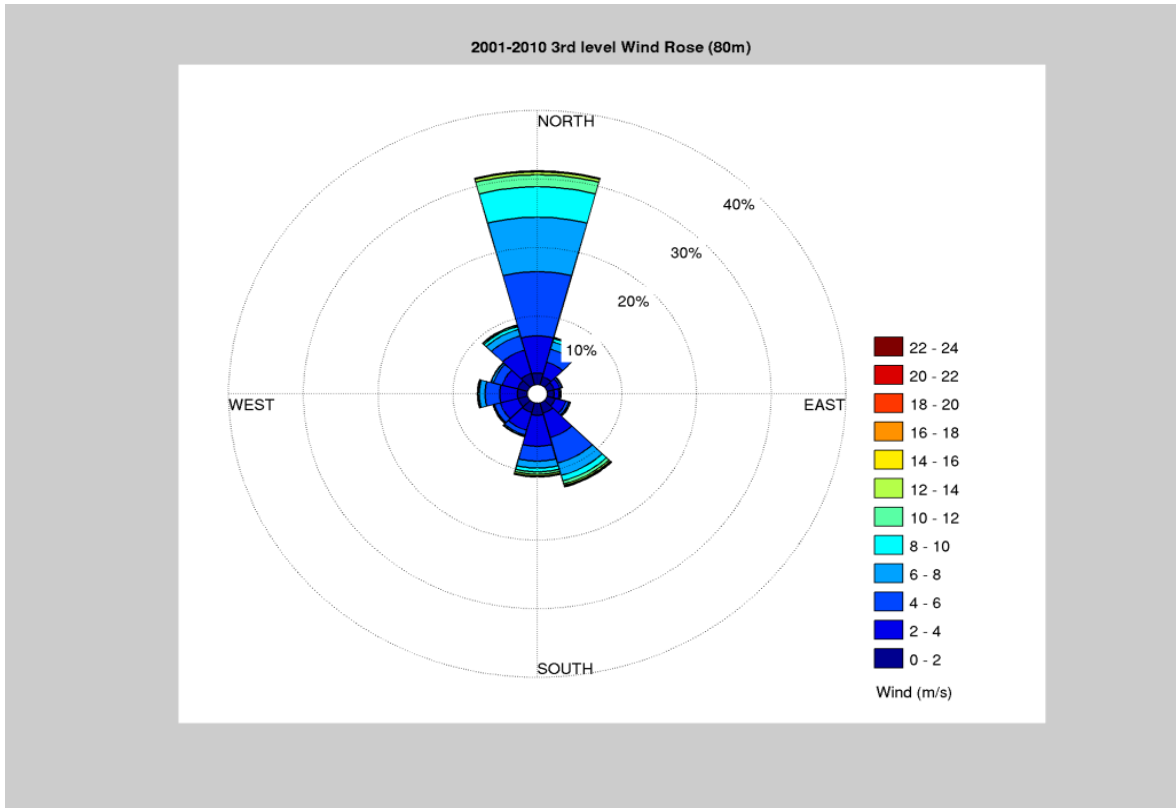
Παρακάτω παρατίθεται διαγράμματα (wind roses) που δείχνουν την ένταση και τον προσανατολισμό του ανέμου σε κάθε επίπεδο (10,40,80,120,180 μέτρα).



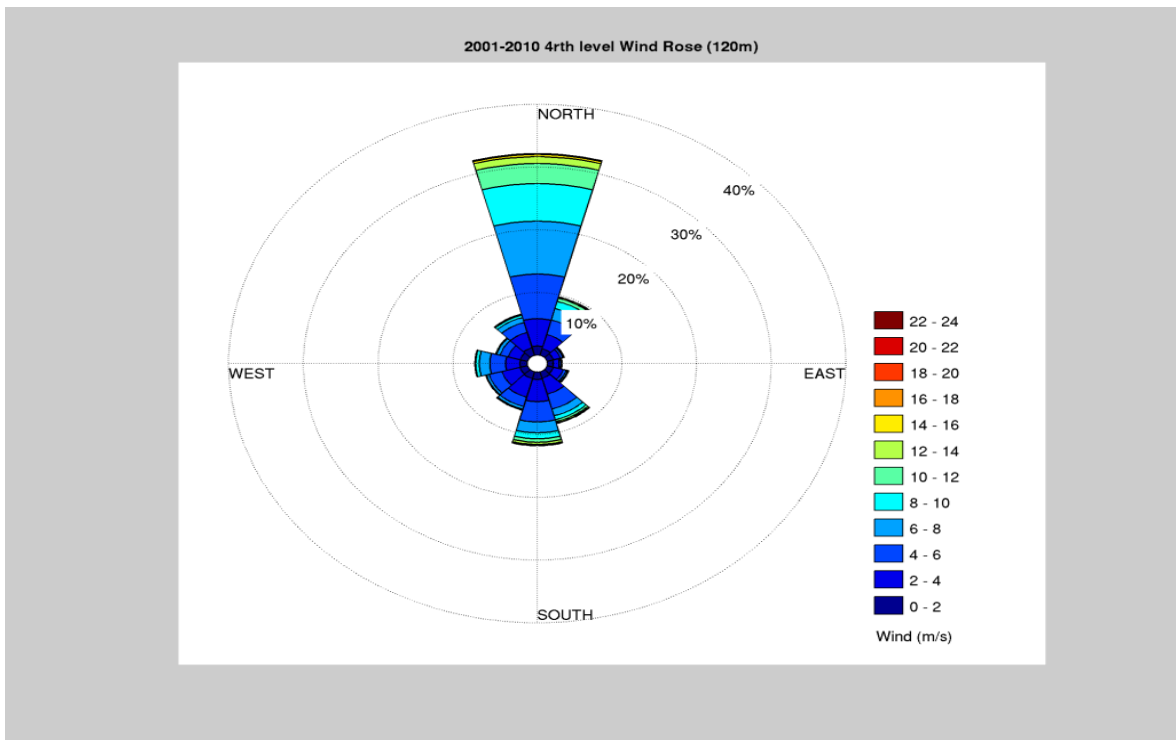
Εικόνα 3.7 : Wind Rose στα 10μ.



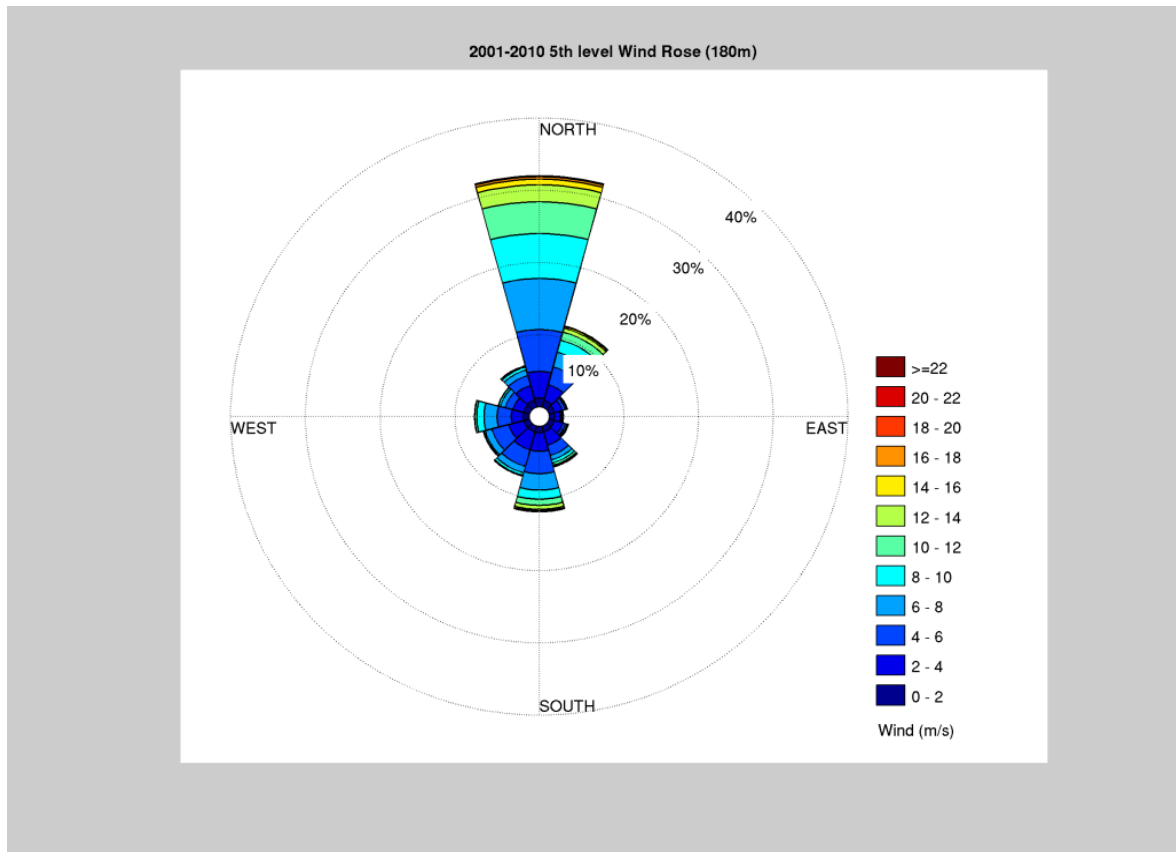
Εικόνα 3.8 : Wind Rose στα 40μ.



Εικόνα 3.9 : Wind Rose στα 80μ.



Εικόνα 3.10 : Wind Rose στα 120μ.

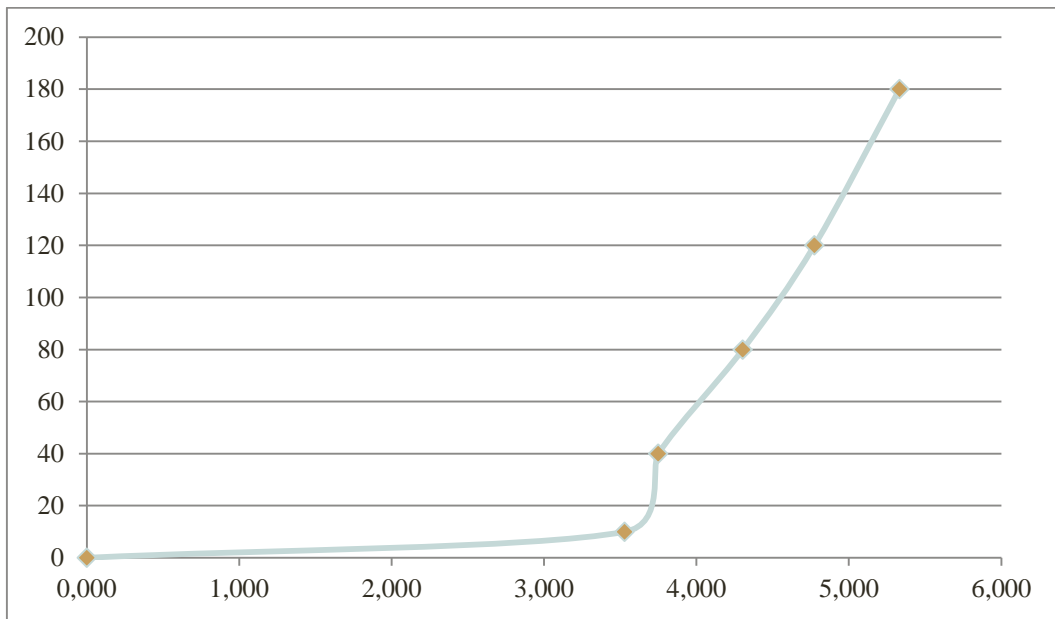


Εικόνα 3.11 : Wind Rose στα 180μ.

3.3.2 Σημείο C - συντεταγμένες 37.85.23.75

Πίνακας 3.4 : Μεταβολή μέσης ταχύτητας ανέμου καθ' ύψος

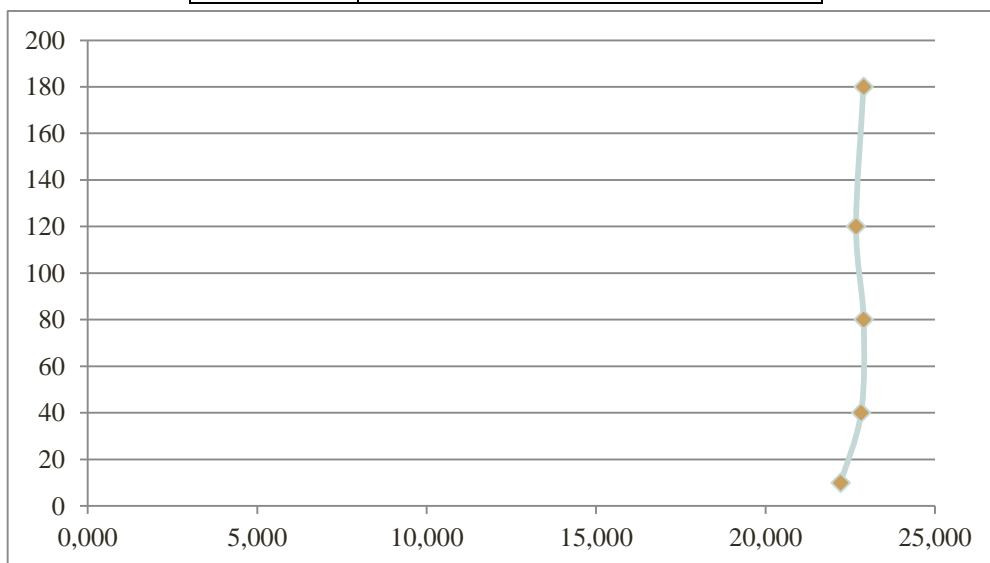
Ύψος	Μέση ταχύτητα ανά ζώνη
0	0,000
10	3,530
40	3,750
80	4,304
120	4,774
180	5,332



Σχήμα 3-4 : Μεταβολή μέσης ταχύτητας του ανέμου καθ' ύψος

Πίνακας 3.5 : Μεταβολή μέσου όρου των δέκα μεγαλύτερων ταχυτήτων καθ' ύψος

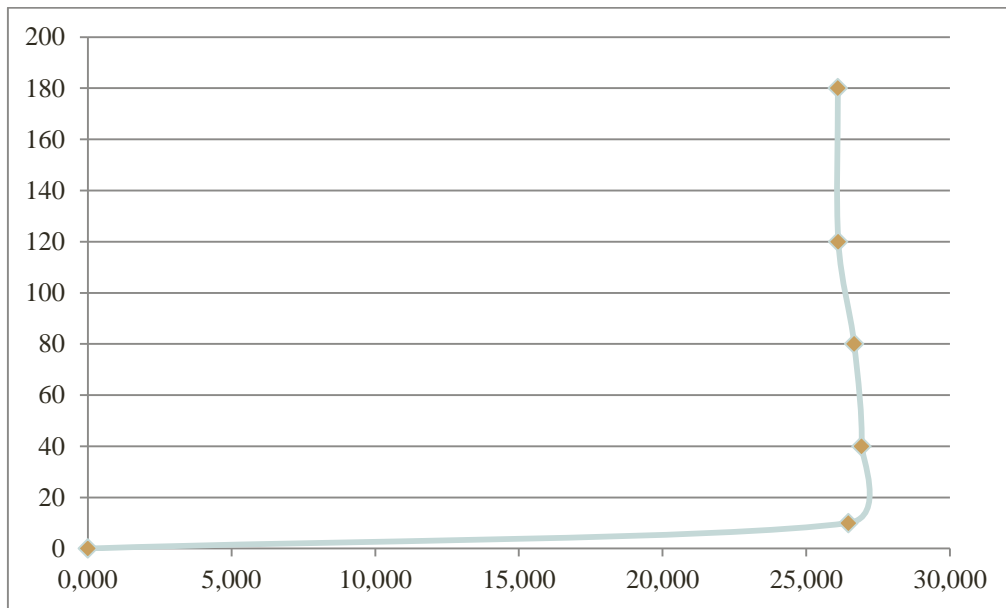
Ύψος	Μέσος όρος max10 ανά ζώνη
10	22,210
40	22,821
80	22,895
120	22,671
180	22,889



Σχήμα 3-5 : Μεταβολή μέσου όρου των δέκα μεγαλύτερων ταχυτήτων καθ' ύψος

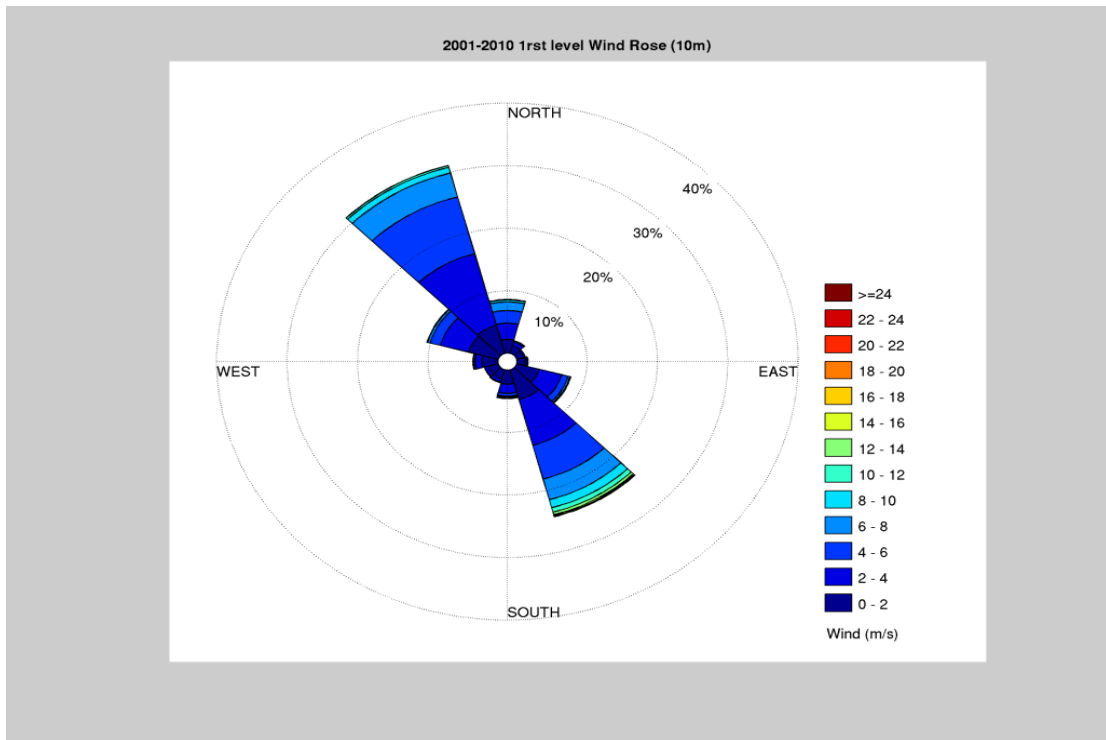
Πίνακας 3.6 : Μεταβολή μέγιστης ταχύτητας καθ' ύψος

Ύψος	Μέγιστη ταχύτητα ανά ζώνη
10	26,464
40	26,923
80	26,666
120	26,114
180	26,097

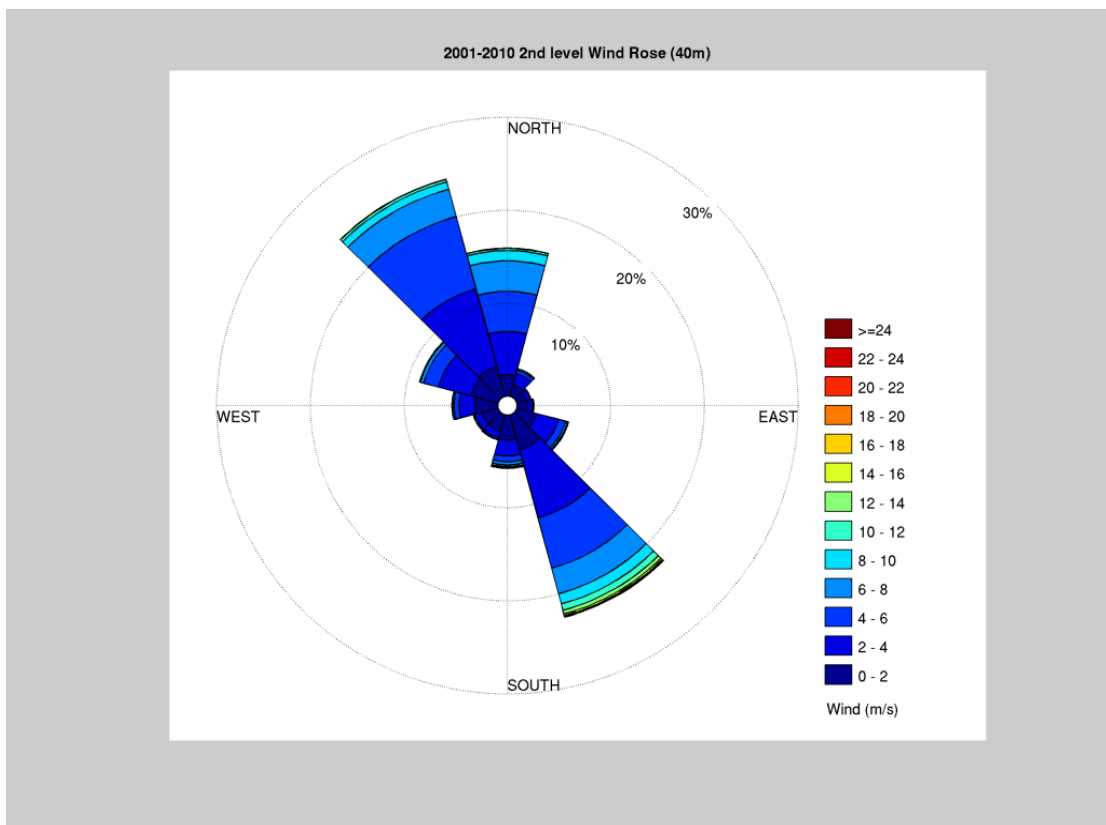


Σχήμα 3-6 : Μεταβολή μέγιστης ταχύτητας καθ' ύψος

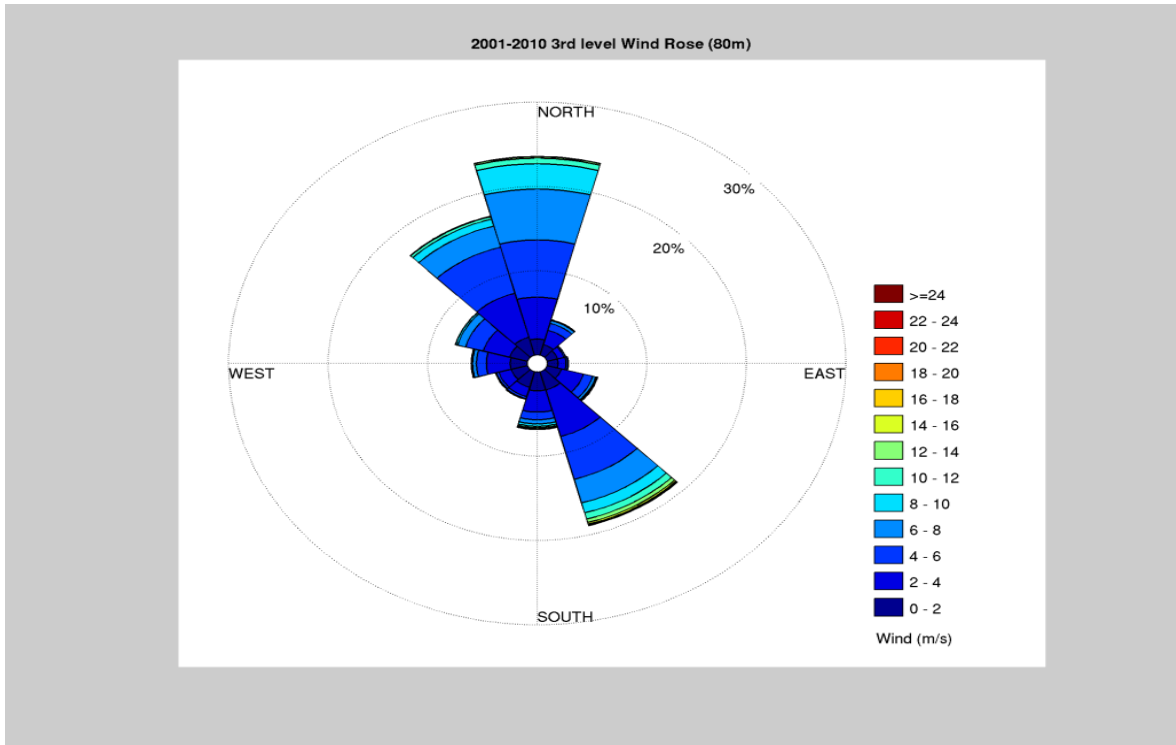
Παρακάτω παρατίθεται διαγράμματα (wind roses) που δείχνουν την ένταση και τον προσανατολισμό του ανέμου σε κάθε επίπεδο (10,40,80,120,180 μέτρα).



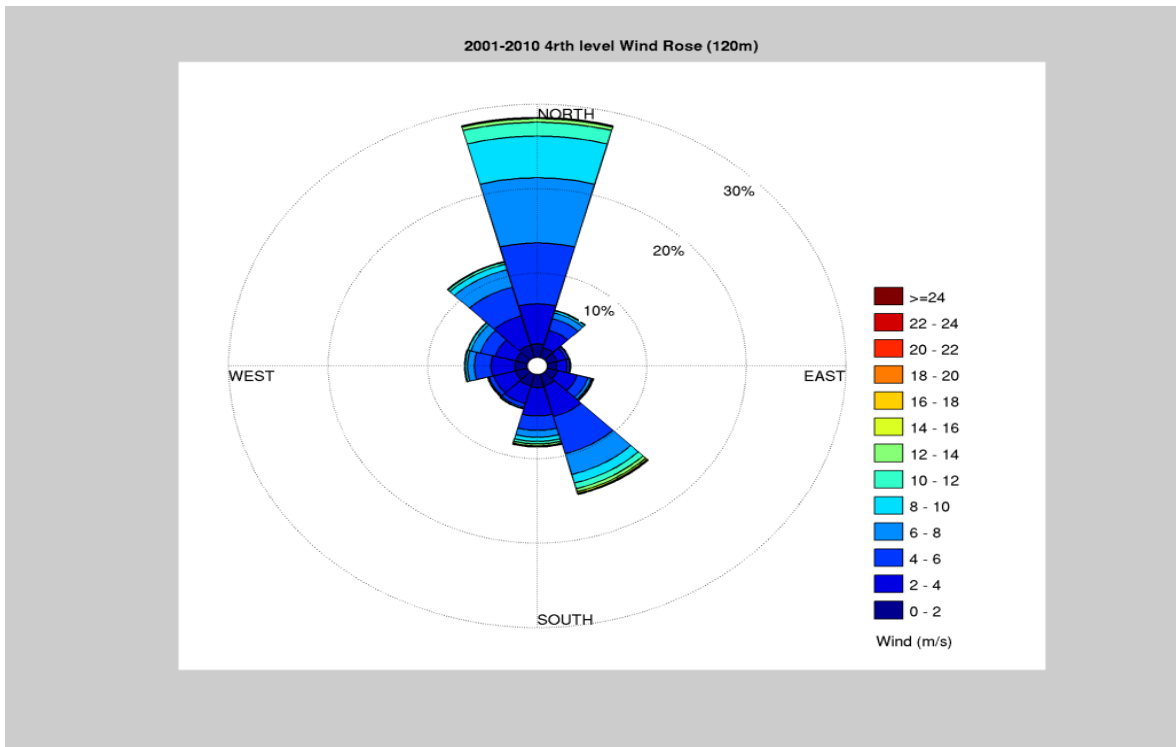
Εικόνα 3.12 : Wind Rose στα 10.



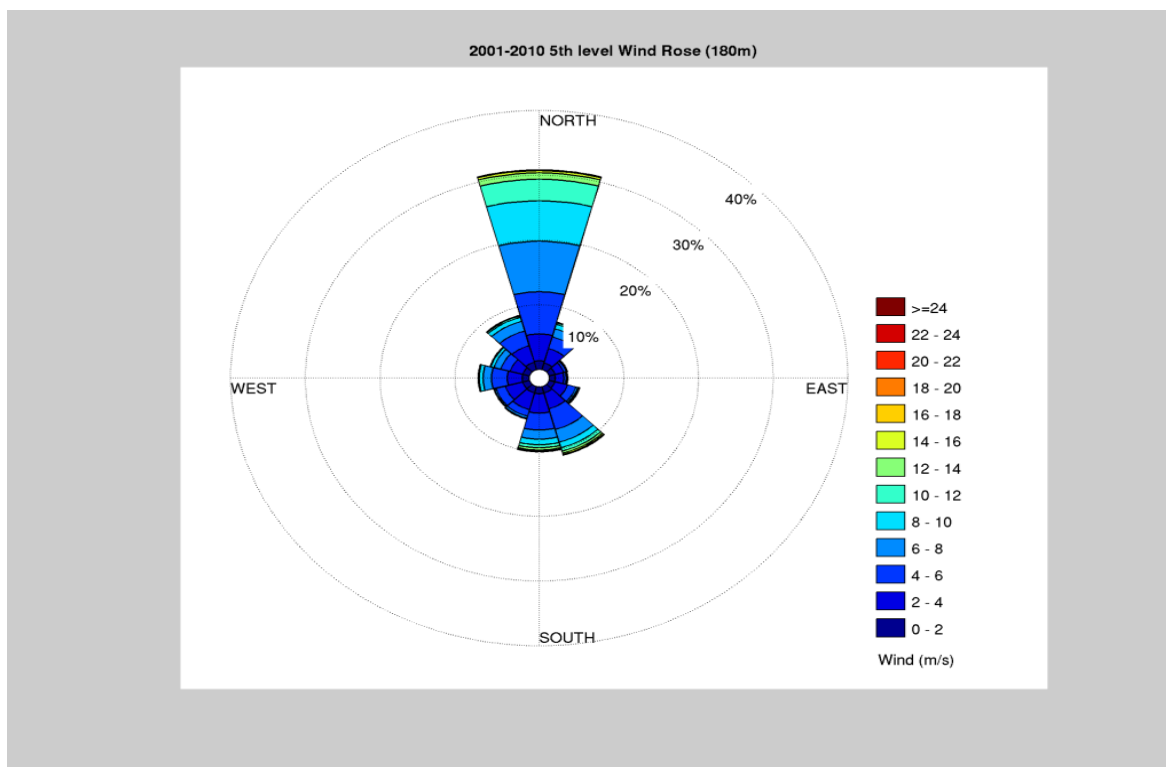
Εικόνα 3.13 : Wind Rose στα 40μ.



Εικόνα 3.14 : Wind Rose στα 80μ.



Εικόνα 3.15 : Wind Rose στα 120μ.



Εικόνα 3.16 : Wind Rose στα 180μ.

3.3.3 Συμπεράσματα

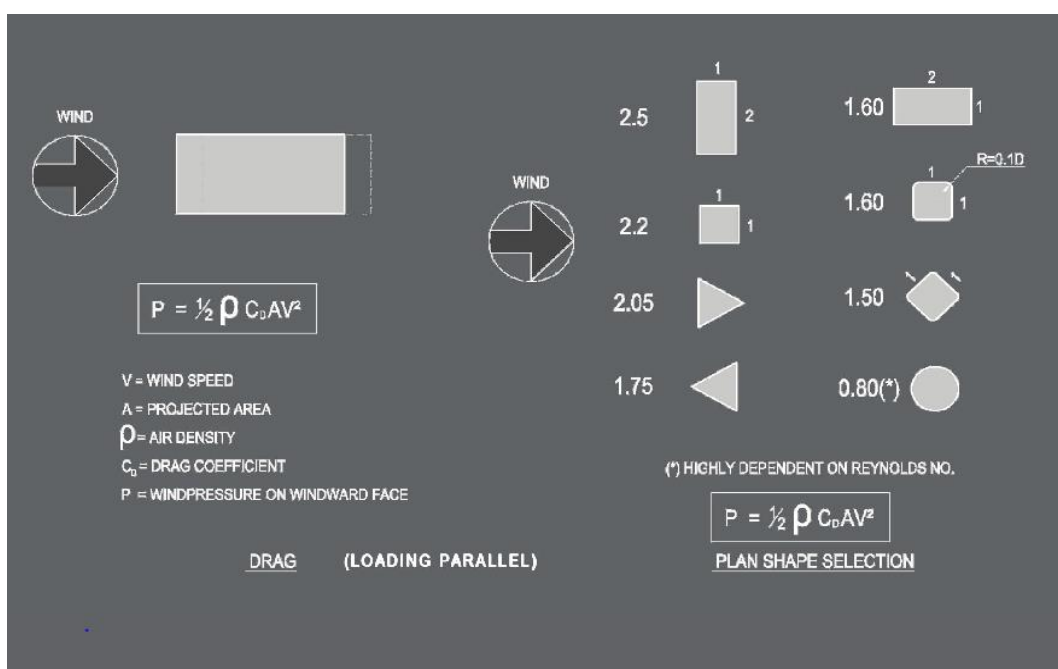
Από τα παραπάνω στοιχεία προκύπτει ότι η μέγιστη ταχύτητα που έχει μετρηθεί είναι περίπου 27 m/sec, στο ύψος των 40 μέτρων. Επίσης είναι φανερό ότι η μέση ταχύτητα αυξάνεται καθ' ύψος, ενώ η μέγιστη ταχύτητα μένει σταθερή ή μειώνεται ελάχιστα. Για το λόγο αυτό θα γίνει η παραδοχή ότι η μέγιστη ταχύτητα που θα αναπτυχθεί στα 500 μέτρα δεν θα ξεπεράσει τα 27 m/sec. Για λόγους ασφαλείας, η ταχύτητα θα ληφθεί 33m/sec για τον προσδιορισμό των φορτίων που ασκούνται στα δομικά στοιχεία του ουρανοξύστη, όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας 1. Όσον αφορά τον προσανατολισμό της κατασκευής, παρατηρούμε ότι ο άνεμος είναι ισχυρός και συχνός από τα βόρεια ή βορειοδυτικά, οπότε θα ήταν ωφέλιμο αυτό να ληφθεί υπ' όψιν κατά της κατασκευής, ώστε να τοποθετηθεί ο ουρανοξύστης με τέτοιο τρόπο, ώστε να ελαχιστοποιούνται οι ανεμοπιέσεις. Παρόλα αυτά, κατά την προσομοίωση των μοντέλων που ακολουθούν θα γίνει μελέτη πιέσεων λόγω ανέμου για όλους τους πιθανούς προσανατολισμούς της κατασκευής (βόρεια, νότια, ανατολικά, δυτικά).

3.4 Προσομοίωση αεροσύραγγας στο πρόγραμμα Falcon Project

Για το σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση του φέροντα οργανισμού ενός υψηλού κτηρίου είναι απαραίτητο να γνωρίζει ο μηχανικός, με ικανοποιητική ακρίβεια, τις πιέσεις του ανέμου που ασκούνται σε αυτό. Τα φορτία αυτά, δεν είναι δυνατόν να προκύψουν

μέσω μιας απλής αριθμητικής μεθοδολογίας, όπως σε ένα συμβατικό κτήριο, διότι με τον τρόπο αυτό δεν λαμβάνεται υπ' όψιν ο πολυσύνθετος χαρακτήρας του ανέμου και ο τρόπος που αυτός επηρεάζει μια κατασκευή με ασυνήθιστο σχήμα. Αυτός, άλλωστε είναι και ο λόγος που ο Ευρωκώδικας δεν επιτρέπει τη χρήση της απλοποιημένης αυτής διαδικασίας σε κατασκευές με ύψος πάνω από 200 μέτρα ή ασυνήθιστου σχήματος. Για τον προσδιορισμό των πιέσεων του ανέμου επιλέχθηκε η χρήση του Falcon Project της Autodesk, ενός απλού προγράμματος προσομοίωσης αεροσύραγγας. Δυστυχώς, η πραγματική δοκιμή σε αεροσύραγγα δεν ήταν δυνατόν να πραγματοποιηθεί στην Ελλάδα, λόγω του μεγάλου ύψους της υποτιθέμενης κατασκευής.

Το σχήμα της κατασκευής είναι καθοριστικός παράγοντας για τον προσδιορισμό των πιέσεων του ανέμου, συνεπώς και για την επιλογή του δομικού συστήματος παραλαβής πλευρικών φορτίων. Επίσης, σημαντική επιρροή έχει και ο λόγος του ύψους προς το πλάτος της κατασκευής, διότι είναι ανάλογος της αεροδυναμικότητας της κατασκευής. Στο παρακάτω σχήμα, αποτυπώνονται οι συντελεστές οπισθέλκουσας ανάλογα με το σχήμα.

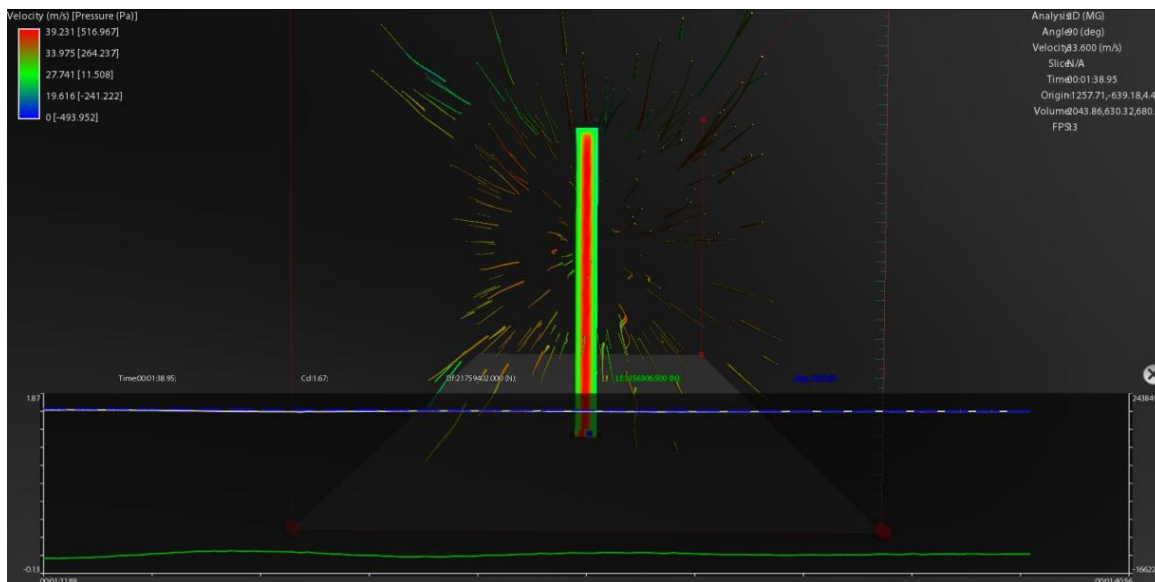


Εικόνα 3.17 : Συντελεστής οπισθέλκουσας συναρτήσει σχήματος

3.4.1 Τετραγωνικό σχήμα

Το μοντέλο αυτό αποτελεί τον ακρογωνιαίο λίθο της κατασκευής των υψηλών κτηρίων, όμως το σχήμα του δεν ευνοεί την αεροδυναμική του συμπεριφορά, διότι παρουσιάζει πολύ μεγάλη αντίσταση στον άνεμο και δεν έχει εξομαλυμένες γωνίες, με αποτέλεσμα την έντονη αποκόλληση της ροής του ανέμου. Έτσι, ο συντελεστής οπισθέλκουσας c_d προκύπτει πολύ μεγάλος. Παρακάτω αποτυπώνονται οι πιέσεις του

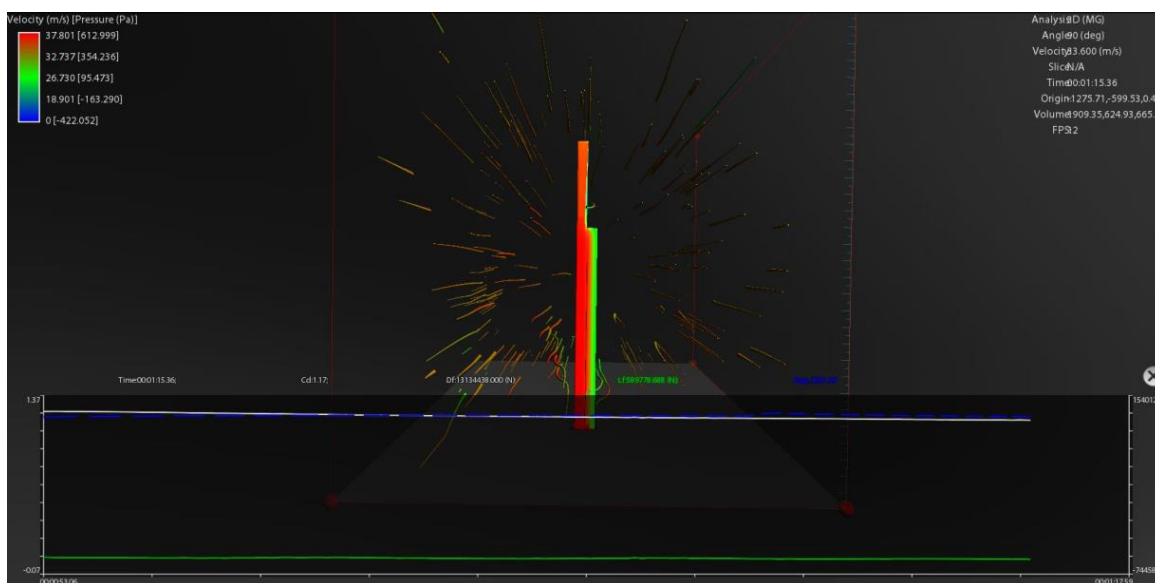
ανέμου στην προσήνεμη πλευρά του κτηρίου, ο συντελεστής οπισθέλκουσας $c_d=1.67$ και η ροή του ανέμου, όπως προκύπτει στο πρόγραμμα Falcon για ταχύτητα 33,6 m/sec. Αναλυτικά παρουσιάζονται οι πιέσεις του ανέμου για κάθε πλευρά του μοντέλου στο παράστημα Α.



Εικόνα 3.18 : Πιέσεις ανέμου στις 0° στο τετραγωνικό μοντέλο

3.4.2 Bundled Tube

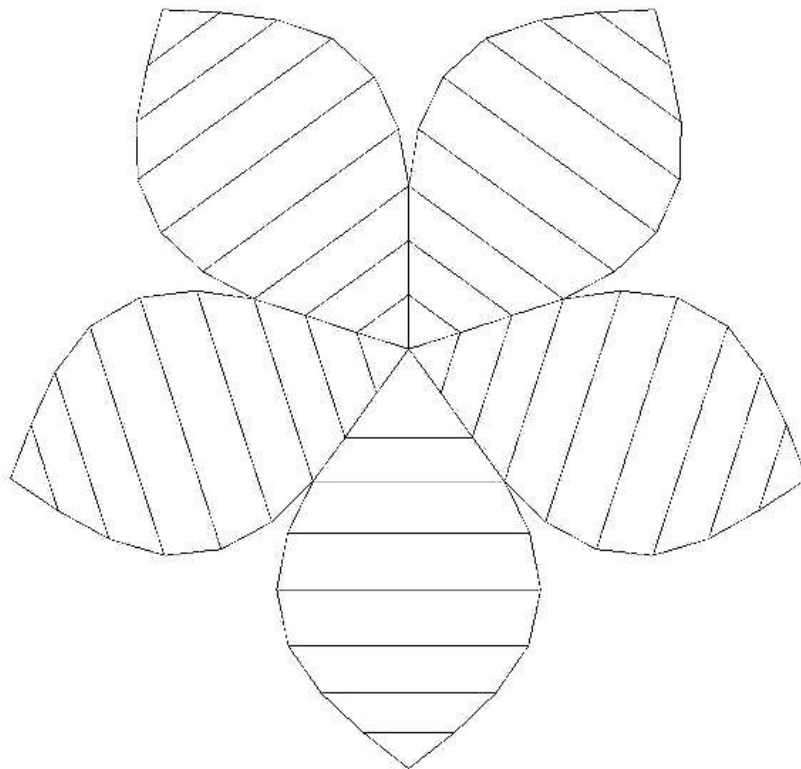
Το μοντέλο αυτό είναι πιο αεροδυναμικό και η συμπεριφορά του έναντι των πλευρικών φορτίων είναι πολύ καλύτερη, όσον αφορά το στατικό σχεδιασμό. Παρατηρείται, όμως, ότι λόγω της ασυμμετρίας του κτηρίου, η κάθε πλευρά του παρουσιάζει διαφορετικό συντελεστή οπισθέλκουσας, ο οποίος κυμαίνεται από 0,9-1,31. Όπως και στο παραπάνω μοντέλο, αναλυτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων παρατίθεται στο παράρτημα Α.



Εικόνα 3.19 : Πιέσεις ανέμου στις 0° στο Bundled Tube για άνεμο στις 90°

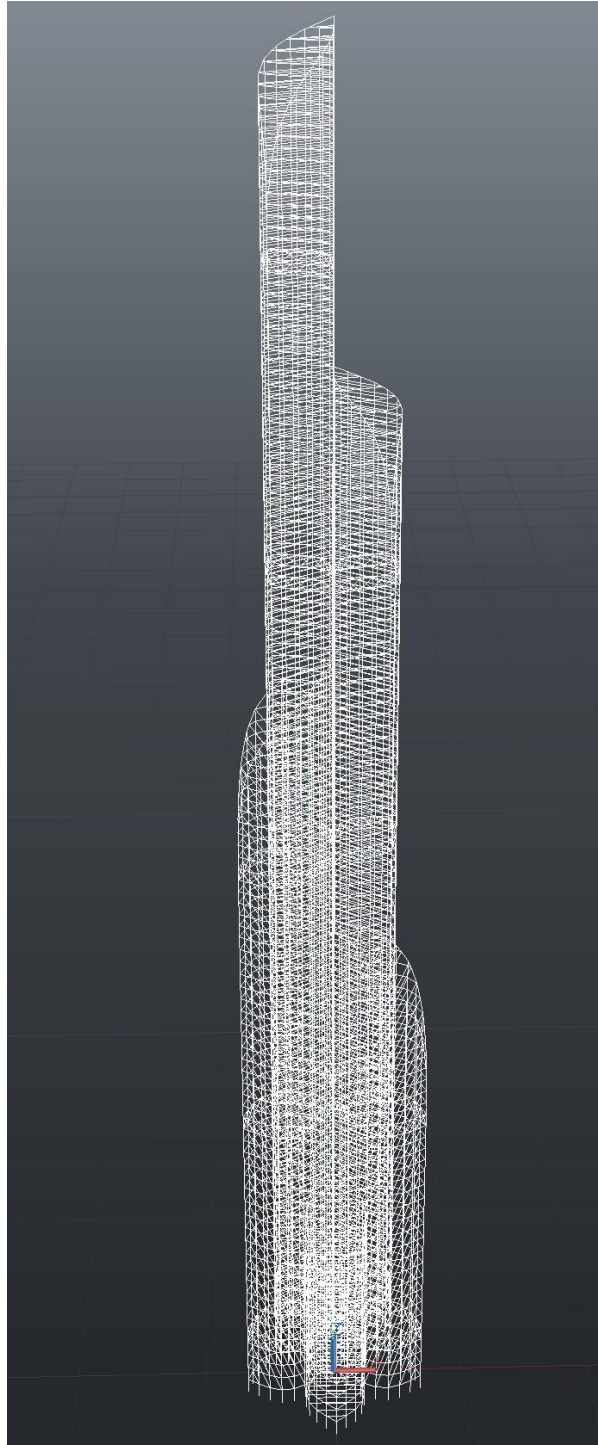
3.4.3 Σύλληψη, σχεδιασμός και μελέτη ενός πρωτότυπου αεροδυναμικού σχήματος

Με γνώμονα τη φαντασία, τη δημιουργικότητα και την έμπνευση από τη φύση και με στόχο την αεροδυναμικότητα και την αρχιτεκτονική ομορφιά, προέκυψε η σύλληψη ενός πρωτοποριακού αρχιτεκτονικού σχήματος, με κάτοψη ένα πεντάφυλλο λουλούδι. Το σχήμα αυτό προσφέρει στη κατασκευή αεροδυναμική συμπεριφορά, διότι έχει εξομαλυμένες πλευρές και ο άνεμος δεν προσπίπτει κάθετα σε αυτές. Ταυτόχρονα, προσδίδει στην κατασκευή μια φυσική χροιά, ενώ θυμίζει στον άνθρωπο το μεγαλείο του, πως ένα τόσο μεγαλειώδες επίτευγμα είναι «δικό του», εμπνευσμένο από τη φύση.



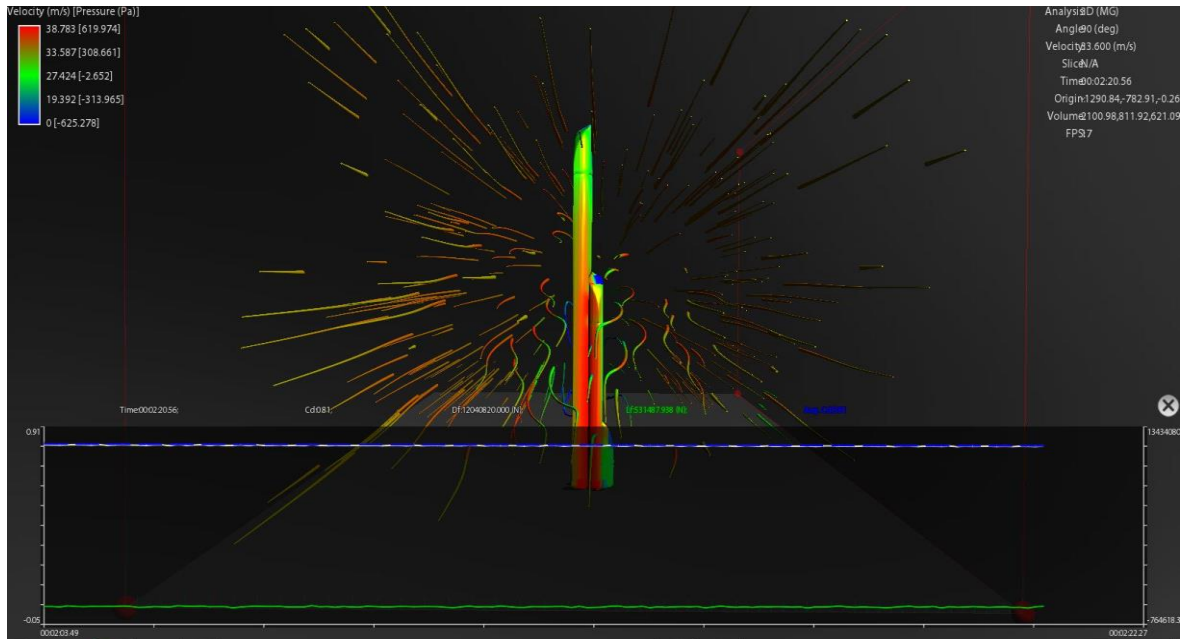
Εικόνα 3.20 : Κάτοψη ουρανοξύστη

Στην προσπάθεια να επιτευχθεί ένας βέλτιστος αρχιτεκτονικός σχεδιασμός που να εξυπηρετεί τόσο στην αεροδυναμική όσο και στη στατική συμπεριφορά του κτηρίου, προέκυψε το τελικό μοντέλο στον τρισδιάστατο χώρο. Η ασυμμετρία των πέντε πλευρών του προσφέρει μεγάλο πλεονέκτημα στη δυναμική απόκριση του κτηρίου, αφού καθ' ένα από τα τμήματα του έχουν διαφορετική ιδιοπερίοδο. Επιπλέον, μεγαλύτερο μέρος της κατασκευής είναι εκτεθειμένο στο φυσικό φως, γεγονός που την καθιστά περισσότερο λειτουργική και ενεργειακά βέλτιστη.



Εικόνα 3.21 : Τρισδιάστατο σχέδιο ουρανοξύστη

Για την μελέτη των πιέσεων του ανέμου, η κατασκευή προσομοιώθηκε στο Falcon Project. Επιλέχθηκε η κάτοψη του κτηρίου να είναι συνολικά περίπου 2500 τ. μ., σχεδόν διπλάσια από αυτή των προηγούμενων μοντέλων (1300 τ. μ.). Παρ' όλα αυτά, ο συντελεστής οπισθέλκουσας προέκυψε μικρότερος σε σύγκριση με τα προηγούμενα μοντέλα, κυμαινόμενος από 0,81 έως 1,28. Παρακάτω, αποτυπώνονται οι πιέσεις και ο συντελεστής οπισθέλκουσας, όπως προέκυψαν για την προσήνεμη πλευρά του μοντέλου, ενώ εκτενέστερη παρουσίαση των αποτελεσμάτων παρατίθεται στο παράστημα Α.



Εικόνα 3.22 : Πιέσεις ανέμου στις 0° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 0°

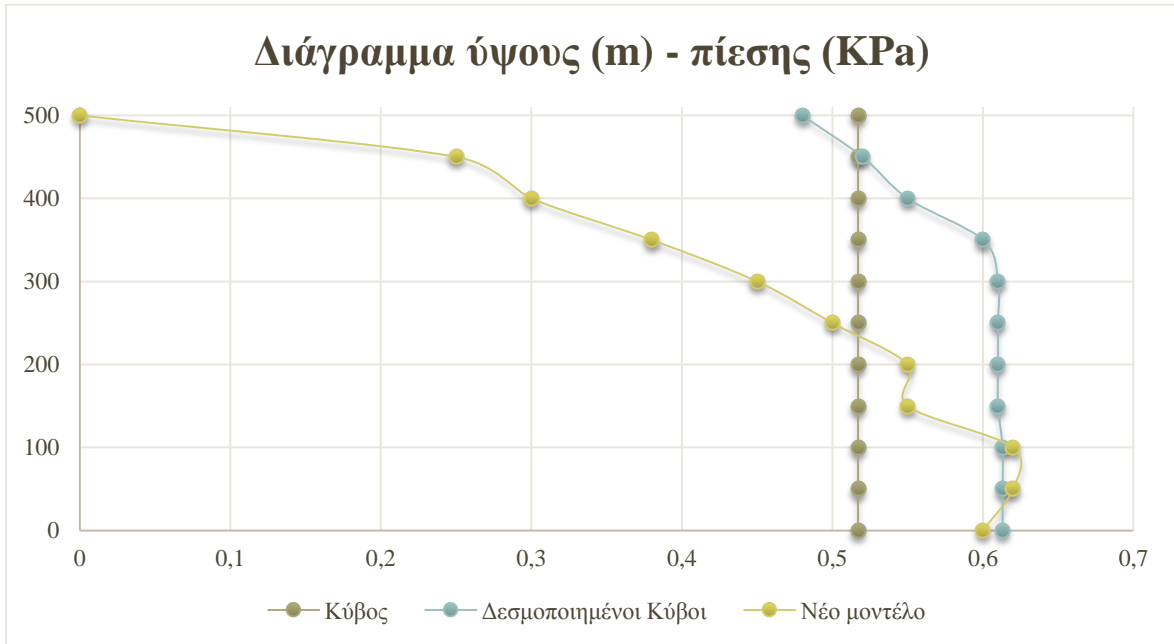
3.4.4 Συμπεράσματα

Με μια γρήγορη ματιά στα αποτελέσματα, είναι φανερό ότι παρότι το πιο διαδεδομένο και στατικά λειτουργικό σχήμα είναι το τετραγωνικό, είναι επίσης το λιγότερο αεροδυναμικό με πολύ αυξημένες πιέσεις λόγω ανέμου και τεράστιο συντελεστή οπισθέλκουσας ίσο με 1,67, για λόγο ύψους/πλάτους ίσος με 14,11 (aspect ratio). Λαμβάνοντας, λοιπόν, υπ' όψιν ότι ο σχεδιασμός των υψηλών κτηρίων είναι κρίσιμος όσον αφορά τα πλευρικά φορτία, δηλαδή αυτά του ανέμου, είναι πολύ σημαντικό να επιτευχθεί ένας βέλτιστος αεροδυναμικός σχεδιασμός. Για το λόγο αυτό, το τετραγωνικό μοντέλο δεν ενδείκνυται για το σχεδιασμό πολύ υψηλών κτηρίων.

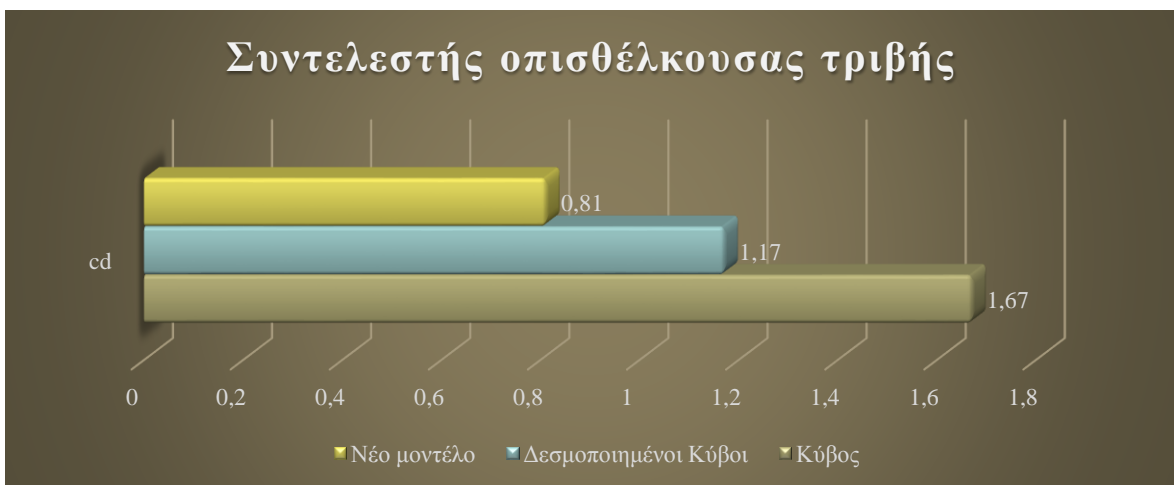
Για το δεύτερο μοντέλο, το οποίο αποτελείται από τέσσερα δεσμοποιημένα τετράγωνα (Bundled Tube) τα αποτελέσματα είναι πιο ευνοϊκά, καθώς η επιφάνεια πρόσπτωσης του ανέμου μειώνεται καθ' ύψος. Έτσι, οι πιέσεις του ανέμου παραμένουν πολύ μεγάλες στη βάση της κατασκευής, αλλά μειώνονται καθ' ύψος, ενώ ο συντελεστής οπισθέλκουσας είναι ιδιαίτερα μειωμένος συγκριτικά με το προηγούμενο μοντέλο και κυμαίνονται από 0,91-1,31, για λόγο ύψους/πλάτους 14,11 στη βάση της κατασκευής.

Όσον αφορά το τελικό μοντέλο, είναι φανερό ότι οι πιέσεις είναι αρκετά μειωμένες σε όλες τις πλευρές της κατασκευής, για όλες τις διευθύνσεις του ανέμου. Επίσης, παρατηρείται ότι ο συντελεστής οπισθέλκουσας τριβής είναι μικρότερος ακόμα κι από το δεύτερο μοντέλο και κυμαίνεται από 0,8 έως 1,28. Τα αποτελέσματα αυτά, όμως, προέκυψαν για λόγο ύψους/πλάτους ίσο με 9,2, οπότε συμπεραίνουμε ότι το τελευταίο μοντέλο είναι πολύ πιο

αεροδυναμικό από τα προηγούμενα δύο και συνεπώς καταλληλότερο για το σχεδιασμό ενός πολύ υψηλού κτηρίου.



Σχήμα 3-7 : Διάγραμμα πιέσεων καθ' ύψος



Σχήμα 3-8 : Συντελεστής οπισθέλκουσας τριβής

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Ανάλυση και διαστασιολόγηση με χρήση του SAP2000 για το Τετραγωνικό μοντέλο και το Bundled Tube.

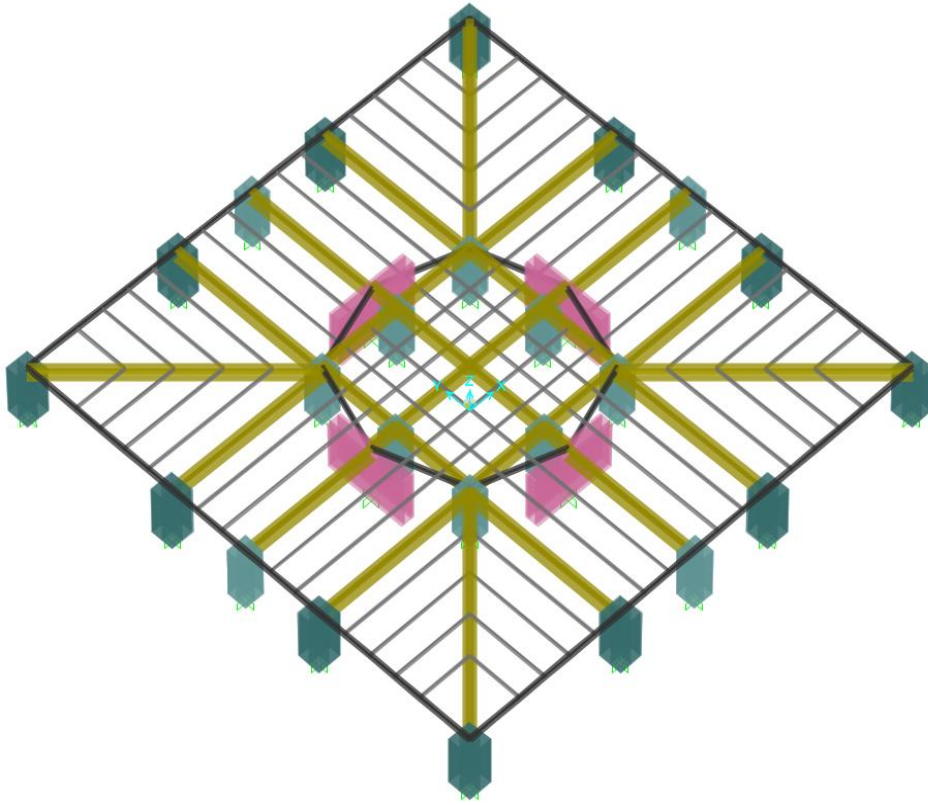
4.1 Επισκόπηση

Στο κεφάλαιο αυτό, θα επιλεγούν και θα αναλυθούν τα δομικά συστήματα των πρώτων δύο μοντέλων, με στόχο την εκτίμηση της τάξης των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν στις πολύ υψηλές κατασκευές. Για το σκοπό αυτό, θα χρησιμοποιηθεί το στατικό πρόγραμμα SAP2000. Στη συνέχεια θα γίνει μια στοιχειώδης διαστασιολόγηση των δομικών τους στοιχείων για τους κρίσιμους συνδυασμούς φορτίσεων, με χρήση των εντατικών μεγεθών που προέκυψαν από το στατικό πρόγραμμα, καθώς και των μετατοπίσεων οροφής για το φορτίο του ανέμου. Για τα πλευρικά φορτία, θα χρησιμοποιηθούν τα αποτελέσματα που προέκυψαν από το πρόγραμμα Falcon Project, για κάθε περίπτωση αντίστοιχα, ενώ οι πιέσεις θα τοποθετηθούν σαν κατανεμημένο στατικό φορτίο στα κατακόρυφα δομικά στοιχεία της περιμέτρου. Για τις μετατοπίσεις οροφής, θα γίνει η παραδοχή ότι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το $H/500$, όπου H είναι το συνολικό ύψος της κατασκευής. Το όριο αυτό είναι σύνηθες για υψηλές κατασκευές και παρουσιάζεται σε πολλούς κανονισμούς. Ο Ευρωκώδικας δεν προβλέπει κάποιο συγκεκριμένο όριο για τις μετατοπίσεις σε πολύ υψηλές κατασκευές.

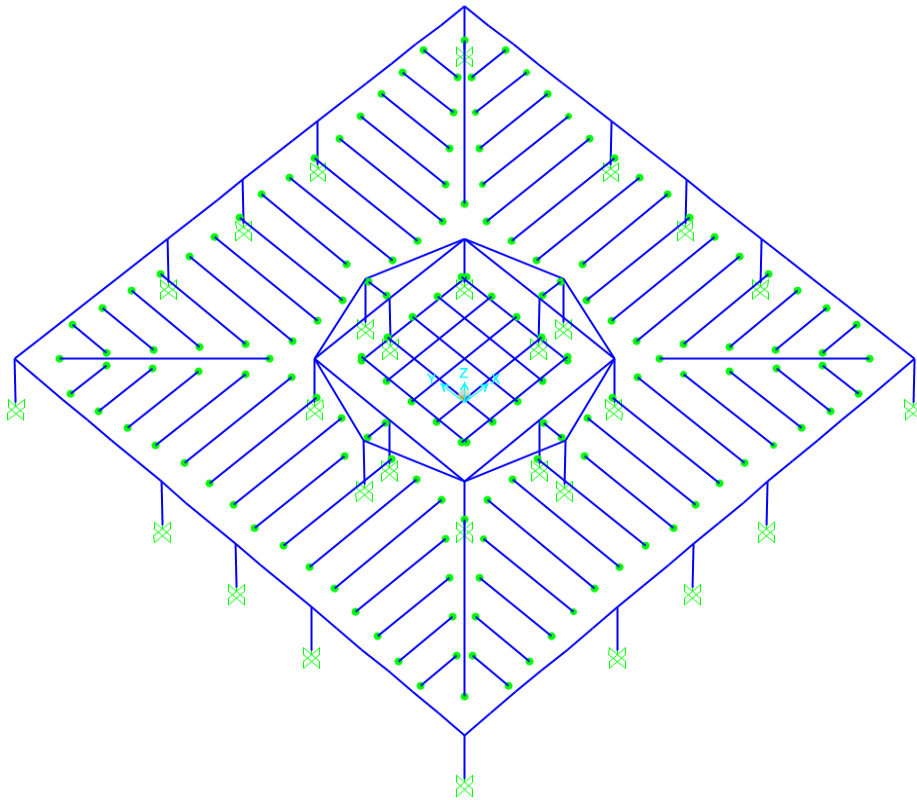
4.2 Τετραγωνικό μοντέλο – Υπερπλαίσιο

4.2.1 Δομικό Σύστημα

Για το μοντέλο αυτό επιλέχθηκε το δομικό σύστημα του Υπερπλαισίου. Συγκεκριμένα, πρόκειται για ένα σύνθετο δομικό σύστημα που αποτελείται από ένα εξωτερικό tubular σύστημα σε συνδυασμό με έναν ενισχυμένο πυρήνα, τα οποία συνδέονται άκαμπτα σε 5 επίπεδα με ζώνες περίσφιξης και ζυγοστάτες. Για το εξωτερικό περιμετρικό σύστημα επιλέχθηκε η χρήση δώδεκα σύμμικτων σούπερ-υποστυλωμάτων και τεσσάρων σύμμικτων υποστυλωμάτων, ενώ ο πυρήνας αποτελείται από οχτώ σύμμικτα υποστυλώματα και τέσσερα διατμητικά σύμμικτα τοιχεία. Η διαστασιολόγηση προέκυψε μέσα από μια επαναληπτική διαδικασία βελτιστοποίησης, καθώς δεν προηγήθηκε προμελέτη για την αρχική διαστασιολόγηση, αλλά μία εκτίμηση για τις διαστάσεις των δομικών στοιχείων.



Εικόνα 4.1 : Κάτοψη Υπερπλαισίου

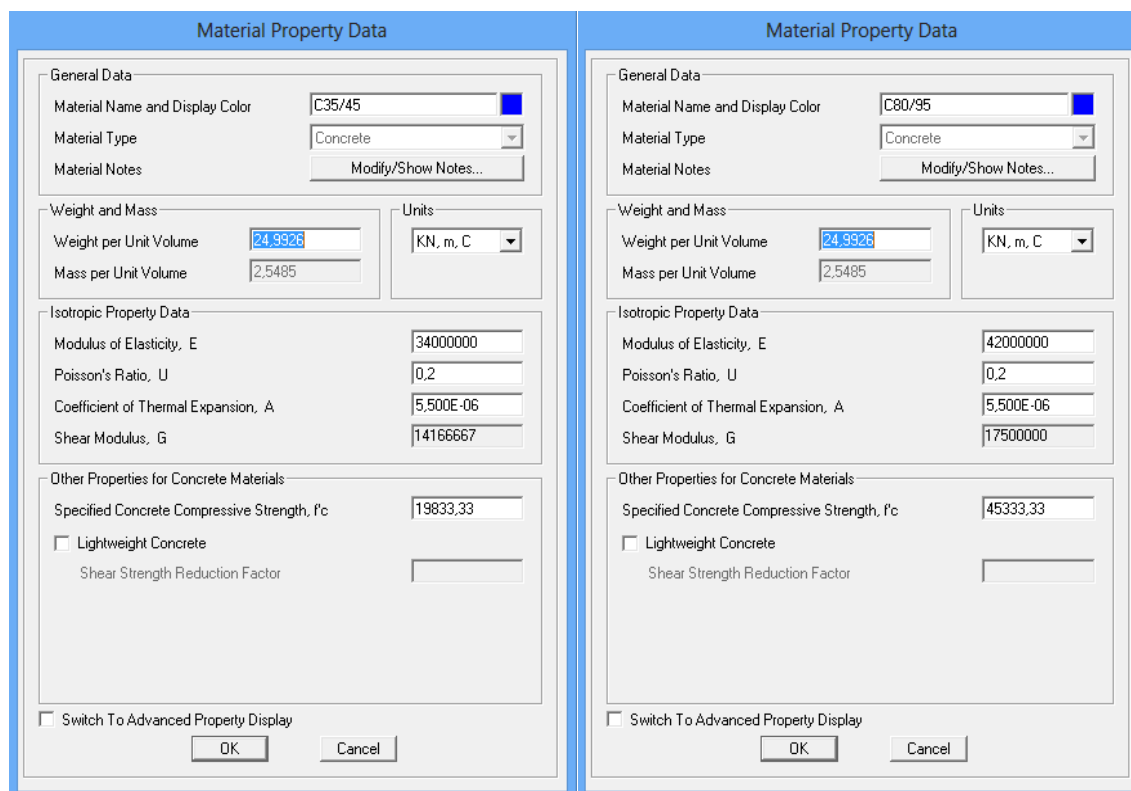


Εικόνα 4.2 : Ελευθερώσεις κόμβων ορόφου Υπερπλαισίου

4.2.2 Υλικά

Για την προσομοίωση της κατασκευής στο SAP2000, χρησιμοποιήθηκαν διαφορετικές ποιότητες σκυροδεμάτων και δομικού χάλυβα. Ιδιαίτερα για τα σύμμικτα σούπερ-υποστρώματα υπήρξε μεγάλη απαίτηση για αξονική αντοχή και ακαμψία στα πλευρικά φορτία, οπότε χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα πολύ υψηλής αντοχής. Οι αντοχές των υλικών καθορίστηκαν με βάση τους κανονισμούς εν ισχύ και τροποποιήθηκαν στο στατικό πρόγραμμα, ώστε να προκύπτουν με ακρίβεια οι αντοχές των δομικών στοιχείων. Συγκεκριμένα, για το σκυρόδεμα, οι αντοχές πολλαπλασιάστηκαν επί 0,85/1,5, ενώ για το δομικό χάλυβα διά 1,1 και για το χάλυβα του οπλισμού διά 1,15, όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας.

➤ Για το σκυρόδεμα:



Εικόνα 4.3 : Ποιότητες σκυροδέματος C35/45 και C80/95

Material Property Data

General Data
 Material Name and Display Color: C90/105
 Material Type: Concrete
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass
 Weight per Unit Volume: 24.9926
 Mass per Unit Volume: 2,5485
 Units: KN, m, C

Isotropic Property Data
 Modulus of Elasticity, E: 44000000
 Poisson's Ratio, U: 0,2
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 5,500E-06
 Shear Modulus, G: 18333333

Other Properties for Concrete Materials
 Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 51000,
 Lightweight Concrete
 Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display
 OK Cancel

Εικόνα 4.4 : Ποιότητα σκυροδέματος C90/105

➤ Για το δομικό χάλυβα:

Material Property Data

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

Weight and Mass
 Weight per Unit Volume: 76.9729
 Mass per Unit Volume: 7,849
 Units: KN, m, C

Isotropic Property Data
 Modulus of Elasticity, E: 2,100E+08
 Poisson's Ratio, U: 0,3
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05
 Shear Modulus, G: 80769231

Other Properties for Steel Materials
 Minimum Yield Stress, F_y : 322727,3
 Minimum Tensile Stress, F_u : 463636,4
 Effective Yield Stress, F_{ye} : 355000,
 Effective Tensile Stress, F_{ue} : 510000,

Switch To Advanced Property Display
 OK Cancel

Material Property Data

General Data
 Material Name and Display Color: S355 40mm<κ<80mm
 Material Type: Steel
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass
 Weight per Unit Volume: 76.9729
 Mass per Unit Volume: 7,849
 Units: KN, m, C

Isotropic Property Data
 Modulus of Elasticity, E: 2,100E+08
 Poisson's Ratio, U: 0,3
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05
 Shear Modulus, G: 80769231

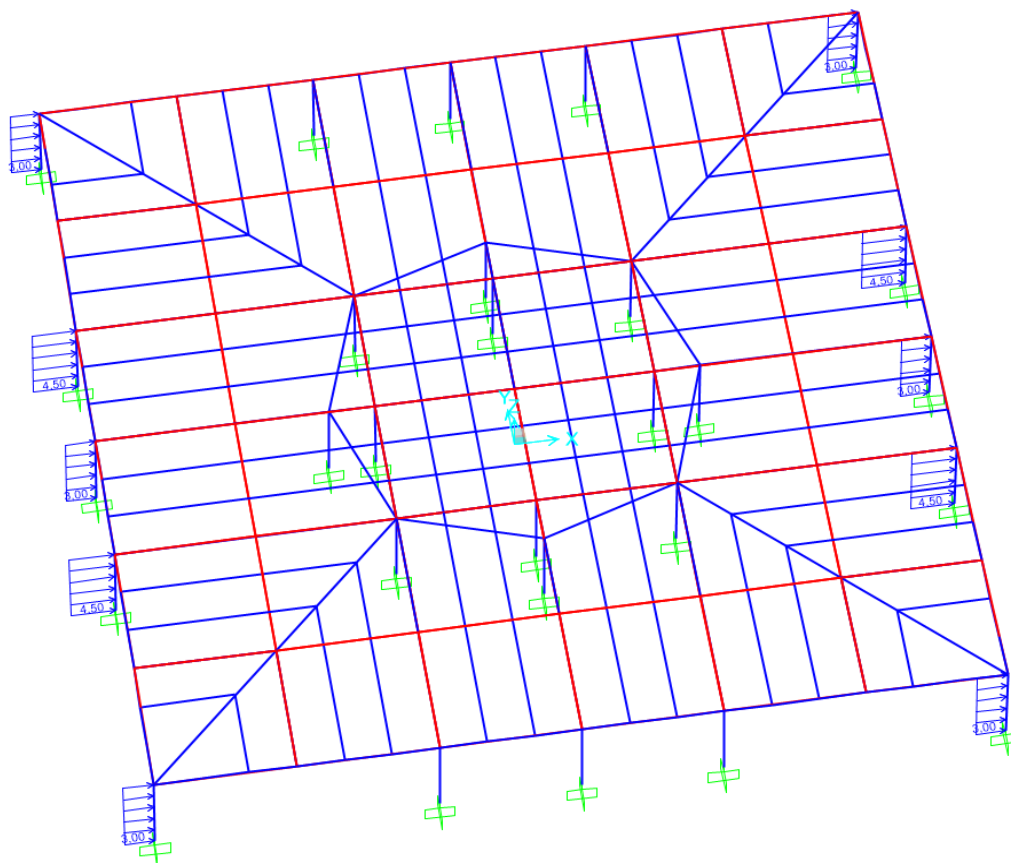
Other Properties for Steel Materials
 Minimum Yield Stress, F_y : 304545,45
 Minimum Tensile Stress, F_u : 445454,5
 Effective Yield Stress, F_{ye} : 335000,
 Effective Tensile Stress, F_{ue} : 490000,

Switch To Advanced Property Display
 OK Cancel

Εικόνα 4.5 : Χάλυβας S355 για πάχη μικρότερα και μεγαλύτερα των 40mm

4.2.3 Φορτία και Συνδυασμοί Φορτίσεων

Στην κατασκευή εφαρμόστηκαν τα φορτία του ίδιου βάρους από τα ίδια τα δομικά στοιχεία, το κινητό φορτίο ίσο με 5KN/m^2 , όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας για κτήρια κατηγορίας C και D, το πρόσθετο μόνιμο φορτίο λόγω επικαλύψεων ίσο με $1,5\text{KN/m}^2$ και το φορτίο του ανέμου σαν κατανεμημένο στα περιμετρικά υποστυλώματα, ανάλογα με την επιφάνεια που αντιστοιχεί στο κάθε ένα από αυτά. Το κινητό και πρόσθετο μόνιμο φορτίο εφαρμόστηκαν στα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία της πλάκας. Το φορτίο του ανέμου προέκυψε $6\text{m} \cdot 0,5\text{KN/m}^2 = 3\text{KN/m}$ για το μεσαίο και τα ακραία υποστυλώματα κάθε πλευράς και $9\text{m} \cdot 0,5\text{KN/m}^2 = 4,5\text{KN/m}$ για τα υπόλοιπα περιμετρικά υποστυλώματα, όπως φαίνεται στην εικόνα 86.

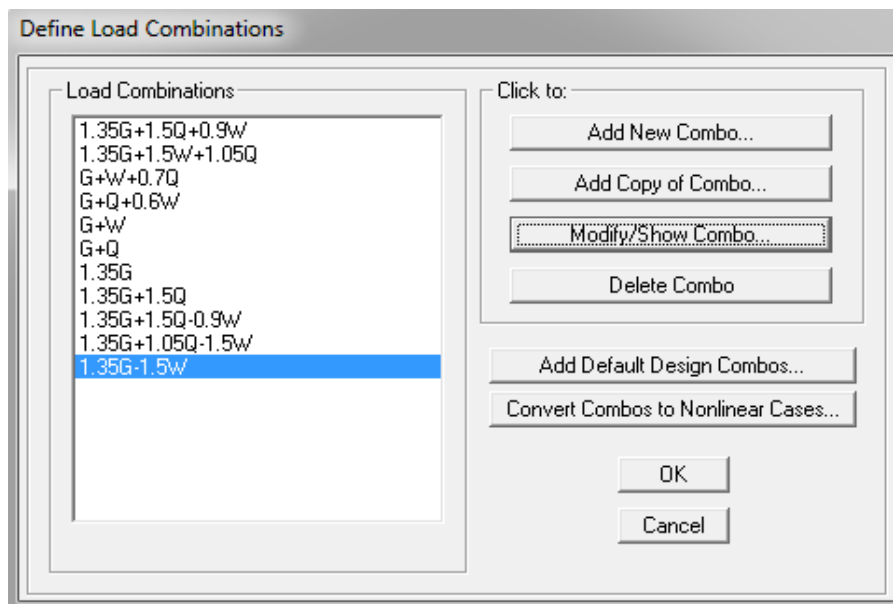


Εικόνα 4.6 : Κατανεμημένο φορτίο ανέμου

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν στην κατασκευή προέκυψαν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1. Για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και, συνεπώς, για τη διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων του κτηρίου χρησιμοποιήθηκαν οι πρώτοι έξι συνδυασμοί, ενώ για την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας και, συνεπώς, για τον

έλεγχο της μετατόπισης οροφής, αλλά και των βελών κάμψης από τα κατακόρυφα φορτία, χρησιμοποιήθηκαν οι τελευταίοι τέσσερις συνδυασμοί, όπως παρατίθεται παρακάτω:

- 1.35G
- 1.35G+1.5Q
- 1.35G+1.5W
- 1.35G-1.5W
- 1.35G+1.5Q+0.9W
- 1.35G+1.5Q-0.9W
- 1.35G+1.5W+1.05Q
- 1.35G-1.5W+1.05Q
- G+Q
- G+W
- G+Q+0.6W
- G+W+0.7Q



Εικόνα 4.7 : Συνδυασμοί φόρτισης

4.2.4 Προσομοίωση και Διαστασιολόγηση Δομικών Στοιχείων

Για την προσομοίωση των στοιχείων στο SAP2000 χρησιμοποιήθηκαν ραβδωτά στοιχεία για τις δοκούς, τα υποστυλώματα, τους χιαστί συνδέσμους και τα τοιχεία και επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία για την προσομοίωση της πλάκας σκυροδέματος. Η

κατασκευή έχει συνολικό ύψος 508 μέτρα και αποτελείται από 127 όμοιους ορόφους των 4 μέτρων.

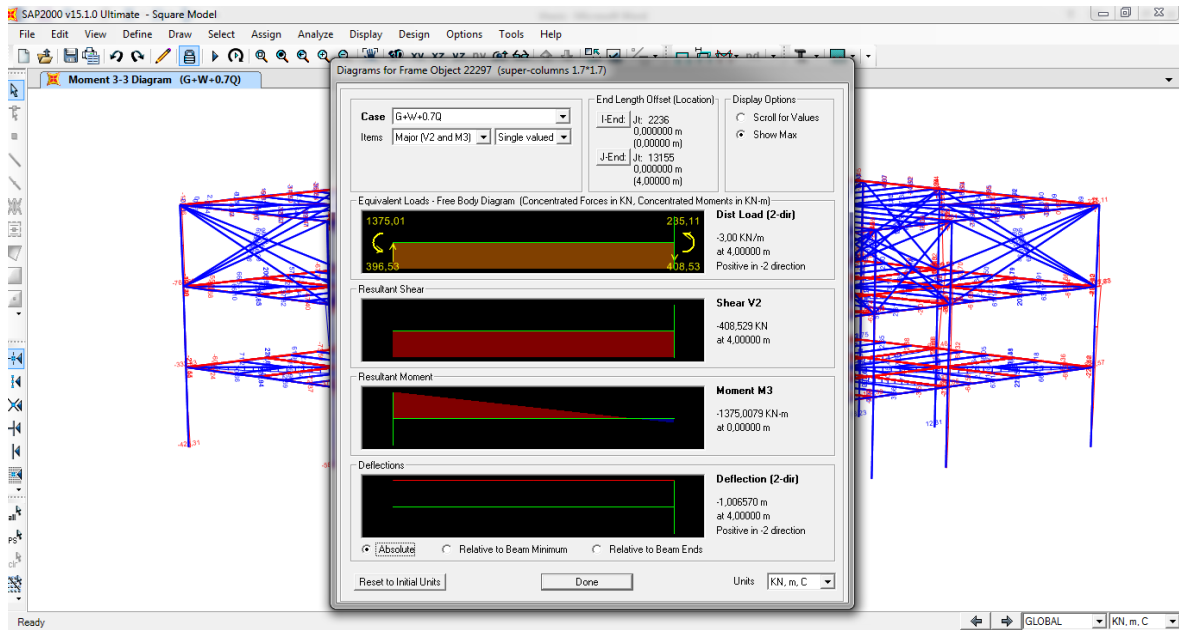


Εικόνα 4.10 : Το τετράγωνο μοντέλο-Υπερπλάισιο στο SAP2000

Η σύμμικτη λειτουργία των δευτερευουσών δοκών με την πλάκα σκυροδέματος εξασφαλίστηκε με την εντολή insertion point (cardinal point : top center), η οποία μεταφέρει το κέντρο βάρους της δοκού κάτω από την πλάκα, ώστε η προσομοίωση να είναι όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστική. Όλες οι δευτερεύουσες δοκοί είναι αρθρωμένες στον πυρήνα και στην περίμετρο, με εξαίρεση τα πέντε επίπεδα των μηχανικών ορόφων, όπου τα περιμετρικά σούπερ-υποστυλώματα συνδέονται άκαμπτα με τον πυρήνα μέσω μεγάλων σύμμικτων δοκών (central beams). Στους μηχανικούς ορόφους, έχουν τοποθετηθεί επίσης διαγώνιοι χιαστί σύνδεσμοι, που ενώνουν όλα τα περιμετρικά στοιχεία (Ζώνη Περίσφιξης) και τα τελευταία με τον πυρήνα (Ζυγοστάτες), εξασφαλίζοντας έτσι τη συμμετοχή τόσο της περιμέτρου, όσο και του πυρήνα στην παραλαβή των πλευρικών φορτίων του ανέμου.

Η διαστασιολόγηση των στοιχείων πραγματοποιήθηκε μέσω μια επαναληπτικής διαδικασίας, με χρήση της εντολής Steel Frame Design του SAP2000. Για το λόγω αυτό, όλες οι διατομές έχουν αναχθεί σε αντίστοιχες μεταλλικές με την επιλογή General Steel Section. Ο κανονισμός που επιλέχθηκε για να πραγματοποιηθεί ο σχεδιασμός είναι ο Ευρωκώδικας 3, λαμβάνοντας υπόψιν τα φαινόμενα δευτέρας τάξης (P-D effect), ενώ τροποποιήθηκαν οι συντελεστές ισοδύναμου μήκους λυγισμού (k factors). Οι συντελεστές αυτοί λαμβάνονται απλοποιητικά ίσοι με 1, διότι το συγκεκριμένο στατικό πρόγραμμα δεν έχει αποδειχθεί έμπιστο, όσον αφορά τον ορθό υπολογισμό τους σε ιδιαίτερες κατασκευές.

Ο τελικός σχεδιασμός των διατομών, οι διαστάσεις και οι αντοχές τους παρατίθενται παρακάτω, καθώς και το ποσοστό αξιοποίησης αυτών. Οι αντοχές των κύριων στοιχείων παραλαβής φορτίων προέκυψε από το section designer με χρήση του μοντέλου ινών (fiber layout), ώστε να επιτευχθεί η μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια. Αξιοσημείωτο είναι ότι κρίσιμος συνδυασμός για τη διαστασιολόγηση των κατακόρυφων δομικών στοιχείων είναι ο G+W+0.7Q, καθώς παρατηρείται ότι, παρά το γεγονός ότι θα κατακόρυφα δομικά στοιχεία είναι περίπου στο 70-80% της αντοχής τους, η μετατόπισης οροφής είναι οριακή, ίση με 1,007μ (≈508/500).



Εικόνα 4.8 : Μέγιστη μετατόπιση 1,0066μ. από το συνδυασμό G+W+0.7Q

Modal Participating Mass Ratios

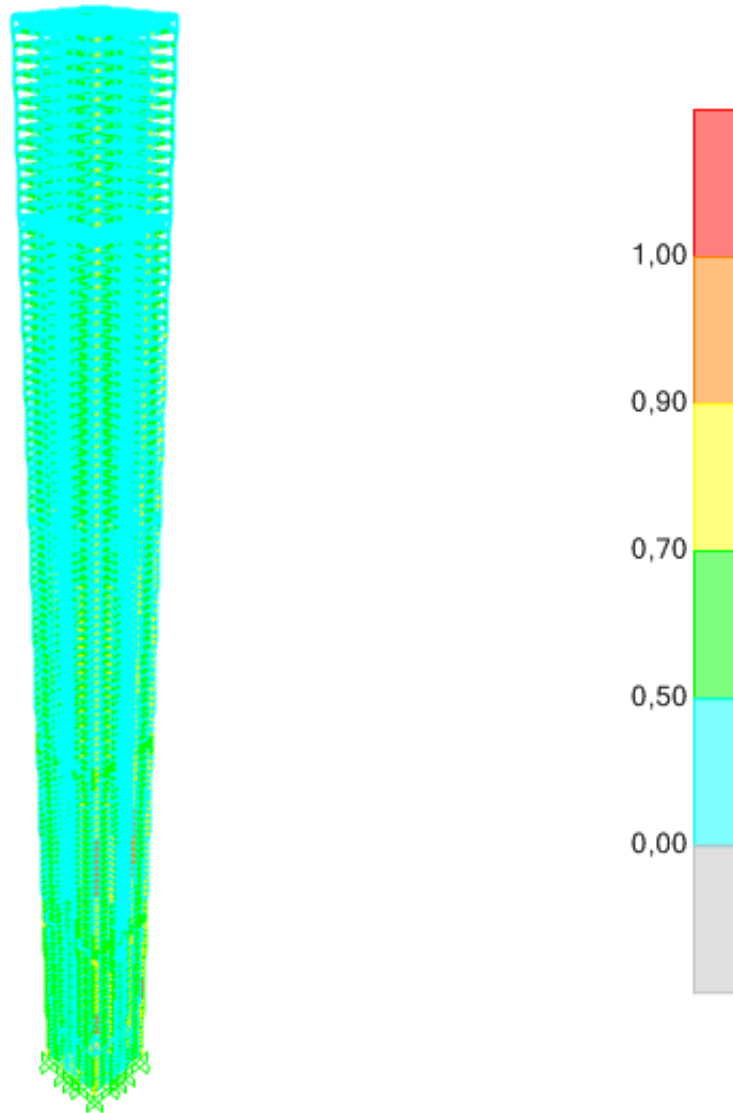
File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Participating Mass Ratios

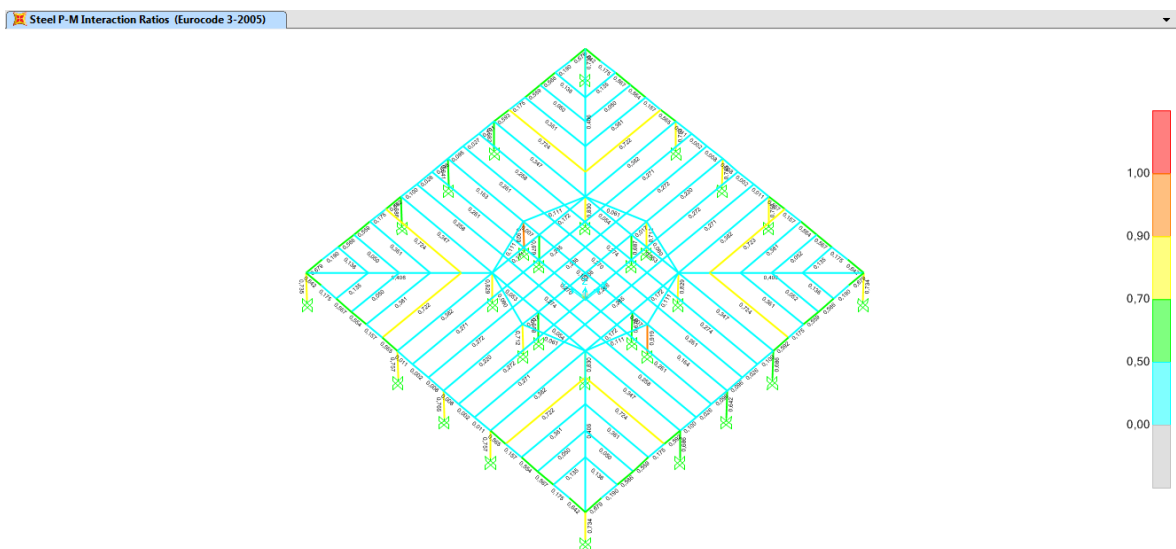
	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
▶	MODAL	Mode	1	18,794323	0,00512	0,72812	0,00000001723	0,00512	0,72812
	MODAL	Mode	2	18,749138	0,72822	0,00513	0,00000001722	0,73334	0,73325
	MODAL	Mode	3	15,551541	0,000001812	0,00001825	0,00000000179	0,73334	0,73327
	MODAL	Mode	4	5,700773	0,00007361	0,14561	0,00000006691	0,73341	0,87888
	MODAL	Mode	5	5,688705	0,14586	0,00007678	0,00000000106	0,87927	0,87896
	MODAL	Mode	6	5,127957	0,000005658	0,000007188	0,00000007396	0,87927	0,87896
	MODAL	Mode	7	3,020612	0,000002725	0,0001	0,00000000829	0,87927	0,87907
	MODAL	Mode	8	2,979243	0,00065	0,03703	0,00000000944	0,87993	0,91609
	MODAL	Mode	9	2,973536	0,037	0,00066	0,00000002726	0,91693	0,91675
	MODAL	Mode	10	2,124629	0,0000006603	0,000001914	0,00000001133	0,91693	0,91675
	MODAL	Mode	11	2,026132	0,00127	0,01452	0,00000005073	0,9182	0,93127
	MODAL	Mode	12	2,023717	0,0144	0,00126	7,994E-13	0,9326	0,93254

Record: 1 of 12 Add Tables... Done

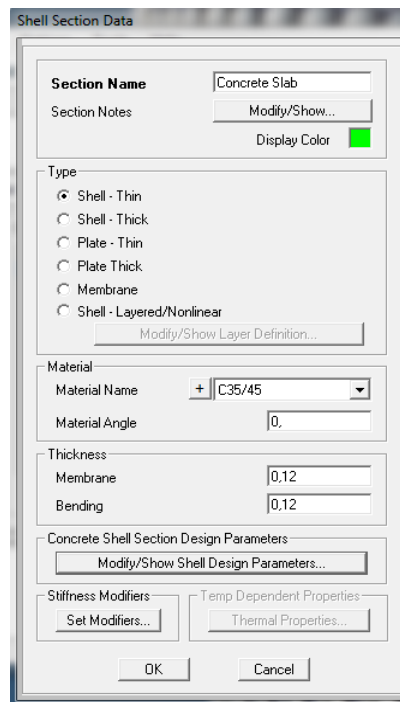
Εικόνα 4.9 : Ιδιομορφική απόκριση κατασκευής



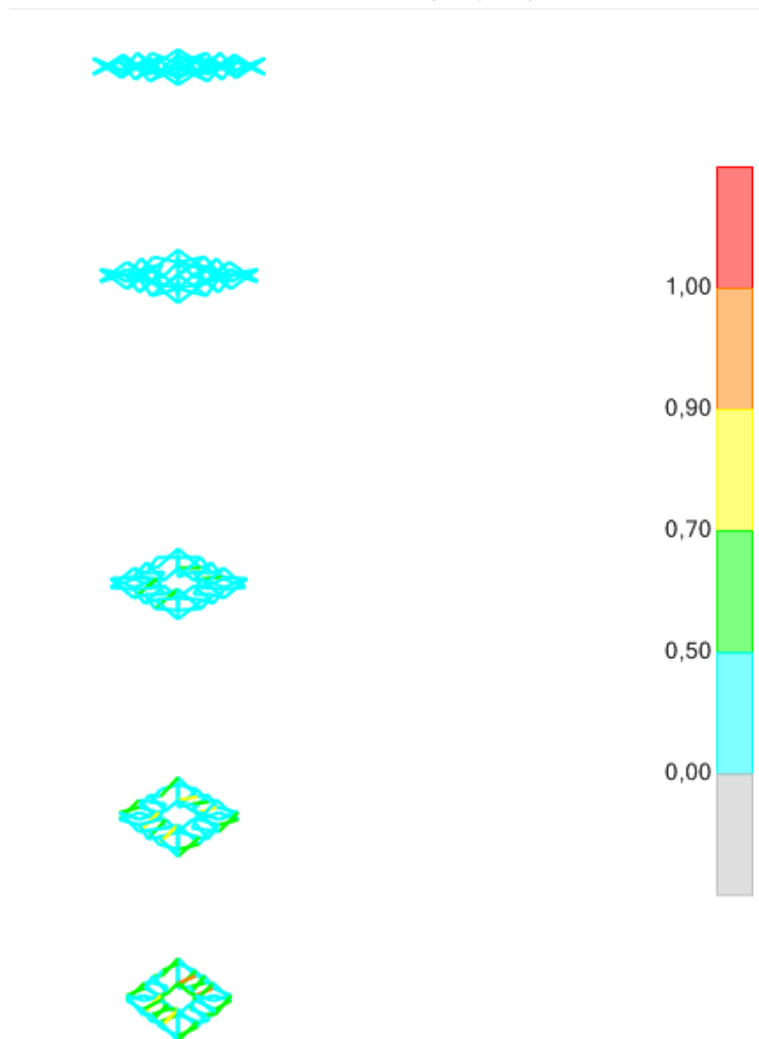
Εικόνα 4.10 : Αναλογία μέγιστων εντατικών μεγεθών/αντοχής διατομών για όλη την κατασκευή



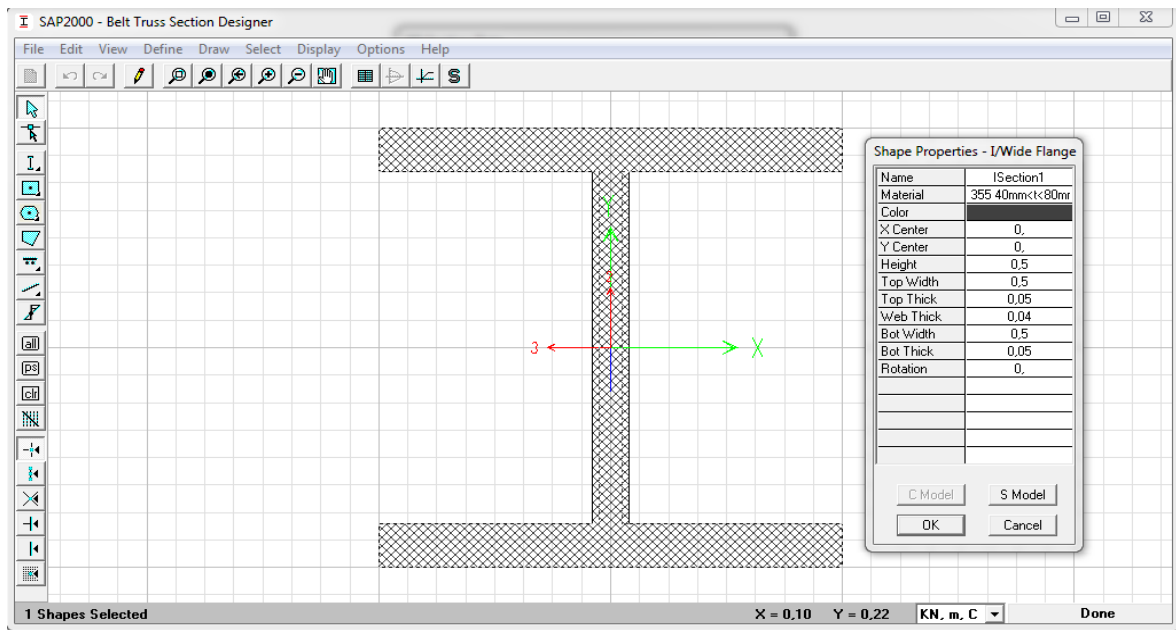
Εικόνα 4.11 : Αναλογία εντατικών μεγεθών/αντοχής διατομών για τη βάση της κατασκευής



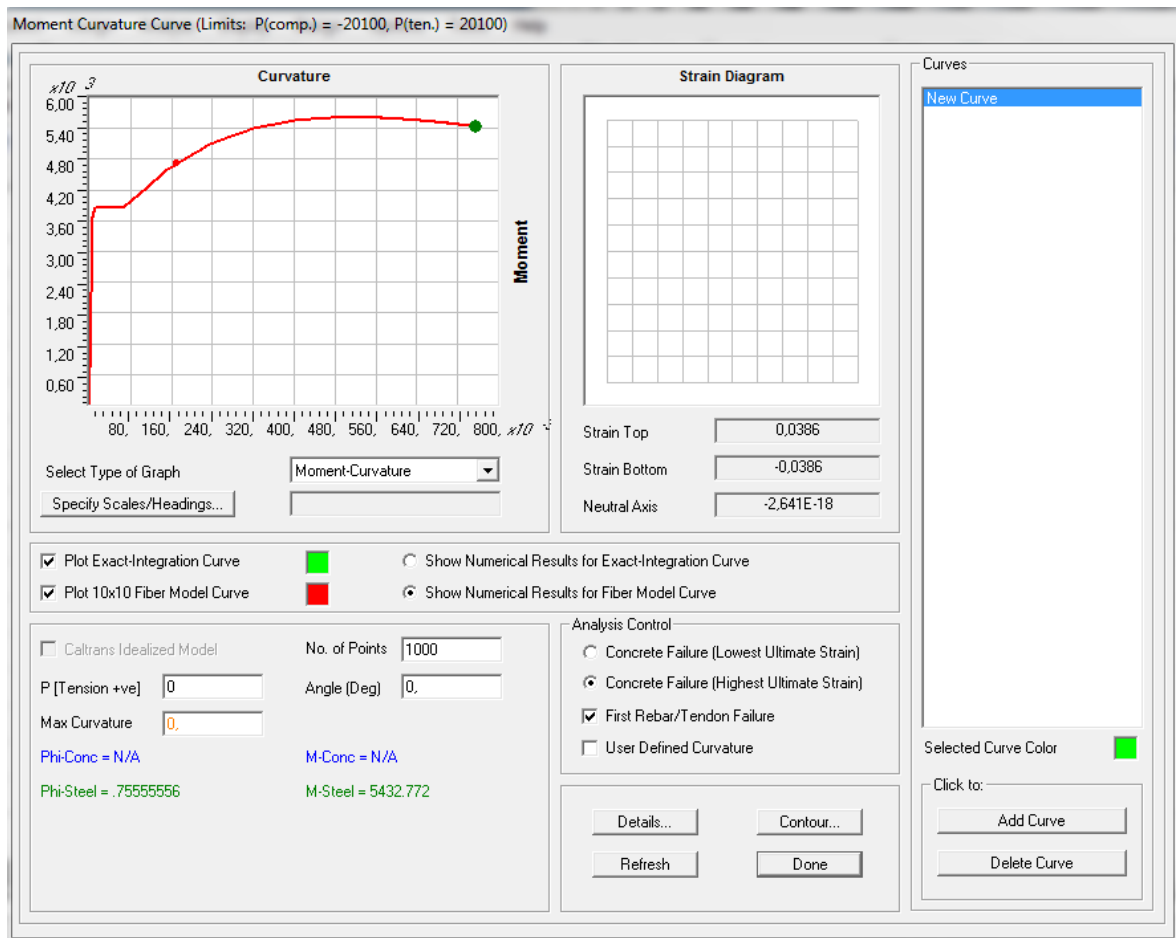
Εικόνα 4.12 : Πλάκα σκυροδέματος 12εκ.



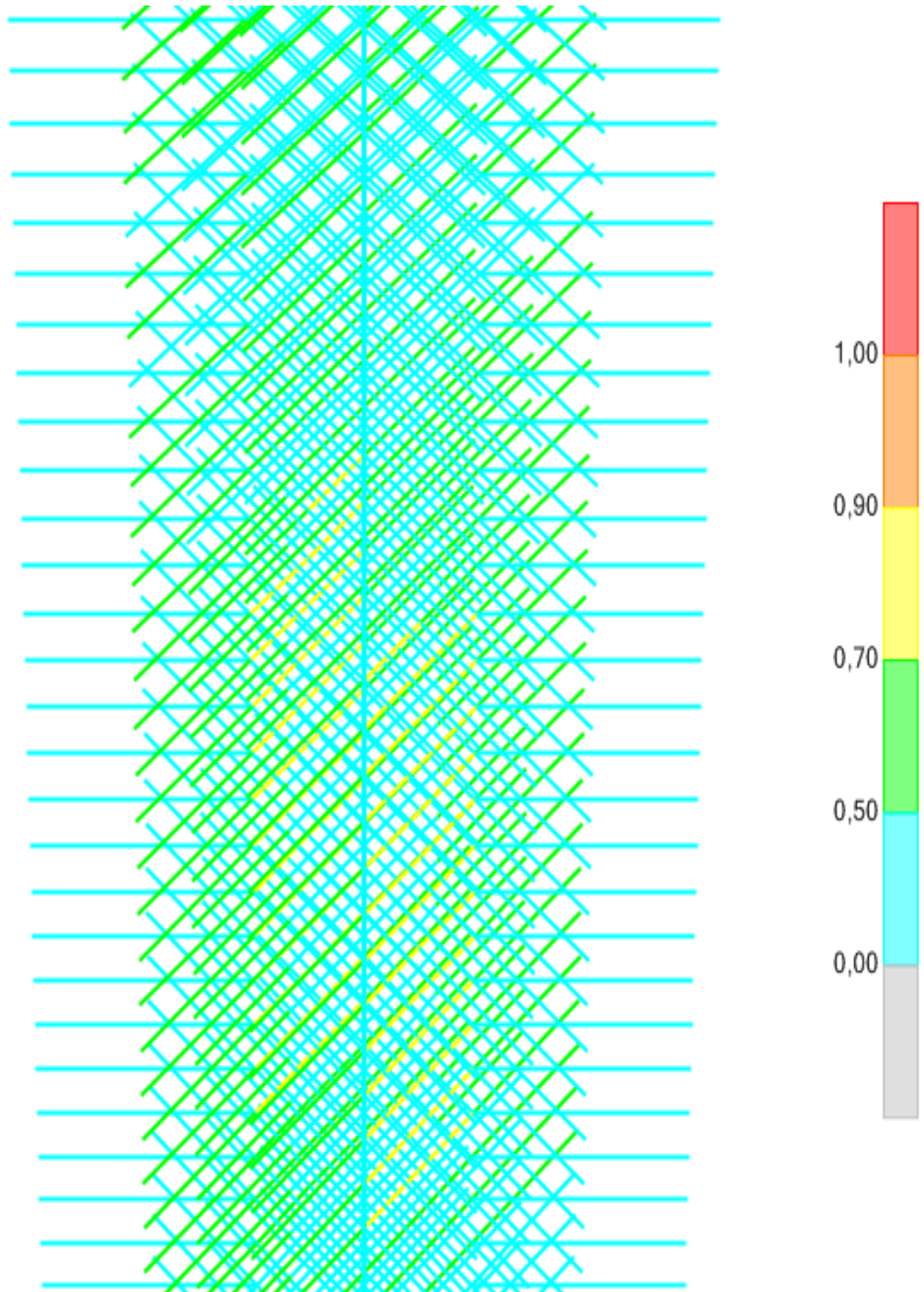
Εικόνα 4.13 : Αναλογία αστοχίας (failure ratio) χιαστί συνδέσμων



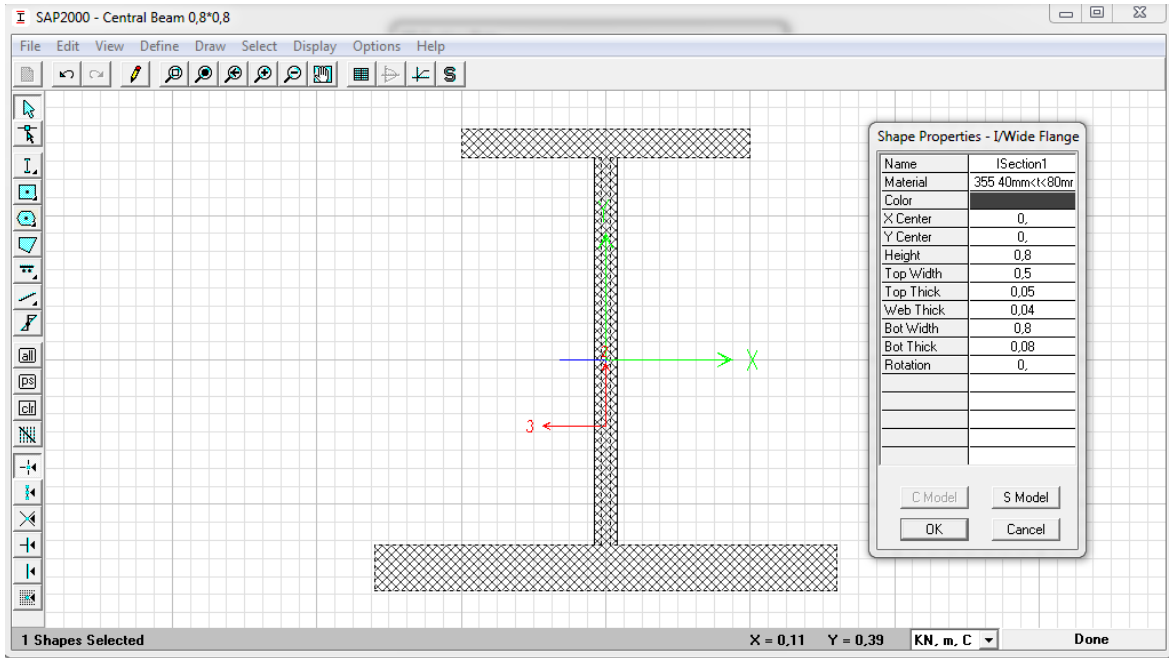
Εικόνα 4.14 : Διατομή χιαστί συνδέσμων



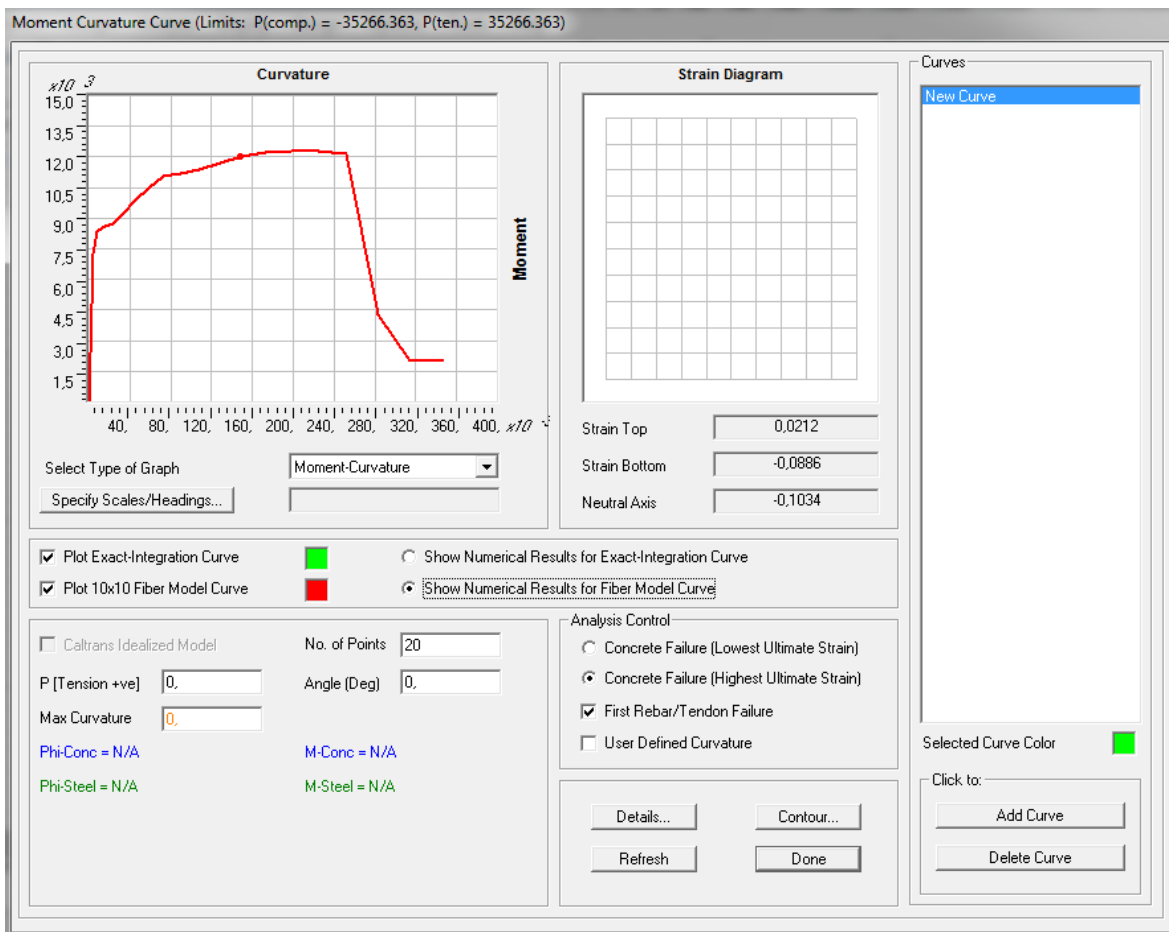
Εικόνα 4.15 : Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αντοχή σε αξονική χιαστί συνδέσμων



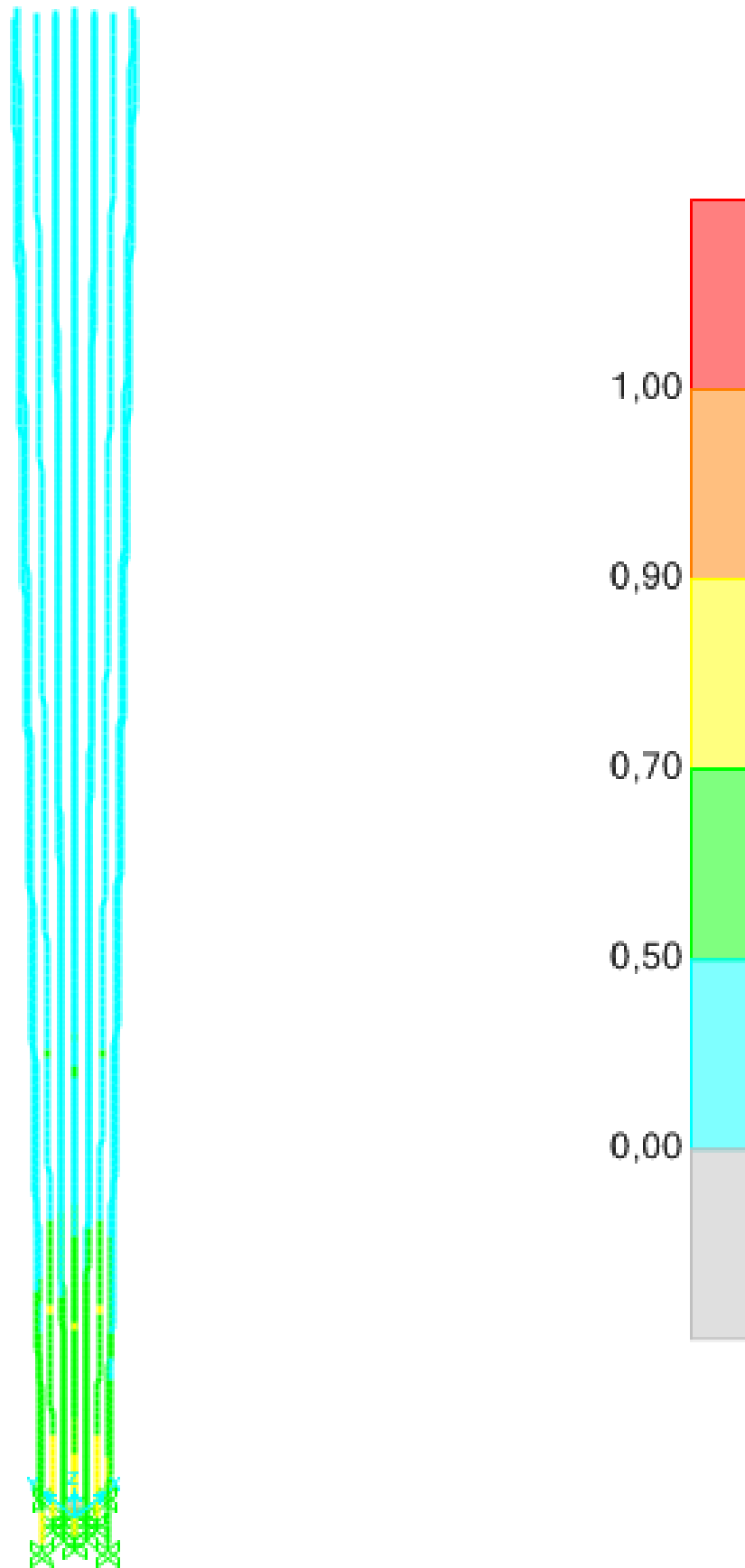
Εικόνα 4.16 : Αναλογία αστοχίας κεντρικών δοκών



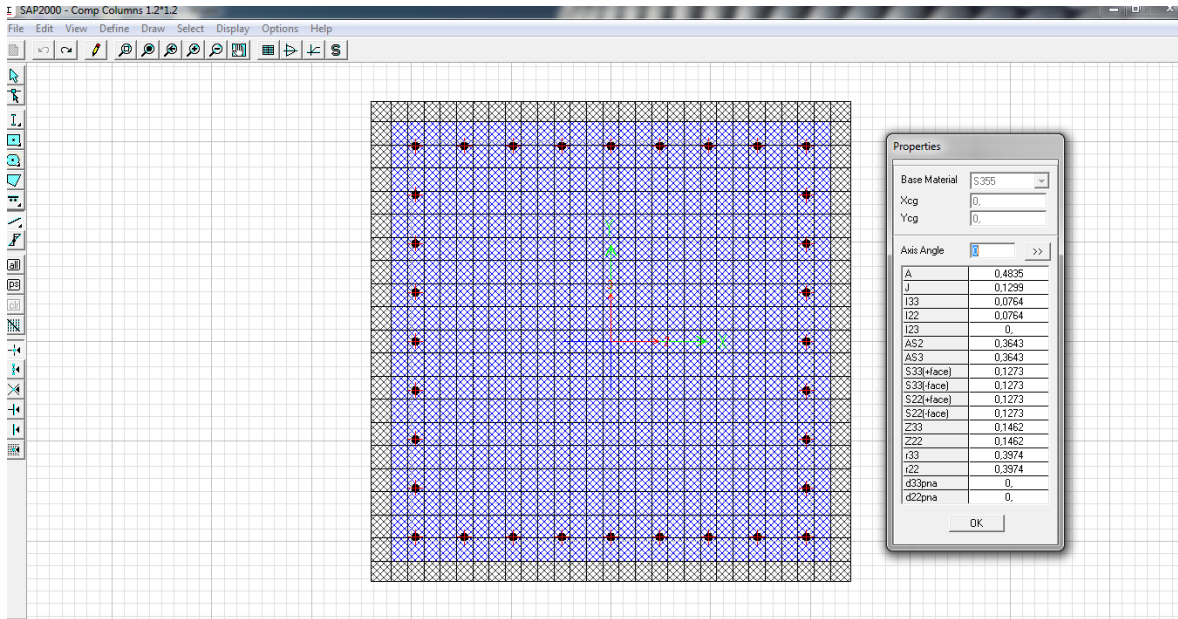
Εικόνα 4.17 : Διατομή κεντρικής δοκού



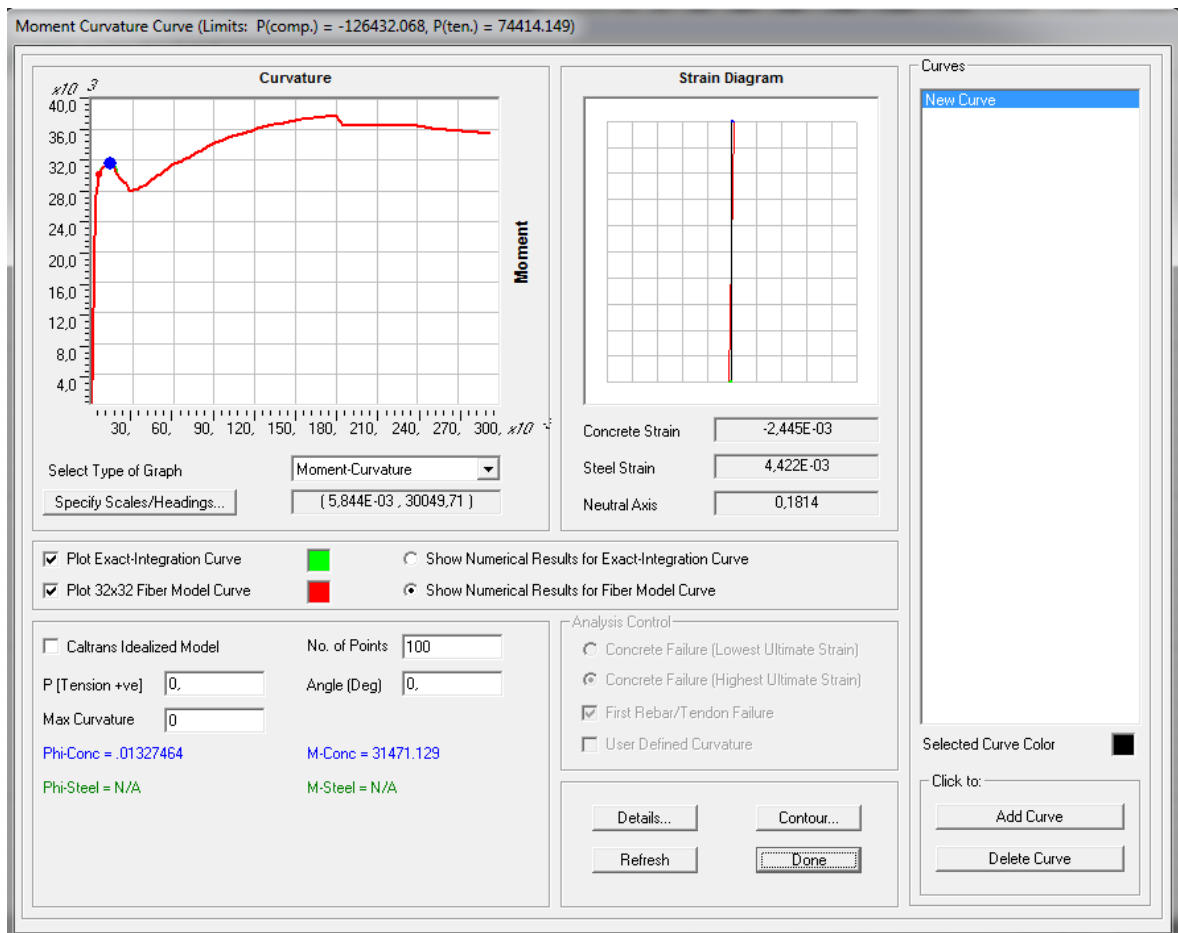
Εικόνα 4.18 : Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αντοχή σε αξονική κεντρικών δοκών



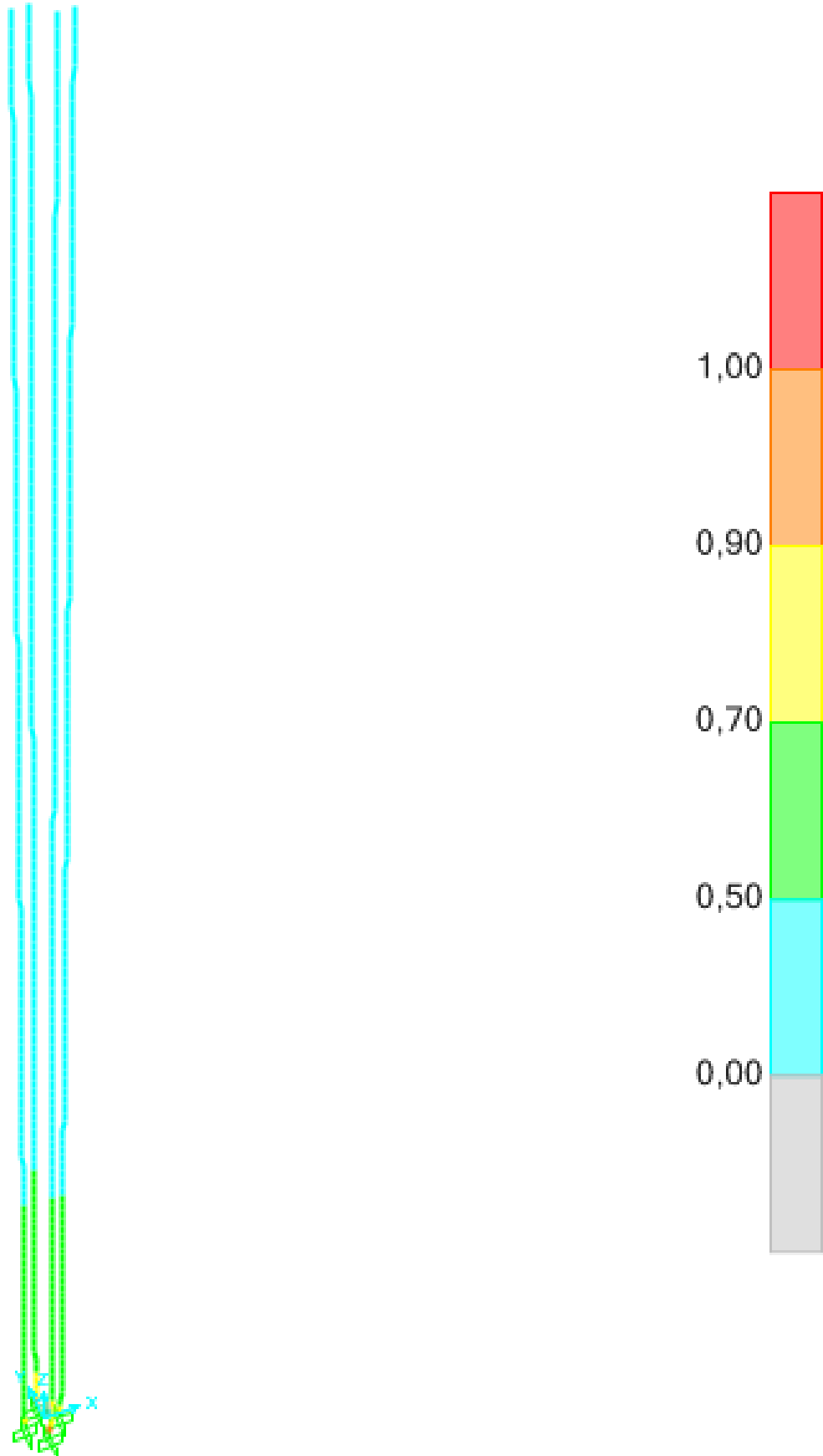
Εικόνα 4.19 : Αναλογία αστοχίας σύμμικτων υποστυλωμάτων



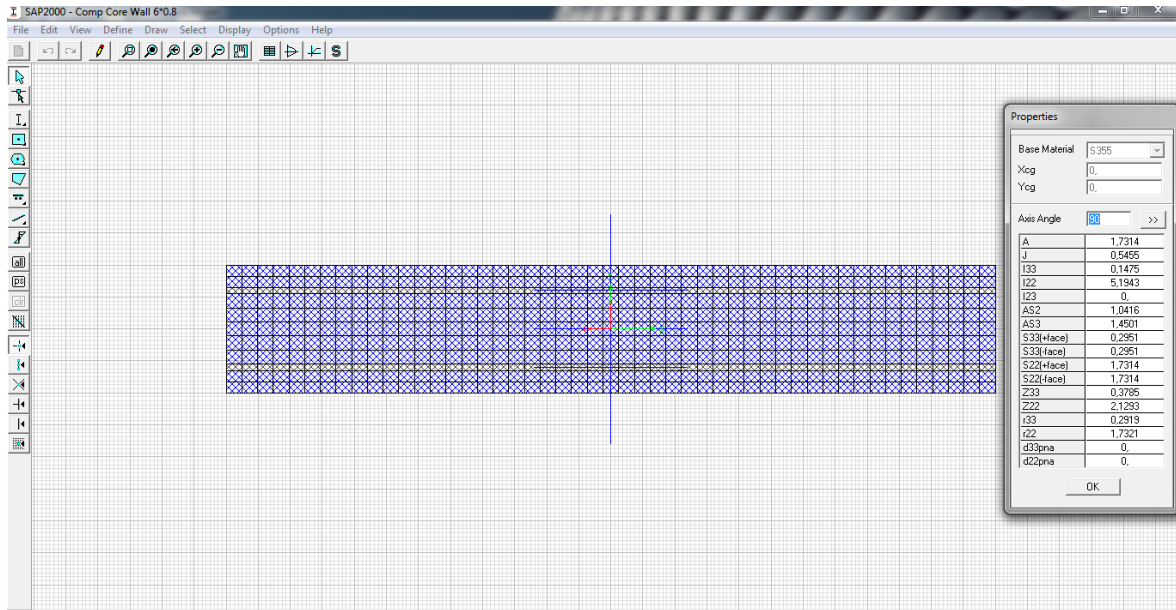
Εικόνα 4.20 : Διατομή σύμικτων υποστυλωμάτων



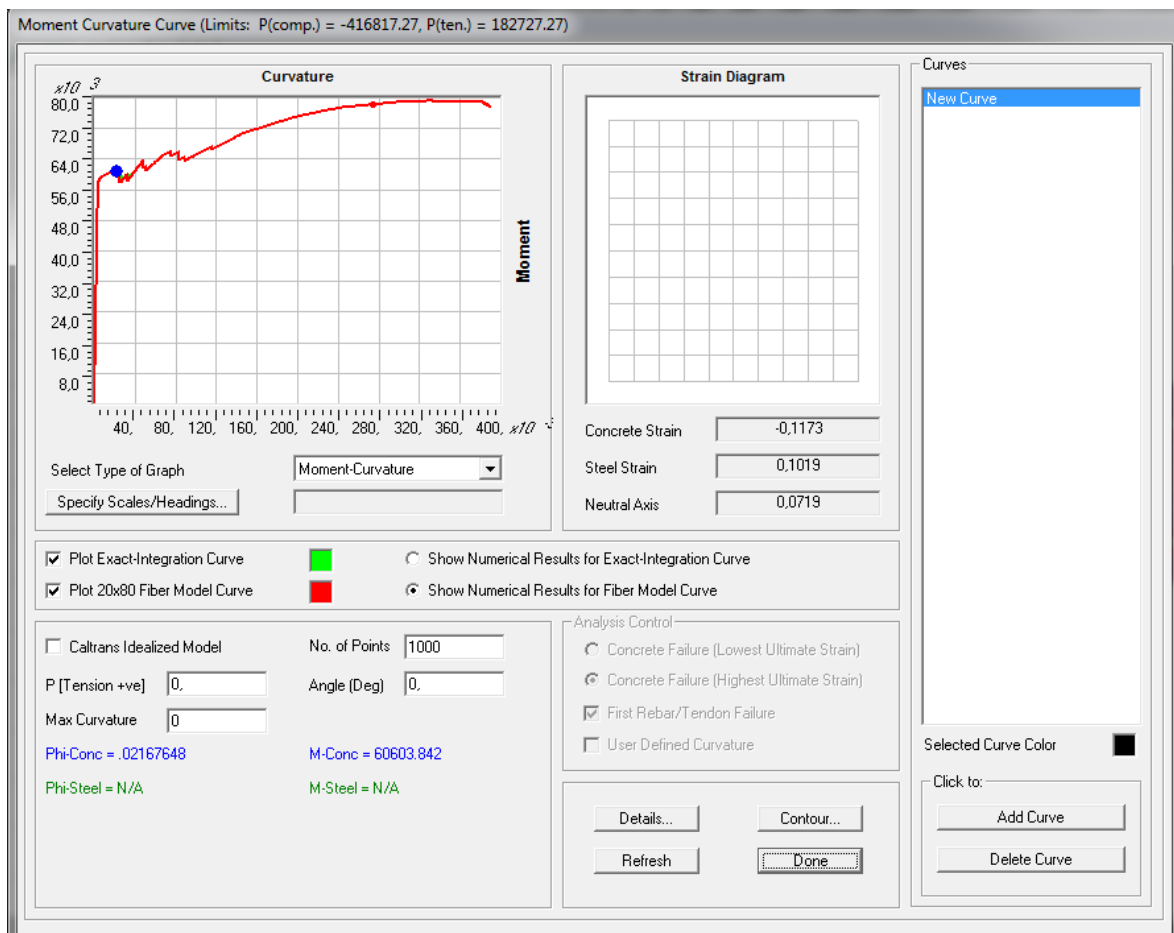
Εικόνα 4.21 : Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αντοχή σε αξονική σύμικτων υποστυλωμάτων



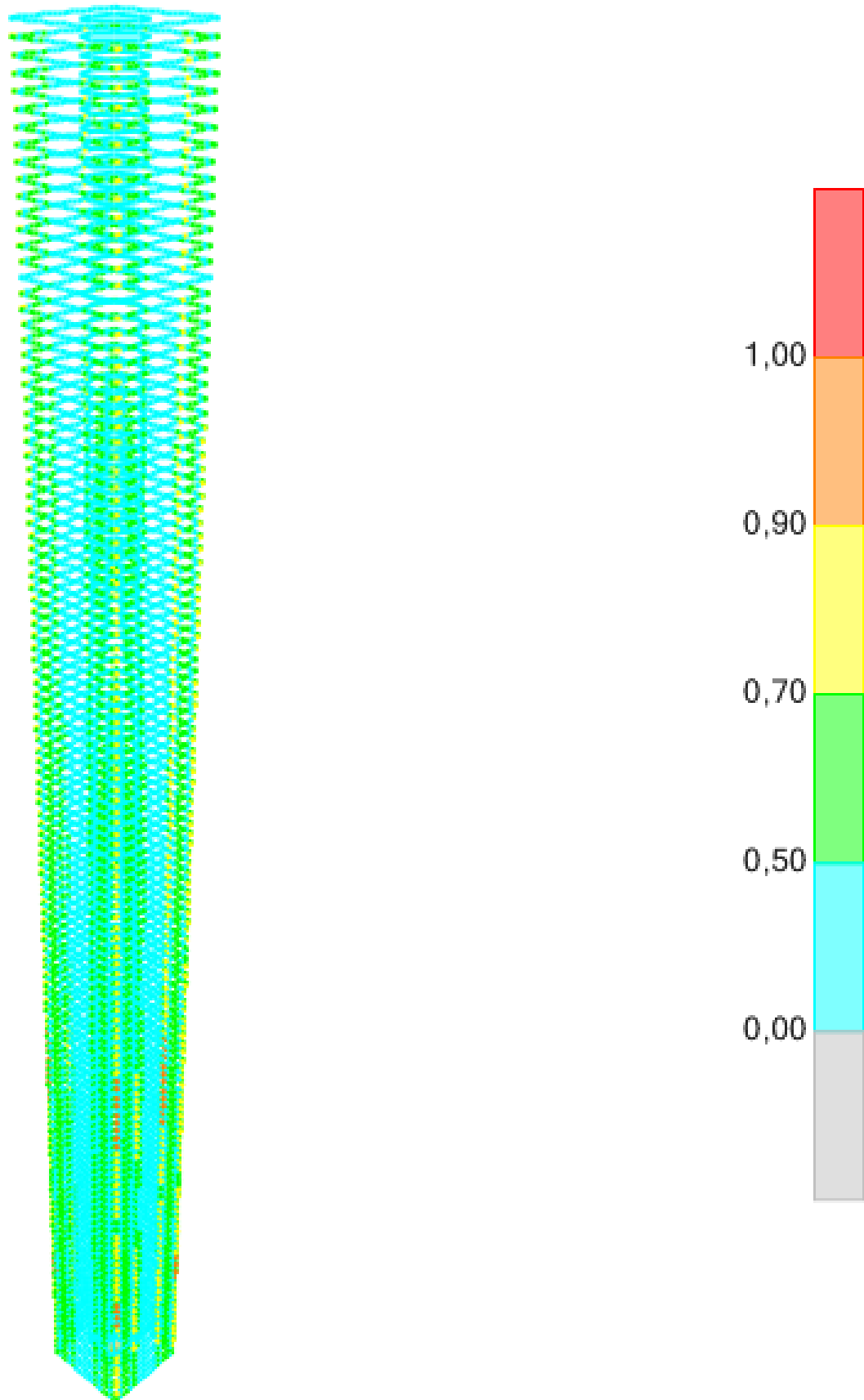
Εικόνα 4.22 : Αναλογία αστοχίας σύμμικτων τοιχίων



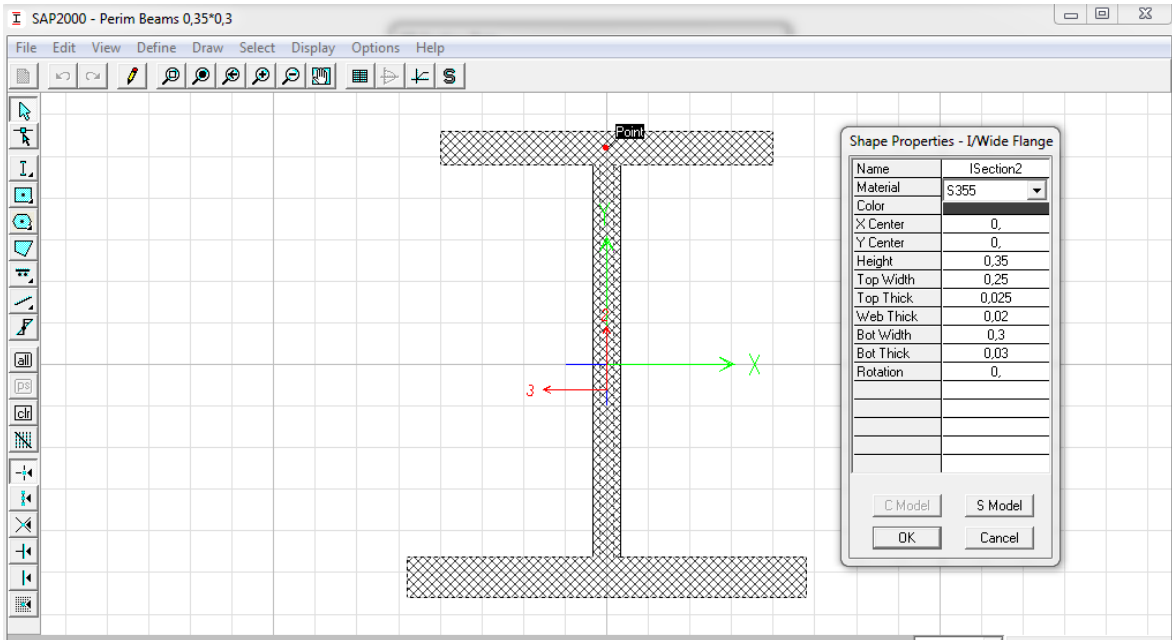
Εικόνα 4.23 : Διατομή σύμμικτων τοιχίων



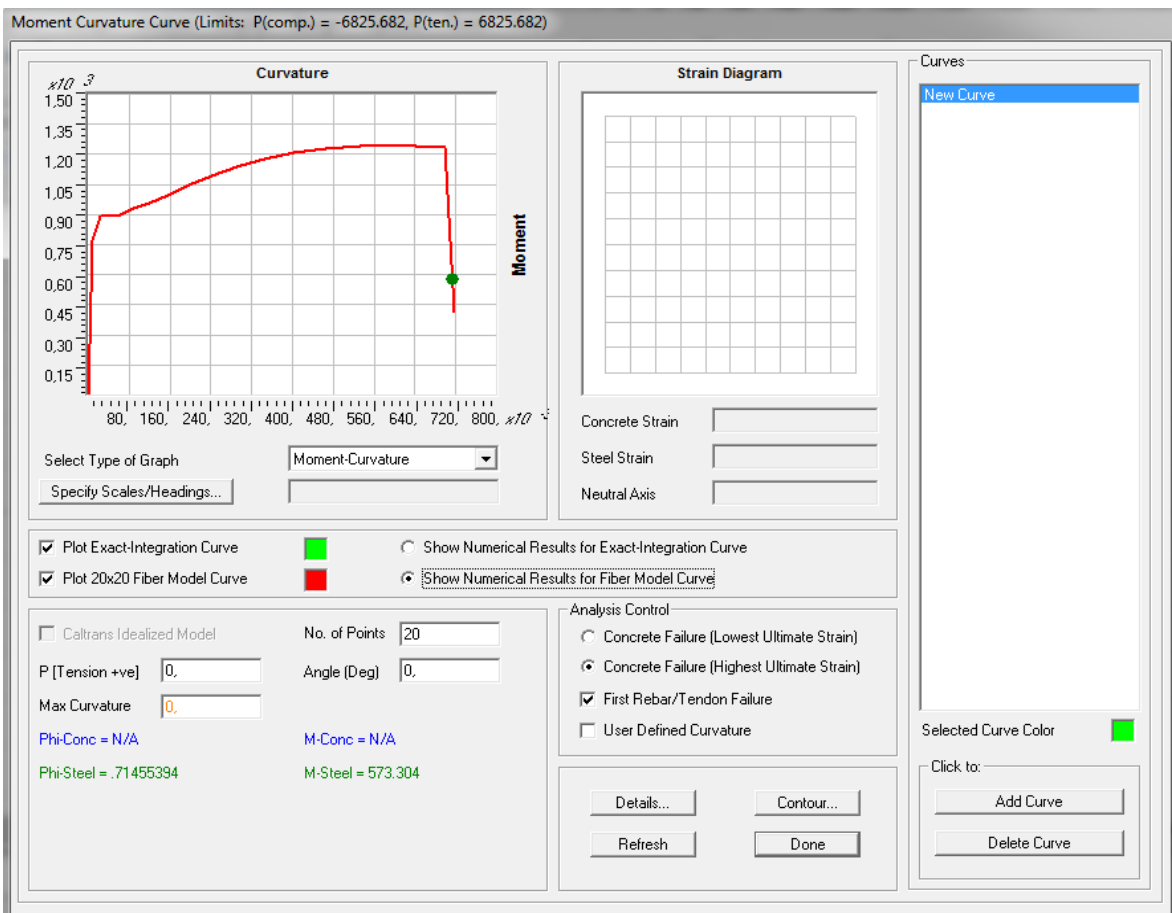
Εικόνα 4.24 : Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αντοχή σε αξονική σύμμικτων τοιχίων



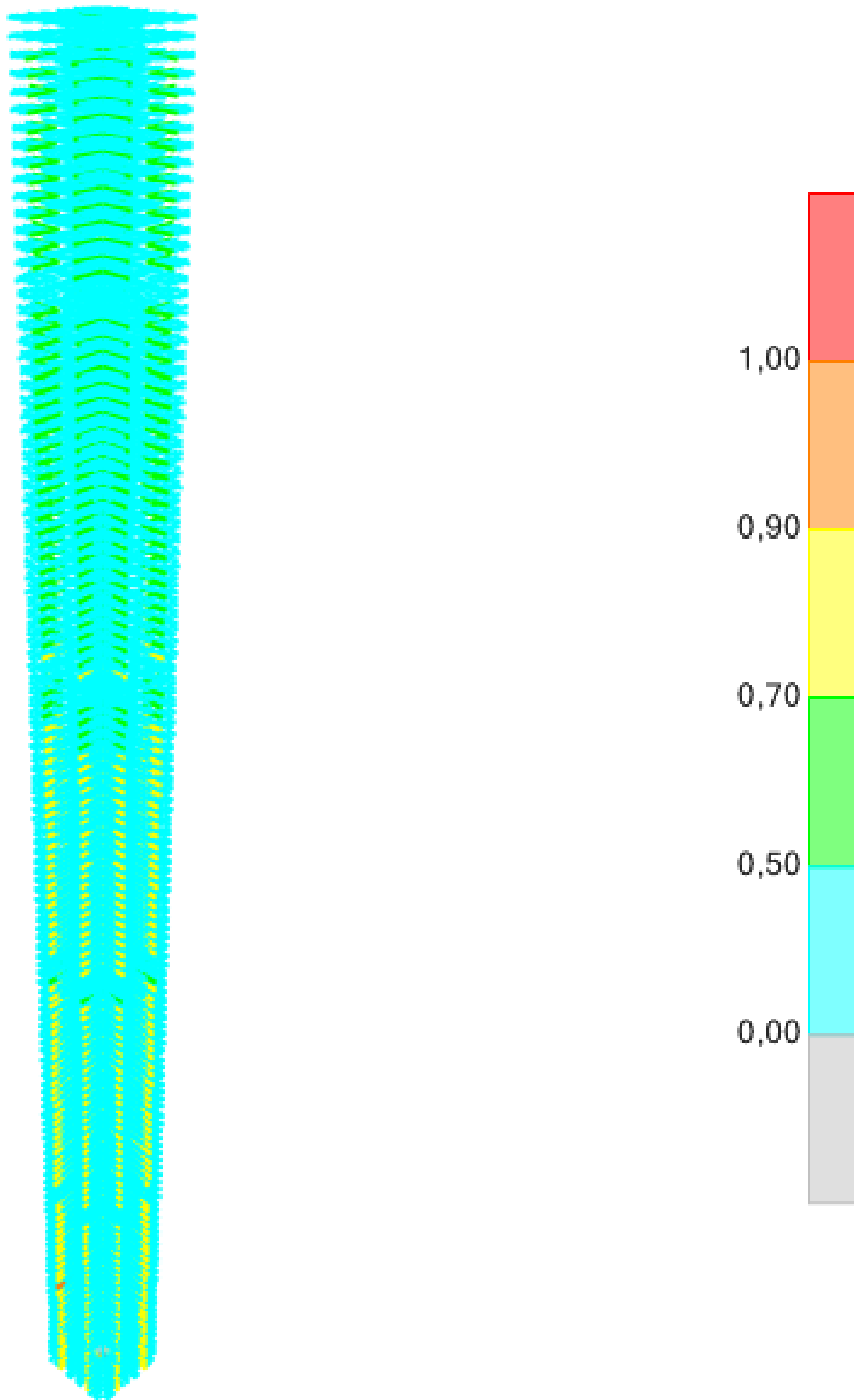
Εικόνα 4.25 : Αναλογία αστοχίας περιμετρικών δοκών



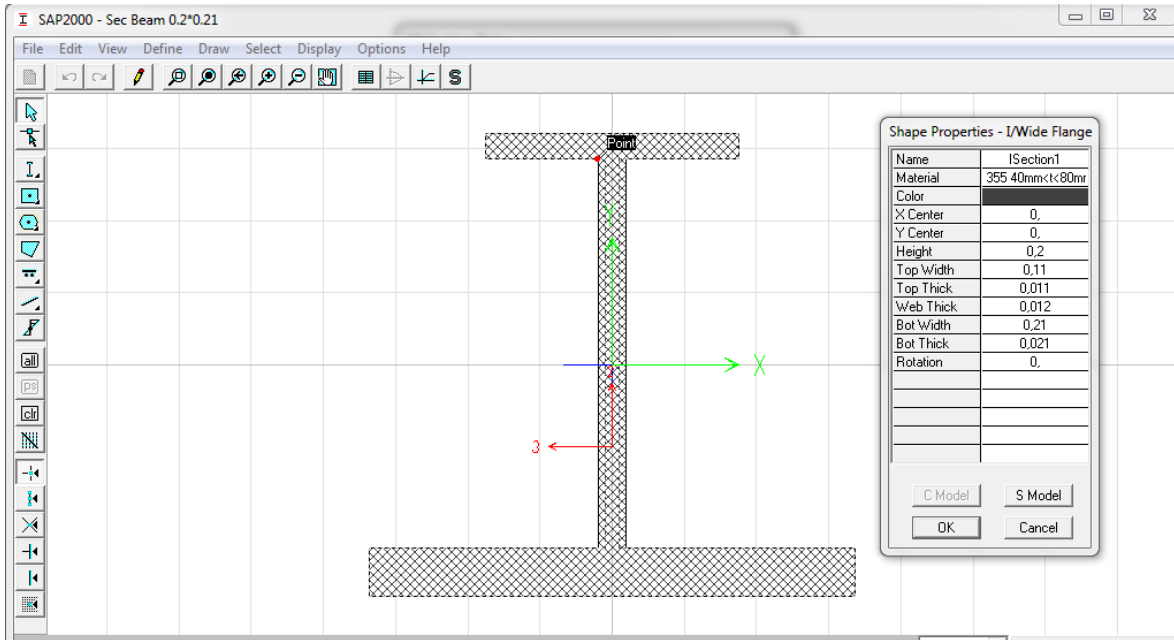
Εικόνα 4.26 : Διατομή περιμετρικών δοκών



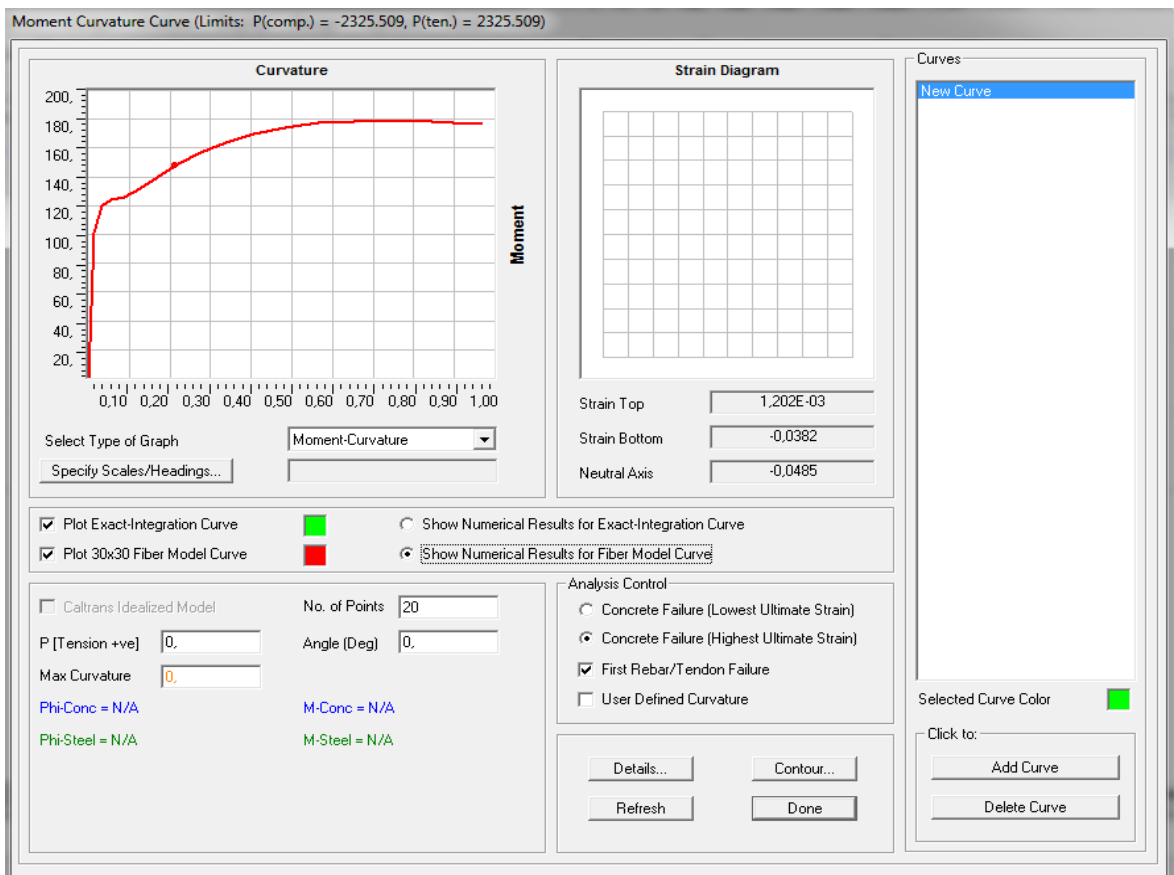
Εικόνα 4.27 : Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αντοχή σε αξονική περιμετρικών δοκών



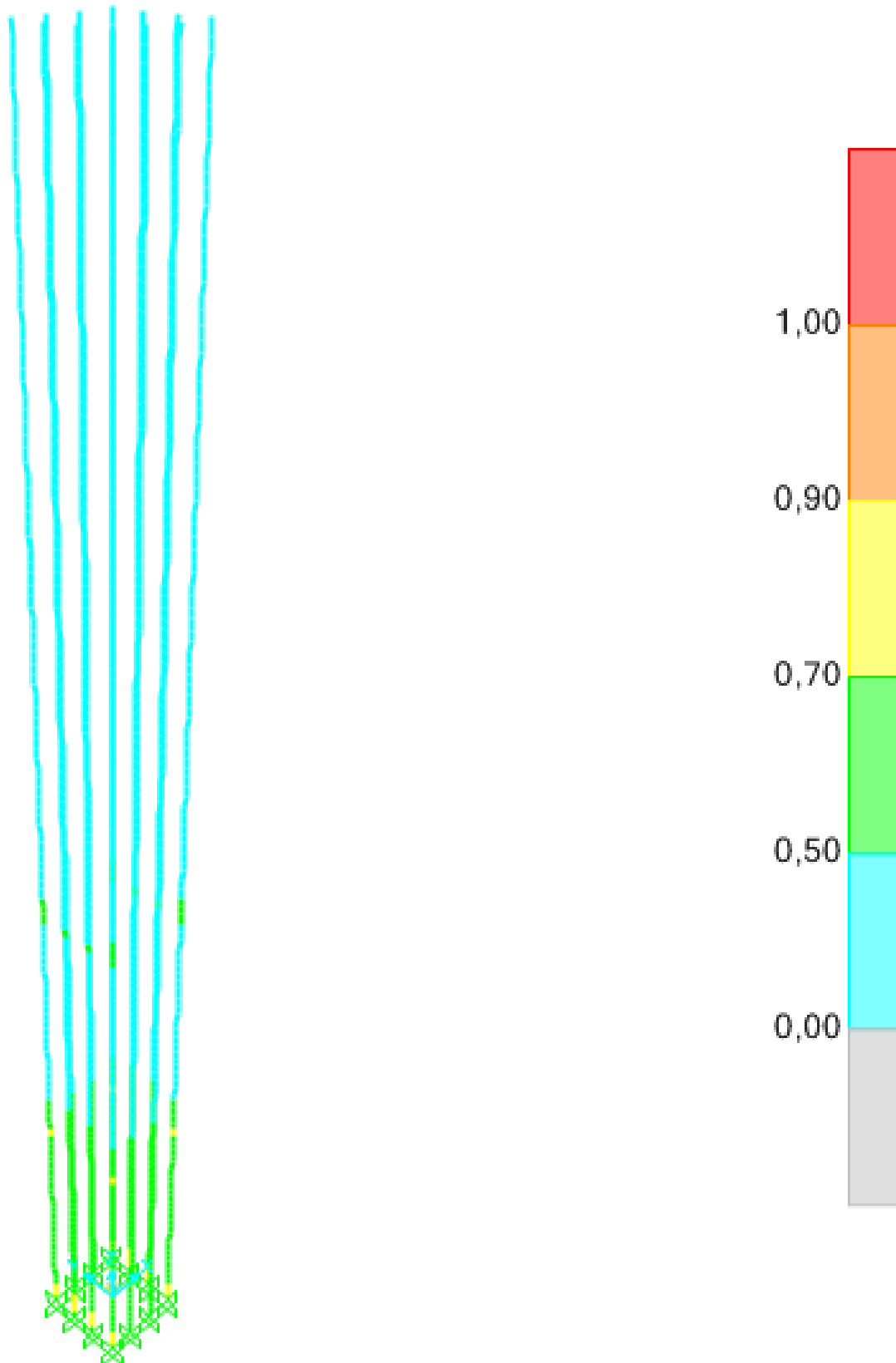
Εικόνα 4.28 : Αναλογία αστοχίας δευτερευουσών δοκών



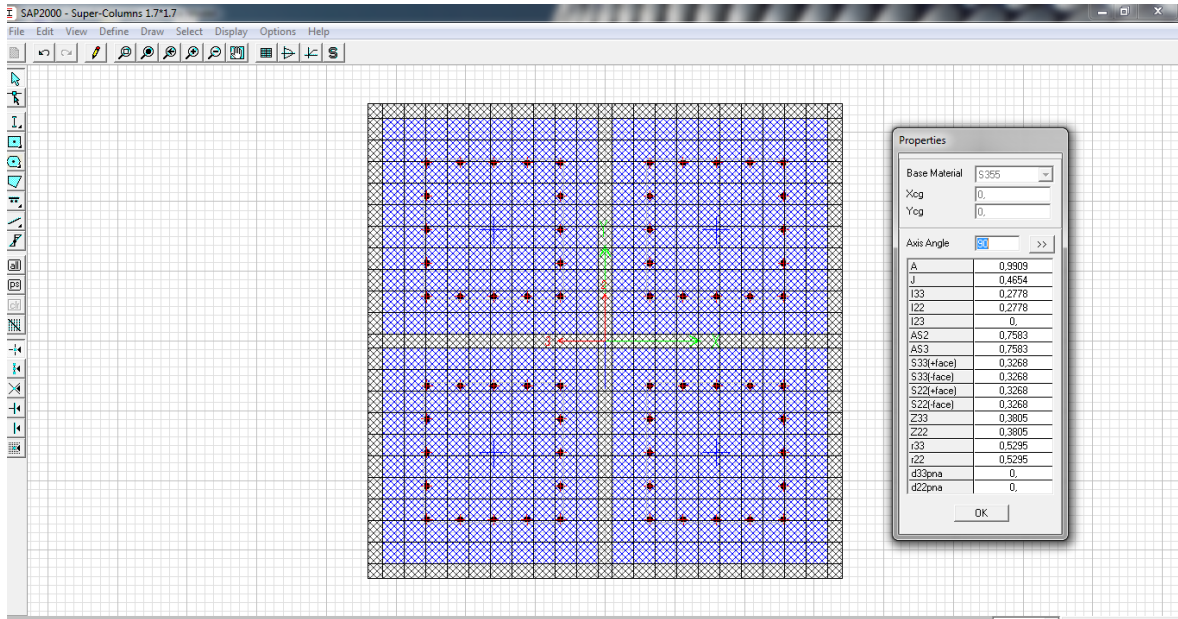
Εικόνα 4.29 : Διατομή δευτερευουσών δοκών



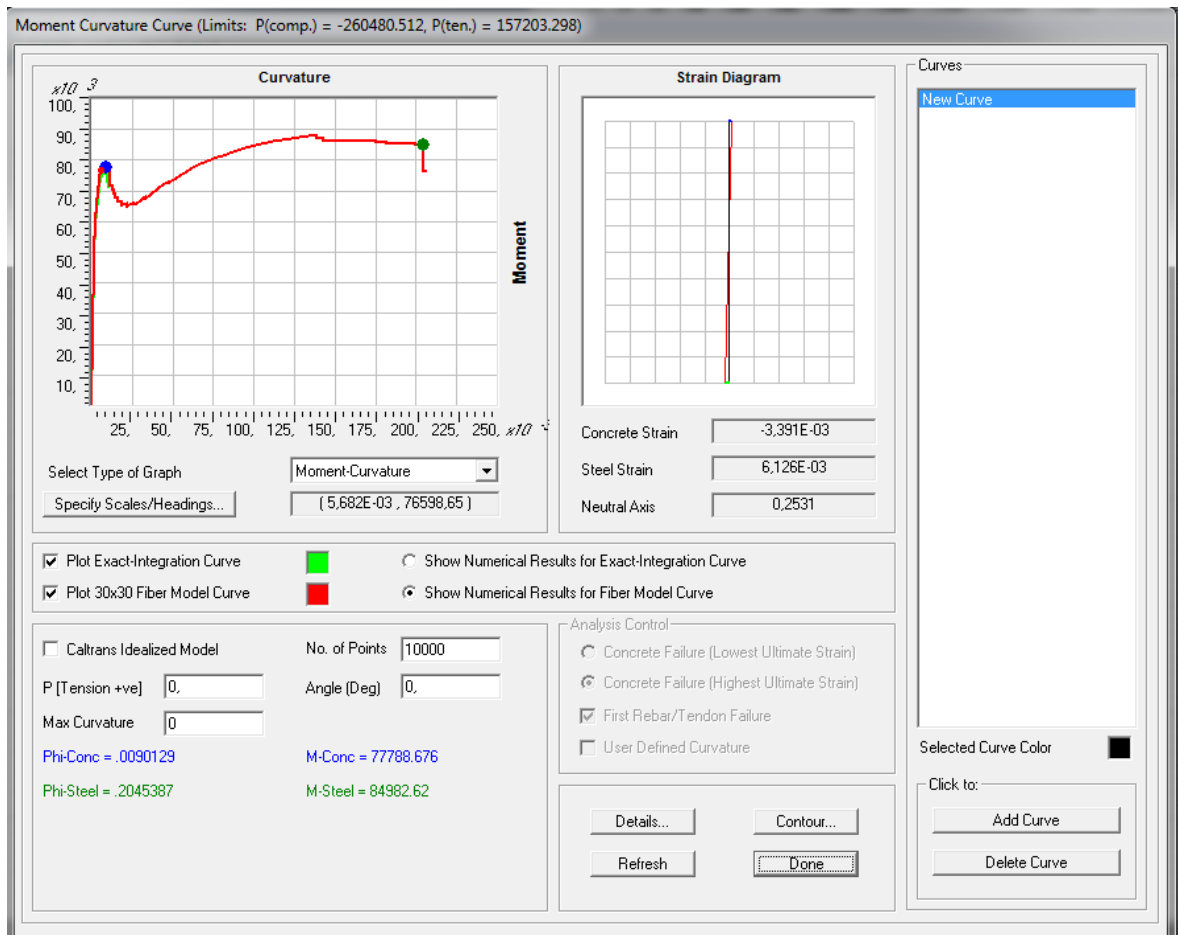
Εικόνα 4.30 : Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αντοχή σε αξονική δευτερευουσών δοκών



Εικόνα 4.31 : Αναλογία αστοχίας σούπερ-υποστυλωμάτων



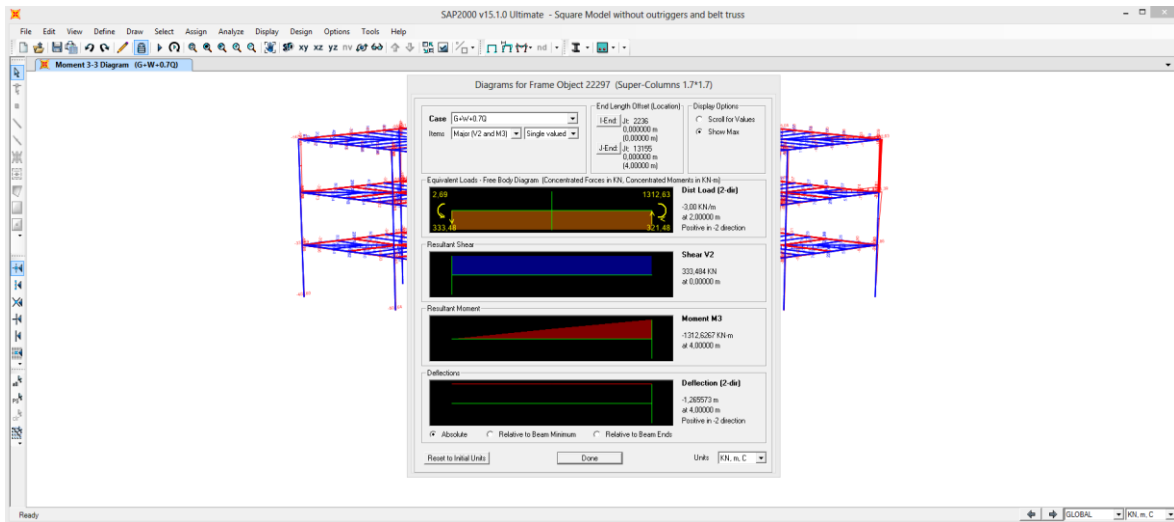
Εικόνα 4.32 : Διατομή σούπερ-υποστλωμάτων



Εικόνα 4.33 : Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αντοχή σε αξονική σούπερ-υποστλωμάτων

4.2.5 Συνεισφορά Ζωνών Περίσφιξης και Ζυγοστατών

Για το σκοπό αυτό δημιουργήθηκε ένα πρόσθετο μοντέλο χωρίς τους χιαστί συνδέσμους. Τα αποτελέσματα ήταν εντυπωσιακά, διότι η συνεισφορά των χιαστί συνδέσμων στην ακαμψία της κατασκευής έναντι πλευρικών φορτίων ήταν πολύ μεγάλη. Συγκεκριμένα, η μετατόπιση οροφής από 1,007 μέτρα πήγε 1,266 μέτρα, μεταβολή της τάξης του 26%! Επίσης, μικρή μεταβολή παρατηρήθηκε στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής, η οποία έφτασε τα 20,977 sec (από 18,794 sec).



Εικόνα 4.34 : Μετατόπιση οροφής χωρίς τους χιαστί συνδέσμους

Modal Participation Factors

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX KN-s ²	UY KN-s ²	UZ KN-s ²	RX KN-m-s ²	RY KN-m-s ²
▶	MODAL	Mode	1	20,977191	0,006888	-398,245081	0,0000002206	137544,4659	2,378907
	MODAL	Mode	2	20,977187	398,245089	0,006888	000000007181	-2,378908	137544,4659
	MODAL	Mode	3	17,744692	-0,001275	0,000645	000000003516	-0,220806	-0,434109
	MODAL	Mode	4	6,289368	-0,055107	-173,980688	0,000000825	1624,731426	-0,514622
	MODAL	Mode	5	6,289368	173,980668	-0,055107	0,0000008347	0,514618	1624,72433
	MODAL	Mode	6	5,800544	-0,000071	0,000016	-0,0000008943	0,004971	0,012258
	MODAL	Mode	7	3,362549	-0,000045	0,000005296	-0,000006131	0,00066	0,001248
	MODAL	Mode	8	3,273901	0,027045	93,878139	0,000007154	-5320,0602	1,532861
	MODAL	Mode	9	3,273901	93,878144	-0,027051	0,00000453	1,532904	5320,062774
	MODAL	Mode	10	2,29948	-0,000014	0,000004563	-0,000005152	-0,000005	-0,002367
	MODAL	Mode	11	2,17207	0,033222	67,689932	0,000003811	-572,451578	0,280719
	MODAL	Mode	12	2,17207	67,689929	-0,033221	0,000003997	0,280888	572,449847

Record: 1 of 12

Add Tables... Done

Εικόνα 4.35 : Ιδιομορφική απόκριση κατασκευής χωρίς τους χιαστί συνδέσμους

4.2.6 Προμέτρηση & Προϋπολογισμός

Η προμέτρηση των υλικών πραγματοποιήθηκε αναλυτικά σε επίπεδο διατομής και έπειτα ανάχθηκε μέσω του μήκους χρήσης της εκάστοτε διατομής σε κυβικά μέτρα για το σκυρόδεμα και κιλά για το χάλυβα. Η διαδικασία αυτή υλοποιήθηκε για όλες τις διατομές, όπως αυτές προέκυψαν από το SAP2000 και απεικονίζονται στα προηγούμενα υποκεφάλαια, ενώ επιπλέον περιλαμβάνει το κόστος των υαλοπινάκων και της γυψοσανίδας της πλάκας των ορόφων. Παρ' όλα αυτά, δεν περιλαμβάνονται στην προμέτρηση των υλικών οι συνδέσεις των στοιχείων. Ο προϋπολογισμός των υλικών προέκυψε από τα πραγματικά κόστη τους, σύμφωνα με την εταιρία Lafarge, λαμβάνοντας υπ' όψιν το κόστος της πρώτης ύλης, της άντλησης, της εργασίας (και ΙΚΑ) και το ΦΠΑ (ενδεικτικά, S355: 2€/kg, B500C: 1,4€/kg, C35/45: 200€/m³, C90/105: 395€/m³).

Πίνακας 4.1 : Προμέτρηση υλικών σε επίπεδο διατομής

Προμέτρηση Υλικών				
Στοιχείο	Μήκος/Εμβαδό	Δομικός χάλυβας S355 διατομής	Χάλυβας οπλισμού διατομής	Σκυρόδεμα διατομής
Σύστημα δαπέδου	165.000		0,0009	0,1200
Υποστύλωμα 1,5*1,5	6.096	0,3740	0,0201	1,8559
Σούπερ-Υποστύλωμα	6.096	0,4900	0,0201	2,3799
Τοιχίο	2.032	0,6000	0,0048	5,4000
Κεντρική δοκός	37.084	0,1158		
Δευτερεύουσα δοκός	65.030	0,0076		
Περιμετρική δοκός	24.770	0,0212		
Ζώνη περίσφιξης	4.500	0,0660		
Γυψοσανίδα	165.000			
Υαλοκουρτίνα	73.152			

Πίνακας 4.2 : Προμέτρηση υλικών στη συνολική κατασκευή

Προμέτρηση Υλικών			
Στοιχείο	Κιλά S355	Κιλά B500C	Όγκος σκυροδέματος
Σύστημα δαπέδου	0	1.171.320	19.800
Υποστύλωμα 1,5*1,5	17.897.246	961.666	11.314
Σούπερ-Υποστύλωμα	23.448.264	961.666	14.508
Τοιχίο	9.570.720	76.933	10.973
Κεντρική δοκός	33.710.469	0	0
Δευτερεύουσα δοκός	3.898.067	0	0
Περιμετρική δοκός	4.122.223	0	0
Ζώνη περίσφιξης	2.331.450	0	0
Γυψοσανίδα			
Υαλοκουρτίνα			
ΣΥΝΟΛΟ	94.978.440	3.171.586	56.594

Πίνακας 4.3 : Προϋπολογισμός των υλικών της κατασκευής

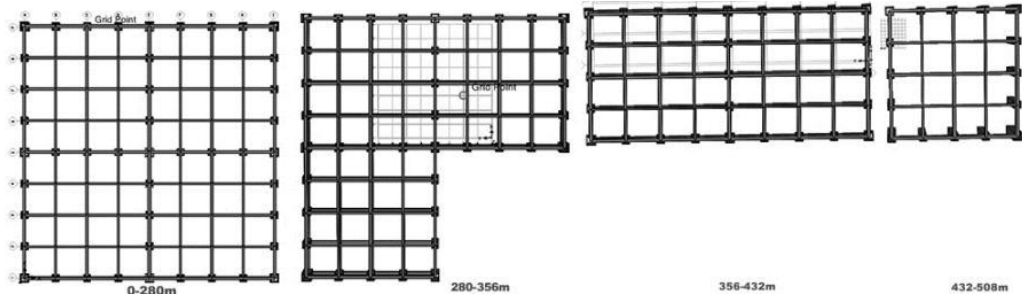
Προμέτρηση & Προϋπολογισμός Υλικών				
Στοιχείο	Κόστος δομικού χάλυβα	Κόστος χάλυβα B500C	Κόστος σκυροδέματος	Συνολικό κόστος
Σύστημα δαπέδου	0	1.639.849	3.960.000	5.599.849
Υποστύλωμα 1,5*1,5	35.794.493	1.346.332	4.468.868	41.609.693
Σούπερ-Υποστύλωμα	46.896.528	1.346.332	5.730.618	53.973.479
Τοιχίο	19.141.440	107.707	4.334.256	23.583.403
Κεντρική δοκός	67.420.937	0	0	67.420.937
Δευτερεύουσα δοκός	7.796.135	0	0	7.796.135
Περιμετρική δοκός	8.244.447	0	0	8.244.447
Ζώνη περίσφιξης	4.662.900	0	0	4.662.900
Γυψοσανίδα				495.000
Υαλοκουρτίνα				36.576.000
ΣΥΝΟΛΟ	189.956.879	4.440.220	18.493.743	249.961.842

4.3 Bundled Tube

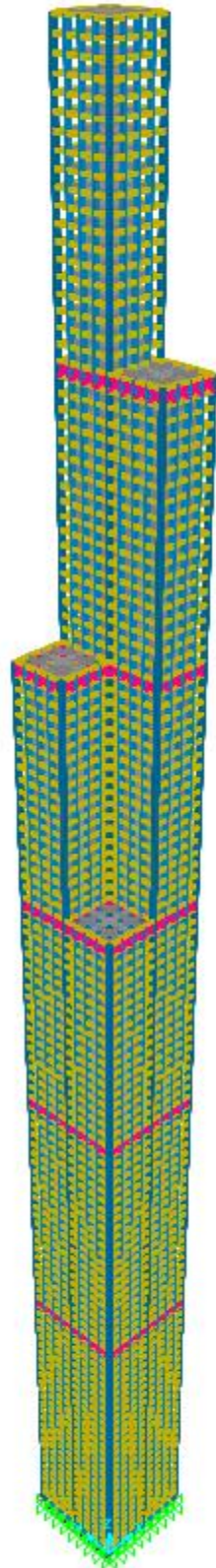
4.3.1 Δομικό Σύστημα

Το δομικό αυτό σύστημα έχει αναλυθεί εκτενώς στο Κεφάλαιο 2 και επιλέχθηκε, στη συγκεκριμένη περίπτωση για την ευελιξία που προσφέρει στο σχεδιασμό, τη μεγάλη στρεπτική του ακαμψία και την ικανότητα του να μειώνει το φαινόμενο της διατμητικής υστέρησης σε σύγκριση με ένα απλό σωληνοειδές σύστημα.

Στη συγκεκριμένη περίπτωση πρόκειται για ένα σύστημα τεσσάρων δεσμοποιημένων τετραγώνων 18*18, καθ' ένας εκ των οποίων σταματά σε διαφορετικό ύψος (280μ., 356μ., 432μ., 508μ.) και αποτελείται από 5 περιμετρικές κολώνες σε κάθε πλευρά τοποθετημένες ανά 4,5 μέτρα. Επίσης, καθ' ύψος του κτηρίου, σε πέντε επίπεδα, έχουν τοποθετηθεί Ζώνες Περίσφιξης με στόχο τη μείωση της μετατόπισης οροφής της κατασκευής, αλλά και την εξασφάλιση της ενιαίας λειτουργίας των διαφορετικών τετραγωνικών κατασκευών. Παρακάτω, αποτυπώνεται η κατασκευή και οι κατόψεις της στα τέσσερα διαφορετικά επίπεδα.



Εικόνα 4.36 : Κάτοψη επιπέδων Bundled Tube



Εικόνα 4.37 : Bundled Tube (με φούξια αποτυπώνονται οι 5 μηχανικοί όροφοι που «δένονται» με χιαστί συνδέσμους)

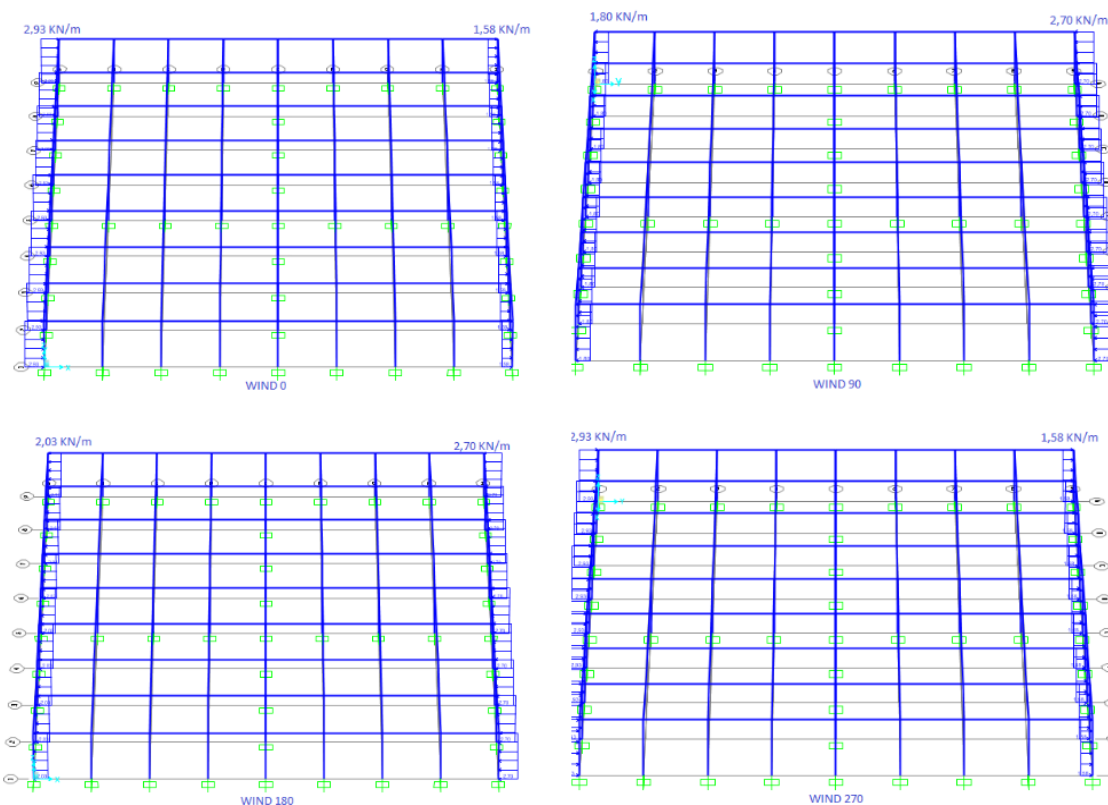
4.3.2 Υλικά

Στην περίπτωση αυτή επιλέχθηκε να σχεδιαστεί μια μεταλλική κατασκευή, με χρήση σκυροδέματος μόνο για τις πλάκες των ορόφων. Έτσι, το υλικό που χρησιμοποιήθηκε είναι δομικός χάλυβας S355 για όλα τα δομικά στοιχεία και σκυρόδεμα C35/45 για την πλάκα.

4.3.3 Φορτία και Συνδυασμοί Φορτίσεως

Στην κατασκευή αυτή εφαρμόστηκαν κατακόρυφα και πλευρικά φορτία. Τα πρώτα είναι τα φορτία λόγω ιδίων βαρών των στοιχείων, όπως υπολογίζονται από το SAP2000, το κινητό φορτίο, που τοποθετήθηκε σαν πίεση στα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία της πλάκας, ίσο με 5 KN/m^2 και το πρόσθετο μόνιμο φορτίο λόγω επικαλύψεων ίσο με $1,5 \text{ KN/m}^2$, το οποίο τοποθετήθηκε, ομοίως με το προηγούμενο, σαν πίεση στις πλάκες των ορόφων. Τα πλευρικά φορτία του ανέμου εφαρμόστηκαν στα κατακόρυφα περιμετρικά δομικά στοιχεία σαν κατανεμημένο φορτίο, ανάλογα με την επιφάνεια επιρροής τους. Στην εικόνα 121 φαίνονται τα φορτία που εφαρμόστηκαν για κάθε διεύθυνση του ανέμου, ενώ τα δεδομένα των πιέσεων του ανέμου προέκυψαν από το πρόγραμμα Falcon Project στο Κεφάλαιο 3.

Οι συνδυασμοί φόρτισης που χρησιμοποιήθηκαν στην κατασκευή προέκυψαν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, όπως και στην προηγούμενη περίπτωση. Για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας χρησιμοποιήθηκαν οι συνδυασμοί $1.35G+1.5W$, $1.35G+1.5Q$, $1.35G+1.5W+1.05Q$ και $1.35G+0.9W+1.5Q$ για κάθε διεύθυνση ανέμου. Επειδή η κατασκευή δεν είναι συμμετρική καθ' ύψος παρατηρήθηκε μια μόνιμη μετατόπιση του συνόλου της κατασκευής, η οποία θεωρήθηκε ότι θα αντιμετωπιστεί κατασκευαστικά. Συνεπώς, για τον έλεγχο της οριζόντιας μετατόπισης οροφής, συμμετέχει η σταθερή αυτή μετατόπιση με ένα συντελεστή 0,3 για λόγους ασφαλείας. Ως εκ τούτου, οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν για την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας είναι $0.3G+W$, $0.3G+Q$, $0.3G+W+0.7Q$ και $0.3G+0.6W+Q$ για όλες τις διευθύνσεις του ανέμου.



Εικόνα 4.38 : Φορτίο ανέμου στο Bundled Tube

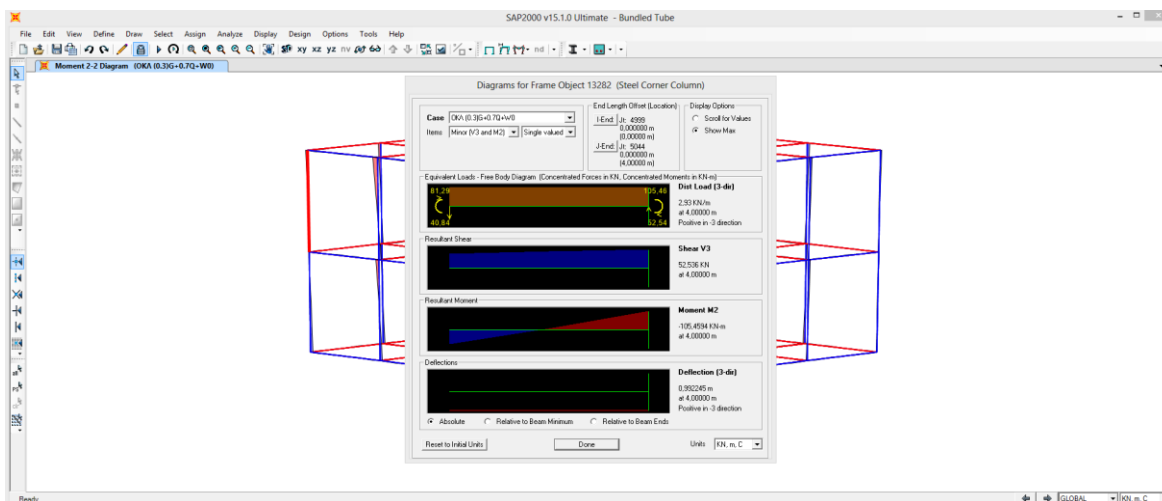
4.3.4 Προσομοίωση και Διαστασιολόγηση Δομικών Στοιχείων

Για την προσομοίωση των δομικών στοιχείων στο SAP2000 χρησιμοποιήθηκαν ραβδωτά στοιχεία (frame elements), ενώ για την πλάκα σκυροδέματος επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (shell thin elements) πάχους 15cm. Όλες οι δοκοί αποτελούνται από μεταλλικές διατομές I και μετατοπίστηκαν, με την εντολή insertion point, ώστε να επιτευχθεί η προσομοίωση της σύμμικτης λειτουργίας με την πλάκα σκυροδέματος. Τα κατακόρυφα στοιχεία σχεδιάστηκαν ως κοίλες τετραγωνικές μεταλλικές διατομές, άκαμπτα συνδεδεμένες μεταξύ τους μέσω των περιμετρικών δοκών (για κάθε τετραγωνική κατασκευή), ενώ οι εσωτερικές δοκοί είναι αρθρωμένες στην περίμετρο και δε συνεισφέρουν στην παραλαβή των πλευρικών φορτίων, αλλά στην μεταφορά των κατακόρυφων μόνιμων και κινητών φορτίων από την πλάκα στα υποστυλώματα. Η διαφραγματική λειτουργία εξασφαλίζεται από την προσομοίωση της πλάκας σκυροδέματος ως πεπερασμένο στοιχείο, ενώ η ενιαία λειτουργία των τετραγώνων εξασφαλίζεται από τα ενδιάμεσα ενισχυμένα κοινά στοιχεία και ενισχύεται με τη χρήση των χιαστί συνδέσμων, που συνεισφέρουν στην ομοιόμορφη ανακατανομή των δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία και τη μείωση της μετατόπισης οροφής. Η διατομή των χιαστί

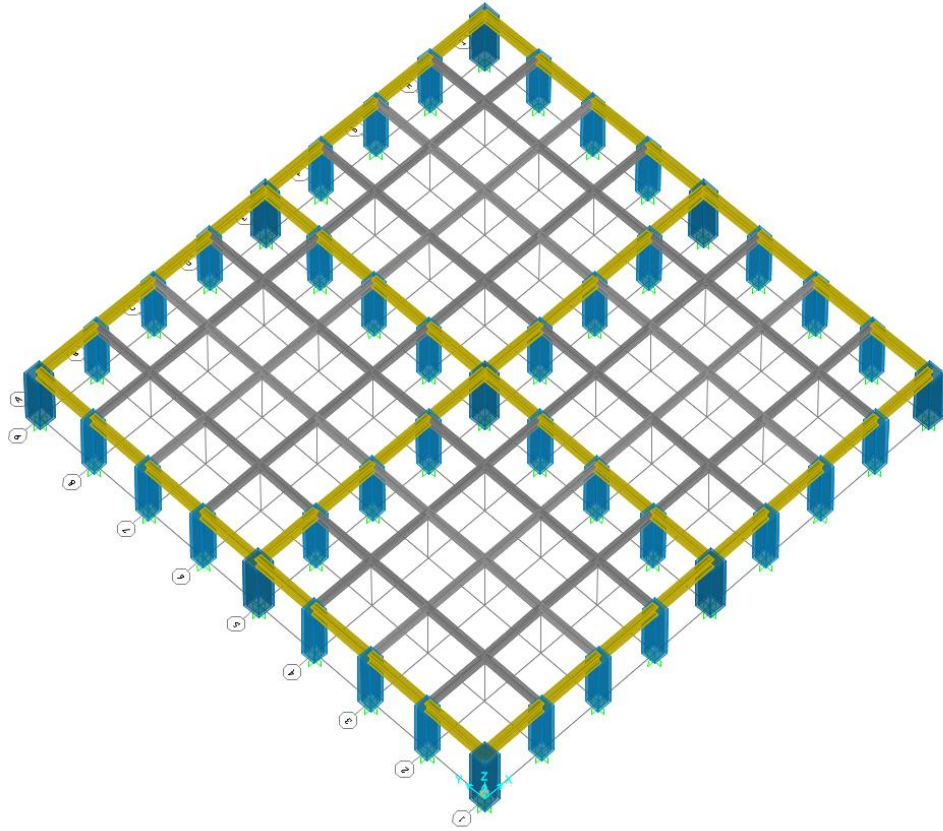
συνδέσμων είναι επίσης μεταλλική, μορφής I, και καταπονείται μόνο αξονικά, αφού είναι αρθρωτά συνδεδεμένη σε όλα τα στοιχεία.

Η διαστασιολόγηση των στοιχείων πραγματοποιήθηκε μέσω μια επαναληπτικής διαδικασίας, με χρήση της εντολής Steel Frame Design του SAP2000, όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, και ο σχεδιασμός πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, λαμβάνοντας υπόψιν τα φαινόμενα δευτέρας τάξης (P-D effect). Επίσης, όπως προαναφέρθηκε, λόγω αναξιοπιστίας του προγράμματος, τροποποιήθηκαν οι συντελεστές ισοδύναμου μήκους λυγισμού (k factors) και τοποθετήθηκαν ίσοι με 1 για όλα τα στοιχεία της κατασκευής.

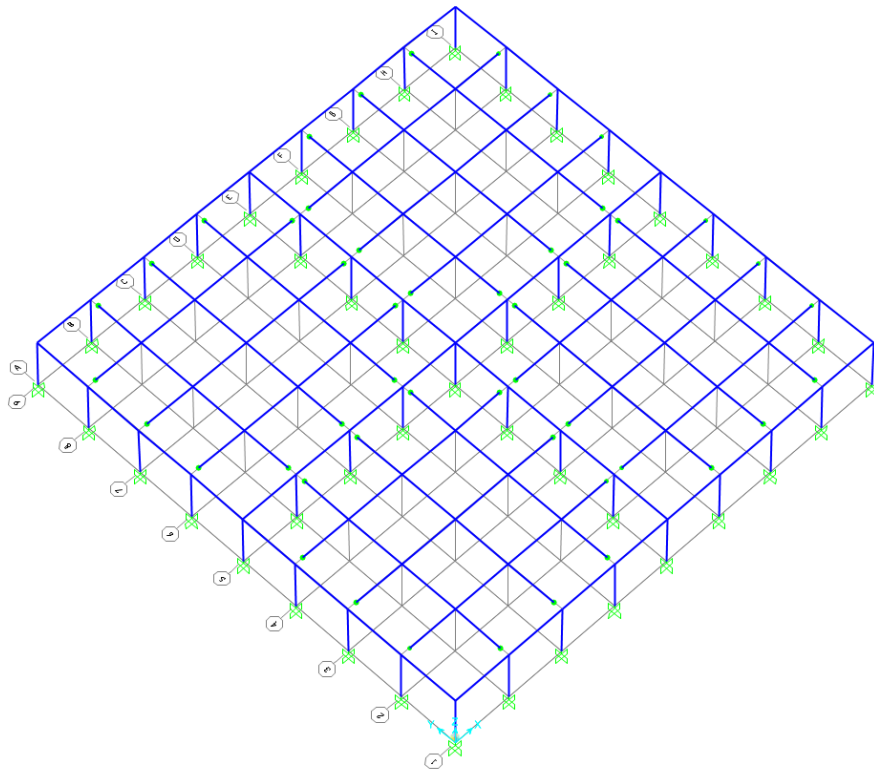
Ο τελικός σχεδιασμός των διατομών, οι διαστάσεις και οι ιδιότητές τους παρατίθενται παρακάτω, καθώς και το ποσοστό αξιοποίησης αυτών. Όπως ήταν αναμενόμενο, ο κρίσιμος συνδυασμός για τη διαστασιολόγηση των κατακόρυφων δομικών στοιχείων είναι ο G+W+0.7Q, αφού παρατηρείται ότι για οριακή μετατόπιση οροφής ίση με 0,99m ($\approx 508/500$), τα υποστυλώματα αξιοποιούν περίπου το 75% της αντοχής τους. Η θεμελιώδης ιδιομορφή της κατασκευής είναι στροφική περί τον άξονα y και η ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι 10,68sec.



Εικόνα 4.39 : Μετατόπιση οροφής



Εικόνα 4.40 : Κάτοψη ισογείου



Εικόνα 4.41 : Ελευθερώσεις ορόφων Bundled Tube

Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	
▶	MODAL	Mode	1	10,678567	0,30957	0,35852	0,000002262	0,30957	0,35852	0,0
	MODAL	Mode	2	10,608149	0,3654	0,31359	0,00002958	0,67497	0,6721	0,0
	MODAL	Mode	3	5,707918	0,00807	0,02922	0,0000001975	0,68304	0,70132	0,0
	MODAL	Mode	4	3,869644	0,14758	0,01542	0,0000504	0,83062	0,71674	0,0
	MODAL	Mode	5	3,531833	0,01143	0,14	0,000006643	0,84205	0,85673	0,0
	MODAL	Mode	6	2,296747	0,02354	0,00039	0,0000218	0,86558	0,85712	0,0
	MODAL	Mode	7	2,05512	0,0294	0,00952	0,00004042	0,89498	0,86664	0,0
	MODAL	Mode	8	1,954742	0,00344	0,03533	0,000004736	0,89842	0,90196	0,0
	MODAL	Mode	9	1,483315	0,01325	0,00135	0,000009866	0,91167	0,90332	0,0
	MODAL	Mode	10	1,399887	0,00307	0,01531	0,000002282	0,91474	0,91863	0,0
	MODAL	Mode	11	1,332697	0,00559	0,00176	0,00001475	0,92033	0,92039	0,0
	MODAL	Mode	12	1,079165	0,0007	0,0059	0,000004724	0,92104	0,92629	0,0

Record: 1 of 12

Add Tables... Done

Εικόνα 4.42 : Ιδιομορφική απόκριση κατασκευής

SAP2000 v15.1.0 Ultimate - Bundled Tube

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Options Tools Help

3-D View

Box/Tube Section

Section Name: Steel Column

Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: S 355 Factor

Dimensions:

- Outside depth (t3): 1
- Outside width (t2): 1
- Flange thickness (tf): 0,11
- Web thickness (tw): 0,11

Display Color: ■

Property Data

Section Name: Steel Column

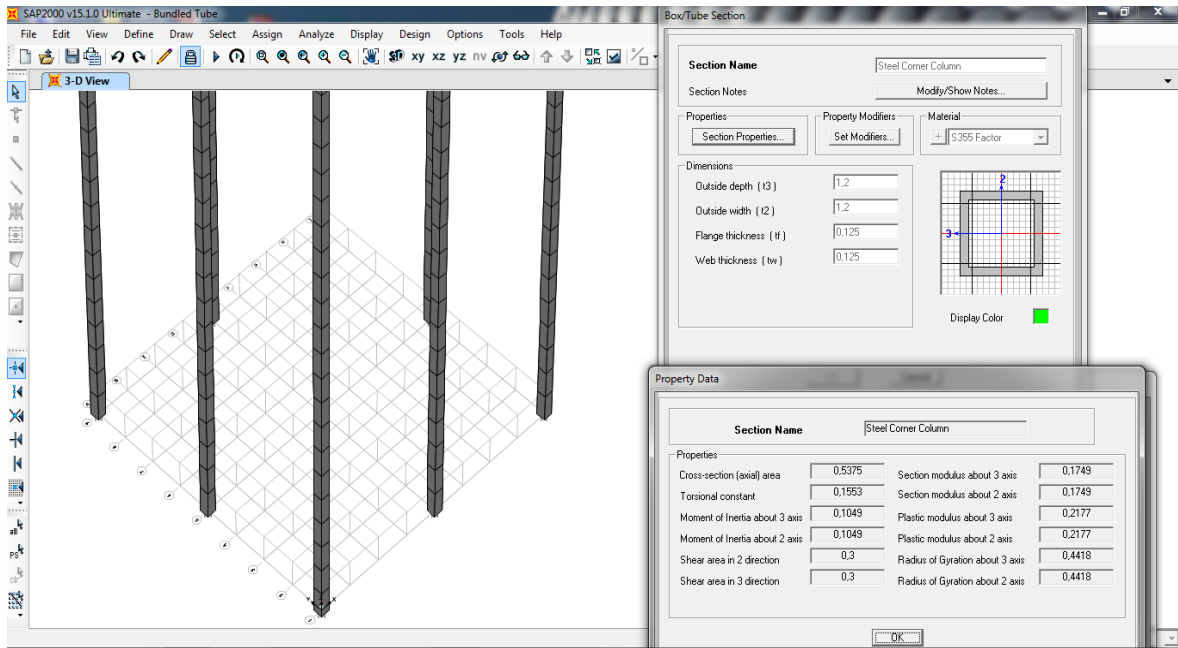
Properties:

Cross-section (axial) area	0,3916	Section modulus about 3 axis	0,105
Torsional constant	0,0775	Section modulus about 2 axis	0,105
Moment of Inertia about 3 axis	0,0525	Plastic modulus about 3 axis	0,1314
Moment of Inertia about 2 axis	0,0525	Plastic modulus about 2 axis	0,1314
Shear area in 2 direction	0,22	Radius of Gyration about 3 axis	0,3661
Shear area in 3 direction	0,22	Radius of Gyration about 2 axis	0,3661

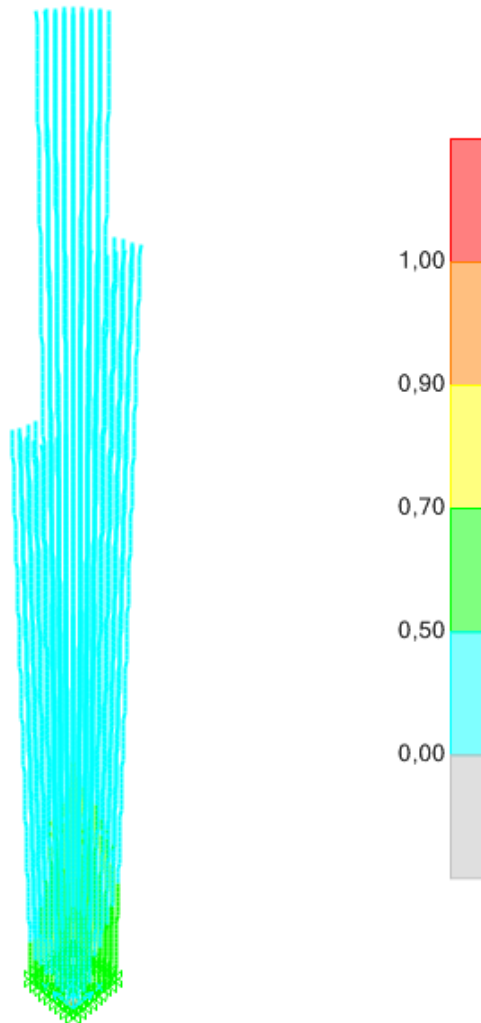
OK

KN, m, C

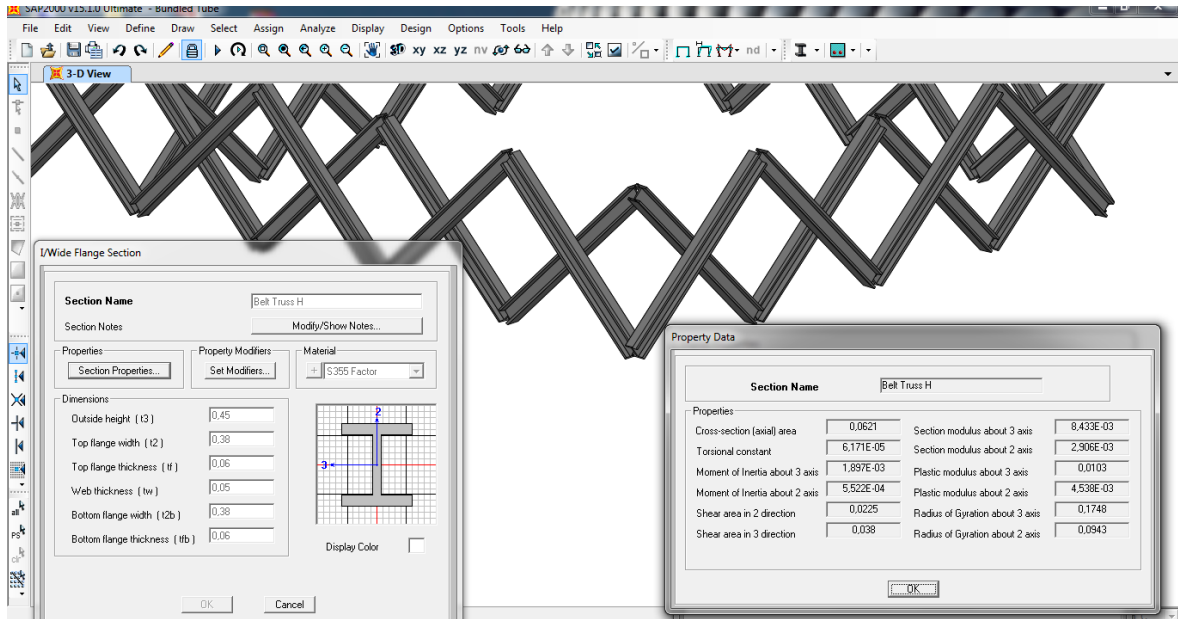
Εικόνα 4.43 : Διατομή μεταλλικών υποστυλωμάτων



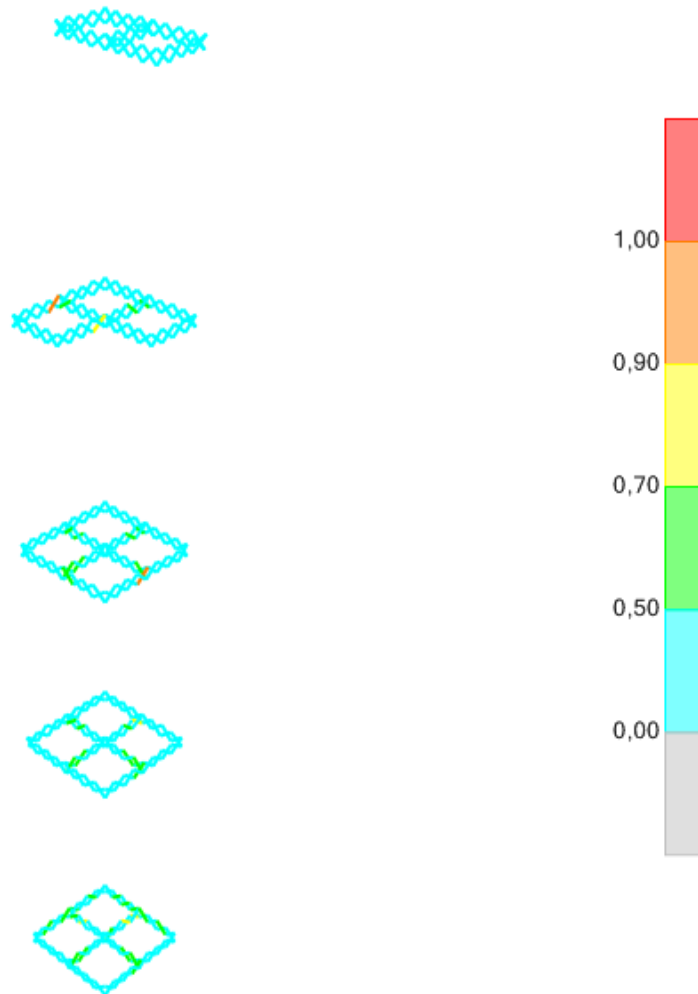
Εικόνα 4.44 : Διατομή γωνιακών μεταλλικών υποστυλωμάτων



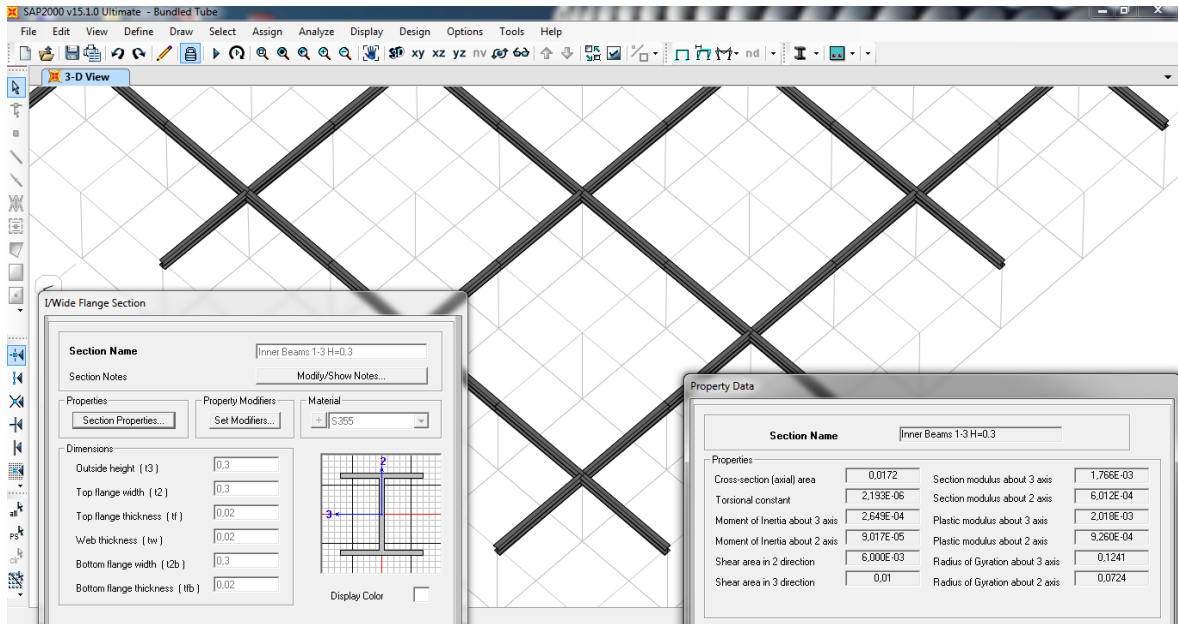
Εικόνα 4.45 : Αναλογία μέγιστων εντατικών μεγεθών/αντοχής υποστυλωμάτων



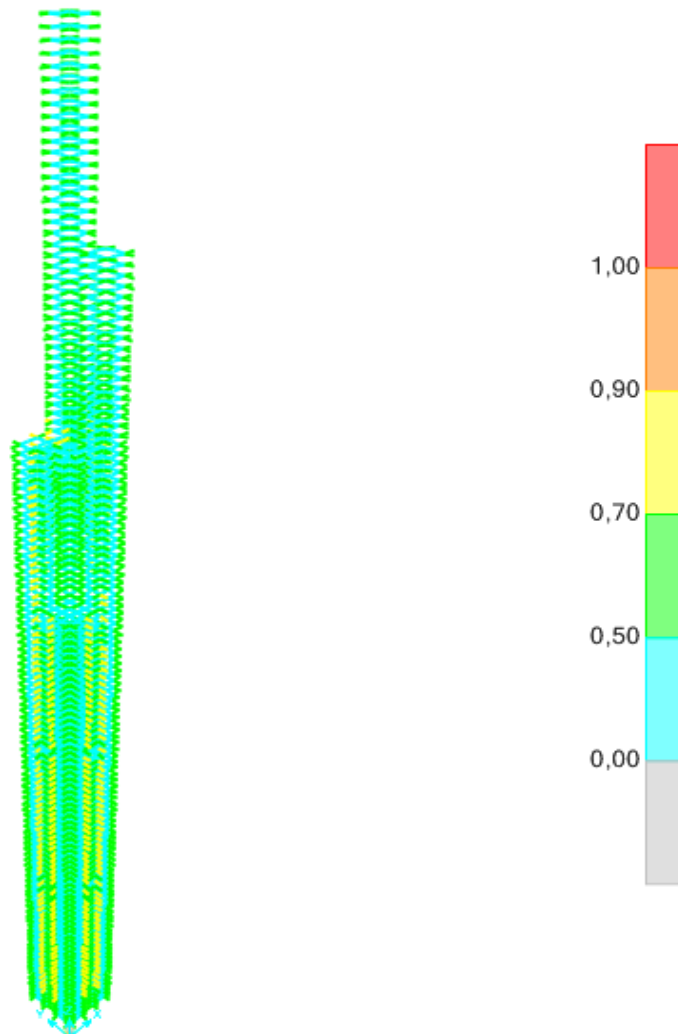
Εικόνα 4.46 : Διατομή χιαστί συνδέσμων



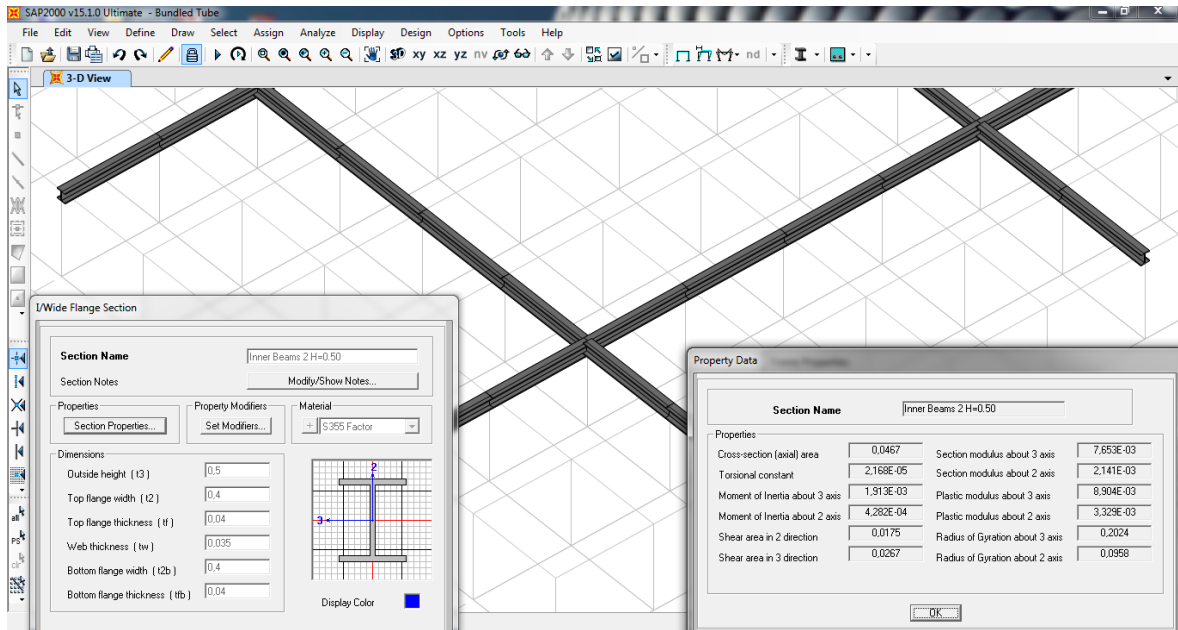
Εικόνα 4.47 : Αναλογία μέγιστων εντατικών μεγεθών/αντοχής των χιαστί συνδέσμων



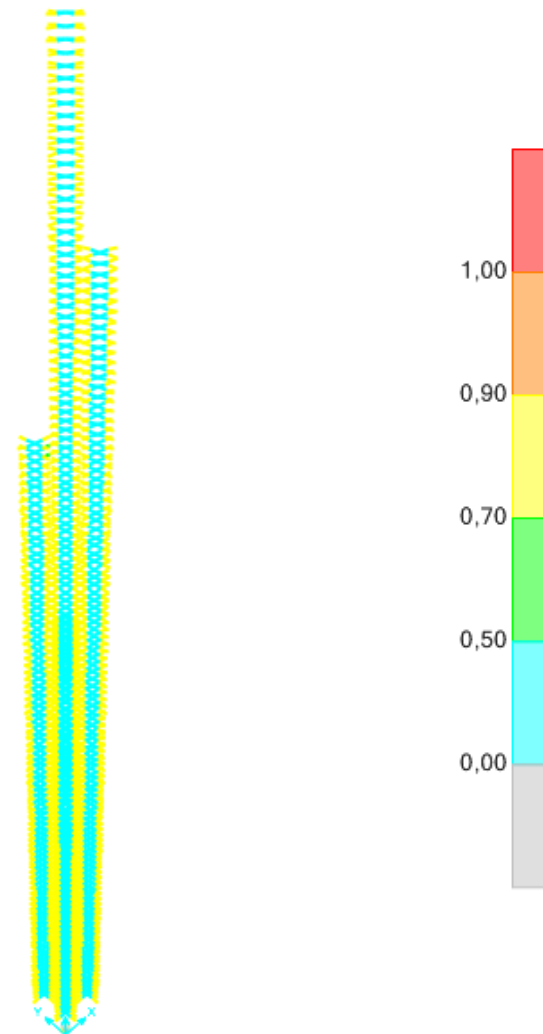
Εικόνα 4.48 : Διατομή εσωτερικών δοκών H=0,30m



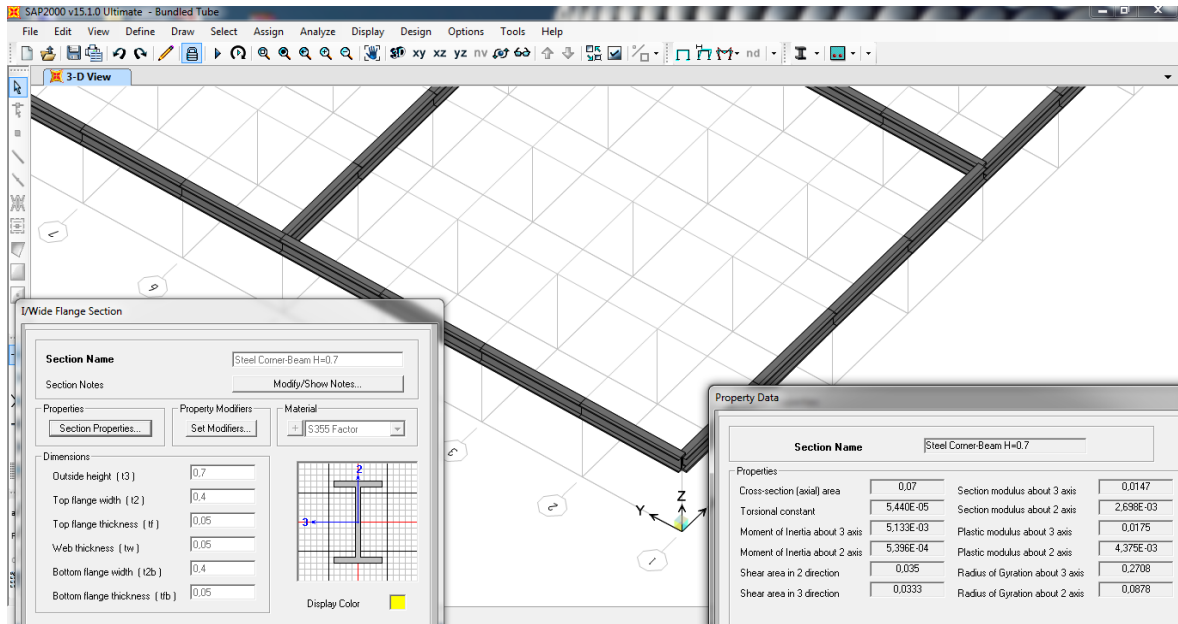
Εικόνα 4.49 : Αναλογία μέγιστων εντατικών μεγεθών/αντοχής εσωτερικών δοκών H=0,30m



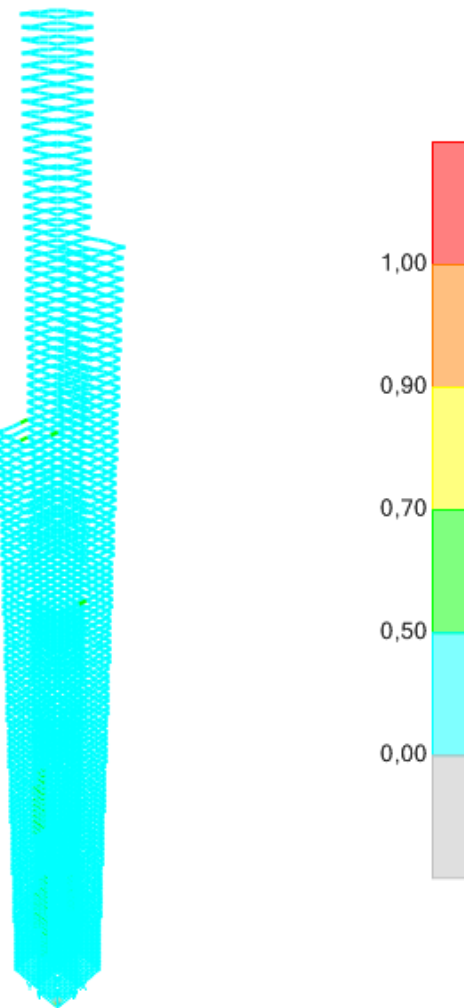
Εικόνα 4.50 : Διατομή εσωτερικών δοκών H=0,50m



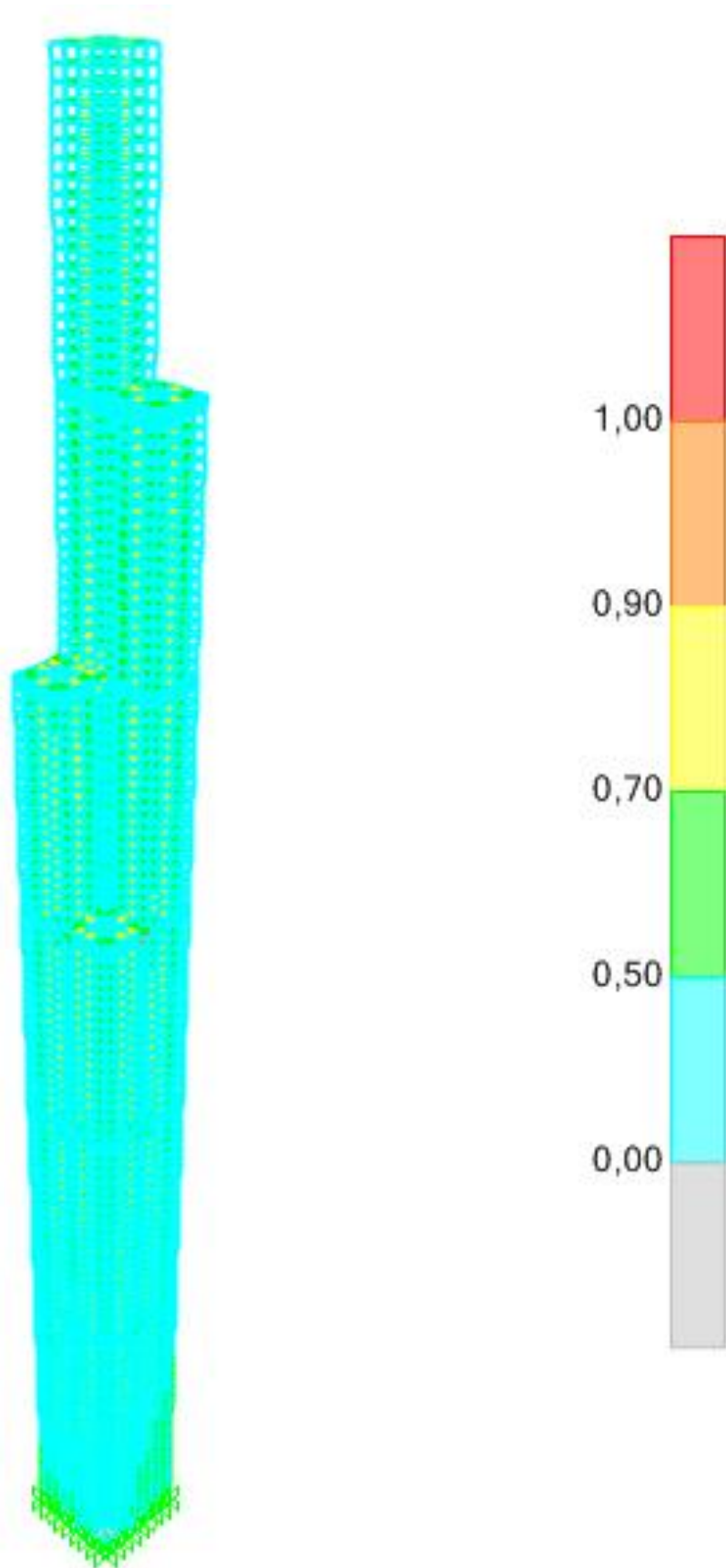
Εικόνα 4.51 : Αναλογία μέγιστων εντατικών μεγεθών/αντοχής εσωτερικών δοκών H=0,50m



Εικόνα 4.52 : Διατομή συνδετικών δοκών



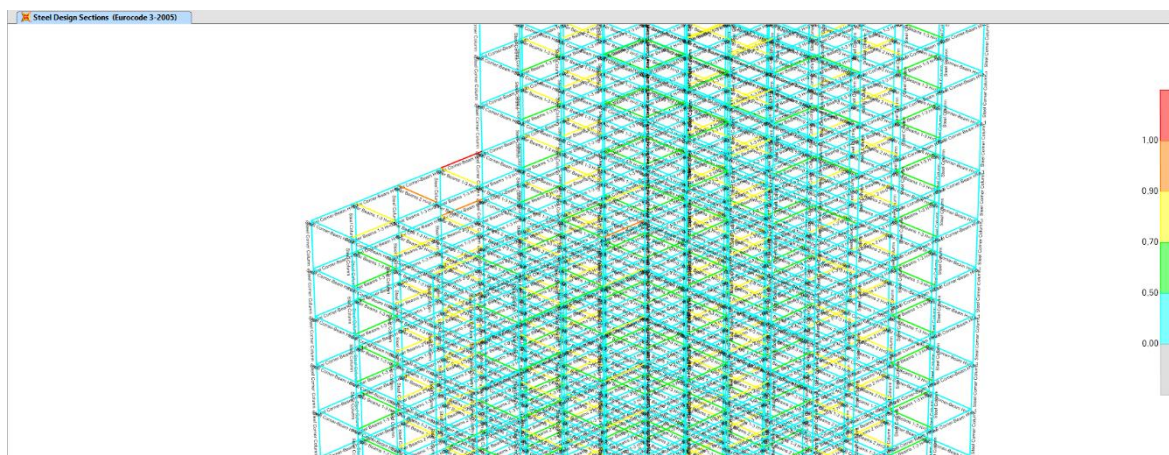
Εικόνα 4.53 : Αναλογία μέγιστων εντατικών μεγεθών/αντοχής συνδετικών δοκών



Εικόνα 4.54 : Αναλογία μέγιστων εντατικών μεγεθών/αντοχής όλων των δομικών στοιχείων της κατασκευής

4.3.5 Συνεισφορά Ζωνών Περίσφιξης

Η συνεισφορά των Ζωνών περίσφιξης στην περίπτωση αυτή είναι καθοριστική για την ανακατανομή των δυνάμεων λόγω της ασυμμετρίας της κατασκευής, αλλά δεν επηρεάζει σημαντικά την μετατόπιση οροφής. Αυτό συμβαίνει διότι το δομικό αυτό σύστημα έχει την ιδιότητα να μειώνει το φαινόμενο της διατμητικής υστέρησης, σε σύγκριση με άλλα σωληνοειδή συστήματα, με αποτέλεσμα να μειώνεται η πλευρική μετατόπιση της κατασκευής. Για το λόγο αυτό, παρατηρούμε ότι το ίδιο μοντέλο χωρίς τους χιαστί συνδέσμους έχει μόλις 3cm μεγαλύτερη μετατόπιση οροφής, όμως στα επίπεδα αλλαγής σχήματος παρουσιάζονται τοπικές αστοχίες στα δομικά στοιχεία, που οφείλονται στην άνιση κατανομή των δυνάμεων.



Εικόνα 4.55 : Τοπική αστοχία δοκών λόγω απουσίας Ζωνών Περίσφιξης

4.3.6 Προμέτρηση & Προϋπολογισμός

Η προμέτρηση και ο προϋπολογισμός των υλικών πραγματοποιήθηκε ομοίως με το προηγούμενο μοντέλο.

Πίνακας 4.4 : Προμέτρηση υλικών σε επίπεδο διατομής

Προμέτρηση & Προϋπολογισμός Υλικών				
Στοιχείο	Μήκος/Εμβαδό	Δομικός χάλυβας S355 διατομής	Χάλυβας οπλισμού διατομής	Σκυρόδεμα διατομής
Σύστημα δαπέδου	130.000		0,0009	0,1200
Υποστύλωμα 1*1	14.868	0,4375		
Υποστύλωμα 1,2*1,2	3.888	0,5375		
Δευτερεύουσα δοκός h=0,5m	42.560	0,0403		
Περιμετρική δοκός	42.560	0,0770		
Ζώνη περίσφιξης	2.560	0,0621		
Γυψοσανίδα	130.000			
Υαλοκουρτίνα	65.000			

Πίνακας 4.5 : Προμέτρηση υλικών συνολικής κατασκευής

Προμέτρηση & Προϋπολογισμός Υλικών			
Στοιχείο	Κιλά S355	Κιλά B500C	Όγκος σκυροδέματος
Σύστημα δαπέδου	0	922.859	15.600
Υποστύλωμα 1*1	51.062.288	0	0
Υποστύλωμα 1,2*1,2	16.404.930	0	0
Δευτερεύουσα δοκός h=0,5m	13.464.069	0	0
Περιμετρική δοκός	25.725.392	0	0
Ζώνη περίσφιξης	1.247.962	0	0
Γυψοσανίδα			
Υαλοκουρτίνα			
ΣΥΝΟΛΟ	107.904.640	922.859	15.600

Πίνακας 4.6 : Προϋπολογισμός υλικών συνολικής κατασκευής

Προμέτρηση & Προϋπολογισμός Υλικών				
Στοιχείο	Κόστος δομικού χάλυβα	Κόστος χάλυβα B500C	Κόστος σκυροδέματος	Συνολικό κόστος
Σύστημα δαπέδου	0	1.292.002	3.120.000	4.412.002
Υποστύλωμα 1*1	102.124.575	0	0	102.124.575
Υποστύλωμα 1,2*1,2	32.809.860	0	0	32.809.860
Δευτερεύουσα δοκός h=0,5m	26.928.138	0	0	26.928.138
Περιμετρική δοκός	51.450.784	0	0	51.450.784
Ζώνη περίσφιξης	2.495.923	0	0	2.495.923
Γυψοσανίδα				390.000
Υαλοκουρτίνα				32.500.000
ΣΥΝΟΛΟ	215.809.280	1.292.002	3.120.000	253.111.282

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Εισαγωγή σε ένα νέο στατικό μοντέλο

5.1 Επιλογή δομικού συστήματος

Η επιλογή του δομικού συστήματος είναι, ίσως, το πιο σημαντικό κομμάτι του δομοστατικού σχεδιασμού μιας τόσο υψηλής κατασκευής, διότι καθορίζει εάν η κατασκευή αυτή θα είναι στατικά επαρκής, εύχρηστη, λειτουργική, οικονομική και ικανή να υποστηρίξει το επιλεγμένο αρχιτεκτονικό σχέδιο. Αρχικά, επιλέχθηκε το σύστημα bundled tube, το οποίο απαρτιζόταν από περιμετρικά σύμμικτα υποστυλώματα, μεταλλικές περιμετρικές δοκούς, σύμμικτες δευτερεύουσες δοκούς και ζώνες περίσφιξης σε πέντε επίπεδα. Όμως, το σύστημα αυτό αδυνατούσε να ανταπεξέλθει ικανοποιητικά στο πλευρικό φορτίο του ανέμου και παρουσίαζε μετατόπιση οροφής περίπου ίση με 7 μέτρα! Έπειτα, επιχειρήθηκε το σύστημα του αντιστηριζόμενου πυρήνα, το οποίο όμως αποδείχθηκε αντιοικονομικό και δυσμενές για τα ίδια βάρη, ενώ η μετατόπιση οροφής έφτανε μόλις τα 0,3 μέτρα.

Έτσι, έπειτα από πολύμηνες δοκιμές επιλέχθηκε ένα βέλτιστο σύνθετο δομικό σύστημα, συνδυασμός του συστήματος bundled tube με ένα ενισχυμένο πυρήνα τοιχίων και ζώνες περίσφιξης και ζυγοστάτες σε πέντε επίπεδα καθ' ύψος. Το σύστημα αυτό είναι βέλτιστο για τα ελληνικά δεδομένα, διότι δεν εμφανίζονται ακραία καιρικά φαινόμενα, ούτε συναντώνται μεγάλες ταχύτητες ανέμου, συνεπώς δεν απαιτείται αυξημένη αντοχή σε πλευρικά φορτία, σε αντίθεση με χώρες του εξωτερικού, όπου τα ακραία καιρικά φαινόμενα (ανεμοθύελλες, τυφώνες κλπ.) κυβερνούν το στατικό σχεδιασμό και απαιτούν συστήματα με τεράστια πλευρική δυσκαμψία, όπως το Buttressed Core.

Το σύστημα που επιλέχθηκε οδήγησε σε ένα ιδιαίτερα οικονομικό σχεδιασμό, με μεγάλα ανοίγματα που επιτρέπουν το φυσικό φωτισμό και μικρά δομικά στοιχεία, τα οποία περιορίζονται στην περίμετρο και τον πυρήνα. Η απουσία κύριων δομικών στοιχείων στο εσωτερικό του ουρανοξύστη επιτρέπει τη βέλτιστη αξιοποίησή του και ελευθερία στη διαμόρφωση των εσωτερικών χώρων. Τα περιμετρικά υποστυλώματα σχεδιάστηκαν σύμμικτα κυκλικά με μεταβλητή διατομή καθ' ύψος, ενώ τα τοιχία σχεδιάστηκαν σύμμικτα αλλά με σταθερή διατομή καθ' ύψος, διότι, λόγω του αρχιτεκτονικού σχεδίου, ο πυρήνας μειώνεται σε κάθε επίπεδο αλλαγής του σχήματος. Όλες οι διατομές δοκών σχεδιάστηκαν μεταλλικές, ενώ οι εσωτερικές δοκοί λειτουργούν σύμμικτα με την πλάκα σκυροδέματος.

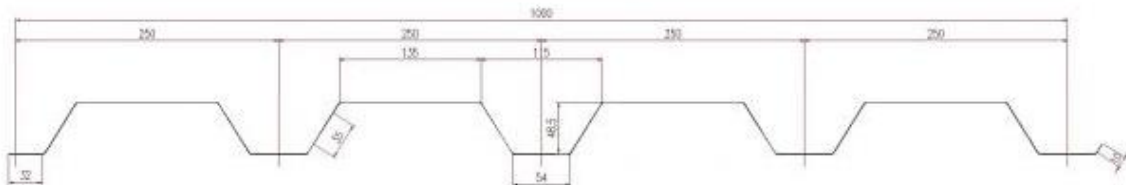
Τέλος, η πλάκα σκυροδέματος είναι ενισχυμένη με χαλυβδόφυλλο, με αποτέλεσμα μια πολύ ελαφρύτερη και οικονομικότερη κατασκευή.

5.2 Προμελέτη

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων του ουρανοξύστη πραγματοποιήθηκε για τα κατακόρυφα, μόνιμα και κινητά, φορτία, για το συνδυασμό 1,35G+1,5Q. Το κτήριο κατατάσσεται στην κατηγορία D, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, οπότε το κινητό φορτίο θεωρήθηκε ίσο με 5KN/m² και το φορτίο των επικαλύψεων ίσο με 1,5KN/m².

5.2.1 Σύστημα Δαπέδου

Για το σχεδιασμό του συστήματος δαπέδου επιλέχθηκε η χρήση πλάκας σκυροδέματος 5cm, ποιότητας C35/45, με οπλισμό Φ8/25, και χαλυβδόφυλλο SYMDECK50 (S320).



Εικόνα 5.1 : Χαλυβδόφυλλο SYMDECK50 0.8mm

➤ Χαλυβδόφυλλο:

$$A_A=2,428 \text{ cm}^2$$

$$F_{ad}=32, 0/1, 15=27,83 \text{ KN/cm}^2$$

$$P_{za}=67,56 \text{ KN}$$

➤ Σκυρόδεμα:

$$A_a=5,0*25=125 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd}=0,85*3,5/1,5=1,983 \text{ KN/cm}^2$$

$$P_{Dc}=247,9 \text{ KN} > P_{za}$$

Το σκυρόδεμα που συμμετέχει είναι:

$$h_c= P_{za}/(b_c * f_{cd})=67,56/(25*1,983)=1,36 \text{ cm}$$

$$z_a=3,072 \text{ cm}$$

$$z=10-0,68-3,072=6,248 \text{ cm}$$

Άρα η πλαστική ροπή αντοχής είναι $M_{pl, Rd} = 6,248 * 67,56 / 100 = 4,22 \text{ KNm} / 0,25\text{m} = 16,89 \text{ KNm} > M_{max} = 13,75 \text{ KNm}$, που είναι η μέγιστη ροπή ανοίγματος στην πλάκα, όπως υπολογίστηκε από μια πρόχειρη στατική επίλυση.

5.2.2 Δευτερεύουσες Δοκοί

Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι μεταλλικές I, σε σύμμικτη λειτουργία με την πλάκα σκυροδέματος των 5 cm. Το εμβαδό επιρροής της κάθε μίας υπολογίστηκε από το AutoCAD και θεωρήθηκε ότι αναλαμβάνουν το μισό φορτίο κάθε πλάκας, υπέρ της ασφαλείας. Κάθε δοκός διαστασιολογήθηκε ξεχωριστά, διότι τα φορτία διαφέρουν πολύ για τα διάφορα ανοίγματα. Η διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε μέσω ενός αρχείου excel που δημιουργήθηκε για αυτόν ακριβώς το σκοπό.

➤ Υπολογισμός Φορτίων

Ίδιο βάρος πλάκας: $0,067 * 1,0 * 25,0 = 5 \text{ KN/m}$

Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου: $9,8 * 10^{-4} * 78,5 = 0,077 \text{ KN/m}$

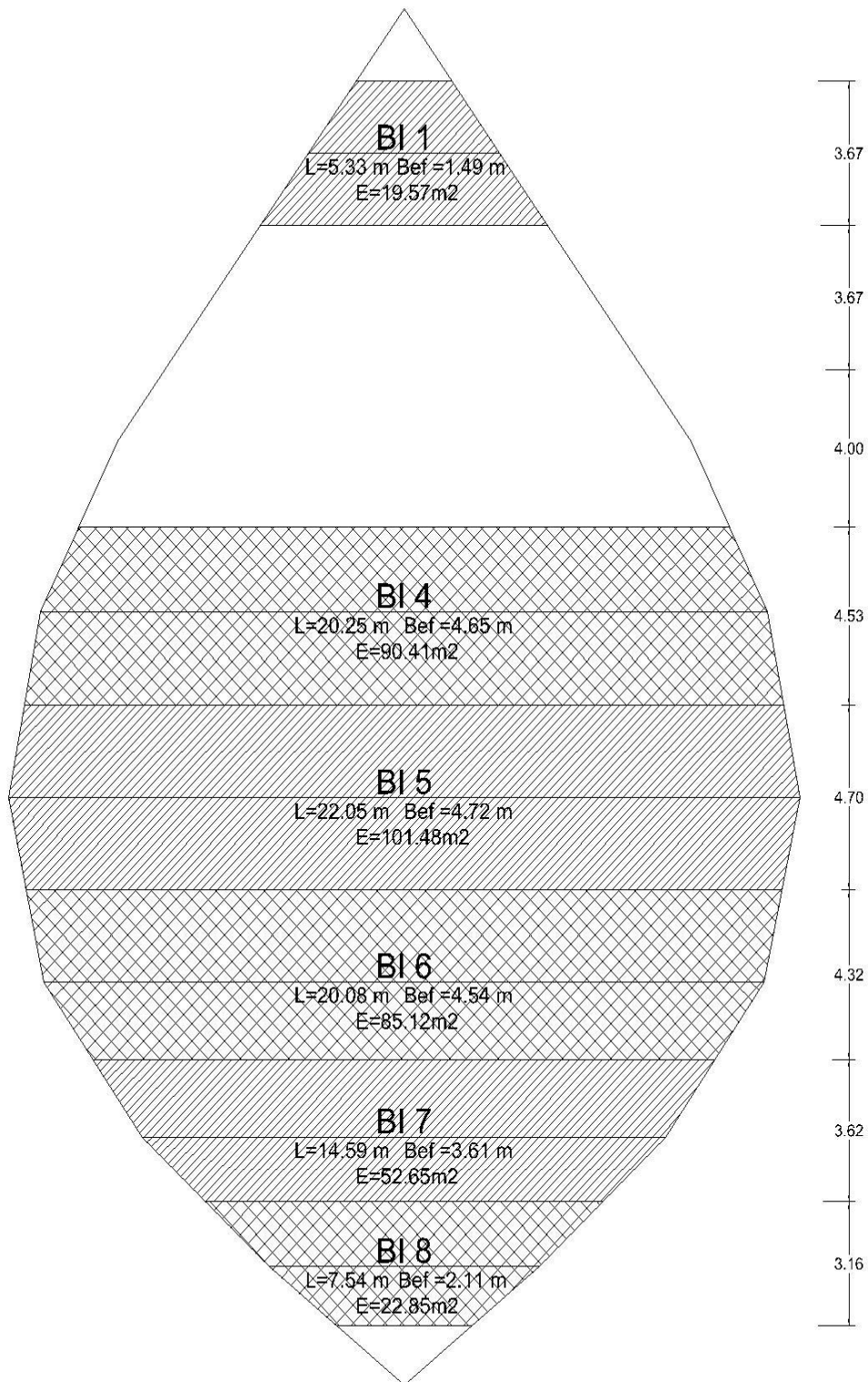
Πρόσθετο μόνιμο φορτίο επικάλυψης: $1,5 * 1,0 = 1,5 \text{ KN/m}$

Άρα το μόνιμο φορτίο είναι $g = 3,25 \text{ KN/m}$

Κινητό φορτίο: $q = 5,0 * 1,0 = 5,0 \text{ KN/m}$

Καθολική φόρτιση: $1,35g + 1,5q = 1,35 * 3,25 + 1,5 * 5 = 11,9 \text{ KN/m}$

Το φορτίο που επιβαρύνει την κάθε δοκό υπολογίστηκε με αναλογία $q_i = 11,9 * E_i / L_i$. Όλες οι διατομές σχεδιάστηκαν με χάλυβα S355 και υπολογίστηκε το ενεργό πλάτος της πλάκας b_{eff} για κάθε μία, όπως ορίζει ο κανονισμός. Η μέγιστη ροπή που ασκείται στην κάθε δοκό υπολογίστηκε συναρτήσει του φορτίου και του πλάτους της ίση με $M_{ed,i} = q_i * l_i^2 / 8$ και η αντίστοιχη τέμνουσα ίση με $V_{Ed} = q_i * l_i / 2$.



Εικόνα 5.2: Δευτερεύουσες δοκοί

Πίνακας 5.1 : Σχεδιασμός Δοκού Β11

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΕΛΤΙΣΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ Β11					
$b_{eff} =$	149,00	cm	$P_{DCmax} =$	1.478	KN
$h_c =$	5,00	cm	$P_{zamax} =$	1.200	KN
$b_f^0 =$	12,00	cm	$z_o =$	4,06	cm
$t_f^0 =$	0,98	cm	$\beta =$	1,00	
$h_a =$	24,00	cm	$M =$	17964,3	KNm
$h_w =$	22,04	cm	$M_{pl} =$	179,6	KNm
$t_w =$	0,62	cm	$M_{Ed} =$	155,0	KNm
$b_f^u =$	12,00	cm	Αλληλεπίδραση ροπής-τέμνουσας		
$t_f^u =$	0,98	cm	$\rho =$	0,03	
$A_a =$	37,18	cm ²	$f_{ydw} =$	31,35	
$A_f^u =$	11,76	cm ²	$P_{za'} =$	1.187	KN
$A_f^0 =$	11,76	cm ²	$z_o' =$	4,02	
$A_w =$	13,66	cm ²	$\beta =$	1,00	
$Z_a =$	17,00	cm	$M_{pl}' =$	178,0	KNm
$h =$	29,00	cm	$V_{pl} =$	280,1	KN
$f_{cd} =$	1,98	KN/cm ²	$V_{Ed} =$	116,4	KN
$f_{yd} =$	32,27	KN/cm ²			
$f_{ydfu} =$	32,27	KN/cm ²			

Πίνακας 5.2 : Σχεδιασμός Δοκού Β14

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΕΛΤΙΣΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ Β14					
$b_{eff} =$	384,00	cm	$P_{DCmax} =$	3.808	KN
$h_c =$	5,00	cm	$P_{zamax} =$	8.883	KN
$b_f^0 =$	30,00	cm	$z_o =$	7,62	cm
$t_f^0 =$	3,00	cm	$\beta =$	1,00	
$h_a =$	60,00	cm	$M =$	281.663	KNm
$h_w =$	53,50	cm	$M_{pl} =$	2.817	KNm
$t_w =$	1,50	cm	$M_{Ed} =$	2.723	KNm
$b_f^u =$	30,00	cm	Αλληλεπίδραση ροπής-τέμνουσας		
$t_f^u =$	3,50	cm	$\rho =$	0,12	
$A_a =$	275,25	cm ²	$f_{ydw} =$	28,41	
$A_f^u =$	105,00	cm ²	$P_{za'} =$	8.573	KN
$A_f^0 =$	90,00	cm ²	$z_o' =$	7,46	
$A_w =$	80,25	cm ²	$\beta =$	1,00	
$Z_a =$	36,38	cm	$M_{pl}' =$	2.727	KNm
$h =$	65,00	cm	$V_{pl} =$	1.645	KN
$f_{cd} =$	1,98	KN/cm ²	$V_{Ed} =$	538	KN
$f_{yd} =$	32,27	KN/cm ²			
$f_{ydfu} =$	32,27	KN/cm ²			

Πίνακας 5.3 : Σχεδιασμός Δοκού Β15

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΕΛΤΙΣΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ Β15					
$b_{eff} =$	472,00	cm	$P_{DCmax} =$	4.681	KN
$h_c =$	5,00	cm	$P_{zamax} =$	9.859	KN
$b_f^o =$	30,00	cm	$z_o =$	7,67	cm
$t_f^o =$	3,00	cm	$\beta =$	1,00	
$h_a =$	60,00	cm	$M =$	339.388	KNm
$h_w =$	53,00	cm	$M_{pl} =$	3.394	KNm
$t_w =$	1,50	cm	$M_{Ed} =$	3.329	KNm
$b_f^u =$	34,00	cm	Αλληλεπίδραση ροπής-τέμνουσας		
$t_f^u =$	4,00	cm			
$A_a =$	305,50	cm ²	$\rho =$	0,07	
$A_f^u =$	136,00	cm ²	$f_{ydw} =$	30,09	
$A_f^o =$	90,00	cm ²	$P_{za'} =$	9.686	KN
$A_w =$	79,50	cm ²	$z_o' =$	7,58	
$Z_a =$	38,94	cm	$\beta =$	1,00	
$h =$	65,00	cm	$M_{pl}' =$	3.340	KNm
$f_{cd} =$	1,98	KN/cm ²	$V_{pl} =$	1.629	KN
$f_{yd} =$	32,27	KN/cm ²	$V_{Ed} =$	603	KN
$f_{ydfu} =$	32,27	KN/cm ²			

Πίνακας 5.4 : Σχεδιασμός Δοκού Β16

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΕΛΤΙΣΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ Β16					
$b_{eff} =$	454,00	cm	$P_{DCmax} =$	4.502	KN
$h_c =$	5,00	cm	$P_{zamax} =$	8.607	KN
$b_f^o =$	30,00	cm	$z_o =$	7,12	cm
$t_f^o =$	3,00	cm	$\beta =$	1,00	
$h_a =$	60,00	cm	$M =$	270.067	KNm
$h_w =$	53,80	cm	$M_{pl} =$	2.701	KNm
$t_w =$	1,50	cm	$M_{Ed} =$	2.542	KNm
$b_f^u =$	30,00	cm	Αλληλεπίδραση ροπής-τέμνουσας		
$t_f^u =$	3,20	cm			
$A_a =$	266,70	cm ²	$\rho =$	0,15	
$A_f^u =$	96,00	cm ²	$f_{ydw} =$	27,41	
$A_f^o =$	90,00	cm ²	$P_{za'} =$	8.215	KN
$A_w =$	80,70	cm ²	$z_o' =$	6,92	
$Z_a =$	35,57	cm	$\beta =$	1,00	
$h =$	65,00	cm	$M_{pl}' =$	2.589	KNm
$f_{cd} =$	1,98	KN/cm ²	$V_{pl} =$	1.654	KN
$f_{yd} =$	32,27	KN/cm ²	$V_{Ed} =$	506	KN
$f_{ydfu} =$	32,27	KN/cm ²			

Πίνακας 5.5: Σχεδιασμός Δοκού B17

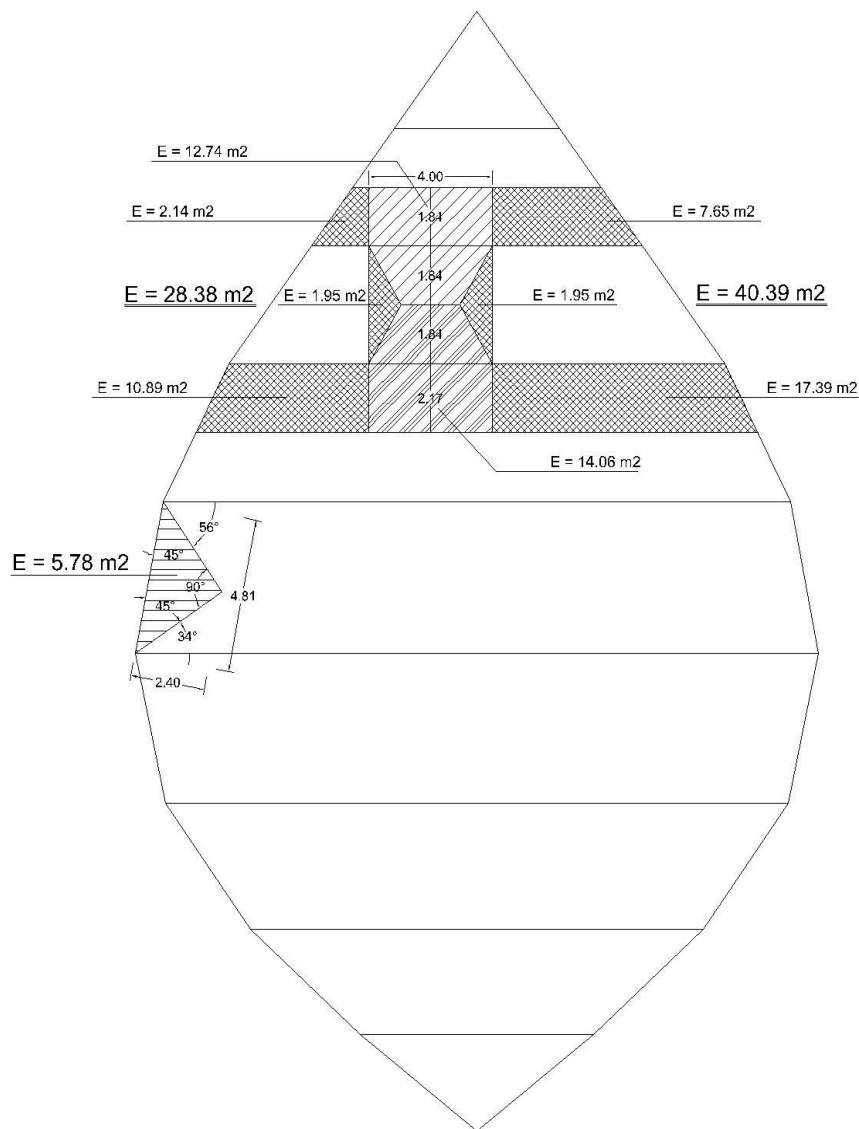
ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΕΛΤΙΣΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ B17					
$b_{eff} =$	361,00	cm	$P_{DCmax} =$	3.580	KN
$h_c =$	5,00	cm	$P_{zamax} =$	4.874	KN
$b_f^0 =$	22,00	cm	$z_o =$	5,91	cm
$t_f^0 =$	1,90	cm	$\beta =$	1,00	
$h_a =$	60,00	cm	$M =$	154.594	KNm
$h_w =$	56,20	cm	$M_{pl} =$	1.546	KNm
$t_w =$	1,20	cm	$M_{Ed} =$	1.143	KNm
$b_f^u =$	22,00	cm	Αλληλεπίδραση ροπής-τέμνουσας		
$t_f^u =$	1,90	cm			
$A_a =$	151,04	cm ²	$\rho =$	0,30	
$A_f^u =$	41,80	cm ²	$f_{ydw} =$	22,61	
$A_f^0 =$	41,80	cm ²	$P_{za'} =$	4.223	KN
$A_w =$	67,44	cm ²	$z_o' =$	5,45	
$Z_a =$	35,00	cm	$\beta =$	1,00	
$h =$	65,00	cm	$M_{pl}' =$	1.355	KNm
$f_{cd} =$	1,98	KN/cm ²	$V_{pl} =$	1.382	KN
$f_{yd} =$	32,27	KN/cm ²	$V_{Ed} =$	313	KN
$f_{ydfu} =$	32,27	KN/cm ²			

Πίνακας 5.6 : Σχεδιασμός Δοκού B18

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΕΛΤΙΣΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ B18					
$b_{eff} =$	211,00	cm	$P_{DCmax} =$	2.092	KN
$h_c =$	5,00	cm	$P_{zamax} =$	1.674	KN
$b_f^0 =$	15,00	cm	$z_o =$	4,00	cm
$t_f^0 =$	1,07	cm	$\beta =$	1,00	
$h_a =$	30,00	cm	$M =$	30.137	KNm
$h_w =$	27,86	cm	$M_{pl} =$	301	KNm
$t_w =$	0,71	cm	$M_{Ed} =$	268	KNm
$b_f^u =$	15,00	cm	Αλληλεπίδραση ροπής-τέμνουσας		
$t_f^u =$	1,07	cm			
$A_a =$	51,88	cm ²	$\rho =$	0,09	
$A_f^u =$	16,05	cm ²	$f_{ydw} =$	29,38	
$A_f^0 =$	16,05	cm ²	$P_{za'} =$	1.617	KN
$A_w =$	19,78	cm ²	$z_o' =$	3,86	
$Z_a =$	20,00	cm	$\beta =$	1,00	
$h =$	35,00	cm	$M_{pl}' =$	292	KNm
$f_{cd} =$	1,98	KN/cm ²	$V_{pl} =$	405	KN
$f_{yd} =$	32,27	KN/cm ²	$V_{Ed} =$	142	KN
$f_{ydfu} =$	32,27	KN/cm ²			

5.2.3 Περιμετρικές Δοκοί

Το εμβαδό επιρροής των περιμετρικών δοκών υπολογίστηκε ίσο με $5,78 \text{ m}^2$, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Η γωνία μερισμού έχει ληφθεί ίση με 45° , διότι συναντώνται δύο πλευρές ομοειδούς στήριξης.



Εικόνα 5.3 : Εμβαδά επιρροής για περιμετρική δοκό και τοιχία

Μετατρέποντας το εμβαδό επιρροής σε ισοδύναμο ορθογωνικό βρίσκουμε το πλάτος επιρροής ίσο με 1,2 μέτρα. Συνεπώς το φορτίο που ασκείται στην περιμετρική δοκό είναι $11,9 \cdot 1,2 / 1 = 14,28 \text{ KN/m}$. Η μέγιστη ροπή που ασκείται στη δοκό είναι $M_{Ed} = 20,65 \text{ KNm}$ και η μέγιστη τέμνουσα $V_{Ed} = 34,34 \text{ KN}$.

➤ Έλεγχος σε διάτμηση

$V_{c,Rd}=V_{pl,Rd}=A_v \cdot f_y / \sqrt{3} / \gamma_{M0} \geq 34,34 \text{ KN} \leftrightarrow A_v \geq \sqrt{3} \cdot 34,34 \cdot 1,0 / 35,5 = 1,675 \text{ cm}^2$, όπου $f_y=35,5$ για χάλυβα S355.

➤ Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

$M_{pl,Rd}=W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} \geq 2065 \text{ KNcm} \leftrightarrow W_{pl} \geq 2065 / 35,5 = 58,17 \text{ cm}^3$

Για να ικανοποιούνται οι παραπάνω δύο έλεγχοι, για τις περιμετρικές δοκούς επιλέγεται μια διατομή IPE 270 ($W_{pl}=62,20 \text{ cm}^3$ και $A_v=45,94 \text{ cm}^2$).

5.2.4 Υποστυλώματα

Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων υποστυλωμάτων πραγματοποιήθηκε λαμβάνοντας υπόψιν το μόνιμο και κινητό φορτίο από την πλάκα, το ίδιο βάρος των δευτερευουσών δοκών που διαστασιολογήθηκαν παραπάνω και ένα μέσο ίδιο βάρος για τα υποστυλώματα ίσο με 35 KN/m. Τα κατακόρυφα φορτία της πλάκας μεταφέρθηκαν σαν αξονική δύναμη στα υποστυλώματα μέσω της τέμνουσας των δοκών και στις τιμές αυτές αθροίστηκαν τα ίδια βάρη των δοκών. Στον πίνακα 13 παρουσιάζονται οι τιμές των αξονικών δυνάμεων που ασκούνται σε όλα τα υποστυλώματα σε κάθε όροφο, σύμφωνα με τις παραπάνω παραδοχές, συμπεριλαμβάνοντας και το μέσο ίδιο βάρος των υποστυλωμάτων. Έπειτα, ακολουθεί η διαστασιολόγηση των κατακόρυφων αυτών στοιχείων, ώστε να επαρκούν αξονικά.

Πίνακας 5.7 : Αξονικά φορτία υποστυλωμάτων ανά όροφο

V0	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9
54.83	117.5	238.6	349	567.5	632.2	534.8	325.2	145.3	31.74

Όροφος	ΦΟΡΤΙΑ ΓΙΑ ΔΥΣΜΕΝΗ ΥΠ/ΤΑ				ΦΟΡΤΙΑ ΓΙΑ ΕΥΜΕΝΗ ΥΠ/ΤΑ								
	F0	F1	F2	F3	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9
114	220	283	404	515	283	404	515	733	798	700	491	311	197
113	440	566	808	1.029	566	808	1.029	1.466	1.595	1.400	981	621	394
112	661	849	1.212	1.544	849	1.212	1.544	2.198	2.393	2.101	1.472	932	591
111	881	1.132	1.616	2.059	1.132	1.616	2.059	2.931	3.190	2.801	1.962	1.243	788
110	1.101	1.414	2.020	2.573	1.414	2.020	2.573	3.664	3.988	3.501	2.453	1.553	986
109	1.321	1.697	2.424	3.088	1.697	2.424	3.088	4.397	4.785	4.201	2.943	1.864	1.183
108	1.541	1.980	2.828	3.602	1.980	2.828	3.602	5.130	5.583	4.901	3.434	2.175	1.380
107	1.762	2.263	3.232	4.117	2.263	3.232	4.117	5.863	6.381	5.601	3.925	2.485	1.577
106	1.982	2.546	3.636	4.632	2.546	3.636	4.632	6.595	7.178	6.302	4.415	2.796	1.774
105	2.202	2.829	4.040	5.146	2.829	4.040	5.146	7.328	7.976	7.002	4.906	3.107	1.971
104	2.422	3.112	4.444	5.661	3.112	4.444	5.661	8.061	8.773	7.702	5.396	3.417	2.168
103	2.642	3.395	4.848	6.176	3.395	4.848	6.176	8.794	9.571	8.402	5.887	3.728	2.365
102	2.863	3.678	5.252	6.690	3.678	5.252	6.690	9.527	10.368	9.102	6.377	4.038	2.562
101	3.083	3.960	5.656	7.205	3.960	5.656	7.205	10.26	11.166	9.802	6.868	4.349	2.760
100	3.303	4.243	6.059	7.719	4.243	6.059	7.719	10.99	11.964	10.50	7.359	4.660	2.957
99	3.523	4.526	6.463	8.234	4.526	6.463	8.234	11.72	12.761	11.20	7.849	4.970	3.154
98	3.743	4.809	6.867	8.749	4.809	6.867	8.749	12.45	13.559	11.90	8.340	5.281	3.351
97	3.964	5.092	7.271	9.263	5.092	7.271	9.263	13.19	14.356	12.60	8.830	5.592	3.548
96	4.184	5.375	7.675	9.778	5.375	7.675	9.778	13.92	15.154	13.30	9.321	5.902	3.745
95	4.404	5.658	8.079	10.29	5.658	8.079	10.29	14.65	15.952	14.00	9.812	6.213	3.942
94	4.624	5.941	8.483	10.80	5.941	8.483	10.80	15.38	16.749	14.70	10.30	6.524	4.139
93	4.845	6.223	8.887	11.32	6.223	8.887	11.32	16.12	17.547	15.40	10.79	6.834	4.337
92	5.065	6.506	9.291	11.83	6.506	9.291	11.83	16.85	18.344	16.10	11.28	7.145	4.534
91	5.285	6.789	9.695	12.35	6.789	9.695	12.35	17.58	19.142	16.80	11.77	7.456	4.731

Δομοστατικός σχεδιασμός υψηλών κτηρίων

90	5.505	7.072	10.09	12.86	7.072	10.09	12.86	18.32	19.939	17.50	12.26	7.766	4.928
89	5.725	7.355	10.50	13.38	7.355	10.50	13.38	19.05	20.737	18.20	12.75	8.077	5.125
88	5.946	7.638	10.90	13.89	7.638	10.90	13.89	19.78	21.535	18.90	13.24	8.388	5.322
87	6.166	7.921	11.31	14.41	7.921	11.31	14.41	20.51	22.332	19.60	13.73	8.698	5.519
86	6.386	8.204	11.71	14.92	8.204	11.71	14.92	21.25	23.130	20.30	14.22	9.009	5.716
85	6.685	8.628	12.38	15.81	8.510	12.14	15.46	22.00	23.95	21.02	14.74	9.343	5.937
84	6.983	9.052	13.04	16.69	8.817	12.57	16.00	22.76	24.772	21.75	15.25	9.677	6.158
83	7.282	9.476	13.71	17.58	9.123	12.99	16.53	23.52	25.593	22.47	15.76	10.01	6.379
82	7.581	9.900	14.38	18.47	9.430	13.42	17.07	24.27	26.414	23.20	16.28	10.34	6.599
81	7.879	10.32	15.04	19.36	9.736	13.85	17.61	25.03	27.236	23.92	16.79	10.68	6.820
80	8.178	10.74	15.71	20.24	10.04	14.28	18.15	25.79	28.057	24.64	17.31	11.01	7.041
79	8.477	11.17	16.37	21.13	10.34	14.70	18.69	26.54	28.878	25.37	17.82	11.34	7.262
78	8.775	11.59	17.04	22.02	10.65	15.13	19.23	27.30	29.699	26.09	18.34	11.68	7.482
77	9.074	12.02	17.71	22.91	10.96	15.56	19.76	28.06	30.520	26.81	18.85	12.01	7.703
76	9.373	12.44	18.37	23.79	11.26	15.99	20.30	28.81	31.342	27.54	19.36	12.35	7.924
75	9.671	12.86	19.04	24.68	11.57	16.41	20.84	29.57	32.163	28.26	19.88	12.68	8.144
74	9.970	13.29	19.70	25.57	11.88	16.84	21.38	30.32	32.984	28.99	20.39	13.02	8.365
73	10.26	13.71	20.37	26.46	12.18	17.27	21.92	31.08	33.805	29.71	20.91	13.35	8.586
72	10.56	14.14	21.04	27.34	12.49	17.70	22.46	31.84	34.626	30.43	21.42	13.68	8.807
71	10.86	14.56	21.70	28.23	12.80	18.12	22.99	32.59	35.448	31.16	21.94	14.02	9.027
70	11.16	14.98	22.37	29.12	13.10	18.55	23.53	33.35	36.269	31.88	22.45	14.35	9.248
69	11.46	15.41	23.04	30.01	13.41	18.98	24.07	34.11	37.090	32.61	22.96	14.69	9.469
68	11.76	15.83	23.70	30.89	13.72	19.41	24.61	34.86	37.911	33.33	23.48	15.02	9.690
67	12.06	16.26	24.37	31.78	14.02	19.83	25.15	35.62	38.732	34.05	23.99	15.36	9.910
66	12.35	16.68	25.03	32.67	14.33	20.26	25.68	36.38	39.554	34.78	24.51	15.69	10.13
65	12.65	17.10	25.70	33.56	14.64	20.69	26.22	37.13	40.375	35.50	25.02	16.02	10.35
64	12.95	17.53	26.37	34.44	14.94	21.12	26.76	37.89	41.196	36.22	25.53	16.36	10.57
63	13.25	17.95	27.03	35.33	15.25	21.55	27.30	38.65	42.017	36.95	26.05	16.69	10.79
62	13.55	18.38	27.70	36.22	15.56	21.97	27.84	39.40	42.838	37.67	26.56	17.03	11.01
61	13.85	18.80	28.36	37.11	15.86	22.40	28.38	40.16	43.660	38.40	27.08	17.36	11.23
60	14.23	19.25	29.05	38.02	16.19	22.85	28.94	40.94	44.50	39.14	27.62	17.72	11.47
59	14.60	19.69	29.74	38.93	16.52	23.30	29.50	41.72	45.349	39.89	28.15	18.08	11.72
58	14.98	20.14	30.43	39.84	16.85	23.75	30.06	42.50	46.194	40.64	28.69	18.43	11.96
57	15.36	20.59	31.12	40.75	17.18	24.21	30.62	43.28	47.039	41.39	29.23	18.79	12.21
56	15.73	21.04	31.81	41.66	17.51	24.66	31.19	44.06	47.884	42.13	29.77	19.15	12.45
55	16.11	21.49	32.50	42.57	17.84	25.11	31.75	44.84	48.729	42.88	30.30	19.51	12.70
54	16.49	21.93	33.19	43.49	18.17	25.56	32.31	45.62	49.573	43.63	30.84	19.87	12.94
53	16.86	22.38	33.88	44.40	18.50	26.01	32.87	46.40	50.418	44.37	31.38	20.22	13.19
52	17.24	22.83	34.57	45.31	18.83	26.46	33.43	47.18	51.263	45.12	31.92	20.58	13.43
51	17.62	23.28	35.26	46.22	19.16	26.91	33.99	47.96	52.108	45.87	32.46	20.94	13.67
50	18.00	23.72	35.95	47.13	19.49	27.36	34.56	48.74	52.953	46.62	32.99	21.30	13.92
49	18.37	24.17	36.64	48.04	19.82	27.81	35.12	49.52	53.798	47.36	33.53	21.66	14.16
48	18.75	24.62	37.33	48.95	20.15	28.27	35.68	50.30	54.642	48.11	34.07	22.01	14.41
47	19.13	25.07	38.02	49.86	20.48	28.72	36.24	51.08	55.487	48.86	34.61	22.37	14.65
46	19.50	25.51	38.71	50.77	20.81	29.17	36.80	51.86	56.332	49.61	35.14	22.73	14.90
45	19.88	25.96	39.40	51.69	21.14	29.62	37.37	52.64	57.177	50.35	35.68	23.09	15.14
44	20.26	26.41	40.09	52.60	21.47	30.07	37.93	53.42	58.022	51.10	36.22	23.45	15.38
43	20.64	26.86	40.78	53.51	21.80	30.52	38.49	54.20	58.867	51.85	36.76	23.80	15.63
42	21.01	27.30	41.47	54.42	22.13	30.97	39.05	54.98	59.711	52.60	37.30	24.16	15.87
41	21.39	27.75	42.16	55.33	22.46	31.42	39.61	55.76	60.556	53.34	37.83	24.52	16.12
40	21.77	28.20	42.85	56.24	22.79	31.88	40.18	56.54	61.401	54.09	38.37	24.88	16.36
39	22.14	28.65	43.54	57.15	23.12	32.33	40.74	57.32	62.246	54.84	38.91	25.24	16.61
38	22.60	29.12	44.25	58.09	23.48	32.80	41.84	58.12	63.11	55.61	39.47	25.62	16.87
37	23.06	29.59	44.97	59.02	23.83	33.28	42.43	58.93	63.983	56.38	40.03	26.00	17.14
36	23.51	30.06	45.68	59.96	24.19	33.75	43.01	59.73	64.851	57.15	40.59	26.38	17.41
35	23.97	30.53	46.39	60.89	24.54	34.23	43.60	60.54	65.720	57.92	41.16	26.76	17.68
34	24.42	31.00	47.11	61.83	24.89	34.70	44.18	61.34	66.588	58.69	41.72	27.14	17.95
33	24.88	31.48	47.82	62.76	25.25	35.18	44.77	62.14	67.457	59.47	42.28	27.52	18.21
32	25.33	31.95	48.53	63.70	25.60	35.65	45.36	62.95	68.325	60.24	42.84	27.91	18.48
31	25.79	32.42	49.25	64.63	25.95	36.13	45.94	63.75	69.193	61.01	43.40	28.29	18.75
30	26.24	32.89	49.96	65.56	26.31	36.60	46.53	64.55	70.062	61.78	43.96	28.67	19.02
29	26.70	33.36	50.67	66.50	26.66	37.08	47.11	65.36	70.930	62.55	44.52	29.05	19.29
28	27.16	33.83	51.39	67.43	27.02	37.55	47.70	66.16	71.799	63.32	45.09	29.43	19.55
27	27.61	34.30	52.10	68.37	27.37	38.03	48.28	66.96	72.667	64.09	45.65	29.81	19.82
26	28.07	34.77	52.82	69.30	27.72	38.50	48.87	67.77	73.536	64.86	46.21	30.19	20.09
25	28.52	35.25	53.53	70.24	28.08	38.97	49.45	68.57	74.404	65.63	46.77	30.58	20.36
24	28.98	35.72	54.24	71.17	28.43	39.45	50.04	69.38	75.273	66.40	47.33	30.96	20.63
23	29.43	36.19	54.96	72.11	28.79	39.92	50.62	70.18	76.141	67.18	47.89	31.34	20.89
22	29.89	36.66	55.67	73.04	29.14	40.40	51.21	70.98	77.009	67.95	48.45	31.72	21.16
21	30.34	37.13	56.38	73.98	29.49	40.87	51.80	71.79	77.878	68.72	49.02	32.10	21.43
20	30.80	37.60	57.10	74.91	29.85	41.35	52.38	72.59	78.746	69.49	49.58	32.48	21.70
19	31.26	38.07	57.81	75.85	30.20	41.82	52.97	73.39	79.615	70.26	50.14	32.87	21.97
18	31.81	38.59	58.57	76.83				74.25	80.53	71.08	50.75	33.29	22.28
17	32.37	39.11	59.33	77.81				75.10	81.446	71.90	51.36	33.72	22.60
16	32.93	39.63	60.09	78.79				75.95	82.362	72.71	51.96	34.15	22.91
15	33.49	40.15	60.85	79.77				76.80	83.278	73.53	52.57	34.58	23.23
14	34.04	40.67	61.61	80.76				77.65	84.193	74.35	53.18	35.01	23.54
13	34.60	41.18	62.37	81.74				78.50	85.109	75.17	53.79	35.44	23.86
12	35.16	41.70	63.13	82.72				79.35	86.025	75.99	54.40	35.87	24.17
11	35.72	42.22	63.89	83.70				80.20	86.940	76.81	55.01	36.30	24.49
10	36.27	42.74	64.66	84.68				81.05	87.856	77.62	55.62	36.72	24.80
9	36.83	43.26	65.42	85.67				81.90	88.772	78.44	56.23	37.15	25.12

8	37.39	43.78	66.18	86.65				82.75	89.688	79.26	56.83	37.58	25.43
7	37.95	44.30	66.94	87.63				83.61	90.603	80.08	57.44	38.01	25.75
6	38.51	44.81	67.70	88.61				84.46	91.519	80.90	58.05	38.44	26.06
5	39.06	45.33	68.46	89.59				85.31	92.435	81.72	58.66	38.87	26.38
4	39.62	45.85	69.22	90.58				86.16	93.350	82.53	59.27	39.30	26.69
3	40.18	46.37	69.98	91.56				87.01	94.266	83.35	59.88	39.73	27.01
2	40.74	46.89	70.74	92.54				87.86	95.182	84.17	60.49	40.15	27.33
1	41.29	47.41	71.50	93.52				88.71	96.097	84.99	61.09	40.58	27.64
0	41.85	47.93	72.26	94.50				89.56	97.01	85.81	61.70	41.01	27.96

➤ 30 όροφοι (3,5m): $N_{max}=23.951$ KN

Πίνακας 5.8 : Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων του 5^{ου} επιπέδου

Διαστασιολόγηση Κυκλικών Σύμμικτων Υποστυλωμάτων					
f_c	45	Mpa	F_c	7.210	KN
f_s	500	Mpa	F_s	4.268	KN
f_a	355	Mpa	F_a	12.572	KN
d_c	0,60	m	N	24.051	KN
t	0,020	m			
n	20				
Φ	25	mm			
Ποσοστό περίσφιξης	1,2				
D	0,64	m			

➤ 25 όροφοι (4m): $N_{max}=44.505$ KN

Πίνακας 5.9 : Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων του 4^{ου} επιπέδου

Διαστασιολόγηση Κυκλικών Σύμμικτων Υποστυλωμάτων					
f_c	60	Mpa	F_c	16.246	KN
f_s	500	Mpa	F_s	4.268	KN
f_a	355	Mpa	F_a	24.637	KN
d_c	0,78	m	N	45.152	KN
t	0,030	m			
n	20				
Φ	25	mm			
Ποσοστό περίσφιξης	1,2				
D	0,84	m			

➤ 22 όροφοι (4,5m): $N_{max}=63.875$ KN

Πίνακας 5.10 : Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων του 3^{ου} επιπέδου

Διαστασιολόγηση Κυκλικών Σύμμικτων υποστυλωμάτων					
f_c	60	Mpa	F_c	20.212	KN
f_s	500	Mpa	F_s	4.268	KN
f_a	335	Mpa	F_a	39.395	KN
d_c	0,87	m	N	63.875	KN
t	0,045	m			
n	20				
Φ	25	mm			
Ποσοστό περίσφιξης	1,2				
D	0,96	m			

- 20 όροφοι (5m): $N_{max}=80.964$ KN

Πίνακας 5.11 : Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων του 2^{ου} επιπέδου

Διαστασιολόγηση Κυκλικών Σύμμικτων υποστυλωμάτων					
f_c	90	Mpa	Fc	31.728	KN
f_s	500	Mpa	Fs	4.268	KN
f_a	335	Mpa	Fa	44.968	KN
d_c	0,89	m	N	80.964	KN
t	0,050	m			
n	20				
Φ	25	mm			
Ποσοστό περίσφιξης	1,2				
D	0,99	m			

- 17 όροφοι (6m): $N_{max}=97.129$ KN

Πίνακας 5.12 : Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων του 1^{ου} επιπέδου

Διαστασιολόγηση Κυκλικών Σύμμικτων υποστυλωμάτων					
f_c	90	Mpa	Fc	41.674	KN
f_s	500	Mpa	Fs	4.268	KN
f_a	335	Mpa	Fa	51.187	KN
d_c	1,02	m	N	97.129	KN
t	0,050	m			
n	20				
Φ	25	mm			
Ποσοστό περίσφιξης	1,2				
D	1,12	m			

5.2.5 Τοιχία και συζευγμένες δοκοί

Για τη διαστασιολόγηση των συζευγμένων σύμμικτων δοκών υπολογίστηκε το κατακόρυφο φορτίο που παραλαμβάνουν από την πλάκα και πραγματοποιήθηκε στο excel όπως φαίνεται στον πίνακα 19. Για τον υπολογισμό της αξονικής κατακόρυφης δύναμης που ασκείται στον κλωβό των τοιχίων αθροίστηκαν οι αντιδράσεις από τις συζευγμένες δοκούς, τα κατακόρυφα μόνιμα και κινητά φορτία που αναλαμβάνουν απευθείας τα τοιχία και τα ίδια βάρη τους, για πάχος 50 cm και μεταλλικά κρυφο-υποστυλώματα, πάχους 3 cm, στις τομές τους. Στη βάση της κατασκευής προέκυψε μέγιστη αξονική δύναμη ίση με 363.431 KN (πίνακας 20). Παρ' όλα αυτά, δεδομένο το ότι πρόκειται για μία πολύ υψηλή κατασκευή με αυξημένες απαιτήσεις δυσκαμψίας και στενό περιορισμό όσον αφορά τις μετατοπίσεις, θεωρήθηκε ότι το ελάχιστο πάχος των τοιχίων πρέπει να είναι 50 cm. Έτσι, για τη συγκεκριμένη διατομή η συνολική αξονική που αντέχουν τα τοιχία είναι ίση με $N=628.635$ KN $>$ 363.431 KN.

Πίνακας 5.13 : Διαστασιολόγηση συζευγμένων δοκών

ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΕΛΤΙΣΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΒΙ2+ΒΙ3				
$b_{eff} =$	112,00	cm	$P_{DCmax} =$	1.111 KN
$h_c =$	5,00	cm	$P_{zamax} =$	879 KN
$b_f^o =$	10,00	cm	$z_o =$	3,96 cm
$t_f^o =$	0,85	cm	$\beta =$	0,99
$h_a =$	20,00	cm	$M =$	11449,9 KNm
$h_w =$	18,30	cm	$M_{pl} =$	113,9 KNm
$t_w =$	0,56	cm	$M_{Ed} =$	95,2 KNm
$b_f^u =$	10,00	cm	Αλληλεπίδραση ροπής-τέμνουσας $\rho =$ 0,01 $f_{ydw} =$ 31,99 $P_{za'} =$ 876 KN $z_o' =$ 3,95 $\beta =$ 1,00 $M_{pl'} =$ 113,6 KNm $V_{pl} =$ 210,0 KN $V_{Ed} =$ 95,2 KN	
$t_f^u =$	0,85	cm		
$A_a =$	27,25	cm ²		
$A_f^u =$	8,50	cm ²		
$A_f^o =$	8,50	cm ²		
$A_w =$	10,25	cm ²		
$Z_a =$	15,00	cm		
$h =$	25,00	cm		
$f_{cd} =$	1,98	KN/cm ²		
$f_{yd} =$	32,27	KN/cm ²		
$f_{ydfu} =$	32,27	KN/cm ²		

Πίνακας 5.14 : Αξονικές δυνάμεις τοιχίων ανά όροφο

Όροφος	Ύψος τοιχίων	I.B. Τοιχίων	V	F	Όροφος	Ύψος τοιχίων v	I.B. Τοιχίων	V	F
114	3,5	1972,83	638,46	2.611	57	4,5	2536,49	638,5	160.755
113	3,5	1972,83	638,46	5.223	56	4,5	2536,49	638,5	163.930
112	3,5	1972,83	638,46	7.834	55	4,5	2536,49	638,5	167.105
111	3,5	1972,83	638,46	10.445	54	4,5	2536,49	638,5	170.280
110	3,5	1972,83	638,46	13.056	53	4,5	2536,49	638,5	173.455
109	3,5	1972,83	638,46	15.668	52	4,5	2536,49	638,5	176.630
108	3,5	1972,83	638,46	18.279	51	4,5	2536,49	638,5	179.805
107	3,5	1972,83	638,46	20.890	50	4,5	2536,49	638,5	182.980
106	3,5	1972,83	638,46	23.502	49	4,5	2536,49	638,5	186.155
105	3,5	1972,83	638,46	26.113	48	4,5	2536,49	638,5	189.330
104	3,5	1972,83	638,46	28.724	47	4,5	2536,49	638,5	192.505
103	3,5	1972,83	638,46	31.335	46	4,5	2536,49	638,5	195.680
102	3,5	1972,83	638,46	33.947	45	4,5	2536,49	638,5	198.855
101	3,5	1972,83	638,46	36.558	44	4,5	2536,49	638,5	202.030
100	3,5	1972,83	638,46	39.169	43	4,5	2536,49	638,5	205.205
99	3,5	1972,83	638,46	41.781	42	4,5	2536,49	638,5	208.380
98	3,5	1972,83	638,46	44.392	41	4,5	2536,49	638,5	211.555
97	3,5	1972,83	638,46	47.003	40	4,5	2536,49	638,5	214.730
96	3,5	1972,83	638,46	49.614	39	4,5	2536,49	638,5	217.905
95	3,5	1972,83	638,46	52.226	38	5	2818,33	638,5	221.362
94	3,5	1972,83	638,46	54.837	37	5	2818,33	638,5	224.819

93	3,5	1972,83	638,46	57.448	36	5	2818,33	638,5	228.276
92	3,5	1972,83	638,46	60.060	35	5	2818,33	638,5	231.733
91	3,5	1972,83	638,46	62.671	34	5	2818,33	638,5	235.189
90	3,5	1972,83	638,46	65.282	33	5	2818,33	638,5	238.646
89	3,5	1972,83	638,46	67.894	32	5	2818,33	638,5	242.103
88	3,5	1972,83	638,46	70.505	31	5	2818,33	638,5	245.560
87	3,5	1972,83	638,46	73.116	30	5	2818,33	638,5	249.017
86	3,5	1972,83	638,46	75.727	29	5	2818,33	638,5	252.473
85	4	2254,66	638,46	78.621	28	5	2818,33	638,5	255.930
84	4	2254,66	638,46	81.514	27	5	2818,33	638,5	259.387
83	4	2254,66	638,46	84.407	26	5	2818,33	638,5	262.844
82	4	2254,66	638,46	87.300	25	5	2818,33	638,5	266.301
81	4	2254,66	638,46	90.193	24	5	2818,33	638,5	269.758
80	4	2254,66	638,46	93.086	23	5	2818,33	638,5	273.214
79	4	2254,66	638,46	95.979	22	5	2818,33	638,5	276.671
78	4	2254,66	638,46	98.872	21	5	2818,33	638,5	280.128
77	4	2254,66	638,46	101.765	20	5	2818,33	638,5	283.585
76	4	2254,66	638,46	104.659	19	5	2818,33	638,5	287.042
75	4	2254,66	638,46	107.552	18	6	3381,99	638,5	291.062
74	4	2254,66	638,46	110.445	17	6	3381,99	638,5	295.083
73	4	2254,66	638,46	113.338	16	6	3381,99	638,5	299.103
72	4	2254,66	638,46	116.231	15	6	3381,99	638,5	303.124
71	4	2254,66	638,46	119.124	14	6	3381,99	638,5	307.144
70	4	2254,66	638,46	122.017	13	6	3381,99	638,5	311.165
69	4	2254,66	638,46	124.910	12	6	3381,99	638,5	315.185
68	4	2254,66	638,46	127.804	11	6	3381,99	638,5	319.206
67	4	2254,66	638,46	130.697	10	6	3381,99	638,5	323.226
66	4	2254,66	638,46	133.590	9	6	3381,99	638,5	327.247
65	4	2254,66	638,46	136.483	8	6	3381,99	638,5	331.267
64	4	2254,66	638,46	139.376	7	6	3381,99	638,5	335.288
63	4	2254,66	638,46	142.269	6	6	3381,99	638,5	339.308
62	4	2254,66	638,46	145.162	5	6	3381,99	638,5	343.329
61	4	2254,66	638,46	148.055	4	6	3381,99	638,5	347.349
60	4,5	2536,49	638,46	151.230	3	6	3381,99	638,5	351.370
59	4,5	2536,49	638,46	154.405	2	6	3381,99	638,5	355.390
58	4,5	2536,49	638,46	157.580	1	6	3381,99	638,5	359.411
					0	6	3381,99	638,5	363.431

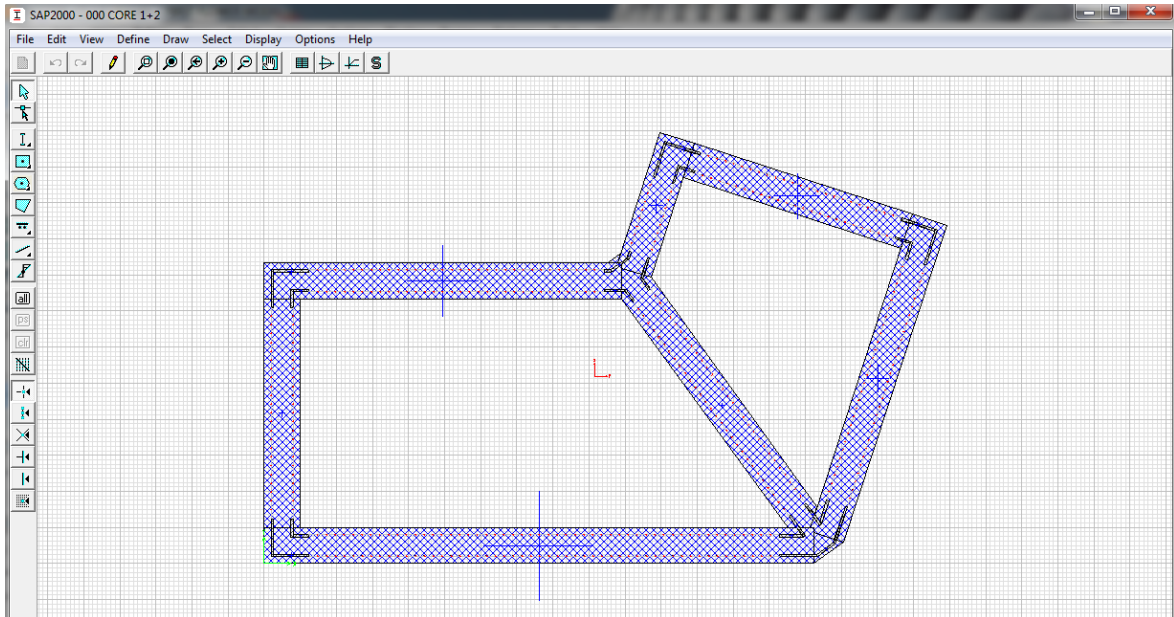
5.3 Προσομοίωση στο SAP2000

5.3.1 Υλικά

Κατά τη διαστασιολόγηση των στοιχείων στην προμελέτη προέκυψε η ανάγκη για χρήση ποικίλων ποιοτήτων, κυρίως για το σκυρόδεμα. Έτσι, τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι για το δομικό χάλυβα S355, για το χάλυβα οπλισμού B500C και για το σκυρόδεμα C35/45, C45/55, C60/75 και C90/105. Οι αντοχές των υλικών τροποποιήθηκαν κατά την προσομοίωση, ώστε τα αποτελέσματα να είναι ακριβή, λαμβάνοντας υπ' όψιν τους συντελεστές ασφαλείας που ορίζει ο Ευρωκώδικας. Αναλυτικά, η αντοχή του δομικού χάλυβα διαιρέθηκε διά 1,1 και για πάχη μέχρι 4 εκ τροποποιήθηκε σε 322.727 KPa, ενώ για πάχη από 4 – 8 εκ σε 304.545 KPa. Ομοίως για τον χάλυβα οπλισμού η αντοχή του τροποποιήθηκε σε $500/1,15=434.783$ KPa, ενώ όλες οι ποιότητας σκυροδέματος πολλαπλασιάστηκαν επί 0,85/1,5. Ο συντελεστής περίσφιξης που χρησιμοποιήθηκε για τις σύμμικτες διατομές που περισφίγγονται από χαλύβδινο σωλήνα θεωρήθηκε απλοποιητικά ίσος με 1,2.

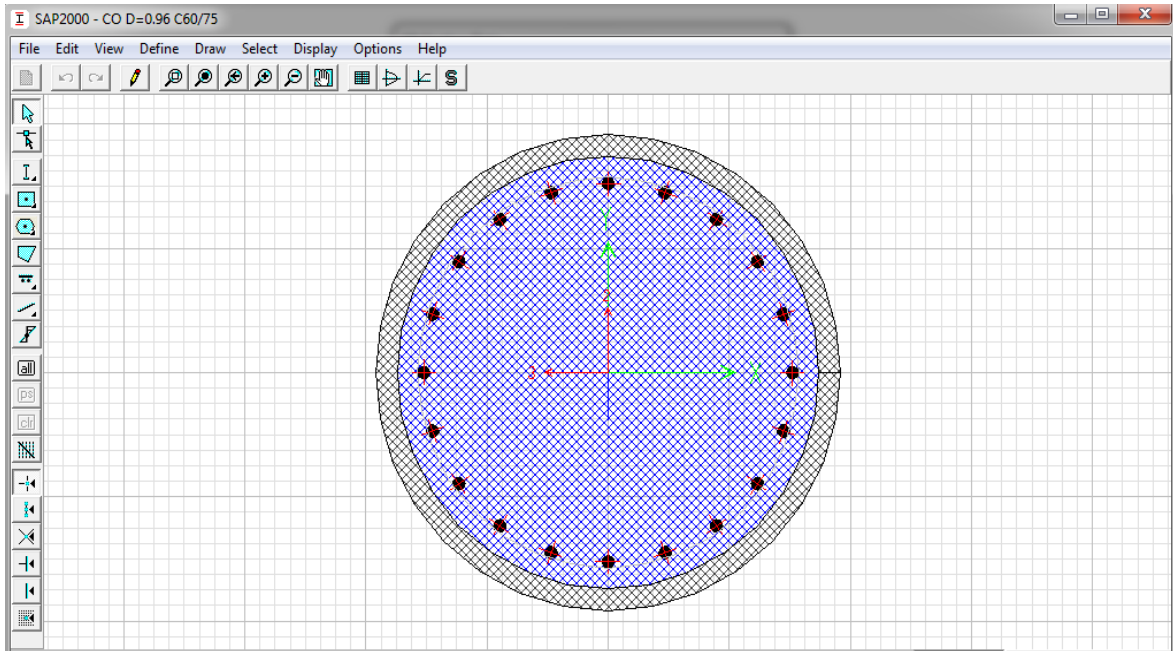
5.3.2 Προσομοίωση Δομικών Στοιχείων

Η προσομοίωση των στοιχείων υλοποιήθηκε στο στατικό πρόγραμμα SAP2000 με χρήση ραβδωτών στοιχείων για όλες τις διατομές και οι θεμελιώσεις προσομοιάστηκαν με πακτώσεις των κατακόρυφων στοιχείων στη βάση της κατασκευής. Αρχικά, επιχειρήθηκε η προσομοίωση των τοιχίων με μη γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία, αλλά λόγω του μεγέθους και της πολυπλοκότητας του μοντέλου, η επίλυση ήταν χρονοβόρα και ανακριβής, αφού για να λειτουργήσει το πρόγραμμα τα πεπερασμένα στοιχεία ήταν περίπου 20 m² το καθ' ένα. Για το λόγο αυτό, με σκοπό την απλοποίηση του στατικού προσομοιώματος, ο κλωβός των τοιχίων σχεδιάστηκε ως ένα ραβδωτό στοιχείο, με χρήση του Section Designer, και τοποθετήθηκε στο κέντρο βάρους της διατομής. Τα κατακόρυφα φορτία που αναλαμβάνουν τα τοιχεία απευθείας από την πλάκα τοποθετήθηκαν σαν κατακόρυφες συγκεντρωμένες δυνάμεις στην κορυφή κάθε ραβδωτού στοιχείου.

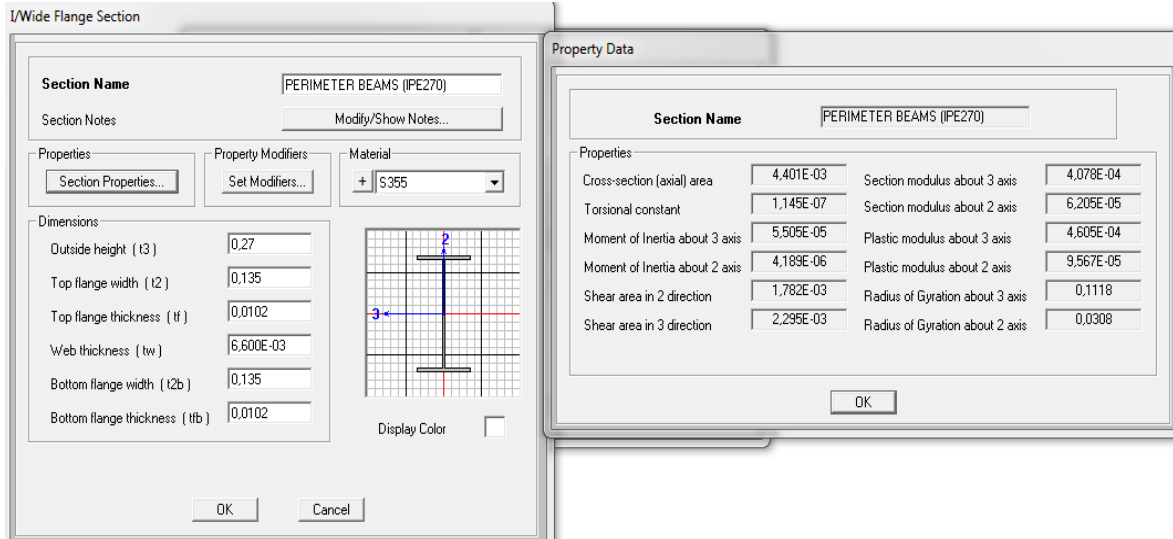


Εικόνα 5.4 : Διατομή τοιχίων στο Section Designer

Επιπλέον, όλα τα σύμμικτα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με ραβδωτά στοιχεία και οι διατομές τους σχεδιάστηκαν στο Section Designer. Στα στοιχεία αυτά, τοποθετήθηκαν ως κατανομημένα φορτία, τα πλευρικά φορτία του ανέμου, όπως προέκυψαν από τις ανεμοπιέσεις από το πρόγραμμα Falcon Project και τα εμβαδά επιρροής. Οι χιαστί σύνδεσμοι στα επίπεδα αλλαγής σχήματος, που λειτουργούν ως ζώνες περισφίξης, προσομοιώθηκαν με ραβδωτά στοιχεία αρθρωμένα στα άκρα. Η διατομή σχεδιάστηκε ως μεταλλική I, η οποία διαστασιολογήθηκε μέσω μιας επαναληπτικής διαδικασίας στο SAP2000, διότι η συνεισφορά των χιαστί συνδέσμων είναι καθοριστική για τη δυσκαμψία και την παραμόρφωση της κατασκευής λόγω των πλευρικών φορτίων. Ως αρχική διατομή για την επίλυση του φορέα, επιλέχθηκε μια IPE270, ομοίως με την διατομή των περιμετρικών δοκών. Με παρόμοια διαδικασία διαστασιολογήθηκαν τα κεκλιμένα στοιχεία του ουρανοξύστη που, αρχικά τοποθετήθηκαν ίδια με τις με τα αντίστοιχα σύμμικτα υποστυλώματα του επιπέδου, καθώς και η συνδετική δοκός που ενώνει τα κεκλιμένα αυτά στοιχεία με τα κατακόρυφα υποστυλώματα.

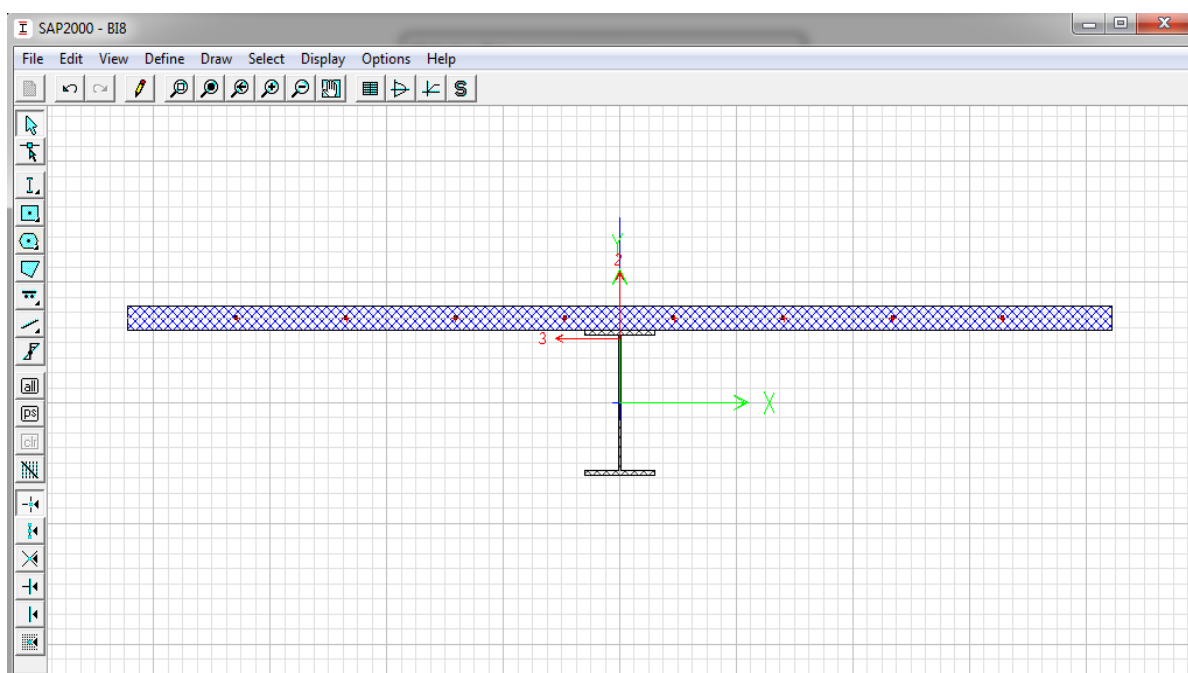


Εικόνα 5.5 : Διατομή σύμμικτου υποστυλώματος



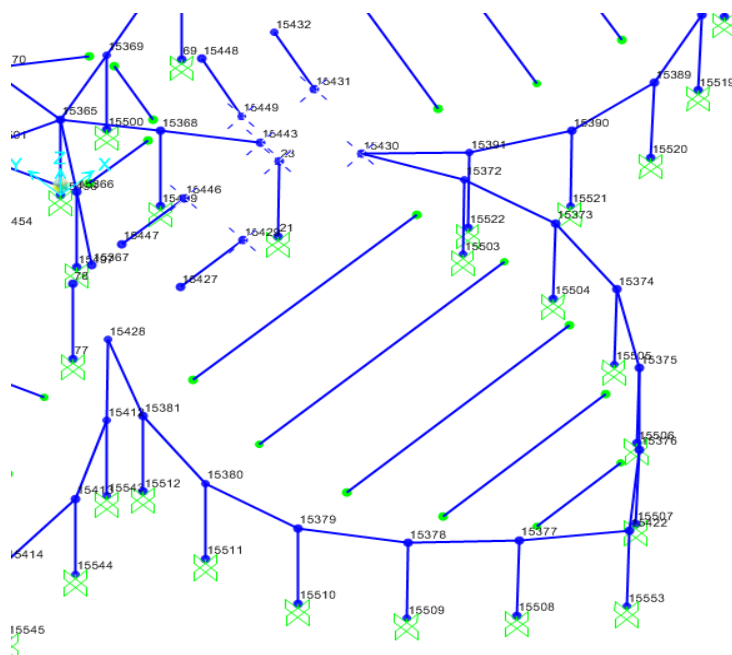
Εικόνα 5.6 : Διατομή περιμετρικής δοκού, χιαστί συνδέσεων, κεκλιμένων στοιχείων και συνδετήριων δοκών

Οι εσωτερικές δευτερεύουσες δοκοί σχεδιάστηκαν σύμμικτες, επίσης στο Section Designer, με χρήση αβαρούς σκυροδέματος C35/45, ενώ τα κατακόρυφα φορτία της πλάκας, καθώς και το ίδιο βάρος της και του χαλυβδόφυλλου, τοποθετήθηκαν σαν κατανεμημένο φορτίο στα ραβδωτά στοιχεία των δοκών. Έτσι, εξασφαλίστηκε η ορθή σύμμικτη λειτουργία των δοκών και ταυτόχρονα η σωστή κατανομή των φορτίων της πλάκας. Η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας σκυροδέματος εξασφαλίστηκε με χρήση της εντολής diaphragm constrain σε κάθε όροφο της κατασκευής. Με τον τρόπο αυτό αποφεύχθηκε η χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων για τις πλάκες των ορόφων, γεγονός που αύξησε δραματικά τη λειτουργικότητα του προσομοιώματος.

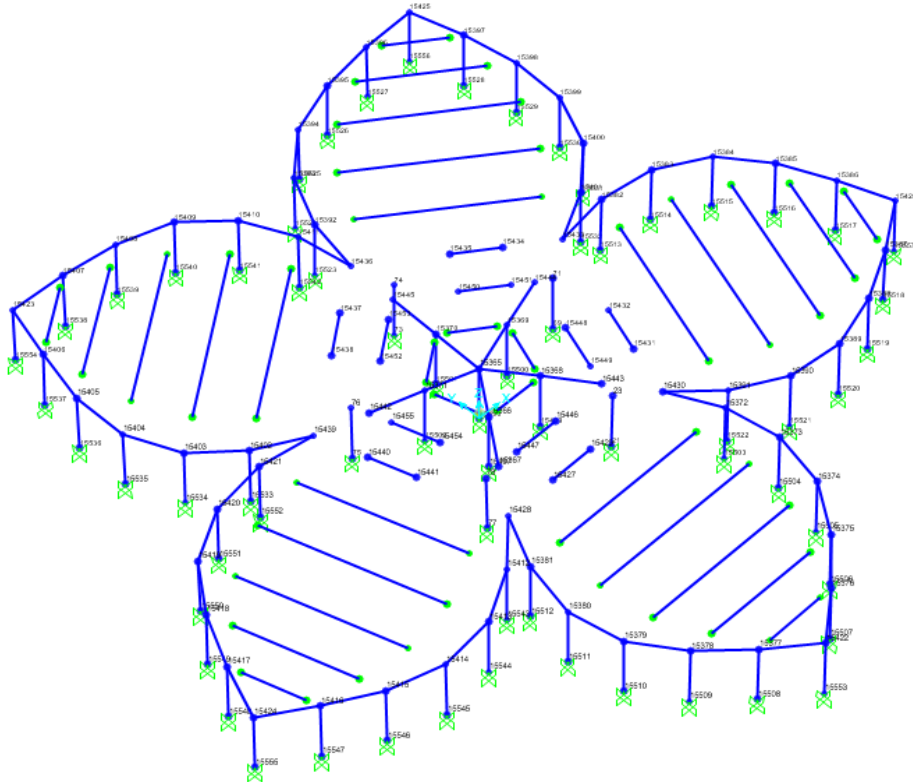


Εικόνα 5.7 : Διατομή δευτερευουσών δοκών

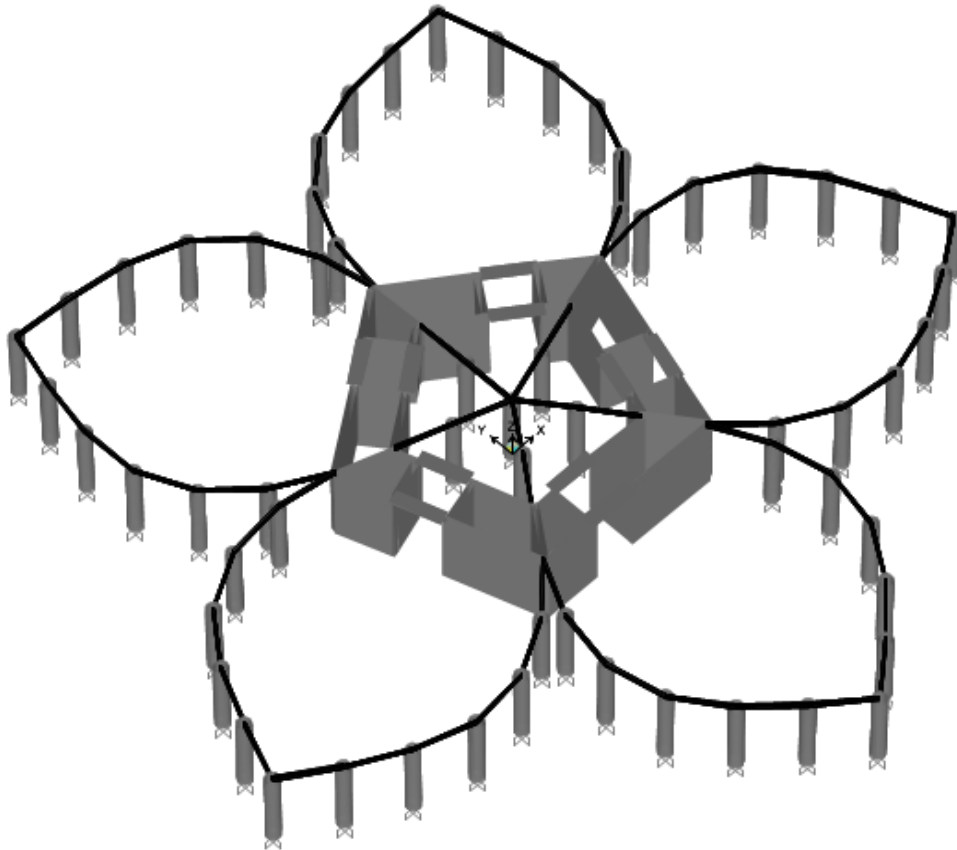
Οι περιμετρικές δοκοί σχεδιάστηκαν ως απλές μεταλλικές δοκοί πακτωμένες μεταξύ τους και με τα υποστυλώματα, σε αντίθεση με τις εσωτερικές δοκούς που συνδέονται με τον πυρήνα και την περίμετρο με απλή στήριξη (άρθρωση). Οι συζευγμένες δοκοί είναι, επίσης, πακτωμένες στα τοιχία και, όπως και οι δευτερεύουσες δοκοί, αναλαμβάνουν το φορτίο της πλάκας ως κατανεμημένο. Η συνέχεια μεταξύ δοκών και τοιχίων εξασφαλίστηκε με την εντολή body constrain για κάθε κόμβο χωριστά, διότι όπως φαίνεται και στο μοντέλο δεν υπάρχει κοινός κόμβος.



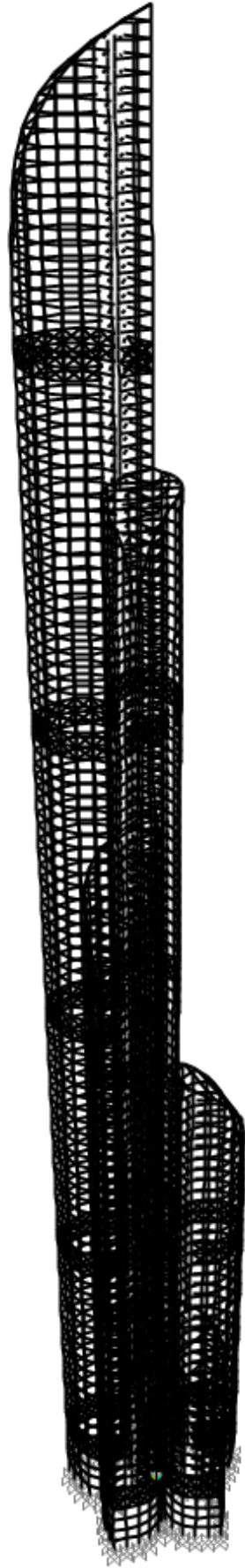
Εικόνα 5.8 : Body constraints τοιχίων με δοκούς



Εικόνα 5.9 : Αρθρωμένοι κόμβοι (πράσινο) και στερεοί κόμβοι (μπλε)



Εικόνα 5.10 : Τρισδιάστατη προβολή δομικών στοιχείων βάσης



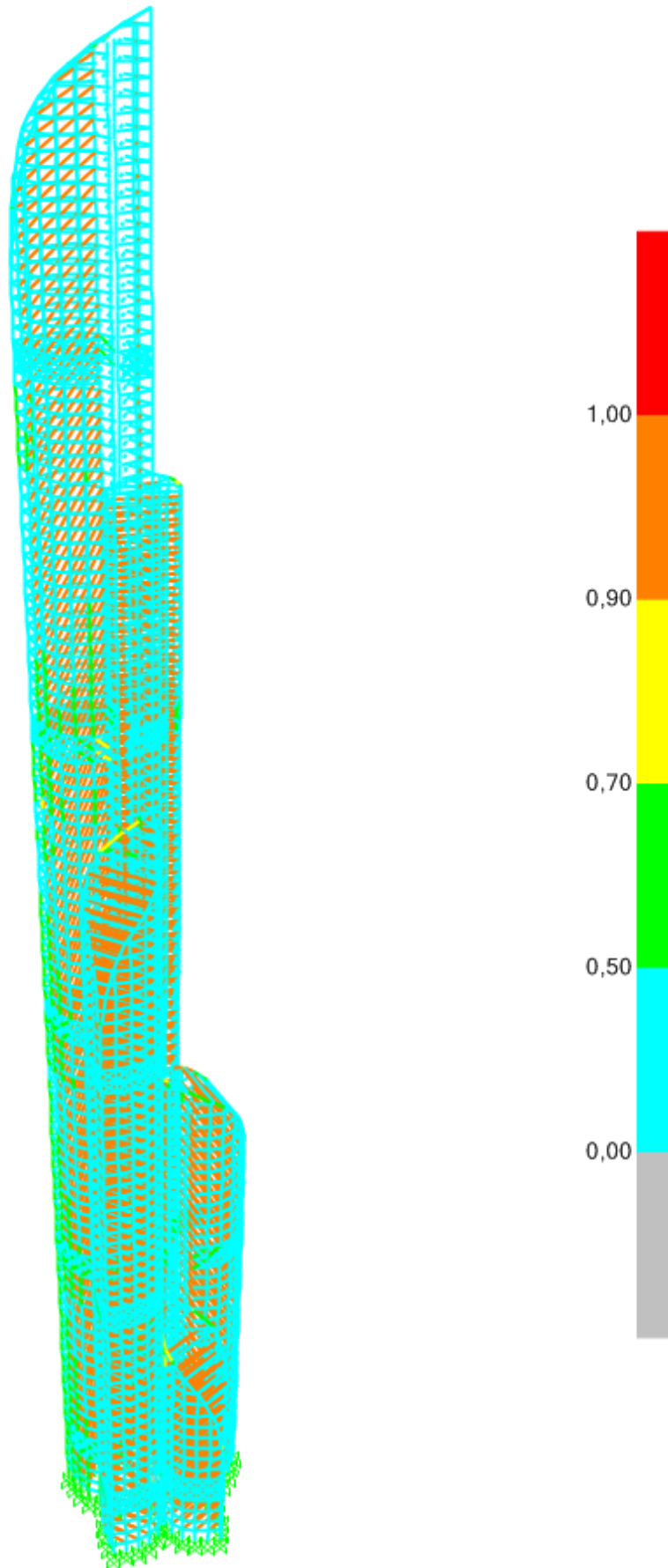
Εικόνα 5.11 : Προσομοίωση ουρανοξύστη στο SAP2000

5.3.3 Συνδυασμοί Φορτίσεων

Οι συνδυασμοί φόρτισης που χρησιμοποιήθηκαν στην κατασκευή προέκυψαν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 και ταυτίζονται με αυτούς που εφαρμόστηκαν, για την στατική ανάλυση και τον έλεγχο στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας, στο μοντέλο Bundled Tube. Στην περίπτωση αυτή, όπως και το προηγούμενο μοντέλο, παρατηρείται η παρουσία μίας μόνιμης οριζόντιας μετατόπισης, που οφείλεται στα κατακόρυφα φορτία και θεωρείται ότι αντιμετωπίζεται κατά τη διάρκεια της κατασκευής του κτηρίου.

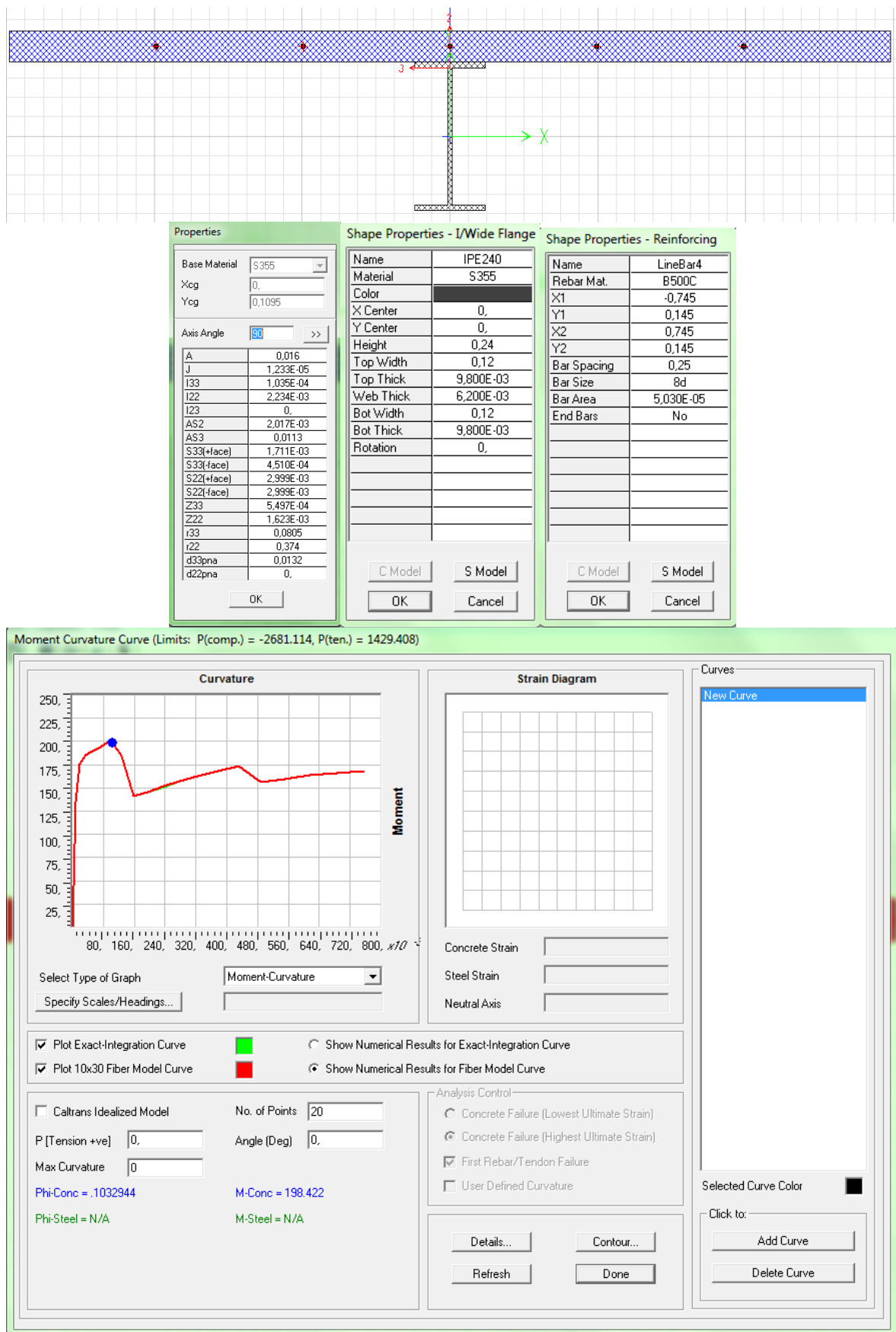
5.4 Μελέτη - Διαστασιολόγηση διατομών στο SAP2000

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής υλοποιήθηκε μέσω μιας επαναληπτικής διαδικασίας βελτιστοποίησης με χρήση της εντολής Steel Frame Design, του στατικού προγράμματος SAP2000. Η διαδικασία πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, λαμβάνοντας υπ' όψιν τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Για λόγους ασφάλειας, οι συντελεστές ισοδύναμου μήκους λυγισμού (k factors) τοποθετήθηκαν ίσοι με τη μονάδα για όλα τα δομικά στοιχεία. Παρακάτω παρουσιάζονται οι διατομές που προέκυψαν με βάση την ανωτέρω διαδικασία, καθώς και το ποσοστό αξιοποίησης της αντοχής τους.

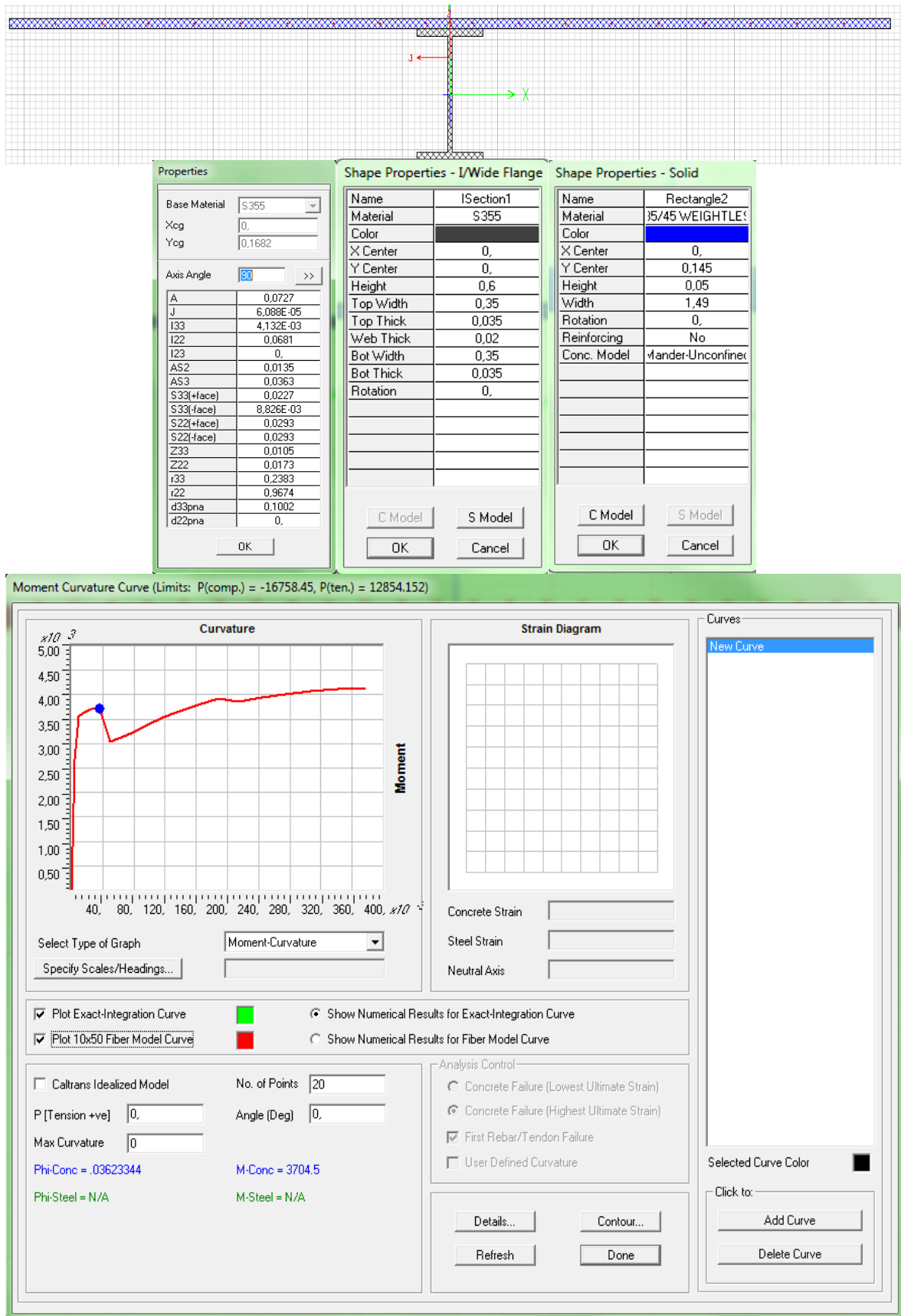


Εικόνα 5.12 : Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής όλων των στοιχείων

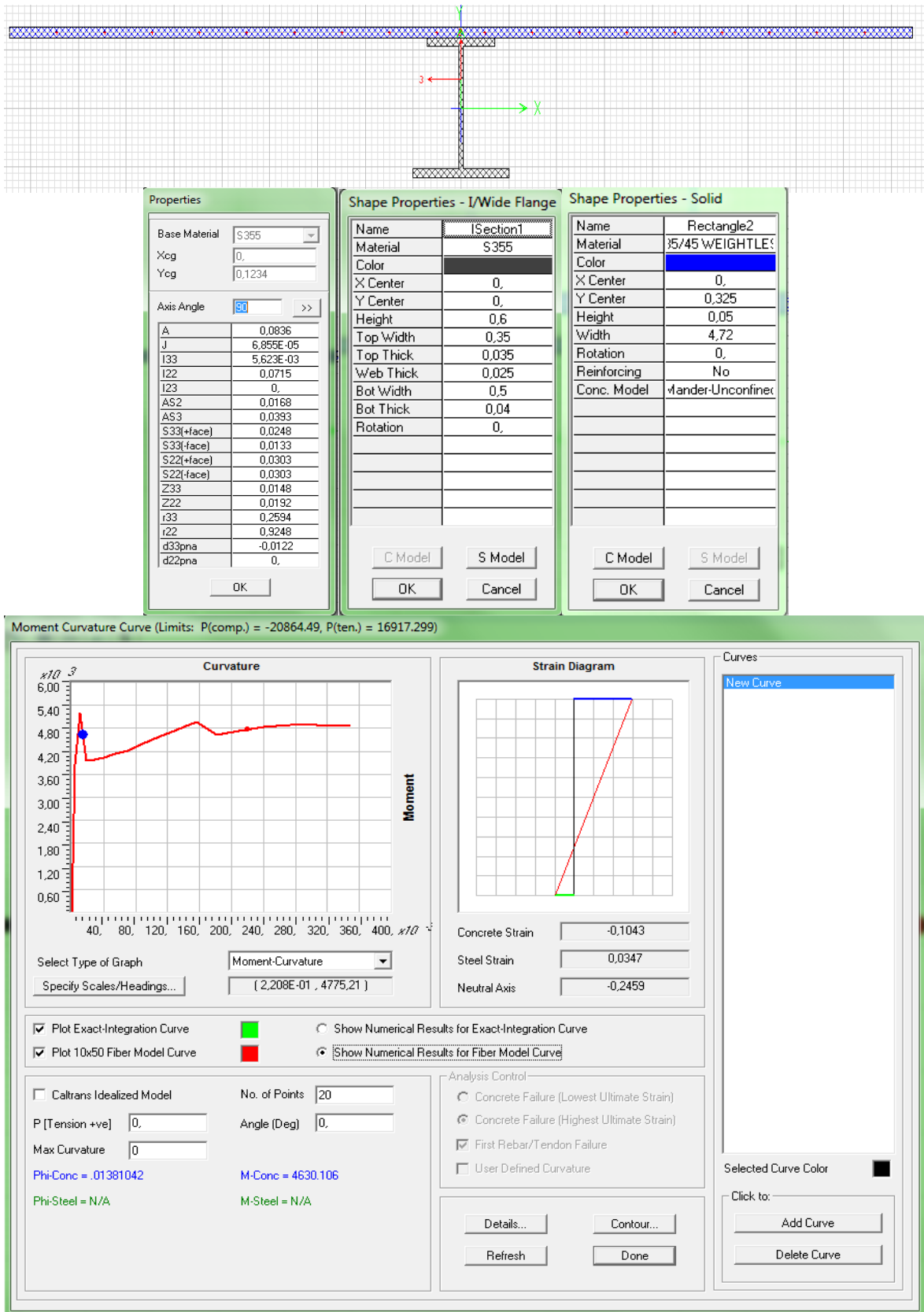
5.4.1 Δευτερεύουσες δοκοί



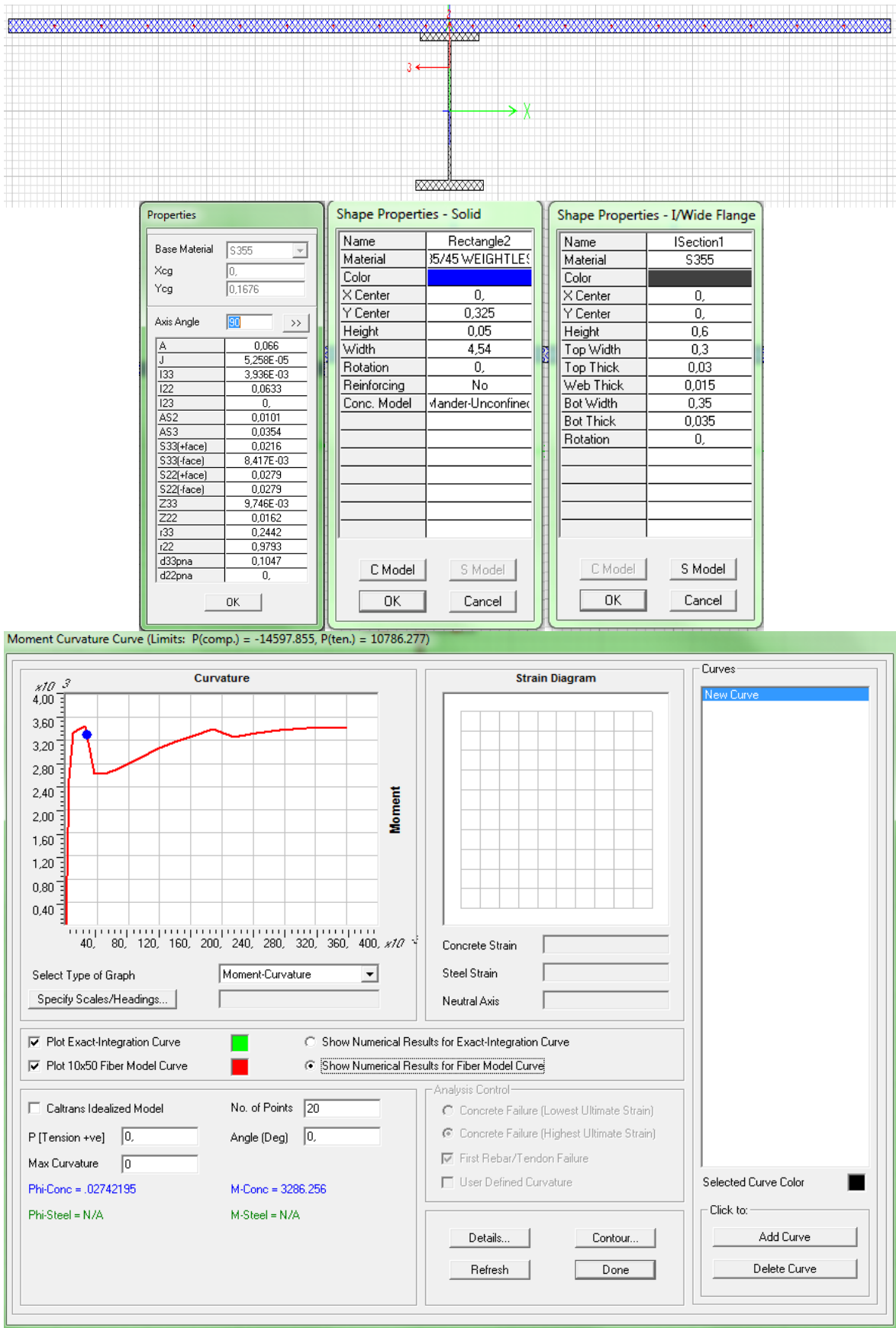
Εικόνα 5.13 : Διατομή και ιδιότητες δοκού B11



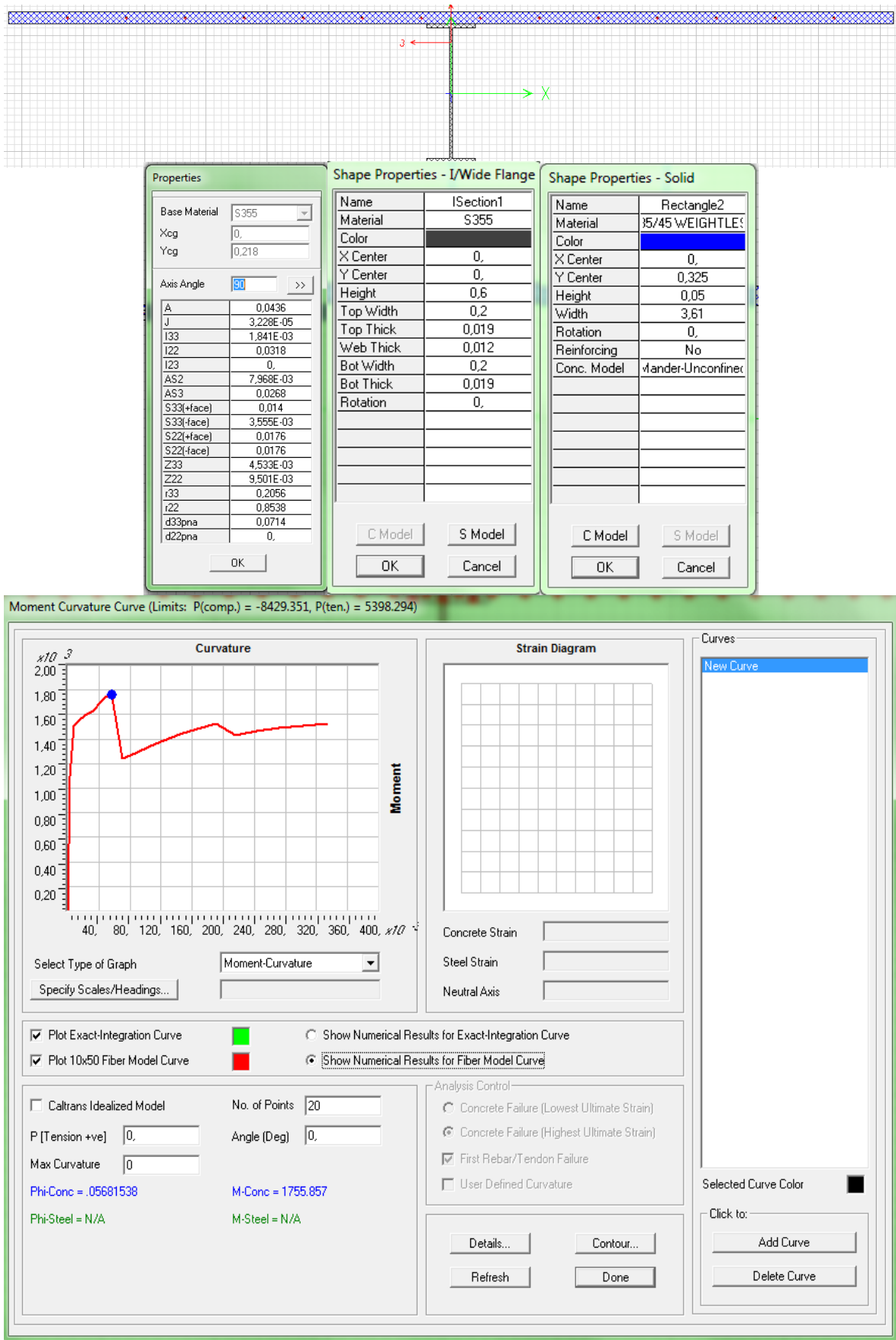
Εικόνα 5.14 : Διατομή και ιδιότητες δοκού B14



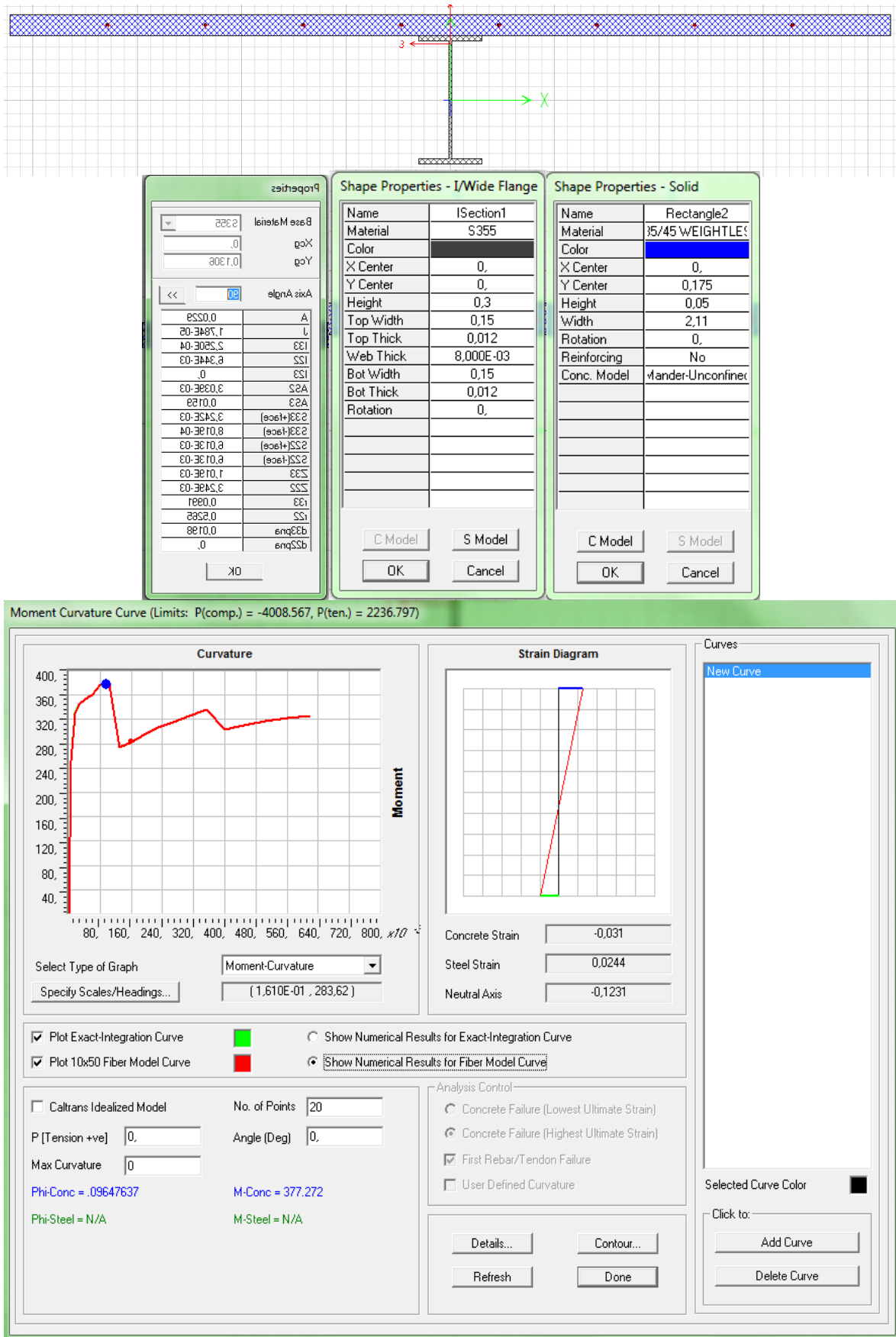
Εικόνα 5.15 : Διατομή και ιδιότητες δοκού BI5



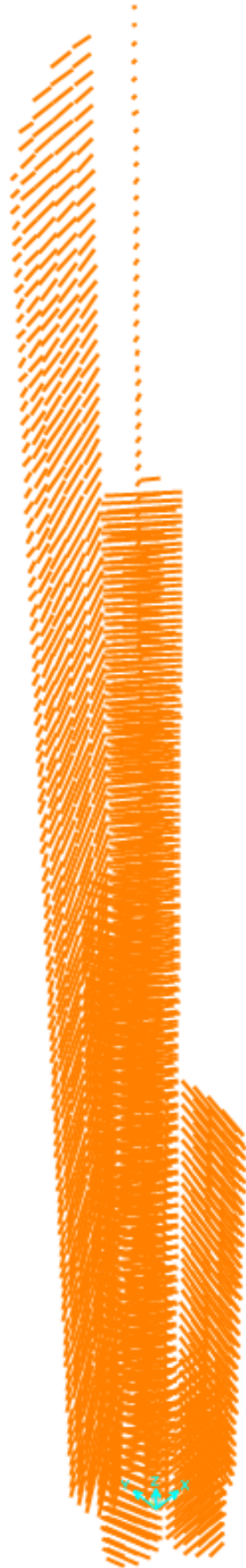
Εικόνα 5.16 : Διατομή και ιδιότητες δοκού BI6



Εικόνα 5.17 : Διατομή και ιδιότητες δοκού B17

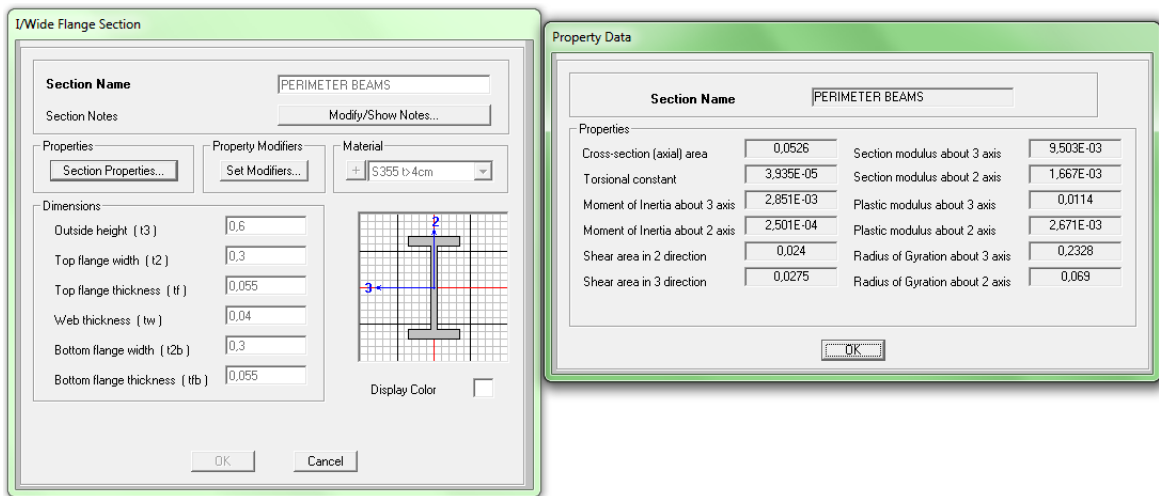


Εικόνα 5.18 : Διατομή και ιδιότητες δοκού B18

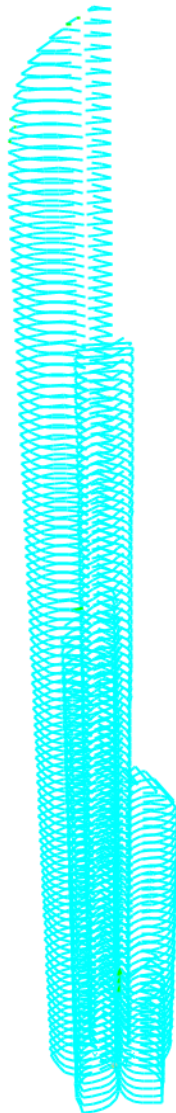


Εικόνα 5.19 : Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής δευτερευουσών δοκών

5.4.2 Περιμετρικές δοκοί

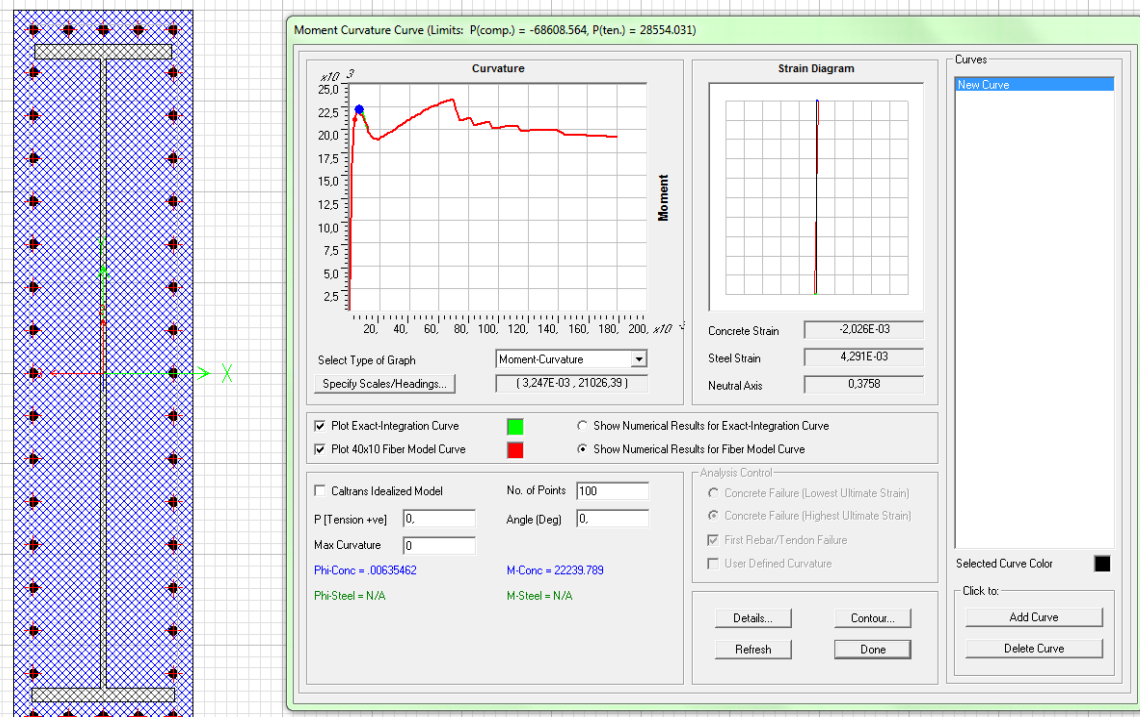


Εικόνα 5.20 : Διατομή και ιδιότητες περιμετρικών δοκών

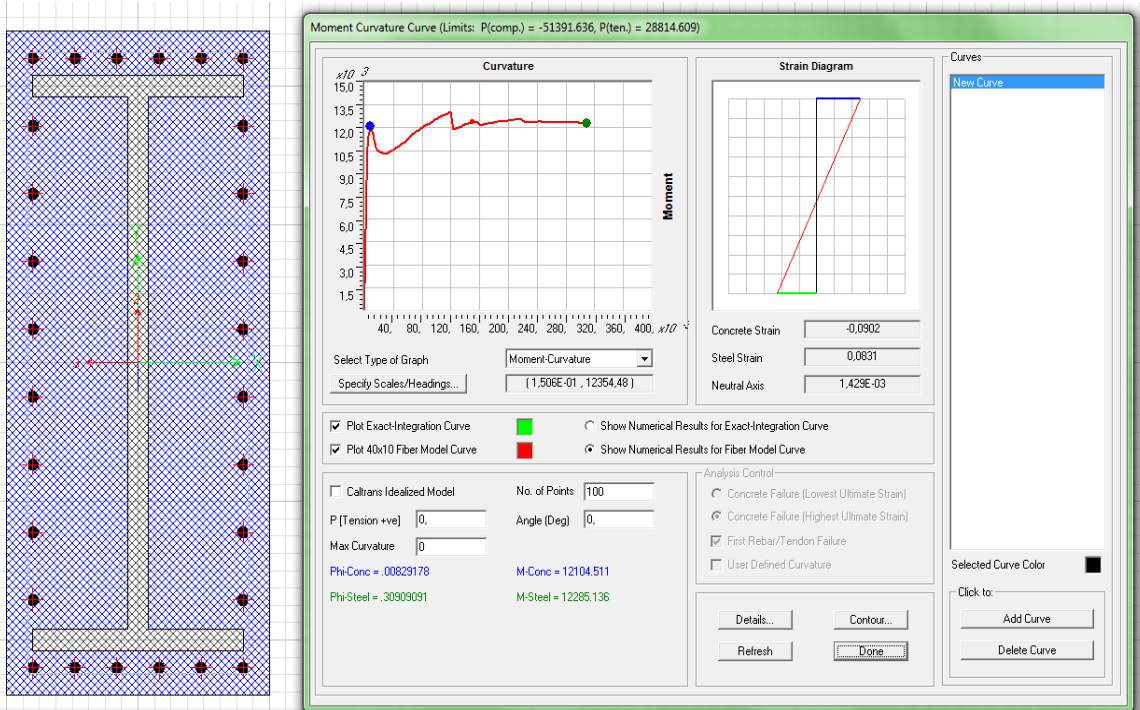


Εικόνα 5.21 : Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής περιμετρικών δοκών

5.4.3 Συζευγμένες δοκοί



Εικόνα 5.22: Διατομή συζευγμένων δοκών (όροφοι 1-17) ($h_c=2\text{m}$, $b_c=0.5\text{m}$, $b_f=0.4\text{m}$, $h_a=1.81\text{m}$, $t_f=0.038\text{m}$, $t_w=0.015\text{m}$, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 40Φ25, σκυρόδεμα C90/105)

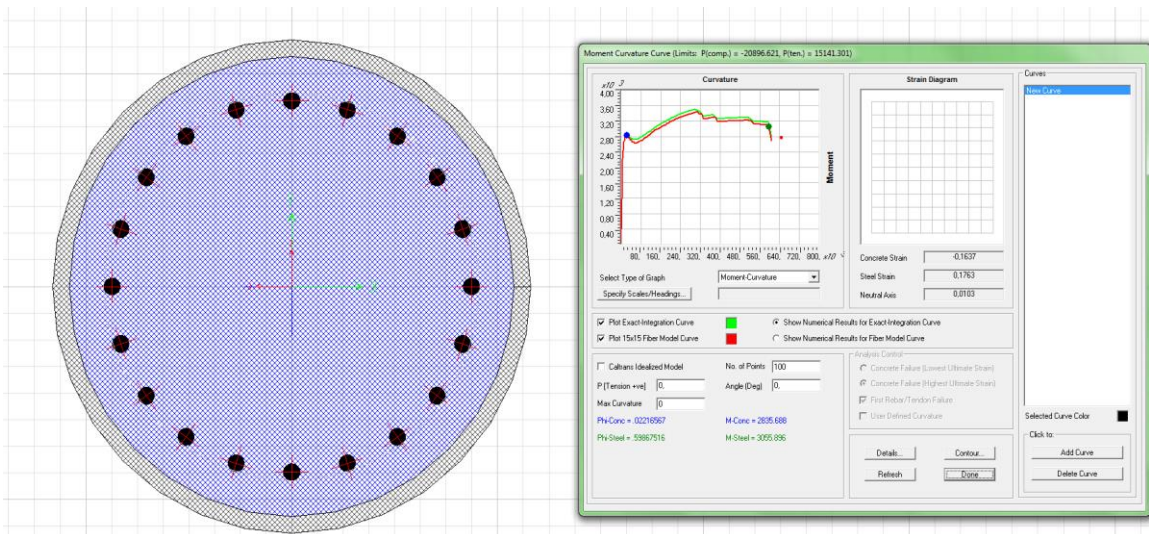


Εικόνα 5.23 : Διατομή συζευγμένων δοκών (όροφοι 18-114) $h_c=1.2\text{m}$, $b_c=0.5\text{m}$, $b_f=0.4\text{m}$, $h_a=1.04\text{m}$, $t_f=0.04\text{m}$, $t_w=0.04\text{m}$, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 28Φ20, σκυρόδεμα C90/105)

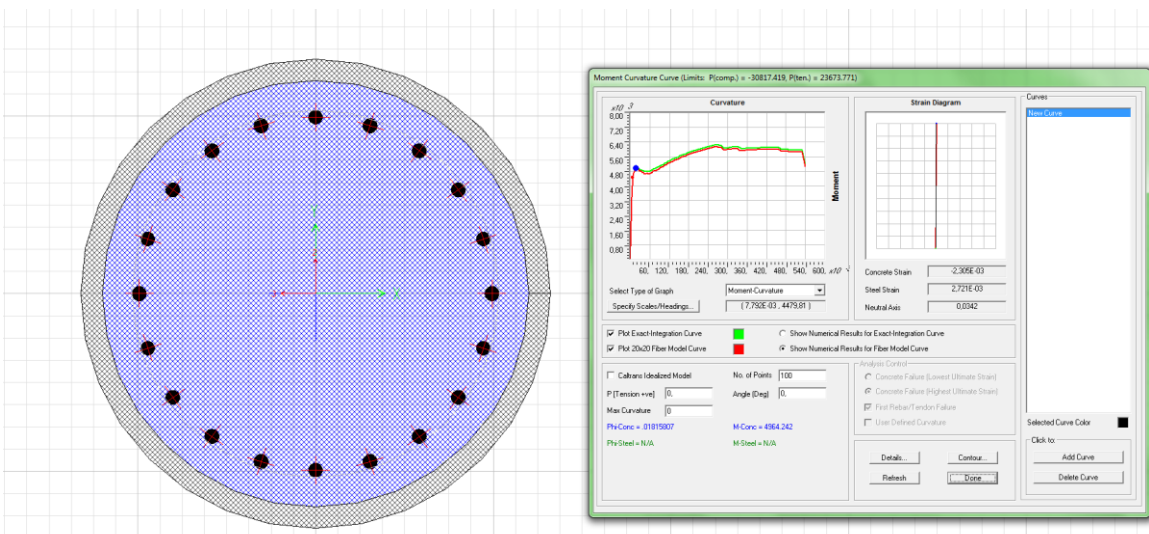


Εικόνα 5.24 : Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής συζευγμένων δοκών

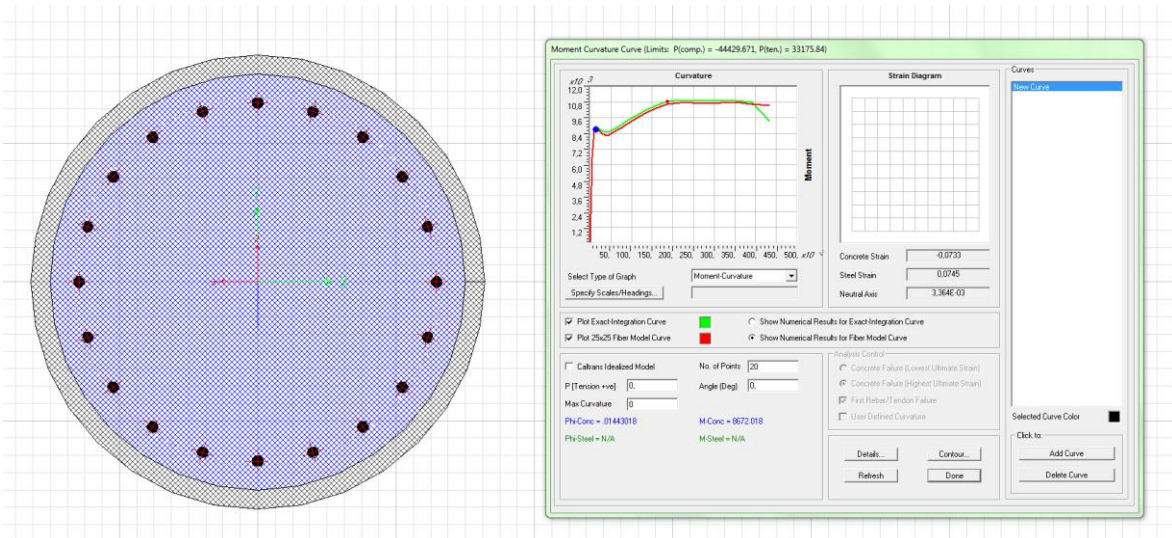
5.4.4 Υποστυλώματα



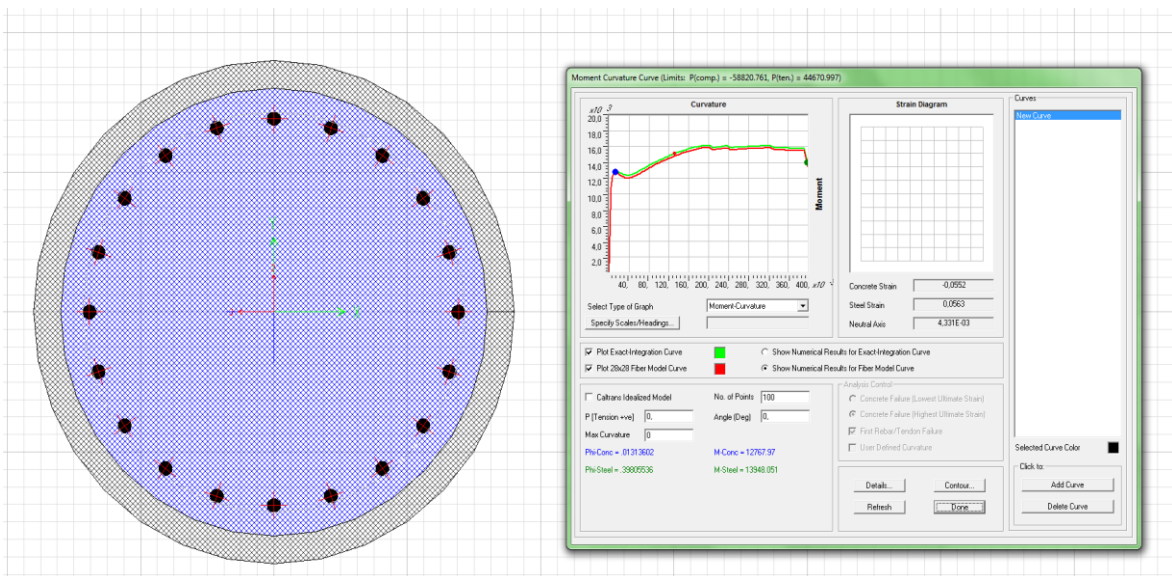
Εικόνα 5.25 : Διατομή υποστυλωμάτων (όροφοι 85-114) (D=0.58m, t=0.02m, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 20Φ20/10, σκυρόδεμα C45/55)



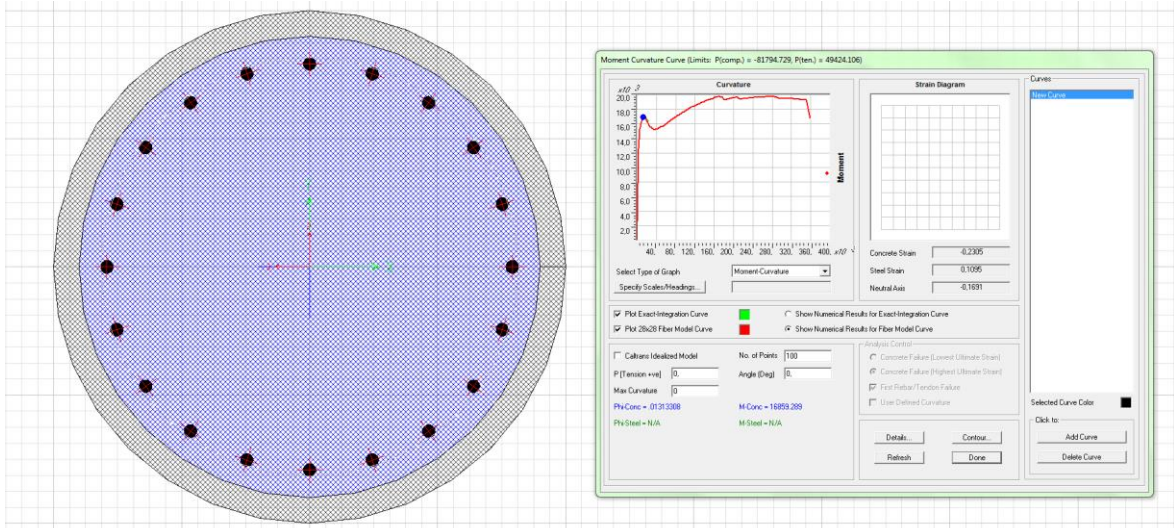
Εικόνα 5.26 : Διατομή υποστυλωμάτων (όροφοι 60-84) (D=0.66m, t=0.03m, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 20Φ20/10, σκυρόδεμα C45/55)



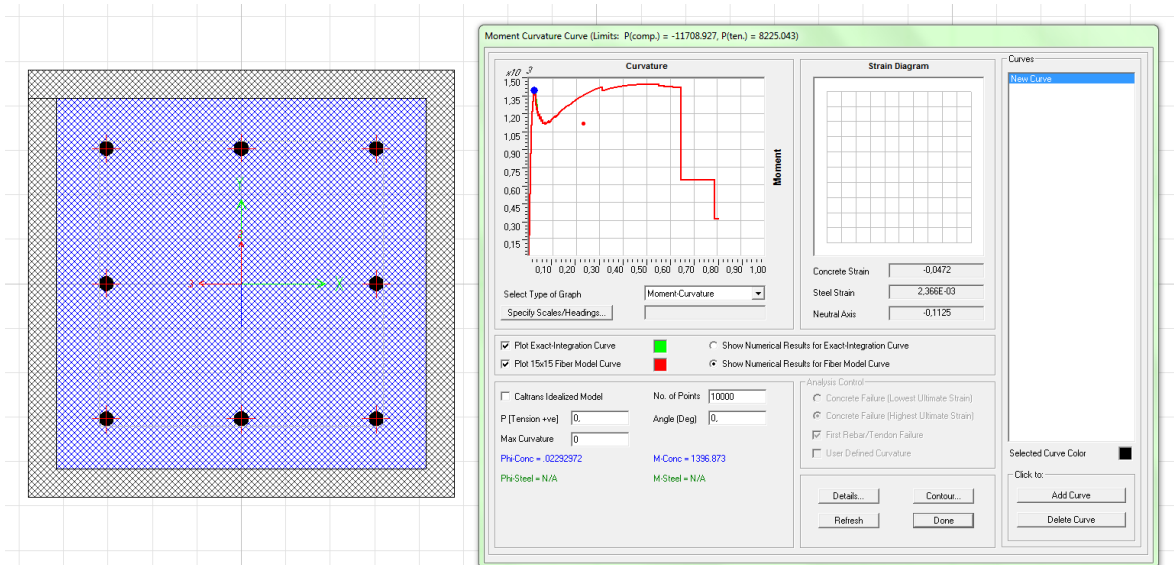
Εικόνα 5.27 : Διατομή υποστυλωμάτων (όροφοι 38-59) ($D=0.82\text{m}$, $t=0.035\text{m}$, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 20Φ20/10, σκυρόδεμα C45/55)



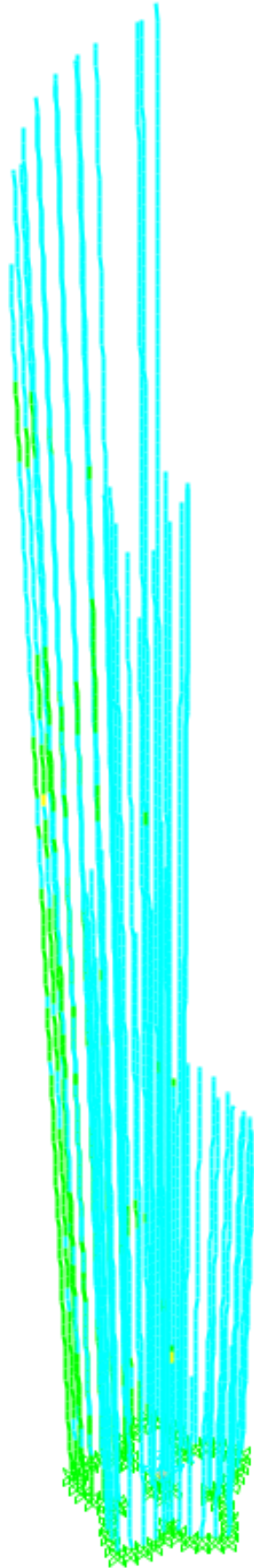
Εικόνα 5.28 : Διατομή υποστυλωμάτων (όροφοι 18-37) ($D=0.90\text{m}$, $t=0.05\text{m}$, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 20Φ25/10, σκυρόδεμα C50/60)



Εικόνα 5.29 : Διατομή υποστυλωμάτων (όροφοι 1-17) ($D=1.00\text{m}$, $t=0.05\text{m}$, δομικός χάλυβας S355, σπλισμός B500C 20Φ25/10, σκυρόδεμα C90/105)



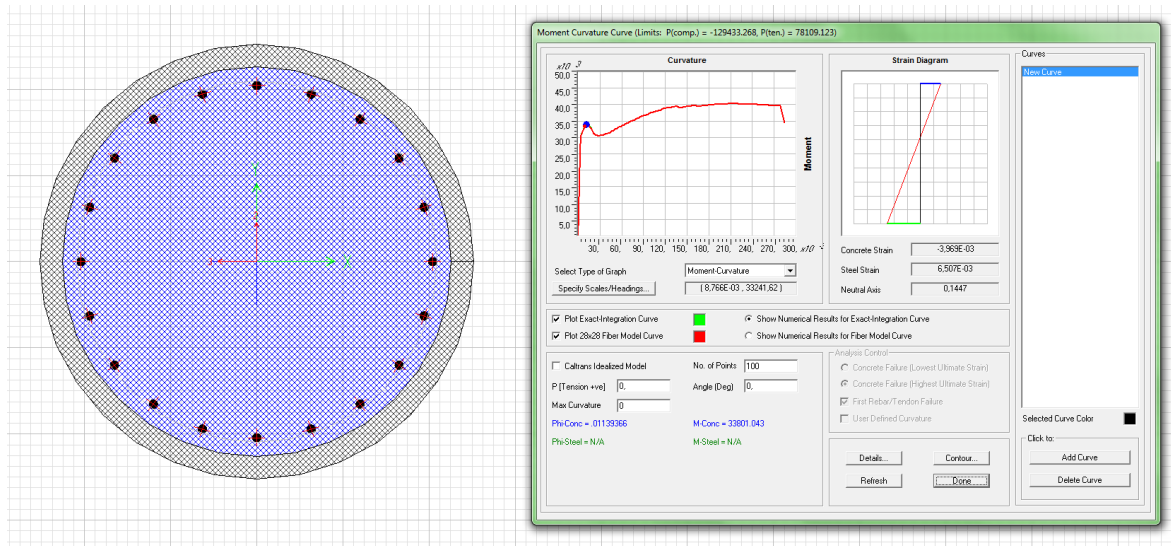
Εικόνα 5.30 : Διατομή πρόσθετων υποστυλωμάτων ($h=b=0.30\text{m}$, $t=0.02\text{m}$, δομικός χάλυβας S355, σπλισμός B500C 8Φ10/10, σκυρόδεμα C90/105)



Εικόνα 5.31 : Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής υποστυλωμάτων

5.4.5 Στοιχεία κεκλιμένης οροφής

Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για το σχεδιασμό των κεκλιμένων στοιχείων οροφής είναι ίδιες με τις αντίστοιχες διατομές των υποστυλωμάτων. Παρ' όλα αυτά, στο πρώτο επίπεδο παρουσιάστηκαν αυξημένες απαιτήσεις αντοχής κι έτσι τοποθετήθηκαν στοιχεία με διαφορετική διατομή, αρκετά αυξημένης αντοχής, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.

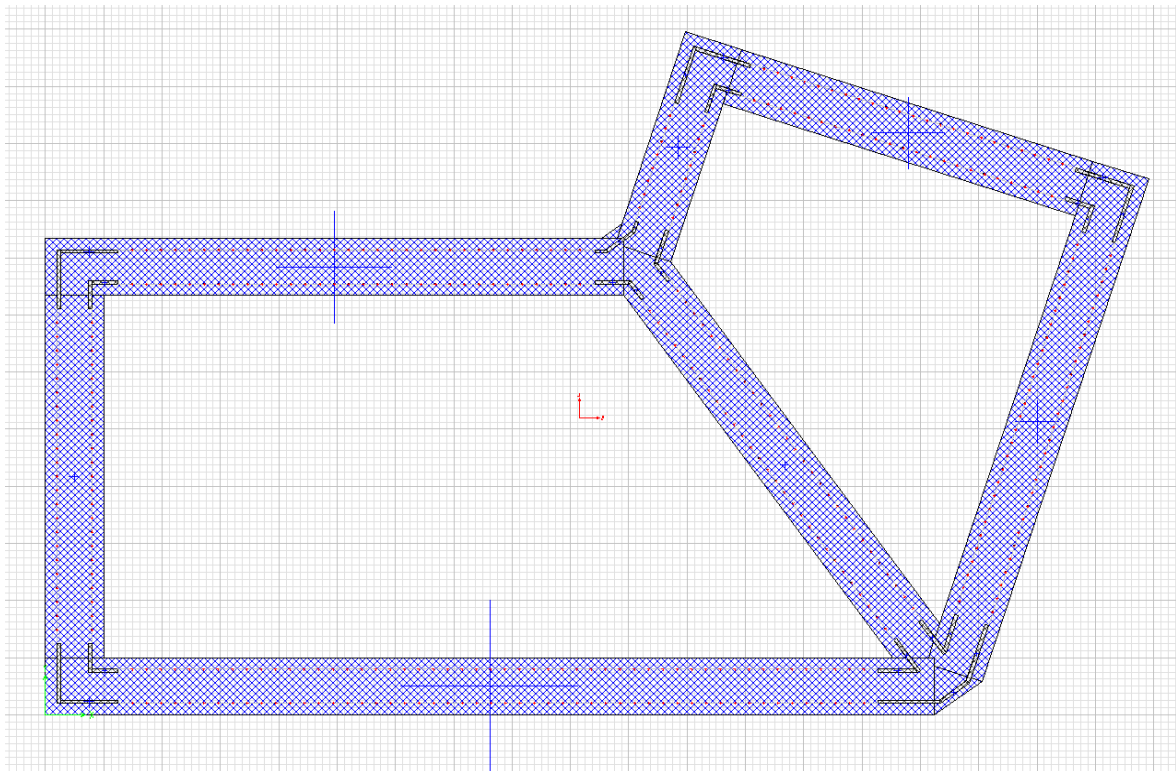


Εικόνα 5.32 : Διατομή κεκλιμένων στοιχείων (όροφοι 6-17) ($D=1.26\text{m}$, $t=0.065\text{m}$, δομικός χάλυβας S355, οπλισμός B500C 20Φ25/10, σκυρόδεμα C90/105)

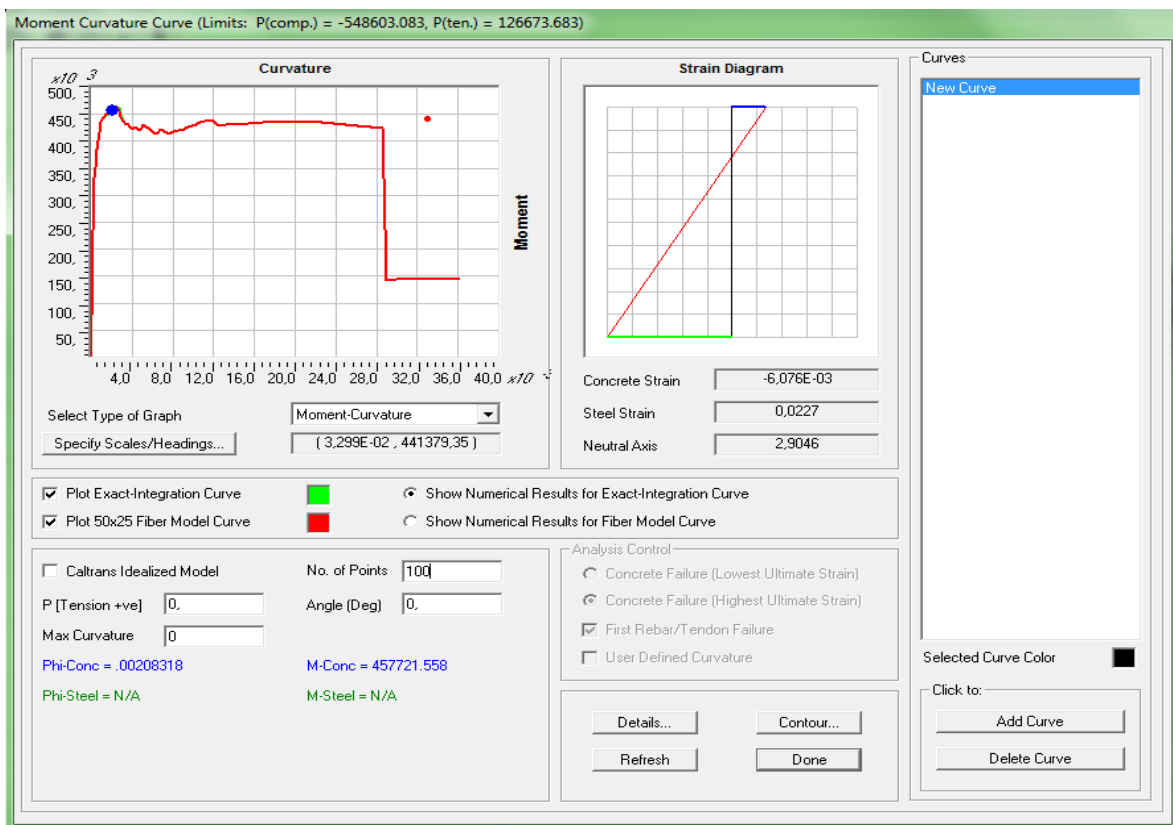


Εικόνα 5.33 : Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής κεκλιμένων στοιχείων οροφής

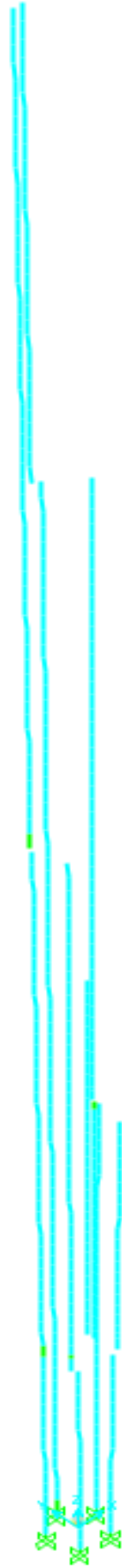
5.4.6 Τοιχία



Εικόνα 5.34 : Διατομή τοιχίων (δομικός χάλυβας S355 πάχους 0.03m, σκυρόδεμα C90/105 πάχους 0.5m, οπλισμός εσχάρα Φ12/12.15)

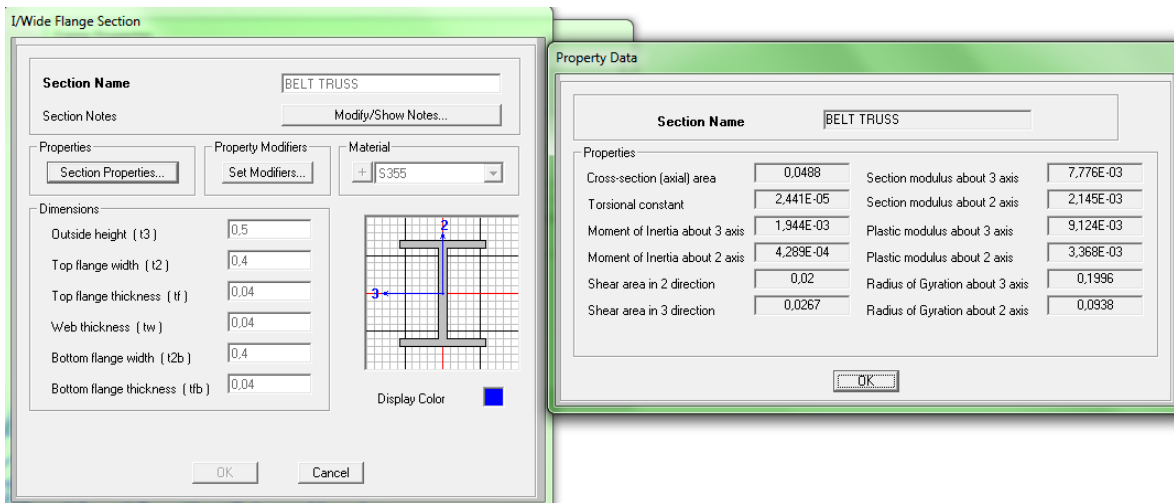


Εικόνα 5.35 : Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και αξονική αντοχή τοιχίου

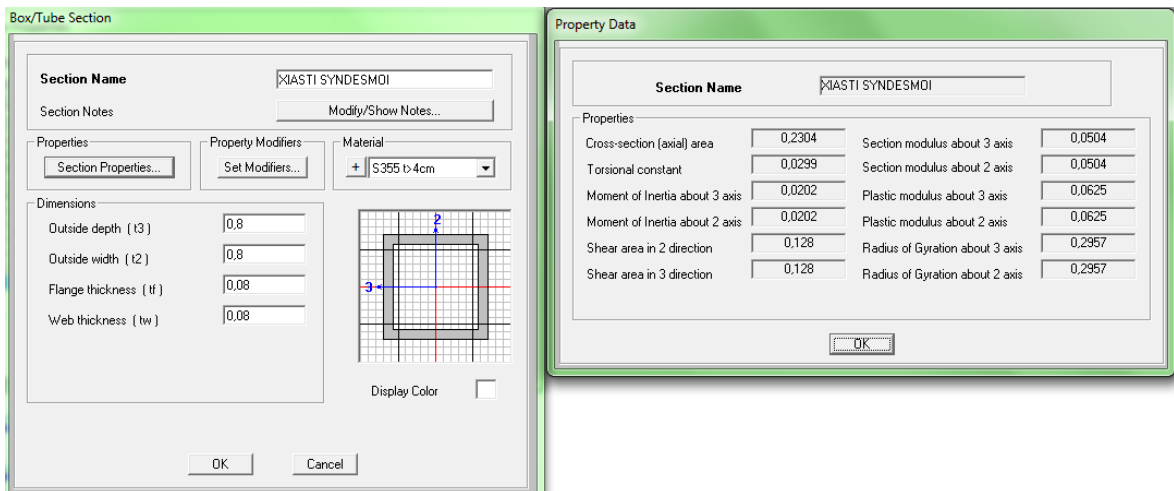


Εικόνα 5.36 : Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής τοιχίων

5.4.7 Ζώνες περίσφιξης και χιαστί σύνδεσμοι



Εικόνα 5.37 : Διατομή ζωνών περίσφιξης



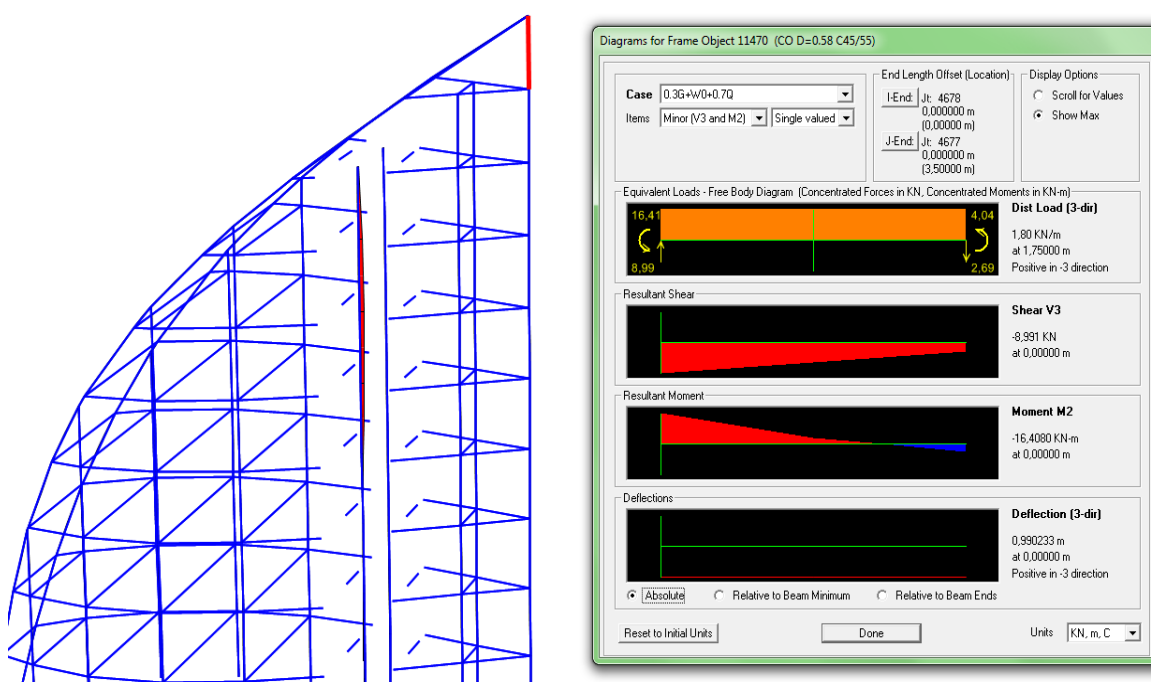
Εικόνα 5.38 : Χιαστί βοηθητικός σύνδεσμος στην κεκλιμένη οροφή του πρώτου επιπέδου



Εικόνα 5.39 : Λόγος εντατικών μεγεθών/αντοχής ζωνών περισφιξης

5.4.8 Γενικά στοιχεία και συμπεράσματα

Από την ανάλυση στο στατικό πρόγραμμα προέκυψε ότι ο δυσμενέστερος συνδυασμός για τη διαστασιολόγηση των κύριων δομικών στοιχείων του ουρανοξύστη είναι ο $0.3G+W0+0.7Q$, αφού η μετατόπιση οροφής αποτέλεσε τον κυβερνών παράγοντα τόσο για τα κατακόρυφα στοιχεία, όσο και για τις περιμετρικές δοκούς και τις ζώνες περίσφιξης. Εν αντιθέσει, κρίσιμος συνδυασμός για τη διαστασιολόγηση των δευτερευουσών δοκών υπήρξε ο $1.35G+1.5Q+0.9W0$, αφού αυτές καταπονούνται μόνο από τα κατακόρυφα φορτία και δεν επηρεάζουν την πλευρική ακαμψία της κατασκευής. Η μετατόπιση οροφής για το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης προέκυψε οριακή ίση με $0.99m \approx 506/500$.



Εικόνα 5.40 : Μετατόπιση οροφής

Η θεμελιώδης ιδιομορφή της κατασκευής είναι στροφική περί τον άξονα x και η ιδιοπερίοδος είναι ίση με 11.53sec. Η στρεπτική ιδιομορφή (στροφική περί τον άξονα z) του κτηρίου είναι η τέταρτη με περίοδο ίση με 2.97sec.

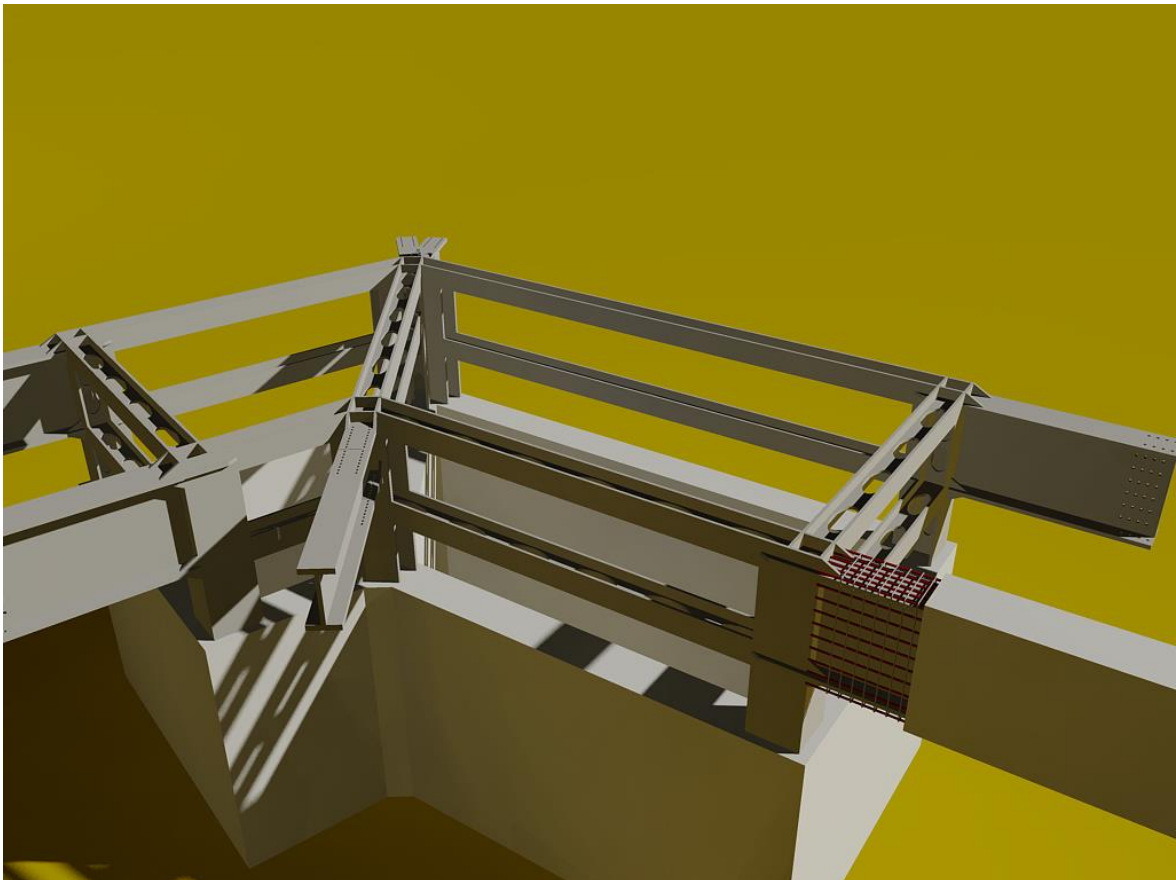
Πίνακας 5.15 : Ιδιομορφική απόκριση κατασκευής

Ιδιομορφική Απόκριση Κατασκευής							
Ιδιομορφή	Περίοδος	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	11,53	0,0010	0,3092	0,0000	0,7029	0,0021	0,0027
2	6,70	0,3796	0,0029	0,0000	0,0037	0,6976	0,0621
3	4,57	0,0015	0,1896	0,0001	0,0956	0,0033	0,0053
4	2,97	0,0015	0,0273	0,0000	0,0154	0,0173	0,2010
5	2,44	0,1717	0,0040	0,0000	0,0069	0,0608	0,2007

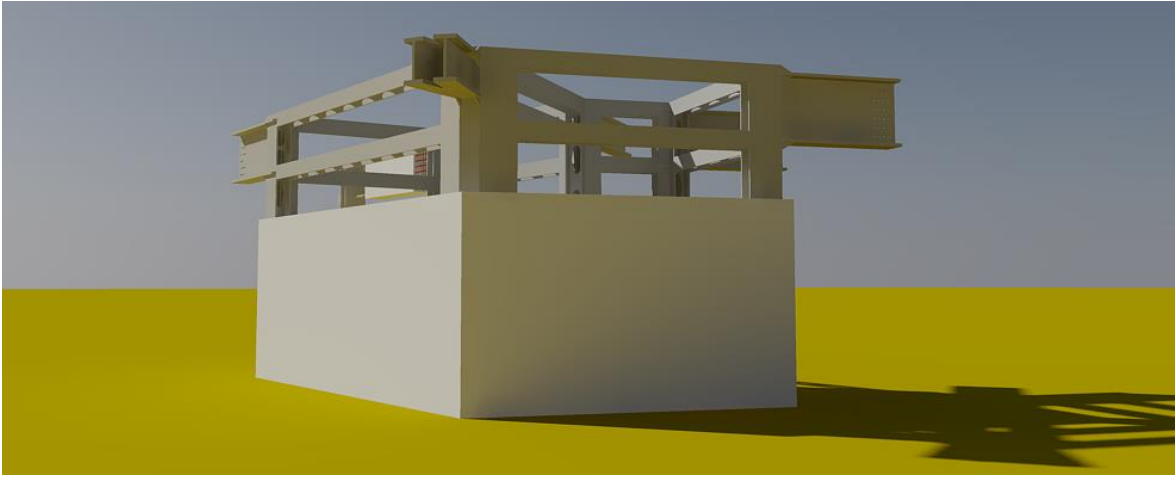
5.5 Συνδέσεις

Στα υψηλά κτήρια και στις ιδιαίτερες κατασκευές, οι συνδέσεις διαδραματίζουν πολύ σημαντικό ρόλο, έχουν μεγάλο κατασκευαστικό κόστος και ,αναμφισβήτητα, αποτελούν μία πρόκληση για τον μηχανικό. Στην ενότητα αυτή, θα επιχειρηθεί μια προσέγγιση στη μελέτη των κυριότερων συνδέσεων της εν λόγω κατασκευής, με έμφαση στις συνδέσεις ροπής των περιμετρικών και συζευγμένων δοκών με τα κρυφο-υποστυλώματα των τοιχίων και τα περιμετρικά υποστυλώματα. Λόγω των τεράστιων εντατικών μεγεθών που εμφανίζονται στις συνδέσεις αυτές, επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί συγκόλληση βαθιάς διείσδυσης, ώστε να μελετηθεί έπειτα η αποκατάσταση των εκάστοτε στοιχείων με μικρότερα εντατικά μεγέθη και ,συνεπώς, μικρότερες απαιτήσεις σε αντοχή.

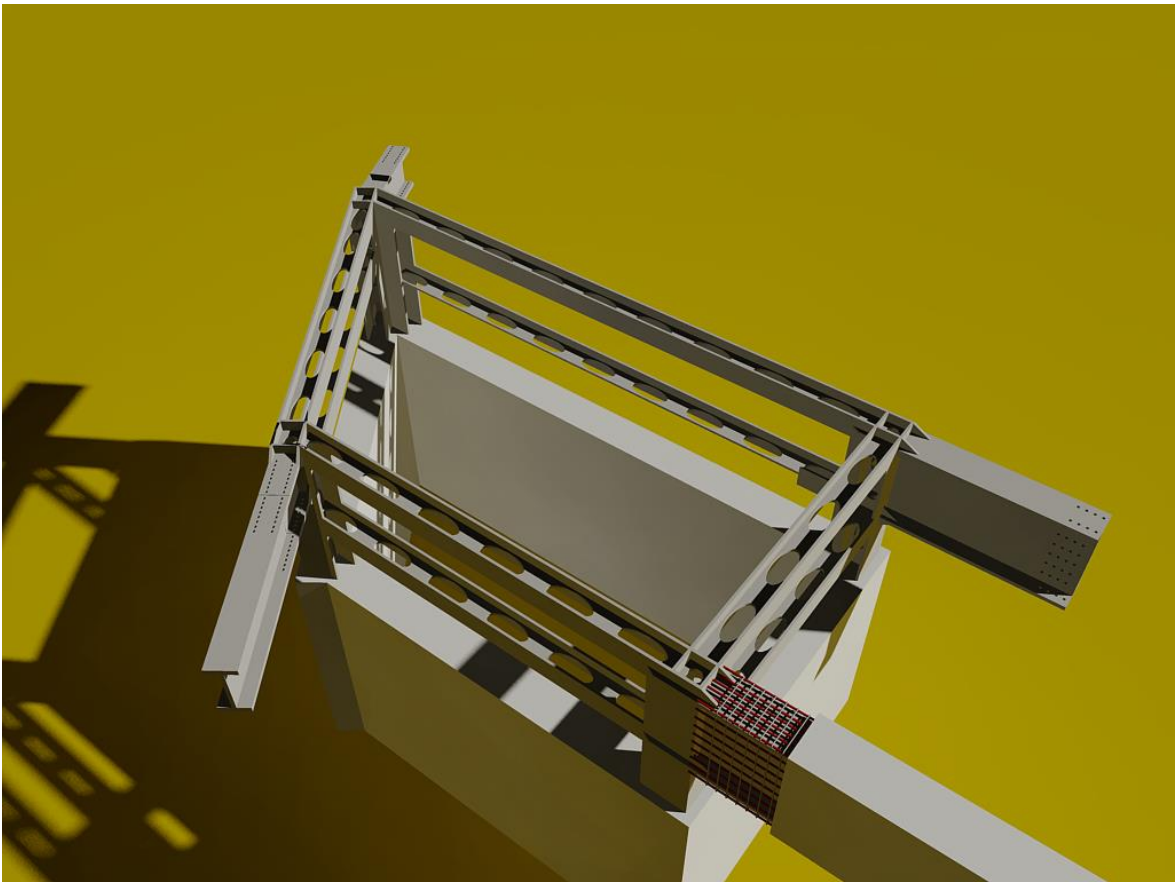
Παρακάτω παρουσιάζονται οι κόμβοι που μελετήθηκαν, τα αντίστοιχα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που τους καταπονούν και η αναλυτική μελέτη των συνδέσεων αποκατάστασης συνέχειας των οριζόντιων στοιχείων τους. Η αποκατάσταση συνέχειας πραγματοποιήθηκε για τις συζευγμένες δοκούς στη μέση των στοιχείων (2 μέτρα από τον κάθε κόμβο) και για τις περιμετρικές δοκούς 1 μέτρο μετά τον κάθε κόμβο.



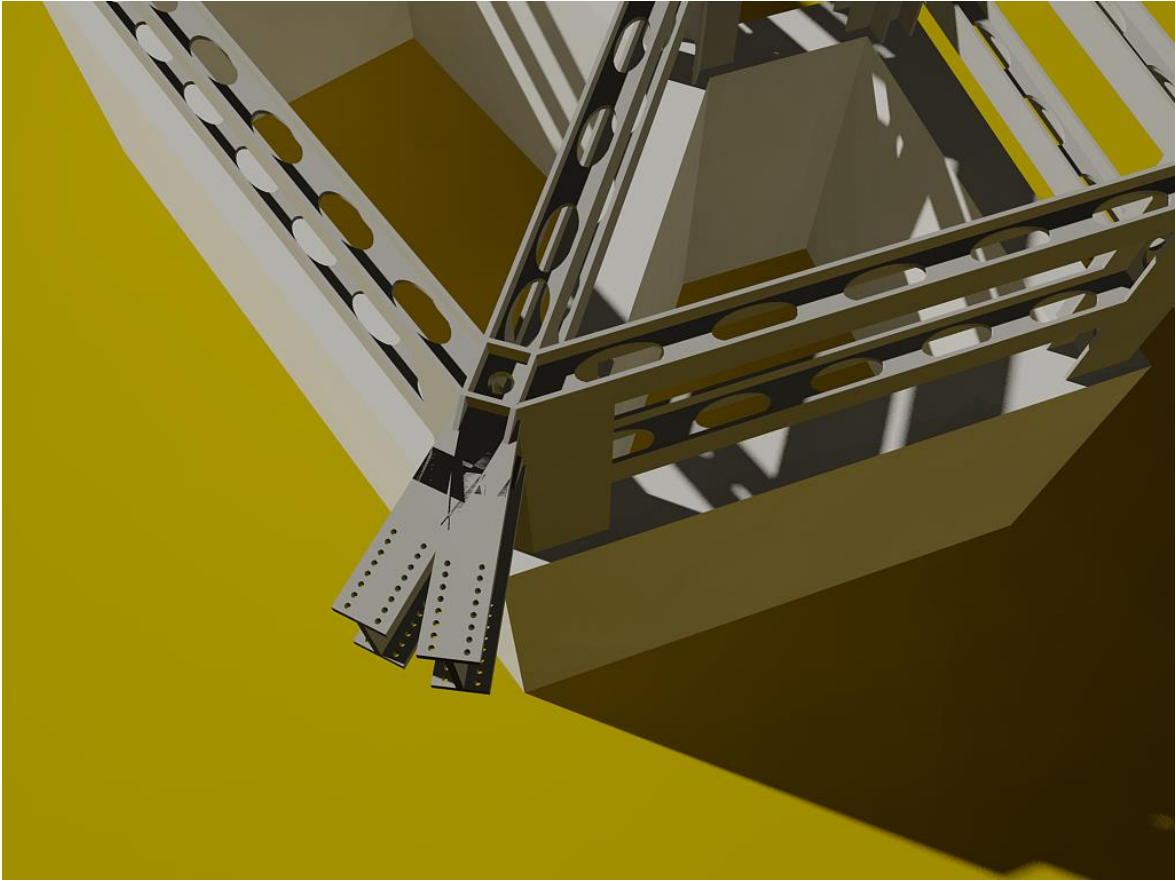
Εικόνα 5.41 : Τρισδιάστατη προβολή πυρήνα τοιχίων



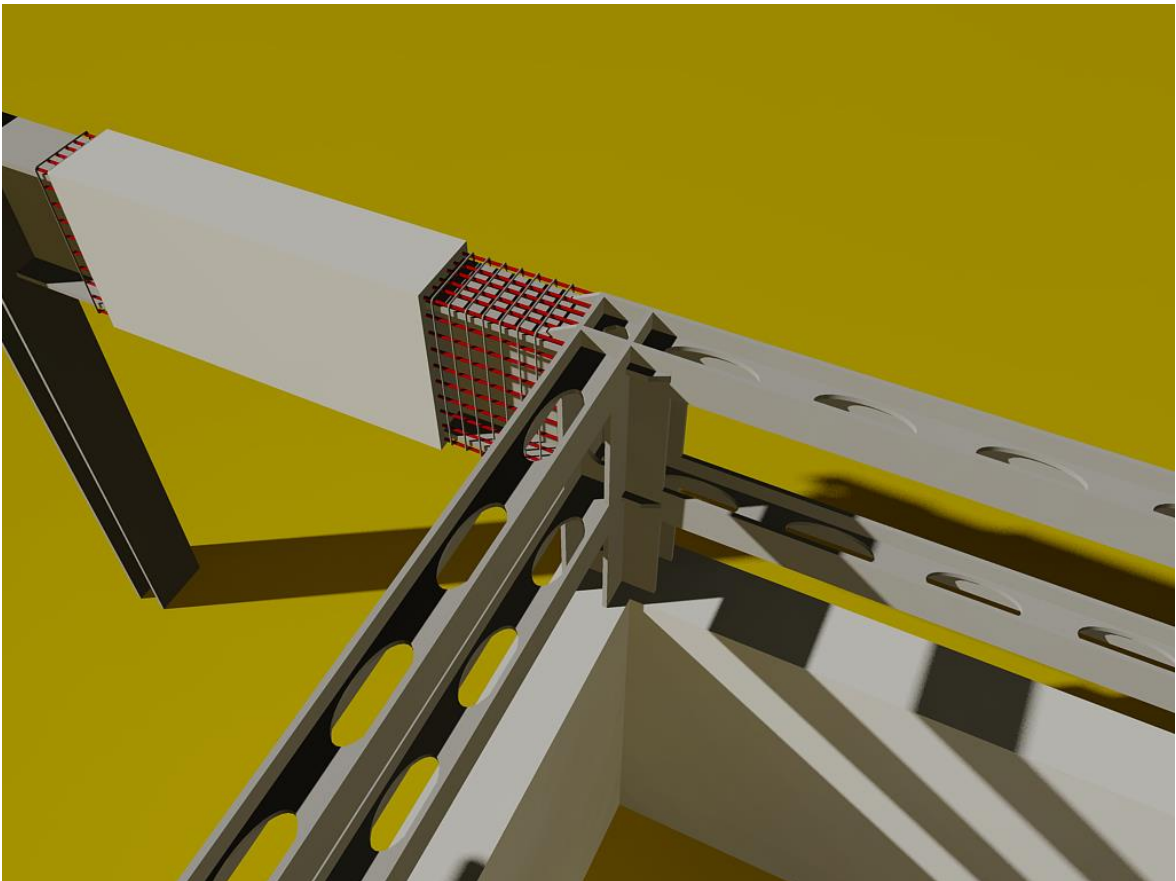
Εικόνα 5.42 : Πλάγια προβολή πυρήνα



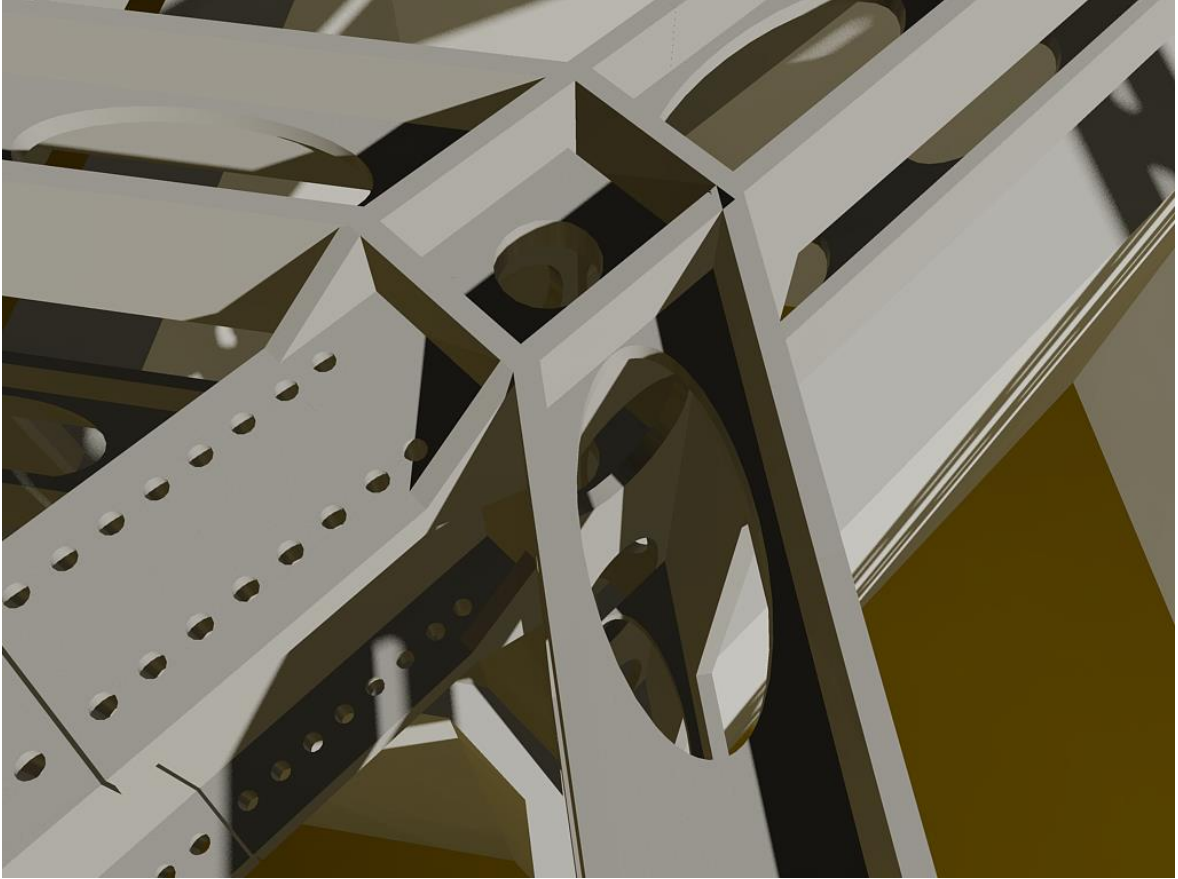
Εικόνα 5.43 : Τρισδιάστατη προβολή τμήματος πυρήνα



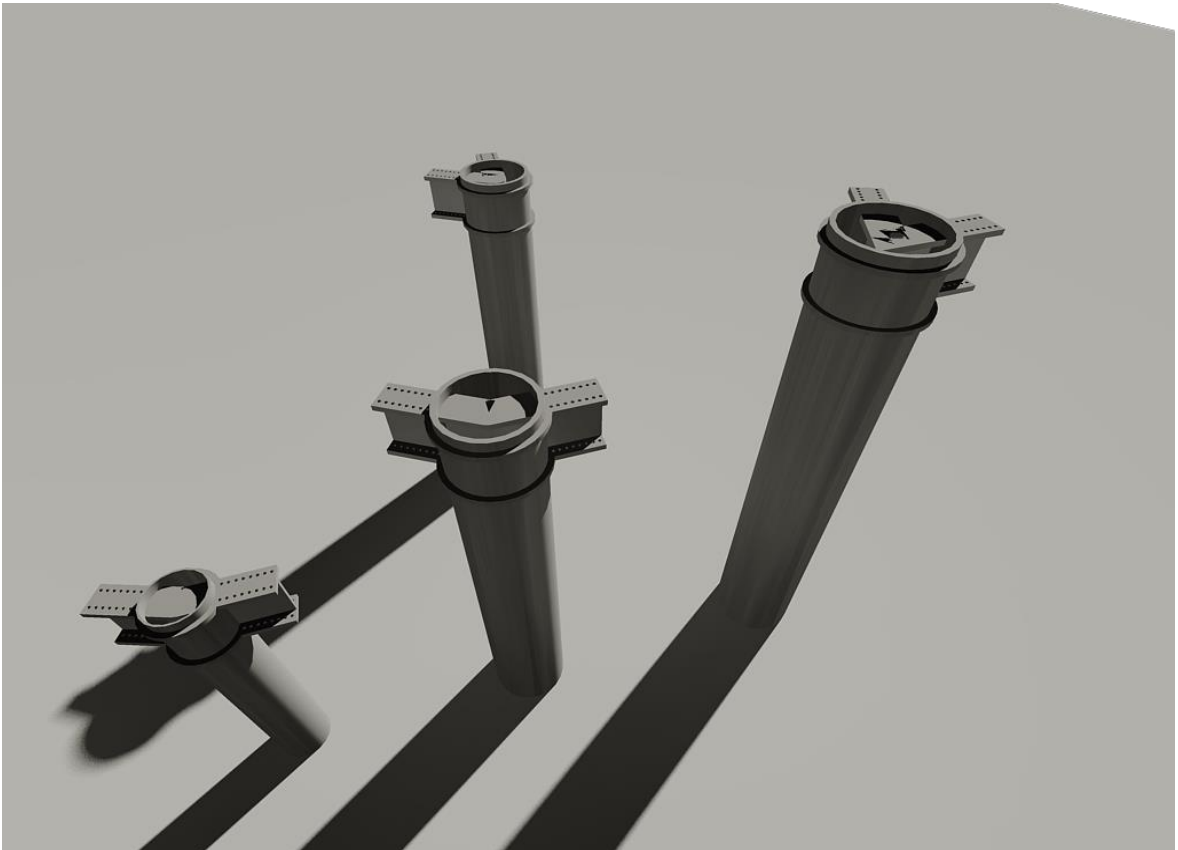
Εικόνα 5.44 : Κόμβος σύνδεσης περιμετρικών δοκών με τοίχιο



Εικόνα 5.45 : Κόμβος σύνδεσης συζευγμένων δοκών με τοίχιο



Εικόνα 5.46 : Σύνδεση περιμετρικής δοκού με κρυφο-υποστύλωμα τοιχίου



Εικόνα 5.47 : Συνδέσεις περιμετρικής δοκού με σύμμεκτα υποστυλώματα

Πίνακας 5.16 : Αποκατάσταση συνέχειας συζευγμένων δοκών

ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΣΥΝΕΧΕΙΑΣ			
h	181	cm	
t_f^o	3,8	cm	
b_f^o	40	cm	
t_f^u	3,8	cm	
b_f^u	40	cm	
t_w	1,5	cm	
h_w	173,4	cm	
y_c	90,50	cm	
I	3.038.468	cm ⁴	
W_{pl}	33.574	cm ³	
f_y	35,5	KN/cm ²	
Κατανομή ροπών στα πέλματα και τον κορμό			
$W_{pl,w}$	11.275,34	cm ³	
$W_{pl,f}$	22.298,90	cm ³	
$M_{Ed,w}$	3.638,86	KNm	
$M_{Ed,f}$	7.196,46	KNm	
$N_{f,Ed}$	4.061,21	KN	
M_{pl}	10.835	KNm	
Λεπίδες πέλματων			
<u>Άνω</u>			
$b_{λεπ}$	36	cm	
$t_{λεπ} \geq$	2,21898	cm	
$t_{λεπ}$	2,3	cm	
$b_{λεπ}^o$	16,25	cm	
<u>Κάτω</u>			
$b_{λεπ}$	36	cm	
$t_{λεπ} \geq$	2,21898	cm	
$t_{λεπ}$	2,3	cm	
$b_{λεπ}^u$	16,25	cm	
1. ΚΟΧΛΙΩΣΗ ΛΕΠΙΔΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ			
d	3	cm	
d_o	3,3	cm	
Ποιότητα	10,9		
A	7,07	cm ²	
επίπεδα	2		
m_{min}	6		
m	8		
t_f	3,8	cm	
$t_{λεπ}$	4,6	cm	
f_u	51	cm	
Ελάχιστες αποστάσεις			
$min e_1$	3,96	cm	
$min e_2$	7,26	cm	
$min p_1$	3,96	cm	
$min p_2$	7,92	cm	
e_1	5	cm	
e_2	9	cm	
Μέγιστες αποστάσεις			
$max e_1$	19,2	cm	
$max e_2$	20	cm	
$max p_1$	19,2	cm	
$max p_2$	20	cm	
p_1	8	cm	
p_2	18	cm	
m_1	4		
m_2	2		
$L_{λεπ}$	34	cm	
Έλεγχος σύνθλιψης άντυνας			
α	0,51		
k_I	2,50		
$F_{b,Rd}$	4.698	KN	$\geq N_{f,Ed}$ 4.061,21 KN
OK			
2. ΚΟΧΛΙΩΣΗ ΛΕΠΙΔΩΝ ΚΟΡΜΟΥ			
Λεπίδες Κορμού			
$h_{λεπ}$	160	cm	
t_{min}	0,90		
t	0,90	cm	
A	288	cm ²	
Κοχλίες			
d	3,6		
d_o	3,9		
Ποιότητα	10,9		
m	36		
Αριθμός	4		
V_{Ed}	3500	KN	
$M_{Ed,b}$	4.426,36	KNm	
I_p	98250		
f_u	51		
Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας			
<u>Κατά x</u>		<u>Κατά y</u>	
α	0,85	α	1,00
k_I	2,50	k_I	2,50
$F_{b,Rd}$	470,77	$F_{b,Rd}$	470,77
OK		OK	
Ελάχιστες αποστάσεις			
$min e_1$	4,68	cm	
$min e_2$	8,58	cm	
$min p_1$	4,68	cm	
$min p_2$	9,36	cm	
e_1	10	cm	
e_2	12	cm	
$F_{V,Ed,x}$	344,65		
$F_{V,Ed,y}$	151,28		
$F_{V,Ed}$	376,39	KN	$\leq F_{V,Rd}$ 977,16 KN
OK			

Πίνακας 5.17 : Αποκατάσταση συνέχειας περιμετρικών δοκών

ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΣΥΝΕΧΕΙΑΣ

h	60	cm	Κατανομή ροπών στα πέλματα και τον κορμό			Λεπίδες πελμάτων		
t_f^p	5,5	cm				$W_{pl,w}$	2.401,00	cm ³
b_f^p	30	cm	$W_{pl,f}$	7.102,13	cm ³	$b_{λεπ}$	30	cm
$t_f^μ$	5,5	cm	$M_{Ed,w}$	774,87	KNm	$t_{λεπ} \geq$	5,5	cm
$b_f^μ$	30	cm	$M_{Ed,f}$	2.292,05	KNm	$t_{λεπ}$	5,5	cm
t_w	4	cm	$N_{f,Ed}$	4.205,60	KN	$b_{λεπ}^o$	12	cm
h_w	49	cm	M_{pl}			<u>Κάτω</u>		
y_c	30,00	cm				M_{pl}	3.067	KNm
I	285.094	cm ⁴				$t_{λεπ} \geq$	5,5	cm
W_{pl}	9.503	cm ³						
f_y	35,5							

1. ΚΟΧΛΙΩΣΗ ΛΕΠΙΔΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ

d	2,7	cm	Ελάχιστες αποστάσεις			Μέγιστες αποστάσεις		
d_0	3	cm	$min e_1$	3,6	cm	$max e_1$	26	cm
Ποιότητα	10,9		$min e_2$	6,6	cm	$max e_2$	20	cm
A	5,73	cm ²	$min p_1$	3,6	cm	$max p_1$	26	cm
επίπεδα	1		$min p_2$	7,2	cm	$max p_2$	20	cm
m_{min}	16					p_1	6	cm
m	16					e_1	4	cm
t_f	5,5	cm	e_2	6,6	cm	m_1	8	
$t_{λεπ}$	5,5	cm				m_2	2	
f_u	51	cm				$L_{λεπ}$	50	cm

Έλεγχος σύνθλιψης άντυνας				
α	0,42			
k_I	2,50			
$F_{b,Rd}$	10.098	KN	\geq	$N_{f,Ed}$ 4.205,60 KN

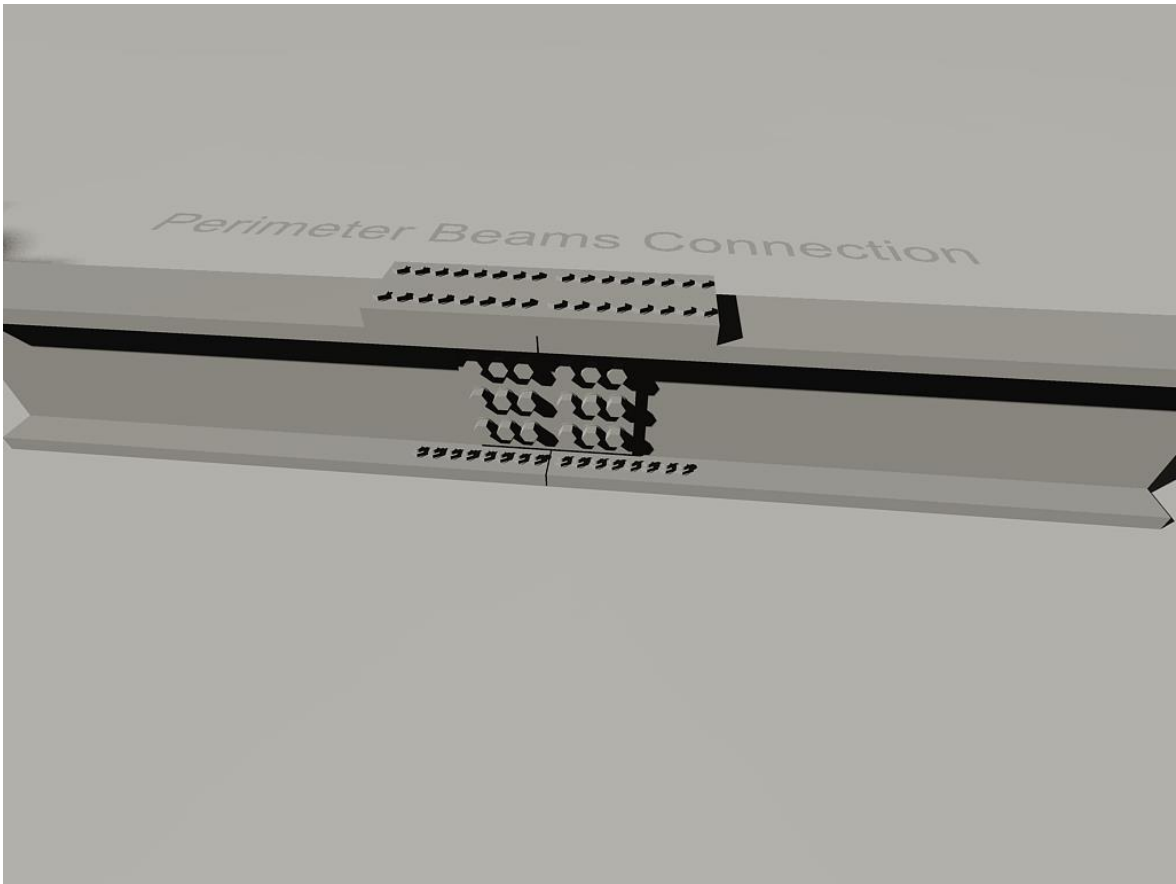
OK

2. ΚΟΧΛΙΩΣΗ ΛΕΠΙΔΩΝ ΚΟΡΜΟΥ

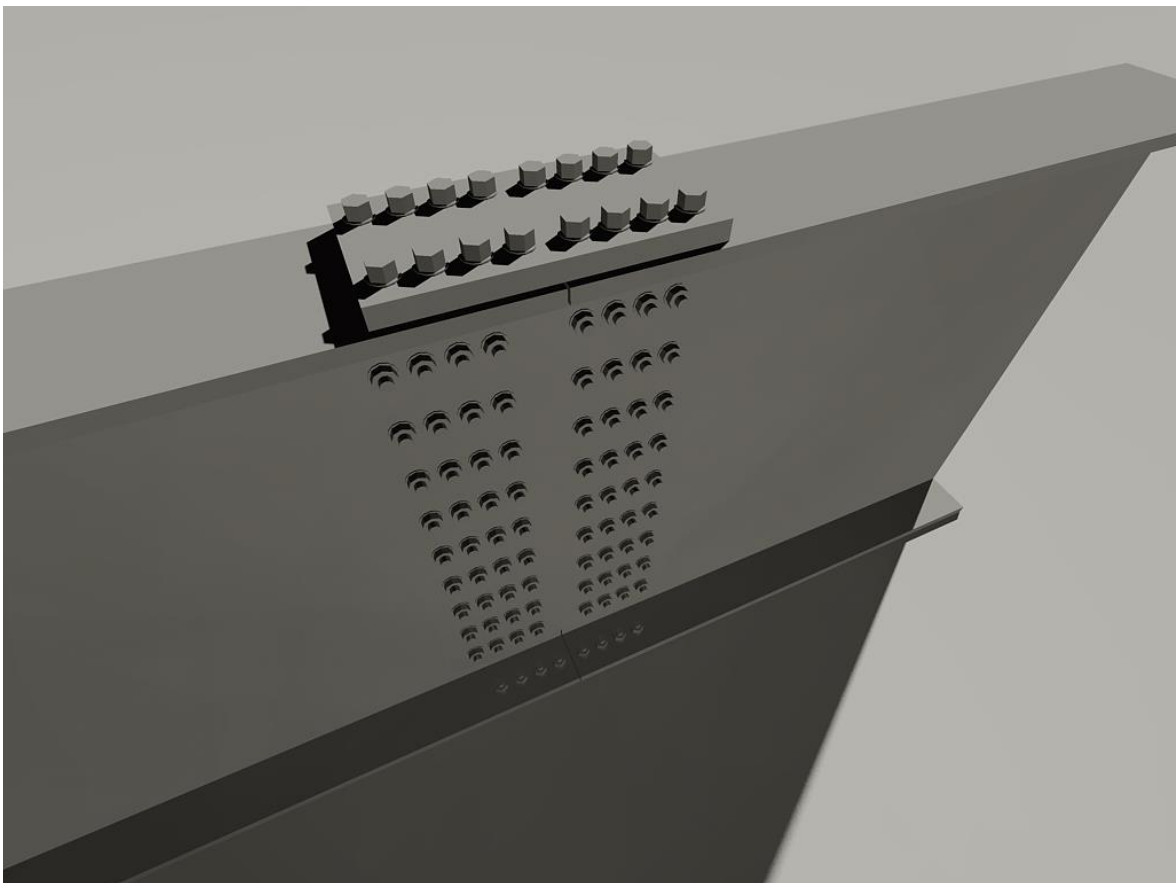
Λεπίδες Κορμού			Ελάχιστες αποστάσεις			Μέγιστες αποστάσεις		
$h_{λεπ}$	44	cm	$min e_1$	4,68	cm	$max e_1$	20	cm
t_{min}	2,50		$min e_2$	8,58	cm	$max e_2$	20	cm
t	2,50	cm	$min p_1$	4,68	cm	$max p_1$	20	cm
A	220	cm ²	$min p_2$	9,36	cm	$max p_2$	20	cm
Κοχλίες			e_1	6	cm	p_1	8	cm
d	3,6		e_2	9	cm	p_2	13	cm
d_0	3,9					$F_{V,Ed,x}$	620,80	KN
Ποιότητα	10,9					$F_{V,Ed,y}$	373,02	KN
m	9					$F_{V,Ed}$	724,25	KN
Αριθμός	3					$F_{V,Rd}$	977,16	KN
V_{Ed}	1065	KN				OK		
$M_{Ed,b}$	929,29	KNm						
I_p	2919							
f_u	51							

Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας			Κατά x			Κατά y		
α	0,51		α	0,77		α	0,77	
k_I	2,50		k_I	2,50		k_I	2,50	
$F_{b,Rd}$	753,23	KN	$F_{b,Rd}$	753,23	KN	$F_{b,Rd}$	753,23	KN

OK



Εικόνα 5.48 : Αποκατάσταση συνέχειας περιμετρικής δοκού



Εικόνα 5.49 : Αποκατάσταση συνέχειας συζευγμένης δοκού

5.6 Προμέτρηση και προϋπολογισμός

Η προμέτρηση προέκυψε, όπως και στα προηγούμενα μοντέλα, για τις τελικές διατομές που διαστασιολογήθηκαν μέσω του στατικού προγράμματος SAP2000. Ο αναλυτικός υπολογισμός του συνολικού εμβαδού της πλάκας σκυροδέματος σε όλους τους ορόφους παρατίθεται στο Παράρτημα Β. Όπως φαίνεται παρακάτω, το συνολικό κόστος για το νέο μοντέλο είναι σημαντικά μικρότερο από αυτό των προηγούμενων δύο δομικών συστημάτων.

Πίνακας 5.18 : Προμέτρηση υλικών σε επίπεδο διατομής

Προμέτρηση Υλικών					
Στοιχείο	Μήκος/Εμβαδό	Δομικός χάλυβας S355 διατομής	Χάλυβας οπλισμού διατομής	Σκυρόδεμα διατομής	Ποιότητα σκυροδέματος
Σύστημα δαπέδου	140.000	0,0010	0,0002	0,0667	35
Υποστύλωμα 0,58μ	1.265	0,0352	0,0063	0,2226	45
Υποστύλωμα 0,66μ	2.040	0,0593	0,0063	0,2763	45
Υποστύλωμα 0,82μ	3.530	0,0863	0,0063	0,4353	45
Υποστύλωμα 0,90μ	4.790	0,1335	0,0098	0,4926	50
Υποστύλωμα 1,00μ	6.370	0,1492	0,0098	0,6266	90
Κεκλιμένο 0,58μ	150	0,0352	0,0063	0,2226	45
Κεκλιμένο 0,66μ	150	0,0593	0,0063	0,2763	45
Κεκλιμένο 0,82μ	150	0,0863	0,0063	0,4353	45
Κεκλιμένο 0,90μ	150	0,1335	0,0098	0,4926	50
Κεκλιμένο 1,25μ	150	0,2242	0,0098	1,2671	90
Τοιχίο 1+2	1.090	0,3053	0,0652	14,2965	90
Τοιχίο 1	416	0,1965	0,0451	9,9843	90
Τοιχίο 2	414	0,1965	0,0292	3,9406	90
Δοκός BI1	1.660	0,0039			
Δοκός BI4	6.140	0,0275			
Δοκός BI5	6.055	0,0306			
Δοκός BI6	5.865	0,0267			
Δοκός BI7	4.160	0,0128			
Δοκός BI8	2.075	0,0052			
Συζευγμένη δοκός 1	710	0,0540	0,0196	0,9264	90
Συζευγμένη δοκός 2-3-4-5	1.750	0,0704	0,0088	0,5208	90
Περιμετρική δοκός	22.200	0,0700			
Πρόσθετο υποστύλωμα	13	0,0224	0,0008	0,0668	90
Ζώνη περίσφιξης	5.190	0,0488			
Χιαστί σύνδεσμος	30	0,2304			
Συνδετήριες δοκοί	5	0,0516	0,0032	0,1568	60
Γυψοσανίδα	150.000				
Υαλοκουρτίνα					
ΣΥΝΟΛΟ					

Πίνακας 5.19 : Προμέτρηση υλικών συνολικής κατασκευής

Προμέτρηση Υλικών			
Στοιχείο	Κιλά S355	Κιλά B500C	Όγκος σκυροδέματος
Σύστημα δαπέδου	1.099.000	220.855	9.333
Υποστύλωμα 0,58μ	349.227	62.362	282
Υποστύλωμα 0,66μ	950.367	100.568	564
Υποστύλωμα 0,82μ	2.390.626	174.022	1.537
Υποστύλωμα 0,90μ	5.017.920	368.965	2.359
Υποστύλωμα 1,00μ	7.458.171	490.669	3.991
Κεκλιμένο 0,58μ	41.410	7.395	33
Κεκλιμένο 0,66μ	69.880	7.395	41
Κεκλιμένο 0,82μ	101.585	7.395	65
Κεκλιμένο 0,90μ	157.137	11.554	74
Κεκλιμένο 1,25μ	263.991	11.554	190
Τοιχίο 1+2	2.612.282	557.885	15.583
Τοιχίο 1	641.700	147.286	4.153
Τοιχίο 2	638.615	94.790	1.631
Δοκός B11	50.977	0	0
Δοκός B14	1.326.677	0	0
Δοκός B15	1.452.095	0	0
Δοκός B16	1.227.893	0	0
Δοκός B17	419.303	0	0
Δοκός B18	84.506	0	0
Συζευγμένη δοκός 1	301.025	109.380	658
Συζευγμένη δοκός 2-3-4-5	967.120	120.780	911
Περιμετρική δοκός	12.198.900	0	0
Πρόσθετο υποστύλωμα	2.286	80	1
Ζώνη περίσφιξης	1.988.185	0	0
Χιαστί σύνδεσμος	54.259	0	0
Συνδετήριες δοκοί	2.025	126	1
Γυψοσανίδα			
Υαλοκουρτίνα			
ΣΥΝΟΛΟ	41.867.165	2.493.060	41.409

Πίνακας 5.20 : Προϋπολογισμός συνολικής κατασκευής

Προμέτρηση & Προϋπολογισμός Υλικών				
Στοιχείο	Κόστος δομικού χάλυβα	Κόστος χάλυβα B500C	Κόστος σκυροδέματος	Συνολικό κόστος
Σύστημα δαπέδου	3.297.000	309.197	1.866.667	5.472.864
Υποστύλωμα 0,58μ	698.454	87.307	59.141	844.901
Υποστύλωμα 0,66μ	1.900.734	140.795	118.375	2.159.904
Υποστύλωμα 0,82μ	4.781.253	243.631	322.675	5.347.558
Υποστύλωμα 0,90μ	10.035.840	516.551	519.089	11.071.480
Υποστύλωμα 1,00μ	14.916.342	686.937	1.576.541	17.179.820
Κεκλιμένο 0,58μ	82.821	10.353	7.013	100.186
Κεκλιμένο 0,66μ	139.760	10.353	8.704	158.816
Κεκλιμένο 0,82μ	203.169	10.353	13.711	227.233
Κεκλιμένο 0,90μ	314.275	16.176	16.255	346.706
Κεκλιμένο 1,25μ	527.982	16.176	75.075	619.232
Τοιχίο 1+2	5.224.565	781.039	6.155.359	12.160.963
Τοιχίο 1	1.283.400	206.200	1.640.619	3.130.220

Τοιχίο 2	1.277.230	132.706	644.411	2.054.347
Δοκός ΒΙ1	101.955	0	0	101.955
Δοκός ΒΙ4	2.653.355	0	0	2.653.355
Δοκός ΒΙ5	2.904.190	0	0	2.904.190
Δοκός ΒΙ6	2.455.787	0	0	2.455.787
Δοκός ΒΙ7	838.606	0	0	838.606
Δοκός ΒΙ8	169.012	0	0	169.012
Συζευγμένη δοκός 1	602.049	153.132	220.336	975.517
Συζευγμένη δοκός 2-3-4-5	1.934.240	169.092	305.324	2.408.656
Περιμετρική δοκός	24.397.800	0	0	24.397.800
Πρόσθετο υποστύλωμα	4.572	112	291	4.975
Ζώνη περίσφιξης	3.976.370	0	0	3.976.370
Χιαστί σύνδεσμος	108.518	0	0	108.518
Συνδετήριες δοκοί	4.051	177	188	4.415
Συνδέσεις	0	0		0
Γυψοσανίδα				450.000
Υαλοκουρτίνα				0
ΣΥΝΟΛΟ	84.833.330	3.490.284	13.549.774	102.323.388

5.7 Η αναδόμηση του Ελληνικού – Εφαρμογή του ουρανοξύστη



Εικόνα 5.50: Ο ουρανοξύστης σε αεροφωτογραφία από το Ελληνικό



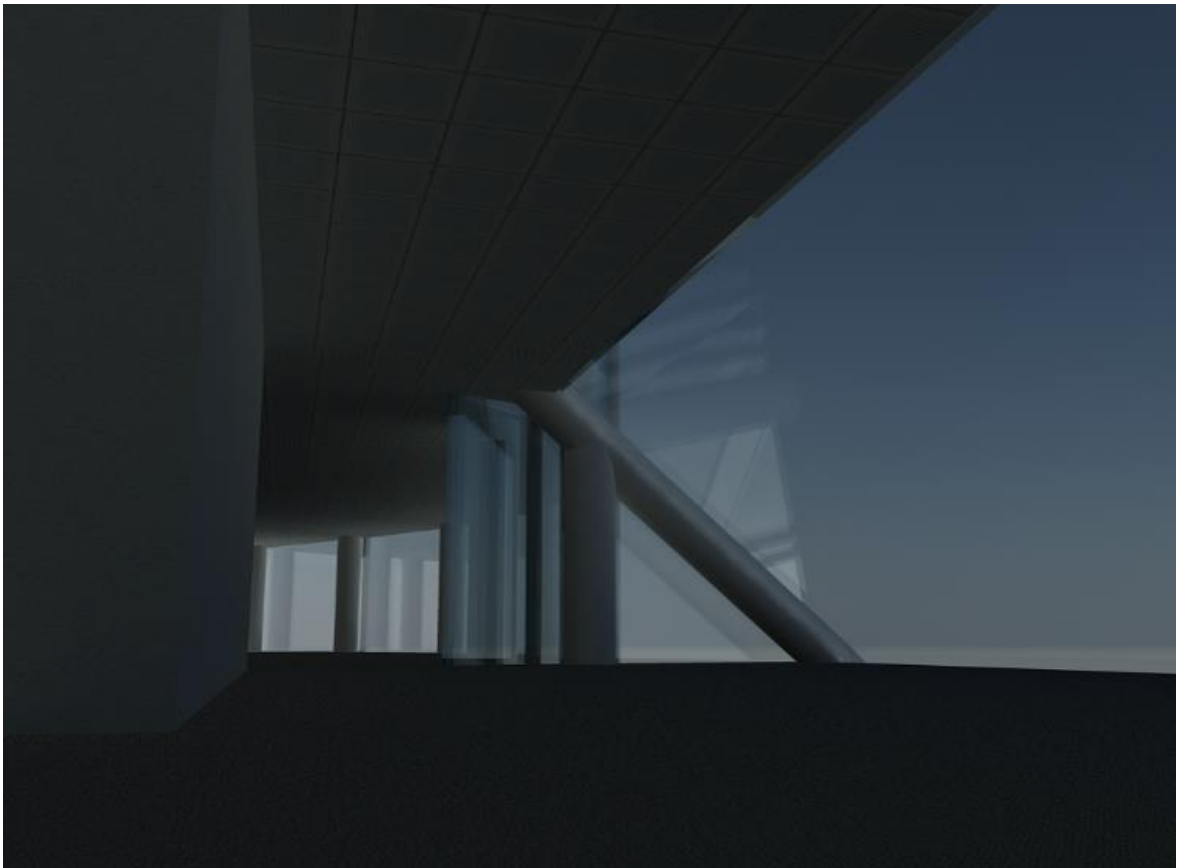
Εικόνα 5.51: Ο ουρανοξύστης σε αεροφωτογραφία στο Ελληνικό (2)



Εικόνα 5.52: Φωτορεαλιστικό του επιπέδου των belt trusses



Εικόνα 5.53: Φωτορεαλιστική απεικόνιση των δομικών στοιχείων του ουρανοξύστη



Εικόνα 5.54: Φωτορεαλιστική απεικόνιση του εσωτερικού του ουρανοξύστη



Εικόνα 5.55: Φωτορεαλιστική απεικόνιση του ουρανοξύστη

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Επίλογος

Στο κεφάλαιο αυτό θα πραγματοποιηθεί μία αποτίμηση των προηγούμενων κεφαλαίων, με στόχο την εκπόρευση συμπερασμάτων, όσον αφορά τον δομοστατικό σχεδιασμό πολύ υψηλών κτηρίων. Τα συμπεράσματα προέκυψαν από τη σύγκριση των διαφορετικών δομικών συστημάτων που αναλύθηκαν παραπάνω και αφορούν τόσο τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό, όσο και τη στατική πολυπλοκότητα και προσομοίωση. Στη συνέχεια θα προταθούν ιδέες για τη μελλοντική επέκταση της έρευνας προς την ίδια κατεύθυνση.

6.1 Σύνοψη και συμπεράσματα

Η μεγαλύτερη πρόκληση του σχεδιασμού υψηλών κτηρίων είναι η συνύπαρξη του αρχιτεκτονικού σχεδιασμού με ένα βέλτιστο, κατά περίπτωση, δομικό σύστημα. Επιπλέον, η πολυπλοκότητα της στατικής προσομοίωσης, κυρίως σε κτήρια με σύνθετο αρχιτεκτονικό σχεδιασμό, και ο έλεγχος τεράστιου όγκου δεδομένων, λόγω του μεγάλου αριθμού δομικών στοιχείων, δημιουργούν ένα πολυσύνθετο και χρονοβόρο πρόβλημα. Ακόμα, ο διαφορετικός τρόπος λειτουργίας των ιδιαίτερων αυτών κατασκευών, σε σύγκριση με τα συμβατικά κτήρια, αλλά και η διαφορετική τάξη μεγέθους των εντατικών μεγεθών και, συνεπώς, των δομικών στοιχείων αποτελούν τροχοπέδη στο δομοστατικό σχεδιασμό τους.

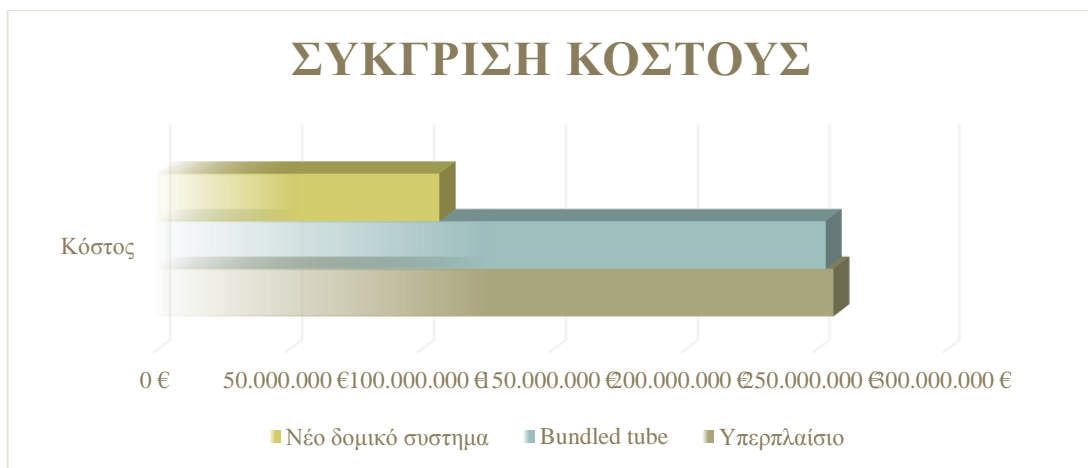
Παρόλα αυτά, η Ελλάδα αποτελεί ιδανική τοποθεσία για την κατασκευή τόσο υψηλών κτηρίων. Αυτό οφείλεται στην απουσία ακραίων καιρικών φαινομένων, στις μικρές ταχύτητες ανέμου, που αποτελούν και τον καθοριστικό παράγοντα για τον σχεδιασμό, και στην αμελητέα επιρροή του σεισμού στις υψηλές κατασκευές, αφού προκύπτουν πολύ μεγάλες ιδιοπερίοδοι (περίπου 11 sec στα 500 μέτρα).

Κλειδί στο σχεδιασμό των ουρανοξυστών αποτελεί η αεροδυναμικότητα της κατασκευής, αφού στην πλειονότητα των περιπτώσεων κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης για μελέτη των κατακόρυφων δομικών στοιχείων είναι ο συνδυασμός λειτουργικότητας των φορτίων του ανέμου, δηλαδή αυτός που επηρεάζει άμεσα τη μετατόπιση οροφής της κατασκευής. Λυσιτελής αποδείχθηκε η χρήση των Ζωνών Περίσφιξης και των Ζυγοστατών στον περιορισμό της μετατόπισης αυτής. Η συνεισφορά των χιαστί συνδέσμων εξαρτάται κυρίως από το εκάστοτε δομικό σύστημα και την έκταση του φαινομένου της διατμητικής υστέρησης που παρουσιάζει. Έτσι, στο πρώτο μοντέλο, το Υπερπλάισιο, που οι πλευρές τις

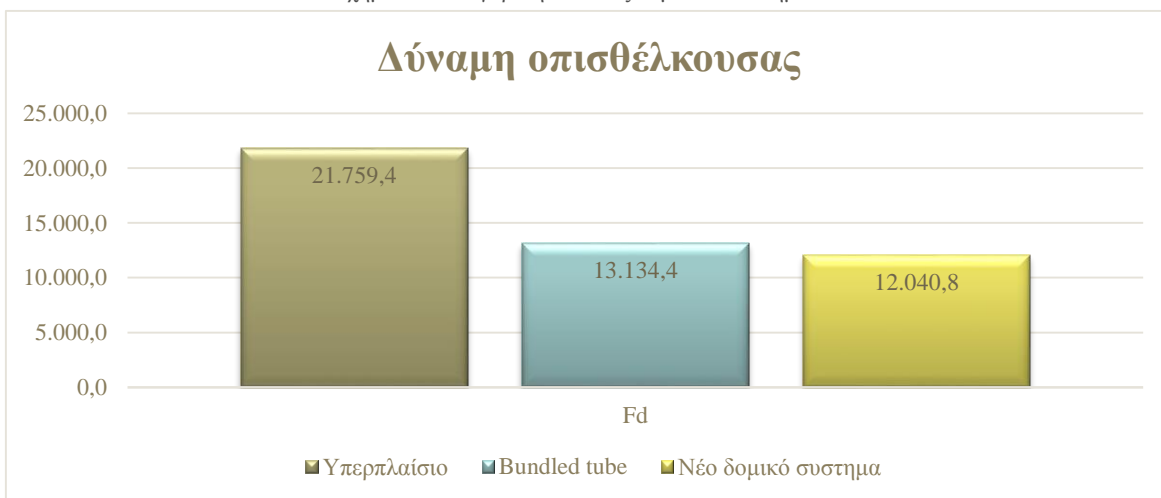
κατασκευής είναι πολύ μεγάλες και παρουσιάζεται έντονα το φαινόμενο της διατμητικής υστέρησης, η χρήση των Ζωνών Περίσφιξης περιορίζουν την μετατόπιση οροφής κατά 26 εκατοστά στα 1,26 μέτρα. Εν αντιθέσει, στην περίπτωση του bundled tube, η συνεισφορά των Ζωνών περίσφιξης είναι αμελητέα όσον αφορά τη μετατόπιση οροφής (3 εκατοστά στο 1 μέτρο), διότι το δομικό αυτό σύστημα περιορίζει τη διατμητική υστέρηση λόγω των μικρών πλευρών των τετραγώνων της βάσης του.

Τα παραπάνω προβλήματα αποτέλεσαν γνώμονα για τον σχεδιασμό του τελικού μοντέλου. Έτσι, επινοήθηκε ένα πρωτοποριακός αρχιτεκτονικός σχεδιασμός με στόχο τη μείωση των φορτίων του ανέμου, σε συνδυασμό με την δημιουργία ενός δομικού συστήματος που περιορίζει το φαινόμενο της διατμητικής υστέρησης. Το πρωτότυπο αυτό αρχιτεκτονικό σχέδιο παρουσίασε ιδιαίτερα μικρό συντελεστή οπισθέλκουσας και, κατά συνέπεια, μειωμένες πιέσεις λόγω ανέμου. Επιπλέον, το σύνθετο δομικό σύστημα αποδείχθηκε ιδιαίτερα λειτουργικό, αποδοτικό και χαμηλότερου κατασκευαστικού κόστους σε σύγκριση με τα υπάρχοντα, αφού προέκυψαν μικρά δομικά στοιχεία και μεγαλύτερη αξιοποιήσιμη επιφάνεια στους ορόφους.

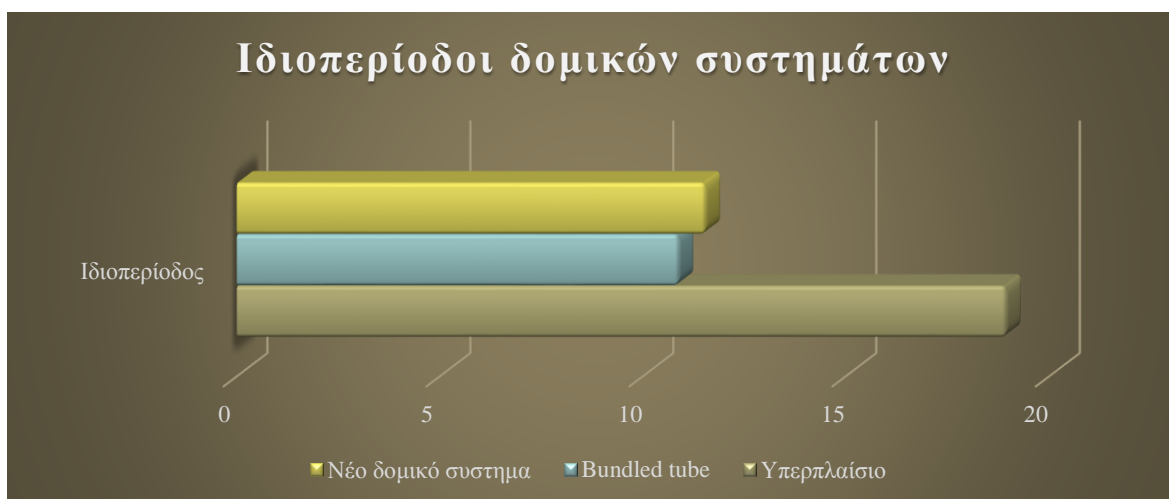
Σημαντικό πλεονέκτημα στην κατασκευή αποτέλεσε η χρήση σύμμικτων δομικών στοιχείων τόσο για το σύστημα δαπέδου, όσο και για τα κατακόρυφα στοιχεία, με αποτέλεσμα τη μείωση του μεγέθους των διατομών και του κόστους της συνολικής κατασκευής. Επίσης, η σύμμικτη κατασκευή περιόρισε τον ερπυσμό και τη συστολή ξήρανσης στο σκυρόδεμα και το λυγισμό των μεταλλικών διατομών, ενώ ταυτόχρονα υλοποιήθηκαν αποδοτικότερες μεταλλικές συνδέσεις μεταξύ των στοιχείων. Τέλος, παρατηρήθηκε ότι οι ασύμμετρες κατασκευές παρουσιάζουν μια μόνιμη οριζόντια μετατόπιση λόγω κατακόρυφων φορτίων, η οποία θεωρείται ότι μπορεί να αντιμετωπισθεί κατασκευαστικά.



Σχήμα 6-1 : Σύγκριση κόστους δομικών συστημάτων



Σχήμα 6-2 : Σύγκριση δύναμης αντίστασης



Σχήμα 6-3 : Σύγκριση ιδιοπεριόδων δομικών συστημάτων

6.2 Μελλοντικές επεκτάσεις

Η κατασκευή υψηλών κτηρίων είναι ένας διαρκώς αναπτυσσόμενος και ανταγωνιστικός τομέας και για το λόγο αυτό αποτελεί πηγή αστείρευτης έρευνας.

Ιδιαίτερα στην Ελλάδα, όπου η μελέτη πολύ υψηλών κτηρίων δεν έχει αναπτυχθεί, υπάρχουν απεριόριστες προοπτικές για ερευνητική δραστηριότητα. Η αναζήτηση για νέα πιο αποδοτικά δομικά συστήματα, εναλλακτικές μεθόδους απόσβεσης, πρωτοποριακούς τρόπους θεμελίωσης, πρωτότυπες ενεργειακές λύσεις, τεχνικές πυροπροστασίας και οικονομικότερες συνδέσεις απεικονίζουν μόνο ένα μικρό τμήμα των ερευνητικών πτυχών που αγγίζουν οι ουρανοξύστες. Θεωρούμε, λοιπόν, ότι ο δομοστατικός σχεδιασμός πολύ υψηλών κατασκευών έχει πολλά περιθώρια επέκτασης και ευελπιστούμε η παρούσα διπλωματική να αποτελέσει ένα εισαγωγικό εργαλείο για μελλοντική έρευνα στον Ελλαδικό χώρο!

Βιβλιογραφία

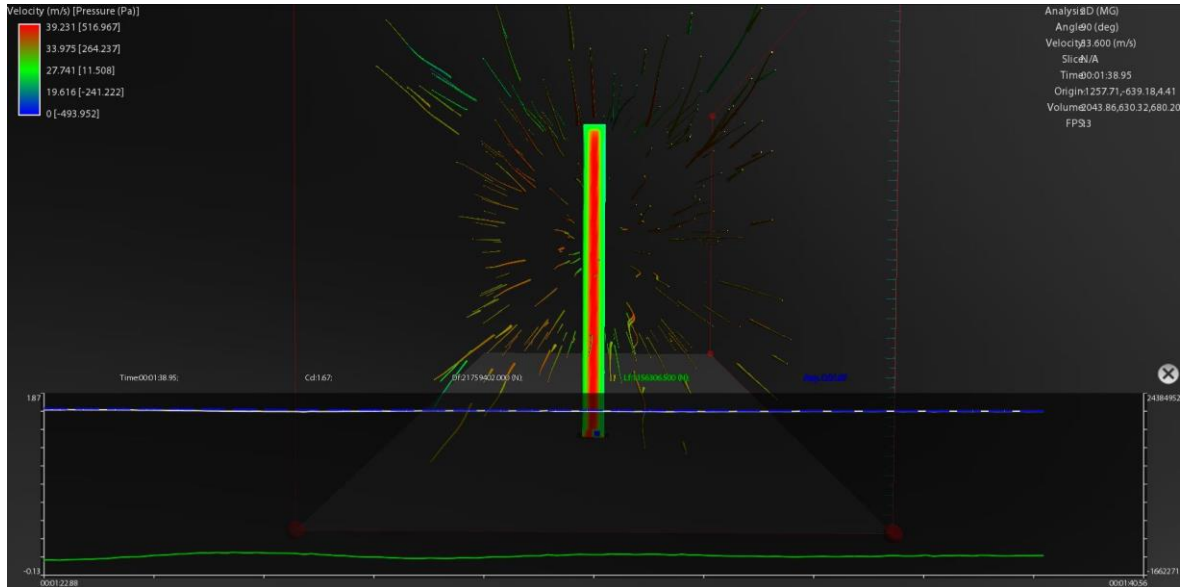
1. *Behaviour of Outrigger Beams in High rise Buildings under Earthquake Loads.* **N. Herath, N. Haritos, T. Ngo & P. Mendis. 2009.** Australian Earthquake Engineering Society Conference. σσ. 1-9.
2. **Chang, Ching-Chang.** *Structural Design of Taipei 101 Tower.* Evergreen Consulting Engineering. σ. 44, Presentation.
3. **Chase Smethurst, Billy Green. 2012.** The butressed core. [επιμ.] Swanson School of Engineering University of Pittsburgh. 3 March 2012, C10.
4. **Chok, Kermin. 2004.** *Lateral Systems for Tall Buildings.* Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology. 2004. σ. 198, Master Thesis.
5. **Davenport, A.G. 1967.** The dependence of wind loading on meteorological parameters. [επιμ.] University of Toronto Press. *Wind Effects on Buildings and Structures.* 1967, σσ. 19-82.
6. **Holmes, D.J. 2001.** Wind Loading of Structures. *Spon Press.* 2001.
7. **Institute of Steel Development & Growth.** Multi-Story Buildings-I. Version II. 37.
8. **J. R. WU & Q. S. LI . 2003.** Structural Performance of Multi-Outrigger-Braced Tall Buildings. [επιμ.] Ltd. John Wiley & Sons. *The Structural Design of Tall and Special Buildings.* 2003, 12, σσ. 155-176.
9. **Jayachandran, P. 2009.** *Design of Tall Buildings- Preliminary Design and Optimization.* 2009. σ. 20.
10. **John Zils, John Viise. 2003.** An introduction to High-Rise Design. *Structure magazine.* November 2003, σσ. 12-16.
11. **Kourakis, Ioannis. 2007.** *Structural Systems and Tuned Mass Dumpers of Super-Tall Buildings: Case Study of Taipei 101.* Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology. 2007. σ. 69, Master Thesis.
12. **Maria Garlock, Sigrid Adriaenssens. 2010.** *A Social and Multi-dimensional Exploration of Structures.* Department of Civil and Environmental Engineering, Princeton University. 2010. σ. 108. CEE 463.
13. **P. Mendis, B. Samali, J. Cheung. 2007.** Wind Loading on Tall Buildings. *EJSE Special Issue: Loading on Structures.* 2007, σσ. 41-54.
14. **Shieh, Cjang, Jong.** Structural Design of Composite Super-Columns for Taipei 101 Tower. σσ. 25-33.
15. **Siddiqi, Prof. Dr. Zahid A.** *Bracing Systems.* University of Engineering & Technology. Lahore : s.n. σ. 101, Presentation.
16. **Tamura Y., Ohkuma T., Okada H., Kanda J. 1999.** Wind Loading Standards and Design Criteria in Japan. *J. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics.* 1999, 83, σσ. 555-566.
17. **Tomasetti, Thorton. 2009.** *Super Tall Building Design Approach.* The American Institute of Architects Continuing Education Systems. 2009. σ. 55, Presentation.

18. **William F. Baker, D. Stanton Korista AND Lawrence C. Novak- Skidmore, Owings & Merrill LLP. 2007.** Burj Dudaï : Engineering the world's tallest building. [επιμ.] Ltd. John Wiley & Sons. *Structural Design of Tall and Special Buildings. 2* November 2007, 16, σσ. 361-375.
19. *Wind and Tall Buildings.* **Tamura, Y. 2009.** Florence, Italy : s.n., 2009. EACWE 5.
20. **Mir M. Ali and Kyoung Sun Moon 2007,** Structural Development in Tall Buildings: Current trends and future prospects
21. *Proceedings of workshop on tall building seismic design and analysis issues,* ATC 72, 2007-2008
22. **Dae-Kun Kwon; Tracy Kijewski-Correa; and Ahsan Kareem 2008,** *e-Analysis of High-Rise Buildings Subjected to Wind Loads*
23. **Dr B Lane 2005,** *Comments on structural fire response and collapse analysis*
24. **Yau Ken Chung 2010,** *Optimization of outrigger Locations in Tall Buildings Subjected to Wind Loads*
25. **Rob Smith Michael Willford 2008,** *Damped outriggers for tall buildings*
26. **M. R. Jahanshahi a, R. Rahgozar a,* , M. Malekinejad 2012,** *A simple approach to static analysis of tall buildings with combined tube-in-tube and outrigger-belt truss system subjected to lateral loading*

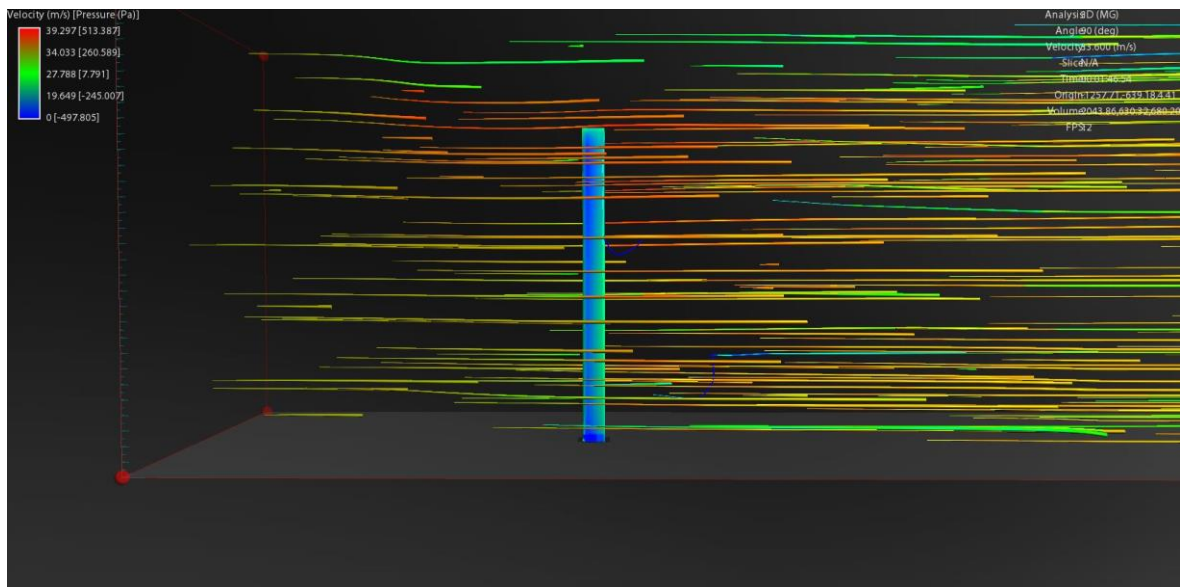
Παράρτημα Α

Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα του προγράμματος Falcon Project για κάθε μοντέλο, για όλες τις διευθύνσεις του ανέμου.

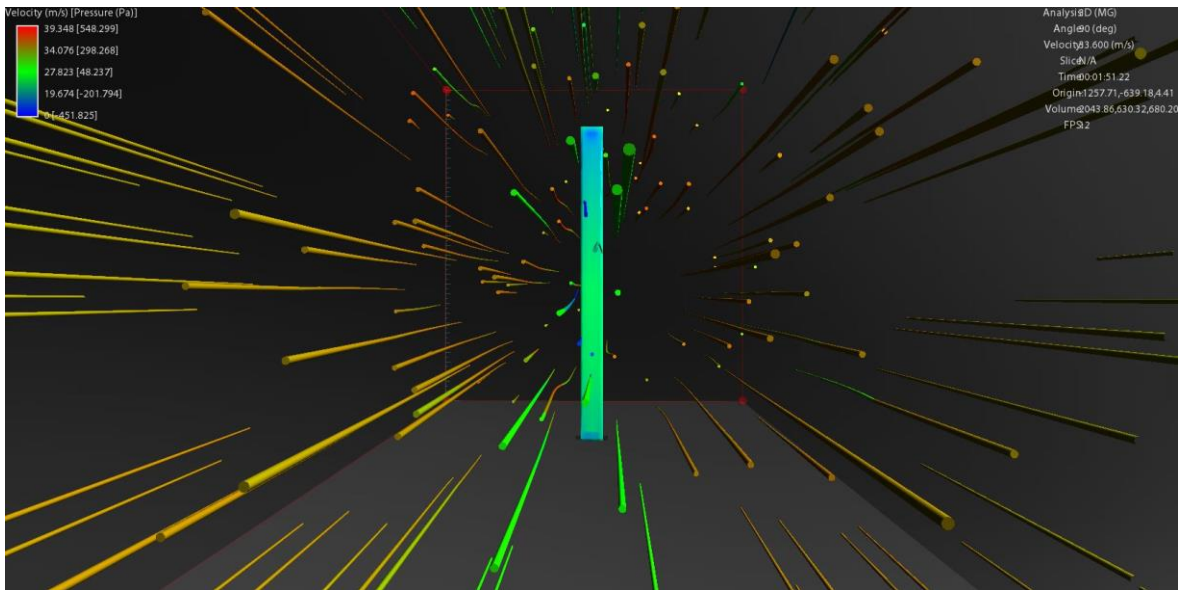
➤ Τετραγωνικό μοντέλο



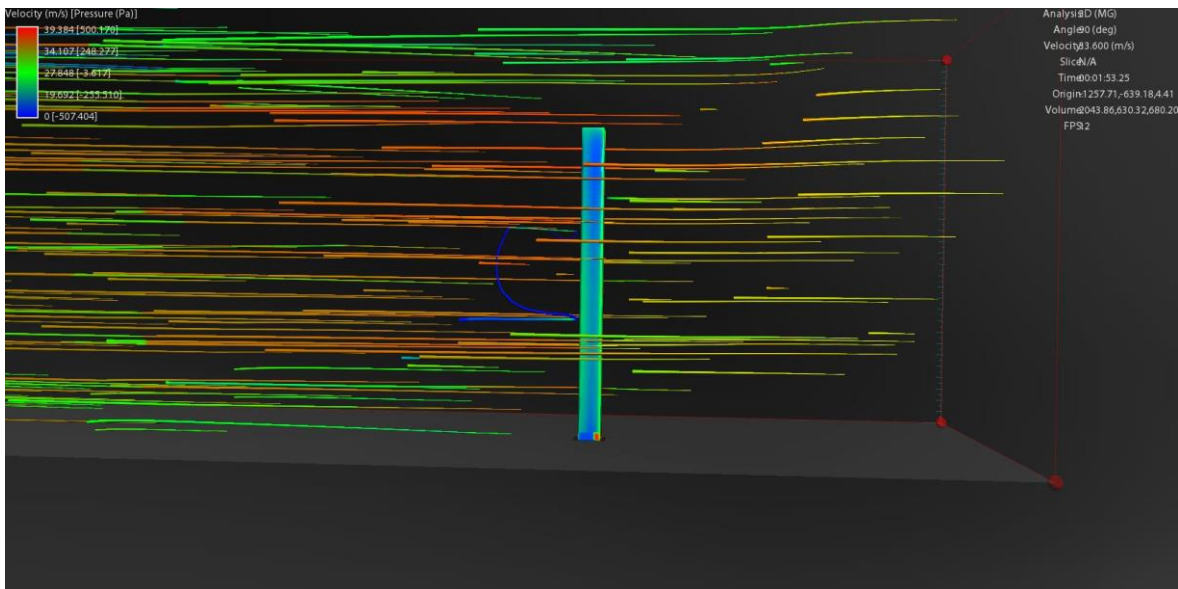
Εικόνα παραρτήματος Α-1 : Πιέσεις ανέμου στις 0° στο τετραγωνικό μοντέλο



Εικόνα παραρτήματος Α-2 : : Πιέσεις ανέμου στις 90° στο τετραγωνικό μοντέλο



Εικόνα παραρτήματος Α-3 :Πιέσεις ανέμου στις 180° στο τετραγωνικό μοντέλο

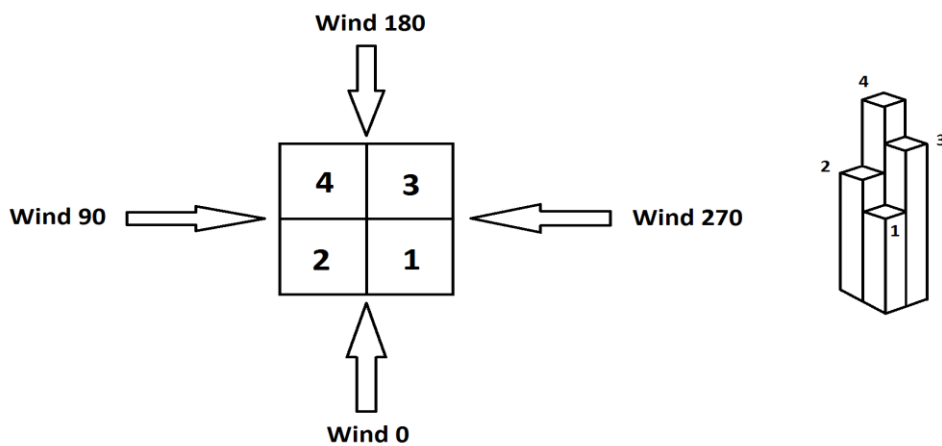


Εικόνα παραρτήματος Α-4 : Πιέσεις ανέμου στις 270° στο τετραγωνικό μοντέλο

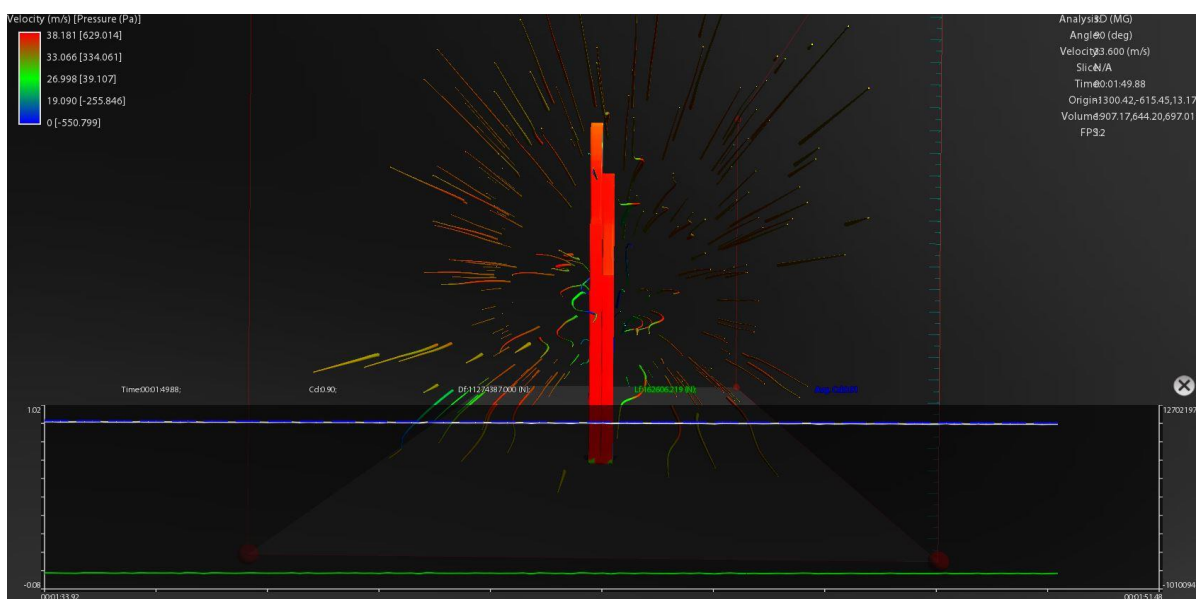
➤ Bundled Tube

Παρατηρείται ότι λόγω της ασυμμετρίας του κτηρίου, η κάθε πλευρά του παρουσιάζει διαφορετικό συντελεστή οπισθέλκουσας, ο οποίος κυμαίνεται από 0,9-1,31. Παρακάτω, αποτυπώνονται οι συντελεστές αυτοί, καθώς και οι πιέσεις, όπως προέκυψαν στο Falcon Project. Για την ευκολότερη κατανόηση των διευθύνσεων του ανέμου από τον αναγνώστη παρατίθεται ένα σκαρίφημα.

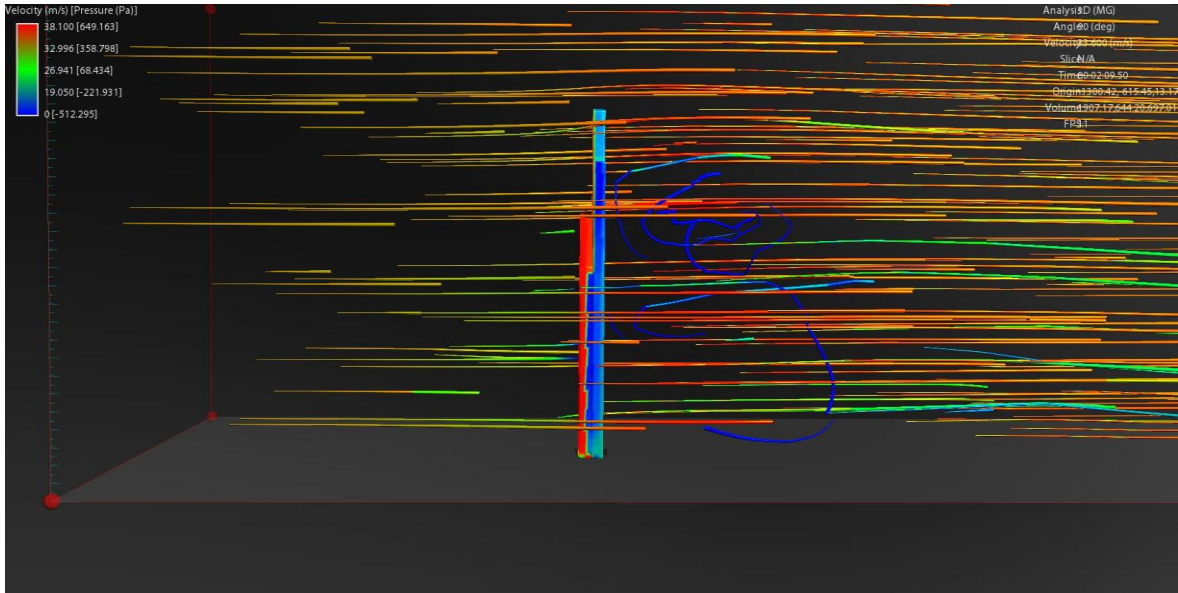
Bundled Tube Wind Direction Analysis



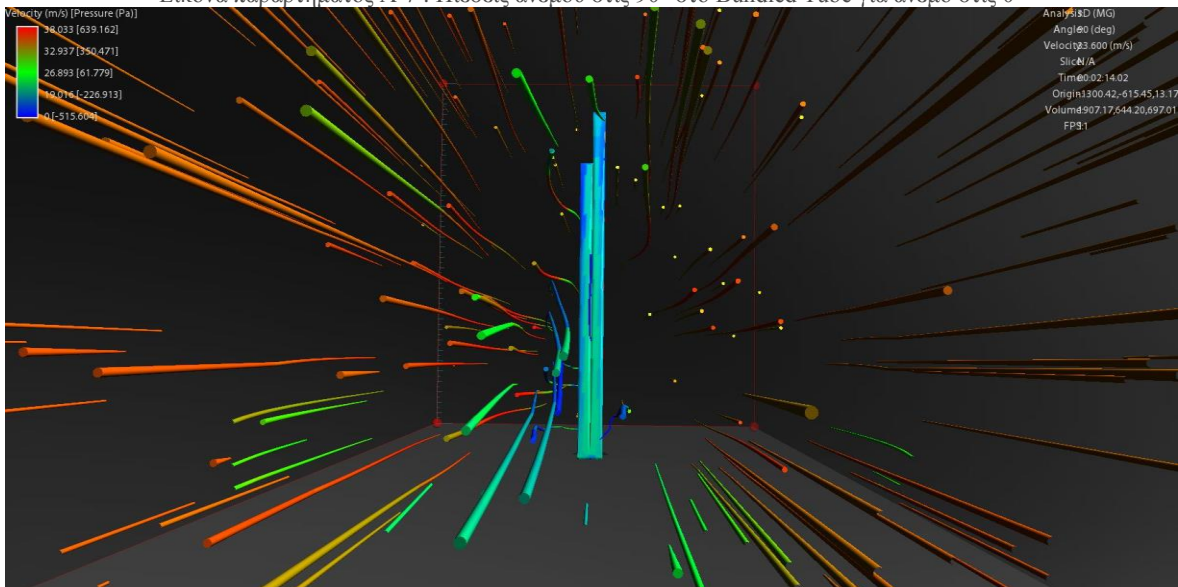
Εικόνα παραρτήματος Α-5 : Διευθύνσεις ανέμου και προσανατολισμός κτηρίου



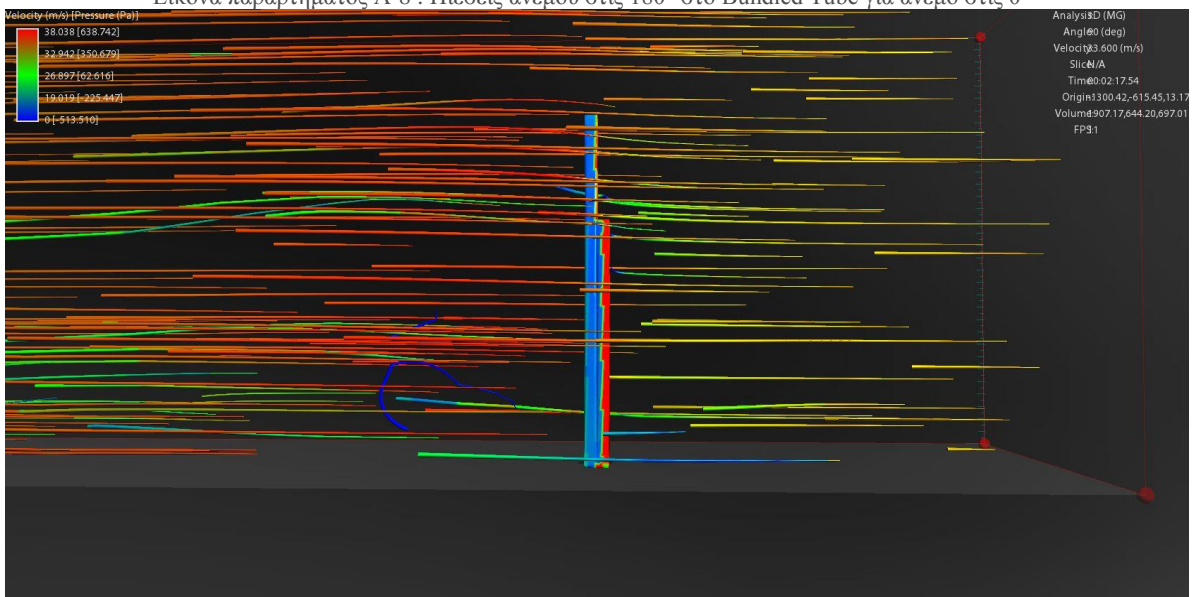
Εικόνα παραρτήματος Α-6 :: Πιέσεις ανέμου στις 0° στο Bundled Tube για άνεμο στις 0°



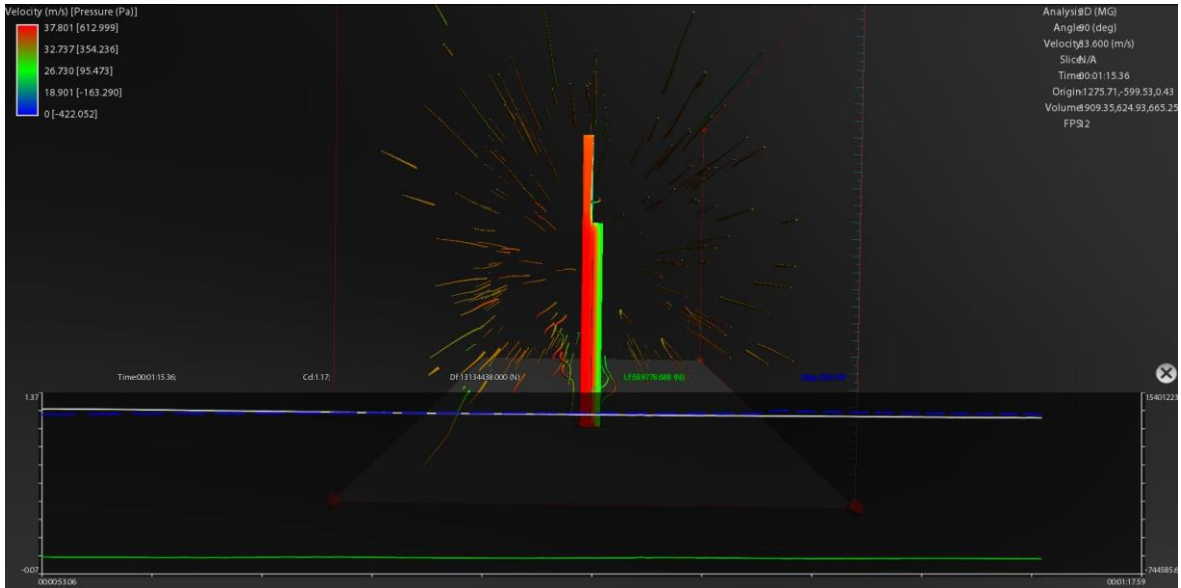
Εικόνα παραρτήματος Α-7 : Πιέσεις ανέμου στις 90° στο Bundled Tube για άνεμο στις 0°



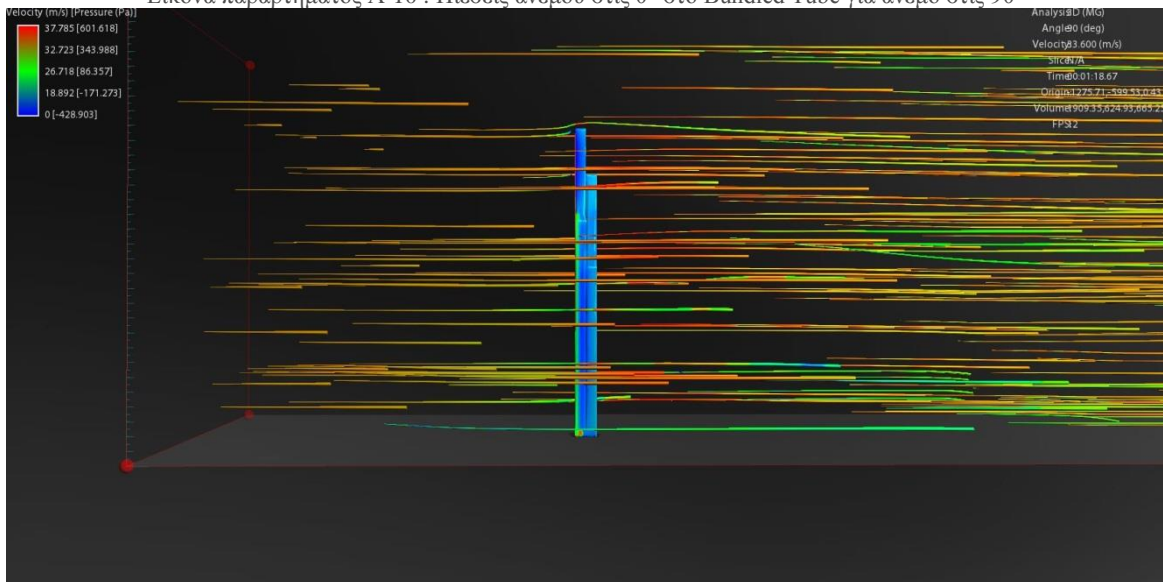
Εικόνα παραρτήματος Α-8 : Πιέσεις ανέμου στις 180° στο Bundled Tube για άνεμο στις 0°



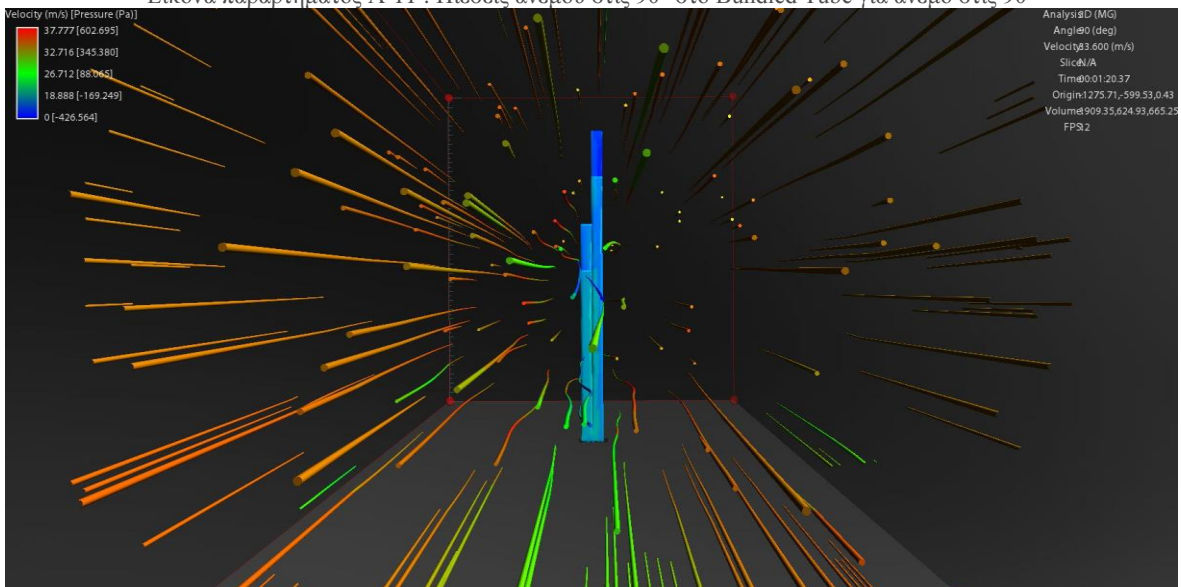
Εικόνα παραρτήματος Α-9 : Πιέσεις ανέμου στις 270° στο Bundled Tube για άνεμο στις 0°



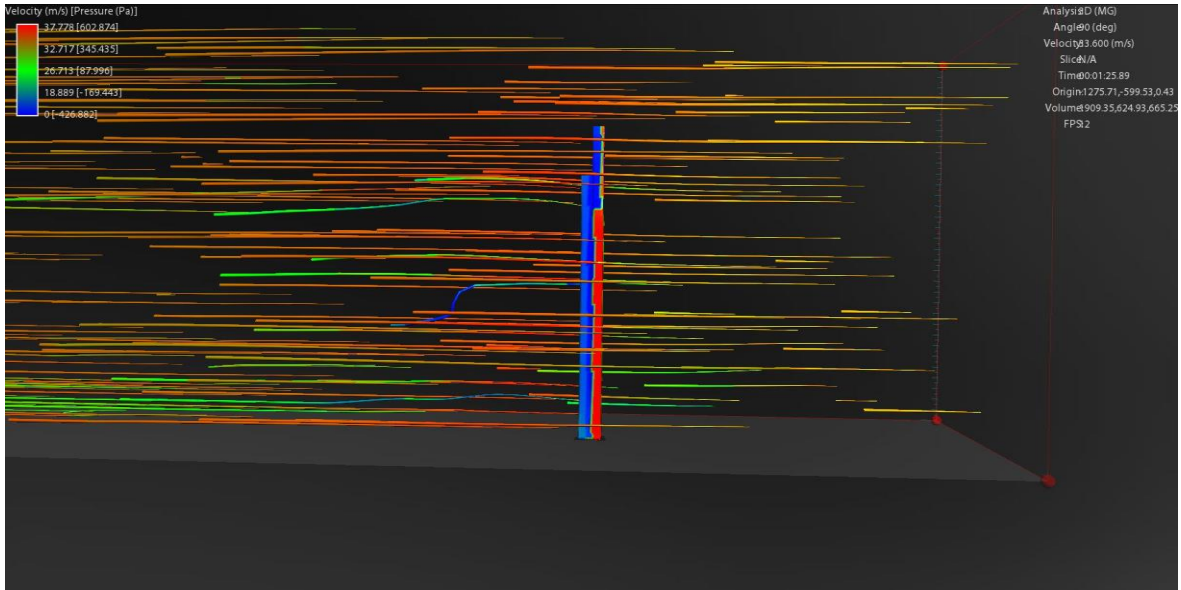
Εικόνα παραρτήματος A-10 : Πιέσεις ανέμου στις 0° στο Bundled Tube για άνεμο στις 90°



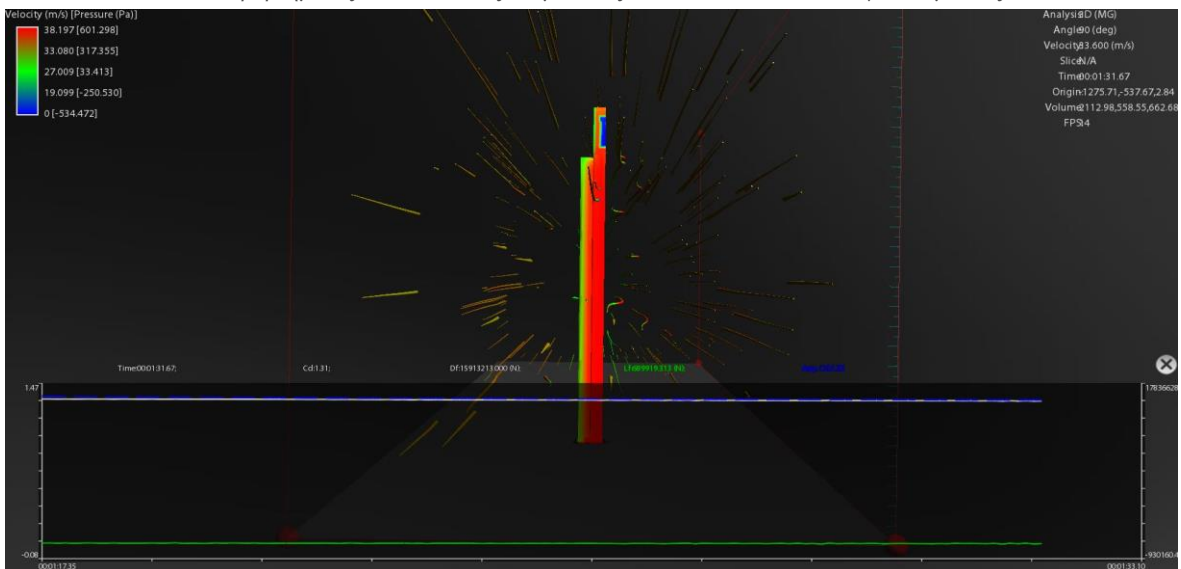
Εικόνα παραρτήματος A-11 : Πιέσεις ανέμου στις 90° στο Bundled Tube για άνεμο στις 90°



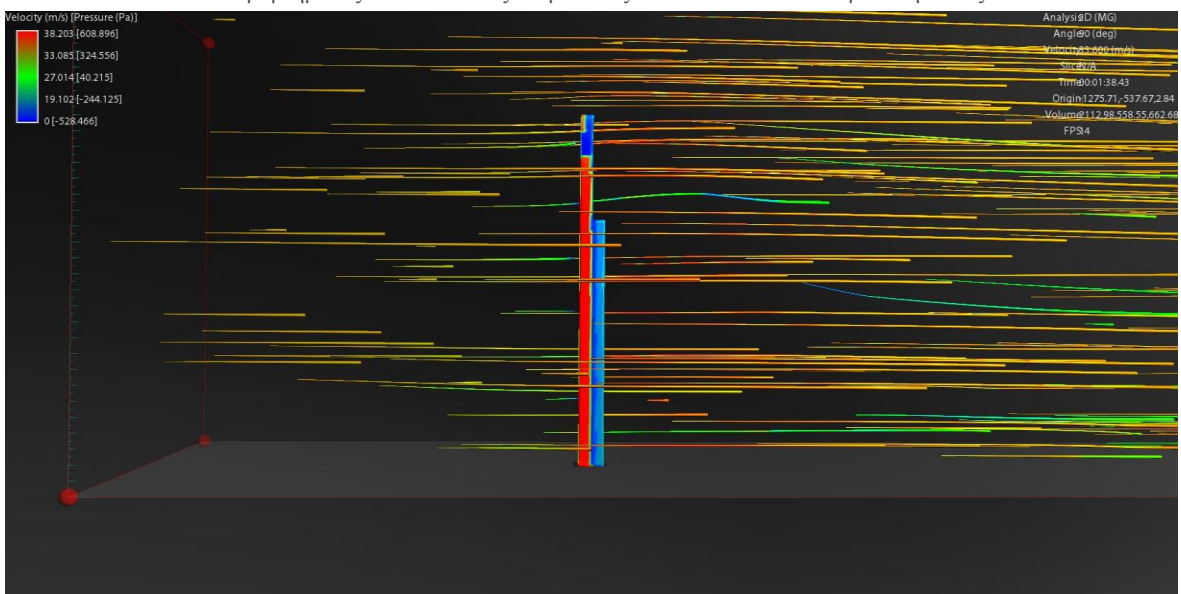
Εικόνα παραρτήματος A-12 : Πιέσεις ανέμου στις 180° στο Bundled Tube για άνεμο στις 90°



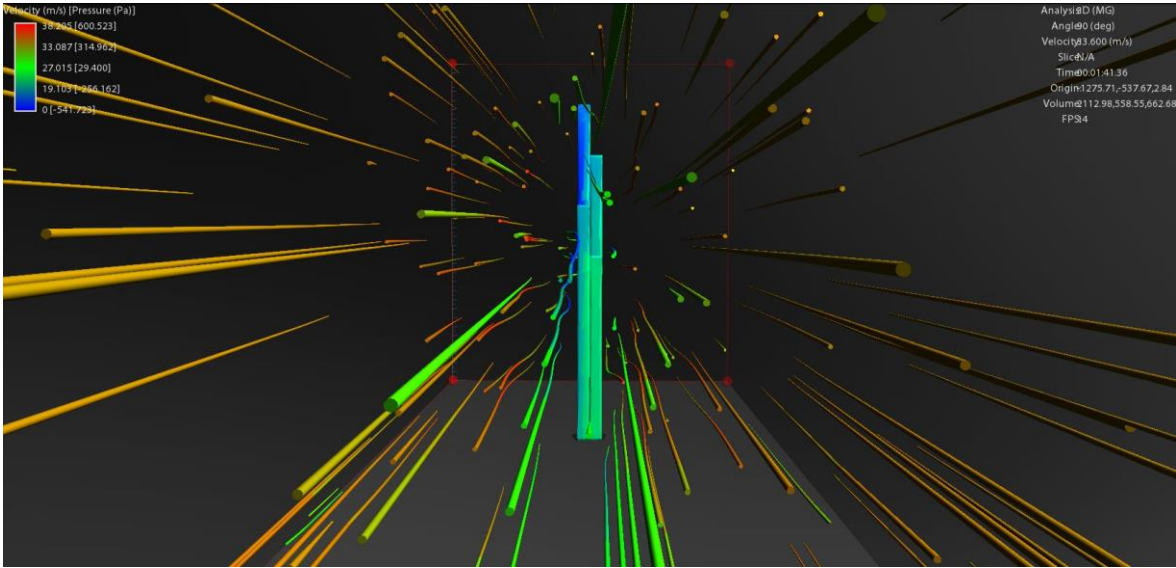
Εικόνα παραρτήματος A-13 : Πιέσεις ανέμου στις 270° στο Bundled Tube για άνεμο στις 90°



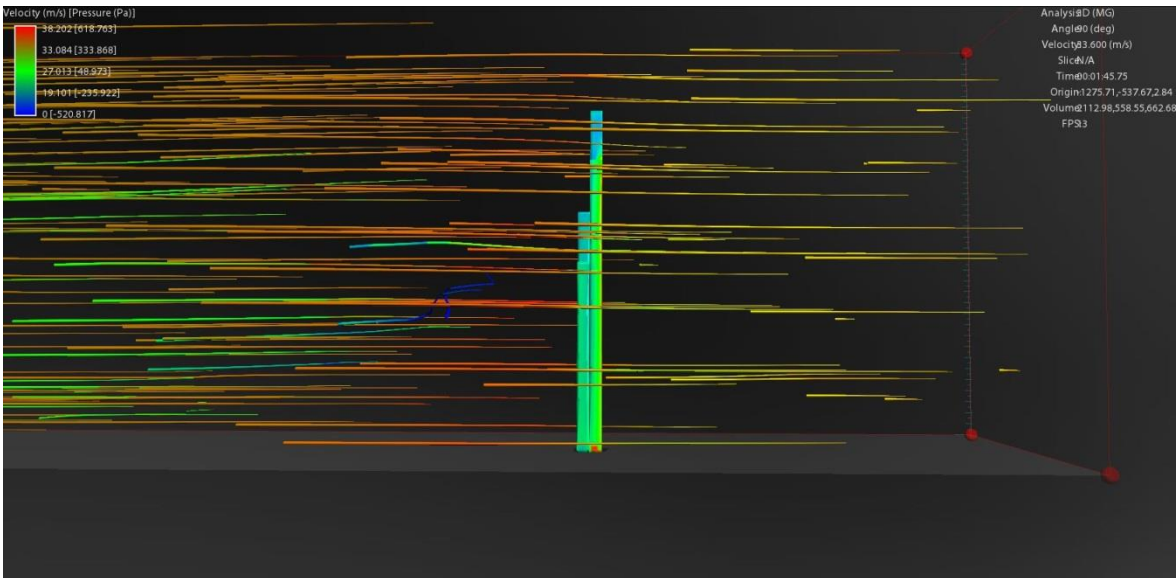
Εικόνα παραρτήματος A-14 : Πιέσεις ανέμου στις 0° στο Bundled Tube για άνεμο στις 180°



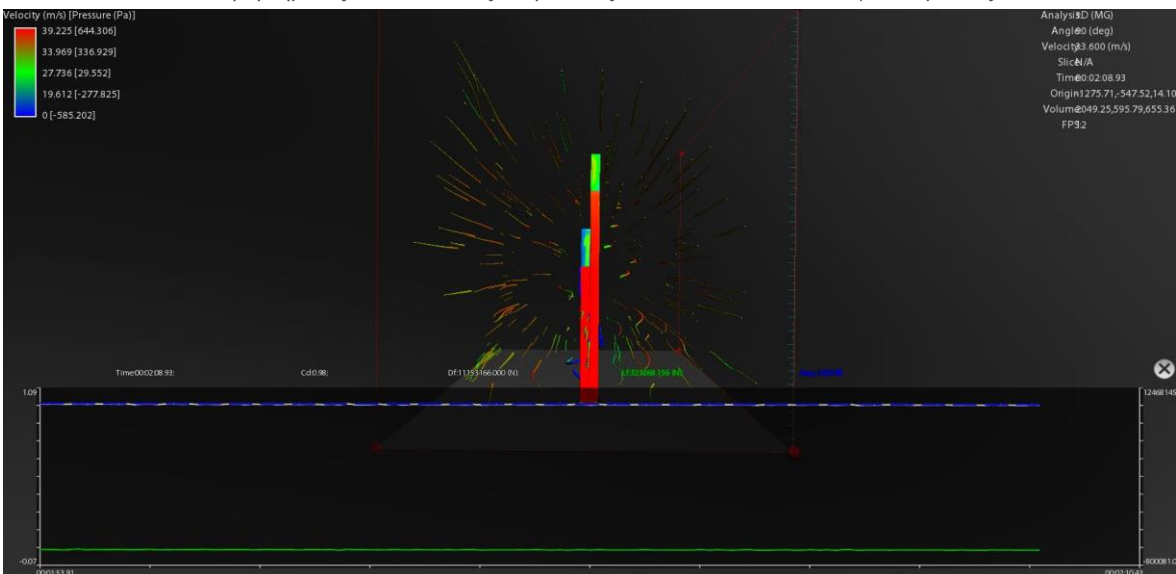
Εικόνα παραρτήματος A-15 : Πιέσεις ανέμου στις 90° στο Bundled Tube για άνεμο στις 180°



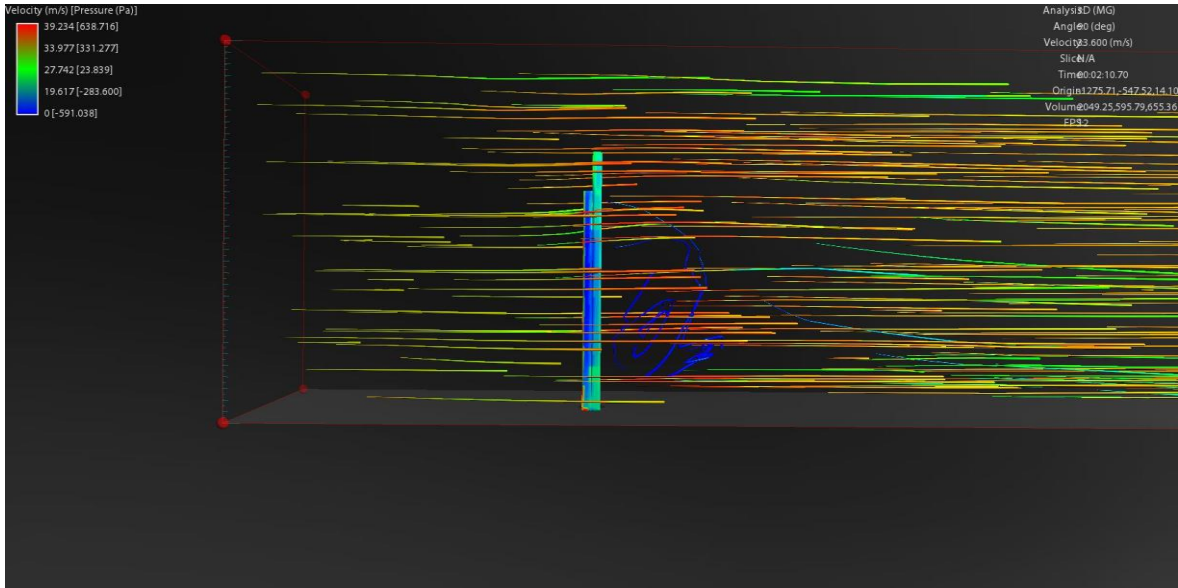
Εικόνα παραρτήματος A-16 : Πιέσεις ανέμου στις 180° στο Bundled Tube για άνεμο στις 180°



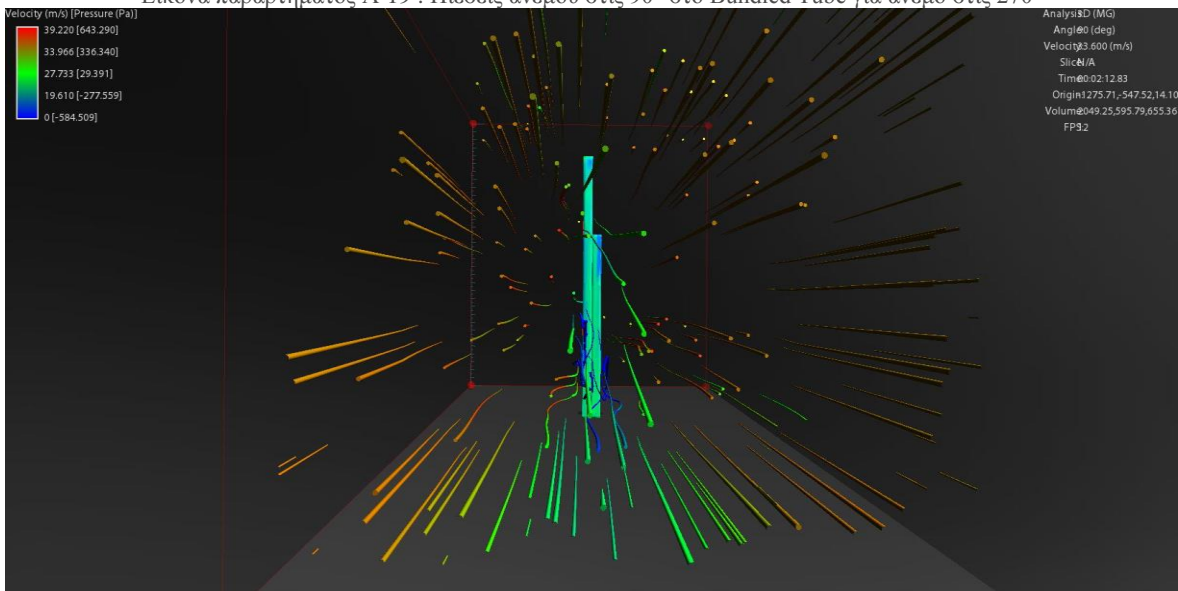
Εικόνα παραρτήματος A-17 : Πιέσεις ανέμου στις 270° στο Bundled Tube για άνεμο στις 180°



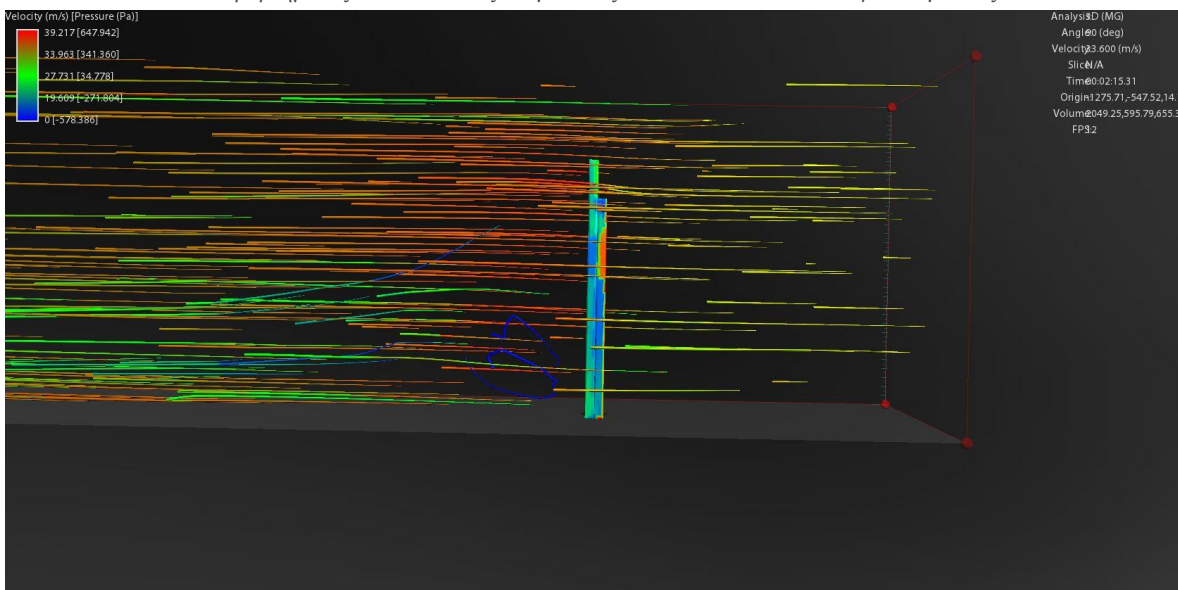
Εικόνα παραρτήματος A-18 : Πιέσεις ανέμου στις 0° στο Bundled Tube για άνεμο στις 270°



Εικόνα παραρτήματος A-19 : Πιέσεις ανέμου στις 90° στο Bundled Tube για άνεμο στις 270°

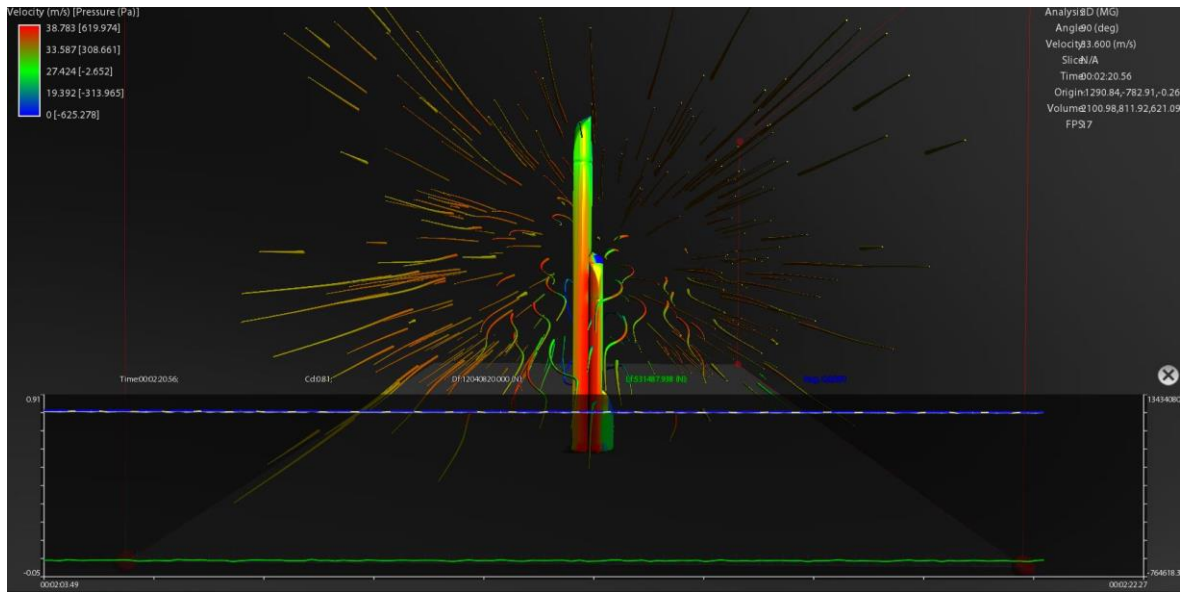


Εικόνα παραρτήματος A-20 : Πιέσεις ανέμου στις 180° στο Bundled Tube για άνεμο στις 270°

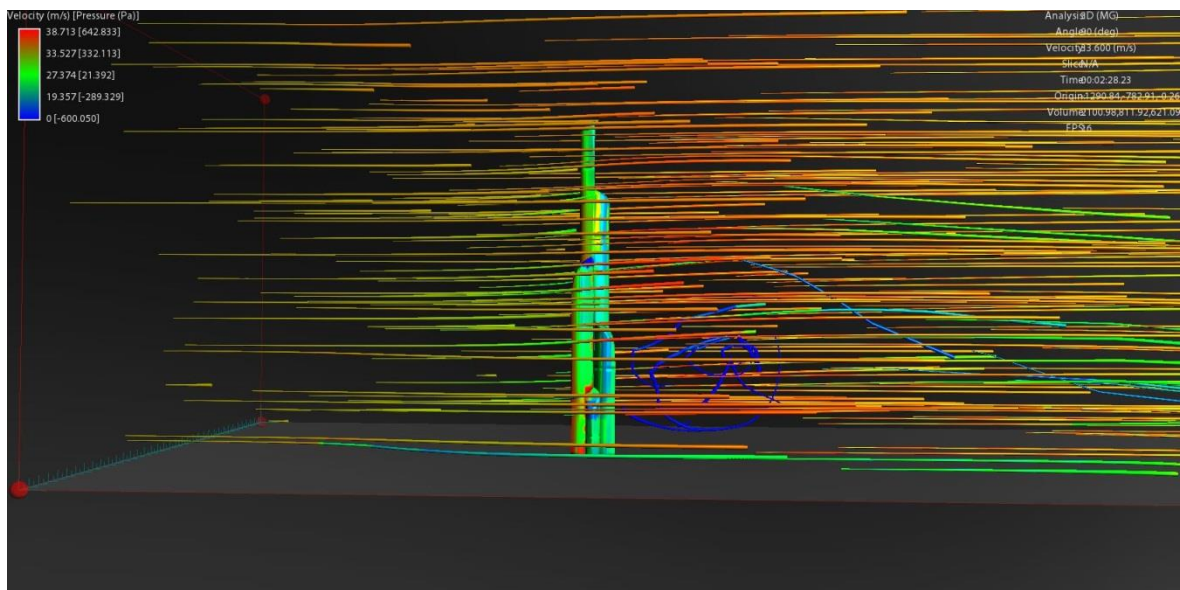


Εικόνα παραρτήματος A-21 : Πιέσεις ανέμου στις 270° στο Bundled Tube για άνεμο στις 270°

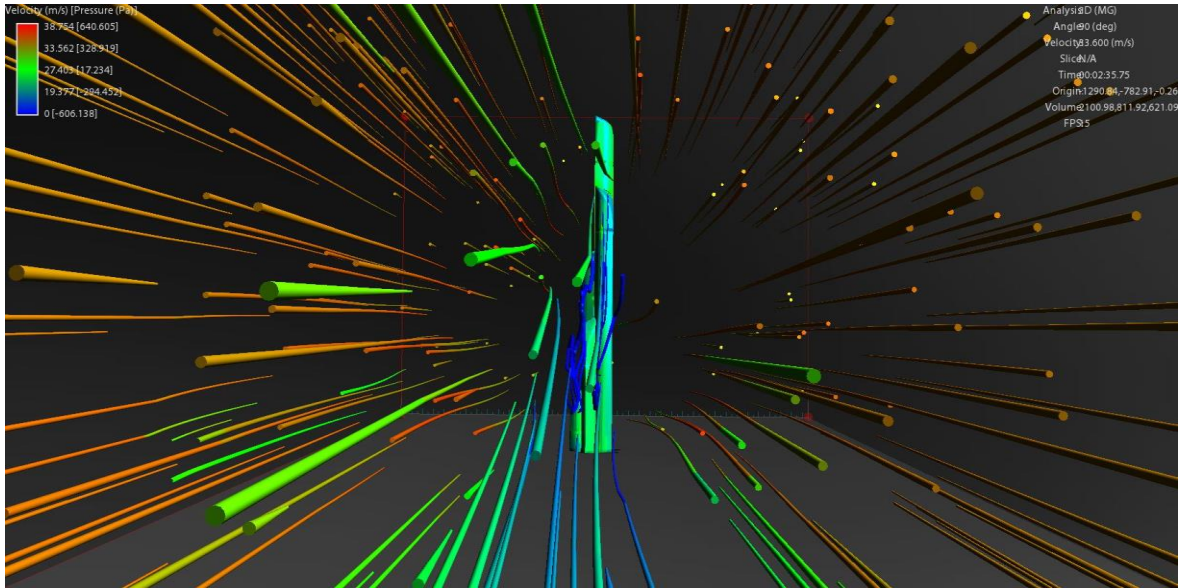
➤ Νέο μοντέλο



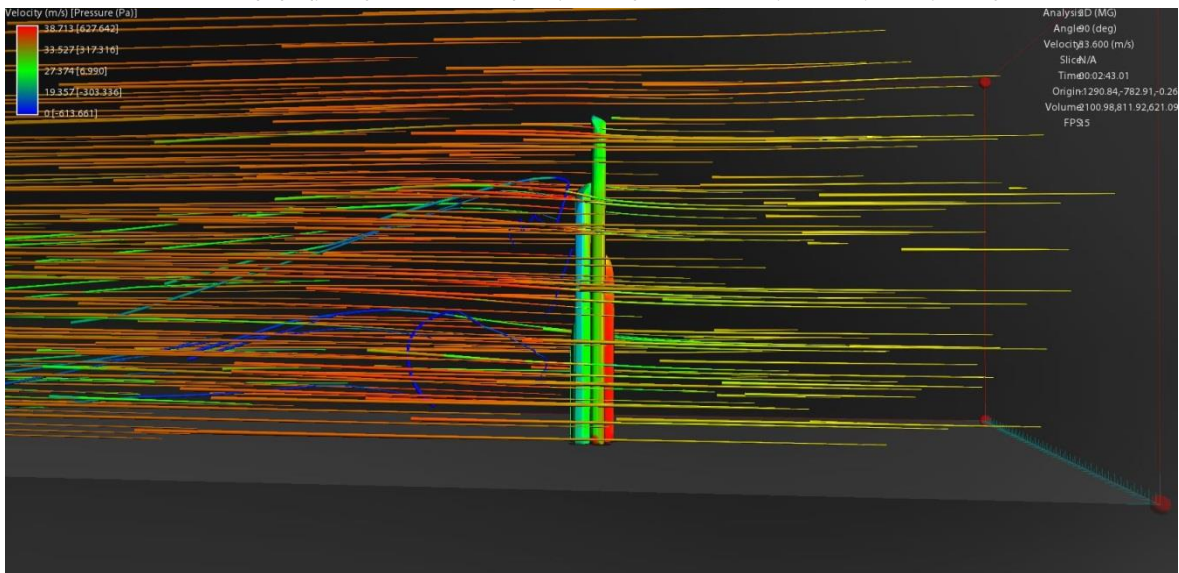
Εικόνα παρατήματος A-22 : Πιέσεις ανέμου στις 0° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 0°



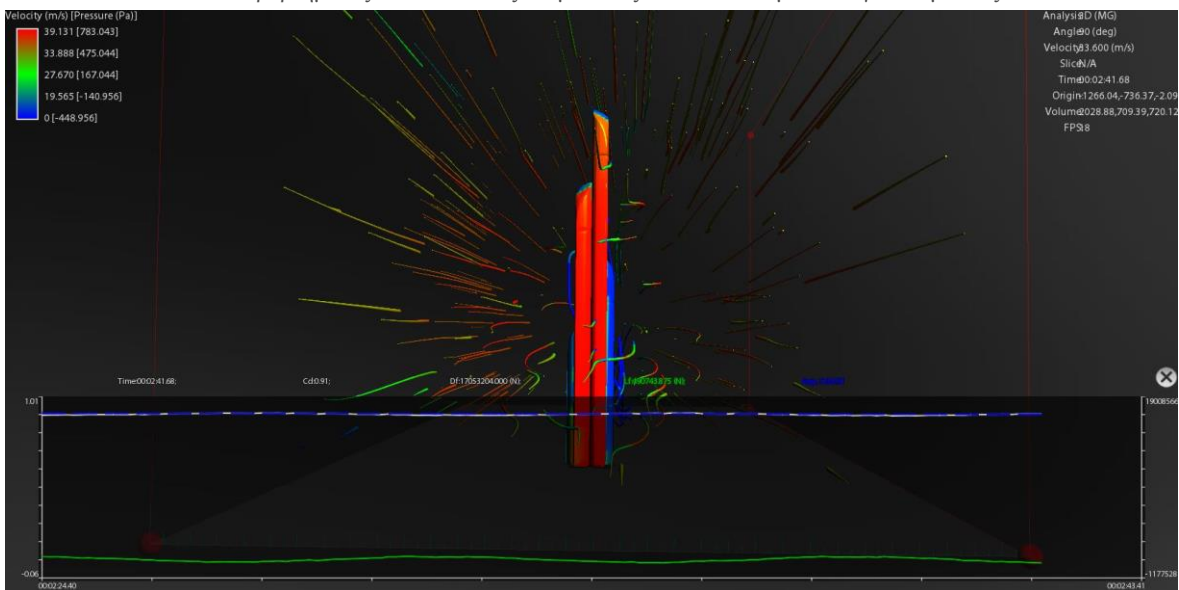
Εικόνα παρατήματος A-23 : Πιέσεις ανέμου στις 90° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 0°



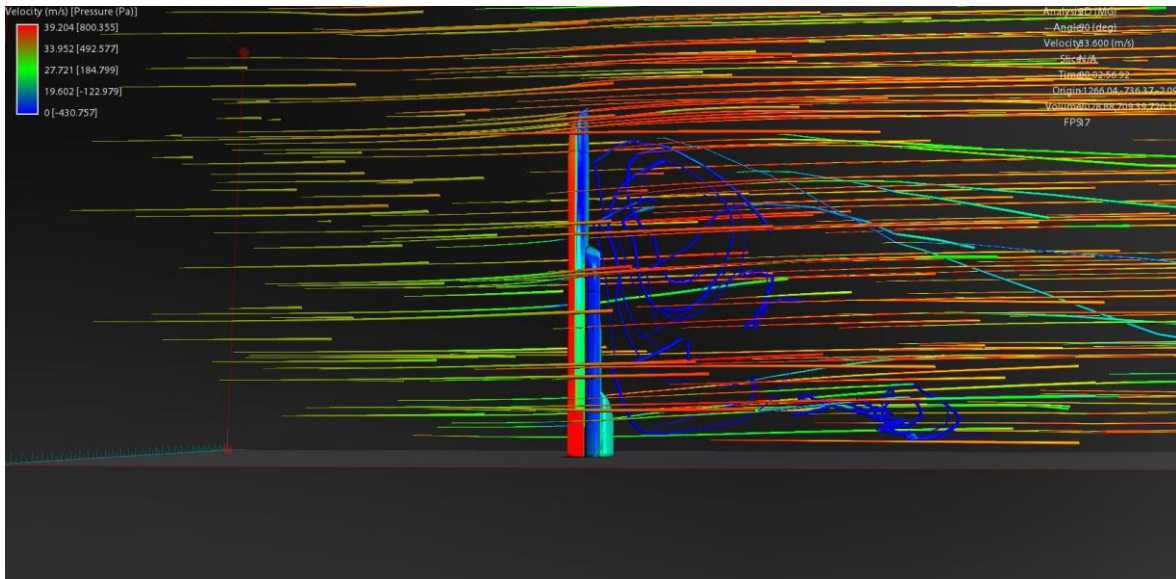
Εικόνα παρατήματος A-24 : Πιέσεις ανέμου στις 180° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 0°



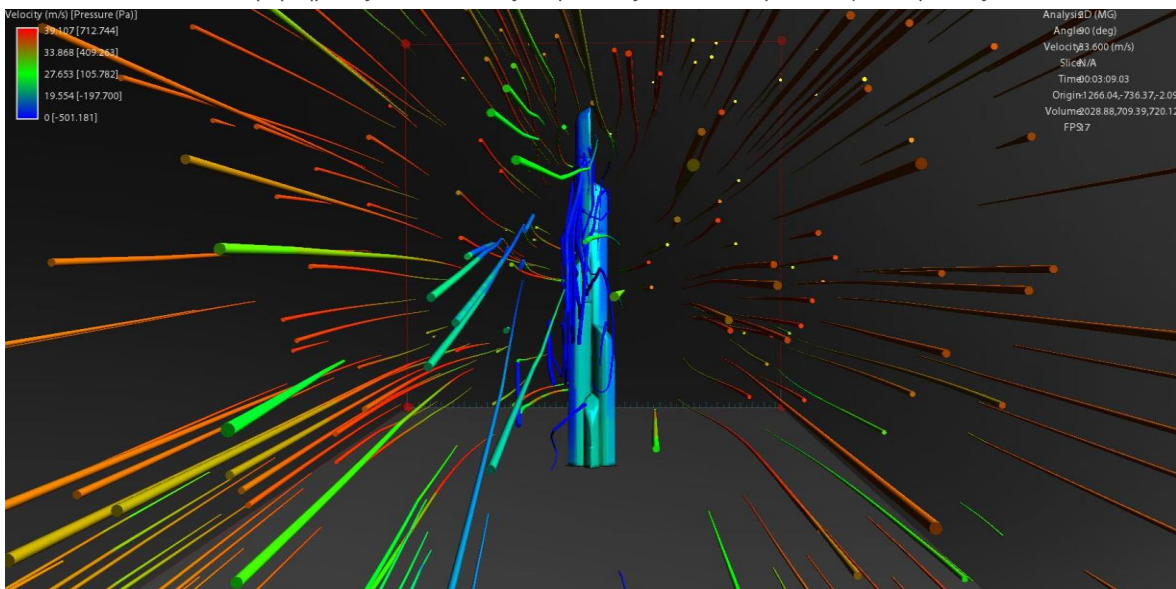
Εικόνα παρατήματος A-25 : Πιέσεις ανέμου στις 270° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 0°



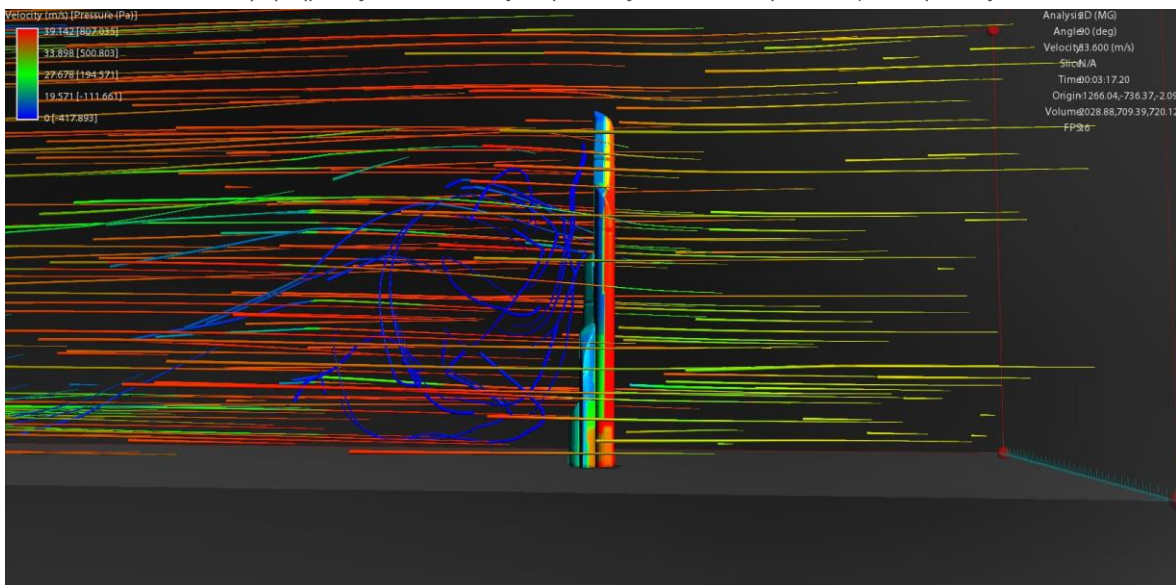
Εικόνα παρατήματος A-26 : Πιέσεις ανέμου στις 0° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 90°



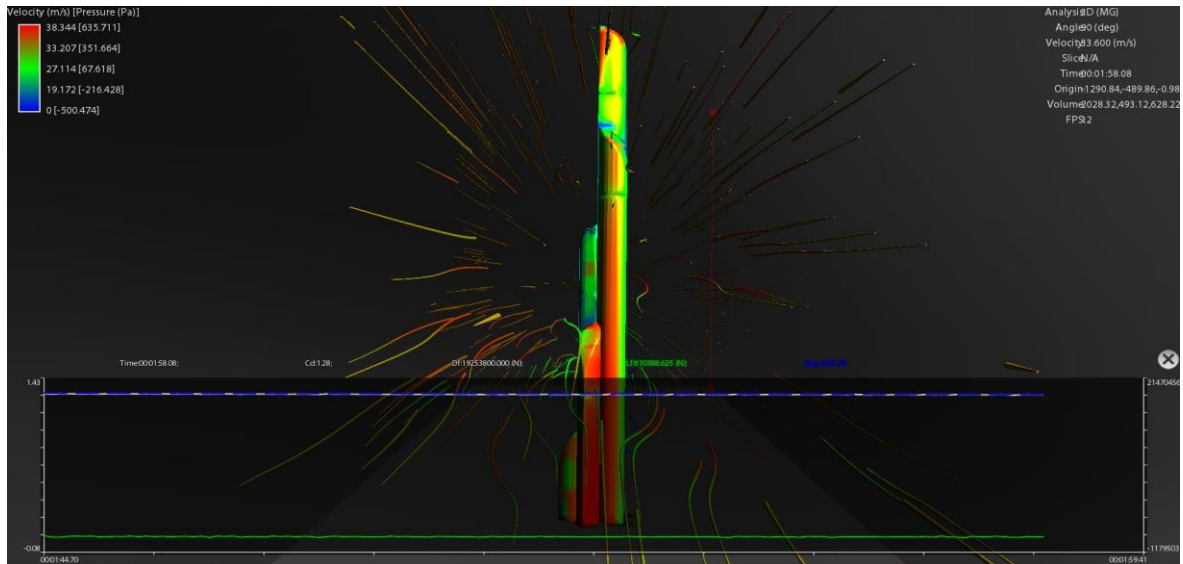
Εικόνα παραρτήματος A-27 : Πιέσεις ανέμου στις 90° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 90°



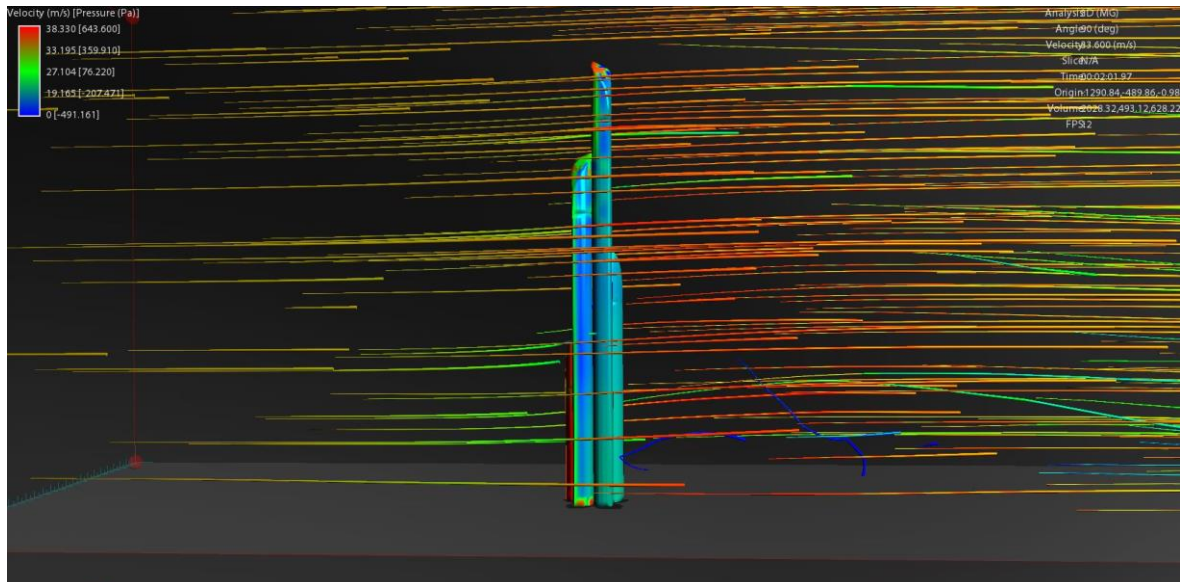
Εικόνα παραρτήματος A-28 : Πιέσεις ανέμου στις 180° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 90°



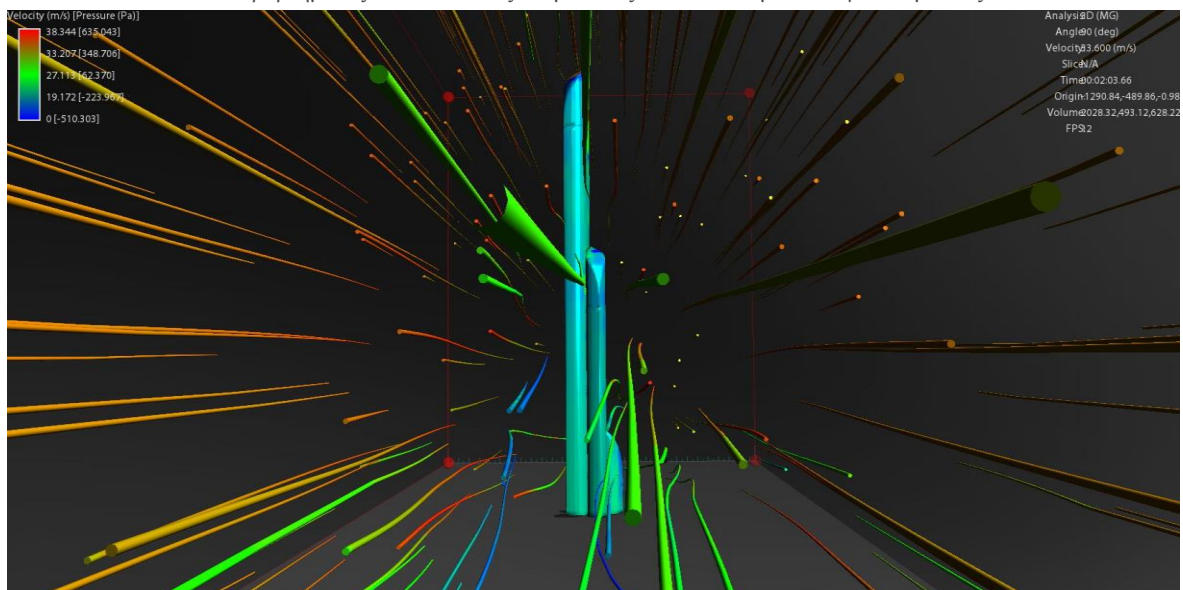
Εικόνα παραρτήματος A-29 : Πιέσεις ανέμου στις 270° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 90°



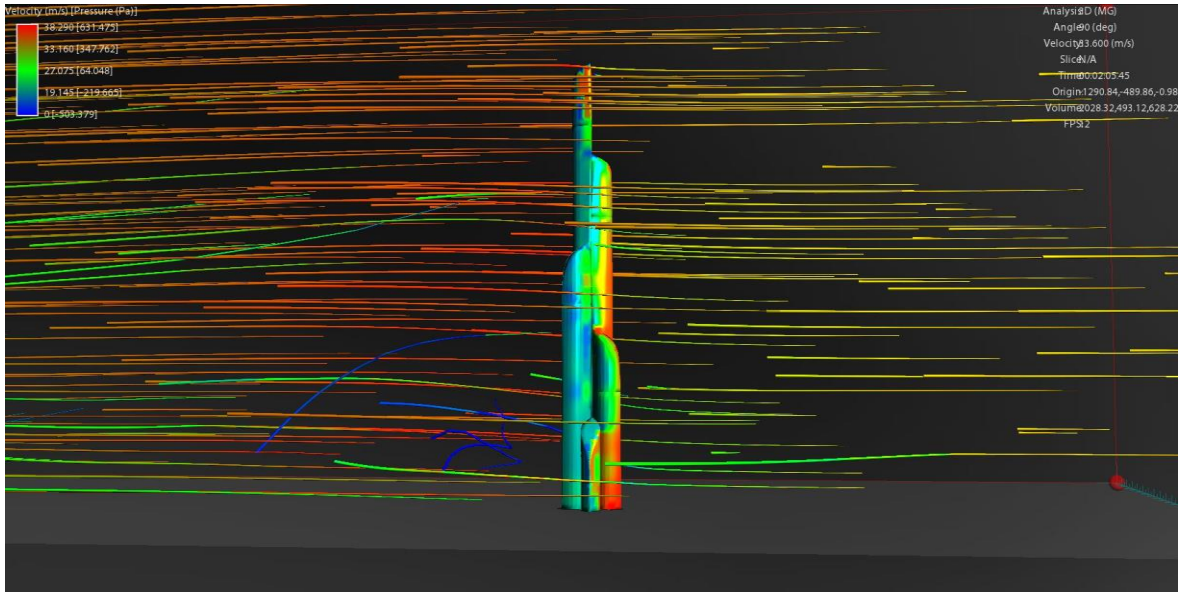
Εικόνα παραρτήματος A-30 : Πιέσεις ανέμου στις 0° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 180°



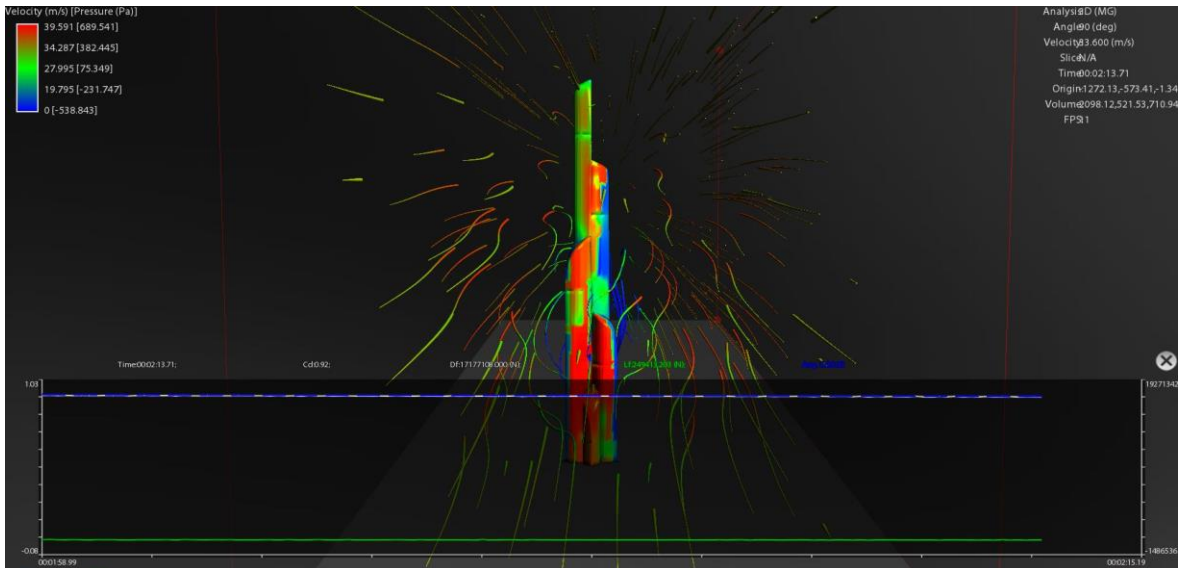
Εικόνα παραρτήματος A-31 : Πιέσεις ανέμου στις 90° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 180°



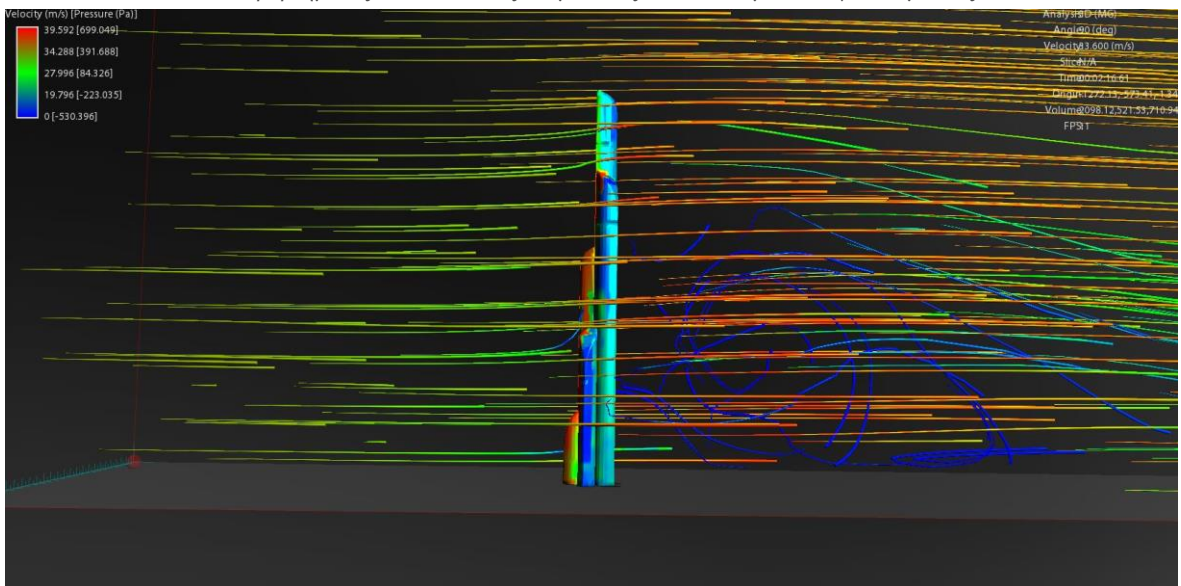
Εικόνα παραρτήματος A-32 : Πιέσεις ανέμου στις 180° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 180°



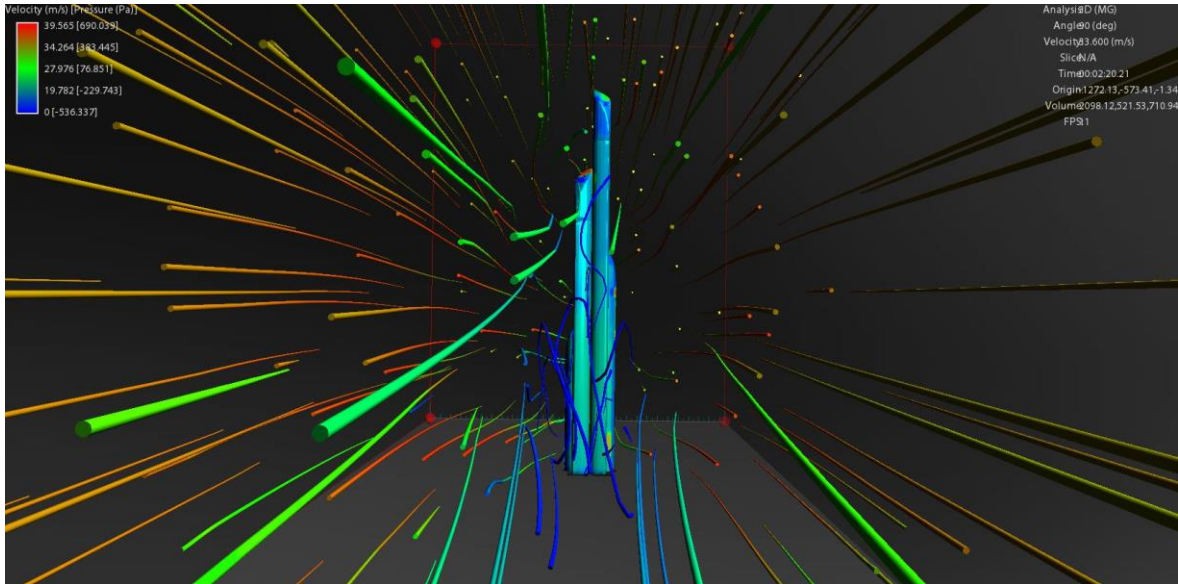
Εικόνα παραρτήματος A-33 : Πιέσεις ανέμου στις 270° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 180°



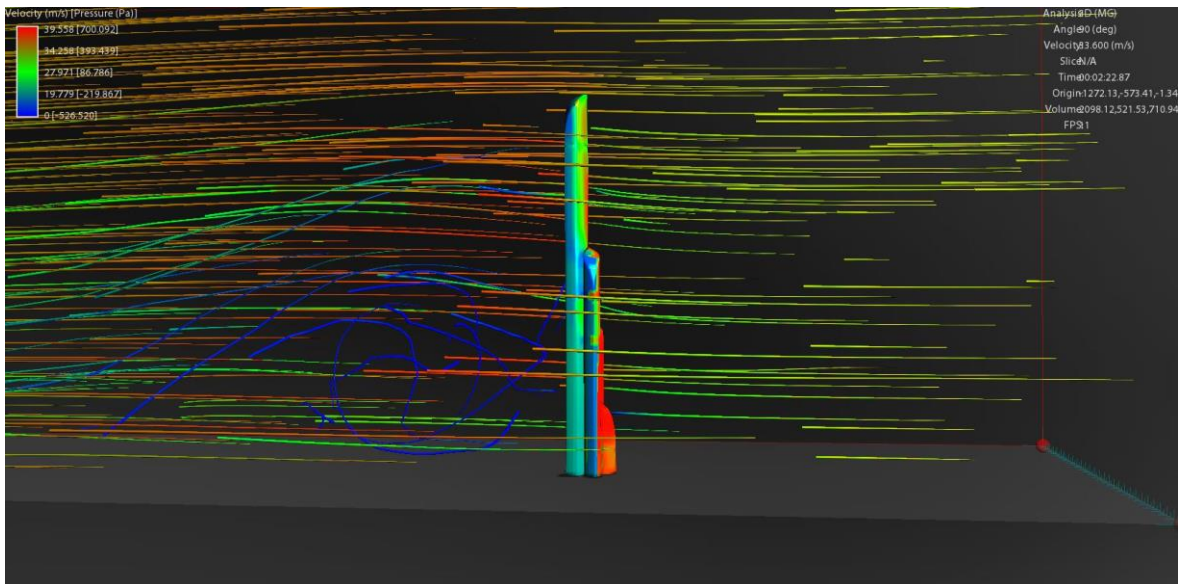
Εικόνα παραρτήματος A-34 : Πιέσεις ανέμου στις 0° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 270°



Εικόνα παραρτήματος A-35 : Πιέσεις ανέμου στις 90° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 270°



Εικόνα παραρτήματος A-36 : Πιέσεις ανέμου στις 180° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 270°



Εικόνα παραρτήματος A-37 : Πιέσεις ανέμου στις 270° στο νέο μοντέλο για άνεμο στις 270°

Παράρτημα Β

Εμβαδόν Κάτοψης Flower Model

Επίπεδο	1ο	Όροφος	Όροφος	Φύλλο 1	Φύλλο 2	Φύλλο 3	Φύλλο 4	Φύλλο 5	Εμβαδόν Ορόφου
Ύψος	102	1	1	481,4	481,4	481,4	481,4	481,4	2.406,9
Ύψος Βάσης	0	2	2	481,4	481,4	481,4	481,4	481,4	2.406,9
Τελικό Ύψος	102	3	3	481,4	481,4	481,4	481,4	481,4	2.406,9
Ύψος Ορόφου	6	4	4	481,4	481,4	481,4	481,4	481,4	2.406,9
Όροφοι	17	5	5	481,4	481,4	481,4	481,4	481,4	2.406,9
Αριθμός Φύλλων	5	6	6	481,4	481,4	481,4	481,4	481,4	2.406,9
Όροφος Belt Truss στο επίπεδο	5	7	7	481,3	481,4	481,4	481,4	481,4	2.406,9
Όροφος Belt Truss στο σύνολο	5	8	8	481,1	481,4	481,4	481,4	481,4	2.406,6
Όροφος Έναρξης Κλίσης Στέγης τοπικά	6	9	9	480,3	481,4	481,4	481,4	481,4	2.405,9
Όροφος Έναρξης Κλίσης Στέγης συνολικά	6	10	10	478,2	481,4	481,4	481,4	481,4	2.403,7
Πρώτος Όροφος	1	11	11	472,6	481,4	481,4	481,4	481,4	2.398,2
Τελευταίος Όροφος	17	12	12	459,3	481,4	481,4	481,4	481,4	2.384,8
		13	13	429,2	481,4	481,4	481,4	481,4	2.354,8
		14	14	364,8	481,4	481,4	481,4	481,4	2.290,3
		15	15	242,8	481,4	481,4	481,4	481,4	2.168,3
		16	16	81,8	481,4	481,4	481,4	481,4	2.007,4
		17	17	0,0	481,4	481,4	481,4	481,4	1.925,5
		Σύνολο		6.859,8	8.183,6	8.183,6	8.183,6	8.183,6	39.594,0
							Γενικό Σύνολο		39.594

Επίπεδο	2ο	Όροφος	Όροφος	Φύλλο 2	Φύλλο 3	Φύλλο 4	Φύλλο 5	Εμβαδόν Όροφου
Ύψος Όροφου (m)	5	18	1	481,4	481,4	481,4	481,4	1.925,5
Όροφοι	20	19	2	481,4	481,4	481,4	481,4	1.925,5
Ύψος	100	20	3	481,4	481,4	481,4	481,4	1.925,5
Ύψος Βάσης	102	21	4	481,4	481,4	481,4	481,4	1.925,5
Τελικό Ύψος (m)	202	22	5	481,4	481,4	481,4	481,4	1.925,5
Αριθμός Φύλλων	4	23	6	481,4	481,4	481,4	481,4	1.925,5
Όροφος Belt Truss στο επίπεδο	5	24	7	481,4	481,4	481,4	481,4	1.925,5
Όροφος Belt Truss στο σύνολο	22	25	8	481,3	481,4	481,4	481,4	1.925,5
Όροφος Έναρξης Κλίσης Στέγης τοπικά	6	26	9	481,1	481,4	481,4	481,4	1.925,3
Όροφος Έναρξης Κλίσης Στέγης συνολικά	22	27	10	480,7	481,4	481,4	481,4	1.924,8
Πρώτος Όροφος	18	28	11	479,5	481,4	481,4	481,4	1.923,7
Τελευταίος Όροφος	37	29	12	476,9	481,4	481,4	481,4	1.921,0
		30	13	471,1	481,4	481,4	481,4	1.915,2
		31	14	459,3	481,4	481,4	481,4	1.903,5
		32	15	436,1	481,4	481,4	481,4	1.880,3
		33	16	391,9	481,4	481,4	481,4	1.836,0
		34	17	311,7	481,4	481,4	481,4	1.755,8
		35	18	190,2	481,4	481,4	481,4	1.634,3
		36	19	58,4	481,4	481,4	481,4	1.502,5
		37	20	0,0	481,4	481,4	481,4	1.444,2
			Σύνολο	8.087,8	9.627,7	9.627,7	9.627,7	36.971,0
							Γενικό Σύνολο	76.565

Επίπεδο	3ο	Όροφος	Όροφος		Φύλλο 3	Φύλλο 4	Φύλλο 5	Εμβαδόν Όροφου
Ύψος Όροφου (m)	4,5	38	1		481,4	481,4	481,4	1.444,2
Όροφοι	22	39	2		481,4	481,4	481,4	1.444,2
Ύψος	99	40	3		481,4	481,4	481,4	1.444,2
Ύψος Βάσης	202	41	4		481,4	481,4	481,4	1.444,2
Τελικό Ύψος (m)	301	42	5		481,4	481,4	481,4	1.444,2
Αριθμός Φύλλων	5	43	6		481,4	481,4	481,4	1.444,2
Όροφος Belt Truss στο επίπεδο	6	44	7		481,4	481,4	481,4	1.444,2
Όροφος Belt Truss στο σύνολο	43	45	8		481,4	481,4	481,4	1.444,1
Όροφος Έναρξης Κλίσης Στέγης τοπικά	7	46	9		481,3	481,4	481,4	1.444,1
Όροφος Έναρξης Κλίσης Στέγης συνολικά	44	47	10		481,1	481,4	481,4	1.443,9
Πρώτος Όροφος	38	48	11		480,6	481,4	481,4	1.443,4
Τελευταίος Όροφος	59	49	12		479,5	481,4	481,4	1.442,3
		50	13		477,2	481,4	481,4	1.440,0
		51	14		472,6	481,4	481,4	1.435,4
		52	15		463,7	481,4	481,4	1.426,5
		53	16		447,3	481,4	481,4	1.410,1
		54	17		417,3	481,4	481,4	1.380,1
		55	18		364,8	481,4	481,4	1.327,5
		56	19		279,3	481,4	481,4	1.242,0
		57	20		162,5	481,4	481,4	1.125,2
		58	21		47,8	481,4	481,4	1.010,6
		59	22		0,0	481,4	481,4	962,8
			Σύνολο		8.906,1	10.590,5	10.590,5	27.198,8
						Γενικό Σύνολο		103.764

Επίπεδο	4ο	Όροφος	Όροφος				Φύλλο 4	Φύλλο 5	Εμβαδόν Όροφου
Ύψος Όροφου (m)	4	60	1				481,4	481,4	962,8
Όροφοι	25	61	2				481,4	481,4	962,8
Ύψος	100	62	3				481,4	481,4	962,8
Ύψος Βάσης	301	63	4				481,4	481,4	962,8
Τελικό Ύψος (m)	401	64	5				481,4	481,4	962,8
Αριθμός Φύλλων	2	65	6				481,4	481,4	962,8
Όροφος Belt Truss στο επίπεδο	7	66	7				481,4	481,4	962,8
Όροφος Belt Truss στο σύνολο	66	67	8				481,4	481,4	962,8
Όροφος Έναρξης Κλίσης Στέγης τοπικά	8	68	9				481,4	481,4	962,8
Όροφος Έναρξης Κλίσης Στέγης συνολικά	67	69	10				481,3	481,4	962,7
Πρώτος Όροφος	60	70	11				481,2	481,4	962,6
Τελευταίος Όροφος	84	71	12				480,9	481,4	962,3
		72	13				480,3	481,4	961,7
		73	14				479,2	481,4	960,5
		74	15				476,9	481,4	958,3
		75	16				472,6	481,4	954,0
		76	17				465,0	481,4	946,4
		77	18				451,9	481,4	933,2
		78	19				429,2	481,4	910,6
		79	20				391,9	481,4	873,3
		80	21				331,0	481,4	812,4
		81	22				242,8	481,4	724,2
		82	23				134,7	481,4	616,1
		83	24				38,2	481,4	519,6
		84	25				0,0	481,4	481,4
			Σύνολο				10.169,6	12.034,6	22.204,2
							Γενικό Σύνολο		125.968

Επίπεδο	5ο	Όροφος	Όροφος					Φύλλο 5	Εμβαδόν Όροφου
Ύψος Όρόφου (m)	3,5	85	1					481,4	481,4
Όροφοι	30	86	2					481,4	481,4
Ύψος	105	87	3					481,4	481,4
Ύψος Βάσης	401	88	4					481,4	481,4
Τελικό Ύψος (m)	506	89	5					481,4	481,4
Αριθμός Φύλλων	1	90	6					481,4	481,4
Όροφος Belt Truss στο επίπεδο	9	91	7					481,4	481,4
Όροφος Belt Truss στο σύνολο	93	92	8					481,4	481,4
Όροφος Έναρξης Κλίσης Στέγης τοπικά	10	93	9					481,4	481,4
Όροφος Έναρξης Κλίσης Στέγης συνολικά	94	94	10					481,4	481,4
Πρώτος Όροφος	85	95	11					481,4	481,4
Τελευταίος Όροφος	114	96	12					481,4	481,4
		97	13					481,3	481,3
		98	14					481,2	481,2
		99	15					481,0	481,0
		100	16					480,5	480,5
		101	17					479,7	479,7
		102	18					478,2	478,2
		103	19					475,6	475,6
		104	20					471,1	471,1
		105	21					463,7	463,7
		106	22					451,9	451,9
		107	23					432,8	432,8
		108	24					403,0	403,0
		109	25					356,9	356,9
		110	26					290,6	290,6
		111	27					203,7	203,7
		112	28					107,7	107,7
		113	29					25,0	25,0
		114	300					0,0	0,0
			Σύνολο					12.340,4	12.340,4
								Γενικό Σύνολο	138.308

