



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική Εργασία

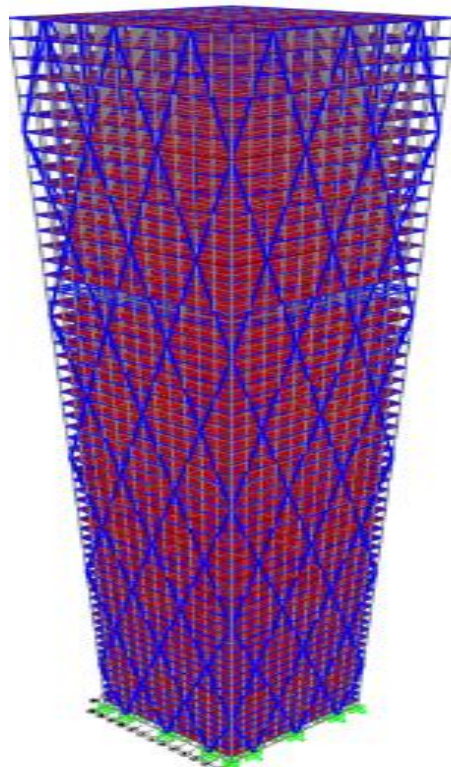
**ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΨΗΛΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕ
ΤΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΤΟΥ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΠΛΕΓΜΑΤΟΣ**

Συγγραφέας

Καμπανής Πάυλος-Εμμανουήλ

Επιβλέπων Καθηγητής

Πνευματικός Νικόλαος



Αθήνα, Δεκέμβριος 2021



UNIVERSITY OF WEST ATTICA
SCHOOL OF ENGINEERING
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

Diploma Thesis

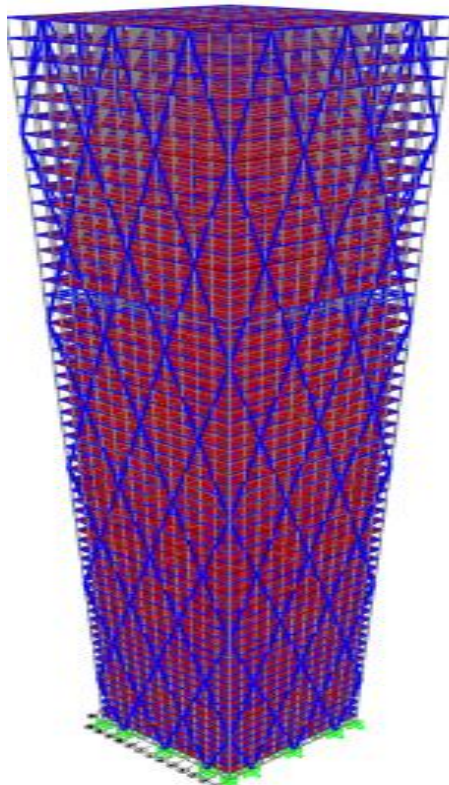
**STRUCTURAL DESIGN OF A STEEL HIGH-RISE BUILDING WITH
DIAGRID SYSTEM**

Student

Kampanis Pavlos-Emmanouil

Supervisor

Pneumatikos Nikolaos



Athens, December 2021



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΨΗΛΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕ ΤΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΤΟΥ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΠΛΕΓΜΑΤΟΣ

Η διπλωματική εργασία εξετάστηκε επιτυχώς από την κάτωθι Εξεταστική Επιτροπή:

Α/α	ΟΝΟΜΑ ΕΠΩΝΥΜΟ	ΒΑΘΜΙΔΑ/ΙΔΙΟΤΗΤΑ	ΨΗΦΙΑΚΗ ΥΠΟΓΡΑΦΗ
1	Πνευματικός Νικόλαος (Επιβλέπων Καθηγητής)	Πολιτικός Μηχανικός, Αναπληρωτής Καθηγητής	
2	Ρεπαλής Κωνσταντίνος (Εξεταστής)	Πολιτικός Μηχανικός, Αναπληρωτής Καθηγητής	
3	Δημάκος Κωνσταντίνος (Εξεταστής)	Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής	

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο κάτωθι υπογεγραμμένος Καμπανής Πάυλος Εμμανουήλ του Περούλη, με αριθμό μητρώου 45436 φοιτητής του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής Μηχανικών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της διπλωματικής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του πτυχίου μου».

Ο Δηλών



ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Περίληψη	27
Abstract	29
Ευχαριστίες	30
Διάρθρωση διπλωματικής εργασίας	31
Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή	34
1.1 Ορισμός υψηλών κτηρίων	34
1.2 Διαφορές υψηλών και χαμηλών κατασκευών	35
1.3 Ιστορική αναδρομή	36
1.4 Η πρώτη εμφάνιση των ουρανοξυστών	38
1.5 Νόμος Zoning	40
1.6 Η ραγδαία εξέλιξη της τρίτης διάστασης.....	41
1.7 Η μικτή χρήση υπηρεσιών μέσω του ουρανοξύστη	42
1.8 Πολυώροφα κτήρια στην Ελλάδα και οι φουτουριστικοί ουρανοξύστες.....	43
Κεφάλαιο 2: Κύρια χαρακτηριστικά και φαινόμενα υψηλών κτηρίων	45
2.1 Φαινόμενο διατμητικής υστέρησης (Shear lag effect).....	45
2.2 Φαινόμενο δευτέρας τάξης (P-Δ effect)	46
2.3 Φαινόμενο καπνοδόχου (Stack effect).....	47
2.4 Κριτήρια σχεδιασμού υψηλών κτηρίων.....	48
2.5 Διαφορική βράχυνση υποστυλώματος.....	49
2.6 Η σπουδαιότητα των ανελκυστήρων	50
2.7 Μηχανικοί όροφοι.....	52
2.8 Πυρήνας (Core).....	53
Κεφάλαιο 3: Συστήματα απόσβεσης, περιβαλλοντικής αξιολόγησης και κατηγορίες συνδέσεων	55
3.1 Εισαγωγή	55

3.2 Παθητικά συστήματα ελέγχου	55
3.3 Ενεργά συστήματα ελέγχου	58
3.4 Ημιενεργά συστήματα ελέγχου	59
3.5 Μικτά συστήματα ελέγχου	60
3.6 Ανάπτυξη δομικού συστήματος μέσω των συστημάτων ελέγχου	60
3.7 Συστήματα περιβαλλοντικής αξιολόγησης	61
3.8 Κατηγορίες συνδέσεων	66
Κεφάλαιο 4: Δοκοί, υποστυλώματα, συστήματα δαπέδου και συστήματα παραλαβής των φορτίων στα υψηλά κτήρια	67
4.1 Εισαγωγή	67
4.2 Δοκοί	68
4.2.1 Δοκοί με οπές στον κορμό (Castellated beams)	68
4.2.2 Δοκός σύζευξης (Spandrel beam)	70
4.2.3 Ενισχυμένη δοκός (Haunch girder)	71
4.3 Υποστυλώματα	72
4.3.1 Σύμμικτα υποστυλώματα	72
4.3.2 Υπερυποστυλώματα (Mega-columns)	75
4.4 Συστήματα δαπέδου (Floor systems)	76
4.4.1 Σύστημα πλακών χωρίς δοκούς (Slim-floor system)	77
4.4.2 Σύστημα δαπέδου USFB	79
4.4.3 Προκατασκευασμένο σύστημα δαπέδου (PUSS)	80
4.4.4 Σύστημα δαπέδου ITECH	81
4.4.5 Προεντεταμένες πλάκες με διαμήκεις οπές (Prestressed hollow core slabs)	83
4.5 Πλάκες επί τοιχωμάτων	84
4.6 Πλάκες από τσιμεντόλιθους (Hardy slab)	85
4.7 Συστήματα μεταφοράς δράσεων (Transfer structures)	86
4.8 Συμβατικά συστήματα δαπέδου	88

4.9 Συστήματα παραλαβής κατακόρυφων και πλευρικών φορτίων	89
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Κύρια δομικά συστήματα υψηλών κτηρίων.....	90
5.1 Κατηγορίες δομικών συστημάτων πολυώροφων κτηρίων	90
5.1.1 Εσωτερικά και εξωτερικά δομικά συστήματα	91
5.2 Δομικά συστήματα υψηλών κτηρίων	92
5.2.1 Καμπτόμενα πλαίσια (Moment-resisting frames).....	92
5.2.2 Σύστημα διατμητικού τοιχώματος (shear wall system).....	97
5.2.2.1 Βέλτιστη θέση διατμητικών τοιχωμάτων	98
5.2.2.2 Διατομές διατμητικών τοιχωμάτων	99
5.2.2.3 Ζεύγη διατμητικών τοιχωμάτων (Coupled shear wall).....	99
5.2.2.4 Χαλύβδινα διατμητικά τοιχώματα (Steel plate shear wall)	100
5.2.2.5 Σύμμικτα διατμητικά τοιχώματα	101
5.3 Σύστημα αλληλεπίδρασης διατμητικού τοιχώματος - καμπτόμενου πλαισίου (Shear wall – moment / rigid frame interaction system).....	102
5.4 Σύστημα αλληλεπίδρασης καμπτόμενου πλαισίου / διατμητικού τοιχώματος-ενισχυμένου πλαισίου (Moment frame / shear wall-braced frame interaction system)	105
5.5 Μετατιθέμενα δικτυώματα (Staggered trusses).....	107
5.6 Ενισχυμένα πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας (Braced frames)..	110
5.6.1 Πλαίσια με δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα (Eccentric braced frames)	111
5.6.2 Πλαίσια με δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (Concentric braced frames).....	113
5.6.3 Πλαίσια με αντιλυσμικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (Buckling restrained braced frames).....	114
5.7 Σύστημα πυρήνα-ζυγοστάτη (Core-outrigger system)	117
5.7.1 Βέλτιστες θέσεις ζυγοστάτη	120
5.7.2 Ζυγοστάτες απόσβεσης (damped outriggers)	121

5.7.3 Πλασματικοί ζυγοστάτες (virtual outriggers).....	123
5.7.4 Μετατοπισμένος ζυγοστάτης (offset outrigger).....	125
5.7.5 Τύποι ζυγοστατών ανάλογα με το δομικό υλικό	126
5.7.6 Σύγχρονες απόψεις σχεδιασμού.....	128
5.8 Σωληνοειδή συστήματα (Tubular systems).....	130
5.8.1 Σωληνοειδές πλαίσιο (Framed tube).....	131
5.8.2 Σωληνοειδής κατασκευή με ακανόνιστο σχήμα (Tube with irregular shape)	135
5.8.3 Σύστημα σωλήνα σε σωλήνα (tube in tube system)	136
5.8.4 Σύστημα ενισχυμένου σωλήνα (Braced / Trussed tube system).....	138
5.8.4.1 Ενισχυμένοι υπερσωλήνες (Braced megatube)	140
5.8.5 Δεσμοποιημένο σωληνοειδές σύστημα (Bundled / Modular tube system) ..	142
5.8.6 Σύμμικτα σωληνοειδή συστήματα.....	145
5.9 Δυαδικά / μικτά συστήματα (Dual / hybrid systems)	146
5.10 Σύστημα χωροδικτύωματος (Space truss system)	147
5.11 Σύστημα πυρήνα και μέγα-πυρήνα (Core & mega-core structural system)	149
5.12 Σύστημα με εξωτερικό σκελετό (Exoskeleton system)	152
5.13 Υπερπλαίσια (Superframe structures).....	154
5.14 Συζευγμένοι πύργοι από υπερπλαίσια (Superframe conjoined towers).....	156
5.15 Σύστημα αντιστηριζόμενου πυρήνα (Buttressed core system).....	159
Κεφάλαιο 6: Σύστημα διαγωνίου πλέγματος (Diagrid system)	163
6.1 Εισαγωγή	163
6.2 Λόγοι επιλογής διαγωνίου πλέγματος	165
6.3 Κατασκευές με διαγώνια πλέγματα	166
6.4 Σχεδιασμός για απόδοση.....	167
6.4.1 Δράση ανέμου	167
6.4.1.1 Χαρακτηριστικά κατασκευών εκ περιστροφής.....	167

6.4.2 Σεισμική δράση.....	169
6.4.3 Σωλήνες από χάλυβα γεμισμένοι με σκυρόδεμα (Concrete-filled steel tubes)	169
6.5 Κριτήρια δομικής απόδοσης.....	171
6.6 Κριτήρια επιλογής διαγωνίου πλέγματος	172
6.6.1 Ιδανικός διαγώνιος σύνδεσμος και δομική απόδοση.....	173
6.6.2 Επίδραση του διαγωνίου πλέγματος στους κόμβους.....	175
6.6.3 Μεγέθη διαγωνίων μελών για κτήρια με διαφορετικά ύψη και μορφές.....	176
6.7 Η παράμετρος του πυρήνα σε κατασκευές με διαγώνιο πλέγμα	178
6.7.1 Πυρήνες με πλαίσια από χάλυβα (Steel-framed cores)	179
6.7.1.1 Κεντρικός πυρήνας από χάλυβα (Centered steel core).....	180
6.7.1.2 Μετατοπισμένος πυρήνας από χάλυβα (Offset steel core).....	180
6.7.1.3 Πυρήνας από χάλυβα εξωτερικά του κτηρίου (Steel core outside of the building).....	181
6.7.1.4 Πυρήνες από χάλυβα για κατασκευές με μικτό διαγώνιο πλέγμα (Steel cores for hybrid diagrid buildings)	182
6.7.2 Πυρήνες από ωπλισμένο σκυρόδεμα (Reinforced concrete cores).....	183
6.7.2.1 Κεντρικός πυρήνας από σκυρόδεμα (Centered concrete core).....	184
6.7.2.2 Πυρήνας από σκυρόδεμα σε μία στενή κάτοψη (Concrete core for a new narrow plan).....	184
6.7.2.3 Πυρήνας από σκυρόδεμα για μεγάλη έκκεντρη φόρτιση (Core for highly eccentric loading).....	185
6.7.2.4 Πυρήνες από σκυρόδεμα σε υπερύψηλα κτήρια (concrete cores for Supertall buildings).....	186
6.8 Σχεδιασμός τοιχοπετάσματος και πρόσοψης (Curtain wall and facade design)..	188
6.8.1 Τριγωνικοί υαλοπίνακες (Triangular glazing)	190
6.8.2 Ευθύγραμμοι υαλοπίνακες (rectilinear glazing)	191
6.9 Εξωτερικά διαγώνια πλέγματα (Exterior diagrids).....	192

6.10 Δικέλυφη υάλινη όψη (Double skin façade).....	193
Κεφάλαιο 7: Συστήματα πενταγωνικού, εξαγωνικού, οκταγωνικού και πλέγματος Voronoi.....	194
7.1 Σύστημα εξαγωνικού πλέγματος (Hexagrid System)	194
7.1.1 Εισαγωγή	194
7.1.2 Πλεονεκτήματα εξαγωνικού πλέγματος	195
7.1.3 Τοπολογία εξαγωνικού πλέγματος	196
7.1.4 Στατική ανάλυση συστήματος	197
7.2 Σύστημα πενταγωνικού πλέγματος (Pentagrid system).....	201
7.3 Σύστημα οκταγωνικού πλέγματος (Octagrid system)	203
7.4 Πλέγμα Voronoi-Ψηφίδωση (Voronoi grid-Tessellation).....	204
7.4.1 Εισαγωγή	204
7.4.2 Διάγραμμα Voronoi	206
7.4.3 Γεωμετρική κατασκευή του μοτίβου Voronoi.....	207
7.4.3.1 Προσέγγιση τυχαίου Voronoi	207
7.4.3.2 Προσέγγιση διαταραχής.....	208
7.4.4 Μηχανικές ιδιότητες του πλέγματος Voronoi	210
7.4.5 Σχέδια Voronoi για ψηλά κτήρια.....	213
Κεφάλαιο 8: Κατηγορίες φορτίων.....	215
8.1 Τύποι φορτίων.....	215
8.2 Κατηγοριοποίηση δράσεων	216
8.2.1 Θερμικά φορτία.....	217
8.2.2 Φορτία χιονιού και φορτία οφειλόμενα στη βροχή και τον πάγο.....	218
8.2.3 Φορτία λόγω καθίζησης (Settlement Loads)	219
8.2.4 Πλευρική πίεση εδάφους	220
8.2.5 Κατασκευαστικά φορτία (Construction Loads).....	221
8.2.6 Δράσεις κατά την ανέγερση.....	223

8.2.7 Φορτία ειδικής αιτιολογίας (Special loads)	224
8.2.7.1 Πλημμύρες (Floods).....	224
8.2.7.2 Φορτία πρόσκρουσης οχήματος (Vehicle impact loads)	225
8.2.7.3 Εκρηκτικά φορτία (Blast loads).....	225
8.2.8 Δυναμικά φορτία.....	226
Κεφάλαιο 9: Πλευρικά φορτία (άνεμος, σεισμός)	228
9.1 Λογική σχεδιασμού πλευρικών φορτίων	228
9.2 Φορτίο ανέμου (Wind load).....	229
9.2.1 Διαμήκες φορτίο ανέμου (Along-wind load).....	230
9.2.2 Στρεπτικό φαινόμενο (Torsional effect)	231
9.2.3 Εγκάρσιο φορτίο ανέμου (Cross-wind load)	231
9.2.3.1 Φαινόμενο περιδίνησης (Vortex shedding)	232
9.2.3.2 Μηχανισμός περιστασιακών στροβιλισμών (incident turbulence mechanism).....	234
9.2.3.3 Υψηλότερες παράγωγοι της εγκάρσιας μετακίνησης (higher derivatives of across wind displacement)	235
9.3 Η επιρροή του ανέμου στο σχεδιασμό των υψηλών κτηρίων	236
9.4 Περιορισμοί στους κώδικες σχεδιασμού έναντι του ανέμου.....	237
9.5 Υπολογιστική Ρευστοδυναμική (Computational Fluid Dynamics-CFD).....	238
9.6 Δοκιμή αεροδυναμικής σήραγγας (Wind Tunnel Test).....	240
9.6.1 Τύποι αεροδυναμικής σήραγγας	242
9.6.2 Απαιτούμενες δομικές ιδιότητες για την ανάλυση δεδομένων αεροσήραγγας	244
9.7 Κατηγορίες και κριτήρια σχεδιασμού έναντι του ανέμου	244
9.7.1 Περιβαλλοντικές μελέτες για την επίδραση του ανέμου	244
9.7.2 Φορτία ανέμου στην πρόσοψη.....	244
9.7.3 Φορτία ανέμου στο δομικό σύστημα	245
9.7.4 Η ανθρώπινη αντίληψη στην κίνηση του κτηρίου λόγω των ταλαντώσεων	245

9.8 Σεισμικές δράσεις	246
9.8.1 Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας (Performance-Based Seismic Design)	246
9.8.2 Η χρήση της PBSB σε σύγκριση με τις τυπικές μεθόδους.....	247
9.8.3 Στόχοι απόδοσης της μεθόδου PBSB.....	248
9.8.4 Συστήματα αξιολόγησης της απόδοσης του σεισμού.....	250
9.8.5 Διαδικασία Αντισεισμικού Σχεδιασμού με Στάθμες Επιτελεστικότητας	251
9.8.6 Κατάλληλη χρήση του PBSB	252
9.9 Μέθοδοι ανάλυσης πλευρικών φορτίων στα υψηλά κτήρια.....	254
Κεφάλαιο 10: Θεμελιώσεις υψηλών κτηρίων	257
10.1 Εισαγωγή	257
10.2 Παράγοντες που επηρεάζουν την επιλογή της θεμελίωσης.....	257
10.3 Κατηγορίες θεμελίωσης.....	258
10.3.1 Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση (Raft/mat foundation).....	258
10.3.2 Επιπλέονσα θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση (Compensated raft foundation).....	259
10.3.3 Θεμελιώσεις με πασσάλους (Pile foundations)	261
10.3.4 Μπαρέτες (Barrettes)	264
10.3.5 Θεμελίωση επί πασσάλων συνδεδεμένων με τη γενική κοιτόστρωση (Piled raft foundation)	266
10.3.6 Επιπλέονσα θεμελίωση επί πασσάλων συνδεδεμένων με τη γενική κοιτόστρωση (Compensated pile raft foundation).....	270
10.3.6.1 Εκσκαφή και τοποθέτηση πασσάλων	271
10.3.6.2 Διαδικασία γενικής κοιτόστρωσης	272
10.4 Καινοτόμες επιλογές θεμελίωσης.....	275
10.4.1 Κελυφωτές θεμελιώσεις (Shell foundations).....	275
10.4.2 Θεμελίωση υπό δύσκολες εδαφικές συνθήκες	275

10.4.3	Ενσκυροδετημένοι υποδοχείς βλήτρων ελέγχου δυσκαμψίας (Controlled stiffness inserts)	277
10.4.4	Ενεργειακοί πάσσαλοι (Energy piles).....	278
10.5	Διαδικασία σχεδιασμού θεμελίωσης.....	280
10.5.1	Κατηγορίες ανάλυσης και σχεδιασμού	280
10.5.2	Στάδια σχεδιασμού θεμελίωσης.....	280
10.6	Δομοστατικός σχεδιασμός	282
10.6.1	Αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής (Soil-structure interaction)	282
10.6.2	Σχεδιασμός γενικής κοιτόστρωσης (Raft design).....	283
10.6.3	Σχεδιασμός πασσάλου (Pile design)	283
10.7	Δοκιμαστική φόρτιση ελέγχου πασσάλων θεμελίωσης.....	283
	Κεφάλαιο 11: Πυροπροστασία υψηλών κτηρίων	285
11.1	Κύρια θέματα σχεδιασμού πυροπροστασίας υψηλών κτηρίων	285
11.1.1	Διαμερισματοποίηση (Compartmentation).....	286
11.1.2	Εκκένωση (Evacuation)	288
11.1.2.1	Υπολογιστικά μοντέλα για την προσομοίωση εκκένωσης	289
11.1.3	Μέσα διαφυγής (σχεδιασμός εξόδων)	290
11.2	Δοκιμή πυρκαγιάς Cardington (Cardington fire test)	292
11.3	Διάφοροι κώδικες για την πυροπροστασία	294
11.3.1	Ευρωκώδικας	294
11.3.2	Οδηγίες κινεζικού σχεδιασμού	294
11.3.3	Κώδικας Νέας Ζηλανδίας (NZS 3404, Μέρος 1:1997).....	295
11.4	Βασικές αρχές πυροπροστασίας υψηλών κτηρίων	295
11.4.1	Δομοστατικός σχεδιασμός φορέων σε πυρκαγιά (Structural fire design) ..	296
11.5	Προσομοίωση πυρκαγιάς.....	297
11.6	Πυροθερμικό φορτίο (Fire load).....	297
11.7	Εξάπλωση πυρκαγιάς (Fire spread)	298

11.7.1 Οριζόντια και κατακόρυφη εξάπλωση πυρκαγιάς.....	298
11.8 Τα κριτήρια αποδοχής στο σχεδιασμό των δομικών μελών στα υψηλά κτήρια	300
11.9 Μέτρα προστασίας έναντι πυρκαγιάς	300
11.10 Σχεδιασμός χαλύβδινων μελών έναντι πυρκαγιάς.....	301
11.10.1 Μέθοδος κρίσιμης θερμοκρασίας (Critical temperature method)	302
11.10.2 Μέθοδος ροπής ικανότητας (Moment capacity method).....	302
11.11 Σχεδιασμός υαλοπινάκων έναντι πυρκαγιάς.....	303
11.12 Μέθοδοι αντιμετώπισης πυρκαγιάς στις μεταλλικές κατασκευές	303
11.13 Συνολική συμπεριφορά υψηλών κτηρίων σε συνθήκες πυρκαγιάς.....	308
11.14 Σύγχρονες τεχνολογίες στην πυροπροστασία.....	309
Κεφάλαιο 12: Ανάλυση και διαστασιολόγηση υψηλής μεταλλικής κατασκευής με το δομικό σύστημα του διαγώνιου πλέγματος με χρήση του στατικού προγράμματος SAP2000	310
12.1 Γεωμετρία του φορέα.....	310
12.2 Διαμόρφωση διαγώνιου πλέγματος	311
12.3 Δομικά υλικά.....	313
12.4 Διατομές.....	315
12.5 Διακριτοποίηση φορέα.....	320
12.6 Εσωτερικές αρθρώσεις (Releases).....	323
12.7 Δράσεις επί της κατασκευής.....	325
12.8 Σεισμικές δράσεις	330
12.8.1 Παράμετροι φάσματος σχεδιασμού	330
12.8.2 Δυναμική φασματική ανάλυση φορέα.....	333
12.9 Δράσεις ανέμου.....	337
12.9.1 Εξωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων ορθογωνικής κάτοψης.....	339
12.10 Ανάλυση και διαστασιολόγηση κατασκευής.....	346
12.10.1 Ιδιομορφική ανάλυση φορέα	346
12.10.2 Ιδιομορφική απόκριση φορέα	347

12.10.3 Διαγράμματα μετακινήσεων ορόφων χωρίς τη χρήση πυρήνα (1 ^ο μοντέλο)	350
12.10.4 Διαγράμματα μετακινήσεων ορόφων με τη χρήση πυρήνα (1 ^ο μοντέλο)	355
12.11 Προσομοίωση 2 ^{ου} μοντέλου	359
12.12 Προσομοίωση 3 ^{ου} μοντέλου	364
12.13 Προσομοίωση 4 ^{ου} μοντέλου	368
12.14 Τελική μελέτη 2 ^{ου} μοντέλου	371
12.14.1 Έλεγχος ως προς το πλάτος του διαγωνίου πλέγματος	371
12.14.2 Σχετικές μετακινήσεις οροφής και drift ratios	375
12.14.3 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών	378
12.14.4 Υπολογισμός τέμνουσας βάσης και ροπής ανατροπής	381
12.14.5 Διαστασιολόγηση και ποσοστά αξιοποίησης	382
12.14.6 Συνολικό βάρος κατασκευής	394
12.14.7 Αλλαγή διαστάσεων πυρήνα	396
Κεφάλαιο 13: Συμπεράσματα	400
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	403

ΠΙΝΑΚΑΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1.1: Υψηλές κατασκευές διαφόρων μορφών.....	35
Εικόνα 1.2: Πύργος της Βαβέλ, Βαβυλώνα.....	37
Εικόνα 1.3: Φάρος της Αλεξάνδρειας, Αίγυπτος.....	37
Εικόνα 1.4: α) Home Insurance Building, β) Tacoma Building, γ) Masonic Temple, Σικάγο.....	39
Εικόνα 1.5: Equitable Building, Νέα Υόρκη, 169 m.....	40
Εικόνα 1.6: Chrysler Building και Empire State Building, Νέα Υόρκη, Η.Π.Α.....	41
Εικόνα 1.7: Η ραγδαία εξέλιξη της τρίτης διάστασης με το πέρασμα του χρόνου.....	42
Εικόνα 1.8: Πρόταση Mile-High Illinois, Frank Lloyd Wright.....	43
Εικόνα 1.9: Φουτουριστικοί ουρανοξύστες στην Ελλάδα: α) Marina Tower, β) Inspire Athens.....	44
Εικόνα 2.1: Φαινόμενο διατμητικής υστέρησης.....	45
Εικόνα 2.2: Φαινόμενο δευτέρας τάξης (P-Δ) σε ένα υποστύλωμα.....	46
Εικόνα 2.3: Φαινόμενο καπνοδόχου.....	47
Εικόνα 2.4: Τυπικές κατανομές πίεσης αέρα σε μία υψηλή κατασκευή: χωρίς σύστημα HVAC (αριστερά), με HVAC (δεξιά).....	47
Εικόνα 2.5: Φαινόμενο διαφορικής βράχυνσης υποστυλώματος.....	50
Εικόνα 2.6: Σύστημα ανελκυστήρα με διπλό θάλαμο.....	51
Εικόνα 2.7: Εγκατάσταση μηχανικού ορόφου στον τελευταίο όροφο.....	52
Εικόνα 2.8: Κεντρικός πυρήνας και «lease depth».....	54
Εικόνα 2.9: Ποικίλοι τρόποι διάταξης πυρήνα.....	54
Εικόνα 3.1: α) Αποσβεστήρας περιστροφικών συνδέσμων τριβής (pall friction damper), β) ιξωδοελαστικός αποσβεστήρας (VE damper).....	56
Εικόνα 3.2: Τυπικός υδραυλικός αποσβεστήρας.....	56
Εικόνα 3.3: Παθητικός αποσβεστήρας ρυθμιζόμενης μάζας (TMD), αρμονικός απορροφητής.....	57
Εικόνα 3.4: α) Μεγαλύτερος αποσβεστήρας ρυθμιζόμενης υγρής στήλης στον κόσμο, Comcast Center, Η.Π.Α., β) ρυθμιζόμενος αποσβεστήρας υγρού στη στέγη, One Rincon Hill.....	57
Εικόνα 3.5: α) Σχηματικό διάγραμμα ενεργών συστημάτων ελέγχου, β)) μαγνητορολογικός και ηλεκτρορολογικός αποσβεστήρας (MR & ER damper).....	58

Εικόνα 3.6: α) Σχηματικό διάγραμμα ημιενεργών συστημάτων ελέγχου, β) Ημιενεργός αποσβεστήρας λαδιού με σύστημα ανάκτησης ενέργειας	59
Εικόνα 3.7: α) Σχηματικό διάγραμμα μικτών συστημάτων ελέγχου, β) μικτός αποσβεστήρας	60
Εικόνα 3.8: Θέση και τύπος αποσβεστήρα σε κατασκευές με πολύ μεγάλο ύψος.....	61
Εικόνα 3.9: Συστήματα περιβαλλοντικής αξιολόγησης	66
Εικόνα 3.10: Κατηγορίες συνδέσεων (Πηγή: Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).....	66
Εικόνα 4.1: Συστήματα δαπέδου	67
Εικόνα 4.2: Δοκοί με οπές στον κορμό διαφόρων μορφών.....	69
Εικόνα 4.3: Διαδικασία κατασκευής χαλύβδινων δοκών με εξαγωνικές οπές.....	70
Εικόνα 4.4: Δοκός σύζευξης σωληνοειδούς συστήματος.....	71
Εικόνα 4.5: Σύμμικτη δοκός με: α) τριγωνική και β) ορθογωνική ενίσχυση	72
Εικόνα 4.6: Σύμμικτα υποστυλώματα: α) εγκιβωτισμένο στο σκυρόδεμα, β) γεμισμένο με σκυρόδεμα.....	73
Εικόνα 4.7: Διατομή Jumbo / Super Jumbo.....	73
Εικόνα 4.8: Σύμμικτο υπερυποστύλωμα	76
Εικόνα 4.9: Σύμμικτο σύστημα δαπέδου	76
Εικόνα 4.10: Σύστημα CoSFB: α) με βλήτρο σκυροδέματος, β) με διατμητικό σύνδεσμο (ήλο).....	79
Εικόνα 4.11: Ποικίλες επιλογές δοκών.....	79
Εικόνα 4.12: Σύστημα USFB.....	80
Εικόνα 4.13: Σύγχρονο προκατασκευασμένο σύστημα δαπέδου (PUSS).....	81
Εικόνα 4.14: Σύστημα δαπέδου ITECH	82
Εικόνα 4.15: Σύστημα προεντεταμένων πλακών με διαμήκειες οπές.....	84
Εικόνα 4.16: Πλάκες επί τοιχωμάτων.....	85
Εικόνα 4.17: Τυπική πλάκα από τσιμεντόλιθους	86
Εικόνα 4.18: Δάπεδο μεταφοράς δράσεων σε ένα πολυώροφο κτήριο	87
Εικόνα 4.19: Δοκός μεταφοράς δράσεων	88
Εικόνα 4.20: Συστήματα παραλαβής πλευρικών φορτίων	89
Εικόνα 5.1: Ταξινόμηση δομικών συστημάτων από χάλυβα, ωπλισμένο σκυρόδεμα και σύμμικτα με βάση τον αριθμό των ορόφων, Fazlur Khan.....	90
Εικόνα 5.2: Εσωτερικά δομικά συστήματα	91
Εικόνα 5.3: Εξωτερικά δομικά συστήματα	92

Εικόνα 5.4: α) Συμπεριφορά καμπτόμενου πλαισίου υπό την επίδραση πλευρικών φορτίων, β) παραμόρφωση δοκού και υποστυλώματος λόγω κάμψης.....	94
Εικόνα 5.5: Σύμμικτο πλαίσιο ροπής.....	94
Εικόνα: 5.6 Ειδικά δικτυωτά καμπτόμενα πλαίσια	96
Εικόνα 5.7: Home Insurance Building, Σικάγο, κάτοψη	96
Εικόνα 5.8: α) Casselden Place, Μελβούρνη, Αυστραλία, β) 311 South Wacker Drive, Σικάγο, Η.Π.Α.....	98
Εικόνα 5.9: Πλαίσιο με διατμητικά τοιχώματα και επιλογές διάταξης διατμητικών τοιχωμάτων	99
Εικόνα 5.10: α) Ζεύγη διατμητικών τοιχωμάτων, β) διαγώνιος οπλισμός δοκού σύζευξης.....	100
Εικόνα 5.11: Σύγχρονο μεταλλικό διατμητικό τοίχωμα	101
Εικόνα 5.12: Κύρια στοιχεία και διατομές σύμμικτων διατμητικών τοιχωμάτων	102
Εικόνα 5.13: Αλληλεπίδραση διατμητικού τοιχώματος-καμπτόμενου πλαισίου, κάτοψη	103
Εικόνα 5.14: Αλληλεπίδραση διατμητικού τοιχώματος-καμπτόμενου πλαισίου.....	104
Εικόνα 5.15: α) 77 West Wacker Drive, αέτωμα στην κορυφή, β) Cook County Administration Building / Brunswick Building, Σικάγο.....	104
Εικόνα 5.16: α) Πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας, β) σύστημα καμπτόμενου πλαισίου με διαγώνιους συνδέσμους, κατόψεις (Πηγή: Taranath, 2011).....	106
Εικόνα 5.17: α) Seagram Building, 1958, β) κατόψεις Empire State Building, 1931	107
Εικόνα 5.18: Στατική λειτουργία μετατιθέμενων δικτυωμάτων: α) Διαδρομή φορτίων, β) μεταφορά των πλευρικών φορτίων μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας.....	108
Εικόνα 5.19: α) Δομικό σύστημα μετατιθέμενων δικτυωμάτων, β) Hard Rock Hotel & Casino Atlantic City, Η.Π.Α.	109
Εικόνα 5.20: α) Ενισχυμένο πλαίσιο, β) καμπτική παραμόρφωση, γ) διατμητική παραμόρφωση και δ) συνδυασμός.....	111
Εικόνα 5.21: Τυπικές μορφές ενισχυμένων πλαισίων με δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα	113
Εικόνα 5.22: Σύνδεση δοκού σύζευξης με δικτυωτούς συνδέσμους.....	113
Εικόνα 5.23: Τυπικές μορφές ενισχυμένων πλαισίων με δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	114

Εικόνα 5.24: Στοιχεία αντλυγισμικού συνδέσμου δυσκαμψίας με ορθογωνικό και κυλινδρικό σχήμα	116
Εικόνα 5.25: Λογική συστήματος πυρήνα - ζυγοστάτη με υπερυποστυλώματα και ζώνες περισφιγξης.....	117
Εικόνα 5.26: Πυρήνας με ζυγοστάτη και ζώνη περισφιγξης.....	118
Εικόνα 5.27: α) Λειτουργία συστήματος πυρήνα-ζυγοστάτη, β) συμπεριφορά πυρήνα με και χωρίς ζυγοστάτη, γ) συμπεριφορά φορέα με και χωρίς ζυγοστάτη.....	119
Εικόνα 5.28: α) Shanghai Tower, Σανγκάη, Κίνα, β) δομικό σύστημα	120
Εικόνα 5.29: Σύστημα με δύο ζυγοστάτες και ζώνες περισφιγξης.....	120
Εικόνα 5.30: Βέλτιστες θέσεις για: α) ένα, β) δύο, γ) τρεις και δ) τέσσερις ζυγοστάτες σε μία κατασκευή.....	121
Εικόνα 5.31: α) China Resources Headquarters, Κίνα, β) ζυγοστάτης με απόσβεση.....	122
Εικόνα 5.32: Ταίρει 101, Ταϊβάν, Ταϊπέι, υπερυποστυλώματα και χαλύβδινοι ζυγοστάτες	123
Εικόνα 5.33: Plaza Rakyat, Μαλαισία, SOM	124
Εικόνα 5.34: Συμβατικό και πλασματικό σύστημα ζυγοστάτη	125
Εικόνα 5.35: α) Τρόπος μεταφοράς της δύναμης στο σύστημα με μετατοπισμένο ζυγοστάτη, β) αντίστροφη καμπυλότητα.....	126
Εικόνα 5.36: Διάταξη οπλισμού τοιχώματος που λειτουργεί ως ζυγοστάτης	127
Εικόνα 5.37: α) Raffles City Chongqing, Κίνα, β) fused outrigger.....	127
Εικόνα 5.38: Signature Towers, πρόταση.....	128
Εικόνα 5.39: α) Shanghai World Financial Center και Jing Mao Tower, Σανγκάη, Κίνα, β) δομικό σύστημα Jing Mao Tower (όψη)	129
Εικόνα 5.40: Σωληνοειδή συστήματα	130
Εικόνα 5.41: Σωληνοειδές πλαίσιο	131
Εικόνα 5.42: Συμπεριφορά σωληνοειδούς κατασκευής: Α) χωρίς και Β) υπό την επίδραση διατμητικής υστέρησης.....	132
Εικόνα 5.43: Διατμητική υστέρηση σε τετραγωνικό σωληνοειδές πλαίσιο	132
Εικόνα 5.44: Διατμητική υστέρηση σε σωληνοειδές πλαίσιο: α) ορθογωνικής, β) τριγωνικής και γ) κυλινδρικής μορφής.....	133
Εικόνα 5.45: Aon Center, Σικάγο, Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής, κάτοψη.....	133
Εικόνα 5.46: α) World Trade Center, Η.Π.Α., β) κάτοψη, γ) σωληνοειδές πλαίσιο	134
Εικόνα 5.47: Μορφές σωληνοειδών κατασκευών με ακανόνιστο σχήμα	135
Εικόνα 5.48: Κάτοψη συστήματος “σωλήνας σε σωλήνα”	136

Εικόνα 5.49: Εξωτερικός και εσωτερικός σωλήνας (διπλά κιβώτια)	136
Εικόνα 5.50: α) Petronas Towers, β) κάτοψη - δομικό σύστημα, γ) διώροφη αερογέφυρα.....	137
Εικόνα 5.51: Σύστημα ενισχυμένου σωλήνα.....	138
Εικόνα 5.52: α) John Hancock Center, Σικάγο, Η.Π.Α., β) κάτοψη, γ) διαδρομές φόρτισης.....	140
Εικόνα 5.53: Δομικό σύστημα: α) China Zun Tower, β) Goldin Finance 117	141
Εικόνα 5.54: Δεσμοποιημένα σωληνοειδή συστήματα	143
Εικόνα 5.55: Δεσμοποιημένο σωληνοειδές σύστημα με ημικυκλικό και ορθογωνικό σωλήνα.....	144
Εικόνα 5.56: α) Sears Tower, Σικάγο, β) λογική και συμπεριφορά δεσμοποιημένου σωληνοειδούς συστήματος (διατμητική υστέρηση)	144
Εικόνα 5.57: Σύμμικτη σωληνοειδής κατασκευή, κάτοψη.....	145
Εικόνα 5.58: α) Δυαδικό σύστημα, β) One World Trade Center, Νέα Υόρκη, Η.Π.Α., 541 m	147
Εικόνα 5.59: α) Bank of China, Χονγκ Κονγκ, β) λογική συστήματος και σύμμικτα δομικά στοιχεία, γ & δ) διαδρομές φόρτισης (κατακόρυφα και πλευρικά φορτία)...	148
Εικόνα 5.60: α) Bank of China, κατόψεις σε διαφορετικά ύψη	149
Εικόνα 5.61: α) Σύστημα πυρήνα και πλάκες δαπέδου, β) συμπεριφορά πυρήνα υπό την επίδραση πλευρικών και κατακόρυφων φορτίων.....	151
Εικόνα 5.62: α) Λογική συστήματος mega-πυρήνα, β) HSB Turning Torso, Σουηδία, β) Σύστημα mega-πυρήνα στο HSB Turning Torso, κάτοψη.....	152
Εικόνα 5.63: Hotel de las Artes, Καταλονία, Ισπανία	153
Εικόνα 5.64: Κατασκευές από υπερπλαίσια: Σικάγο, πρόταση (αριστερά), α) με χρήση διαγωνίου πλέγματος, Χιούστον, πρόταση και (b) ενστερνισμός υπερπλαισίου	155
Εικόνα 5.65: Golden Eagle Tiandi Towers και Gate To The East, Κίνα	156
Εικόνα 5.66: Sky Mile Tower, συζευγμένοι πύργοι από υπερπλαίσια, σχέδιο-πρόταση, τρισδιάστατη απεικόνιση και κάτοψη.....	158
Εικόνα 5.67: Burj Khalifa, Ντουμπάι, Η.Α.Ε.....	159
Εικόνα 5.68: Burj Khalifa, κάτοψη.....	160
Εικόνα 5.69: α) Wuhan Greenland Center, Κίνα, β) Kingdom Tower, Σαουδική Αραβία	160
Εικόνα 5.70: Καθ' ύψος μείωση της κάτοψης του Burj Khalifa.....	162

Εικόνα 6.1: Διαδρομή πλευρικών και κατακόρυφων φορτίων στο σύστημα διαγωνίου πλέγματος.....	163
Εικόνα 6.2: α) Όψη περιμετρικού διαγωνίου πλέγματος, β) κάτοψη κατασκευής....	164
Εικόνα 6.3: International Finance Center, Κίνα, ορατά διαγώνια πλέγματα από το εσωτερικό του υαλοπετάσματος	166
Εικόνα 6.4: Χαρακτηριστικά παραδείγματα κατασκευών με διαγώνιο πλέγμα: α) Hearst Tower, Νέα Υόρκη, β) 30 St Mary Axe, Λονδίνο, γ) Tornado Tower, Ντόχα	166
Εικόνα 6.5: Ανεμοπιέσεις στο “The Gherkin ”.....	167
Εικόνα 6.6: Οι υψηλότεροι περιστρεφόμενοι ουρανοξύστες στον κόσμο	168
Εικόνα 6.7: Ποικίλες διατομές χαλύβδινων σωλήνων που είναι γεμισμένοι με σκυρόδεμα.....	171
Εικόνα 6.8: Κύρια στοιχεία συστήματος με διαγώνια πλέγματα	172
Εικόνα 6.9: Οκταώροφα διαγώνια πλέγματα.....	172
Εικόνα 6.10: Κατασκευή 60 ορόφων στην οποία αλλάζουμε τη γωνία των διαγωνίων πλεγμάτων.....	173
Εικόνα 6.11: Κατασκευές με ομοιόμορφη και μεταβαλλόμενη γωνία.....	174
Εικόνα 6.12: Lotte Super Tower, Νότια Κορέα	175
Εικόνα 6.13: Προκατασκευή κόμβου για μία κατασκευή με διαγώνια πλέγματα.....	176
Εικόνα 6.14: Aldar Headquarters, Η.Α.Ε., κάτοψη ισογείου	177
Εικόνα 6.15: α) CCTV Headquarters, β) διαγώνιο πλέγμα	178
Εικόνα 6.16: 30 St. Mary Axe, κάτοψη τυπικού ορόφου (κεντρικός πυρήνας)	180
Εικόνα 6.17: Hearst Magazine Tower, ενισχυμένος πυρήνας και υπερ-μέλη.....	181
Εικόνα 6.18: α) Leadenhall Building, εξωτερικά διαγώνια πλέγματα, Λονδίνο, β) πυρήνας στην πίσω όψη.....	181
Εικόνα 6.19: Bow Encana Tower, δομικό σύστημα.....	182
Εικόνα 6.20: Aldar Headquarters. πυρήνας σκυροδέματος κατά ζεύγη.....	185
Εικόνα 6.21: α) Τομή Capital Gate, Η.Α.Ε., κατακόρυφος πυρήνας, β) κάτοψη.....	186
Εικόνα 6.22: α) Canton Tower, Κίνα, 2009, β) κάτοψη.....	187
Εικόνα 6.23: α) International Finance Center, β) κατόψεις με κεντρικό πυρήνα από ωπλισμένο σκυρόδεμα	187
Εικόνα 6.24: Τριγωνικοί υαλοπίνακες.....	190
Εικόνα 6.25: Ευθύγραμμοι υαλοπίνακες	191
Εικόνα 6.26: Φουτουριστική κατασκευή με εξωτερικά διαγώνια πλέγματα, Μαϊάμι	192

Εικόνα 6.27: Σύστημα δικέλυφης υάλινης όψης	193
Εικόνα 7.1: Α) Οριζόντιο και Β) κατακόρυφο σύστημα εξαγωνικού πλέγματος	194
Εικόνα 7.2: Λογική συστήματος εξαγωνικού πλέγματος	195
Εικόνα 7.3: Κηρήθρα (εξάγωνα κελιά).....	195
Εικόνα 7.4: Γεωμετρικές λύσεις οριζόντιου εξαγωνικού πλέγματος	197
Εικόνα 7.5: α) Παραμορφωμένη κατάσταση, β) διάγραμμα ροπών, γ) διάγραμμα αξονικών δυνάμεων, δ) διάγραμμα διατμητικών δυνάμεων.....	199
Εικόνα 7.6: Τετραγωνική κάτοψη κατασκευής με το σύστημα του εξαγωνικού πλέγματος.....	199
Εικόνα 7.7: Συστήματα πλεγμάτων: Α) Διαγώνιο, Β) Πενταγωνικό, Γ) Εξαγωνικό, Δ) Οκταγωνικό, Ε) Voronoi.....	200
Εικόνα 7.8: Παραδείγματα κατασκευών με εξαγωνικό πλέγμα: α) Sino-Steel Tower, Κίνα β) Nano Towers, Αμπού Ντάμπι, γ) Al Bahr Towers, Ντουμπάϊ	201
Εικόνα 7.9: Πεντάγωνο στοιχείο του πενταγωνικού συστήματος.....	203
Εικόνα 7.10: α) Μετάβαση από το σύστημα Hexagrid στο Voronoi, β) κάτοψη.....	205
Εικόνα 7.11: Μοναδιαία κυψελίδα (unit cell)	205
Εικόνα 7.12: Κυψελοειδή υλικά	206
Εικόνα 7.13: Διάγραμμα Voronoi και Α) κατανομή των σημείων (σπόρων) στον τομέα του σχεδιασμού, Β) τριγωνισμός Delaunay, Γ) προσδιορισμός των διχοτόμων, Δ) ψηφίδωση.....	207
Εικόνα 7.14: Γεωμετρική διαταραχή των συντεταγμένων της κανονικής διάταξης σημείων.....	208
Εικόνα 7.15: Α) Προσέγγιση τυχαίου Voronoi, Β) προσέγγιση διαταραχής κανονικού Voronoi	209
Εικόνα 7.16: Α) Κανονικό, $\alpha=0$, Β) $\alpha=0.5$, Γ) $\alpha=0.7$, Δ) πλήρως τυχαίο, $\alpha=1$	209
Εικόνα 7.17: α) Μονοαξονικός έλεγχος κατά τον άξονα x_1 , β) μονοαξονικός έλεγχος κατά τη διεύθυνση x_2 και γ) έλεγχος σε διάτμηση	212
Εικόνα 7.18: α) Σχέδια Voronoi για ψηλά κτήρια, β) πιθανές βελτιώσεις των πλεγμάτων Voronoi	214
Εικόνα 8.1: Κύριες κατηγορίες φορτίων που επιβάλλονται στις πολυώροφες κατασκευές.....	215
Εικόνα 8.2: Κάμψη δοκού λόγω θερμοκρασίας	217
Εικόνα 8.3: Διαφορική καθίζηση στη θεμελίωση της κατασκευής.....	220
Εικόνα 8.4: Τρόπος αντιμετώπισης εκρηκτικών φορτίων	226

Εικόνα 9.1: Επίδραση ανέμου ανάλογα με το ύψος	229
Εικόνα 9.2: Δημιουργία δινών γύρω από μία κατασκευή	230
Εικόνα 9.3: Διαμήκες, εγκάρσιο και στρεπτικό φορτίο ανέμου	232
Εικόνα 9.4: Συμπεριφορά φαινομένου περιδίνησης για διάφορα σχήματα.....	234
Εικόνα 9.5: Σχηματισμός δίνης στο απόρρευμα της ροής ενός αεροδυναμικού σώματος	234
Εικόνα 9.6: α) Bahrain World Trade Center, Μανάμα, Μπαχρέιν, β) Ταχύτητα ανέμου κατασκευής στο ύψος των 100 m (CFD).....	237
Εικόνα 9.7: Αεροδυναμική σήραγγα	242
Εικόνα 9.8: Δοκιμή σε αεροδυναμική σήραγγα: α) Burj Khalifa, μικρή κλίμακα, β) Ταιρεί 101, Jing Mao Tower και Shanghai Tower, μεγάλη κλίμακα	243
Εικόνα 9.9: Δυναμική φασματική ανάλυση και καταγραφή τεχνητού σεισμού με χρονοϊστορία.....	247
Εικόνα 9.10: Επίπεδα απόδοσης κατασκευής ανάλογα με την Κατηγορία Διακινδύνευσης σύμφωνα με το Πρότυπο ASCE 41	250
Εικόνα 9.11: Συμπεριφορά διατμητικού τοιχώματος υπό τον SLE και το MCE	253
Εικόνα 9.12: Μέθοδος Πύλης: α) Διατμητικές δυνάμεις, β) ροπές κάμψης, γ) αξονικές δυνάμεις	255
Εικόνα 9.13: Μέθοδος Πύλης και μέθοδος Προβόλου, κατανομή διατμητικής δύναμης στην εγκάρσια (οριζόντια) διεύθυνση στα υποστυλώματα στον τελευταίο όροφο (αριστερά), β) Μέθοδος Προβόλου, κατανομή των αξονικών δυνάμεων στα υποστυλώματα στον τελευταίο όροφο (δεξιά).....	256
Εικόνα 10.1: Τύποι θεμελίωσης γενικής κοιτόστρωσης.....	259
Εικόνα 10.2: Επιπλέουσα θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση.....	260
Εικόνα 10.3: Μεμονωμένοι και ομαδοποιημένοι πάσσαλοι.....	261
Εικόνα 10.4: Διαδικασία τοποθέτησης πασσάλου δι' εκσκαφής	262
Εικόνα 10.5: Διαδικασία τοποθέτησης πασσάλου δι' εκτοπίσεως.....	263
Εικόνα 10.6: Ταιρεί 101, κάτοψη θεμελίωσης και τοποθέτηση πασσάλων	263
Εικόνα 10.7: Petronas Towers, θεμελίωση.....	265
Εικόνα 10.8: α) Διαδικασία τοποθέτησης μπαρέτας (διάτρηση, τοποθέτηση οπλισμού και σκυροδέτηση), β) τυπικές μορφές μπαρέτας	266
Εικόνα 10.9: α) Θεμελίωση επί πασσάλων συνδεδεμένων με τη γενική κοιτόστρωση, β) κατανομή των φορτίων στο συγκεκριμένο τύπο θεμελίωσης	268

Εικόνα 10.10: α) Burj Khalifa, σημεία τοποθέτησης πασσάλων και οι αντίστοιχες καθιζήσεις, β) Kingdom Tower, αξονικά φορτία που ασκούνται στις κεφαλές των πασσάλων (MN).....	270
Εικόνα 10.11: Σύστημα επιπλέουσας θεμελίωσης επί πασσάλων συνδεδεμένων με τη γενική κοιτόστρωση.....	271
Εικόνα 10.12: Σύγκριση απόδοσης μεταξύ συστημάτων θεμελίωσης: α) Εκτεταμένη θεμελίωση (γενική κοιτόστρωση), β) θεμελίωση επί πασσάλων συνδεδεμένων με τη γενική κοιτόστρωση, γ) θεμελίωση με πασσάλους	271
Εικόνα 10.13: α) Σκυροδέτηση πασσάλων πριν την εκσκαφή, β) πραγματοποιείται πρώτα η εκσκαφή του εδάφους.....	272
Εικόνα 10.14: Messeturm Tower, λεπτομέρειες θεμελίωσης.....	274
Εικόνα 10.15: Ταξινόμηση κελύφων	275
Εικόνα 10.16: α) Διαδικασία τοποθέτησης μικροπασσάλου, β) κατηγορίες μικροπασσάλων ανάλογα με τον τύπο της τσιμεντένεσης	276
Εικόνα 10.17: Πάσσαλος με ενσκυροδετημένο υποδοχέα βλήτρου ελέγχου δυσκαμψίας	277
Εικόνα 10.18: Ενεργειακοί πάσσαλοι: α) Τρόπος διαμόρφωσης, β) λειτουργίες κατά τη χειμερινή και θερινή περίοδο.....	278
Εικόνα 10.19: Κατηγορίες ενεργειακών πασσάλων	279
Εικόνα 10.20: Σύστημα αλληλεπίδρασης εδάφους - ανωδομής.....	282
Εικόνα 10.21: α) Κυψέλη φόρτισης τύπου Osterberg, β) στατικοδυναμική φόρτιση	284
Εικόνα 11.1: Προσομοίωση πυρκαγιάς σε ένα ψηλό κτήριο	285
Εικόνα 11.2: Πυράντοχα στοιχεία για τη μη εξάπλωση της πυρκαγιάς	286
Εικόνα 11.3: Πυρκαγιά στο Grenfell Tower, Λονδίνο	286
Εικόνα 11.4: Σχεδιασμός διαμέρισης πολυώροφης κατασκευής.....	287
Εικόνα 11.5: Εκκένωση σε περίπτωση πυρκαγιάς μέσω του κλιμακοστασίου και τρόπος μετάβασης στο καταφύγιο	288
Εικόνα 11.6: Διάγραμμα κλάσεων Agent-based Model	289
Εικόνα 11.7: Προσομοίωση εκκένωσης με χρήση FDS και Evac.....	290
Εικόνα 11.8: Grenfell Tower, διάδρομοι διαφυγής	291
Εικόνα 11.9: Προστασία καταφυγίου μέσω του συστήματος πυρασφάλειας με αυτόματο υδατοκαταιγισμό (drencher system).....	291
Εικόνα 11.10: Δοκιμή πυρκαγιάς Cardington, Αγγλία	292

Εικόνα 11.11: Σημεία όπου πραγματοποιήθηκαν οι δοκιμές των στοιχείων έναντι πυρκαγιάς, Cardington.....	293
Εικόνα 11.12: Εξωτερική και εσωτερική εξάπλωση πυρκαγιάς	298
Εικόνα 11.13: Οριζόντια και κατακόρυφη εξάπλωση πυρκαγιάς σε μία επιφάνεια ..	299
Εικόνα 11.14: Πυράντοχος υαλοπίνακας.....	303
Εικόνα 11.15: Διογκούμενες βαφές, μονωτικές πλάκες και εκτοξευόμενα επιχρίσματα	307
Εικόνα 12.1: Κάτοψη κατασκευής	310
Εικόνα 12.2: Τρισδιάστατη απεικόνιση κατασκευής	311
Εικόνα 12.3: Τρόπος διάταξης διαγωνίων πλεγμάτων, όψη.....	313
Εικόνα 12.4: Ποιότητα σκυροδέματος C30/37 και C35/45.....	314
Εικόνα 12.5: Ποιότητα δομικού χάλυβα S355 και S450.....	314
Εικόνα 12.6: Διατομή υποστυλωμάτων.....	315
Εικόνα 12.7: Διατομή περιμετρικών και εσωτερικών (κυρίων και δευτερευουσών) δοκών	316
Εικόνα 12.8: Διατομή διαγωνίων και κεντρικών δοκών	316
Εικόνα 12.9: Διατομές διαγωνίων πλεγμάτων.....	317
Εικόνα 12.10: Πλάκα σκυροδέματος και πυρήνας από διατμητικά τοιχώματα	318
Εικόνα 12.11: Αυτοματοποιημένη διαδικασία διακριτοποίησης των επιφανειακών στοιχείων.....	321
Εικόνα 12.12: Διαίρεση επιφανειακών στοιχείων πλάκας δαπέδου	322
Εικόνα 12.13: Διακριτοποίηση πλάκας σκυροδέματος (τελική μορφή).....	322
Εικόνα 12.14: Περιορισμός άκρων επιφανειακών στοιχείων.....	323
Εικόνα 12.15: Τρόπος δημιουργίας εσωτερικών αρθρώσεων	324
Εικόνα 12.16: Εσωτερικές αρθρώσεις δοκών (κάτοψη) και διαγωνίων πλεγμάτων (3D)	324
Εικόνα 12.17: Καθορισμός φορτίων στις πλάκες δαπέδου	325
Εικόνα 12.18: Καθορισμός μορφών φόρτισης (Load Patterns).....	326
Εικόνα 12.19: Καθορισμός φορτιστικών καταστάσεων (Load Cases).....	326
Εικόνα 12.20: Καθορισμός φαινομένου δευτέρας τάξης (P-Δ effect).....	327
Εικόνα 12.21: Καθορισμός μηδενικής θλιπτικής αντοχής στα θλιβόμενα διαγώνια πλέγματα	327
Εικόνα 12.22: Καθορισμός συνδυασμών φόρτισης στο SAP2000.....	329
Εικόνα 12.23: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας, Ελλάδα	331

Εικόνα 12.24: Παράμετροι και ζεύγη τιμών φάσματος σχεδιασμού οριζόντιας διεύθυνσης	334
Εικόνα 12.25: Ορισμός δυναμικής φασματικής ανάλυσης στη διεύθυνση	335
Εικόνα 12.26: Ορισμός δυναμικής φασματικής ανάλυσης στη διεύθυνση y	335
Εικόνα 12.27: Ορισμός ισοδύναμης στατικής ανάλυσης στη διεύθυνση X	336
Εικόνα 12.28: Χάρτης ζωνών για τον καθορισμό της θεμελιώδους βασικής ταχύτητας ανέμου, Ελλάδα	338
Εικόνα 12.29: Δράσεις ανέμου στην κατασκευή κατά τις διευθύνσεις x και y	338
Εικόνα 12.30: Κατηγορίες τραχύτητας του εδάφους	339
Εικόνα 12.31: Δημιουργία 3 τμημάτων για την τοποθέτηση φορτιζόμενων επιφανειών	340
Εικόνα 12.32: Κατακόρυφοι τοίχοι A και B	341
Εικόνα 12.33: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τις δράσεις του ανέμου κατά x και y	342
Εικόνα 12.34: Καθορισμός φορτιζόμενων επιφανειών με μηδενικές ιδιότητες	343
Εικόνα 12.35: Φορτιζόμενες επιφάνειες στο στατικό πρόγραμμα SAP2000	343
Εικόνα 12.36: Καθορισμός φορτίο ανέμου	344
Εικόνα 12.37: Συντελεστές εξωτερικών πιέσεων για τις φορτιστικές επιφάνειες D, E, A και B	345
Εικόνα 12.38: Καθορισμός μάζας κατασκευής	346
Εικόνα 12.39: Ορισμός ιδιομορφικής ανάλυσης φορέα	347
Εικόνα 12.40: 1 _η ιδιομορφή (μεταφορική ως προς x) με $T_1 = 7.470$ s και $f_1 = 0.134$ Hz	348
Εικόνα 12.41: 2 _η ιδιομορφή (μεταφορική ως προς y) με $T_2 = 7.292$ s και $f_2 = 0.137$ Hz	348
Εικόνα 12.42: 3 _η ιδιομορφή (στρεπτική) με $T_3 = 4.544$ s και $f_3 = 0.220$ Hz	348
Εικόνα 12.43: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό την επίδραση των σεισμικών δράσεων από τη δυναμική φασματική ανάλυση RSPECX και RSPECY	350
Εικόνα 12.44: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό την επίδραση των σεισμικών δράσεων από την ισοδύναμη οριζόντια φόρτιση EQX και EQY	351
Εικόνα 12.45: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό την επίδραση των δράσεων του ανέμου WIND0 και WIND90	352
Εικόνα 12.46: Πυρήνας κατασκευής και συντελεστές τροποποίησης (απομείωσης)	354
Εικόνα 12.47: Υδραυλικοί αποσβεστήρες (αφαιρέθηκαν)	354

Εικόνα 12.48: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό την επίδραση των σεισμικών δράσεων από τη δυναμική φασματική ανάλυση RSPECX και RSPECY	355
Εικόνα 12.49: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό την επίδραση των σεισμικών δράσεων EQX και EQY	356
Εικόνα 12.50: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό την επίδραση των δράσεων του ανέμου WIND0 και WIND90.....	357
Εικόνα 12.51: Διαγώνια πλέγματα με μεταβαλλόμενη γωνία κλιμακωτής μείωσης από κάτω προς τα πάνω	359
Εικόνα 12.52: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό τις δράσεις EQY, RSPECY και WIND90 με χρήση πυρήνα και διαγωνίων πλεγμάτων με μεταβαλλόμενη γωνία....	362
Εικόνα 12.53: Διαγώνια πλέγματα με μεταβαλλόμενη γωνία κλιμακωτής αύξησης από κάτω προς τα πάνω	364
Εικόνα 12.54: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό τις δράσεις EQY, RSPECY και WIND90 με χρήση πυρήνα και διαγωνίων πλεγμάτων με μεταβαλλόμενη γωνία....	366
Εικόνα 12.55: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό τις δράσεις EQY, RSPECY και WIND90 με χρήση πυρήνα και διαγωνίων πλεγμάτων με ομοιόμορφη γωνία 65.90°	368
Εικόνα 12.56: δώροφα διαγώνια πλέγματα με ομοιόμορφη γωνία	370
Εικόνα 12.57: Μετακινήσεις οροφής με βάση το πλάτος του διαγωνίου πλέγματος	373
Εικόνα 12.58: Διαγώνια πλέγματα με πλάτος 6 m (αριστερά) και 18 m (δεξιά)	374
Εικόνα 12.59: Λόγοι σχετικής μετακίνησης οροφής (drift ratios)	377
Εικόνα 12.60: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων [N]	378
Εικόνα 12.61: Μέγιστη αξονική δύναμη που επιβάλλεται στα διαγώνια πλέγματα .	378
Εικόνα 12.62: Διάγραμμα τεμνουσών [Q].....	379
Εικόνα 12.63: Διάγραμμα καμπτικών ροπών [M].....	379
Εικόνα 12.64: Ποσοστά αξιοποίησης διαγωνίων πλεγμάτων.....	38283
Εικόνα 12.65: Ανάλυση διατομής διαγωνίου πλέγματος	384
Εικόνα 12.66: Ποσοστά αξιοποίησης κυρίων και δευτερευουσών δοκών	384
Εικόνα 12.67: Ανάλυση διατομής κύριας δοκού	386
Εικόνα 12.68: Ποσοστά αξιοποίησης περιμετρικών δοκών	386
Εικόνα 12.69: Ανάλυση διατομής περιμετρικής δοκού.....	388
Εικόνα 12.70: Ποσοστά αξιοποίησης διαγωνίων οριζόντιων δοκών	388
Εικόνα 12.71: Ανάλυση διατομής διαγώνιας οριζόντιας δοκού.....	387
Εικόνα 12.72: Ποσοστά αξιοποίησης υποστλωμάτων	390

Εικόνα 12.73: Ανάλυση διατομής υποστυλώματος.....	391
Εικόνα 12.74: Γράφημα ιδίων βαρών κατασκευής.....	396
Εικόνα 13.75: Νέα κάτοψη κατασκευής.....	397
Εικόνα 12.76: Μετακινήσεις οροφής λόγω των δράσεων EQY, RSPECY και WIND90	397
Εικόνα 12.77: Μετακινήσεις οροφής μετά από την αφαίρεση των υποστυλωμάτων	398

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 4.1: Δομικές επιλογές και το άνοιγμά τους	67
Πίνακας 8.1: Κατάταξη κατασκευαστικών φορτίων	222
Πίνακας 8.2: Κατάταξη των δράσεων κατά τη φάση της ανέγερσης, πλην των κατασκευαστικών φορτίων	223
Πίνακας 9.1: Περιορισμοί στους κώδικες σχεδιασμού έναντι του ανέμου	237
Πίνακας 11.1: Τρόπος υπολογισμού συντελεστή διατομής ανάλογα με τον αριθμό των εκτεθειμένων πλευρών σε πυρκαγιά	306
Πίνακας 11.2: Συντελεστές διατομής	306
Πίνακας 12.1: Διατομές δοκών και υποστυλωμάτων	319
Πίνακας 12.2: Διατομές διαγωνίων πλεγμάτων κατά τη διεύθυνση X.....	319
Πίνακας 12.3: Διατομές διαγωνίων πλεγμάτων κατά τη διεύθυνση Y.....	320
Πίνακας 12.4: Πλάκα δαπέδου	320
Πίνακας 12.5: Συνδυασμοί φόρτισης στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	329
Πίνακας 12.6: Συνδυασμοί φόρτισης στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	330
Πίνακας 12.7: Τιμές εδαφικών επιταχύνσεων ανά ζώνη.....	331
Πίνακας 12.8: Κατηγορία εδάφους B	332
Πίνακας 12.9: Κατηγορία σπουδαιότητας II	332
Πίνακας 12.10: Συντελεστές συμπεριφοράς q.....	333
Πίνακας 12.11: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στις φορτιζόμενες επιφάνειες	341
Πίνακας 12.12: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας 1 ^{ου} μοντέλου χωρίς πυρήνα.....	349
Πίνακας 12.13: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας 1 ^{ου} μοντέλου με πυρήνα.....	358
Πίνακας 12.14: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διαγωνίων πλεγμάτων	360
Πίνακας 12.15: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας 2 ^{ου} μοντέλου.....	363
Πίνακας 12.16: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διαγωνίων πλεγμάτων	365
Πίνακας 12.17: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας 3 ^{ου} μοντέλου.....	367
Πίνακας 12.18: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας 4 ^{ου} μοντέλου.....	370
Πίνακας 12.19: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διαγωνίων πλεγμάτων	372
Πίνακας 12.20: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διαγωνίων πλεγμάτων	372
Πίνακας 12.21: Σχετικές μετακινήσεις οροφής και drift ratios	375
Πίνακας 12.22: Τιμές τεμνουσών βάσης και ροπών ανατροπής	381

Πίνακας 12.23: Τελικές διατομές δοκών και υποστυλωμάτων	392
Πίνακας 12.24: Τελικές διατομές διαγωνίων πλεγμάτων κατά τη διεύθυνση X.....	392
Πίνακας 12.25: Τελικές διατομές διαγωνίων πλεγμάτων κατά τη διεύθυνση Y.....	393
Πίνακας 12.26: Ίδιο βάρος του κάθε στοιχείου της κατασκευής	395

Περίληψη

Η επιθυμία του ανθρώπου να φθάσει σε δυσθεώρητα ύψη και να ξεπεράσει τις ίδιες του τις δυνάμεις είναι ευρέως γνωστή. Η αρχή αυτή πραγματοποιήθηκε στο Σικάγο, όπου έπειτα από μία πυρκαγιά η οποία έπληξε ένα μεγάλο μέρος της πόλης, πάρθηκαν οι πρώτες αποφάσεις ώστε να κατασκευαστούν ακόμη πιο υψηλά κτήρια. Μετά από αυτό το γεγονός, ξεκίνησε και το αίσθημα του ανταγωνισμού, καθώς η μία πόλη ή χώρα ήθελε να ξεπεράσει την άλλη. Αυτό οδήγησε στην επινόηση νέων συστημάτων, τα οποία ήταν πολύ πιο αποδοτικά σε σύγκριση με τα ήδη υπάρχοντα εκείνης της εποχής. Κύριος στόχος ήταν η ανακάλυψη δομικών συστημάτων, όπου τα πλευρικά φορτία θα αντιμετώπιζονταν και δε θα προκαλούσαν καθολική κατάρρευση ή ακόμη και σοβαρές αστοχίες, καθώς αυτά γίνονται όλο και πιο επικίνδυνα με την αύξηση του ύψους της κατασκευής. Καταλυτικό ρόλο σε αυτό είχε ο Einstein της δομικής μηχανικής, Fazlur Rahman Khan, με την ανακάλυψη των σωληνοειδών συστημάτων και την εξέλιξή αυτών από τους μεταγενέστερους. Βέβαια, η 11^η Σεπτεμβρίου του 2001 αποτελεί ημέρα ορόσημο για τα υψηλά κτήρια διότι άλλαξε άρδην ο τρόπος σκέψης και μελέτης στον κατασκευαστικό κλάδο.

Βέβαια, ένα πολυώροφο κτήριο προκειμένου να διαθέτει την απαιτούμενη αντοχή, πλευρική ακαμψία, ευστάθεια και ακεραιότητα, θα πρέπει να πραγματοποιηθούν μία σειρά από δοκιμές που αφορούν στο ποιο είναι το πιο αποδοτικό δομικό σύστημα ανάλογα με τις απαιτήσεις της κάθε περιοχής, ενώ θα πρέπει και να επιλεγούν μέσω της κριτικής ικανότητας του μελετητή τα κατάλληλα συστήματα δαπέδου, απόσβεσης, θεμελίωσης καθώς και πυροπροστασίας. Επίσης, θα πρέπει να πραγματοποιηθεί και ο απαιτούμενος σχεδιασμός έναντι του ανέμου, κάτι που συνήθως προκύπτει μέσω της αεροδυναμικής σήραγγας έτσι ώστε να διεξαχθούν ασφαλή συμπεράσματα για τη δομική συμπεριφορά της κατασκευής στο ενδεχόμενο ισχυρών ανεμοπιέσεων, ενώ υπάρχει και η δυνατότητα για χρήση της λεγόμενης υπολογιστικής ρευστοδυναμικής. Αντίστοιχα, για τις σεισμικές δράσεις, αυτή η διαδικασία είναι εφικτό να επιτευχθεί μέσω της σπουδαίας, αλλά με πολύ αυστηρά κριτήρια, μεθόδου PBSD, δηλαδή του Αντισεισμικού Σχεδιασμού με Στάθμες Επιτελεστικότητας για τα υψηλά κτήρια.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, πραγματοποιείται η προσομοίωση, η ανάλυση, και η διαστασιολόγηση μίας μεταλλικής κατασκευής συνολικού ύψους 240 m με χρήση του δομικού συστήματος διαγωνίου πλέγματος στο στατικό πρόγραμμα SAP2000. Η κατασκευή αυτή διαθέτει τετραγωνική κάτοψη και σκοπός μας είναι να προκύψουν

χρήσιμα συμπεράσματα για να έχουμε μία πιο εμπειριστατωμένη άποψη για τη δομική της συμπεριφορά σε μία σεισμογενή περιοχή όπως είναι η Ελλάδα. Αυτό το ενδιαφέρον προέκυψε γιατί δεν έχει ανεγερθεί καμία κατασκευή σε ζώνη υψηλής επικινδυνότητας με χρήση του συγκεκριμένου δομικού συστήματος, καθώς δεν έχει κατανοηθεί στο έπακρο. Έτσι, θα δοθούν διάφορες δομικές λύσεις με κύριο σκοπό να αντιμετωπισθούν οι οποιεσδήποτε δυσκολίες προκύψουν από την ανάλυση. Τέλος, η μελέτη δε θα αφορά μόνο τις σεισμικές δράσεις και αυτό γιατί κρίθηκε απαραίτητο να εξετασθούν και οι ανεμοπιέσεις που αναπτύσσονται στο φορέα, αλλά λόγω της ύπαρξης των διαγωνίων πλεγμάτων, αναμένουμε την αντιμετώπιση του φορτίου του ανέμου με έναν εξαιρετικά αποτελεσματικό τρόπο.

Λέξεις κλειδιά: Ουρανοξύστες, Διατμητική υστέρηση, Δομικά συστήματα, Πυρήνας, Σύστημα διαγωνίου πλέγματος

Abstract

Human's desire to reach enormous heights and to surpass his own powers is well known. This beginning took place in Chicago where after a fire that hit a large part of the city, the first decisions were made to build even taller buildings. After this event, the feeling of competition began, as one city or country wanted to surpass the other. This led to the invention of new structural systems which were much more efficient than the previous ones. The main goal was to discover structural systems where the lateral loads would be dealt and not cause serious failures or even collapse as these loads become more dangerous as the height of the structure increases. Catalyst for these purpose was Einstein of structural engineering, Fazlur Khan with the discovery of tubular systems and their evolution from the posterity. Surely, September 11th, 2001 is a milestone day for high-rise buildings as the way of thinking and studying in the construction industry.

Of course, in order for a multi-storey building to have the required strength , lateral stiffness, stability and integrity, a series of many tests regarding which is the most efficient structural system according to requirements of each region, as well as to be selected through of the critical ability of the structural engineer the appropriate floor systems, damping, foundation and fire protection. In addition, the required wind design must be carried out, which usually occurs through the wind tunnel test so that safe conclusions can be drawn about the structural behavior of the structure in the event of a strong wind pressures, while there is the possibility of using the Computational Fluid Dynamics method. Respectively, for seismic actions, this process can be achieved through the PBSM method, ie the Performance Based Seismic Design for tall buildings.

In the present thesis, model, analysis and design of a 240 m steel high-rise building with diagrid system in the structural analysis software SAP2000 are performed. The construction has a square floor plan and our main purpose is to have a thorough view of its structural behavior in a seismic area, such as Greece. The interest arose because no construction has been erected in a high seismic hazard zone with this structural system because it has not been fully understood. Finally, the analysis will concern and the wind pressures that develop in the structure, but due to the existence of the diagrid (diagonal grid members), we expect to deal the lateral load of wind in an effective way.

Key words: Skyscrapers, Shear lag, Structural systems, Core, Diagrid system

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να εκφράσω τις βαθύτατες ευχαριστίες μου στον επιβλέποντα καθηγητή Κ. Νικόλαο Πνευματικό για όλη τη βοήθεια καθώς και τη μεταλαμπάδευση των γνώσεων που μου προσέφερε όλο αυτό το απαιτητικό διάστημα.

Επιπλέον, μέσα από τα βάθη της καρδιάς μου θα ήθελα να ευχαριστήσω και την οικογένειά μου για όλη τη στήριξη και τη ψυχική δύναμη που μου παρείχε ώστε να καταφέρω να εκπονήσω την παρούσα διπλωματική εργασία καθώς και για όλα αυτά τα χρόνια όπου χάρη στην πολύτιμη βοήθειά τους πραγματοποίησα την περάτωση των ακαδημαϊκών μου σπουδών.

Διάρθρωση διπλωματικής εργασίας

Στο 1^ο κεφάλαιο γίνεται αναδρομή στο παρελθόν και αναφορά στα αίτια που οδήγησαν στην ανέγερση υψηλών κτηρίων, αλλά και στη ραγδαία εξέλιξη αυτών.

Στο 2^ο κεφάλαιο περιγράφονται τα κύρια χαρακτηριστικά και φαινόμενα των υψηλών κατασκευών, δηλαδή θα αναφερθούν τα κριτήρια σχεδιασμού αυτών, τα φαινόμενα που κυριαρχούν σε τέτοιου είδους κτήρια και η καθοριστική ύπαρξη των μηχανικών ορόφων, των ανελκυστήρων και φυσικά του πυρήνα.

Στο 3^ο κεφάλαιο περιγράφονται τόσο τα συστήματα απόσβεσης, όσο και αυτά που αφορούν στην περιβαλλοντική αξιολόγηση (βιωσιμότητα) καθώς και οι συνδέσεις που αποτελούν έναν πολύ καθαριστικό παράγοντα στη δομική απόδοση της κατασκευής.

Στο 4^ο κεφάλαιο περιγράφονται η χρήση δοκών με οπές στον κορμό, η σπουδαία ανακάλυψη των υπερυποστυλωμάτων, τα κύρια και συμβατικά συστήματα δαπέδου καθώς και τα συστήματα παραλαβής των κατακόρυφων και πλευρικών φορτίων.

Στο 5^ο κεφάλαιο πραγματοποιείται ιδιαίτερη μνεία στα δομικά συστήματα που χρησιμοποιούνται στα υψηλά κτήρια και τα οποία έχουν καταλυτικό ρόλο τόσο στο συνολικό ύψος της κατασκευής, όσο και στη συμπεριφορά αυτής έναντι του ανέμου και του σεισμού.

Στο 6^ο κεφάλαιο αναλύεται ξεχωριστά το δομικό σύστημα του διαγωνίου πλέγματος (diagrid) όπου πέραν των πολλών πλεονεκτημάτων που διαθέτει, προσφέρει και ένα αισθητικά άρτιο αποτέλεσμα, ενώ θα μελετηθεί διεξοδικά στο πρόγραμμα SAP2000.

Στο 7^ο κεφάλαιο αναφέρονται τα δομικά συστήματα του εξαγωνικού, πενταγωνικού οκταγωνικού και πλέγματος Νογοποι, τα οποία, με εξαίρεση το πρώτο, επιλέγονται πολύ σπάνια και για αυτό καλούνται και ως δευτερεύοντα δομικά συστήματα.

Στο 8^ο κεφάλαιο αναφέρονται τα κύρια, αλλά και σπάνια φορτία που επιβάλλονται σε ένα κτήριο, ενώ στο 9^ο γίνεται αναλυτική περιγραφή των πλευρικών φορτίων.

Στο 10^ο κεφάλαιο περιγράφονται με αναλυτικό τρόπο οι βαθιές θεμελιώσεις που χρησιμοποιούνται ανάλογα με τη μορφολογία του εδάφους, ο σχεδιασμός αυτών καθώς και οι κύριες δοκιμές που πραγματοποιούνται στους πασσάλους.

Στο 11^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι τρόποι αντιμετώπισης σε περίπτωση πυρκαγιάς, τα σύγχρονα συστήματα που έχουν ανακαλυφθεί με σκοπό τη γρήγορη εκκένωση, οι

μέθοδοι πυροπροστασίας δομικών μελών από χάλυβα καθώς και τα σφάλματα που πρέπει οπωσδήποτε να αποφύγουμε προκειμένου να μην καταρρεύσει η κατασκευή και να μην χαθούν ανθρώπινες ζωές.

Στο 12^ο κεφάλαιο προσομοιώνεται, αναλύεται και διαστασιολογείται μία 6θώροφη μεταλλική κατασκευή ύψους 240 μέτρων με το σύστημα του διαγωνίου πλέγματος με απώτερο σκοπό να κατανοήσουμε τόσο τη δομική του συμπεριφορά σε μία σεισμογενή περιοχή, όσο και γενικότερα τον τρόπο λειτουργίας του.

Τέλος, στο 13^ο κεφάλαιο καταλήγουμε στα συμπεράσματα που προέκυψαν με βάση όλα όσα ειπωθήκαν και πραγματοποιήθηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια, με ιδιαίτερη έμφαση στο κεφάλαιο της ανάλυσης της πολυώροφης μεταλλικής κατασκευής.

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

1.1 Ορισμός υψηλών κτηρίων

Τα υψηλά κτήρια μπορούν να χαρακτηρισθούν με τους όρους “tall”, “high-rise” και “skyscraper” και απαρτίζουν ένα αναπόσπαστο κομμάτι των σύγχρονων πόλεων. Ο Craighead (2009: 1) έδωσε έναν ορισμό για αυτού του είδους τις κατασκευές: «Μία πολυώροφη κατασκευή στην οποία οι περισσότεροι άνθρωποι έχουν την ανάγκη από την ύπαρξη ανελκυστήρων ώστε να φθάσουν στον προορισμό τους». Ένας άλλος ορισμός είναι ο ακόλουθος: «Οποιοδήποτε κτήριο που ξεπερνάει τα 100 m μπορεί να χαρακτηριστεί ως υψηλό». Ωστόσο, κάποια αρνητικά χαρακτηριστικά αυτών των πολυώροφων κτηρίων είναι ότι όταν διαθέτουν ένα υπερβολικά μεγάλο ύψος, είναι αρκετά πιθανό να επηρεαστεί η εκκένωση διότι ο διαθέσιμος εξοπλισμός πυρόσβεσης δεν επαρκεί για αυτές τις κατασκευές (Poulos, 2017).

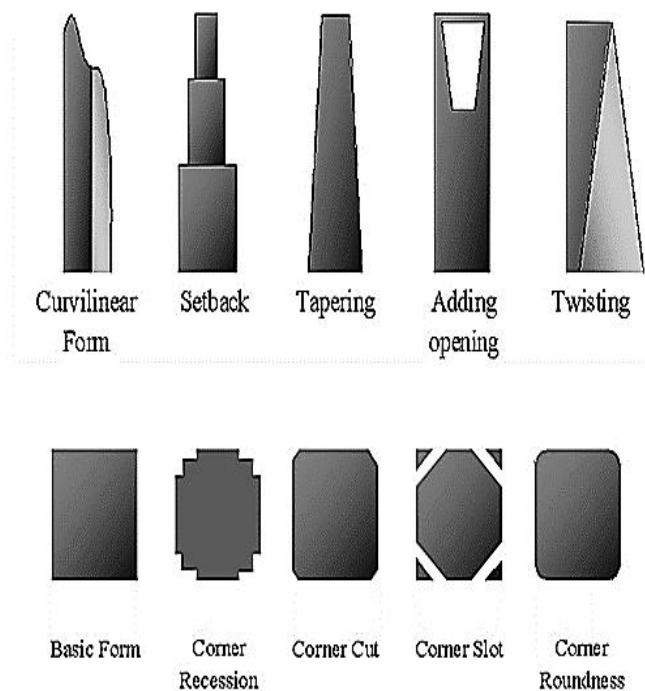
Όσον αφορά το ύψος που πρέπει να έχει μία κατασκευή για να χαρακτηριστεί ως “υψηλή”, δεν υπάρχει ένας συγκεκριμένος αριθμός για να ορισθεί αυτό, αλλά είναι γενικά αποδεκτό ότι αυτά που ξεπερνούν τους σαράντα (40) ορόφους μπορούν να ταξινομηθούν σε αυτή την κατηγορία. Βέβαια, και κάποια κτήρια που διαθέτουν έναν μικρότερο αριθμό ορόφων από τους 40, συνήθως αυτά που ξεπερνούν τα 23 m, είναι δυνατό να χαρακτηρισθούν και αυτά ως υψηλά (Poulos, 2017).

Πλέον, έχουν προστεθεί δύο ακόμη όροι, αυτοί των “Supertall” και “Megatall” και οι οποίοι χρησιμοποιούνται όταν αναφερόμαστε σε κτήρια που το ύψος τους υπερβαίνει τα 300 και 600 m αντίστοιχα (Poulos, 2017).

Το Συμβούλιο για τα Υψηλά Κτήρια και το Αστικό Περιβάλλον (Council for Tall Buildings and the Urban Habitat-CTBUH) έχει δημιουργήσει τις τρεις εξής κατηγορίες: τα υψηλά κτήρια (tall buildings) που κυμαίνονται από 200 έως 300 μέτρα ύψος, τα υπερύψηλα κτήρια (supertall buildings) με ύψος από 300-600 μέτρα και τα λεγόμενα “megatall buildings” για κατασκευές άνω των 600 m (Poulos, 2017). Τέλος, όταν αναφερόμαστε σε ουρανοξύστες, εννοούμε τα κτήρια που διαθέτουν τουλάχιστον 100 m ύψος.

1.2 Διαφορές υψηλών και χαμηλών κατασκευών

Προτού αρχίσουμε να αναλύουμε τα υψηλά κτήρια, θα ήταν χρήσιμο να αναφέρουμε ποιες είναι οι διαφορές τους σε σχέση με αυτά που έχουν ένα πιο μικρό ύψος. Αρχικά, στα υψηλά κτήρια, ο άνεμος και ο σεισμός αποτελούν τις κυρίαρχες δράσεις και θα πρέπει να αντιμετωπισθούν με όσο το δυνατόν καλύτερο τρόπο διότι τα πλευρικά αυτά φορτία είναι πολύ μεγαλύτερα σε σύγκριση με αυτά που επιβάλλονται στις χαμηλές κατασκευές. Ωστόσο, σε κάποιες περιπτώσεις υπάρχει το ενδεχόμενο κάποια άλλα φορτία να αποδειχθούν κρίσιμα, όπως το ίδιο βάρος στο John Hancock Center. Ακόμη, οι διαστάσεις της κάτοψης στις υψηλές κατασκευές συνήθως είναι μεγαλύτερες στο ισόγειο και μικρότερες στην κορυφή, ενώ για την ελαχιστοποίηση των ανεμοπιέσεων καθοριστικός παράγοντας αποτελεί το σχήμα (μορφή) που θα διαθέτουν. Επιπλέον, στα πολώροφα κτήρια είναι απαραίτητο να γίνει χρήση υλικών με υψηλή αντοχή καθώς επίσης η επιλογή ενός σχετικά χαμηλού ύψους ορόφου ώστε να κατασκευαστούν ακόμη περισσότεροι. Επίσης, πρέπει να επιλεγεί ένας πιο οικονομικός σχεδιασμός, ενώ είναι απαραίτητο να γίνει και χρήση ανελκυστήρων για την εύκολη μετακίνηση των ανθρώπων. Τέλος, στις υψηλές κατασκευές, σε αντίθεση με τις πιο χαμηλές, εξαιτίας των ισχυρών ανεμοπιέσεων, υπάρχει το ενδεχόμενο να προκληθεί δυσφορία στους κατοίκους. (Hussain, 2010).



Εικόνα 1.1: Υψηλές κατασκευές διαφόρων μορφών

1.3 Ιστορική αναδρομή

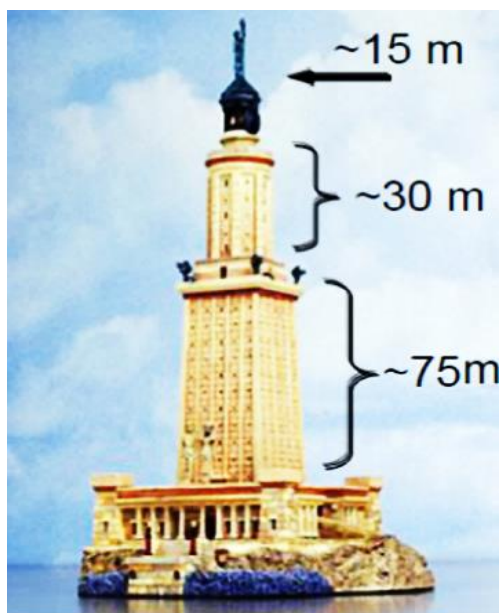
Η ανάγκη του ανθρώπου να αναδείξει τη δύναμή του και να προβάλλει τις ικανότητές του τού έδωσαν έμπνευση και με το πέρασμα του χρόνου κατάφερε κάτι που φαινόταν ακατόρθωτο. Με επιμονή και υπομονή δημιούργησε κατασκευές ορατές από το φεγγάρι, όπως είναι το Σινικό Τείχος και οι Πυραμίδες της Γκίζας, αλλά και ύψωσε ουρανοξύστες πάνω από τα σύννεφα. Φυσικά, η επίτευξη όλων αυτών των στόχων δεν ήρθε με ανώδυνο τρόπο. Έπρεπε να αξιολογήσει και να κατανοήσει ότι του παρείχε η φύση. Τα πρώτα δομικά υλικά ήταν αυτά που μπορούσαν να αποκτηθούν με εύκολο τρόπο, δηλαδή η πέτρα, το ξύλο, ο οπτόπλινθος κ.λπ. Αργότερα, εμφανίσθηκαν τα ορυκτά πετρώματα (μάρμαρα, πωρόλιθοι), ενώ μετά τη Βιομηχανική Επανάσταση είχαμε μία νέα σειρά από προϊόντα χημικής επεξεργασίας που αποτέλεσαν την αρχή της εξέλιξης του αρχιτεκτονικού κόσμου, το τσιμέντο (cement) και το χάλυβα (steel). Τα συγκεκριμένα υλικά υπερεπευδύσαν κατά πολύ σε χαρακτηριστικά, όπως η αντοχή στην παραλαβή των δυνάμεων, η πλαστιμότητα καθώς και η ευκολία στη μεταφορά. Για την υλοποίηση αυτών των εξελιγμένων κατασκευών, πρωταρχικό ρόλο είχαν οι επιστήμες, όπως είναι τα μαθηματικά, η φυσική, η μηχανική και η αντοχή των υλικών (Βανδώρος, 2011).

Πλέον, με την εξέλιξη της τεχνολογίας, τα όρια του ανθρώπου είναι μέχρι εκεί που μπορεί να φτάσει η φαντασία του. Από την αρχαιότητα μέχρι και σήμερα, τα υψηλά κτήρια προσδίδουν δέος, μεγαλείο, και εξουσία. Ακόμη, πολλοί λαοί ανά τον κόσμο μέσω αυτών των κατασκευών ήθελαν να αναδείξουν την πολιτισμική τους δύναμη. Η πιο αντιπροσωπευτική κατασκευή ανάδειξης ύψους και μεγαλείου ήταν ο πύργος. Πολλοί επιστήμονες υποστηρίζουν ότι οι πύργοι κτίζονται εδώ και 5000 χρόνια, χωρίς όμως να υπάρχει ξεκάθαρη απάντηση στο συγκεκριμένο ζήτημα. Για την εποχή εκείνη, ένα σπουδαίο επίτευγμα υψηλών κατασκευών αποτελούσαν οι πυραμιδοειδείς ναοί (ziggurats) των αρχαίων Βαβυλωνίων, τα οποία παρομοιάζονταν ως μία σκάλα μεταξύ γης και ουρανού. Μάλιστα, είναι πολύ πιθανό ως προοίμιο για τη δημιουργία του Πύργου της Βαβέλ, που δεν ολοκληρώθηκε ποτέ και αποτέλεσε σύμβολο ανθρώπινης ματαιοδοξίας και αλαζονείας, να θεωρείται ο Πύργος Ετεμενάνκι της Βαβυλώνας (Βανδώρος, 2011).



Εικόνα 1.2: Πύργος της Βαβέλ, Βαβυλώνα

Ιδιαίτερη μνεία πρέπει να γίνει στο γεγονός ότι υψώνεται ένας μοναδικός πύργος για την εποχή εκείνη που αποτέλεσε πηγή έμπνευσης για τους μεταγενέστερους. Ήταν ο Φάρος της Αλεξάνδρειας, ένα αρχιτεκτονικό θαύμα όπως το αποκάλεσαν, ο οποίος πήρε τον τίτλο του πρώτου φανοφόρου πύργου στην παγκόσμια ιστορία και έγινε ένα από τα επτά θαύματα του κόσμου λόγω του απίστευτου για την εποχή ύψους των 130 – 140 m. Κάποια άλλα στοιχεία που τον έκαναν ξεχωριστό ήταν η επικάλυψη του με λευκό μάρμαρο, ο γλυπτός του διάκοσμος, αλλά και το γεγονός ότι μετά από αυτόν και για πολλούς αιώνες δεν κατασκευάστηκε κάτι εξίσου μεγαλειώδες (Βανδώρος, 2011).



Εικόνα 1.3: Φάρος της Αλεξάνδρειας, Αίγυπτος

1.4 Η πρώτη εμφάνιση των ουρανοξυστών

Η εξέλιξη των υψηλών κτηρίων είναι άρρηκτα συνδεδεμένη με την καταστροφική πυρκαγιά του 1871 στο Σικάγο. Το γεγονός αυτό αποτέλεσε την έναρξη μιας ξαφνικής ζήτησης οικοπέδων στο κέντρο της πόλης και οδήγησε την επιστήμη της μηχανικής και της αρχιτεκτονικής στο να βρουν λύσεις για την καθ' ύψος εξέλιξη των κατασκευών (Βανδώρος, 2008). Οι πρώτες προσπάθειες ώστε να επιτευχθεί αυτή η ανάπτυξη έγιναν από τους εκπροσώπους της Σχολής του Σικάγο. Πάντως, όσο τα κτήρια αυξάνονταν σε ύψος, τόσα περισσότερα πλεονεκτήματα διέθεταν, αλλά φυσικά η επίτευξη τους γίνονταν όλο και πιο δύσκολη (Βανδώρος, 2011).

Επιπλέον, κατασκεύασαν θεμέλια με πολύ μικρότερο βάρος με σκοπό οι τοίχοι να μην έχουν τόσο μεγάλο πάχος, γεγονός που προσέφερε περισσότερο ωφέλιμο χώρο. Με το πέρασμα του χρόνου, όλες οι προϋποθέσεις για την εξάπλωση των πολυώροφων αυτών κτηρίων είχαν πλέον εκπληρωθεί, όπως η πυροπροστασία του χαλύβδινου σκελετού, τα θεμέλια όπου έπρεπε να διαθέτουν ακόμη μεγαλύτερη αντοχή, ενώ η ήδη υπάρχουσα εφεύρεση του ανελκυστήρα που χρησιμοποιήθηκε πρώτα από τον Elisha Otis στη Νέα Υόρκη το μακρινό 1857, αποδείχθηκε καταλυτική στη δημιουργία των ουρανοξυστών καθώς έγινε πιο εύκολη η πρόσβαση στους υψηλότερους ορόφους. Το συγκεκριμένο επίτευγμα αύξησε κατά πολύ τα κέρδη, ενώ ο Otis επινόησε και ένα φρένο ασφαλείας ώστε να σταματάει το κλουβί του ανελκυστήρα σε περίπτωση που πάθαινε βλάβη η τροχαλία ανύψωσης (Βανδώρος, 2008).

Όσον αφορά τα προηγούμενα, ο πιο γνωστός αυτής της σχολής ήταν ο Louis Sallivan ο οποίος ασχολήθηκε με το πρόβλημα των υψηλών κτηρίων και την έκφρασή τους σε συσχετισμό με τη λειτουργία, την κατασκευή και το χρησιμοποιούμενο υλικό. Αυτός πίστευε στο ότι η μορφή πρέπει να ακολουθεί τη λειτουργία («Form follow function»). Σύμφωνα με αυτή τη λογική, το ισόγειο και ο πρώτος όροφος πρέπει να συνδέονται με κοινή χρήση, οι ενδιάμεσοι αφορούν τα όμοια γραφεία και ο τελευταίος φυσικά τις εγκαταστάσεις που ολοκληρώνουν την κατασκευή. Οι μοντερνιστές διαφωνούσαν με το Sallivan λόγω της πληθωρικής του διακόσμησης διότι εκείνοι ήταν πρεσβευτές πιο απλών κτηρίων. Η καλύτερη αξιοποίηση χώρου, η επιθυμία κέρδους και φυσικά η ύπαρξη κατακόρυφων συστημάτων μεταφοράς οδήγησαν στην εμφάνιση αυτών των υψηλών κατασκευών (Βανδώρος, 2011).

Επιπλέον, στο Σικάγο πραγματοποιήθηκαν και οι πρώτες επιστημονικά μελέτες για τις θεμελιώσεις, ενώ η τοιχοποιία που αρχικά έπρεπε να καλύπτει τον χαλύβδινο σκελετό λόγω ενός νόμου, αντικαταστάθηκε από μεγάλα υποστυλώματα, με αποτέλεσμα να κάνουν την εμφάνισή τους νέες υψηλότερες κατασκευές. Το πρώτο πολυώροφο κτήριο από χάλυβα ήταν το Home Insurance building από τον William Le Baron Jenney το οποίο διέθετε δέκα ορόφους, αλλά ξεπεράστηκε από το Tacoma Building καθώς είχε 14 ορόφους, όμως με τη σειρά του έχασε τα ηνία από τη Μασονική Στοά χάρη στους 22 ορόφους και το ύψος των 92 m (Βανδώρος, 2008). Το τελευταίο, κατασκευάστηκε το 1892 από τη σπουδαία εταιρεία Burnham & Root και παρέμεινε το υψηλότερο κτήριο στο Σικάγο έως και το 1920.



Εικόνα 1.4: α) Home Insurance Building, β) Tacoma Building, γ) Masonic Temple, Σικάγο

1.5 Νόμος Zoning

Ο όρος ουρανοξύστης είναι αυτός που κυριαρχεί προκειμένου να χαρακτηρισθούν αυτές οι υψηλές κατασκευές. Όμως, όταν ξεκίνησε η εκμετάλλευση της τρίτης διάστασης από τους αρχιτέκτονες και τους μηχανικούς, παρατηρήθηκε μια μεγάλη αλλαγή στη μορφή αυτών σε μία πιο συμπαγή. Πάντως, μετά την ανέγερση του Equitable Building, υπήρξε σωρεία διαμαρτυριών, κατά κύριο λόγο εξαιτίας της πιθανής καταστροφής της αστικής ισορροπίας, κάτι που εν τέλει οδήγησε στο να θεσμοθετηθούν κάποια όρια (Βανδώρος, 2011).



Εικόνα 1.5: Equitable Building, Νέα Υόρκη, 169 m

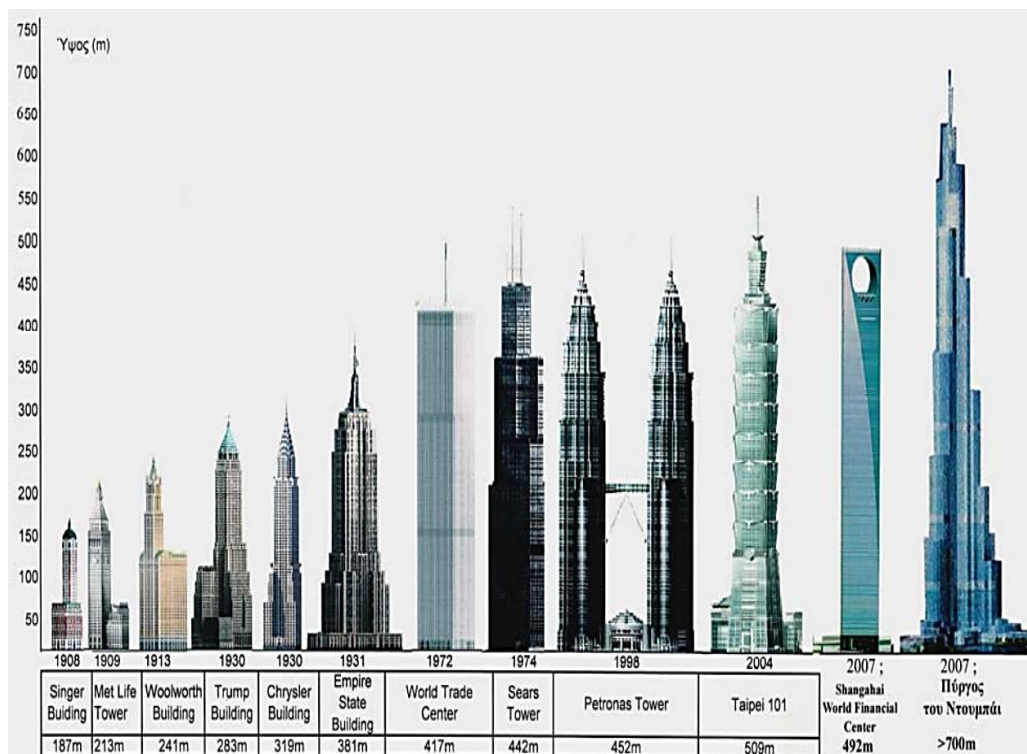
Έτσι πάρθηκε η απόφαση για τη θέσπιση ενός νόμου που ονομάστηκε “Zoning” που όριζε ότι όσο υποχωρούσε η πρόσοψή ενός κτηρίου καθώς ανέβαινε προς την κορυφή, τόσο πιο εφικτό θα ήταν να αυξηθεί το ύψος του. Ωστόσο, ο κανονισμός αυτός δέσμευε τους αρχιτέκτονες για το ποια μορφή θα πρέπει να διαθέτει η οποιοδήποτε δομή, όπως έγινε στο Barclay Vesey Building. Βέβαια, παρά το συγκεκριμένο νόμο, η επιθυμία του ανθρώπου για την κατασκευή ολοένα και υψηλότερων κτηρίων δεν έπαυσε ποτέ να υπάρχει. Έτσι, κατασκευάστηκαν δύο από τους πιο φημισμένους ουρανοξύστες στον κόσμο, το Chrysler Building και το Empire State Building με ύψος 319 και 443 μέτρα αντίστοιχα, όπου το τελευταίο αποτέλεσε πρότυπο για την Αμερική λόγω της μεγάλης κλίμακας, των υλικών, αλλά και των χρημάτων καθώς δαπανήθηκε ένα υπέρογκο ποσό. Για το κτήριο αυτό είχε ειπωθεί ότι δε θα υπάρξει κάτι τόσο μεγαλειώδες σε σχέση με την ταχύτητα κατασκευής του και αυτό γιατί η ανέγερση που πραγματοποιήθηκε από τους δομοστατικούς μηχανικούς της εποχής εκείνης ήταν της τάξης των 4.5 ορόφων ανά εβδομάδα (Βανδώρος, 2011).



Εικόνα 1.6: Chrysler Building και Empire State Building, Νέα Υόρκη, Η.Π.Α.

1.6 Η ραγδαία εξέλιξη της τρίτης διάστασης

Η ανέγερση υψηλών κτηρίων άρχισε να εξαπλώνεται και στη Νέα Υόρκη λόγω της επιβολής ενός νόμου στο Σικάγο που δεν επέτρεπε το ύψος να ξεπερνάει τα 40 μέτρα. Η τρίτη διάσταση εξελίχθηκε με ραγδαίους ρυθμούς χάρη στην ανάπτυξη της ιδέας του πύργου, αλλά και της επιρροής του Εκλεκτικισμού. Οι αρχιτέκτονες της εποχής εκείνης ήθελαν να αποδεσμεύσουν την αυστηρότητα που υπήρχε στους παλαιότερους ρυθμούς και να δημιουργήσουν ποικίλες μορφές σε ένα ενιαίο κτίσμα. Το 1896, κατασκευάζεται το American Surety Building και η Νέα Υόρκη βάζει υποψηφιότητα για το υψηλότερο κτήριο στον κόσμο, αλλά και αποκτά ένα ξεκάθαρο πλεονέκτημα στη δημιουργία τέτοιου είδους κατασκευών. Ακόμη, με την ανέγερση του Flatiron Building, το οποίο χαρακτηρίστηκε ως ένα σύμβολο αστικής υπερηφάνειας, έφερε την επανάσταση στα κτήρια γραφείων. Πρόκειται για μία τριγωνική μεταλλική δομή που αποτελείται από 22 ορόφους, έχει ύψος περίπου 87 m και ολοκληρώθηκε σε διάστημα μόλις ενός έτους (Βανδώρος, 2011).



Εικόνα 1.7: Η ραγδαία εξέλιξη της τρίτης διάστασης με το πέρασμα του χρόνου
(Πηγή: Τζουβαδάκης & Δούμα, 2008)

1.7 Η μικτή χρήση υπηρεσιών μέσω του ουρανοξύστη

Όσο περνάνε τα χρόνια, όλο και αυξάνονται οι απαιτήσεις σχετικά με το κτίσιμο των ουρανοξυστών. Αυτοί θα πρέπει να διαθέτουν ένα πλέγμα λειτουργιών, όπως η ύπαρξη καταστημάτων, γραφείων, κατοικιών, ξενοδοχείων ακόμη και τηλεπικοινωνιών και που η κάθε μία θα έχει το δικό της χώρο υποδοχής. Οι λειτουργίες μικτής χρήσης στους ουρανοξύστες είναι πιο αποτελεσματικές στη μεγάλη κλίμακα καθώς τότε είναι σα να στοιβάζονται. Ο Wright ήταν πρωτοπόρος σε αυτόν τον τομέα, ασχολήθηκε με τους πύργους και το 1933 είχε μία ιδέα για μία μοντέρνα κατασκευή που την ονόμασε Half-Mile Building και η οποία θα στέγαζε όλη την παγκόσμια έκθεση του Σικάγο, ενώ λίγο αργότερα είχε σαν ιδέα αυτό να συμβεί για τα διοικητικά τμήματα στη συγκεκριμένη πόλη (Βανδώρος, 2010).

Το 1956, ο Frank Lloyd Wright πραγματοποίησε μια γραφική αναπαράσταση ενός πύργου που τελικά ονομάστηκε “Mile-High Illinois”. Ο πύργος αυτός θα ξεπερνούσε τους 500 ορόφους και θα στέγαζε 100000 ανθρώπους και 15000 οχήματα, ενώ θα υπήρχε και εφοδιασμός κυρίως με πυρηνική ενέργεια ώστε να καλυφθούν ενεργειακές ανάγκες. Γνώριζε ότι δεν υπήρχαν τα απαραίτητα οικονομικά εφόδια για να κτιστεί,

αλλά στο μέλλον πιστεύω ότι κάποιος θα τολμούσε να πραγματοποιήσει την εν λόγω κατασκευή. Αυτός, είχε ως σκοπό να συγκεντρώσει πληθώρα ανθρώπων και δραστηριοτήτων ώστε να έχει τη δυνατότητα να ασχοληθεί πιο ουσιαστικά με μία προγενέστερη ιδέα του που δεν ήταν άλλη από την Broadance City, στην οποία ο κάθε πολίτης θα διέθετε μία επιφάνεια γης προκειμένου να έχει τη δυνατότητα να καλλιεργήσει, ως απάντηση στον Le Corbusier για τη γνωστή Ville Contemporaine. Στην ουσία, η ιδέα του πύργου ήταν ότι αυτός θα μπορούσε να εξοικονομεί την ελεύθερη γη. Τέλος, σύμφωνα με σημερινά δεδομένα, υπάρχει η θέληση να κατασκευαστεί αυτός ο πύργος και ο οποίος θα αποτελείται από 528 ορόφους και θα έχει ύψος γύρω στα 1700 μέτρα (Βανδώρος, 2010).



Εικόνα 1.8: Πρόταση Mile-High Illinois, Frank Lloyd Wright

1.8 Πολυώροφα κτήρια στην Ελλάδα και οι φουτουριστικοί ουρανοξύστες

Η Ελλάδα μπορεί να φημίζεται για τα μνημεία της όπως αυτό του Παρθενώνα, αλλά δεν ισχύει το ίδιο και για τα υψηλά κτήριά της. Αυτό οφείλεται στο ότι παρέμεινε στάσιμη για πολλά χρόνια στο συγκεκριμένο τομέα λόγω διαφόρων παραγόντων. Τα πιο γνωστά υψηλά κτήρια που έχουν αναγερθεί στη χώρα μας είναι ο Πύργος των Αθηνών με ύψος 103 m, ο Πύργος Πειραιά με 84 m και ο Πύργος Απόλλων που φθάνει τα 80 m. Κάποιες ακόμη υψηλές κατασκευές που έχουν πραγματοποιηθεί στην Ελλάδα είναι ο Πύργος του ΟΤΕ στη Θεσσαλονίκη με ύψος 76 m και τα ξενοδοχεία Hilton και President των οποίων η τρίτη διάσταση αγγίζει τα 54 και 68 μέτρα αντίστοιχα.

Άξιο αναφοράς είναι ότι τα τελευταία χρόνια υπάρχει η θέληση για εξέλιξη όσον αφορά τα πολυώροφα κτήρια. Πιο συγκεκριμένα, θα πραγματοποιηθεί η ανέγερση του πρώτου πράσινου παραθαλάσσιου ουρανοξύστη με το όνομα “Marina Tower” στο Ελληνικό που θα λειτουργεί ως κτήριο κατοικιών και θα διαθέτει ύψος 200 m (45 ορόφους). Όταν ολοκληρωθεί, θα αποτελεί την υψηλότερη κατασκευή στην Ελλάδα. Πάντως, αυτή δε θα είναι η μοναδική δομή που θα ανεγερθεί στο Ελληνικό, καθώς έχει συμφωνηθεί η δημιουργία ακόμη πέντε τέτοιων κατασκευών. Μεταξύ αυτών, συγκαταλέγεται και το

“Inspire Athens” που πρόκειται για ένα τουριστικό συγκρότημα που θα λειτουργεί ως καζίνο και ξενοδοχεία και το οποίο είναι εμπνευσμένο τόσο από τις Καρυάτιδες, όσο και γενικότερα από το αρχιτεκτονικό παρελθόν της Αθήνας. Οι δύο αυτοί πύργοι θα διαθέτουν 49 και 31 ορόφους.



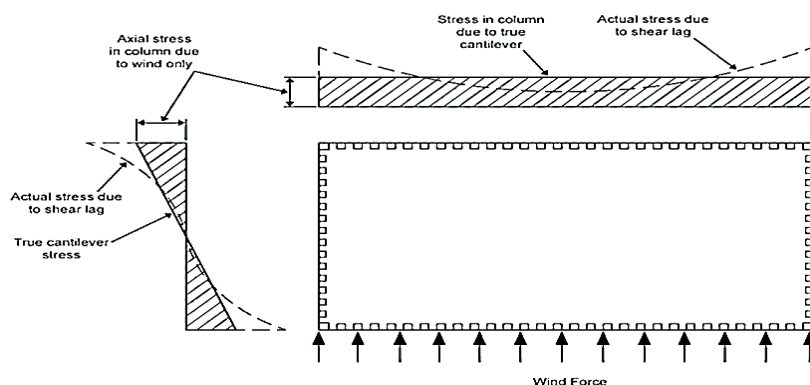
Εικόνα 1.9: Φουτουριστικοί ουρανοξύστες στην Ελλάδα: α) Marina Tower, β) Inspire Athens

Κεφάλαιο 2: Κύρια χαρακτηριστικά και φαινόμενα υψηλών κτηρίων

2.1 Φαινόμενο διατμητικής υστέρησης (Shear lag effect)

Οι παράμετροι από τις οποίες εξαρτάται η συμπεριφορά της διατμητικής υστέρησης είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας S_f που αναφέρεται στην κατανομή της δυσκαμψίας (διατμητικής στιβαρότητας) καθώς και της καμπτικής στιβαρότητας (δυσκαμψίας) του υποστυλώματος, ο λόγος δυσκαμψίας S_f που έχει να κάνει με τη δυσκαμψία του στύλου προς αυτήν της συνδετήριας δοκού, ο αριθμός των ορόφων (ratio g) και ο αριθμός των εσωτερικών σωλήνων στο σωληνοειδές πλαίσιο σύστημα (N). Το συγκεκριμένο φαινόμενο αποτελεί ίσως το πιο μεγάλο μειονέκτημα των σωληνοειδών συστημάτων όταν οι κατασκευές ξεπεράσουν τους 70 με 80 ορόφους. Σε γενικές γραμμές, το σχήμα της διατμητικής υστέρησης ποικίλλει και εξαρτάται κατά κύριο λόγο από τη γεωμετρία του κτηρίου, ενώ όταν αυτή είναι ακανόνιστη, τότε γίνεται αρκετά σύνθετο. Αυτό το φαινόμενο προκαλεί παραμόρφωση στις πλάκες και ρηγματώσεις στα μη δομικά στοιχεία, όπως είναι οι διαχωριστικοί τοίχοι, εξαιτίας της βράχυνσης των περιμετρικών υποστυλωμάτων. Πάντως, οι μέθοδοι αντιμετώπισης του υπό εξέταση φαινομένου θα αναφερθούν παρακάτω (Κεφ. 5), ωστόσο με τη χρήση δικτυωτών συνδέσμων (braces) αυξάνεται η δυσκαμψία της κατασκευής με αποτέλεσμα να μειώνεται η διατμητική υστέρηση (Etemad & Tiwary, 2019).

Για να κατανοήσουμε καλύτερα το φαινόμενο που εξετάζουμε, θεωρούμε ότι έχουμε ένα σύστημα σωληνοειδούς πλαισίου στο οποίο ασκούνται πλευρικά φορτία. Όταν συμβαίνει αυτό, οι κορμοί των πλαισίων υφίστανται επίπεδη κάμψη. Βέβαια, λόγω της ευκαμψίας της συνδετήριας δοκού, η κύρια λειτουργία του συγκεκριμένου συστήματος παραμορφώνεται, κάτι που οδηγεί στο να αναπτύσσονται μεγαλύτερες αξονικές τάσεις στα γωνιακά υποστυλώματα σε σύγκριση με τα εσωτερικά (μη γραμμική κατανομή). Το φαινόμενο αυτό καλείται διατμητική υστέρηση (Etemad & Tiwary, 2019).

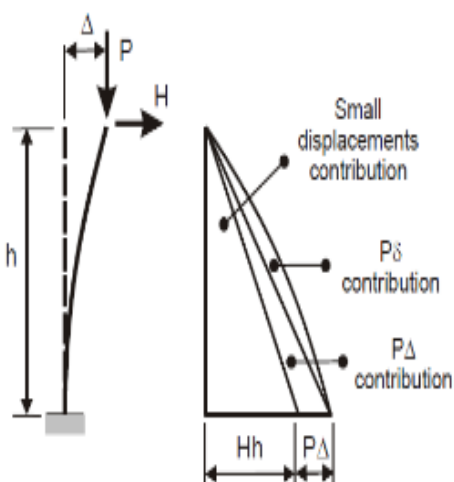


Εικόνα 2.1: Φαινόμενο διατμητικής υστέρησης

2.2 Φαινόμενο δευτέρας τάξης (P-Δ effect)

Το φαινόμενο P-Δ (μη γραμμικό), χρήζει ιδιαίτερης προσοχής στα υψηλά κτήρια καθώς όσο αυξάνεται ο αριθμός των ορόφων, τόσο πιο επικίνδυνο μπορεί να γίνει. Στην περίπτωση που η αλλαγή στις ροπές κάμψης και τις μετακινήσεις υπερβεί το 10%, τότε το φαινόμενο αυτό θα πρέπει να εξετασθεί κατά το σχεδιασμό. Από έρευνες που έχουν πραγματοποιηθεί, έχει διαπιστωθεί ότι για κτήρια άνω των 25 ορόφων (περίπου 75 μέτρα ύψος) είναι υποχρεωτικό να γίνει ένας τέτοιος έλεγχος κατά το σχεδιασμό, ενώ για κατασκευές που δεν υπερβαίνουν αυτόν τον αριθμό αρκεί και μόνο η ανάλυση πρώτης τάξης. Πάντως, το φαινόμενο αυτό για να έρθει σε αποδεκτές τιμές, θα πρέπει να αυξηθεί η δυσκαμψία της κατασκευής (Dhadve, και συν., 2015).

Όσον αφορά τη χρήση της γραμμικής/ελαστικής στατικής ανάλυσης (ανάλυση πρώτης τάξης), αυτή χρησιμοποιείται για να υπολογισθούν οι δυνάμεις σχεδιασμού, οι ροπές και οι μετακινήσεις που δημιουργούνται εξαιτίας των φορτίων που ασκούνται στην κατασκευή. Προτού πραγματοποιηθεί η επιβολή των πλευρικών φορτίων, κατά την ανάλυση 1^{ης} τάξης, γίνεται η παραδοχή μίας μικρής παραμορφωσιακής συμπεριφοράς όπου στις δυνάμεις, τις ροπές και τις μετακινήσεις δεν περιλαμβάνεται η επίδραση του κατακόρυφου φορτίου λόγω της παραμόρφωσης του κτηρίου. Το φαινόμενο δευτέρας τάξης εμφανίζεται όταν στα στοιχεία ασκούνται αξονικά φορτία και επίσης σχετίζεται με το μέγεθος αυτών των φορτίων καθώς και με μία μετακίνηση Δ . Όταν κάποιο μέλος επηρεάζεται από το φαινόμενο P-Δ και στο οποίο επιβάλλεται πλευρικό φορτίο, τότε θα παραμορφώνεται ακόμη περισσότερο και αυτό μπορεί να υπολογισθεί με την ανάλυση δευτέρας τάξης. Το μέγεθος του P-Δ εξαρτάται από το μέγεθος του αξονικού φορτίου, από το πόσο εύκαμπτη ή δύσκαμπτη (καμπτικά ενδόσιμη ή στιβαρή) είναι η κατασκευή και από την ανηγμένη λυγηρότητα των μεμονωμένων στοιχείων (Dhadve, και συν., 2015). Τέλος, αξίζει να αναφερθεί ότι υπάρχει και το P-δ και το οποίο αφορά κυρίως τον τοπικό λυγισμό στα μέλη, επηρεάζει τη ροπή εντός του στοιχείου και συνήθως παρατηρούμε μεγάλες μετακινήσεις στα εύκαμπτα υποστυλώματα.

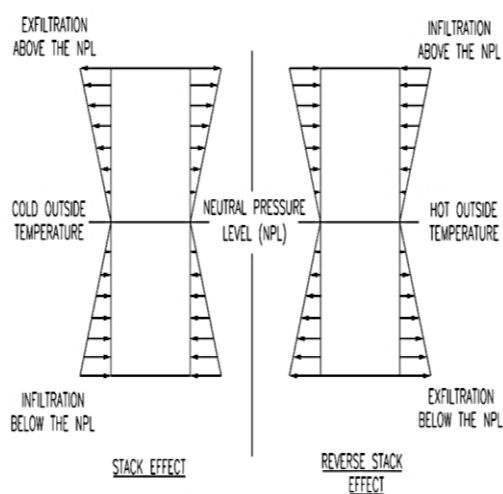


Εικόνα 2.2: Φαινόμενο δευτέρας τάξης (P-Δ) σε ένα υποστύλωμα

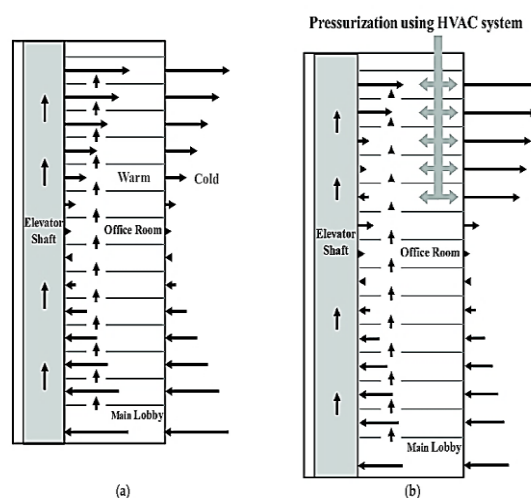
2.3 Φαινόμενο καπνοδόχου (Stack effect)

Στα υψηλά κτήρια, το φαινόμενο της καπνοδόχου (stack / chimney effect) εμφανίζεται λόγω της άνωσης του θερμού αέρα και μπορεί να δημιουργήσει σωρεία προβλημάτων, κατά κύριο λόγο κατά τη θερινή περίοδο όπου εμφανίζονται διαφορές πίεσης στις κύριες εισόδους της κατασκευής και σε αυτές των ανελκυστήρων, με αποτέλεσμα την όχι και τόσο καλή λειτουργία αυτών καθώς και στο γεγονός ότι δημιουργούνται ενοχλητικοί θόρυβοι. Επιπλέον, αυξάνονται τα θερμικά φορτία, ενώ η εξάπλωση της πυρκαγιάς και του καπνού πραγματοποιείται με πιο ταχείς ρυθμούς. Όπως ήταν λογικό, πραγματοποιήθηκαν μελέτες με σκοπό την ανάπτυξη μεθόδων και συνάμα της μείωσης της επίδρασης αυτού του φαινομένου. Σε αρκετά πολώροφα κτήρια, το συγκεκριμένο φαινόμενο δεν είχε ληφθεί υπόψη και οδήγησε στο να πρέπει να γίνουν οι απαραίτητες διορθώσεις έτσι ώστε να αποφευχθούν πιθανά σημαντικά προβλήματα. Σήμερα, αυτό κατατάσσεται στα κρίσιμα ζητήματα που χρήζουν μελέτης κατά το σχεδιασμό. Βέβαια, το φαινόμενο της καπνοδόχου βοηθάει κατά τη διάρκεια των ενδιάμεσων και ψυχρών εποχών και αυτό γιατί προκαλεί αύξηση του φυσικού αερισμού μέσω των κατασκευών (Yu, Song, & Cho, 2017).

Στο φαινόμενο αυτό, οι μεγαλύτερες διαφορές πίεσης στις θύρες των ανελκυστήρων παρατηρούνται στον πρώτο και τελευταίο όροφο. Βέβαια, στην περίπτωση που στους υψηλότερους ορόφους χρησιμοποιήσουμε ένα σύστημα HVAC, τότε ο ρυθμός ροής του ανέμου στα φρεάτια των ανελκυστήρων, στα γραφεία και στα λόμπι μειώνεται τόσο στους πιο πάνω, όσο και στους πιο κάτω ορόφους και έτσι επιλύεται κατά ένα πολύ σημαντικό ποσοστό το συγκεκριμένο πρόβλημα (Yu, Song, & Cho, 2017).



Εικόνα 2.3: Φαινόμενο καπνοδόχου



Εικόνα 2.4: Τυπικές κατανομές πίεσης αέρα σε μία υψηλή κατασκευή: χωρίς σύστημα HVAC (αριστερά), με HVAC (δεξιά)

2.4 Κριτήρια σχεδιασμού υψηλών κτηρίων

Ο σχεδιασμός των υψηλών κτηρίων αποτελεί ένα πολύ κρίσιμο ζήτημα που θα πρέπει να μελετηθεί και να αναλυθεί διεξοδικά και φυσικά να δοθεί ιδιαίτερη έμφαση στα πλευρικά και κατακόρυφα φορτία που θα ασκηθούν σε ένα κτήριο (Hussain, 2010). Αυτά, όσο μεγαλύτερο ύψος διαθέτει μία κατασκευή, τόσο περισσότερο χρήζουν διερεύνησης καθώς γίνονται αρκετά πιο επικίνδυνα για την κατασκευή. Τα πλευρικά φορτία μπορούν να αντιμετωπισθούν επιλέγοντας ένα κατάλληλο δομικό σύστημα, ενώ υπάρχει και το ενδεχόμενο χρήσης ενός πυρήνα για να αναλάβει είτε ένα μέρος αυτών, είτε στο σύνολό τους. Βέβαια, ο πυρήνας μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την αντίσταση έναντι των φορτίων βαρύτητας.

Στα κριτήρια σχεδιασμού των υψηλών κτηρίων υπάγονται (Hussain, 2010):

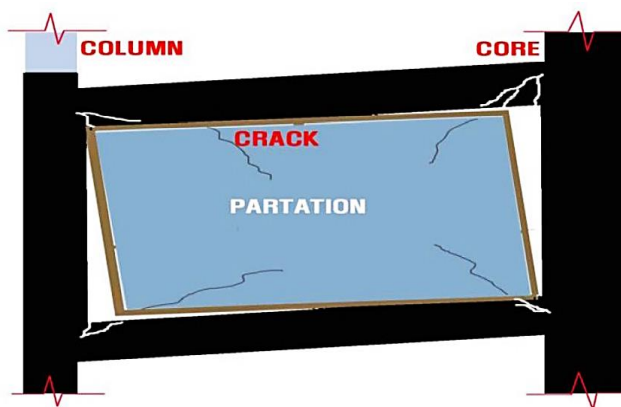
- Η Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (αντοχή και ευστάθεια)
- Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ταλαντώσεις, βέλη κάμψης, βλάβες)
- Η δυσκαμψία
- Η ταχύτητα ανέγερσης
- Τα φορτία
- Οι περιορισμοί στις μετακινήσεις
- Η ανθρώπινη άνεση
- Η πυρκαγιά
- Ο ερπυσμός, η συστολή ξήρανσης και η θερμοκρασία
- Οι καθιζήσεις στη θεμελίωση και η αλληλεπίδραση εδάφους - ανωδομής
- Ο βιοκλιματικός σχεδιασμός (π.χ. βιωσιμότητα)
- Ο ενεργειακός σχεδιασμός (π.χ. ανανεώσιμες πηγές ενέργειας - φωτοβολταϊκά)

Από τα κριτήρια σχεδιασμού που αναφέραμε, τα περισσότερα από αυτά θα αναλυθούν διεξοδικά στα επόμενα κεφάλαια.

2.5 Διαφορική βράχυνση υποστυλώματος

Η διαφορική βράχυνση ενός υποστυλώματος αποτελεί ένα δευτερεύον φαινόμενο το οποίο θα πρέπει φυσικά να συνεκτιμηθεί κατά το σχεδιασμό και την κατασκευή πολυώροφων κτηρίων. Κατά την ανέγερση, στα υποστυλώματα ασκούνται κάποια μεγαλύτερα φορτία ανάλογα με το στάδιο της κατασκευής στο οποίο βρισκόμαστε. Η αξονική βράχυνση των υποστυλωμάτων οδηγεί σε διαφορική, με αποτέλεσμα την ανακατανομή της αξονικής δύναμης μεταξύ αυτών και των τοιχωμάτων. Επίσης, εξαιτίας της διαφορικής βράχυνσης, αναπτύσσονται πρόσθετα φορτία στις δοκούς και τις πλάκες. Έτσι, τα στάδια και η μέθοδος κατασκευής είναι απαραίτητο να μελετηθούν διεξοδικά. Επιπλέον, η ελαστική παραμόρφωση των υποστυλωμάτων είναι ένα κρίσιμο ζήτημα το οποίο και θα πρέπει να μελετηθεί διότι συμβάλλει στην αξονική βράχυνσή τους. Η ελαστική βράχυνση των κολώνων λαμβάνεται υπόψη καθ' όλο το ύψος της κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι όσο πιο μεγάλο ύψος διαθέτει, τόσο θα αυξάνεται η κρισιμότητα αυτού του φαινομένου κατά το σχεδιασμό. Όσον αφορά τα μη γραμμικά στοιχεία της αξονικής βράχυνσης, σε αυτά ανήκει η ανελαστική βράχυνση λόγω του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης. Στα προβλήματα που μπορεί να προκαλέσει η αξονική διαφορική βράχυνση υπάγονται οι ρηγματώσεις και τα βέλη κάμψης στις πλάκες δαπέδου, τις δοκούς καθώς και σε άλλα δομικά στοιχεία, αλλά και οι βλάβες στις όψεις, την επένδυση, τα επιχρίσματα, την τοιχοποιία, τα μηχανολογικά καθώς και υδραυλικά συστήματα κ.λπ., ενώ συν τοις άλλοις αυξάνει την καμπτική ροπή και τη διατμητική δύναμη (Abdlebasset, Sayed-Ahmed, & Mourad, 2016).

Κατά το σχεδιασμό, σε πολλές περιπτώσεις επιλέγεται τα εξωτερικά υποστυλώματα να διαθέτουν παρόμοιες διαστάσεις σε επίπεδο διατομής με αυτές των εσωτερικών λόγω του ότι υπάρχει η ανάγκη για πρόσθετες διατομές στις εξωτερικές κολώνες προκειμένου να αντισταθούν και στις ροπές ανατροπής που προκαλούνται από τα πλευρικά φορτία. Βέβαια, αυτό οδηγεί στο να μην είναι ίδιος ο λόγος του φορτίου βαρύτητας προς την επιφάνεια της διατομής των εξωτερικών υποστυλωμάτων σε σύγκριση με αυτόν που αφορά τα εσωτερικά. Πάντως, οι μεγάλες τιμές της διαφορικής βράχυνσης παρατηρούνται στους υψηλότερους ορόφους και συνάμα αυτό σημαίνει ότι τόσο η καμπτική ροπή, όσο και η διατμητική δύναμη θα αυξηθούν. Τέλος, η διαφορική βράχυνση και η καμπτική ροπή εξαιτίας του μόνιμου φορτίου, υπάρχει το ενδεχόμενο να υπερεκτιμηθούν διότι δε συνεκτιμώνται κάποιες συνθήκες στην γραμμική ανάλυση, όπως είναι το βάρος της κατασκευής (Abdlebasset, Sayed-Ahmed, & Mourad, 2016).



Εικόνα 2.5: Φαινόμενο διαφορικής βράχυνσης υποστρώματος
(Πηγή: Abdlebasset, Sayed-Ahmed, & Mourad, 2016)

2.6 Η σπουδαιότητα των ανεγκυστήρων

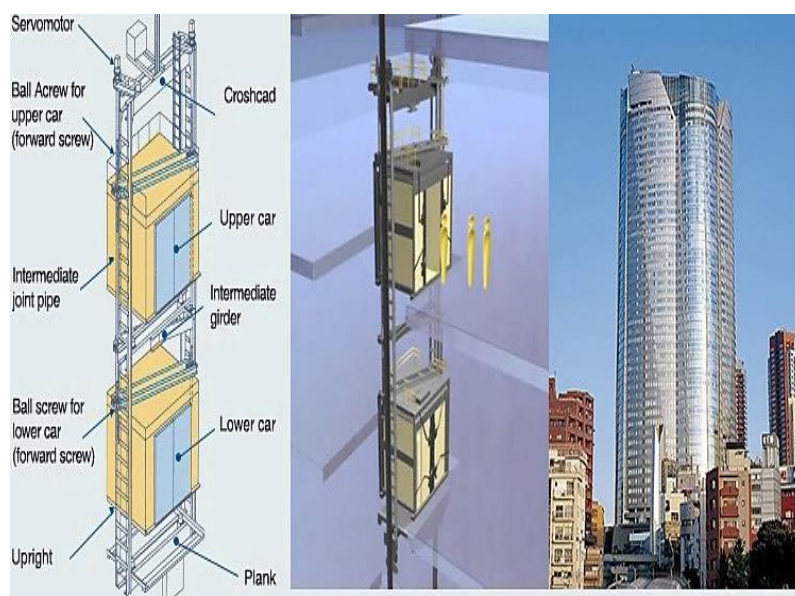
Μία από τις πιο σύνθετες διεργασίες που πρέπει να επιτευχθούν από τους μηχανικούς και τους αρχιτέκτονες σε ένα υψηλό κτήριο είναι αυτή του κατακόρυφου συστήματος μεταφοράς διότι πρέπει να παρθούν αρκετά κρίσιμες αποφάσεις. Σε περίπτωση που η χωρητικότητα του ανεγκυστήρα ξεπερνάει την απαιτούμενη (overelevating), τότε αυτό θα οδηγήσει σε άσκοπη απώλεια χώρου, ενώ αν συμβεί το ακριβώς αντίθετο (underelevating), θα υπάρξει μεγάλη καθυστέρηση και αναμονή καθώς θα εξυπηρετεί μικρότερο αριθμό ατόμων και αυτό θα προκαλέσει τη δυσαρέσκεια των ανθρώπων (Ascher, 2013).

Αρχικά, για το σχεδιασμό των ανεγκυστήρων είναι υποχρεωτικό να γίνουν κάποιοι μαθηματικοί υπολογισμοί. Πιο συγκεκριμένα, είναι απαραίτητο να εκτιμηθεί ο αριθμός των ατόμων που θα χρησιμοποιούν το συγκεκριμένο σύστημα σε καθημερινή βάση. Για να συμβεί αυτό, αρκεί να εξετασθεί πόσα τετραγωνικά χώρου θα διατεθούν σε κάθε υπάλληλο. Έπειτα, θα πρέπει να εκτιμηθεί το ποσοστό αυτών των ατόμων που θα μετακινηθούν εντός ή εκτός του κτηρίου για μία περίοδο αιχμής που ονομάζεται «five minute handling capacity». Αυτό το ποσοστό μπορεί να κυμαίνεται από 7% για κτήρια κατοικιών έως 25% για πύργους γραφείων, κάνοντας την παραδοχή ότι οι ώρες εργασίας τους είναι οι ίδιες. Ακόμη, προκειμένου ο σχεδιασμός να είναι ακριβής, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη κάποιοι συντελεστές φόρτισης, ο χρόνος αναμονής, αλλά και ο χρόνος που χρειάζεται ένα άτομο για να φθάσει στον επιθυμητό όροφο. Ένα παράδειγμα που αξίζει να αναφέρουμε είναι ο χρόνος αναμονής σε έναν ουρανοξύστη στη Νέα Υόρκη ο οποίος θεωρείται αποδεκτός όταν είναι γύρω στα 20 δευτερόλεπτα,

αλλά δεν είναι επιθυμητό να ξεπερνάει τα 30 με 35 sec. Βέβαια, για ακριβώς τις ίδιες τιμές σε κάποιο άλλο μέρος, ο χρόνος αυτός είναι πιθανό να θεωρείται ικανοποιητικός (Ascher, 2013).

Η τάση που επικρατεί στα υψηλά κτήρια αφορά τη χρήση διώροφων ανελκυστήρων διότι εξοικονομούν 30% περισσότερο χώρο καθώς μειώνεται ο αριθμός των φρεατίων και λόγω του ότι απαιτείται ένας μικρότερος αριθμός σε σχέση με τους μονώροφους προκειμένου να προσφερθούν οι ίδιες υπηρεσίες (Τζουβαδάκης & Δούμα, 2008). Τέτοια συστήματα διαθέτει η κατασκευή Sears Tower στο Σικάγο, όπου οι διώροφοι ανελκυστήρες αναπτύσσουν ταχύτητες 420 m/min. Για να γίνουμε πιο κατανοητοί, όταν αναφερόμαστε σε μονώροφους και διώροφους ανελκυστήρες εννοούμε αυτούς με μονή και διπλή καμπίνα (θάλαμο) αντίστοιχα (single / double deck).

Το πιο σημαντικό στοιχείο που πρέπει να διαθέτει ένας ανελκυστήρας, πέρα από την ασφάλεια, είναι φυσικά η ταχύτητα. Τα πιο ταχέα συστήματα μεταφοράς κατείχε κάποτε το Woolworth Building, το οποίο για μία περίοδο ήταν και το πιο ψηλό κτήριο στον κόσμο, όπου πραγματοποιούσαν μία απόσταση 200 m σε 1 λεπτό (200 m/min). Όσο περνάνε τα χρόνια, αυτά γίνονται όλο και ταχύτερα, όπως οι ανελκυστήρες που παρουσίασε το Ταϊπέι 101 οι οποίοι και εκτελούν μία απόσταση 904 m/min. Χάρη σε αυτούς, διαπιστώσαμε ότι τα συστήματα αυτά έχουν τη δυνατότητα να αναπτύξουν ακραίες ταχύτητες (Ascher, 2013). Τέλος, το κτήριο με τους ταχύτερους ανελκυστήρες στον κόσμο είναι το Guangzhou CTF Finance Center των οποίων η ταχύτητα φθάνει τα 1260 m/min.

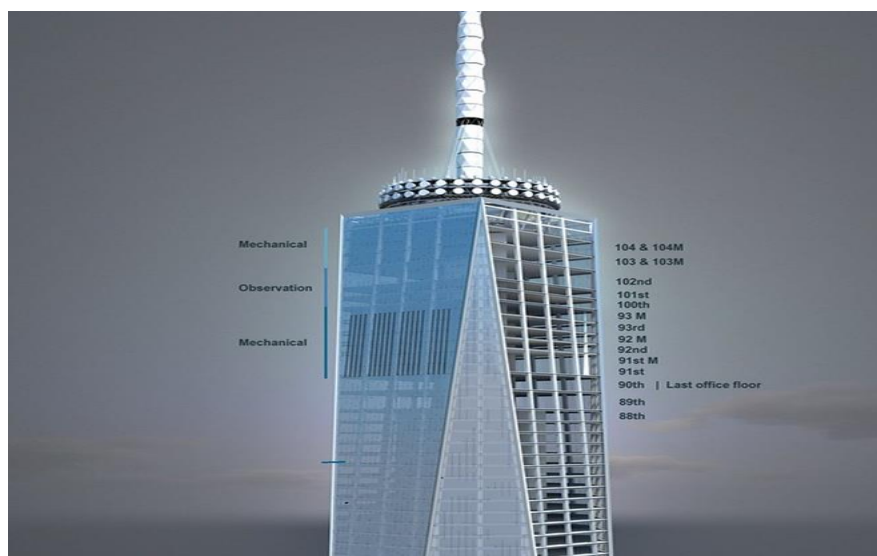


Εικόνα 2.6: Σύστημα ανελκυστήρα με διπλό θάλαμο

2.7 Μηχανικοί όροφοι

Στις μέρες μας, οι μηχανικοί όροφοι σε έναν ουρανοξύστη είναι υψίστης σημασίας και η κατασκευή τους απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή και ακρίβεια καθώς το φως, το νερό, αλλά και ο αέρας εξαρτώνται από αυτούς. Τα μηχανήματα, παρέχουν τα δύο πρώτα μέσω των συνδέσεων με τα αστικά συστήματα της ενέργειας καθώς και της ύδρευσης, ενώ η εγκατάσταση ενός τέτοιου ορόφου πραγματοποιείται περίπου κάθε 30 ορόφους. Αυτοί δεν έχουν περιορισμούς και μπορούν να τοποθετηθούν οπουδήποτε, κατά κύριο λόγο στα επίπεδα όπου η ύπαρξή τους θεωρείται πιο σημαντική, αλλά επίσης χρησιμεύουν και στη διαχείριση της πίεσης του νερού εντός της κατασκευής. Ακόμη, υπάρχει η δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν σε συνδυασμό με διάφορα δομικά συστήματα, όπως είναι οι ζυγοστάτες καθώς στεγάζουν και μηχανολογικό εξοπλισμό (Ascher, 2013).

Αρκετές φορές παρατηρούμε ότι ο τελευταίος όροφος επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί ως μηχανικός και καλείται “μηχανικό ρετιρέ” και ο οποίος περιλαμβάνει μηχανοστάσια για τα υψηλότερα συστήματα μεταφοράς, αλλά και εξοπλισμό τόσο των ηλεκτρονικών συστημάτων και των τηλεπικοινωνιών, όσο και για τον καθαρισμό των παραθύρων. Επιπρόσθετα, σε ένα μηχανικό όροφο μπορούν να εντοπισθούν ψύκτες για κλιματισμό, αντλίες ύδρευσης, θέρμανσης και δεξαμενών, αγωγοί, λέβητες, γεννήτριες κ.λπ. Τέλος, επειδή στους μηχανικούς ορόφους υπάρχουν μηχανήματα με τεράστιο βάρος, είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθεί ένας ειδικός αερισμός και για το λόγο αυτό αντί να επιλεγεί ένα τοιχοπέτασμα (curtain wall) από ύαλο, δηλαδή υαλοπέτασμα, είναι εφικτό να τοποθετηθούν συστήματα στο εξωτερικό μέρος της περιμέτρου, όπως αεραγωγοί και περσίδες (Ascher, 2013).



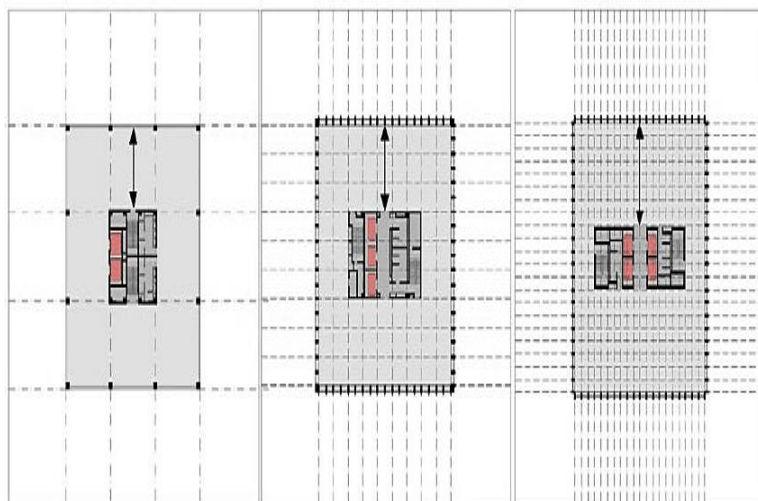
Εικόνα 2.7: Εγκατάσταση μηχανικού ορόφου στον τελευταίο όροφο

2.8 Πυρήνας (Core)

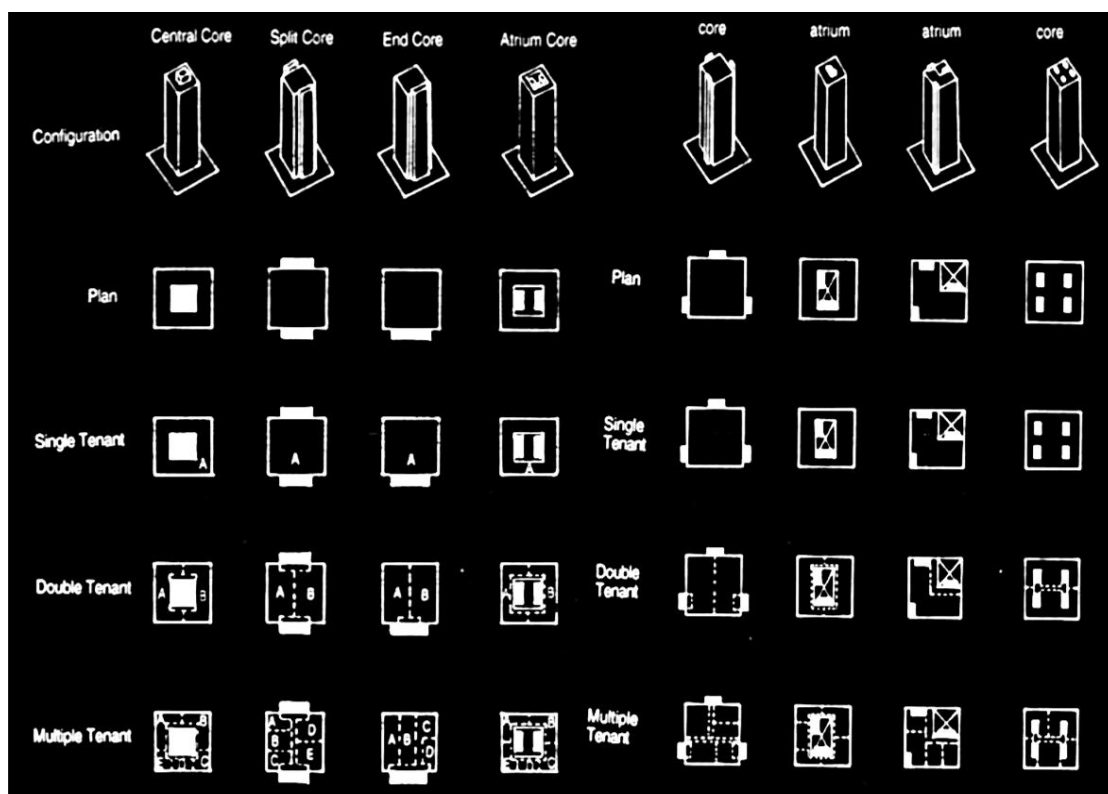
Πρωταρχικό μέλημα κάθε πολύροφης κατασκευής είναι για το που θα τοποθετηθεί ο πυρήνας (στο ενδεχόμενο που χρησιμοποιηθεί). Όταν αναφερόμαστε σε έναν πυρήνα, εννοούμε την επιφάνεια η οποία στεγάζει ανελκυστήρες, πυράντοχα κλιμακοστάσια, λουτρό, μηχανοστάσια κ.λπ. Η χρήση ανυψωτικών στηλών (risers) που εγκαθίστανται εντός του πυρήνα είναι απαραίτητη ώστε να μεταφέρουν την ενέργεια, το νερό, τον αέρα καθώς και τις τηλεπικοινωνίες σε κάθε όροφο. Όσον αφορά τη διαμόρφωση και τη θέση του πυρήνα, αυτά διαφέρουν ανά περίπτωση διότι εξαρτώνται από το μέγεθος και τη χρήση της κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα, στις Η.Π.Α., στα εμπορικά κτήρια, ο πυρήνας τοποθετείται συνήθως στο κέντρο, ενώ επιλογές αποτελούν και οι γωνίες περιμετρικά του κτηρίου (πολλαπλές θέσεις), ιδίως σε πύργους κατοικιών. Ανεξάρτητα από το που θα τοποθετηθεί, ο πυρήνας έχει καταλυτικό ρόλο στη διαμόρφωση του κάθε ορόφου. Επιπλέον, αυτός μπορεί να χρησιμοποιηθεί με τέτοιο τρόπο που να αποτελεί ακόμη και το κύριο δομικό σύστημα για την αντίσταση τόσο των φορτίων του ανέμου και του σεισμού, όσο και των κατακόρυφων (φορτία βαρύτητας). Αυτός, είναι εφικτό να κατασκευαστεί από ωπλισμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή να είναι σύμμικτος, ενώ επιπλέον είναι καθοριστικός και για τη δυσκαμψία της κατασκευής που θα πρέπει να διαθέτει προκειμένου να αντιμετωπίσει τις πολύ μεγάλες ανεμοπιέσεις (ριπές ανέμου), κυρίως στους υψηλότερους ορόφους (Ascher, 2013).

Εξίσου κρίσιμος είναι και ο σχεδιασμός του πυρήνα, που κατά βάση επιτυγχάνεται μέσω των μαθηματικών, ενώ περιλαμβάνει και μία κάτοψη για έναν τυπικό όροφο. Σε αυτόν, δύο χαρακτηριστικά που οπωσδήποτε χρήζουν διερεύνησης είναι ο αριθμός των ανελκυστήρων που εξαρτάται από το μέγιστο αριθμό ανθρώπων που θα εξυπηρετεί η κατασκευή και το λεγόμενο «lease depth», δηλαδή η χρησιμοποιήσιμη επιφάνεια από τον εξωτερικό τοίχο έως και τον πυρήνα (λαμβάνεται η μεγαλύτερη απόσταση, δηλαδή μπορεί να είναι είτε κατά x , είτε κατά y). Στις Η.Π.Α. οι τιμές του κυμαίνονται περίπου από 6 έως 15 m (στην Ινδία μπορεί να φθάνει και τα 20 μέτρα, αλλά γενικότερα ο μέσος όρος είναι λίγο πάνω από τα 10 m). Επίσης, ότι έχει να κάνει με την “ανατομία” του πυρήνα, όσον αφορά την κατακόρυφη μεταφορά, χρησιμοποιούνται ανελκυστήρες για εμπορεύματα, για την εξυπηρέτηση των πολιτών και φυσικά για περιπτώσεις έκτακτης ανάγκης (π.χ. πυρκαγιά). Υπό τέτοιες καταστάσεις, ο πυρήνας θα πρέπει να διαθέτει τουλάχιστον δύο εξόδους ώστε να διαφύγουν οι άνθρωποι που βρίσκονται εντός της κατασκευής (Ascher, 2013).

Πάντως, αξίζει να αναφερθεί ότι σε όλα αυτά που προαναφέραμε, είναι υποχρεωτικό οι αποφάσεις που θα ληφθούν να διευκολύνουν και τα άτομα με ειδικές ανάγκες. Πιο συγκεκριμένα, πρέπει να επιλεγούν με προσοχή το πλάτος της θύρας, ο αριθμός και οι τύποι των ανελκυστήρων, ο σχεδιασμός των πυράντοχων κλιμακοστασίων, ενώ στα λουτρά θα πρέπει να υπάρχει η δυνατότητα πρόσβασης του αμαξιδίου κ.λπ. (Ascher, 2013). Οι πυρήνες, ό,τι έχει να κάνει με τα δομικά υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή τους, θα αναλυθούν διεξοδικά στο 6^ο κεφάλαιο.



Εικόνα 2.8: Κεντρικός πυρήνας και «lease depth»



Εικόνα 2.9: Ποικίλοι τρόποι διάταξης πυρήνα

Κεφάλαιο 3: Συστήματα απόσβεσης, περιβαλλοντικής αξιολόγησης και κατηγορίες συνδέσεων

3.1 Εισαγωγή

Στα υψηλά κτήρια, είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθούν δομικά συστήματα για την αντιμετώπιση σωρείας προβλημάτων λόγω των ανεμοπιέσεων και του σεισμού. Αυτά τα πλευρικά φορτία, αλλά και τα κατακόρυφα, μπορούν να προκαλέσουν πολύ σοβαρές βλάβες στις κατασκευές ή ακόμη και κατάρρευση και για αυτό το λόγο θα πρέπει να εξουδετερωθούν. Καταλυτικό ρόλο σε αυτό έχει ο δομοστατικός μηχανικός, καθώς πρέπει να επιλέξει τα κατάλληλα συστήματα, όπως είναι τα κύρια δομικά συστήματα, αυτά των δαπέδων, ο τύπος θεμελίωσης, η πυροπροστασία και η απόσβεση. Σε αυτό το κεφάλαιο, θα αναφερθούν οι βασικές πληροφορίες για την απόσβεση (τα υπόλοιπα συστήματα θα αναφερθούν ξεχωριστά και λεπτομερώς παρακάτω), τα συστήματα περιβαλλοντικής αξιολόγησης και οι κατηγορίες των συνδέσεων μεταξύ των δομικών στοιχείων.

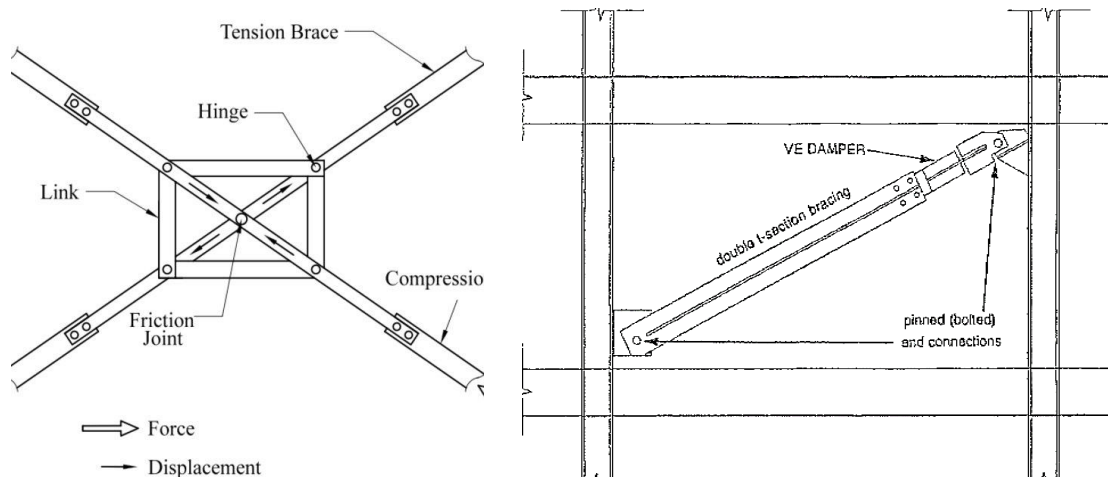
Τα συστήματα απόσβεσης (απορρόφησης) ενέργειας διακρίνονται σε τέσσερις (4) κύριες κατηγορίες: στα παθητικά, τα ενεργά, τα ημιενεργά και τα μικτά (υβριδικά). Βέβαια, υπάρχουν και τα συστήματα της σεισμικής μόνωσης, όμως, παρόλο που έχουν πραγματοποιηθεί έρευνες, προς το παρόν δε χρησιμοποιούνται στα πολυώροφα κτήρια.

3.2 Παθητικά συστήματα ελέγχου

Όταν αναφερόμαστε σε ένα παθητικό σύστημα ελέγχου, εννοούμε αυτό που δεν έχει ανάγκη από μία εξωτερική πηγή ενέργειας ώστε να τεθεί σε λειτουργία, αλλά και εκμεταλλεύεται την κίνηση του φορέα προκειμένου να αναπτύξει δυνάμεις ελέγχου, ως συνάρτηση απόκρισης, στη θέση που έχει εγκατασταθεί (Hussain, 2010).

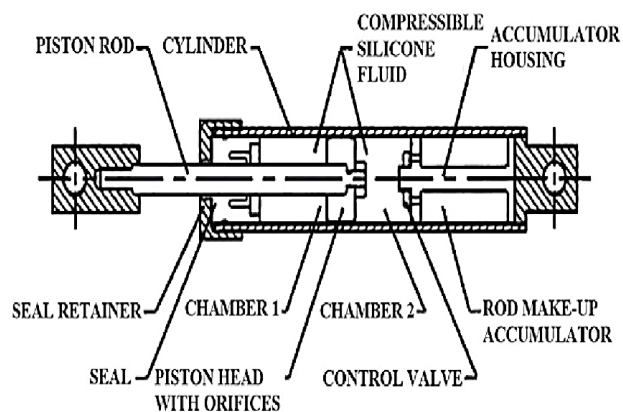
Αυτά τα συστήματα χωρίζονται σε τρεις κατηγορίες, σε συσκευές που εξαρτώνται από τη μετατόπιση, από την ταχύτητα και από την κίνηση. Βέβαια, υπάρχουν και κάποιες ειδικές συσκευές οι οποίες μπορεί να μην εντάσσονται σε κάποια από τις αναφερθείσες αυτές κατηγορίες, όπως είναι οι ιξωδοελαστικοί αποσβεστήρες (VE dampers). Ακόμη, οι λεγόμενοι αποσβεστήρες τριβής ενεργοποιούνται έπειτα από κάποια συγκεκριμένη τιμή δύναμης, ενώ δεν εξαρτώνται από τη μετατόπιση και την ταχύτητα (Κρυστάλλης, 2019).

Οι συσκευές που εξαρτώνται από τη μετατόπιση, δεν εξαρτώνται από τη συχνότητα της κίνησης και αναπτύσσουν δυνάμεις σε φάση με τις αδρανειακές δυνάμεις από την εξωτερική διέγερση, ενώ ό,τι έχει να κάνει με την ενέργεια που αποσβένεται, αυτή είναι συνάρτηση της σχετικής μετατόπισης μεταξύ των άκρων του αποσβεστήρα. Στην κατηγορία αυτή υπάγονται οι μεταλλικοί και οι αυτοκατευθυνόμενοι αποσβεστήρες (Κρυστάλλης, 2019).



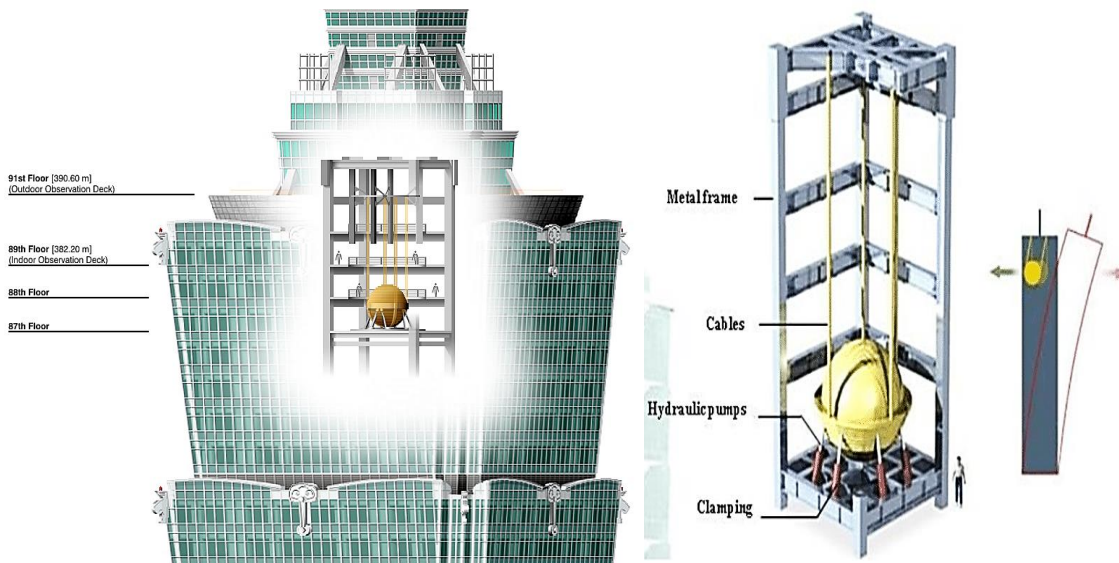
Εικόνα 3.1: α) Αποσβεστήρας περιστροφικών συνδέσμων τριβής (pall friction damper), β) ιξωδοελαστικός αποσβεστήρας (VE damper)

Όσον αφορά το δεύτερο τύπο αποσβεστήρων, αυτοί εξαρτώνται μόνο από τη στιγμιαία σχετική ταχύτητα μεταξύ των άκρων του αποσβεστήρα, με αποτέλεσμα οι δυνάμεις που δημιουργούνται να είναι εκτός φάσης σε σύγκριση με αυτές από την εξωτερική διέγερση, στην οποία και παρατηρούμε ότι η μέγιστη δύναμη απόσβεσης είναι ίδια με τη μέγιστη ταχύτητα καθώς και οι παραμορφώσεις είναι οι ελάχιστες δυνατές. Όταν οι τελευταίες είναι στη μέγιστη τιμή τους, τότε η δύναμη απόσβεσης είναι μηδενική. Σε αυτή την κατηγορία ανήκουν οι υδραυλικοί αποσβεστήρες (Κρυστάλλης, 2019).



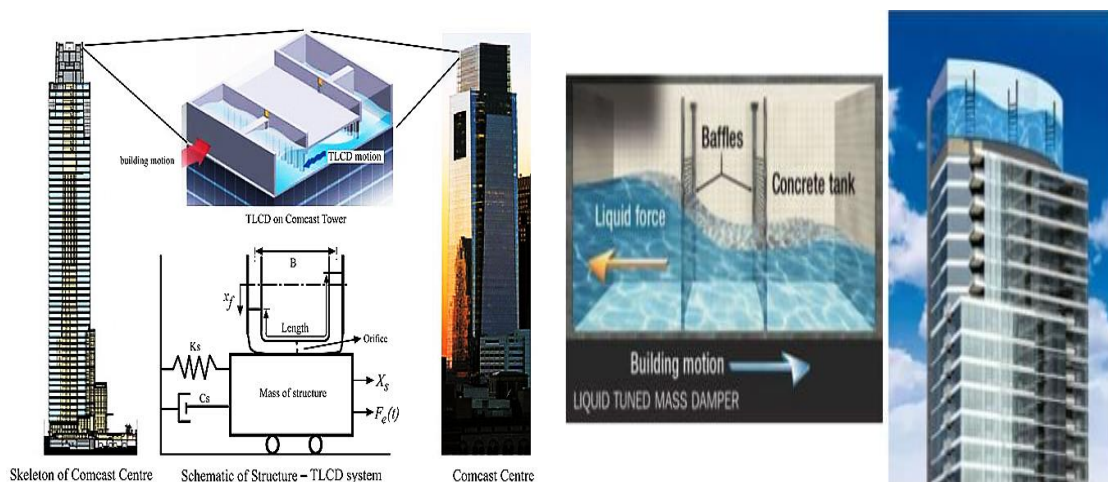
Εικόνα 3.2: Τυπικός υδραυλικός αποσβεστήρας

Οι αποσβεστήρες που εξαρτώνται από την κίνηση, εξαρτώνται από τη δόνηση ενός δευτερεύοντος συστήματος το οποίο συντονίζεται με την κύρια δομή έτσι ώστε να ταλαντώνεται εκτός φάσης προκειμένου να προκαλείται απόσβεση ενέργειας (Lago, Trabucco, & Wood, 2018). Το πιο χαρακτηριστικό παράδειγμα απόσβεσης τέτοιου τύπου είναι ο αποσβεστήρας ρυθμιζόμενης μάζας (Tuned Mass Damper-TMD). Αυτός χρησιμοποιήθηκε στην κατασκευή Ταίρει 101, έχει τοποθετηθεί στον 91ο όροφο και σε αντίθεση με άλλες περιπτώσεις, είναι ορατός στους θαμώνες (Ascher, 2013).



Εικόνα 3.3: Παθητικός αποσβεστήρας ρυθμιζόμενης μάζας (TMD), αρμονικός απορροφητής

Κάποιοι εξίσου σημαντικοί είναι και οι ρυθμιζόμενοι αποσβεστήρες υγρής στήλης (Tuned Liquid Column Dampers-TLCD), οι λεγόμενοι ρυθμιζόμενοι αποσβεστήρες δοχείου αποσβέσεως (tuned sloshing tank dampers-TSTD) καθώς και οι ρυθμιζόμενοι αποσβεστήρες υγρού (Tuned Liquid Dampers-TLD).

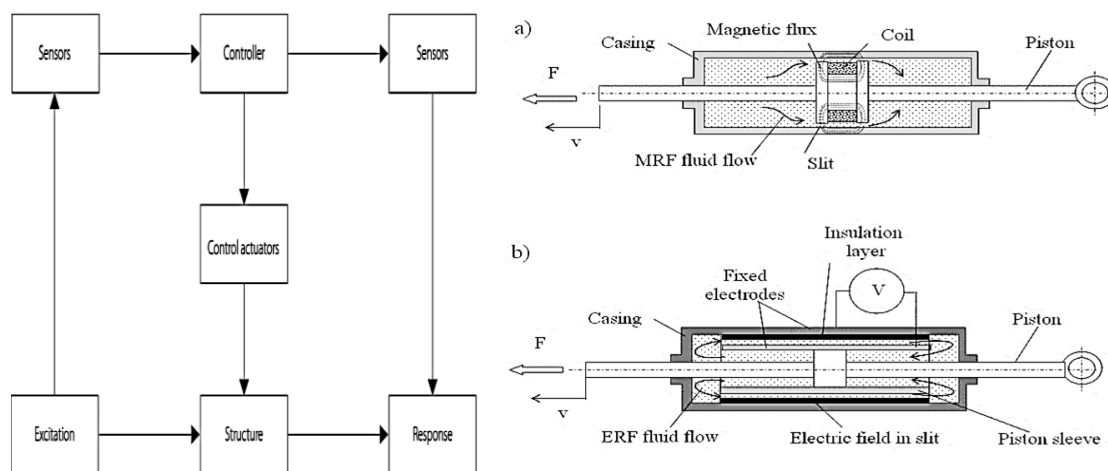


Εικόνα 3.4: α) Μεγαλύτερος αποσβεστήρας ρυθμιζόμενης υγρής στήλης στον κόσμο, Comcast Center, Η.Π.Α., β) ρυθμιζόμενος αποσβεστήρας υγρού στη στέγη, One Rincon Hill

3.3 Ενεργά συστήματα ελέγχου

Τα πλεονεκτήματα των ενεργών συστημάτων, σε σύγκριση με αυτά των παθητικών, αφορούν στη δυνατότητα μεταβολής των ιδιοτήτων τους ανάλογα με την κατασκευή και την εξωτερική διέγερση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να μπορούν να επιδέχονται παραλλαγές και αβεβαιότητες στο σχεδιασμό και στα φορτία. Έτσι, όταν τα κτήρια διαθέτουν τέτοιες συσκευές χαρακτηρίζονται ως “έξυπνα”. Βέβαια, έχουν ανάγκη από μηχανική εισροή ενέργειας και αυτό καταλήγει στο να αυξάνεται το κόστος και να μειώνεται η αξιοπιστία. Για την πλήρη ανάπτυξη των ενεργών συστημάτων, θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν αισθητήρες για τον υπολογισμό της μετατόπισης, ελεγκτές για την κατάλληλη απόκριση που θα εφαρμοσθεί και ένας ενεργοποιητής ώστε να εφαρμόσει τη συγκεκριμένη δύναμη. Χρησιμοποιούνται και αλγόριθμοι ελέγχου, όπως σύστημα ελέγχου ανατροφοδότησης ή κλειστού βρόχου (αισθητήρες σε στατική απόκριση), ανατροφοδοτικός έλεγχος (αισθητήρες σε διέγερση) και ανατροφοδότηση και έλεγχος τροφοδοσίας (αισθητήρες σε στατική απόκριση και διέγερση) (Lago, Trabucco, & Wood, 2018). Ωστόσο, τόσο στους αλγοριθμικούς ελέγχους, όσο και στα ηλεκτρικά συστήματα, μπορούν να προκληθούν διάφορα προβλήματα σε περίπτωση ενός σεισμού και αυτό αποτελεί έναν αρκετά σημαντικό λόγο ώστε τα ενεργά συστήματα να μη χρησιμοποιούνται σε τόσο μεγάλο βαθμό στις σεισμογενείς περιοχές (Κρυστάλλης, 2019).

Αποσβεστήρες που υπάγονται στα ενεργά συστήματα, καθώς και στα ημιενεργά και μικτά, είναι αυτοί με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, οι πιεζοηλεκτρικοί, οι ρεολογικοί (μαγνητορεολογικοί, ηλεκτρορεολογικοί), οι αποσβεστήρες μεταβλητής δυσκαμψίας (SAVS), οι ATMD κ.λπ. (Lago, Trabucco, & Wood, 2018).

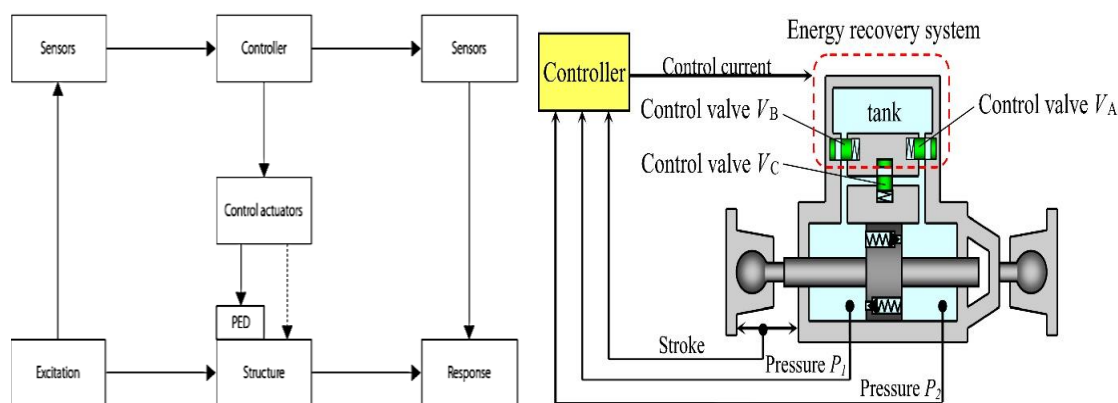


Εικόνα 3.5: α) Σχηματικό διάγραμμα ενεργών συστημάτων ελέγχου, β)) μαγνητορεολογικός και ηλεκτρορεολογικός αποσβεστήρας (MR & ER damper)

3.4 Ημιενεργά συστήματα ελέγχου

Όσον αφορά τα ημιενεργά συστήματα, το σύστημα ενεργοποίησης ελέγχου που υπάρχει δε θα πρέπει να προσθέτει οποιαδήποτε μηχανική ενέργεια απευθείας στην κατασκευή. Αυτά, επειδή χρησιμοποιούν τα πλεονεκτήματα τόσο των παθητικών, όσο και των ενεργών συστημάτων αποκαλούνται και ως “έξυπνα”. Πάντως, η διαδικασία ελέγχου είναι η ίδια με αυτή των ενεργών, με τη μόνη διαφορά ότι δεν ασκείται απευθείας κάποια δύναμη στο κτήριο, αλλά χρησιμοποιείται μία παθητική ενεργειακή συσκευή. Επιπλέον, τα ημιενεργά συστήματα εξακολουθούν να λειτουργούν ακόμη και μετά από διακοπή ρεύματος λόγω της χρήσης μπαταρίας και χάρη σε αυτό υπάρχει η δυνατότητα να πραγματοποιούνται κάποιοι έλεγχοι. Στην ουσία, ένα ημιενεργό σύστημα χρειάζεται μία ελάχιστη εξωτερική πηγή ενέργειας ώστε να λειτουργήσει η μπαταρία, ενώ εκμεταλλεύεται την κίνηση του φορέα με σκοπό να αναπτύξει τις δυνάμεις ελέγχου οι οποίες εξαρτώνται από την ανατροφοδότηση των αισθητήρων που τοποθετούνται για τη μέτρηση της διέγερσης και της απόκρισης. Όσον αφορά τη μέτρηση της απόκρισης, για να επιτευχθεί αυτό, θα πρέπει ο αισθητήρας να είναι εγκατεστημένος σε μεγάλη απόσταση από το ημιενεργό σύστημα (Hussain, 2010).

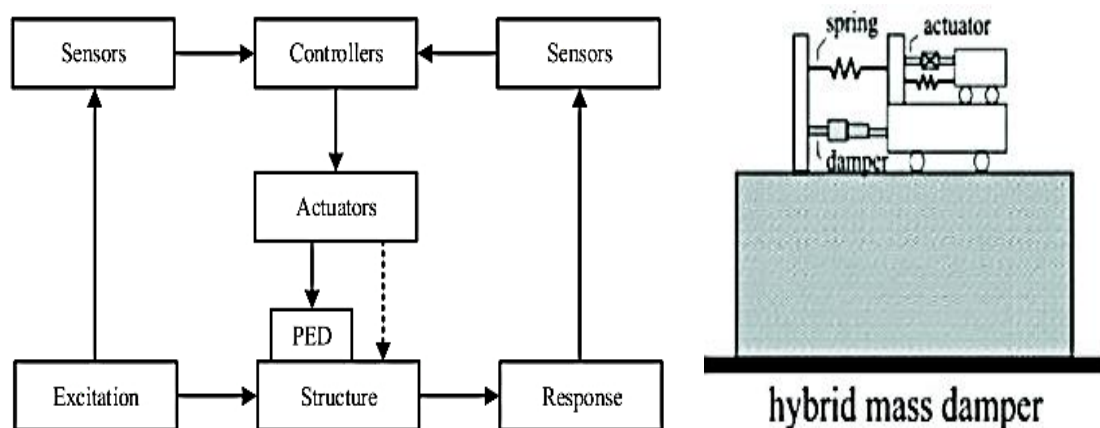
Τέλος, ένα παράδειγμα αυτού του συστήματος είναι οι ημιενεργοί αποσβεστήρες ρυθμιζόμενης μάζας (SATMD). Βέβαια, υπάρχουν και οι αποσβεστήρες λαδιού που χρησιμοποιούνται για να μειώσουν την απόκριση της κατασκευής στην περίπτωση ενός σεισμικού φαινομένου, αλλά δε συνιστάται η χρήση τους σε περιοχές με ισχυρές ανεμοπιέσεις εξαιτίας των ταλαντώσεων που θα προκληθούν στην κατασκευή διότι ο συγκεκριμένος τύπος αποσβεστήρα διαθέτει ένα λεπτό σχήμα και άρα είναι εύκαμπτος (Hussain, 2010). Κάποιοι ακόμη αποσβεστήρες που υπάγονται σε αυτά τα συστήματα είναι αυτοί με ελεγχόμενη τριβή, οι μεταβαλλόμενου στομίου με υγρό κ.λπ.



Εικόνα 3.6: α) Σχηματικό διάγραμμα ημιενεργών συστημάτων ελέγχου, β) Ημιενεργός αποσβεστήρας λαδιού με σύστημα ανάκτησης ενέργειας

3.5 Μικτά συστήματα ελέγχου

Υπάρχει και μία τελευταία κατηγορία που αφορά τα μικτά (υβριδικά) συστήματα ελέγχου και πρόκειται για ένα συνδυασμό παθητικών, ενεργών καθώς και ημιενεργών συστημάτων όπου ένα τμήμα ελέγχου δίνεται από τα παθητικά και αυτό οδηγεί στο να απαιτείται λιγότερη μηχανική ενέργεια σε σχέση με ένα ενεργό σύστημα. Πάντως, είναι ένα πολυσύνθετο σύστημα που μπορεί και εκμεταλλεύεται τα μοναδικά οφέλη που παρέχουν τα ενεργά, παθητικά και ημιενεργά συστήματα. Βέβαια, το συγκεκριμένο είναι αρκετά δαπανηρό στην τοποθέτησή του, αλλά λόγω του ότι λειτουργεί ως ενεργό, το κόστος λειτουργίας και συντήρησης μειώνεται σε μεγάλο βαθμό. Ένα παράδειγμα των υβριδικών αυτών συστημάτων είναι οι παθητικοί αποσβεστήρες ρυθμιζόμενης μάζας και τα πρόσθετα συστήματα ενεργοποίησης (Lago, Trabucco, & Wood, 2018).

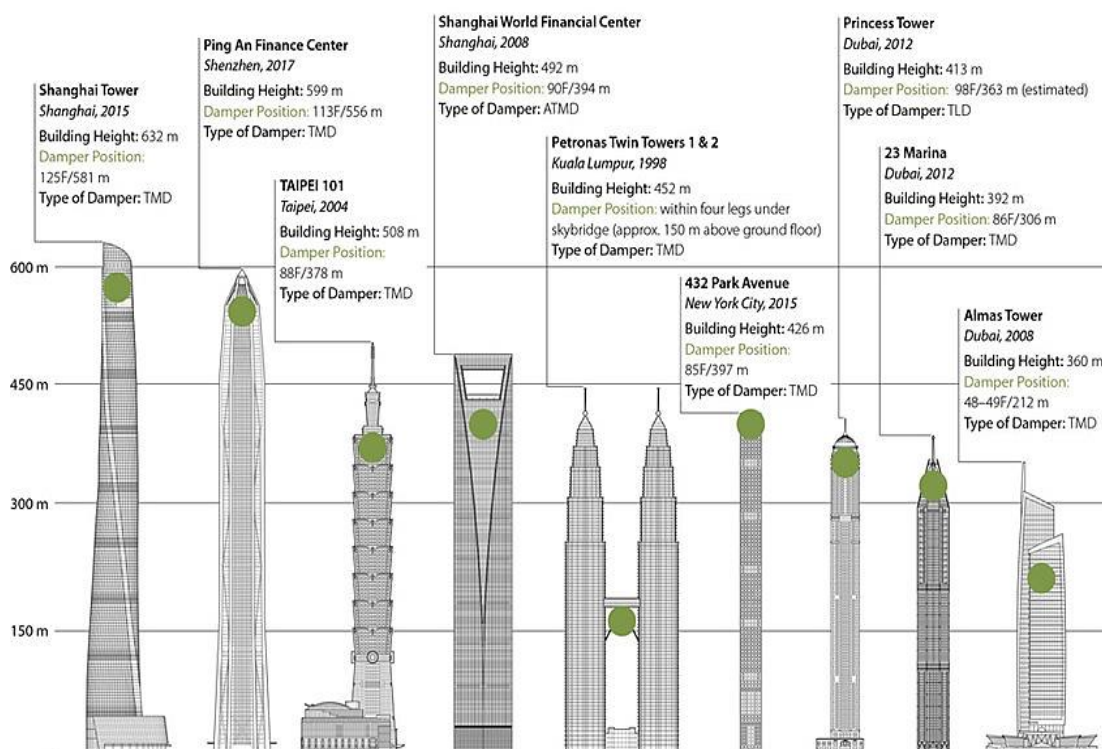


Εικόνα 3.7: α) Σχηματικό διάγραμμα μικτών συστημάτων ελέγχου, β) μικτός αποσβεστήρας

3.6 Ανάπτυξη δομικού συστήματος μέσω των συστημάτων ελέγχου

Παρά το γεγονός ότι οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται συνεχώς εξελίσσονται, υπάρχουν όμως και άλλα ζητήματα που πρέπει να διερευνηθούν με κύριο αυτό της συμπεριφοράς υπό υψηλά επίπεδα διέγερσης (πχ. μεγάλες σεισμικές κινήσεις) και αυτό γιατί οι ενεργές συσκευές ελέγχου αφορούν κατά κύριο λόγο τον ίδιο τον άνθρωπο και την άνεσή του. Ένα σημαντικό θέμα αφορά το οικονομικό σκέλος για την ανάπτυξη, την κατασκευή και τη συντήρηση των αποσβεστήρων. Ακόμη, εάν το σύστημα ελέγχου ανατροφοδότησης δεν έχει σχεδιαστεί με ακρίβεια, μπορεί να δημιουργηθεί αστάθεια, κάτι το οποίο οδηγεί σε ασταθείς στατικές αποκρίσεις. Οπότε καταλαβαίνουμε ότι είναι πολύ σημαντικό να επιλεγεί το κατάλληλο σύστημα ανάλογα με τις απαιτήσεις για τη διατήρηση της ευστάθειας, δηλαδή της σταθερότητας. Πάντως, τα πιο σταθερά είναι

τα συστήματα ανατροφοδότησης ταχύτητας, ιδίως στην περίπτωση που τοποθετείται ο αισθητήρας ταχύτητας και ο ενεργοποιητής δύναμης. Στο μέλλον, θα στοχεύσουν και για ενεργές κατασκευές. Πιο συγκεκριμένα, τα ενεργά, αλλά και τα παθητικά στοιχεία θα συνεργάζονται με σκοπό να προσφέρουν ένα δομικό σύστημα. Σε αυτό, θα έχουν εγκατασταθεί ενεργές συσκευές ελέγχου που θα ενεργοποιούνται υπό την επίδραση ισχυρών φορτίων (Lago, Trabucco, & Wood, 2018).



Εικόνα 3.8: Θέση και τύπος αποσβεστήρα σε κατασκευές με πολύ μεγάλο ύψος

3.7 Συστήματα περιβαλλοντικής αξιολόγησης

Τα πολυώροφα κτήρια καταναλώνουν τεράστια ποσά ενέργειας. Αυτά, λόγω των υπερβολικά μεγάλων διαστάσεων που διαθέτουν κυριαρχούν στον αρχιτεκτονικό κόσμο, αλλά το ίδιο θα πρέπει να συμβεί και για το βιώσιμο σχεδιασμό (βιωσιμότητα). Αρκετοί αρχιτέκτονες, με πρωτοπόρο τον Kean Yeang, θεώρησαν ότι οι ουρανοξύστες αποτελούν απειλή για το περιβάλλον και για το λόγο αυτό θα έπρεπε να εισαχθεί η “πράσινη” αρχιτεκτονική προκειμένου να επιλυθεί το συγκεκριμένο ζήτημα καθώς και άλλα παρεμφερή. Πλέον, έχουν αναπτυχθεί μέθοδοι με σκοπό να αξιολογηθεί το πόσο βιώσιμα είναι τα κτήρια. Τα πιο ευρέως γνωστά συστήματα που χρησιμοποιούνται είναι το LEED (Leadership in Energy and Environmental Design), το BREEAM (Building Research Establishment’s Environmental Assessment), το PEARL (Polar

Environment Atmospheric Research Laboratory), το Green Star, το Green Globes, το DGNB (Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen), το GM (Green Mark), το GBI (Green Building Index) και το BEAM Plus (Building Environmental Assessment Method) (Navaei, 2015).

Όσον αφορά το LEED, αυτό αναπτύχθηκε στις Η.Π.Α. από το Συμβούλιο Πράσινων Κτηρίων (Green Building Council-GBC) και αφορά τη διαχείριση του ενεργειακού και περιβαλλοντικού σχεδιασμού. Όπως και σε όλα τα συστήματα, έτσι και το LEED αποτελείται από δείκτες με σκοπό να αξιολογηθεί η κατασκευή και να προκύψει η τελική βαθμολόγηση (αξιολόγηση) της απόδοσης της κατασκευής. Η βαθμολόγηση αφορά το σχεδιασμό, την κατασκευή και τη λειτουργία των κτηρίων. Αυτοί οι δείκτες σχετίζονται με την ολοκλήρωση των διαδικασιών, τη θέση και τη μεταφορά, την ενέργεια και την ατμόσφαιρα, τους πόρους και τα υλικά, τη διαχείριση νερού, την ποιότητα του εσωτερικού περιβάλλοντος, τη διαχείριση του νερού, τον τοπικό παράγοντα και την καινοτομία στο σχεδιασμό. Μία κατασκευή για να μπορέσει να λάβει τη συγκεκριμένη πιστοποίηση είναι απαραίτητο να συγκεντρώσει βαθμούς. Πιο συγκεκριμένα, τα τέσσερα επίπεδα πιστοποίησης είναι το Certified (40-49 βαθμοί), το Silver (50-59 βαθμοί), το Gold (60-79 βαθμοί) και το Platinum (80-110 βαθμοί). Το LEED διαθέτει πέντε συστήματα αξιολόγησης, το Σχεδιασμό και Κατασκευή Κτηρίων (BD+C), τον Εσωτερικό Σχεδιασμό και Κατασκευή (ID+C), τις Επεμβάσεις και τη Συντήρηση Κτηρίων (O+M), την Ανάπτυξη Γειτονιάς (ND) και τις Κατοικίες (Homes). Το BD+C και το O+M χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση και την βιωσιμότητα των υψηλών κτηρίων, όπου το πρώτο εφαρμόζεται για νέες δομές και ανακαινίσεις, ενώ το δεύτερο σε ήδη υπάρχοντα κτήρια (Alawi, 2019).

Η BREEAM αναπτύχθηκε από το UK BRE και είναι ένα σύστημα αξιολόγησης της απόδοσης των κτηρίων. Η βαθμολόγηση συμβαίνει σε δύο στάδια, στην ολοκλήρωση της μελέτης όπου προσφέρεται μία προσωρινή πιστοποίηση, ενώ η τελική προκύπτει με το που παραδοθεί το κτήριο στους χρήστες. Η αξιολόγηση αυτή πραγματοποιείται μέσω δέκα κατηγοριών. Σε αυτές ανήκουν η ενέργεια, η υγεία και ευεξία, η καινοτομία, η χρήση γης, τα υλικά, η διαχείριση, η ρύπανση, η μεταφορά, το νερό και τα απόβλητα (Ζώσης, 2012). Ανάλογα με το ποσοστό, τα έξι επίπεδα πιστοποίησης είναι το Unclassified (< 30%), το Pass (≥ 30%), το Good (≥ 45%), το Very Good (≥ 55%), το Excellent (≥ 70%) και το Outstanding (≥ 85%). Επιπρόσθετα, το BREEAM διαθέτει πέντε συστήματα αξιολόγησης, το Communities, το Infrastructure, International New

Construction, το In-Use International, το International Refurbishment και το Fit-Out. Το «International New Construction» και το «In-Use International», χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση και τη βιωσιμότητα των πολυώροφων κατασκευών, όπου το πρώτο εφαρμόζεται για νέες δομές και ανακαινίσεις, ενώ το δεύτερο για ήδη υπάρχοντα κτήρια (Mohammed Ba Alawi, 2019).

Το Green Star αναπτύχθηκε από το Συμβούλιο Πράσινων Κτηρίων της Αυστραλίας (GBCA) καθώς και με τη βοήθεια των BREEAM και LEED. Η τελική βαθμολόγηση προκύπτει από τους εξής παράγοντες: τη διαχείριση, την ποιότητα του εσωτερικού περιβάλλοντος, την ενέργεια, τη μεταφορά, το νερό, τα υλικά, τη χρήση γης και την οικολογία, την καινοτομία και τις εκπομπές (π.χ. CO₂). Ανάλογα με το πόσα αστέρια (1-6) ή βαθμοί (10-75+) θα δοθούν κατά τη βαθμολόγηση, θα υπάρχει η δυνατότητα να κατατάξουμε την κατασκευή στις κατηγορίες Minimum, Average Good και Best Practice, Australian Excellence και World Leadership. Τα δύο συστήματα για την αξιολόγηση και τη βιωσιμότητα των πολυώροφων κτηρίων τόσο για νέες κατασκευές, όσο και για τις ήδη υπάρχουσες είναι το Green Star-Design και το As Built and Green Star-Performance αντίστοιχα (Alawi, 2019).

Το Green Globes αναπτύχθηκε το 2000 στον Καναδά από το Υπουργείο Ενέργειας και Περιβάλλοντος και η λογική του είναι συνυφασμένη με αυτή του LEED. Οι δείκτες του συστήματος αυτού, από τους οποίους εξαρτάται και η βαθμολόγηση του, αφορούν τη διαχείριση, την περιοχή ανέγερσης, την ενέργεια, τη διαχείριση του νερού, τα υλικά και τους φυσικούς πόρους, τις εκπομπές (CO₂) καθώς και την ποιότητα του εσωτερικού περιβάλλοντος. Τα επίπεδα πιστοποίησης είναι πέντε (τα ίδια με του LEED) και η αξιολόγηση γίνεται με ποσοστά. Το Green Globes διατίθεται σε δύο εκδόσεις, μία Αμερικανική και μία Καναδική, όπου και οι δύο χώρες έχουν από τρία συστήματα αξιολόγησης. Τα «USA & Canada Green Globes for NC» και «USA & Canada Green Globes for NC» χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση της βιωσιμότητας των υψηλών κτηρίων, όπου το πρώτο εφαρμόζεται για νέες κατασκευές και ανακαινίσεις, ενώ το δεύτερο για ήδη υπάρχοντα κτήρια (Alawi, 2019).

Το DGNB, αναπτύχθηκε το 2007 από το Γερμανικό Συμβούλιο Βιώσιμου Κτηρίου. Η αξιολόγηση προκύπτει από τα ποσοστά που θα λάβουν οι έξι κατηγορίες. Αυτές είναι η τεχνική ποιότητα, η οικονομική ποιότητα, η οικολογική, η κοινωνικοπολιτισμική και λειτουργική ποιότητα, η ποιότητα της διαδικασίας και η ποιότητα της τοποθεσίας. Το

DGNB εστιάζει στη συνολική απόδοση των κατασκευών. Για να είμαστε πιο ορθοί και ακριβείς, η τελική βαθμολόγηση εξαρτάται από τις πέντε αυτές κατηγορίες (πλην της ποιότητας της τοποθεσίας), ανάλογα με το συντελεστή βαρύτητας που διαθέτει η κάθε μία. Το σύστημα αυτό αποτελείται από τέσσερα επίπεδα πιστοποίησης, το Bronze (0-35%), το Silver (35-50%), το Gold (50-65%) καθώς και το Platinum (65-80%). Για την αξιολόγηση της βιωσιμότητας, το DGNB έχει αναπτύξει το σύστημα CORE 14 που αφορά σε νέα ή υφιστάμενα υψηλά κτήρια γραφείων (Alawi, 2019).

Το Green Mark, αναπτύχθηκε από την Αρχή Κτηρίων και Κατασκευών (BCA) στη Σιγκαπούρη. Ως κύριος στόχος αυτής της δημιουργίας αποτέλεσε η προώθηση της βιωσιμότητας στον κατασκευαστικό κλάδο και η περιβαλλοντική ευαισθητοποίηση. Η βαθμολόγηση αφορά έξι παράγοντες: την ενεργειακή απόδοση, την αποδοτικότητα του νερού, την προστασία και την ποιότητα του περιβάλλοντος, τους εσωτερικούς χώρους καθώς και άλλα πράσινα και καινοτόμα χαρακτηριστικά βελτίωσης της απόδοσης του κτηρίου. Βέβαια, για νέες κατασκευές, οι κατηγορίες που χρήζουν διερεύνησης είναι ο βιοκλιματικός σχεδιασμός, η διαχείριση των πόρων, τα έξυπνα και υγιή κτήρια, η ενεργειακή απόδοση της δομής και τα προηγμένα περιβαλλοντικά επιτεύγματα. Στα νέα κτήρια, διατίθενται τρία επίπεδα πιστοποίησης (GM Platinum / 70+, GM Gold Plus / 60-70 και GM Gold / 50-60), ενώ στα υφιστάμενα τέσσερα (GM Platinum / 90+, GM Gold Plus / 85-90, GM Gold / 75-85 και GM Certified/50-75). Πάντως, προκειμένου να αξιολογηθεί η βιωσιμότητα των κτηρίων, έχουν δημιουργηθεί κάποια συστήματα για νέες και υφιστάμενες κατασκευές κατοικιών. Αυτά είναι τα GM RB:2016 και GM ERB 1.1, σε αντίθεση με τα GM NRB:2015 και GM ENRB 3.0 που δεν αφορούν κτήρια κατοικιών (Alawi, 2019).

Το σύστημα GBI αναπτύχθηκε στη Μαλαισία από το Ινστιτούτο Αρχιτεκτονικής. Η αξιολόγηση βασίζεται σε έξι κατηγορίες: στην ενεργειακή απόδοση, την ποιότητα του εσωτερικού περιβάλλοντος, το σχεδιασμό και τη διαχείριση βιώσιμων τοποθεσιών, τα υλικά και τους πόρους, την αποδοτικότητα του νερού και την καινοτομία του σχεδιασμού. Ανάλογα με τους βαθμούς που θα συλλέξει το σύστημα, θα λάβει και την αξιολόγηση που του αρμόζει. Οι κατηγορίες πιστοποίησης είναι τέσσερις: το Certified (50-65), Silver (66-75), το Gold (76-85) και το Platinum (86-100). Ομοίως με το Green Mark, έτσι και στο GBI υπάρχουν συστήματα για την αξιολόγηση της βιωσιμότητας των πολυώροφων κτηρίων που είτε αφορούν κατοικίες, είτε όχι. Για νέες κατασκευές

κατοικιών επιλέγεται κατά κόρον το RNC, ενώ τα NRNC και NREB είναι κατάλληλα για υφιστάμενα ή νέα κτήρια που δε θα χρησιμοποιηθούν ως κατοικίες (Alawi, 2019).

Το BEAM Plus αναπτύχθηκε στο Hong Kong από το Συμβούλιο Πράσινων Κτηρίων. Η αξιολόγηση εξαρτάται από έξι παράγοντες: τη χρήση νερού, τη χρήση ενέργειας, την ποιότητα του εσωτερικού περιβάλλοντος, την καινοτομία και τις προσθήκες, την τοποθεσία, και τα υλικά. Βέβαια, υπάρχει και ο τομέας της διαχείρισης που όμως λόγω της σημαντικότητάς της αναφέρεται σαν μία ξεχωριστή κατηγορία για τα υφιστάμενα κτήρια. Το σύστημα αυτό χωρίζεται σε δύο κατηγορίες, στις νέες κατασκευές και στα ήδη υπάρχοντα κτήρια και ανάλογα με το ποσοστό που λαμβάνουν παίρνουν και την ανάλογη πιστοποίηση που αποτελείται από τέσσερα επίπεδα. Το BEAM Plus διαθέτει τέσσερα (4) συστήματα αξιολόγησης, εκ των οποίων τα δύο έχουν να κάνουν με τη βιωσιμότητα των ουρανοξυστών. Αυτά είναι το BEAM Plus New Buildings V1.2, BEAM Plus Existing Buildings V2.0 και όπως μπορούμε να διαπιστώσουμε, το ένα αφορά σε νέες κατασκευές και το άλλο σε υφιστάμενες (Alawi, 2019).

Το PEARL for Estidama αναπτύχθηκε στα Ηνωμένα Αραβικά Εμιράτα με σκοπό την αξιολόγηση των πράσινων κτηρίων. Η βαθμολόγηση αφορά επτά (7) κατηγορίες, τη διαδικασία ολοκληρωμένης ανάπτυξης, τα φυσικά συστήματα, τα βιώσιμα κτήρια, το πολύτιμο νερό, την εφευρετική ενέργεια, τις καινοτόμες πρακτικές και τα υλικά. Τα επίπεδα πιστοποίησης είναι πέντε (Alawi, 2019):

- 1 Pearl (μόνο προϋποθέσεις)
- 2 Pearl (+ 60 βαθμοί)
- 3 Pearl (προϋποθέσεις + 85 βαθμοί)
- 4 Pearl (προϋποθέσεις + 115 βαθμοί)
- 5 Pearl (προϋποθέσεις + 140 βαθμοί)

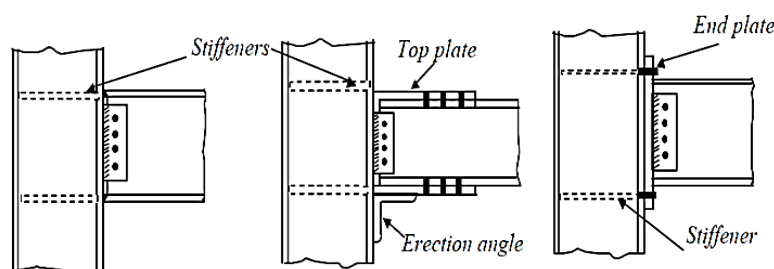
Το σύστημα που εξετάζουμε διαθέτει τρία συστήματα αξιολόγησης που αφορούν κοινότητες, πολυτελείς κατοικίες (βίλες) και ουρανοξύστες. Όσον αφορά το τελευταίο, υπάρχει το Pearl Building Rating System V1.0 προκειμένου να αξιολογηθεί η βιωσιμότητα αυτών είτε πρόκειται για νέες κατασκευές, είτε για υφιστάμενες (Alawi, 2019).

Rating systems	Fail	1 st rating	2 nd rating	3 rd rating	4 th rating	5 th rating	6 th rating
LEED	< 40 credits	Certified 40-49	Silver 50-59	Gold 60-79	Platinum 80-116	Certified 40-49	
Green Globes	< 15 %	1 Globe 15% - 34%	2 Globes 35% - 54%	3 Globes 55% - 69%	4 Globes 70%-84%	5 Globes 85%-100%	
Green Building Index	< 50 points	Certified 50-65	Silver 66-75	Gold 76-85	Platinum 86-100		
Green Building Program (GBP)	< 35 %	Bronze ≥60% - <70%	Silver ≥70% - <80%	Gold ≥80% - <90%	Platinum ≥90% - <100%		
Green ship Indonesia	< 35 %	Bronze ≥35% - <46%	Silver ≥46% - <57%	Gold ≥57% - <73%	Platinum ≥73% - <100%		
Green Globes (BOMA BEST)	< 30%	1 Globe 30% - 39%	2 Globes 39% - 59%	3 Globes 60% - 79%	4 Globes 80%-89%	5 Globes 90-100%	
German Sustainable Building Council (DGNB)	< 50 points	Certified 50-65	Silver 66-75	Gold 76-85	Platinum 86-100		
BCA Green Mark	< 50 points	Certified 50-74	Gold 75-84	Gold Plus 85-89	Platinum 90-180		
CASBEE (Japan)	< 50 points	1 star (Fairy Poor) BEE<0.5	2 stars (Poor) BEE=0.5-1.0	3 stars (Good) BEE=1.0-1.5	4 stars (Very Good) BEE=1.5-3.0		
BREEAM	< 10 %	1 star** (Acceptable) ≥10% - <29%	2 star** (Pass) ≥29% - <40%	3 star*** (Good) ≥40% - <55%	4 star**** (Very Good) ≥55% - <70%	5 star***** (Excellent) ≥70% - <85%	6 star***** (Outstanding) ≥85% <100%
HK BEAM	< 40 credits points	Bronze (Above average) ≥40% - <50%	Silver (Good) ≥50% - <65%	Gold (Very Good) ≥65% - <75%	Platinum (Excellent) ≥75% - <100%		
ITACA	< 40 credits points	D 44	C 55	B 70	A 85	A++ 100	

Εικόνα 3.9: Συστήματα περιβαλλοντικής αξιολόγησης

3.8 Κατηγορίες συνδέσεων

Ένας ακόμη πολύ καθοριστικός παράγοντας στα υπερύψηλα κτήρια είναι αυτός των συνδέσεων. Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες: στις απλές συνδέσεις τέμνουσας, στις ημιάκαμπτες συνδέσεις καθώς και στις άκαμπτες συνδέσεις ροπής (Βάγιας, Ερμόπουλος, & Ιωαννίδης, 2013). Ιδιαίτερη μνεία πρέπει να γίνει στο γεγονός ότι οι συνδέσεις αποτελούν μία από τις πιο δαπανηρές διεργασίες που πρέπει να επιτευχθούν στα πολυώροφα κτήρια, αποτελούν το κρισιμότερο τμήμα στις μεταλλικές κατασκευές και για το λόγο αυτό πραγματοποιούνται από επαγγελματίες που διαθέτουν πιστοποίηση και φυσικά μεγάλη εμπειρία.



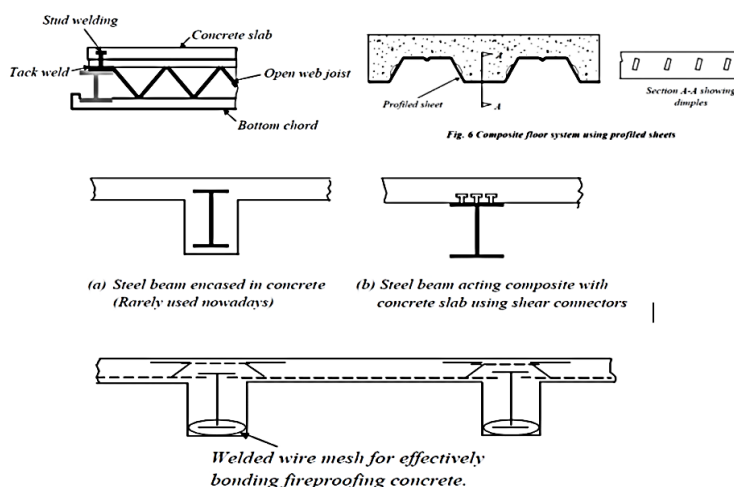
(b) Shop welded and field bolted (a) Field welded and field (c) End plated connection

Εικόνα 3.10: Κατηγορίες συνδέσεων (Πηγή: Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014)

Κεφάλαιο 4: Δοκοί, υποστυλώματα, συστήματα δαπέδου και συστήματα παραλαβής των φορτίων στα υψηλά κτήρια

4.1 Εισαγωγή

Η λογική του συστήματος δαπέδου είναι η μεταφορά των επιβαλλόμενων φορτίων στις δοκούς, τα υποστυλώματα και στα τοιχώματα, ενώ αυξάνει και τη δυσκαμψία της κατασκευής προκειμένου να μπορέσει να αντισταθεί στα πλευρικά φορτία. Ακόμη, ένα τέτοιο σύστημα λειτουργεί ως διάφραγμα και μεταβιβάζει τα πλευρικά φορτία στα συστήματα που αφορούν στην αντίσταση των κατακόρυφων φορτίων. Συνεπώς, με την κατάλληλη επιλογή ενός τέτοιου συστήματος, θα προσφέρεται πολύ καλύτερη δομική απόδοση, ευστάθεια και οικονομικός σχεδιασμός συνολικά για τη δομή. Βέβαια, για όλα αυτά, καταλυτικό ρόλο έχει το πάχος του συστήματος δαπέδου καθώς και το ίδιο βάρος του. Έτσι, είναι υποχρεωτικό να χρησιμοποιούνται ελαφρά υλικά με επαρκή αντοχή ώστε με τη σειρά τους τα δάπεδα να μπορούν να προσφέρουν την απαιτούμενη πλευρική ακαμψία με σκοπό τη δυνατότητα αντιμετώπισης των ανεμοπιέσεων και του σεισμού, αλλά και για να μειωθεί το ίδιο βάρος του κτηρίου (Etemad & Tiwary, 2019).



Εικόνα 4.1: Συστήματα δαπέδου
(Πηγή: Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014)

Πίνακας 4.1: Δομικές επιλογές και το άνοιγμά τους

Structural option	Span (m)					
	6	8	10	13	16	20
Reinforced concrete flat slab	—					
Integrated beams and deep composite slab	—	—				
Integrated beams with precast slabs	—	—	—			
Composite beams and slab		—	—	—		
Fabricated beams with web openings			—	—	—	
Cellular composite beams			—	—	—	
Composite trusses				—	—	—

4.2 Δοκοί

4.2.1 Δοκοί με οπές στον κορμό (Castellated beams)

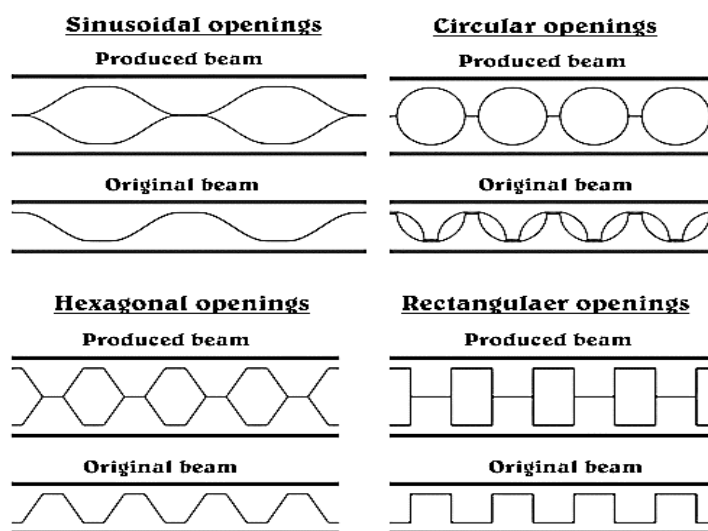
Ο στόχος των μηχανικών είναι η ανακάλυψη νέων δομικών συστημάτων που να κάνουν τις χαλύβδινες κατασκευές ακόμη πιο ελαφρές, πιο οικονομικές καθώς και να διαθέτουν μεγαλύτερη δυσκαμψία. Η χρήση χαλύβδινων δοκών με οπές στον κορμό, που πραγματοποιήθηκε για πρώτη φορά κατά το Β' Παγκόσμιο Πόλεμο, αποτελεί μία συνήθη επιλογή λόγω των πλεονεκτημάτων που προσφέρουν (Al-Thabthawee & Al-Kannoon, 2018).

Αυτές, κατασκευάζονται από χάλυβα θερμής έλασης διατομής I πραγματοποιώντας μία τομή κατά μήκος του κορμού σε μορφή ζιγκ-ζαγκ με σκοπό να αυξηθεί το στατικό ύψος τους. Έπειτα, γίνεται διαχωρισμός αυτών των δύο τμημάτων (πάνω και κάτω), μετά ακολουθεί η μετακίνηση τους και στο τέλος πραγματοποιείται επανένωση μέσω της συγκόλλησης (Εικόνα 4.3). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να αυξάνεται η δυσκαμψία και η αντοχή των συγκεκριμένων δοκών ακόμη και κατά 50% σε σύγκριση με τις αρχικές διατομές μορφής I. Βέβαια, αυτό αποτελεί και το κύριο πλεονέκτημά τους, δηλαδή ότι η αύξηση αυτών των παραμέτρων μπορεί να επιτευχθεί χωρίς να πρέπει να προστεθεί κάποιο επιπλέον βάρος στη δοκό. Επίσης, στα θετικά αυτής της μεθόδου συγκαταλέγονται η ανθεκτικότητα σε διάρκεια και ο λόγος της αντοχής προς το βάρος (Al-Thabthawee H. W., 2017).

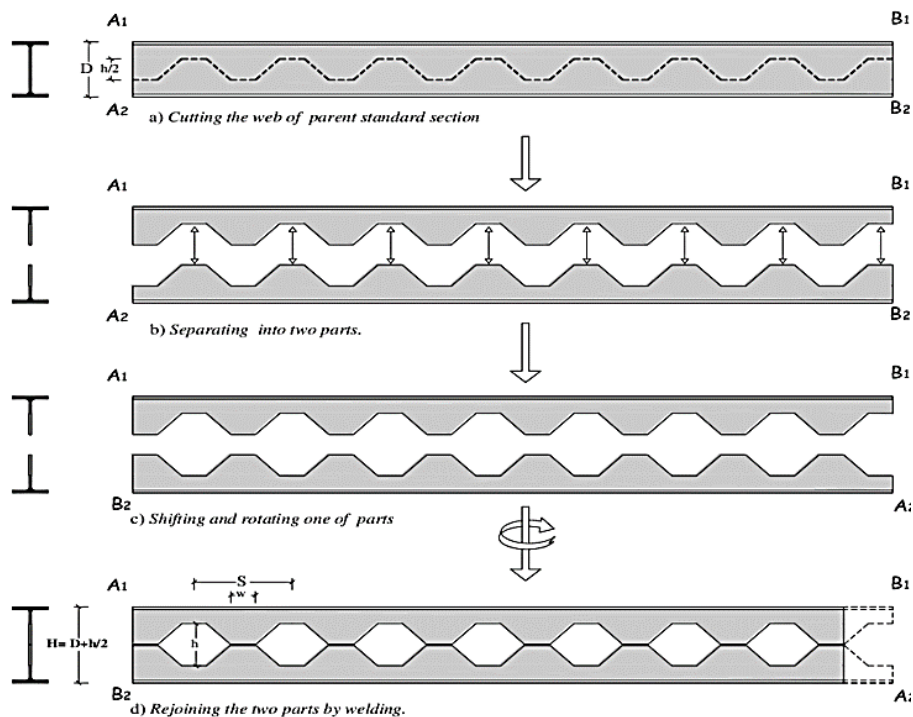
Ακόμη, χάρη στην εξέλιξη της τεχνολογίας και συνάμα των μηχανημάτων κοπής και συγκόλλησης, οι δοκοί με οπές έχουν πλέον απεριόριστο στατικό ύψος και άνοιγμα, ενώ θα πρέπει να διαθέτουν και μεγάλο λόγο στατικού ύψους προς μήκος ανοίγματος. Στα προτερήματα υπάγεται και το γεγονός ότι είναι εύκολη η χρήση των λειτουργικών απαιτήσεων (π.χ. αγωγός, ηλεκτρικό καλώδιο κ.λπ.) και χάρη σε αυτό, υπάρχει η δυνατότητα να πραγματοποιηθούν εξαγωνικές οπές που σημαίνει ότι το ύψος του ορόφου μπορεί να αυξηθεί (πέρα από τις εξαγωνικές κατασκευάζονται οκταγωνικές, κυκλικές, ορθογωνικές, κυματοειδείς, κυψελωτές οπές κλπ.). Οι εξαγωνικές οπές, όταν αυτές χρησιμοποιούνται σε κατασκευές με εκτεθειμένα μέλη προσδίδουν ένα άρτιο αισθητικό αποτέλεσμα, ενώ σημαντική παράμετρος που χρήζει διερεύνησης αφορά τη συμπεριφορά αυτών των δοκών ανάλογα με τον αριθμό των οπών (Al-Thabthawee H. W., 2017).

Πρέπει να σημειωθεί ότι όπως όλα τα δομικά συστήματα έχουν κάποια μειονεκτήματα, το ίδιο συμβαίνει και με τις χαλύβδινες δοκούς με οπές. Σε αυτά υπάγονται το ότι δεν επιτυγχάνεται πάντοτε η λειτουργικότητα (π.χ. κριτήρια παραμόρφωσης), ενώ τα ανοίγματα στον κορμό προκαλούν ανακατανομή των τάσεων εντός του μέλους, αλλά επίσης επηρεάζουν και τη συμπεριφορά της κατάρρευσης. Οι οπές αυτές μειώνουν τη δυσκαμψία των δοκών και αυτό έχει ως αποτέλεσμα να δημιουργούνται μεγαλύτερες παραμορφώσεις. Προκειμένου να βελτιωθεί η συμπεριφορά αυτών των δοκών, είναι εφικτό να χρησιμοποιηθούν νεύρα ακαμψίας (stiffeners, ήλοι, κοχλίες) για την αύξηση της καμπτικής στιβαρότητας και της ροπής αντίστασης των χαλύβδινων πλακών τόσο κατά τη διαμήκη, όσο και κατά την εγκάρσια διεύθυνση καθώς και κατά μήκος της πλευράς του ανοίγματος, αλλά και για να βελτιωθεί η αντοχή του κορμού έναντι του λυγισμού (Al-Thabhwae & Al-Kannoon, 2018).

Η συγκεκριμένη μέθοδος, λόγω του ότι χρησιμοποιεί υποστυλώματα ανά 12-18 μέτρα, δίνει τη δυνατότητα να δημιουργηθούν μεγάλες ελεύθερες επιφάνειες. Επιπλέον, το συνολικό πάχος του δαπέδου είναι 25 με 40 cm μικρότερο από αυτό των συμβατικών μεθόδων, ενώ οι δοκοί είναι περίπου κατά 30% ελαφρύτερες και αυτό οδηγεί στην πιο αποτελεσματική μεταφορά και εγκατάστασή τους. Πάντως, το κόστος μειώνεται για ανοίγματα μεγαλύτερα των 10 m. Τέλος, αρκετά ενδιαφέρον έχουν και οι κυψελωτές δευτερεύουσες δοκοί, αυτές διαθέτουν άνοιγμα από 12-18 m (στατικό ύψος 460-675 mm και διάμετρο 300-500 mm αντίστοιχα), το πάχος της πλάκας είναι 130 mm και τοποθετούνται σε απόσταση συνήθως ανά 3 m μεταξύ τους (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019).



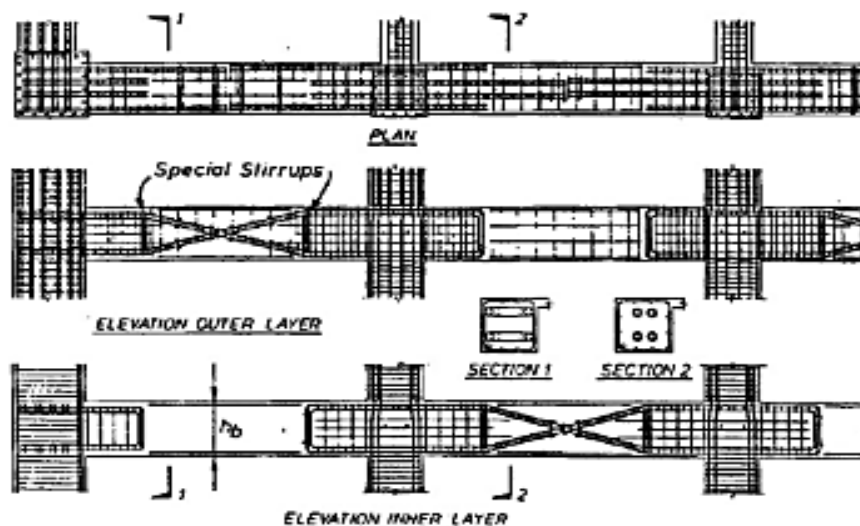
Εικόνα 4.2: Δοκοί με οπές στον κορμό διαφόρων μορφών



Εικόνα 4.3: Διαδικασία κατασκευής χαλύβδινων δοκών με εξαγωνικές οπές

4.2.2 Δοκός σύζευξης (Spandrel beam)

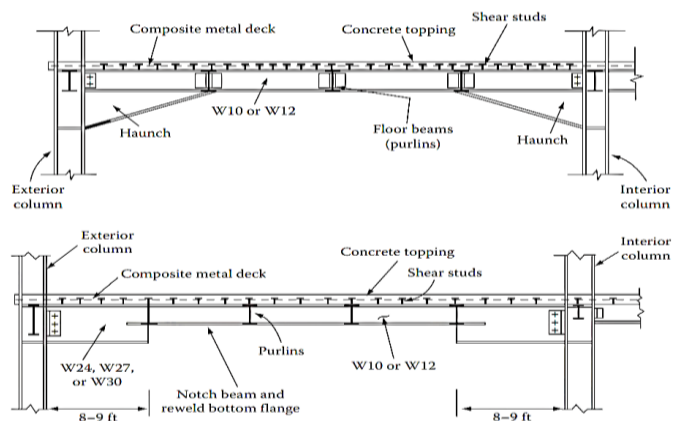
Οι δοκοί σύζευξης (συνδετήριες δοκοί) σε μία κατασκευή χρησιμοποιούνται για τη σύνδεση των εξωτερικών υποστυλωμάτων, ενώ υπόκεινται σε διάτμηση, κάμψη και στρέψη. Η συγκεκριμένη δοκός επιλέγεται κατά κόρον στα σωληνοειδή συστήματα υψηλών κτηρίων. Αρκετές φορές, τα εξωτερικά υποστυλώματα έχουν μικρή απόσταση μεταξύ τους και αυτό σημαίνει ότι η συνδετήρια δοκός θα έχει μικρό άνοιγμα, αλλά μεγάλο στατικό ύψος. Αυτό οδηγεί στο να έχει μεγάλη καμπτική ικανότητα, ενώ το φορτίο βαρύτητας είναι σχεδόν αμελητέο. Όσον αφορά το στατικό ύψος (depth), σε κτήρια με σωληνοειδές δομικό σύστημα, αυτό αποτελεί ένα κυρίαρχο ζήτημα διότι από την τιμή που θα αποφασιστεί να έχει, θα εξαρτηθεί και η απόδοση της δομής συνολικά. Ακόμη, ότι έχει να κάνει με το άνοιγμα της δοκού σύζευξης, επειδή αυτό είναι μικρό, κατά τη διάρκεια ενός σεισμού θα δεχθεί μεγάλες διατμητικές τάσεις, με αποτέλεσμα να μην λειτουργεί με τον ίδιο ιδανικό τρόπο (μείωση απόδοσης) στις περιοχές που θα έχουν δημιουργηθεί πλαστικές αρθρώσεις για την απόσβεση σεισμικής ενέργειας. Συνεπώς, είναι απαραίτητο να τοποθετηθεί και διαγώνιος οπλισμός στις συγκεκριμένες περιοχές προκειμένου να αυξηθεί η πλαστιμότητα (Etemad & Tiwary, 2019). Τέλος, οι δοκοί σύζευξης χρησιμοποιούνται και για να επιτευχθεί η σύνδεση μεταξύ πολλαπλών (συζευγμένων) διατμητικών τοιχωμάτων.



Εικόνα 4.4: Δοκός σύζευξης σωληνοειδούς συστήματος
(Πηγή: Etemad & Tiwary, 2019)

4.2.3 Ενισχυμένη δοκός (Haunch girder)

Η συγκεκριμένη δοκός χρησιμοποιείται συνήθως σε κατασκευές όπου απαιτούνται μεγάλοι ελεύθεροι χώροι (π.χ. ξενοδοχεία, γραφεία κ.λπ.). Βέβαια, όταν επιλέξουμε μεγάλη απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων ώστε να επιτευχθεί ο σκοπός που προαναφέραμε, θα πρέπει να γνωρίζουμε ότι θα αναπτυχθεί μεγάλη καμπτική ροπή και διατμητική τάση και επομένως είναι υποχρεωτικό να λάβουμε τα απαραίτητα μέτρα. Μία λύση που θα μπορούσε να προταθεί θα ήταν μία δοκός με μεγάλο στατικό ύψος, όμως μία τέτοια επιλογή θα προκαλέσει άλλου είδους προβλήματα, όπως είναι ο αρχιτεκτονικός περιορισμός. Έτσι, θα ήταν χρήσιμο να βρούμε άλλου είδους λύσεις που θα είναι πιο αποτελεσματικές. Έτσι, καταλήγουμε στο γεγονός ότι μία ιδανική πρόταση θα ήταν η επιλογή μίας ενισχυμένης διατομής (ενισχυμένη δοκός). Σε αυτή, το ύψος της αυξάνεται προς τα κάτω, συνήθως κοντά στα άκρα της δοκού προκειμένου να είναι ικανή να αντιμετωπίσει τις αρνητικές καμπτικές ροπές και διατμητικές τάσεις που θα προκληθούν. Ακόμη, σε περίπτωση που επιλέξουμε μία τέτοια δοκό, η σύνδεση δοκού-υποστυλώματος θα έχει μεγάλο μήκος, κάτι που θα οδηγήσει στην δημιουργία ενός ισχυρού κόμβου. Επιπλέον, η κλίση που χρησιμοποιείται είναι κατά κύριο λόγο 1:3, ενώ το μήκος κυμαίνεται από $L/10$ έως $L/8$, όπου L το άνοιγμα της δοκού. Πάντως, μία τέτοια λύση είναι και οικονομική στις περιπτώσεις που έχουμε ισχυρά φορτία και όταν απαιτούνται δοκοί με υπερβολικά μεγάλα ανοίγματα. Τέλος, η ενισχυμένη δοκός κατασκευάζεται συνήθως από ωπλισμένο σκυρόδεμα ή χάλυβα, ενώ μπορεί να είναι και σύμμικτη (Etemad & Tiwary, 2019).



Εικόνα 4.5: Σύμμικτη δοκός με: α) τριγωνική και β) ορθογωνική ενίσχυση

(Πηγή: Bungale S. Taranath, 2011)

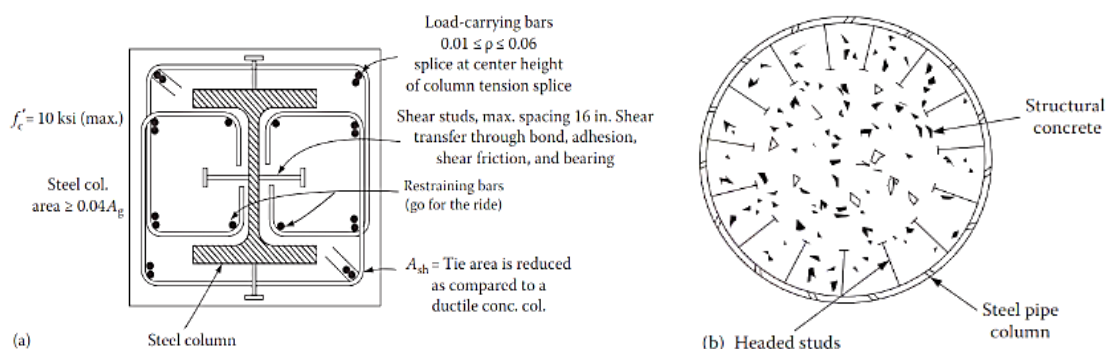
4.3 Υποστυλώματα

4.3.1 Σύμμικτα υποστυλώματα

Τα σύμμικτα υποστυλώματα αποτελούν μία κατασκευή μοναδικής μορφής στα οποία ο δομικός χάλυβας αλληλεπιδρά με το σκυρόδεμα. Αυτά, προσφέρουν υψηλή αντοχή, δυσκαμψία και πλαστιμότητα. Τα συγκεκριμένα προτερήματα κάνουν τα σύμμικτα υποστυλώματα να αποτελούν μία εξαιρετική επιλογή για την παραλαβή των πλευρικών και βαρυτικών φορτίων. Υπάρχει η δυνατότητα να έχουμε δύο τύπους σύμμικτων υποστυλωμάτων, στον πρώτο οι σιδηροδοκοί είναι εγκιβωτισμένες στο σκυρόδεμα και στον δεύτερο ένας χαλύβδινος σωλήνας είναι γεμισμένος με σκυρόδεμα υψηλής αντοχής. Όσον αφορά την πρώτη κατηγορία, στον “πυρήνα” επιλέγεται κατά κύριο λόγο Αμερικανική διατομή διπλού ταν βαρέως τύπου (wide flange section, W- shape) και τοποθετείται εντός του υποστυλώματος που φέρει μόνο τα κατασκευαστικά φορτία (construction loads). Πάντως, ένα σύμμικτο υποστυλώμα συμπεριφέρεται όπως ένα από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Βέβαια, προκειμένου να ισχύει αυτό θα πρέπει η χαλύβδινη διατομή να αντικατασταθεί με μία αντίστοιχη χάλυβα οπλισμού σκυροδέματος. Με αυτή τη λογική, δημιουργείται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για το αξονικό φορτίο και τις ροπές ικανότητας των σύμμικτων υποστυλωμάτων (Taranath B. S., 2011).

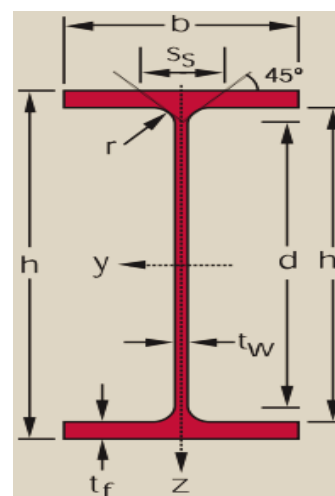
Στα σύμμικτα υποστυλώματα, η μέθοδος που επιλέγεται περισσότερο είναι η χρήση χαλύβδινων διατομών εγκιβωτισμένες στο σκυρόδεμα. Ο εγκιβωτισμός, που μπορεί να είναι είτε πλήρης είτε μερικώς, επιλέγεται για διάφορους λόγους, όπως το σχετικά χαμηλό κόστος, αλλά κυρίως γιατί δεν επιτρέπει να αναπτυχθεί τοπικός λυγισμός, ο σωλήνας προσφέρει την απαιτούμενη συνεχή περίσφιξη στο σκυρόδεμα καθώς και το

γεγονός ότι δεν υπάρχει πιθανότητα να υπάρξει αστοχία λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Βάγιας, 2018). Επίσης, επιλέγονται διατμητικοί σύνδεσμοι προκειμένου να αντέξουν τις δυνάμεις που θα ασκηθούν καθώς και για να παρέχουν αλληλεπίδραση μεταξύ των στοιχείων από χάλυβα και ωπλισμένο σκυρόδεμα. Κάποια ακόμη θετικά της συγκεκριμένης μεθόδου είναι ότι δεν απαιτείται ξυλότυπος, που σημαίνει ότι μπορεί να πραγματοποιηθεί και για τα εσωτερικά και για τα εξωτερικά υποστυλώματα, ενώ λόγω της χρήσης σκυροδέματος, αυτά διαθέτουν εξαιρετική πυροπροστασία. Αξίζει να αναφερθεί ότι η πρώτη μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε κτήρια που διαθέτουν μέχρι περίπου 70 ορόφους (Taranath B. S., 2011).



Εικόνα 4.6: Σύμμικτα υποστυλώματα: α) εγκιβωτισμένο στο σκυρόδεμα, β) γεμισμένο με σκυρόδεμα

Πλέον, υπάρχει το ενδεχόμενο της επιλογής βαρέων διατομών από χάλυβα με σκοπό να μειωθεί το μέγεθος των σύμμικτων υποστυλωμάτων. Για να γίνουμε πιο κατανοητοί, χρησιμοποιούνται βαριές χαλύβδινες διατομές διπλου ταυ προκειμένου να περιορισθεί ο αριθμός των κατακόρυφων στοιχείων καθώς και για να παραλάβουν επιπλέον φορτία. Αυτές καλούνται «Jumbos» ($G > 500 \text{ kg/m}$) και «Super Jumbos» ($G > 1000 \text{ kg/m}$). Παραδείγματα τέτοιων διατομών αποτελούν οι HD 400 που διαθέτουν πάχος πέλματος έως και 140 mm και βάρος 1299 kg/m, οι σταυροειδείς διατομές και οι HL 920 με βάρος που φθάνει τα 1377 kg/m. Στο ενδεχόμενο των ισχυρών φορτίων, συνήθως στους πρώτους ορόφους, μία κατάλληλη λύση αποτελούν οι διατομές HD Box (ελατές διατομές με διατομές T αριστερά και δεξιά) (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019). Ο λόγος που αυτές οι διατομές διαθέτουν μεγάλο βάρος είναι λόγω της τεράστιας αύξησης του πάχους των πελμάτων.



Εικόνα 4.7: Διατομή Jumbo / Super Jumbo

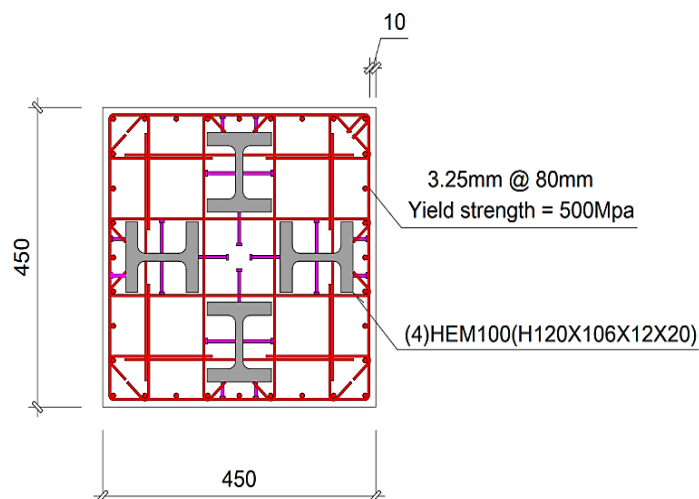
Ό,τι έχει να κάνει με τη δεύτερη κατηγορία, δηλαδή στην περίπτωση κοίλων διατομών γεμισμένων με σκυρόδεμα, σε αντίξοες συνθήκες (πυρκαγιά), υπάρχει η δυνατότητα να τοποθετηθούν διαμήκεις οπλισμοί προκειμένου το υποστύλωμα να συμπεριφέρεται σα να είναι από ωπλισμένο σκυρόδεμα διότι ο χαλύβδινος σωλήνας χάνει ολοκληρωτικά την αντοχή του (Βάγιας, 2018). Πάντως, η επιλογή αυτή είναι πιο αποδοτική σε σχέση με το σκυρόδεμα εγκιβωτισμού. Το χαλύβδινο στοιχείο, που μπορεί να είναι είτε από σωλήνα, είτε από κοίλη διατομή, προσφέρει εγκάρσια περίσφιγξη στο σκυρόδεμα, κάτι που οδηγεί στο να αυξάνεται τόσο η πλαστιμότητα, όσο και η ανθεκτικότητα του συγκεκριμένου τύπου υποστυλώματος σε συνθήκες υπερφόρτισης (Taranath B. S., 2011). Επιπλέον, η περίσφιγξη αυτή είναι χαμηλή για μικρές θλιπτικές τάσεις λόγω του ότι ο αρχικός λόγος Poisson του σκυροδέματος (0.15-0.25) είναι μικρότερος από αυτόν του χάλυβα (0.3). Όταν οι συγκεκριμένες τάσεις γίνουν ακόμη πιο μεγάλες, στο σκυρόδεμα παρατηρείται έντονη ρηγμάτωση, αλλά αυξάνεται σε μεγάλο βαθμό ο λόγος Poisson με αποτέλεσμα η περίσφιγξη να γίνεται πολύ πιο αποτελεσματική. Σε γενικές γραμμές, όταν πραγματοποιείται περίσφιγξη, ιδανικό θα ήταν πάντως να επιλέγονται κυκλικές διατομές ή έστω ορθογωνικές. Στις τελευταίες, η περίσφιγξη συμβαίνει μόνο στις γωνίες και στον πυρήνα της διατομής προσφέροντας με αυτόν τον τρόπο μία βελτιωμένη ακτίνα καμπυλότητας της κοιλοδοκού στις θέσεις αυτές, ενώ ταυτόχρονα αυξάνει και το πάχος των χαλύβδινων τοιχωμάτων και συνάμα τη δυσκαμψία τους. Στις κοίλες κυκλικές χαλύβδινες διατομές που είναι γεμισμένες με σκυρόδεμα, για να μην υπάρξει πρόβλημα τοπικού λυγισμού θα πρέπει ο λόγος της διαμέτρου προς το πάχος του τοιχώματος να μην ξεπερνάει κάποια συγκεκριμένα όρια (EC 4). Αντίστοιχα, το ίδιο ισχύει και για τις ορθογωνικές διατομές, απλώς για τη συγκεκριμένη περίπτωση εξετάζουμε το λόγο της μέγιστης πλευράς προς το πάχος του τοιχώματος (Τριανταφύλλου, 2016).

Τα φορτία που ασκούνται στα σύμμικτα υποστυλώματα εφαρμόζονται στα άκρα τους υπό τη μορφή αξονικής δύναμης και ροπής (άκρα 1 και 2). Οι ροπές αναλύονται κατά τον ισχυρό άξονα y και κατά τον ασθενή άξονα z . Συνεπώς, η διαστασιολόγηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας προκύπτει μέσω της αξονικής δύναμης σε συνδυασμό με τη διαξονική κάμψη (Τριανταφύλλου, 2016).

4.3.2 Υπερυποστυλώματα (Mega-columns)

Τα υπερυποστυλώματα (ή μέγα-υποστυλώματα) αποτελούνται από περισσότερες του ενός χαλύβδινες διατομές διπλού ταν βαρέως τύπου με ράβδους διαμήκους οπλισμού και συνδετήριες ράβδους εγκιβωτισμένες στο σκυρόδεμα. Η συγκεκριμένη μέθοδος χρησιμοποιείται λόγω της καλής δομικής συμπεριφοράς και της κατασκευασιμότητας για το δομοστατικό σχεδιασμό των πολυώροφων κτηρίων και αφορά συνήθως δομές που ανήκουν στην κατηγορία Supertall ή Megatall, δηλαδή αυτές που ξεπερνούν τα 300 και 600 μέτρα αντίστοιχα. Βέβαια, αυτό ισχύει περισσότερο για τους πύργους, αλλά δεν τηρείται με ευλάβεια (π.χ. Hearst Tower). Τα υπερυποστυλώματα επιλέγονται για να βαστάξουν τόσο τα φορτία βαρύτητας, όσο και τα πλευρικά που αναπτύσσονται εξαιτίας του ανέμου και του σεισμού, ενώ η χρήση του ωπλισμένου σκυροδέματος φυσικά δε γίνεται μόνο για λόγους δομικής ευστάθειας, αλλά επιπλέον προστατεύει το χαλύβδινο υποστυλώμα από φαινόμενα διάβρωσης και πυρκαγιάς. Κύριοι στόχοι σε μία κατασκευή είναι να επιτύχουμε μεγάλη ύψη, όμως για να συμβεί αυτό θα πρέπει να τοποθετηθεί ένας πυρήνας από ωπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ ιδανικό θα ήταν να μειωθούν τα υποστυλώματα ώστε να υπάρχουν μεγάλοι ελεύθεροι χώροι. Βέβαια, το μέγεθος του πυρήνα θα ήταν χρήσιμο να είναι όσο το δυνατόν μικρότερο χωρίς όμως να δημιουργούνται σοβαρά δομικά προβλήματα. Επίσης, στο κτήριο είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθούν υψηλής ποιότητας χάλυβας και σκυρόδεμα διότι αυτό αποτελεί μία ιδανική βιώσιμη λύση. Πλέον, επιλέγονται σωλήνες γεμισμένοι με σκυρόδεμα ή συνεχή κυψελωτά κιβώτια από ωπλισμένο σκυρόδεμα (caissons) που δημιουργούνται με συγκόλληση βαρέων ελασμάτων. Στα αρνητικά αυτών συγκαταλέγονται το υψηλό κόστος, η ανάγκη για εξειδικευμένο εργατικό δυναμικό, οι σύνθετες συνδέσεις καθώς και οι συνθήκες συγκόλλησης βαρέων ελασμάτων (heavy plates), όπως η προθέρμανση και η επισκευή (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019).

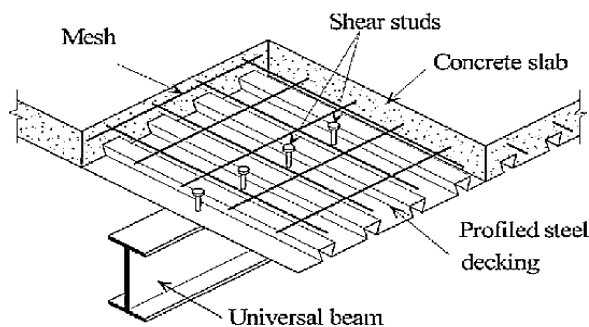
Πάντως, όπως μπορούμε να διαπιστώσουμε, αυτή η τεχνική λύση προσφέρει πληθώρα πλεονεκτημάτων, όπως είναι οι μικρότερες επιφάνειες στις κολώνες (footprint), οι χαμηλότερες τιμές κόστους λόγω της απλότητας του συστήματος, η ασφάλεια και η αξιοπιστία, κάτι που σημαίνει ότι απαιτείται ελάχιστη επί τόπου συγκόλληση, ενώ η πυροπροστασία επιτυγχάνεται με τη χρήση ωπλισμένου σκυροδέματος. Ακόμη, έχουμε μείωση του χρόνου κατασκευής λόγω της προκατασκευής και της ταχείας ανέγερσης, ενώ οι διατομές βελτιώνονται μέσω της σύμμικτης δράσης (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019).



Εικόνα 4.8: Σύμμικτο υπερποστώλωμα
(Πηγή: ArcelorMittal, 2019)

4.4 Συστήματα δαπέδου (Floor systems)

Τα σύμμικτα συστήματα δαπέδου γενικά κατασκευάζονται από μία χαλύβδινη δοκό που στηρίζει τα χαλυβδόφυλλα (Metal Deck), ενώ στην πλάκα πραγματοποιείται σκυροδέτηση. Οι σύμμικτες πλάκες λειτουργούν ως διαφράγματα με αποτέλεσμα οι διατμητικές δυνάμεις μεταξύ των χαλύβδινων δοκών και τα οριζόντια φορτία στις πλάκες σκυροδέματος να μεταφέρονται πάντα στα στοιχεία στήριξης. Υπάρχουν είδη συστημάτων που είναι κατάλληλα για διαφορετικά ανοίγματα, αλλά υπάρχουν και κάποια ειδικά συστήματα που είναι για πολυώροφα κτήρια. Σε αυτήν την κατηγορία, τα συστήματα δαπέδου θα πρέπει να είναι ελαφριά και λεπτά για την ελαχιστοποίηση του βάρους και για τη μεγιστοποίηση του ύψους της κατασκευής. Αυτά μπορούν να πραγματοποιηθούν με τη χρήση δοκών με οπές στον κορμό. Για την επίτευξη αυτών των απαιτήσεων, μία ακόμη λύση είναι ένα σύστημα με πλάκες χωρίς δοκούς (Slim-Floor) λόγω του γεγονότος ότι προσφέρει το ελάχιστο πάχος δαπέδου και ενσωματώνει την πλάκα μεταξύ των πελμάτων της χαλύβδινης δοκού (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019).



Εικόνα 4.9: Σύμμικτο σύστημα δαπέδου

4.4.1 Σύστημα πλακών χωρίς δοκούς (Slim-floor system)

Το σύστημα των πλακών χωρίς δοκούς δεν έχει καμία σχέση με το μυκητοειδές, αναπτύχθηκε στη Σουηδία και σε σύντομο χρονικό διάστημα εξαπλώθηκε σε όλο τον κόσμο. Το σύστημα αυτό αποτελεί μία ταχεία, καινοτόμο και οικονομική λύση όπου χρησιμοποιούνται προκατασκευασμένες πλάκες, όπως είναι οι προεντεταμένες πλάκες με διαμήκεις οπές (prestressed hollow core slabs), και ειδικές χαλύβδινες δοκοί. Αυτές, ενσωματώνονται στην πλάκα και δεν είναι ορατές στην τελική φάση της κατασκευής. Αυτό που κάνει ιδιαίτερο το συγκεκριμένο σύστημα ανήκει στο γεγονός ότι το κάτω πέλμα της δοκού είναι πιο πλατύ από το πάνω (σύστημα IFB) και αυτό οδηγεί στην άμεση τοποθέτηση των στοιχείων της πλάκας δαπέδου στο πάνω μέρος του κάτω πέλματος (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019). Πιο συγκεκριμένα, αυτό συμβαίνει με σκοπό να επιτρέπουν τη στήριξη των χαλυβδοφύλλων κατά τη φάση κατασκευής. Ιδανικές διατομές θεωρούνται οι πιλοειδείς με ανοικτό άνω πέλμα, αλλά μπορούν να χρησιμοποιηθούν και διατομές I ή κλειστές. Βέβαια, οι τελευταίες καλό είναι να αποφεύγονται γιατί μεταδίδεται ο ήχος μέσω των κενών καθώς σε αυτά δεν πραγματοποιείται κάποια τσιμεντένεση για την πλήρωσή τους (Βάγιας, 2018). Όσον αφορά το άνοιγμα του συστήματος IFB, αυτό θεωρείται λειτουργικό έως και τα 8 m.

Ακόμη, υπάρχει το σύστημα SFB που μοιάζει με αυτό του IFB και συνδέει μία πιο πλατιά πλάκα, σε σύγκριση με το κάτω πέλμα της διατομής, στο κάτω μέρος της δοκού. Το συγκεκριμένο σύστημα έχει περιορισμένη αδράνεια και δυσκαμψία λόγω του λεπτού κατασκευαστικού ύψους που διαθέτουν και για το λόγο αυτό το άνοιγμα των δοκών δεν ξεπερνάει τα 8 m. Ότι έχει να κάνει με το σχεδιασμό, αυτός βασίζεται κατά κύριο λόγο στην «SLS» (Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας) (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019).

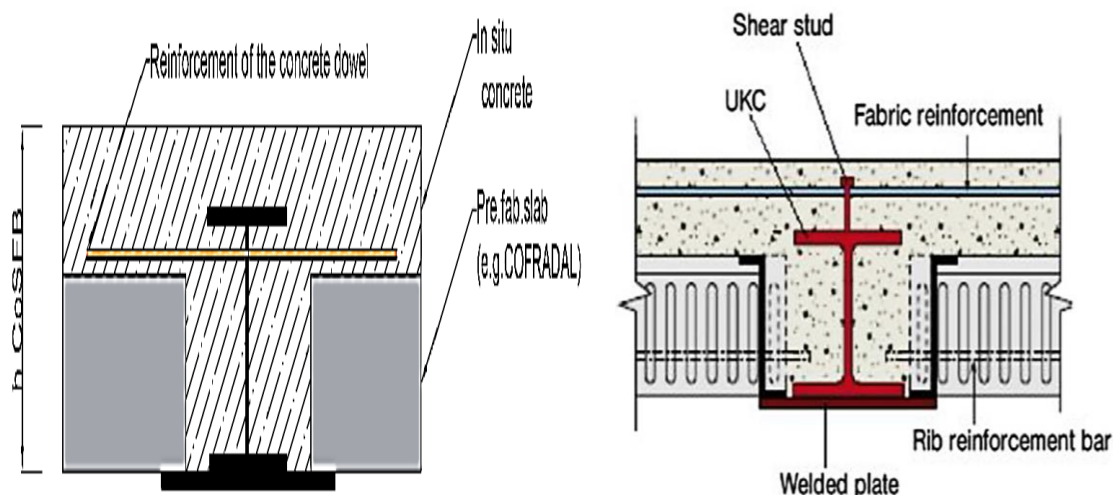
Τα πλεονεκτήματα του Slim-floor είναι η μείωση του πάχους δαπέδου, το χαμηλό ύψος ορόφου, οι ελαφρύτερες κατασκευές, η αντίσταση έναντι πυρκαγιάς, η ευκολία στην κατασκευή, το κόστος, η βιωσιμότητα και το γεγονός ότι υπάρχει η δυνατότητα κατασκευής συστημάτων δαπέδου με διάφορα πάχη (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019).

Υπάρχει και το αντίστοιχο σύστημα που καλείται «Σύμμικτες πλάκες χωρίς δοκούς» (Composite Slim floor Beam-CoSFB), όπου η πλάκα ενεργεί μαζί με τη χαλύβδινη δοκό. Τα συστήματα Slim Beam διαθέτουν ένα πιο πλατύ κάτω πέλμα ώστε να υπάρχει

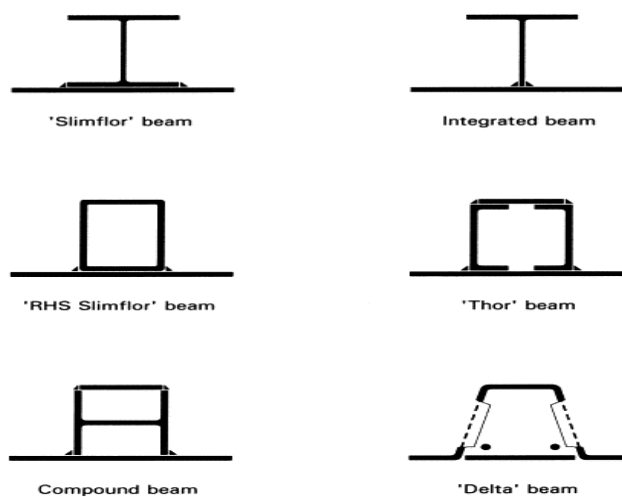
η δυνατότητα για μία πιο ομαλή ενσωμάτωση με τις προκατασκευασμένες διάτρητες πλάκες με διαμήκεις οπές και με τα προκατασκευασμένα στοιχεία των πλακών (π.χ. Cofraplus και Cofradal). Όσον αφορά το λεγόμενο Cofradal, πρόκειται για μία πλήρως προκατασκευασμένη σύμμικτη πλάκα που δημιουργήθηκε από την ArcelorMittal και αποτελείται από ένα χαλυβδόφυλλο και μία θερμομονωτική στρώση. Διατίθεται σε τρεις επιλογές, στο Cofradal 200, 230 και 260, όπου ο αριθμός συμβολίζει το ύψος τους (πάχος). Το Cofradal 260 έχει ένα άνοιγμα της τάξης των 7.8 m, βάρος 2.8 KN/m^2 , πλάτος 1.2 m, ενώ μπορεί να παραλάβει και κινητά φορτία έως 2.5 KN/m^2 (Ahmed & Tsavdaridis, 2018). Αντίστοιχα, το Cofraplus 220 και 260 διαθέτουν ένα μέγιστο οικονομικό άνοιγμα 7 και 7.5 m. Γενικότερα, το CoSFB μπορεί να διαθέτει ένα άνοιγμα μέχρι 12 m, πάχος 350 mm και πυροπροστασία διάρκειας 60 λεπτών.

Η σύμμικτη δράση του συστήματος εξασφαλίζεται με το “concrete dowel” (βλήτρο σκυροδέματος) που αποτελείται από οπές στον κορμό με επαρκή ενίσχυση ή με χρήση διατμητικού συνδέσμου, δηλαδή με ήλο. Στην περίπτωση ενός σύμμικτου συστήματος, οι δοκοί μπορεί να έχουν ένα άνοιγμα που κυμαίνεται από 6 έως 14 m ή ακόμη και να φθάσει τα 16 m, ενώ η απόσταση μεταξύ τους μπορεί να είναι από 5 έως 10 m. Το συνολικό πάχος δεν ξεπερνάει τα 40 cm, ενώ προσφέρει και μία αντίσταση έναντι της πυρκαγιάς που διαρκεί 90 λεπτά (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019). Επιπρόσθετα, στο συγκεκριμένο σύστημα, από τη στιγμή που η μεταβίβαση των δυνάμεων στα υποστυλώματα πραγματοποιείται μέσω των σιδηροδοκών και όχι του σκυροδέματος, δεν απειλείται από το φαινόμενο της διάτρησης, ενώ η σύνδεση αυτών των δύο επιτυγχάνεται με τις συνήθεις πρακτικές (Βάγιας, 2018).

Τέλος, δύο ακόμη κατηγορίες σύμμικτων δοκών που ανήκουν και αυτά στο σύστημα Slim Floor είναι η «DeltaBeam» και η «ThorBeam». Η τελευταία, πρόκειται για μία λεπτή πλάκα που αποτελείται από δύο διατομές UPN οι οποίες συγκολλούνται σε μία πλάκα χωρίς δοκούς, ενώ η πρώτη διαθέτει ένα χαλύβδινο κορμό, είναι τραπεζοειδούς μορφής και διαθέτει ποικίλα στατικά ύψη (200-500 mm), μέγιστο άνοιγμα 13.5 m, αντίσταση έναντι πυρκαγιάς διάρκειας 60 λεπτών και ο συντελεστής συμπεριφοράς (ή μείωσης, R) δε ξεπερνάει τη μονάδα. Τέλος, η ιδιοσυχνότητα κυμαίνεται από 4 έως 5 Hz (Kinderis, Daukšys, & Mockienė, 2020).



Εικόνα 4.10: Σύστημα CoSFB: α) με βλήτρο σκυροδέματος, β) με διατμητικό σύνδεσμο (ήλο)

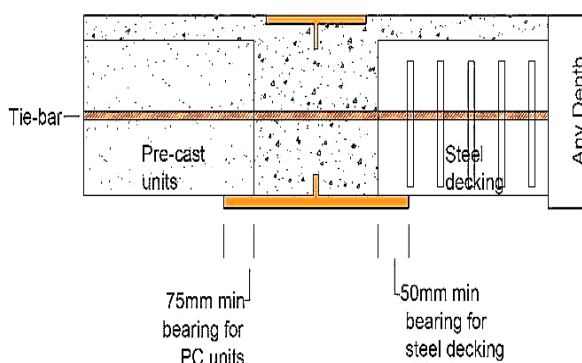


Εικόνα 4.11: Ποικίλες επιλογές δοκών

4.4.2 Σύστημα δαπέδου USFB

Ένα παράδειγμα κατασκευής πλακών χωρίς δοκούς που αξίζει να αναφερθεί είναι το “Ultra-Shallow Floor Beam” (USFB) το οποίο αποτελείται από διάτρητες χαλύβδινες δοκούς σχεδιασμένες κατά τέτοιο τρόπο ώστε να συνδέονται με τις πλάκες δαπέδου που είναι τοποθετημένες εντός των χαλύβδινων πελμάτων προκειμένου να μειωθεί το στατικό ύψος των σύμμικτων διατομών. Αυτές οι σύμμικτες κατασκευές έχουν κάποια πλεονεκτήματα, όπως η αυξημένη φέρουσα ικανότητα, η αντίσταση σε συνθήκες πυρκαγιάς και η αντοχή έναντι τοπικού λυγισμού, η σημαντική βελτίωση της καμπτικής στιβαρότητας (δυσκαμψίας) σε σχέση με τις τυπικές δοκούς από χάλυβα και η μείωση του ύψους της δομής και άρα η δυνατότητα για μεγαλύτερο αριθμό ορόφων. Επιπλέον, το σύστημα αυτό είναι οικονομικό και κατασκευάζεται με γρήγορους ρυθμούς. Το USFB χρησιμοποιείται κατά κύριο λόγο σε πλάκες με ύψη (πάχη) μεταξύ 180 και 300

mm και στα οποία η σκυροδέτηση πραγματοποιείται στο ίδιο επίπεδο με το άνω πέλαμα. Ακόμη, ο λόγος του ανοίγματος προς το πάχος είναι της τάξης 25-30, ενώ το σύστημα USFB περιορίζεται σε ένα άνοιγμα έως και 10 m (Ahmed, Tsavdaridis, & Neysari, 2017). Σε περίπτωση που το άνοιγμα ξεπεράσει αυτόν τον αριθμό, τότε το πάχος θα είναι πάνω από 300 mm και αυτό συνάμα θα αποτελέσει μία μη οικονομική λύση, ενώ επίσης θα μειωθούν οι ιδιοσυχνότητες του συγκεκριμένου συστήματος και αυτό θα οδηγήσει αυτομάτως σε αύξηση της ταλάντωσης του δαπέδου. Η σύμμικτη δράση επιτυγχάνεται με διάφορους τρόπους, με κυρίαρχη τη χρήση χάλυβα οπλισμού μέσω των οπών που υπάρχουν στον κορμό κάθετα προς τη διατομή της δοκού. Αυτός ο οπλισμός πραγματοποιείται εγκάρσια στον κορμό της δοκού και διέρχεται μέσω των οπών αυτού από τη μία πλευρά στην άλλη με κύριο σκοπό την αύξηση της διαμήκουσ διαίτησης. Η διαδικασία αυτή καλείται «plug system» (Alam, Maraveas, Tsavdaridis, & Nadjai, 2020).

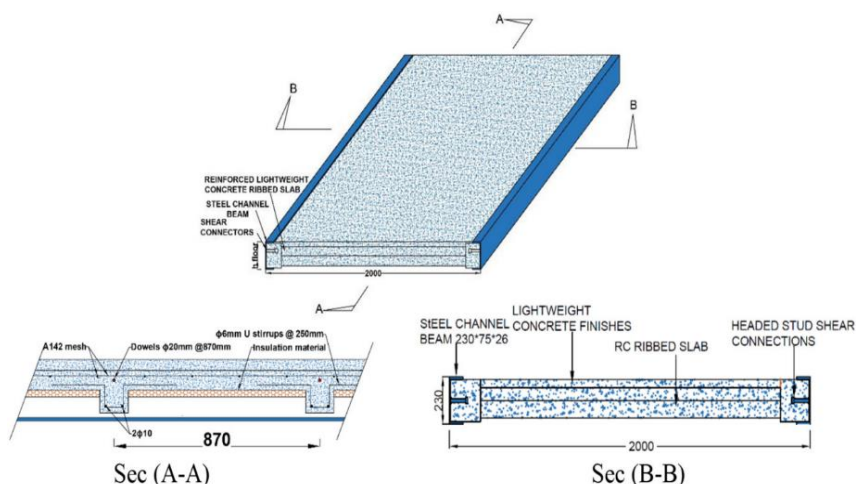


Εικόνα 4.12: Σύστημα USFB

4.4.3 Προκατασκευασμένο σύστημα δαπέδου (PUSS)

Αν και βρίσκεται σε αρχικό στάδιο, πρόκειται για ένα από τα πιο σύγχρονα συστήματα δαπέδου το οποίο αναπτύσσεται μαζί με την μεθοδολογία της Αποτίμησης Κύκλου Ζωής (Life Cycle Assessment) που αναφέρεται στα υλικά και πιο συγκεκριμένα στο υπερβολικά ελαφρύ σκυρόδεμα και το χάλυβα. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιείται κατά κόρον για την εκτίμηση των οικολογικών επιπτώσεων, των προϊόντων και των σχεδίων σε ολόκληρο τον κύκλο ζωής. Επίσης, στόχος των μηχανικών ήταν η ανάπτυξη ενός συστήματος δαπέδου όπου τόσο το άνοιγμα, όσο και το πάχος που θα διαθέτει να ξεπερνάει τα ήδη υπάρχοντα από άποψη απόδοσης. Στα πλεονεκτήματα αυτού του συστήματος υπάγονται ο μειωμένος αριθμός ανελκυστήρων και συνεπώς η αύξηση της χωρητικότητας, αλλά και το γεγονός ότι μπορεί πραγματοποιηθεί και εκτός εργοταξίου. Το συγκεκριμένο δομικό σύστημα για να έχει χρησιμοποιηθεί επιτυχώς, θα πρέπει το

κόστος του υλικού έναντι του κόστους κατασκευής και ανέγερσης να είναι σε αναλογία 35% και 65% αντίστοιχα. Επιπλέον, ο ορθός τρόπος χρήσης του οδηγεί στη μείωση του συνολικού κόστους, στην αυξημένη ταχύτητα κατασκευής, ενώ λόγω του ότι το σύστημα αυτό προσφέρει πιο ελαφρές κατασκευές και μεγαλύτερα ανοίγματα, το καθιστούν μία εξαιρετική λύση. Επιπρόσθετα, στη βιομηχανία δίνεται έμφαση και στη μείωση της κατανάλωσης ενέργειας, των εκπομπών διοξειδίου του άνθρακα (CO₂), του κόστους καθώς και στην προκατασκευή με χρήση πολύ ελαφρών υλικών. Εκτός του ότι αυτά τα στοιχεία πραγματοποιούνται με ποιοτικό τρόπο, μειώνουν το κόστος της επισκευής και της συντήρησης όταν θα πρέπει να πραγματοποιηθούν. Το σύστημα που εξετάζουμε έχει ως αποτέλεσμα μία ευέλικτη και οικονομική κατασκευή που μπορεί να χαρακτηριστεί ως βιώσιμη χάρη στη χρήση πρώτων υλών καθώς και μεγάλων, λεπτών και ελαφρών μελών (Ahmed, Tsavdaridis, & Neysari, 2017). Τέλος, διαθέτει ένα άνοιγμα που φθάνει μέχρι τα 10 m, συνολικό βάρος δαπέδου 2.81 KN/m², πλάτος 2 m, ενώ παραλαμβάνει κινητά φορτία μέχρι 3.5 KN/m².



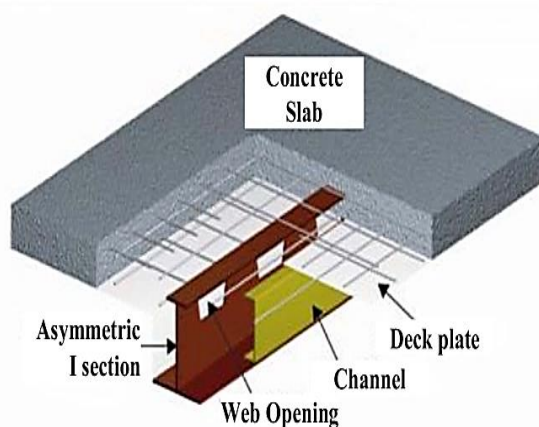
Εικόνα 4.13: Σύγχρονο προκατασκευασμένο σύστημα δαπέδου (PUSS)

4.4.4 Σύστημα δαπέδου ITECH

Ακόμη ένα σύστημα που αξίζει μελέτης είναι το «ITECH Floor Beam» και το οποίο αναπτύχθηκε από Κορεάτες ερευνητές και πρόκειται για μία μη συμμετρική δοκό χαλύβδινης διατομής με οπές στον κορμό, ενώ δεν απαιτείται η τοποθέτηση διατομών UPN στο κάτω πέλμα της δοκού. Η σύμμικτη δράση μπορεί να εξασφαλιστεί μέσω της αντοχής συνάφειας μεταξύ της πλάκας από σκυρόδεμα και της χαλύβδινης δοκού, δίχως να υπάρχει η ανάγκη για απλές συνδέσεις τέμνουσας για να συμβεί αυτό. Βέβαια, η φέρουσα αντοχή είναι αυτή που δημιουργεί τη σύνδεση μεταξύ αυτών των δύο

στοιχείων. Αντίθετα, στο σύστημα slim-floor πρέπει να εξασφαλισθούν διατμητικές συνδέσεις με ήλους. Επίσης, το σύστημα διαθέτει πληθώρα πλεονεκτημάτων, όπως τη μείωση τόσο του κατασκευαστικού κόστους κατά 5.6-6.8% σε σχέση με τις πλαισιωτές κατασκευές από χάλυβα ή ωπλισμένο σκυρόδεμα, όσο και του χρόνου κατασκευής σε σχέση με τις πλάκες από σκυρόδεμα, την ευελιξία στο σχεδιασμό και το γεγονός ότι μειώνεται το ύψος ορόφου κυρίως λόγω του ότι επιλέγονται δοκοί με μικρή κρέμαση. Επιπλέον, το σύστημα που εξετάζουμε διαθέτει ένα άνοιγμα που κυμαίνεται από 7.5-15 m, ενώ η κρέμαση των δοκών είναι περίπου 600 mm (Ahmed & Tsavdaridis, 2018).

Ακόμη, όσον αφορά το ITECH Beam, έχει μελετηθεί η συνεισφορά των διατμητικών στοιχείων (π.χ. χαλύβδινος κορμός, εσωτερικό και εξωτερικό πάνελ από σκυρόδεμα) καθώς και μέθοδοι για εκτιμηθεί η διατμητική ικανότητα. Ανάλογες έρευνες έγιναν και για την καμπτική ικανότητα. Έπειτα από όλα αυτά, προέκυψε ότι το σύστημα αυτό είναι ιδανικό για υψηλά κτήρια κατοικιών, διαθέτει επαρκή οριζόντια διατμητική αντοχή και καλή σύμμεκτη συμπεριφορά. Επίσης, λόγω του ότι οι δοκοί στο σύστημα ITECH είχαν μικρότερο στατικό ύψος από αυτές με αυτοσυμπυκνούμενο σκυρόδεμα (SCC), έπρεπε να εξετασθεί ο σχεδιασμός της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας και συνεπώς οι ταλαντώσεις. Εν συνέχεια, ερευνήθηκε η ταλάντωση για όλα τα στάδια της κατασκευής, δηλαδή την ανέγερση, τη σκυροδέτηση και αυτό της επικάλυψης. Τα αποτελέσματα ήταν σίγουρα θετικά καθώς παρατηρήθηκε ότι έχει επαρκή ικανότητα όσον αφορά την ταλάντωση (άνω των 3 Hz). Στα μειονεκτήματα του συστήματος ITECH ίσως θα μπορούσε να συμπεριληφθεί το γεγονός ότι η διάρκεια αντοχής σε συνθήκες πυρκαγιάς είναι 40 λεπτά. Τέλος, έχουν αρχίσει να πραγματοποιούνται όλο και περισσότερες έρευνες σε προκατασκευασμένες πλάκες με διαμήκεις οπές και σε σύμμεκτες χρησιμοποιώντας την τεχνολογία ITECH (Ahmed & Tsavdaridis, 2018).



Εικόνα 4.14: Σύστημα δαπέδου ITECH

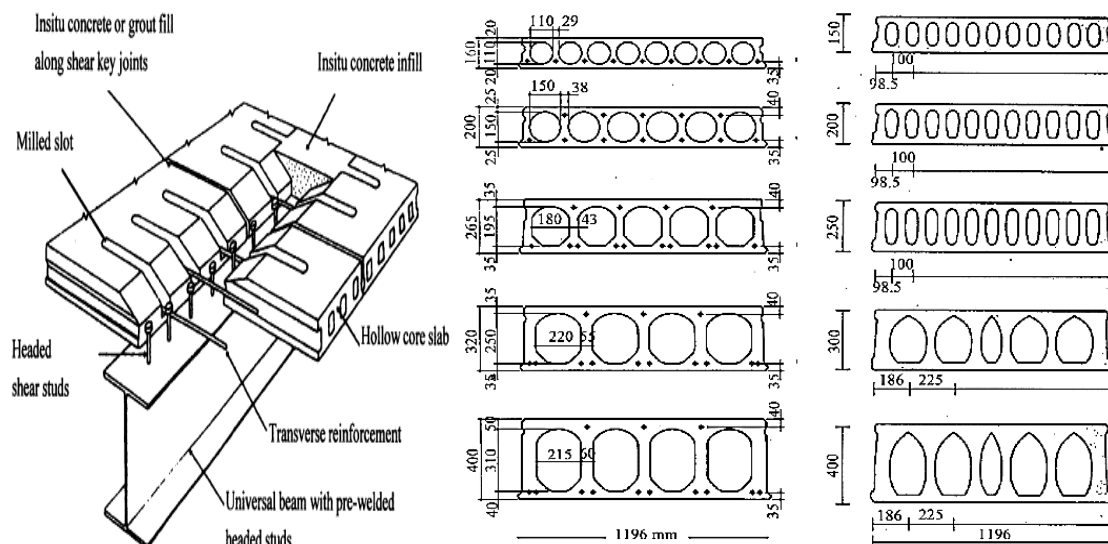
4.4.5 Προεντεταμένες πλάκες με διαμήκεις οπές (Prestressed hollow core slabs)

Οι συγκεκριμένες προκατασκευασμένες και προεντεταμένες πλάκες από σκυρόδεμα επιλέγονται σε μεγάλο βαθμό τα τελευταία χρόνια σε κτήρια γραφείων, ξενοδοχείων, κατοικιών κ.λπ. Αυτές προσφέρουν εξαιρετικά δομικά πλεονεκτήματα, όπως το ότι είναι ελαφρές, κατασκευάζονται γρήγορα και εύκολα, διαθέτουν τόσο υψηλή αντοχή έναντι πυρκαγιάς, όσο και υψηλές θερμικές και ακουστικές ιδιότητες, ενώ υπάρχει και η δυνατότητα ώστε να δημιουργηθούν πολύ μεγάλα ανοίγματα που φθάνουν μέχρι και τα 18 m. Οι συγκεκριμένες πλάκες κατασκευάζονται είτε με χρήση σκυροδέματος υψηλής αντοχής, είτε από προεντεταμένα καλώδια (strand) μεγάλης αντοχής συνολικής διαμέτρου 9-13 mm. Τα κενά που δημιουργούνται μειώνουν το βάρος της πλάκας, αλλά παρέχουν και μία αρκετά καλύτερη απόδοση. Το πλάτος τους κυμαίνεται από 0.9 έως 1.25 m, ενώ το πάχος από 200 μέχρι 500 mm (Hosny, Sayed-Ahmed, Abdelrahman, & Alhlaby, 2006).

Οι πλάκες που εξετάζουμε σχεδιάζονται με τη λογική ότι είναι απλά στηριζόμενα πάνελ. Βέβαια, αυτό θα οδηγήσει στο να αναπτυχθούν θετικές καμπτικές ροπές. Όσον αφορά τους κώδικες, έχουν αναπτυχθεί κάποιοι που αφορούν στο σχεδιασμό, τη συμπεριφορά και την κατασκευή των προεντεταμένων πλακών με διαμήκεις οπές. Ακόμη, για αρχιτεκτονικούς λόγους, θα πρέπει να υπάρχει μία προεξοχή στο σύστημα δαπέδου ώστε να λειτουργεί ως πρόβολος. Αυτό έχει ως συνέπεια να αναπτυχθούν αρνητικές ροπές που αψηφούν τον τρόπο με τον οποίο χρησιμοποιούνται οι πλάκες αυτές, δηλαδή ως απλά στηριζόμενα πάνελ (Hosny, Sayed-Ahmed, Abdelrahman, & Alhlaby, 2006).

Ένα ζήτημα που χρήζει ιδιαίτερης διερεύνησης αφορά την ενίσχυση των δομικών στοιχείων από ωπλισμένο σκυρόδεμα μέσω της χρήσης σύγχρονων και σύνθετων υλικών. Μία τέτοια περίπτωση είναι η συνάφεια ινοπλισμένων πολυμερών (bonded fiber reinforced polymer-FRP) και χάρη στη χρήση τους, παρατηρήθηκε η αύξηση της καμπτικής αντοχής σε στοιχεία από ωπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ πρόκειται και για μία οικονομική διαδικασία. Ακόμη, το FRP προσφέρει αντίσταση έναντι διάβρωσης και μεγάλο λόγο αντοχής προς βάρος. Ότι έχει να κάνει με την καμπτική αντοχή, έχει μελετηθεί και η χρήση FRP με ευθύγραμμα ελάσματα (strips) με σκοπό τη βελτίωσή της (Hosny, Sayed-Ahmed, Abdelrahman, & Alhlaby, 2006). Γενικότερα, οι ίνες χρησιμοποιούνται για την ανάληψη των δυνάμεων, ιδίως εφελκυστικών, παράλληλα στη διεύθυνσή τους. Τα FRP διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με τον τύπο

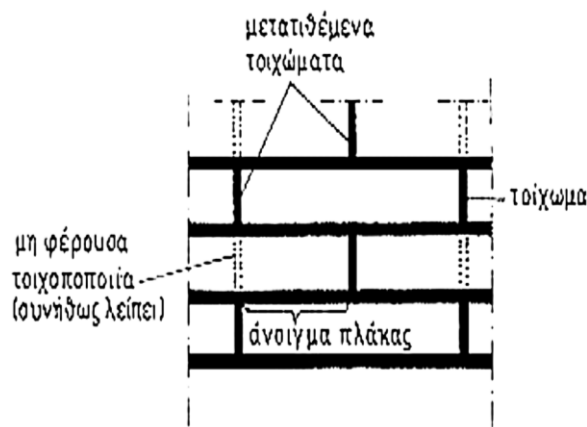
των ινών από τις οποίες είναι κατασκευασμένες, το GFRP (από ίνες υάλου), το CFRP (από ίνες άνθρακα) καθώς και το AFRP (από ίνες αραμιδίου) (Καλύρη & Χαραμαρά, 2013). Εν κατακλείδι, οι προκατασκευασμένες πλάκες με διαμήκεις οπές, σε συνθήκες υπερφόρτισης, μπορεί να αστοχήσουν εξαιτίας της καθαρής καμπτικής, εφελκυστικής και θλιπτικής αστοχίας ή λόγω της αγκύρωσης (Derkwoski & Surma, 2015).



Εικόνα 4.15: Σύστημα προεντεταμένων πλακών με διαμήκεις οπές

4.5 Πλάκες επί τοιχωμάτων

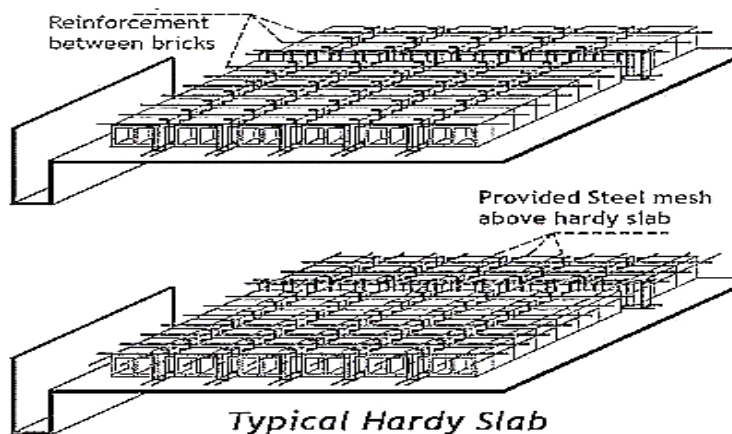
Στην περίπτωση που αντικαταστήσουμε τις δοκούς με τοιχώματα, τότε θα έχουμε μία τυπική μορφή φορέα για τις κατασκευές με αλληπάλληλα εγκάρσια τοιχώματα. Σε αυτά, στηρίζονται συνεχείς πλάκες οι οποίες έχουν πάχος 14 με 20 cm και καλύπτουν ανοίγματα που κυμαίνονται από 5 έως 8 μέτρα. Τα πλεονεκτήματα που διαθέτει ο συγκεκριμένος τύπος δαπέδου είναι φυσικά η προσαρμογή χωρίς άλλες εξαρτήσεις, το ελάχιστο ύψος οριζόντιου φορέα, οι καλές ηχομονωτικές ιδιότητες και το γεγονός ότι προσφέρεται για προκατασκευή. Βέβαια, οι μεγάλες μάζες σκυροδέματος αυξάνουν την επιφόρτιση των τοιχωμάτων καθώς αυτά έχουν έναν ελαφρύ κατακόρυφο οπλισμό (Konig & Liphardt, 1984). Ένα αρνητικό χαρακτηριστικό των πλακών επί τοιχωμάτων είναι ότι περιορίζεται η δυνατότητα μελλοντικών τροποποιήσεων. Το σύστημα αυτό εφαρμόζεται κατά κύριο λόγο σε υψηλά κτήρια κατοικιών και ξενοδοχείων. Όσον αφορά τη στατική λειτουργία, οι πλάκες κατά τη μία διεύθυνση εδράζονται σε ένα τοίχωμα-δοκό και αναρτώνται από το επόμενο. Τέλος, το άνοιγμα της πλάκας ισούται περίπου με το μισό της απόστασης των τοιχωμάτων (Στεργίου, 2020).



Εικόνα 4.16: Πλάκες επί τοιχωμάτων

4.6 Πλάκες από τσιμεντόλιθους (Hardy slab)

Το σύστημα αυτό αποτελείται από τσιμεντόλιθους οι οποίοι μειώνουν σε μεγάλο βαθμό την ποσότητα του σκυροδέματος κάτω από τον ουδέτερο άξονα και συνάμα το ίδιο βάρος της πλάκας δαπέδου. Ένα τέτοιου είδους σύστημα πραγματοποιείται με την κατασκευή του ξυλοτύπου, τη μεταφορά και την εγκατάσταση των τσιμεντόλιθων που πρέπει να γίνουν με ιδιαίτερη προσοχή, την τοποθέτηση του οπλισμού στα κενά των τεμαχίων και ολοκληρώνεται με τη χύτευση του σκυροδέματος. Το πάχος της πλάκας είναι περίπου 270 mm, ενώ επιλέγεται ένα άνοιγμα της τάξης των 5 μέτρων κυρίως για οικονομικούς λόγους διότι δε συμφέρει να χρησιμοποιηθεί για μικρά ανοίγματα. Σε σύγκριση με μία απλή πλάκα με δοκούς, αυτή που εξετάζουμε είναι πιο ελαφριά και περισσότερο αποδοτική διότι διαθέτει καλύτερες ηχομονωτικές και θερμομονωτικές ιδιότητες. Τα κινητά φορτία που εφαρμόζονται και μπορεί να αντέξει μία πλάκα από τσιμεντόλιθους είναι μεσαίου μεγέθους. Ακόμη, ένα ακόμη μειονέκτημα αυτού του συστήματος είναι το ότι δεν επισκευάζεται και ενισχύεται με εύκολο τρόπο (Στεργίου, 2020). Επιπλέον, το συγκεκριμένο σύστημα χρησιμοποιείται κατά κόρον σε περιοχές με πολύ υψηλή θερμοκρασία γιατί μπορεί να αποτρέψει την αύξηση του πάχους της πλάκας, αλλά έχει και τη δυνατότητα να σταθεροποιεί τη θερμότητα που προέρχεται από τους τοίχους μέσω των ειδικών τσιμεντόλιθων που περιέχουν ένα θερμοπλαστικό πολυμερές που καλείται θερμοκόλ και το οποίο αποτελεί μία ιδανική μόνωση για το ηλιακό φως. Μπορούμε να διαπιστώσουμε λοιπόν ότι οι πλάκες από τσιμεντόλιθους είναι κατάλληλες τόσο για το Ντουμπάϊ και την Κίνα, όσο και γενικότερα για χώρες όπου αναπτύσσονται πολύ υψηλές θερμοκρασίες. Τέλος, οι πλάκες αυτές διακρίνονται σε δύο κατηγορίες ανάλογα με τη στήριξη, σε διέρειστες και τετραέρειστες.

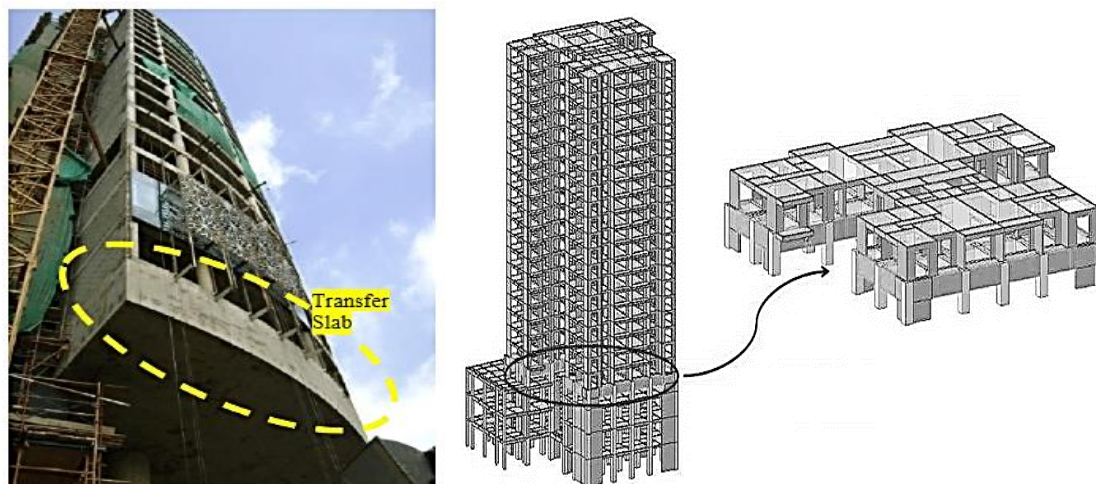


Εικόνα 4.17: Τυπική πλάκα από τσιμεντόλιθους

4.7 Συστήματα μεταφοράς δράσεων (Transfer structures)

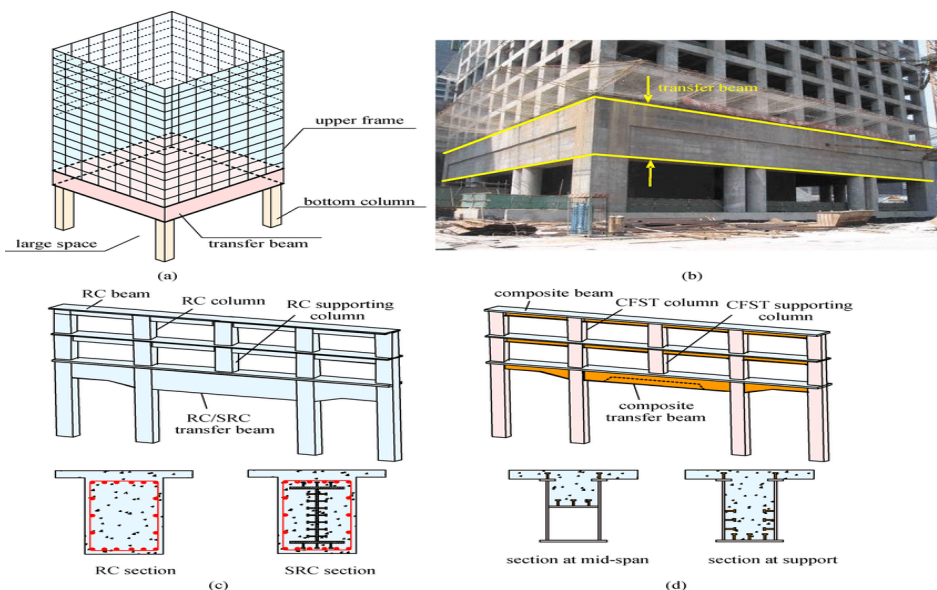
Στα πολυώροφα κτήρια, λόγω των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων, οδηγούμαστε σε μία ιδιαίτερη διαμόρφωση όσον αφορά τα κάθετα δομικά στοιχεία της κατασκευής. Η ασυνέχεια αυτών αντιμετωπίζεται με χρήση ενός συστήματος μεταφοράς δράσεων που στηρίζει τα κατακόρυφα και οριζόντια δομικά στοιχεία που αντιστέκονται στα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή και τα μεταβιβάζει μεταξύ των άνω και κάτω ορόφων επιλέγοντας διαφορετικά συστήματα. Πιο συγκεκριμένα, ποικίλα δομικά συστήματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν κάτω από αυτό, όπως τα καμπτόμενα πλαίσια, ενώ πάνω από αυτό μία ιδανική λύση αποτελεί η χρήση των διατμητικών τοιχωμάτων. Σε αυτό το σύστημα, είναι εφικτό να τοποθετηθούν δοκοί ή πλάκες μεταφοράς δράσεων. Στα μειονεκτήματα αυτού του συστήματος ανήκουν η απότομη αλλαγή στην πλευρική δυσκαμψία της δομής, το γεγονός ότι αναπτύσσεται εύκολα ο μηχανισμός του μαλακού ορόφου υπό την επίδραση σεισμών ή ανεμοπιέσεων καθώς και ότι απαιτεί υψηλές απαιτήσεις πλαστιμότητας στα μέλη που βρίσκονται σε μικρή απόσταση από το δάπεδο μεταφοράς. Σε γενικές γραμμές πάντως, οι κατασκευές είχαν ελαστική συμπεριφορά για πολύ συχνούς σεισμούς, ενώ στην περίπτωση ενός σπάνιου, είχαμε την εμφάνιση εκτεταμένων ρηγματώσεων κοντά στα συγκεκριμένα δάπεδα. Κατά το σχεδιασμό μίας πολυώροφης κατασκευής, για την ανάλυση της αντοχής, συνήθως γίνεται η παραδοχή ότι τα κατακόρυφα στοιχεία έχουν μειωμένη δυσκαμψία, ενώ πλήρη για τις αναλύσεις της λειτουργικότητας και της σχετικής μετακίνησης οροφής. Έπειτα από έρευνες που πραγματοποιήθηκαν, διαπιστώθηκε ότι οι σχετικές μετακινήσεις της οροφής κοντά σε αυτά τα δάπεδα χρήζουν διερεύνησης και ότι η πλευρική κάμψη, αλλά και η δυσστημσία

των κατακόρυφων στοιχείων (πάνω και κάτω από το δάπεδο μεταφοράς) επηρεάζουν τις τιμές της μετακίνησης της οροφής (Abdelbasset, Sayed-Ahmed, & Mourad, 2014).



Εικόνα 4.18: Δάπεδο μεταφοράς δράσεων σε ένα πολυώροφο κτήριο

Όσον αφορά τις δοκούς μεταφοράς, αυτές λειτουργούν με παρόμοιο τρόπο με αυτόν των πλακών μεταφοράς και συνήθως μεταβιβάζουν τα φορτία από τους υψηλότερους στους χαμηλότερους ορόφους. Οι δοκοί μεταφοράς μεταβιβάζουν κατά κύριο λόγο τα κατακόρυφα φορτία στα υποστυλώματα, ενώ το κύριο χαρακτηριστικό τους που πρέπει οπωσδήποτε να αναλυθεί διεξοδικά αφορά στο ενδεχόμενο που αυτές μετακινηθούν κατά π.χ. 2 cm και αυτό γιατί τότε όλοι οι όροφοι που βρίσκονται πάνω από αυτές θα μετακινηθούν κατά 2 cm τουλάχιστον στο συγκεκριμένο σημείο. Το συγκεκριμένο σύστημα μεταφοράς χρησιμοποιείται κατά κόρον στα σωληνοειδή συστήματα λόγω του ότι τα υποστυλώματα τοποθετούνται ανά μικρές αποστάσεις μεταξύ τους, με αποτέλεσμα να μη δημιουργούνται μεγάλοι ελεύθεροι χώροι στην κατασκευή, κάτι που αρχιτεκτονικά δεν είναι ορθό. Μία ακόμη δομική λύση είναι οι δικτυωτοί σύνδεσμοι μεταφοράς που όμως βέβαια μεταβιβάζουν μόνο αξονικά φορτία μέσω των αρθρωτών κόμβων, ενώ αποτελούν μία ιδανική επιλογή λόγω του ότι διαθέτουν μικρό ίδιο βάρος.



Εικόνα 4.19: Δοκός μεταφοράς δράσεων

4.8 Συμβατικά συστήματα δαπέδου

Πέρα από αυτά τα συστήματα που μόλις αναφέραμε, υπάρχει φυσικά η δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν και τα συμβατικά συστήματα δαπέδου, όπως είναι οι πλάκες με δοκούς το οποίο διαθέτει μικρό ίδιο βάρος, μπορεί να επιτευχθεί κάθε είδους άνοιγμα, όμως δημιουργούνται προβλήματα λόγω του ύψους των δοκών.

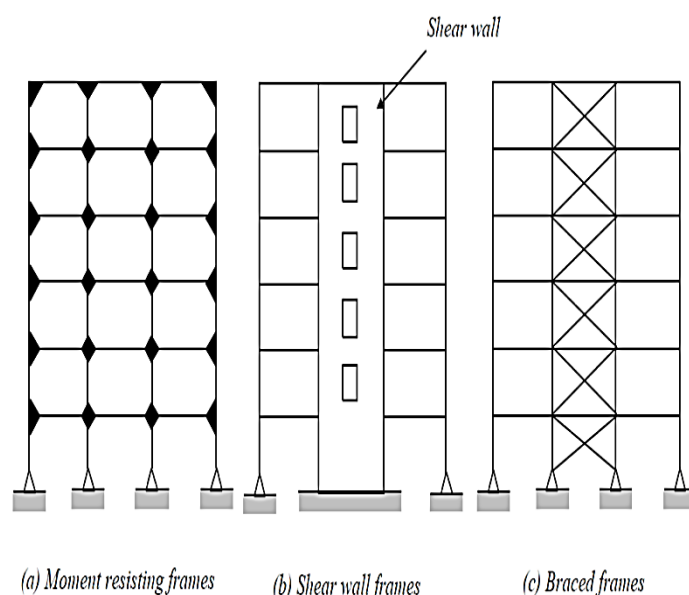
Μία ακόμη λύση είναι οι μυκητοειδείς πλάκες (πλάκες επί υποστυλωμάτων χωρίς τη χρήση δοκών) οι οποίες διακρίνονται σε συμπαγείς και φατνωματικές. Όσον αφορά την πρώτη περίπτωση, αυτή μπορεί να πραγματοποιηθεί τόσο με χρήση κιονόκρανων, όσο και χωρίς και τα κύρια πλεονεκτήματά της είναι το ελάχιστο πάχος δαπέδου, η ευελιξία ως προς τη χρήση των χώρων και το γεγονός ότι δεν απαιτούνται ψευδοροφές, ενώ το άνοιγμά του κυμαίνεται από 4 έως 7 μέτρα. Στα μειονεκτήματα των συμπαγών μυκητοειδών πλακών συγκαταλέγονται το γεγονός ότι δεν υπάρχει η δυνατότητα για μεγάλες αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων, το σχετικά μεγάλο ίδιο βάρος με συνέπεια να προκαλούνται προβλήματα στη θεμελίωση καθώς και οι σχετικά μεγάλες παραμορφώσεις. Οι φατνωματικές μυκητοειδείς πλάκες διαθέτουν ένα άνοιγμα μεταξύ 6–12 m, αλλά μπορεί να πραγματοποιηθεί και προένταση με αποτέλεσμα να κυμαίνεται από 9 έως 18 m. Στα θετικά αυτού του συστήματος υπάγονται η ευελιξία στη χρήση των χώρων και το ότι πρόκειται για μία ελαφρά και οικονομική κατασκευή, ιδίως όταν τα φατνώματα διαθέτουν την απαιτούμενη αισθητική διότι τότε δεν τοποθετούνται ψευδοροφές, ενώ όταν το πάχος ξεπεράσει τα 50 cm, οι πλάκες καλούνται «sandwich».

4.9 Συστήματα παραλαβής κατακόρυφων και πλευρικών φορτίων

Οι κρίσιμες παράμετροι που διέπουν το σχεδιασμό και την ανάλυση των πολυώροφων κτηρίων είναι η ευστάθεια, το κόστος, η ασφάλεια και φυσικά η αντοχή. Το τελευταίο, εξαρτάται αποκλειστικά από τα κατακόρυφα και πλευρικά δομικά συστήματα τα οποία αναλαμβάνουν τα κατακόρυφα και πλευρικά φορτία που ασκούνται στην κατασκευή.

Στα συστήματα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων υπάγονται τα υποστυλώματα, τα συστήματα δαπέδου, οι δοκοί, τα τοιχώματα και τα συστήματα ανάρτησης. Τα πρώτα κατασκευάζονται από χάλυβα ή ωπλισμένο σκυρόδεμα ή είναι σύμμικτα, ενώ το κύριο σύστημα αυτών των φορτίων είναι τα συστήματα ανάρτησης και τα οποία διαθέτουν στοιχεία που υπόκεινται σε αξονική παραμόρφωση. Ακόμη, η φέρουσα τοιχοποιία παραλαμβάνει μόνο τα θλιπτικά φορτία, ενώ οι δοκοί μεταφοράς μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην περίπτωση που θέλουμε να επιτύχουμε μεγάλα ανοίγματα (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).

Ο βασικός στόχος των συστημάτων παραλαβής των πλευρικών φορτίων είναι να αντισταθούν, αλλά και να λειτουργούν με ικανοποιητικό τρόπο όταν επιβάλλονται στην κατασκευή ανεμοπιέσεις και δυνάμεις λόγω του σεισμού. Επιπλέον, θα πρέπει να αντιμετωπίσουν τα φαινόμενα δευτέρας τάξης, αλλά ιδιαίτερη έμφαση θα πρέπει να δοθεί σε αυτό του λυγισμού. Τα συστήματα αυτά διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες, στα καμπτόμενα/καμπτικά ή πλαίσια ροπής (moment resisting frames), στα ενισχυμένα πλαίσια (braced frames) και στα διατμητικά πλαίσια (shear frames) (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014). Τα δομικά συστήματα θα αναλυθούν διεξοδικά στο 5^ο Κεφάλαιο.



Εικόνα 4.20: Συστήματα παραλαβής πλευρικών φορτίων

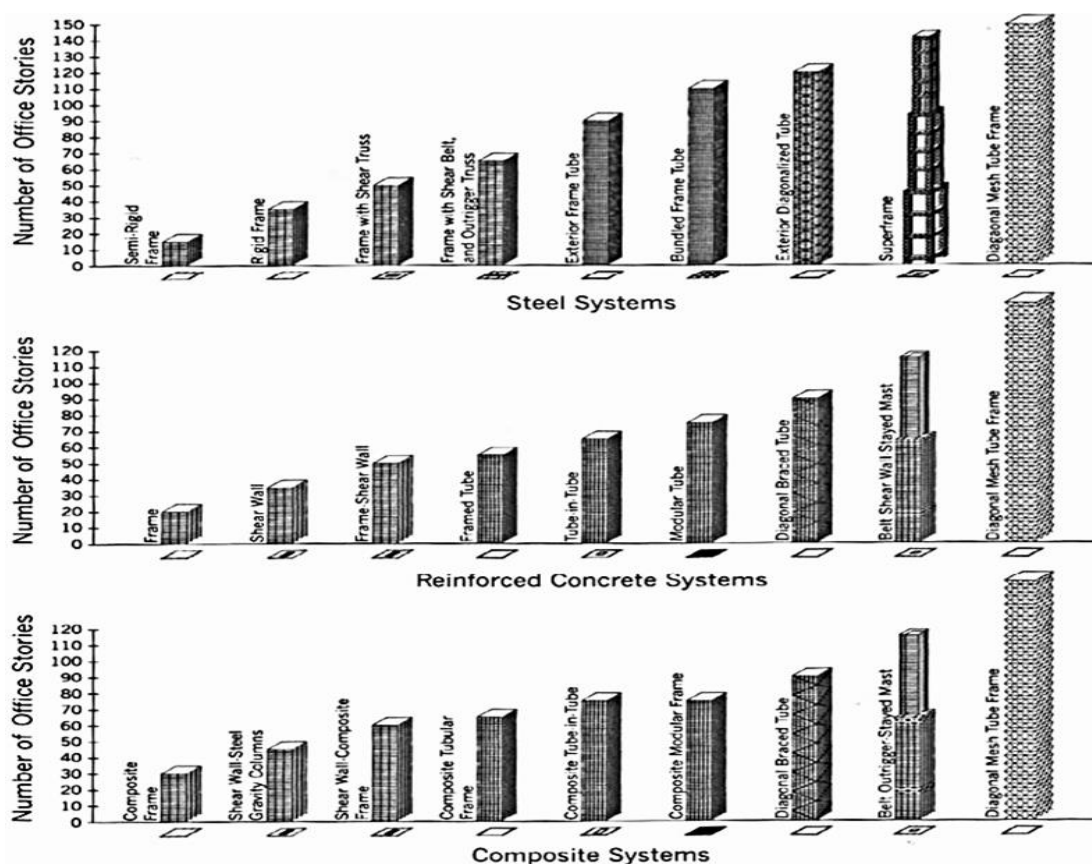
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Κύρια δομικά συστήματα υψηλών κτηρίων

5.1 Κατηγορίες δομικών συστημάτων πολώροφων κτηρίων

Τα κύρια δομικά συστήματα των υψηλών κτηρίων χωρίζονται σε δύο κατηγορίες:

- Εσωτερικά δομικά συστήματα (interior structural systems)
- Εξωτερικά δομικά συστήματα (Exterior structural systems)

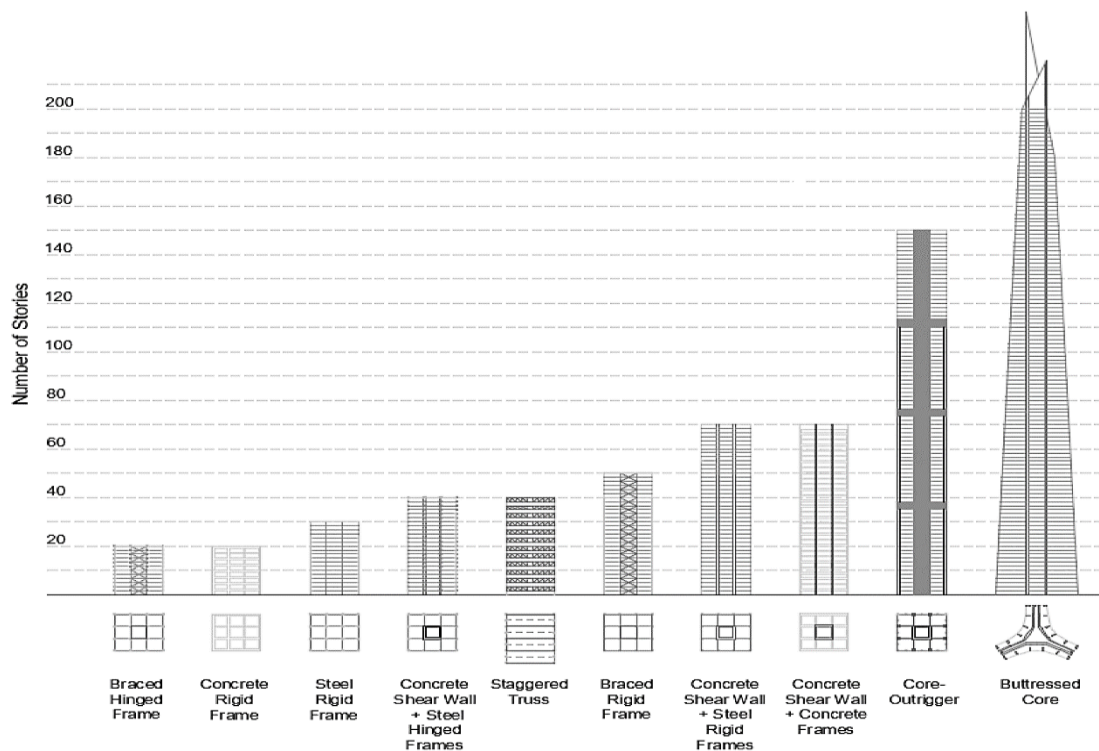
Ο Khan, ο οποίος χαρακτηρίστηκε ως ο “Einstein” της Δομικής Μηχανικής χάρη στην ανακάλυψη των σωληνοειδών συστημάτων με τα οποία καταφέραμε να φθάσουμε σε ένα μεγαλύτερο αριθμό ορόφων καθώς και στην επινόηση στατικών συστημάτων που βασίζονταν στη λογική των σωληνοειδών (δομικά πλέγματα), θεωρούσε ότι τα στατικά συστήματα είναι ορθό να ταξινομηθούν με βάση τη σχετική απόδοση αυτών έναντι των πλευρικών φορτίων (σεισμός, άνεμος). Αυτός κατηγοριοποίησε τα κτήρια που είχαν κατασκευαστεί από ωπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα, αλλά και τα σύμμικτα με βάση τον αριθμό των ορόφων και δημιούργησε γραφήματα κατά τέτοιο τρόπο ώστε το μέγιστο ύψος που θα επιλεγεί να διαθέτει ταυτόχρονα και την απαιτούμενη δομική απόδοση (Gupta, 2020).



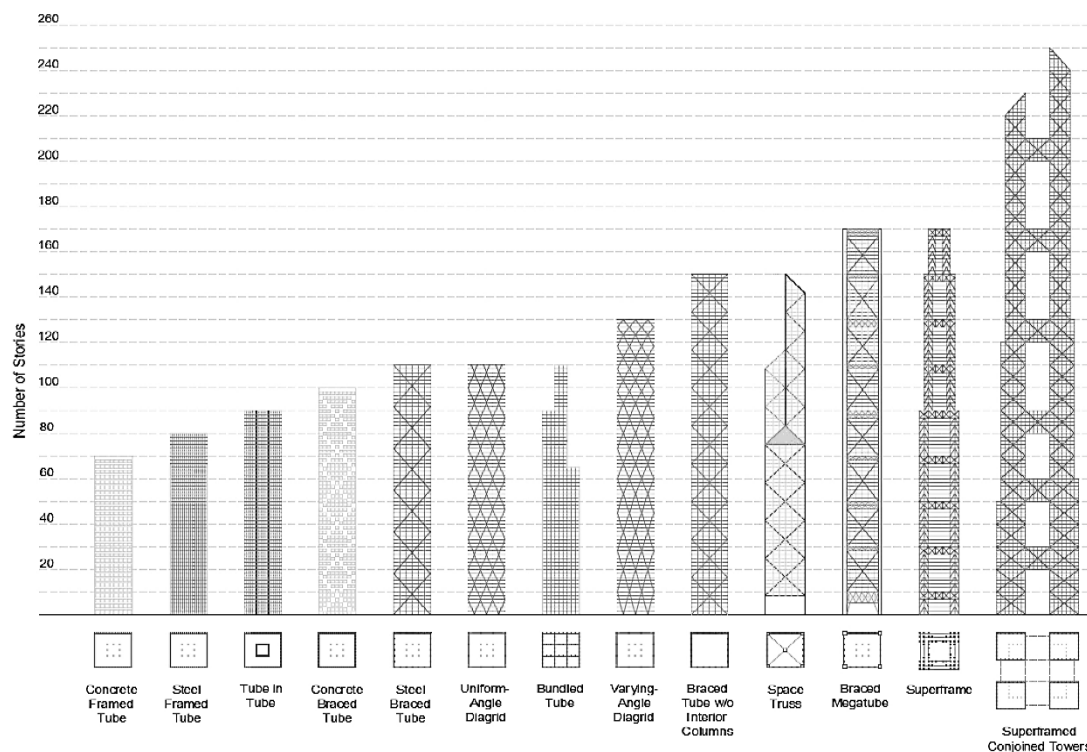
Εικόνα 5.1: Ταξινόμηση δομικών συστημάτων από χάλυβα, ωπλισμένο σκυρόδεμα και σύμμικτα με βάση τον αριθμό των ορόφων, Fazlur Khan

5.1.1 Εσωτερικά και εξωτερικά δομικά συστήματα

Το 1969, τα γραφήματα του Khan βελτιώθηκαν, ενώ το 1973 και το 1974 εξελίχθηκαν ακόμη περαιτέρω. Πιο συγκεκριμένα, παρουσιάστηκαν από ερευνητές νέα δομικά συστήματα για υπερύψηλες κατασκευές, τα οποία και πραγματοποιήθηκαν στην πράξη. Τα συστήματα αυτά διακρίνονται σε δύο (2) κύριες κατηγορίες, στα εσωτερικά και εξωτερικά (Εικόνες 5.2, 5.3). Σε αντίθεση με το γράφημα του Khan που δε διακρίνεται με σαφήνεια ποια συστήματα κατασκευάζονται από χάλυβα και ποια από σκυρόδεμα, σε αυτά των ερευνητών συμπεριελήφθησαν με απόλυτα κατανοητό τρόπο τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή αυτών των συστημάτων, ενώ προσέθεσαν και τα σύμμικτα. Για αυτά τα στατικά συστήματα, στα γραφήματα αναγράφονται ποιος είναι ο μέγιστος αριθμός ορόφων με τα οποία μπορούμε να κατασκευάσουμε ένα κτήριο όπου ταυτόχρονα θα αντιστέκεται με ικανοποιητικό τρόπο στις ανεμοπιέσεις και το σεισμό. Όσον αφορά τα μέλη που χρησιμοποιούνται για την ανέγερση της κατασκευής και που έχουν έναν κομβικό ρόλο στην αντιμετώπιση των πλευρικών φορτίων, συνήθως τοποθετούνται στο εσωτερικό ή περιμετρικά της δομής, ανάλογα με το εάν πρόκειται για εσωτερικό ή εξωτερικό σύστημα. Τέλος, ένα κρίσιμος παράγοντας είναι ο λόγος ύψους προς πλάτος (aspect ratio) και ο οποίος δε θα πρέπει να ξεπερνάει το 10, αλλά εξαρτάται φυσικά και από τις ειδικές συνθήκες που θα πρέπει να συνεκτιμηθούν κατά το σχεδιασμό (Gurta, 2020).



Εικόνα 5.2: Εσωτερικά δομικά συστήματα



Εικόνα 5.3: Εξωτερικά δομικά συστήματα

5.2 Δομικά συστήματα υψηλών κτηρίων

5.2.1 Καμπτόμενα πλαίσια (Moment-resisting frames)

Ένα καμπτόμενο πλαίσιο (ή πλαίσιο ροπής) αποτελείται από ένα σύνολο άκαμπτα συνδεδεμένων υποστυλωμάτων και δοκών που αντιστέκονται στις ροπές κάμψης και τις διατμητικές δυνάμεις μέσω της άκαμπτης πλαισιωτής λειτουργίας (για αυτό άλλωστε καλείται και ως «rigid frame»). Αυτό σημαίνει ότι η αντοχή του φορέα έναντι των πλευρικών φορτίων, δηλαδή του ανέμου και του σεισμού, εξαρτάται αποκλειστικά από την καμπτική στιβαρότητα (δυσκαμψία) και την αντοχή των μελών του (Gupta, 2020). Παρά το γεγονός ότι χάρη στη πλαισιωτή λειτουργία έχουμε αντίσταση έναντι των συγκεκριμένων φορτίων, αυτό δε συμβαίνει στα εύκαμπτα κτήρια (Hussain, 2010). Η στατική ανάλυση του συγκεκριμένου δομικού συστήματος γίνονταν με τη λεγόμενη “μέθοδο κατανομής ροπής” (moment distribution method) που επινοήθηκε από τον Hardy Cross. Πλέον, αυτό επιτυγχάνεται με τη μέθοδο άμεσης δυσκαμψίας (direct stiffness method) (Taranath B. S., 2011).

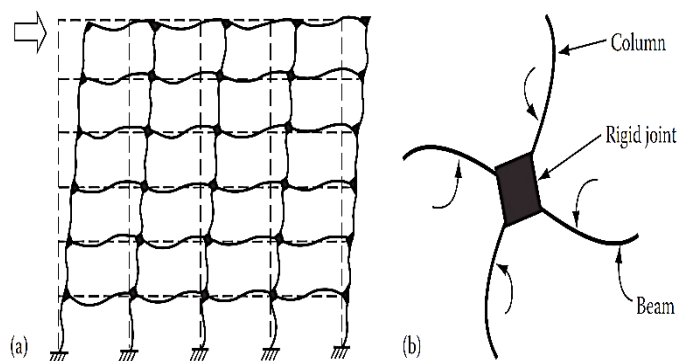
Στις πρώτες κατασκευές χρησιμοποιήθηκαν διατομές H, Λ και Z (κατά κύριο λόγο H). Οι συνδέσεις συνήθως περιελάμβαναν μεγάλα άκαμπτα κομβοελάσματα (gusset plates)

τα οποία συνδέονταν με τις δοκούς και τα υποστυλώματα με γωνιακά και ήλους (Taranath B. S., 2011).

Το δομικό αυτό σύστημα μπορεί να κατασκευαστεί από σκυρόδεμα, χάλυβα ή και να είναι σύμμικτο. Όμως, το δομικό υλικό που χρησιμοποιήσαν αρχικά σε μεγάλο βαθμό ήταν ο χάλυβας, καθώς η κατασκευή γίνεται με πιο γρήγορο ρυθμό, υπάρχει ευελιξία στο σχεδιασμό και τα κτήρια είναι αρκετά αποδοτικά μέχρι τους τριάντα (30) ορόφους, σε αντίθεση με το ωπλισμένο σκυρόδεμα που είναι μέχρι τους είκοσι (20). Ωστόσο, αργότερα άρχισε να επιλέγεται περισσότερο το σκυρόδεμα λόγω του ότι διαθέτε υψηλή αντοχή σε συνθήκες πυρκαγιάς, αλλά και χάρη στη μονολιθική του συμπεριφορά (Gupta, 2020). Στην περίπτωση του δομικού χάλυβα, το τελευταίο χαρακτηριστικό επιτυγχάνεται με την αύξηση της καμπτικής στερρότητας (ακαμψίας).

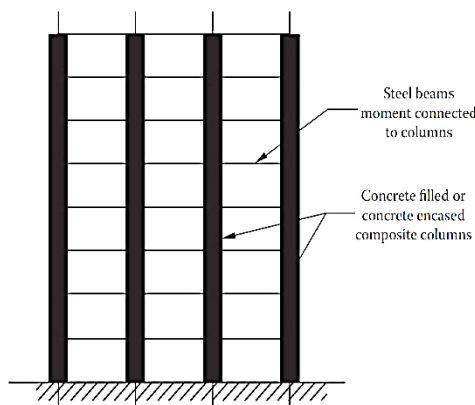
Βέβαια, αυτά τα δύο υλικά έχουν και κάποια μειονεκτήματα. Όσον αφορά το χάλυβα, αυτά είναι οι δαπανηρές συνδέσεις ροπής και το μεγάλο κόστος για πυροπροστασία. Αντίστοιχα, για το σκυρόδεμα έχουμε το γεγονός ότι η κατασκευή γίνεται με αργούς ρυθμούς και το μεγάλο κόστος του ξυλοτύπου (Gupta, 2020). Ένα ακόμη μειονέκτημα του συστήματος αυτού είναι ο ταυτόχρονος σχεδιασμός του συστήματος παραλαβής των ιδίων βαρών και γενικά των κατακόρυφων φορτίων και αυτού για την παραλαβή των πλευρικών φορτίων. Αυτό συμβαίνει γιατί αυτά τα δύο συστήματα ταυτίζονται. Επιπλέον, μεγάλο πρόβλημα αποτελεί ότι σε κάθε όροφο πρέπει να χρησιμοποιείται διαφορετικό σύστημα δαπέδου λόγω των διαφορετικών ροπών που αναπτύσσονται στα άκρα του (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).

Πάντως, υπάρχουν και τα καμπτόμενα πλαίσια με ημιάκαμπτες συνδέσεις των οποίων τα χαρακτηριστικά κυμαίνονται μεταξύ των άκαμπτων και απλών συνδέσεων. Η χρήση αυτών έχει ως αποτέλεσμα να περιορίζεται η ανάπτυξη των ροπών στα άκρα, όσο και να μειώνονται αυτές στο μεσαίο άνοιγμα σε δοκούς που επιβάλλονται κατακόρυφα φορτία. Αντίθετα, λόγω του γεγονός ότι η σύνδεση δεν είναι άκαμπτη, αυτό οδηγεί στο να προκαλούνται στροφές στα άκρα της δοκού (Cook, 2006).



Εικόνα 5.4: α) Συμπεριφορά καμπτόμενου πλαισίου υπό την επίδραση πλευρικών φορτίων, β) παραμόρφωση δοκού και υποστυλώματος λόγω κάμψης

Υπάρχει και η δυνατότητα για κατασκευή σύμμικτων καμπτόμενων πλαισίων τα οποία διακρίνονται σε τέσσερις κύριες κατηγορίες, στα συνήθη (Ordinary Moment Frames), τα ενδιάμεσα (Intermediate Moment Frames), τα ειδικά (Special Moment Frames) και τα ειδικά δικτυωτά (Special Truss Moment Frames). Αυτές οι 4 κατηγορίες προέκυψαν με βάση τις σεισμικές διατάξεις του AISC 341-05. Τα μεσαία και ειδικά καμπτόμενα πλαίσια πρέπει να πληρούν πολύ πιο αυστηρές απαιτήσεις σε σύγκριση με τα συνήθη. Σκοπός αυτών των δύο συστημάτων είναι η εξασφάλιση της πλάστιμης συμπεριφοράς στο ενδεχόμενο που ένα σεισμικό γεγονός ωθήσει τα κτήρια πέρα του ελαστικού ορίου. Πάντως, τα πρώτα σύμμικτα σχέδια αυτού του στατικού συστήματος περιελάμβαναν περιμετρικές συνδετήριες δοκούς από χάλυβα καθώς και σύμμικτα υποστυλώματα μέσω εγκιβωτισμού στο σκυρόδεμα. Τέλος, όσον αφορά τα πλευρικά φορτία, σε μη σεισμογενής περιοχές, όπως είναι λογικό δίνεται έμφαση στις ανεμοπιέσεις, ενώ για την ανέγερση σύμμικτων κατασκευών επιλέγονται χαλύβδινες δοκοί και σύμμικτα υποστυλώματα (γεμισμένα με σκυρόδεμα ή εγκιβωτισμένα σε αυτό) (Taranath B. S., 2011).



Εικόνα 5.5: Σύμμικτο πλαίσιο ροπής
(Πηγή: Taranath B. S., 2011)

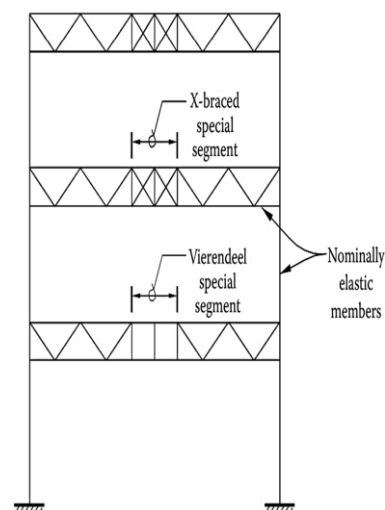
Στα συνήθη πλαίσια ροπής, ο σχεδιασμός των συνδέσεων γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να αναπτυχθεί η πλήρης ροπή ικανότητας των δοκών από χάλυβα, ενώ το συγκεκριμένο σύστημα λειτουργεί με τη λογική ότι ο σχεδιασμός των μελών και των συνδέσεων δεν πραγματοποιείται για τη μέγιστη πιθανή πλαστιμότητα (Taranath B. S., 2011).

Όσον αφορά την τρίτη κατηγορία, ο όρος “ειδικά” αναφέρεται στα χαρακτηριστικά των πλαισίων όπου απαιτείται ένας λεπτομερής σχεδιασμός στα μέλη και τις συνδέσεις με κύριο σκοπό τη μέγιστη πλαστιμότητα και ανθεκτικότητα στη διάρκεια του χρόνου (durability). Συνεπώς, προσφέρεται μία εξαιρετική απόσβεση ενέργειας και απόδοσης κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Στα πλεονεκτήματα αυτών ανήκει και το γεγονός ότι δεν παρεμβαίνουν στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό και αυτό οδηγεί στο να επιλέγονται κατά κόρον ως το κύριο δομικό σύστημα αντιμετώπισης των πλευρικών φορτίων. Τα σύμμικτα ειδικά καμπτόμενα πλαίσια είναι παρόμοια με αυτά των συνήθη, αλλά και με αυτά των SMF από ωπλισμένο σκυρόδεμα ή δομικό χάλυβα. Η λογική του σχεδιασμού αφορά καθαρά στον περιορισμό των ανελαστικών παραμορφώσεων στις δοκούς, αλλά και στο να παραμένουν τόσο οι συνδέσεις, όσο και τα υποστυλώματα ελαστικά ώστε να μη συμβεί διαρροή (Taranath B. S., 2011).

Στο σύστημα IMF, πραγματοποιούνται συνδέσεις ροπής οι οποίες έχουν προκύψει από δοκιμές. Η επαρκής ικανότητα πλαστικής στροφής για τις συγκεκριμένες συνδέσεις μειώνεται στα 0.02 rad κυρίως για λόγους πλαστιμότητας. Βέβαια, αυτό το σύστημα στις υψηλότερες σεισμικές κατηγορίες σχεδιασμού δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί στο έπακρο λόγω των απαιτήσεων που υπάρχουν στον αντισεισμικό σχεδιασμό (seismic design). Αντίστοιχα, για το SFM η τιμή αυτή είναι 0.04 rad (Taranath B. S., 2011).

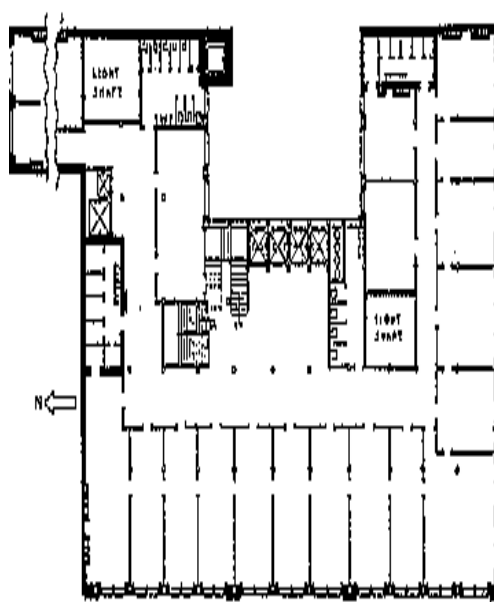
Το στατικό σύστημα STMF αποτελείται από δικτύωματα με οριζόντια πέλματα που συνδέονται άκαμπτα με τις δοκούς και τα υποστυλώματα, ενώ, εκ φύσεως, είναι εφικτό να αντισταθεί στις πλευρικές μετακινήσεις. Ομοίως με το IMF, υπάρχουν περιορισμοί ως προς το άνοιγμα και το στατικό ύψος του δικτύωματος, δηλαδή η απόσταση από την πάνω διατομή (top chord) έως και την κάτω (bottom chord), σε κατηγορίες υψηλής σεισμικότητας. Όταν επιλέγεται το συγκεκριμένο σύστημα, ένα ειδικό τμήμα του δικτύωματος σχεδιάζεται για να παρέχει ένα μηχανισμό διαρροής, ενώ τα στοιχεία αυτού στο εξωτερικό μέρος του τμήματος σχεδιάζονται έτσι ώστε να μπορούν να παραμένουν ελαστικά. Για να γίνουμε πιο κατανοητοί, τα στοιχεία του συγκεκριμένου δικτύωματος σχεδιάζονται και κατασκευάζονται με αυτό το τμήμα με τέτοιο τρόπο

προκειμένου να είναι πάντα τοποθετημένο στο μεσαίο άνοιγμα για να περιορισθεί η λεγόμενη “gravity shear”, δηλαδή ο λόγος της διατμητικής τάσης που οφείλεται στα φορτία βαρύτητας (κατακόρυφα φορτία) προς την ονομαστική τάση λόγω του δομικού χάλυβα και του σκυροδέματος. Για το συγκεκριμένο τμήμα, μπορούν να χρησιμοποιηθούν X-σύνδεσμοι ή ακόμη και δοκοί τύπου Vierendeel (Εικόνα 5.6), ενώ εάν επιτευχθεί ο κατάλληλος σχεδιασμός, είναι πιθανό να αντιστέκεται στις μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις. Πάντως, η απόσβεση ενέργειας επιτυγχάνεται μέσω της καμπτικής και αξονικής διαρροής στους κορμούς των μελών, κάτι το οποίο εξαρτάται από το ποιος θα είναι ο τύπος του ειδικού αυτού τμήματος που θα χρησιμοποιηθεί (Taranath B. S., 2011).



Εικόνα: 5.6 Ειδικά δικτυωτά καμπτόμενα πλαίσια
(Πηγή: Taranath B.S., 2011)

Χαρακτηριστικότερα παραδείγματα καμπτόμενων πλαισίων αποτελούν ο πατέρας των ουρανοξυστών το Home Insurance Building ύψους 42 μέτρων καθώς και η Μασονική Στοά. Κάποιες ακόμη υψηλές κατασκευές που αξίζει να αναφέρουμε είναι το BAM, το Ingalls Building και το Lever House στις Η.Π.Α. με συνολικό ύψος 85, 65 και 94 m αντίστοιχα. Τέλος, στην κατηγορία αυτή ανήκει και το Tokyo Marine Building με ύψος 118 m το οποίο βρίσκεται στην Ιαπωνία (Ali & Moon, 2018).



Εικόνα 5.7: Home Insurance Building, Σικάγο, κάτοψη

5.2.2 Σύστημα διατμητικού τοιχώματος (shear wall system)

Τα υψηλά κτήρια είναι απαραίτητο να διαθέτουν επαρκή πλευρική δυσκαμψία και αντοχή προκειμένου να μειώσουν την πλευρική ταλάντωση σε ένα αποδεκτό όριο ώστε να μη δημιουργηθεί πρόβλημα κατά τη διάρκεια των ανεμοπιέσεων ή του σεισμού. Τα διατμητικά τοιχώματα κατασκευάζονται κατά κύριο λόγο από ωπλισμένο σκυρόδεμα και αποτελούν μία καλή επιλογή καθώς όταν οι όροφοι ξεπεράσουν τους 30, τότε το πλαίσιο ροπής δεν επαρκεί ώστε να αντιμετωπισθούν τα πλευρικά φορτία. Βέβαια, εάν συνδυαστούν τα διατμητικά τοιχώματα με τα καμπτικά πλαίσια, υπάρχει η δυνατότητα κατασκευής ενός φορέα με ακόμη περισσότερους ορόφους. Πρέπει να αναφερθεί ότι ο όρος “διατμητικό” δεν έχει καμία σχέση με το ότι η διάτμηση είναι αυτή που χρήζει διερεύνησης στο συγκεκριμένο στατικό σύστημα, ιδίως όταν χρησιμοποιηθούν λεπτά τοιχώματα σε ένα πολύ υψηλό κτήριο (Etemad & Tiwary, 2019).

Στα διατμητικά τοιχώματα, επειδή αυτά λειτουργούν με παρόμοιο τρόπο όπως ο πρόβολος, πρέπει να δίδεται ιδιαίτερη έμφαση στις παραμορφώσεις λόγω κάμψης. Με τη χρήση των διατμητικών τοιχωμάτων αυξάνεται η πλευρική δυσκαμψία και η αντοχή των υψηλών κατασκευών, ενώ έχουν τη δυνατότητα να αντιστέκονται στον άνεμο και το σεισμό λόγω της αξονικής, διατμητικής και καμπτικής τους δράσης. Αυτό σημαίνει ότι μπορούν να αντισταθούν με αποτελεσματικό τρόπο στις αξονικές, διατμητικές και στρεπτικές παραμορφώσεις. Ακόμη, χρησιμοποιώντας το συγκεκριμένο σύστημα, μειώνεται η καμπτική ροπή και η διατμητική δύναμη στα υποστυλώματα και τις δοκούς με αποτέλεσμα να απαιτούνται μικρότερες διαστάσεις αυτών των δύο, κάτι που οδηγεί στην αύξηση της ελεύθερης επιφάνειας. Παρά το γεγονός ότι τα διατμητικά τοιχώματα διαθέτουν μεγάλη επίπεδη δυσκαμψία και αντοχή, αυτό όμως δεν ισχύει και για εκτός του επιπέδου. Έτσι, πρέπει να τοποθετούνται σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις ώστε να αντισταθούν στα φορτία του ανέμου σε κάθε κατεύθυνση (Etemad & Tiwary, 2019).

Για το λόγο αυτό, το σχήμα και η θέση του διατμητικού τοιχώματος συμβάλλουν σε σημαντικά στη συνολική απόδοση της κατασκευής. Όταν το συγκεκριμένο σύστημα επιλέγεται για την αντιμετώπιση τόσο του σεισμού, όσο και του ανέμου, θα πρέπει να τοποθετηθούν σε όλο το ύψος του κτηρίου έτσι ώστε να αποφευχθεί κυρίως ο μαλακός όροφος (Etemad & Tiwary, 2019). Βέβαια, σε μία τέτοια περίπτωση, είναι αδύνατο να πραγματοποιηθούν επεμβάσεις στην εσωτερική διαρρύθμιση. Στα μειονεκτήματα του συστήματος συγκαταλέγεται και ο περιορισμός στο σχεδιασμό λόγω της ύπαρξης των διατμητικών τοιχωμάτων (Gupta, 2020). Κάτι εξίσου σημαντικό αφορά το πάχος των

διατμητικών τοιχωμάτων και πιο συγκεκριμένα αυτό μπορεί να είναι έως 500 mm, αλλά σε κάποιες ιδιαίτερες περιπτώσεις επιλέγονται και μεγαλύτερες τιμές. Γενικότερα, τα διατμητικά τοιχώματα αποτελούν μία εξαιρετική επιλογή όταν να λειτουργούν ως ο πυρήνας της κατασκευής.

Δύο κτήρια που κατασκευάστηκαν με το συγκεκριμένο στατικό σύστημα είναι το 211 South Wacker Drive στο Σικάγο με ύψος 204 m και το Casselden Place με 157 m και στα οποία έχουν τοποθετηθεί και αρθρωτά πλαίσια.



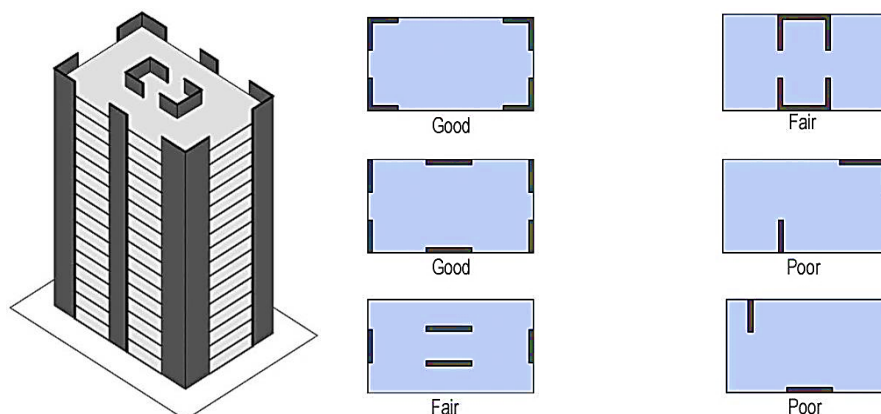
Εικόνα 5.8: α) Casselden Place, Μελβούρνη, Αυστραλία, β) 311 South Wacker Drive, Σικάγο, Η.Π.Α.

5.2.2.1 Βέλτιστη θέση διατμητικών τοιχωμάτων

Αξίζει να αναφερθεί ότι το γεωμετρικό σχήμα, ο προσανατολισμός και η διαμόρφωση των διατμητικών τοιχωμάτων αποτελούν κύρια χαρακτηριστικά για την αντιμετώπιση της ροπής ανατροπής (overturning moment), της στρεπτικής ροπής και της διατμητικής δύναμης. Επίσης, σημαντικός παράγοντας είναι και η εύρεση της ιδανικής θέσης των διατμητικών τοιχωμάτων για τη συνολική απόδοση της δομής. Σε γενικές γραμμές, τα τοιχώματα αυτά τοποθετούνται περιμετρικά, εσωτερικά ή στο κέντρο του κτηρίου έτσι ώστε να αυξηθεί η δυσκαμψία και η αντοχή και ταυτόχρονα να μειωθεί η εγκάρσια μετακίνηση, αλλά φυσικά και οι καμπτικές και διατμητικές δυνάμεις στις δοκούς και τα υποστυλώματα (Etemad & Tiwary, 2019).

Επιπλέον, δύο παράγοντες που είναι κομβικοί στον αντισεισμικό σχεδιασμό είναι τα διαφράγματα και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος. Η θέση των διατμητικών τοιχωμάτων δεν

εξαρτάται από την κάτοψη, αλλά όταν αυτή είναι τετραγωνική ή ορθογωνική, τότε αυτά προτείνεται να τοποθετηθούν στις γωνίες της κατασκευής (Etemad & Tiwary, 2019).



Εικόνα 5.9: Πλαίσιο με διατμητικά τοιχώματα και επιλογές διάταξης διατμητικών τοιχωμάτων

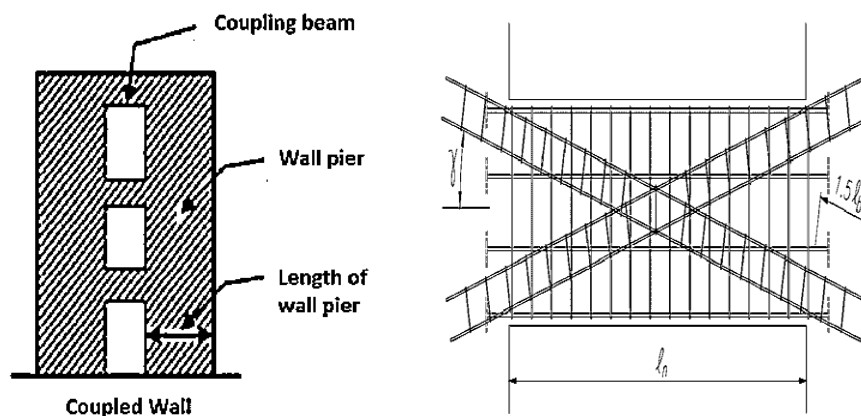
5.2.2.2 Διατομές διατμητικών τοιχωμάτων

Στο σύστημα με διατμητικά τοιχώματα, υπάρχει η δυνατότητα κατασκευής διαφορών ειδών σχημάτων για την αντίσταση έναντι των πλευρικών φορτίων και για να παρέχουν ευστάθεια στην κατασκευή. Η επιλογή αυτή εξαρτάται καθαρά από τις δομικές και αρχιτεκτονικές απαιτήσεις. Ακόμη, το πάχος του διατμητικού τοιχώματος καθορίζεται από τους κώδικες και από την απαίτηση του δομικού σχεδιασμού για να ικανοποιήσει την εργασιμότητα και τη λειτουργικότητα. Πάντως, τα πιο συνηθισμένα σχήματα που χρησιμοποιούνται είναι το ορθογωνικό, το τετραγωνικό, το εξαγωνικό, το τριγωνικό, καθώς και άλλων διαφορών μορφών, όπως L, U, H, W και I (Etemad & Tiwary, 2019).

5.2.2.3 Ζεύγη διατμητικών τοιχωμάτων (Coupled shear wall)

Στην περίπτωση που συνδεθούν δύο μεμονωμένα διατμητικά τοιχώματα από μία δοκό, τότε έχουμε να κάνουμε με ένα ζεύγος διατμητικών τοιχωμάτων, δηλαδή συζευγμένα διατμητικά τοιχώματα (coupled shear wall), ενώ αυτή ονομάζεται δοκός σύζευξης. Το στατικό ύψος και η αντοχή της επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό την απόδοση αυτών των τοιχωμάτων. Όταν έχουμε μία δοκό σύζευξης με μικρότερο στατικό ύψος και αντοχή, τότε υπάρχει το ενδεχόμενο να προκληθούν προβλήματα σε αυτά τα δύο διατμητικά τοιχώματα, καθώς μειώνεται η διατμητική και η καμπτική τους ικανότητα. Συνεπώς, αυτές οι δύο παράμετροι της δοκού (στατικό ύψος και αντοχή) πρέπει να συμφωνούν με τις απαιτήσεις με βάση τους κανονισμούς. Πάντως, όταν τα διατμητικά τοιχώματα ενώνονται μεταξύ τους, η αντοχή τους είναι μεγαλύτερη σε σύγκριση με αυτή των μεμονωμένων, κάτι το οποίο συμβαίνει γιατί η δοκός σύζευξης περιορίζει την κάμψη

προβόλου αυτών των δύο μεμονωμένων τοιχωμάτων (Etemad & Tiwary, 2019). Τέλος, ένα παράδειγμα ζεύγους διατμητικών τοιχωμάτων αποτελεί το κτήριο Metropolitan Tower στις Η.Π.Α το οποίο διαθέτει 68 ορόφους και συνολικό ύψος 218 μέτρα.



Εικόνα 5.10: α) Ζεύγη διατμητικών τοιχωμάτων, β) διαγώνιος οπλισμός δοκού σύζευξης

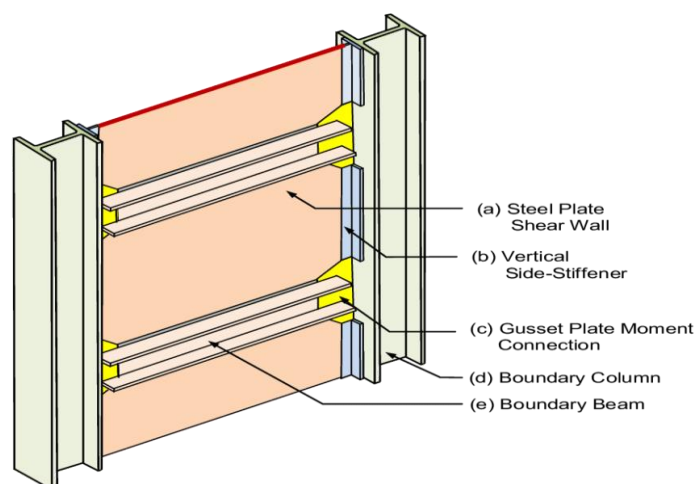
5.2.2.4 Χαλύβδινα διατμητικά τοιχώματα (Steel plate shear wall)

Τα χαλύβδινα διατμητικά τοιχώματα (Χ.Δ.Τ.) αποτελούνται από υποστυλώματα, δοκούς και χαλύβδινα ελάσματα. Τα συστήματα αυτά μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως ανεξάρτητα επίπεδα τοιχώματα, ως συζευγμένα τοιχώματα που συνδέονται με δοκούς σύζευξης καθώς και ως διασυνδεδεμένα τοιχώματα προκειμένου να προκύψει ένα τρισδιάστατο σύστημα. Βέβαια, υπάρχει και το ενδεχόμενο να επιλεγεί ένα διπλό σύστημα στο οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί και ένα καμπτόμενο πλαίσιο ώστε να αντιμετωπισθούν οι πιθανές σεισμικές δράσεις που θα αναπτυχθούν κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Το χαλύβδινο λεπτότοιχο έλασμα προσφέρει διατμητική αντίσταση, ενώ είναι δυνατό είτε να ενισχυθεί, δηλαδή να τοποθετηθούν κοχλίες ή ήλοι, είτε όχι. Στην πρώτη περίπτωση, αυτό γίνεται για να μην προκληθεί λυγισμός στο έλασμα πριν από τη διατμητική διαρροή. Όσον αφορά το δεύτερο ενδεχόμενο, ο σχεδιασμός γίνεται με σκοπό το έλασμα να υποστεί λυγισμό, αλλά να αξιοποιηθεί η εφελκυστική δράση. Έπειτα από δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν, αυτές έδειξαν ότι το Χ.Δ.Τ. αποτελεί ένα εξαιρετικό σύστημα έναντι των σεισμικών δράσεων λόγω της καμπτικής στερρότητας και της πλαστιμότητας που διαθέτει, αλλά και γιατί έχει τη δυνατότητα απόσβεσης μεγάλης ποσότητας ενέργειας (Taranath B. S., 2011).

Στις περιοχές που δεν προκαλούνται σεισμοί, το σύστημα δε θα παρουσιάσει σοβαρές ανελαστικές παραμορφώσεις, κατά το σχεδιασμό δε θα ασχοληθούμε με τις σεισμικές διατάξεις και ο συντελεστής συμπεριφοράς R ή q θα ισούται το πολύ με 3. Οι δυνάμεις

που καθορίζονται από την ανάλυση, είναι εφικτό να χρησιμοποιηθούν με σκοπό να προσδιορισθούν τα μεγέθη της δοκού, του στύλου και του κορμού του ελάσματος (web plate). Το τελευταίο στοιχείο, από τη στιγμή που δε μας απασχολούν οι σεισμικές δράσεις, δε χρειάζεται να διαρρεύσει πλήρως. Αξίζει να αναφερθεί ότι καλείται «web plate» διότι το έλασμα συνδέεται με τις δοκούς και τα υποστρώματα. Σε γενικές γραμμές, ότι έχει να κάνει με το σχεδιασμό, τα πέλματα είναι μη ενισχυμένα και εύκαμπτα. Έτσι, είναι δυνατό να αντισταθούν σε μεγάλες εφελκυστικές δυνάμεις, αλλά σχεδόν καθόλου σε θλιπτικές (Taranath B. S., 2011).

Τέλος, στις περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα, μία επιθυμητή επιλογή είναι το Χ.Δ.Τ. Πρόκειται για ένα ιδανικό σύστημα σε τέτοιες περιπτώσεις και για αυτό άλλωστε καλείται και ως “High - Seismic System”. Αυτό σημαίνει ότι θα προκύψουν μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις και θα πρέπει να πραγματοποιηθεί ο κατάλληλος αντισεισμικός σχεδιασμός καθώς και να επιλεγεί ένας συντεστής με $R > 3$ (Taranath B. S., 2011)

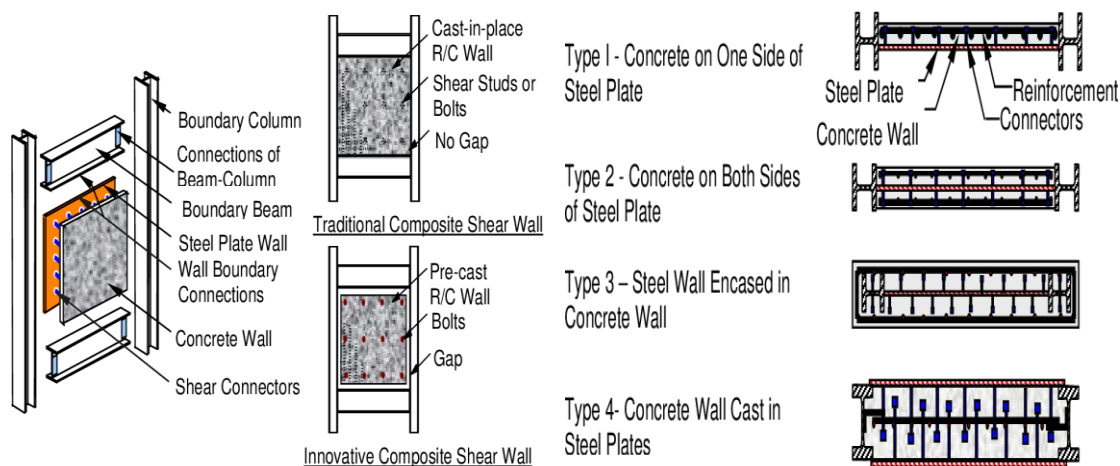


Εικόνα 5.11: Σύγχρονο μεταλλικό διατμητικό τοίχωμα

5.2.2.5 Σύμμικτα διατμητικά τοιχώματα

Τα σύμμικτα διατμητικά τοιχώματα χρησιμοποιούνται κατά κόρον στα υψηλά κτήρια της Ιαπωνίας και τα οποία είχαν μία εξαιρετική συμπεριφορά κατά το σεισμό του Kobe. Αυτά, αποτελούνται από μία μεταλλική πλάκα όπου γίνεται σκυροδέτηση μόνο από τη μία πλευρά ή από μία μεταλλική πλάκα πλήρως εγκιβωτισμένη στο σκυρόδεμα ή και από δύο εξωτερικές μεταλλικές πλάκες με ενδιάμεσο έγχυτο σκυρόδεμα. Απαιτείται ιδιαίτερη έμφαση και προσοχή στη διαμόρφωση του άκρου καθώς λειτουργεί ως “πέλμα”, ενώ αναλαμβάνει και τη ροπή ανατροπής που ασκείται στο διατμητικό

τοιχώμα. Για να συμβεί αυτό, θα πρέπει είτε να επιλεγεί μία χαλύβδινη διατομή, είτε ένα κρυφό υποστύλωμα από σκυρόδεμα. Όσον αφορά την σύμμικτη λειτουργία, αυτή εξασφαλίζεται με χρήση διατμητικών συνδέσμων που συγκολλούνται στις μεταλλικές πλάκες. Χάρη στη χρήση του ωπλισμένου σκυροδέματος, αποφεύγεται ο διατμητικός λυγισμός στις χαλύβδινες πλάκες. Καταληκτικά, τα σύμμικτα διατμητικά τοιχώματα μπορούν να τοποθετηθούν τόσο σε νέες κατασκευές, όσο και σε υφιστάμενες (Βάγιας, Ερμόπουλος, & Ιωαννίδης, 2013).



Εικόνα 5.12: Κύρια στοιχεία και διατομές σύμμικτων διατμητικών τοιχωμάτων

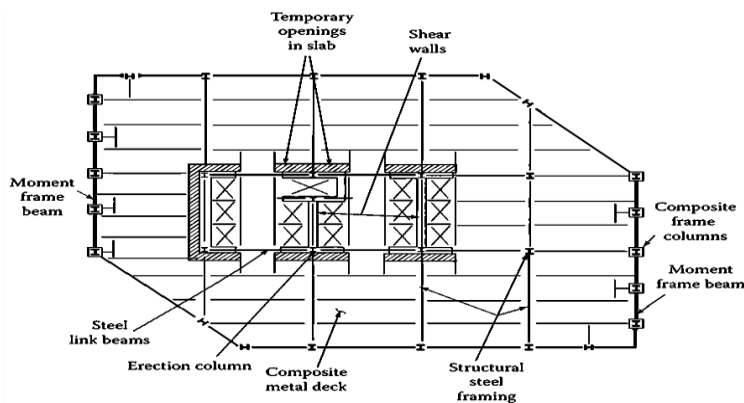
5.3 Σύστημα αλληλεπίδρασης διατμητικού τοιχώματος - καμπτόμενου πλαισίου (Shear wall – moment / rigid frame interaction system)

Τα διατμητικά τοιχώματα από ωπλισμένο σκυρόδεμα εξαιρέθηκαν από τα σημερινά γραφήματα λόγω της ανάπτυξης του συστήματος «shear wall-moment / rigid frame interaction system». Πάντως, το σύστημα αυτό αποτελεί ένα από τα πιο κοινά που χρησιμοποιούνται για την αντιμετώπιση των πλευρικών φορτίων (Ali & Moon, 2018). Στο συγκεκριμένο σύστημα, το πλαίσιο αποκρίνεται σε διατμητική λειτουργία στα πλευρικά φορτία, ενώ στα διατμητικά τοιχώματα αυτό συμβαίνει κάμπτοντας ως πρόβολος. Σε αυτό το σύστημα, τα υποστυλώματα και οι δοκοί συνδέονται άκαμπτα μεταξύ τους με σκοπό να παρέχεται η απαιτούμενη καμπτική αντοχή στους κόμβους. Η λογική του υπό μελέτη συστήματος έχει ως εξής (Etemad & Tiwary, 2019):

Διατμητικό τοίχωμα ωπλισμένου σκυροδέματος (concrete shear wall) + χαλύβδινο ή από ωπλισμένο σκυρόδεμα καμπτόμενο πλαίσιο (steel / concrete moment frame) = Διατμητικό τοίχωμα / καμπτόμενα πλαίσια (Fareed, 2010).

Βέβαια, μόνο εύκολο δεν είναι να προβλεφθεί η ακριβής λειτουργία αυτών των δύο συστημάτων, καθώς σε ένα υψηλό κτήριο η πλευρική δυσκαμψία τους ποικίλλει όσον αφορά το ύψος. Η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων και το στατικό ύψος των δοκών επηρεάζουν αρκετά τη συμπεριφορά του πλαισίου. Στην περίπτωση που έχουμε μία μικρή απόσταση μεταξύ αυτών και σχετικά υψίκορμες συνδετήριες δοκούς, το πλαίσιο αποκρίνεται με μία καμπτική λειτουργία, ενώ όταν το στατικό σύστημα του διατμητικού τοιχώματος διαθέτει μεγάλο άνοιγμα, τότε συμπεριφέρεται με διατμητική λειτουργία (Etemad & Tiwary, 2019). Όσον αφορά τα ανοίγματα, ένα προτεινόμενο εύρος είναι από 6 έως 9 m (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).

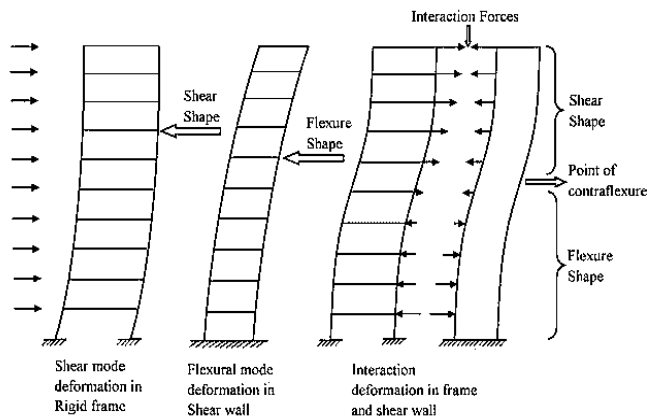
Το σύστημα διατμητικού τοιχώματος-πλαισίου είναι κατάλληλο για κατασκευές που δε διαθέτουν μεγάλους πυρήνες με κύριο σκοπό να αντισταθούν στα πλευρικά φορτία. Συνήθως, τα καμπτόμενα πλαίσια κατασκευάζονται από χάλυβα διότι το κόστος του ξυλοτύπου για σύμμικτα εσωτερικά υποστυλώματα ξεπερνάει κατά ένα πολύ μεγάλο ποσοστό τα πλεονεκτήματα που αποκτήθηκαν από την πρόσθετη αντοχή και ακαμψία. Η τοποθέτηση ξυλοτύπου γύρω από τα εξωτερικά υποστυλώματα, σε αντίθεση με τα εσωτερικά, αποτελεί μία πολύ απλή διαδικασία, ενώ είναι εφικτό να πραγματοποιηθεί και χύτευση σκυροδέματος στις εξωτερικές συνδετήριες δοκούς (Taranath B. S., 2011).



Εικόνα 5.13: Αλληλεπίδραση διατμητικού τοιχώματος-καμπτόμενου πλαισίου, κάτοψη
(Πηγή: Taranath B. S., 2011)

Γενικά, είναι αρκετά δύσκολο να προβλεφθεί η ακριβής συμπεριφορά αυτών των δύο συστημάτων υπό την επίδραση ανεμοπιέσεων ή σεισμού. Πάντως, χάρη στη ανάπτυξη των λογισμικών, δόθηκε η δυνατότητα έτσι ώστε να μελετηθεί η συμπεριφορά των πολύροφων και σύνθετων κατασκευών. Πριν την ύπαρξη αυτών των τρισδιάστατων προγραμμάτων, τα διατμητικά τοιχώματα έπρεπε να σχεδιαστούν για το 75% των

συνολικών πλευρικών φορτίων, ενώ το υπόλοιπο 25% να το αναλάβουν τα πλαίσια. Πλέον, χάρη στην ευελιξία που προσφέρουν τα λογισμικά, η κατανομή των φορτίων γίνεται με βάση τη σχετική δυσκαμψία του διατμητικού τοιχώματος καθώς και του πλαισίου (Etemad & Tiwary, 2019).



Εικόνα 5.14: Αλληλεπίδραση διατμητικού τοιχώματος-καμπτόμενου πλαισίου

Σήμερα, δε χρησιμοποιούνται σε τόσο μεγάλο βαθμό όσο παλαιότερα καθώς έχουν ανακαλυφθεί άλλα πιο αποτελεσματικά δομικά συστήματα, αλλά κυρίως εξαιτίας της απαίτησης για πολλές άκαμπτες συνδέσεις, με αποτέλεσμα να αυξάνεται αρκετά το συνολικό κόστος. Βέβαια, κάποιες φορές, μπορεί να επιλεγεί κυρίως για αισθητικούς λόγους διότι δεν παρεμβαίνουν στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό, όπως συμβαίνει με τους συνδέσμους δυσκαμψίας (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).

Παραδείγματα αυτού του συστήματος είναι το 77 West Wacker Drive και το Cook County Administration Building στο Σικάγο, τα οποία διαθέτουν ύψος 204 και 145 m αντίστοιχα και έχουν κατασκευαστεί από ωπλισμένο σκυρόδεμα (Ali & Moon, 2018).



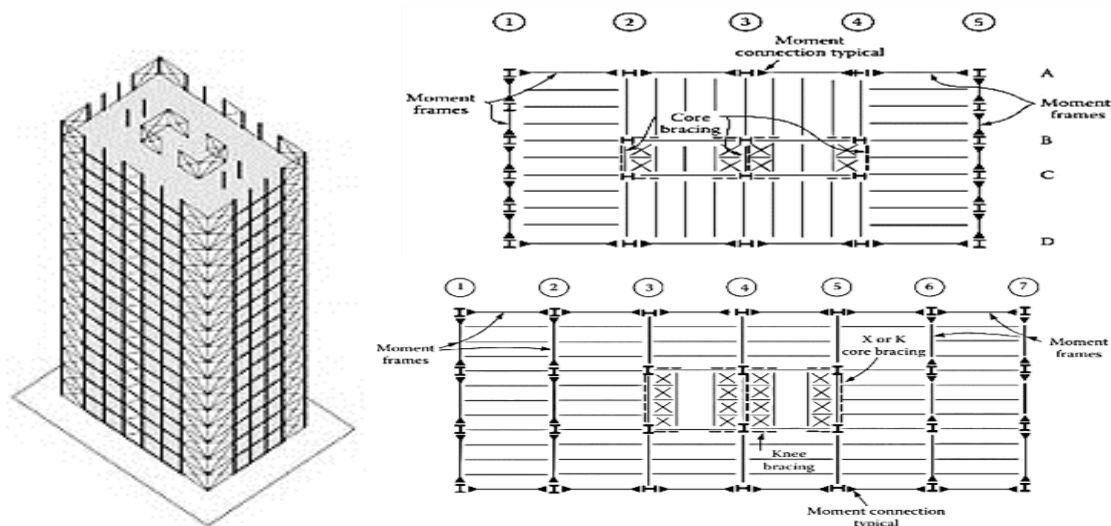
Εικόνα 5.15: α) 77 West Wacker Drive, αέτωμα στην κορυφή, β) Cook County Administration Building / Brunswick Building, Σικάγο

5.4 Σύστημα αλληλεπίδρασης καμπτόμενου πλαισίου / διατμητικού τοιχώματος-ενισχυμένου πλαισίου (Moment frame / shear wall-braced frame interaction system)

Έχει παρατηρηθεί ότι και σε κτήρια με σχετικά μικρό ύψος (15-20 ορόφους) υπάρχει το ενδεχόμενο να χρησιμοποιηθούν ισχυρά υποστυλώματα όταν η πλευρική ενίσχυση συμβαίνει μόνο στο δομικό πυρήνα. Αυτό συνήθως προκύπτει λόγω του περιορισμένου διαθέσιμου στατικού ύψους των συνδέσμων. Βέβαια, λόγω των μεγάλων ανυψωτικών δυνάμεων που θα αναπτυχθούν στα υποστυλώματα των ενισχυμένων πλαισίων, είναι αρκετά πιθανό να προκληθούν προβλήματα στο σχεδιασμό (μελέτη) της θεμελίωσης. Μία ιδανική και οικονομική λύση, έτσι ώστε να αποφευχθούν αυτές οι μη επιθυμητές καταστάσεις, αποτελεί η αλληλεπίδραση ενισχυμένων (δύσκαμπτων) και καμπτόμενων πλαισίων. Αν και στα καμπτόμενα πλαίσια θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν υψίκορμες δοκοί, είναι μία πιο αποδεκτή δομική λύση σε σύγκριση με αυτή των πρόσθετων υποστυλωμάτων διότι θα παρέμβουν στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό και θα μειωθούν οι ελεύθερες επιφάνειες. Μία ακόμη ιδέα που θα μπορούσε να πραγματοποιηθεί αφορά τη χρήση υψίκορμων συνδετήριων δοκών, αλλά και υποστυλωμάτων που βρίσκονται σε μικρή απόσταση μεταξύ τους γιατί σε ένα τέτοιο ενδεχόμενο τα κατακόρυφα μέλη δε θα παρέμβουν στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό, ενώ οι δοκοί δεν είναι απαραίτητο να διαθέτουν μικρή κρέμαση για τη διέλευση των διαφόρων εγκαταστάσεων (π.χ. αγωγοί κλιματισμού). Επίσης, εφικτό θα ήταν να πραγματοποιηθεί σύνδεση ροπής στις δοκούς μεταξύ του ενισχυμένου πυρήνα και των εξωτερικών υποστυλωμάτων ώστε αυτές να λειτουργήσουν ως ζυγοστάτες (outriggers) με σκοπό να μειωθεί η κάμψη των πλαισίων που διαθέτουν δικτυωτούς συνδέσμους (Taranath B. S., 2011).

Όσον αφορά τις εύκαμπτες κατασκευές με λόγο ύψους προς πλάτος πάνω από 6, το συγκεκριμένο σύστημα γίνεται αντιοικονομικό όταν οι σύνδεσμοι χρησιμοποιηθούν μόνο στο δομικό πυρήνα. Πάντως, μία πιο ορθή επιλογή θα ήταν να τοποθετήσουμε τα συγκεκριμένα δομικά στοιχεία σε όλο το πλάτος της κατασκευής. Το πλήρες στατικό ύψος της διατομής των διαγωνίων συνδέσμων δύσκαμψιας θα προκύψει είτε στο εσωτερικό, είτε στο εξωτερικό της κατασκευής, κάτι που εξαρτάται καθαρά από τις προτιμήσεις των αρχιτεκτόνων. Ακόμη, αυτά είναι εφικτό να πάρουν τη μορφή ενός τεράστιου συνδέσμου (giant brace), ενώ τόσο οι διατμητικές, όσο και οι δυνάμεις ανατροπής μπορούν να αντιμετωπισθούν με την ανάπτυξη αξονικών δυνάμεων στα δικτυωτά μέλη. Σε τέτοιες περιπτώσεις, συνηθίζεται η χρήση ενός δευτερεύοντος συνδέσμου δύσκαμψιας έτσι ώστε να μεταβιβάζει τα φορτία λόγω του σεισμού ή του

ανέμου στον τεράστιο αυτόν σύνδεσμο. Αυτός, είναι πιθανό να έχει, παραδείγματος χάρη, μορφή σχήματος K και να εκτείνεται στο εσωτερικό του κτηρίου, που σημαίνει ότι θα δημιουργηθούν κεκλιμένα υποστυλώματα. Βέβαια, κάτι τέτοιο είναι χρήσιμο να προκύψει όταν το σύστημα δε διαθέτει την απαιτούμενη δομική αποτελεσματικότητα. Καταληκτικά, η αλληλεπίδραση μεταξύ αυτών των δύο συστημάτων ελέγχεται μέσω της μεταβολής της δυσκαμψίας τους με στόχο ένα πιο οικονομικό φέρον σύστημα (Taranath B. S., 2011).



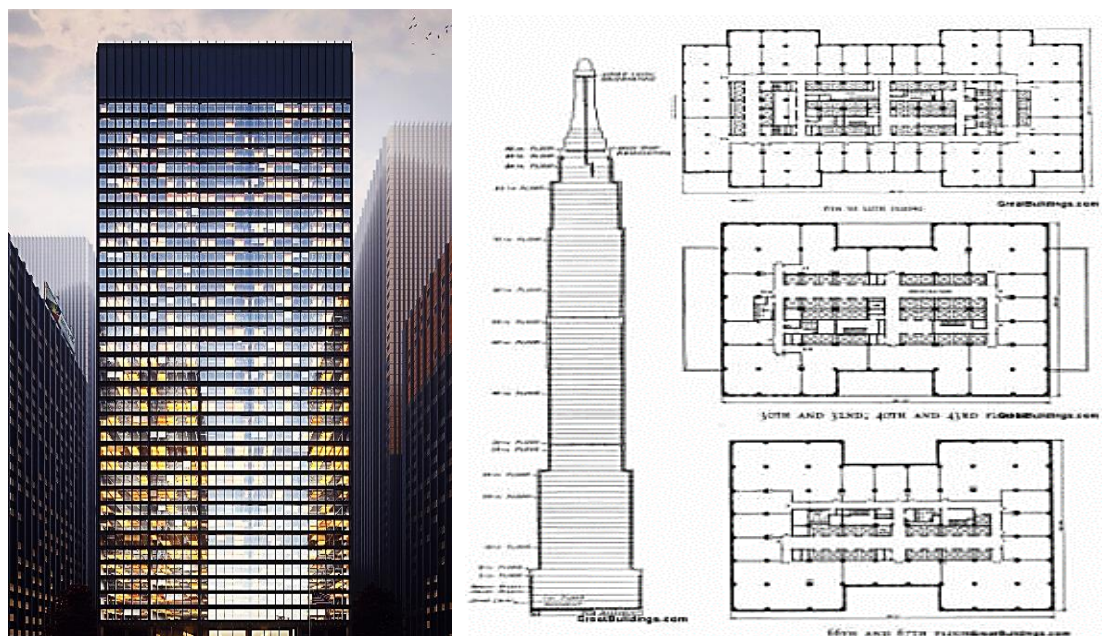
Εικόνα 5.16: α) Πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας, β) σύστημα καμπτόμενου πλαισίου με διαγώνιους συνδέσμους, κατόψεις (Πηγή: Taranath, 2011)

Αξίζει να αναφερθεί ότι το συγκεκριμένο δομικό σύστημα, σε γενικές γραμμές, είναι αποδοτικό μέχρι τους 50 ορόφους. Ωστόσο, με τη χρήση των κατακόρυφων διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας στα κτήρια τόσο με καμπτικά πλαίσια, όσο και με διατημητικά τοιχώματα, είναι εφικτό να ξεπεράσουν κατά πολύ το μέγιστο ύψος που είναι δυνατό να πραγματοποιηθεί χωρίς τη χρήση αυτών των στοιχείων (Hussain, 2010). Η λογική του υπό μελέτη συστήματος έχει ως εξής:

Χαλύβδινο ενισχυμένο πλαίσιο (steel braced frame) + χαλύβδινο καμπτόμενο πλαίσιο (steel moment frame) = Ενισχυμένα καμπτόμενα πλαίσια (braced moment frames).

Ένα σπουδαίο κτήριο που έχει κατασκευασθεί με το συγκεκριμένο σύστημα είναι το Empire State Building που διαθέτει 102 ορόφους και το οποίο παρέμεινε για σχεδόν 40 χρόνια ως το υψηλότερο στον κόσμο (1931-1970). Υπεύθυνος του δομοστατικού σχεδιασμού ήταν ο Homer Gage Balcom, ενώ ο χάλυβας αποτέλεσε το κύριο δομικό υλικό. Με την ίδιο ακριβώς λογική έχει κατασκευαστεί και το Chrysler Building με

αρχιτέκτονα τον William Van Alen και το οποίο διαθέτει 77 ορόφους (Hussain, 2010). Αντίστοιχα, το Seagram Building αποτελεί ένα κτήριο στο οποίο έχουν τοποθετηθεί διατμητικά τοιχώματα από ωπλισμένο σκυρόδεμα έως και τον 17^ο όροφο, αλλά και χαλύβδινοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μέχρι και τον 29^ο.



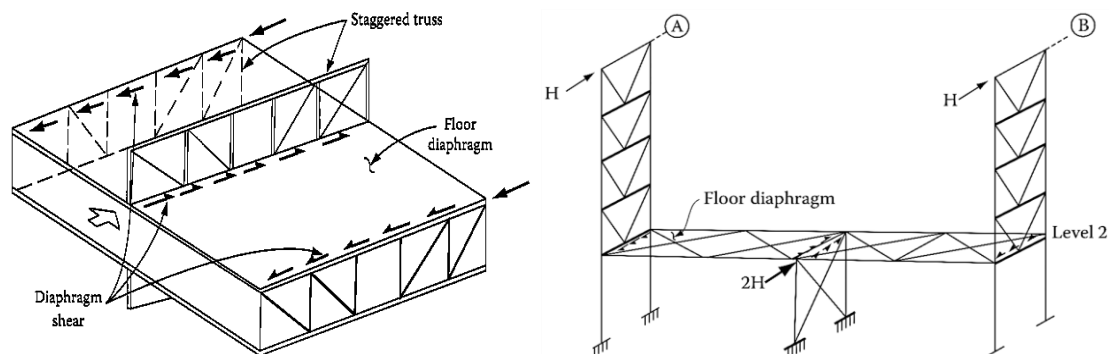
Εικόνα 5.17: α) Seagram Building, 1958, β) κατόψεις Empire State Building, 1931

5.5 Μετατιθέμενα δικτυώματα (Staggered trusses)

Τα μετατιθέμενα δικτυώματα ανήκουν στην κατηγορία των εσωτερικών συστημάτων και αναπτύχθηκαν στο Ινστιτούτο Τεχνολογίας της Μασαχουσέτης (Massachusetts Institute of Technology) ως ένα πολύ αποτελεσματικό μεταλλικό δομικό σύστημα για υψηλά κτήρια που όμως δε συμπεριλήφθηκε στο γράφημα του Khan. Το σύστημα αυτό αποτελείται από δικτυώματα τα οποία εκτείνονται σε όλο το πλάτος της κατασκευής (Ali & Moon, 2018).

Τα συγκεκριμένα δικτυώματα είναι διατεταγμένα με ένα μετατιθέμενο τρόπο και συγκρατούνται από τα περιμετρικά υποστυλώματα. Είναι επιθυμητό και αποδεκτό να τοποθετούνται διαγώνιοι σύνδεσμοι (braces) στο κέντρο της κατασκευής καθώς έτσι μεταφέρεται η διάτμηση από τον εξωτερικό στον εσωτερικό σύνδεσμο δυσκαμψίας μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας του συστήματος δαπέδου (floor diaphragm) (Εικόνα 5.18). Τα υποστυλώματα που είναι τοποθετημένα κάτω από τους εξωτερικούς συνδέσμους δυσκαμψίας δεν κάμπτονται, αλλά καταπονούνται μόνο σε εφελκυσμό και θλίψη λόγω της πλαισιωτής λειτουργίας, ενώ η διάτμηση αντιμετωπίζεται από τους

εσωτερικούς συνδέσμους. Αυτό αποτελεί τη στατική λειτουργία των μετατιθέμενων δικτυωμάτων. Γενικά, η κατασκευή είναι λες και διαθέτει ένα κατακόρυφο δικτύωμα σε όλο το ύψος του κτηρίου με αποτέλεσμα να λειτουργεί με έναν αποδοτικό τρόπο (Taranath B. S., 2011).



Εικόνα 5.18: Στατική λειτουργία μετατιθέμενων δικτυωμάτων: α) Διαδρομή φορτίων, β) μεταφορά των πλευρικών φορτίων μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας (Πηγή: Taranath B. S., 2011)

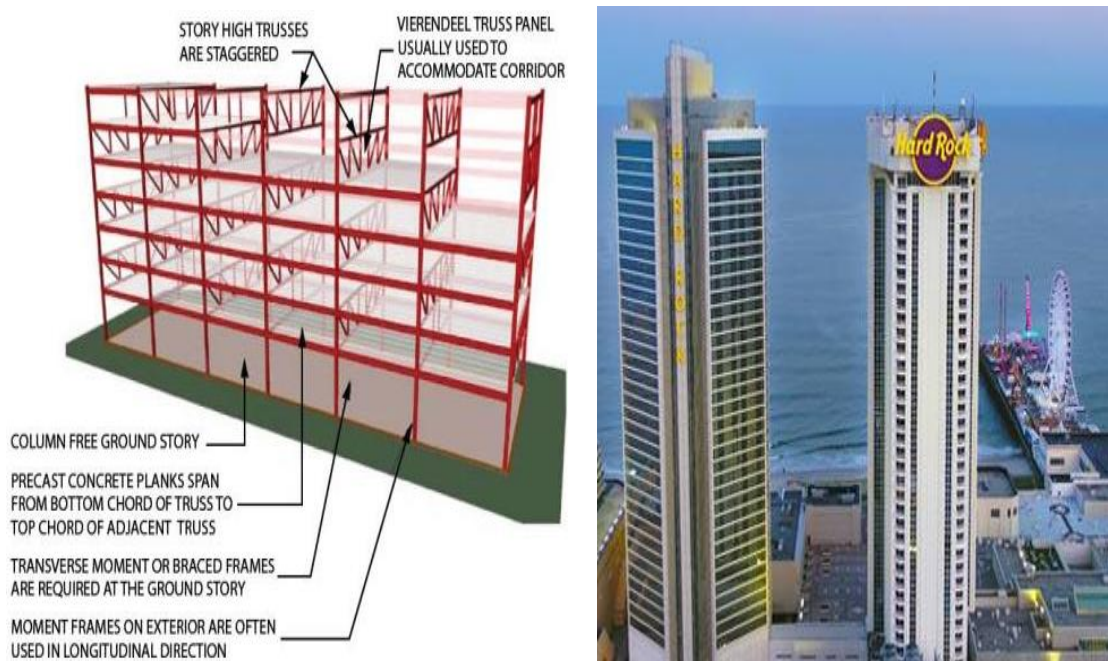
Το υπό εξέταση στατικό σύστημα έχει την ικανότητα να αντιστέκεται στα πλευρικά φορτία, ενώ στο ισόγειο δεν υπάρχουν υποστυλώματα και άρα εκεί δημιουργούνται μεγάλες ελεύθερες επιφάνειες. Το κτήριο κατασκευάζεται με γρήγορους ρυθμούς και υπάρχει η δυνατότητα το ύψος από όροφο σε όροφο να είναι μικρό, κάτι που οδηγεί στο να ελαττώνεται το συνολικό ύψος της κατασκευής και αυτομάτως το κόστος του χάλυβα (Gupta, 2020).

Πάντως, τα μετατιθέμενα δικτυώματα θα πρέπει να διαθέτουν κάποια συγκεκριμένα χαρακτηριστικά προκειμένου να θεωρούνται κατάλληλα κατά την εμφάνιση ενός σεισμού (Taranath B. S., 2011):

- Αρχικά, τα συστήματα για την αντιμετώπιση των πλευρικών και κατακόρυφων φορτίων θα πρέπει να είναι ακριβώς τα ίδια. Άξιο αναφοράς είναι ότι τα δικτυώματα και τα υποστυλώματα που αφορούν την αντιμετώπιση των φορτίων βαρύτητας είναι εξίσου χρήσιμα και για το σύστημα αντίστασης των πλευρικών δράσεων.
- Δεύτερον, δε θα πρέπει να χρησιμοποιούνται μεγάλα ανοίγματα κατά την εγκάρσια διεύθυνση διότι εάν αστοχήσει κάποιο υποστύλωμα, τότε το σύστημα δε θα μπορέσει να πραγματοποιήσει την κατανομή των κατακόρυφων φορτίων.

- Τρίτον, συνήθως το ισόγειο είναι πιο εύκαμπτο σε σύγκριση με τους υπόλοιπους ορόφους. Στο συγκεκριμένο όροφο, αντί να επιλεγούν μετατιθέμενα δικτυώματα, είναι προτιμότερο να χρησιμοποιηθούν πλαίσια ροπής.
- Τέταρτον και τελευταίο, τα διαφράγματα χρήζουν ιδιαίτερης προσοχής όσον αφορά τη διαδρομή των πλευρικών φορτίων και αυτό γιατί μεταβιβάζονται μεγάλες δυνάμεις μεταξύ των υποστυλωμάτων. Βέβαια, αυτό συμβαίνει στους χαμηλότερους ορόφους όπου θα πρέπει να μεταφερθεί η τέμνουσα βάση από τον έναν όροφο στον επόμενο.

Στα μειονεκτήματα του στατικού συστήματος ανήκουν ο περιορισμός στο σχεδιασμό του εσωτερικού χώρου λόγω της παρουσίας των δικτυωμάτων και η αδυναμία στη διαμήκη διεύθυνση. Το συγκεκριμένο σύστημα είναι αποδοτικό περίπου μέχρι τους 40 ορόφους και καταλληλότερο για κατασκευές με κάτοψη σχήματος ορθογωνίου. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί το Trump Taj Mahal Hotel (πλέον Hard Rock Hotel & Casino Atlantic City) στο New Jersey με 131 m ύψος (Gupta, 2020). Κάποιες ακόμη κατασκευές με μετατιθέμενα δικτυώματα είναι το Planet Hollywood La Vegas και το Godfrey ύψους 119 και 56 μέτρων αντίστοιχα (Hussain, 2010).



Εικόνα 5.19: α) Δομικό σύστημα μετατιθέμενων δικτυωμάτων, β) Hard Rock Hotel & Casino Atlantic City, Η.Π.Α.

5.6 Ενισχυμένα πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας (Braced frames)

Όταν μία κατασκευή από καμπτόμενα πλαίσια δεν είναι πλέον αποδοτική, ξεπερνάει δηλαδή τους 30 ορόφους, τότε είναι εφικτό να γίνει χρήση διαγωνίων συνδέσμων μεταξύ των συστημάτων δαπέδου ώστε να βελτιωθεί η αποδοτικότητά της μέσω της ισορροπίας της διατμητικής καταπόνησης και της κάμψης. Όσον αφορά τη διάτμηση, αυτή απορροφάται από τα διαγώνια μέλη. Σε όλα τα στοιχεία ασκούνται μόνο αξονικά φορτία, με αποτέλεσμα το σύστημα να θεωρείται αποδοτικό λόγω της χρήσης δομικού χάλυβα (Cook, 2006). Ακόμη, στα θετικά υπάγεται και το ότι τοποθετούνται δοκοί με μικρή κρέμαση, ενώ στα αρνητικά συγκαταλέγονται οι πολύ δαπανηρές συνδέσεις και οι εσωτερικοί περιορισμοί λόγω της ύπαρξης διαγωνίων ενισχύσεων (Gupta, 2020)

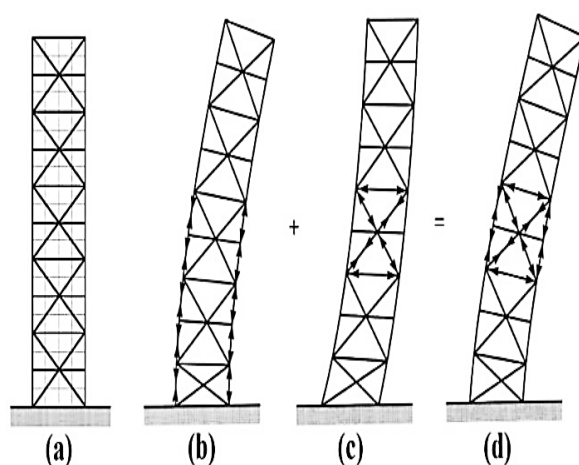
Τα ενισχυμένα πλαίσια είναι και οικονομικά καθώς χρησιμοποιείται λιγότερο δομικό υλικό, αλλά και γιατί οι συνδέσεις δεν είναι τόσο σύνθετες όσο αυτές στα καμπτόμενα. Επιπλέον, υπάρχει και η δυνατότητα για χαμηλότερα ύψη από όροφο σε όροφο που σημαίνει ότι θα μειωθεί ακόμη περισσότερο το κόστος, ενώ το σύστημα αυτό μπορεί να χρησιμοποιηθεί και σε περιοχές με περιορισμούς όσον αφορά την τρίτη διάσταση (Cook, 2006).

Με τη χρήση των συνδέσμων αυξάνεται η δυσκαμψία και η αντοχή του συστήματος, ενώ ταυτόχρονα μειώνεται η οριζόντια μετακίνηση. Αυτά τα διαγώνια μέλη μπορούν να βαστάζουν τα πλευρικά φορτία μέσω της αξονικής δράσης (θλίψη και εφελκυσμός), προσφέροντας μία συμπεριφορά σαν και αυτή του προβόλου. Για αυτό το λόγο, αυτά παρέχονται σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις διότι, εκτός από το σεισμό και τον άνεμο, θα πρέπει να αποφευχθεί και η ροπή στρέψης (Gupta, 2020).

Πάντως, το σύστημα αυτό χρησιμοποιείται περισσότερο ως “συμπληρωματικό” διότι, όπως αναφέραμε και προηγουμένως, οι διαγώνιες αυτές ενισχύσεις τοποθετούνται για να συνεισφέρουν κυρίως στην αντιμετώπιση των πλευρικών φορτίων μίας κατασκευής που διαθέτει ένα κύριο δομικό σύστημα. Παρόλα αυτά, λόγω της εξαιρετικής βοήθειας που προσφέρει, είναι χρήσιμο να αναλυθεί εκτενέστερα για να κατανοήσουμε σε μεγαλύτερο βαθμό τον τρόπο λειτουργίας και συμπεριφοράς του.

Αυτές οι διαγώνιες ενισχύσεις που χρησιμοποιούνται μπορεί να είναι διαφόρων τύπων, όπως X-σύνδεσμοι, Λ-σύνδεσμοι, ανεστραμμένοι Λ-σύνδεσμοι, Κ-σύνδεσμοι, κνec-σύνδεσμοι, D-σύνδεσμοι κλπ. Τα τρία πρώτα μειώνουν σε μεγάλο βαθμό τη διατμητική δύναμη και τη ροπή κάμψης, ενώ με την τοποθέτηση Κ-συνδέσμων, η διάτμηση που

ασκείται στα υποστυλώματα προκαλεί ψαθυρή αστοχία και αυτό αποτελεί έναν πολύ σημαντικό λόγο ώστε οι κανονισμοί να μην επιτρέπουν την εγκατάσταση αυτών στις σειсмоγενείς περιοχές. Αντίθετα, οι Χ-σύνδεσμοι αποτελούν την πιο συνήθη επιλογή και μεταφέρουν τα πλευρικά φορτία στα υποστυλώματα. Πρόκειται για ένα αποδοτικό και οικονομικό σύστημα όπου το ένα μέλος εφελκείται και το άλλο θλίβεται, ενώ αρκετά σημαντικό είναι το γεγονός ότι μπορεί να απαιτηθεί βελτίωση ανάλογα με το πόσο εύκαμπτο είναι (Etemad & Tiwary, 2019). Τέλος, το σύστημα που εξετάζουμε διακρίνεται σε δύο κατηγορίες, στα ενισχυμένα (δύσκαμπτα) πλαίσια με δικτυωτούς συνδέσμους με ή χωρίς εκκεντρότητα (eccentric ή concentric braced frames).



Εικόνα 5.20: a) Ενισχυμένο πλαίσιο, b) καμπτική παραμόρφωση, c) διατμητική παραμόρφωση και d) συνδυασμός

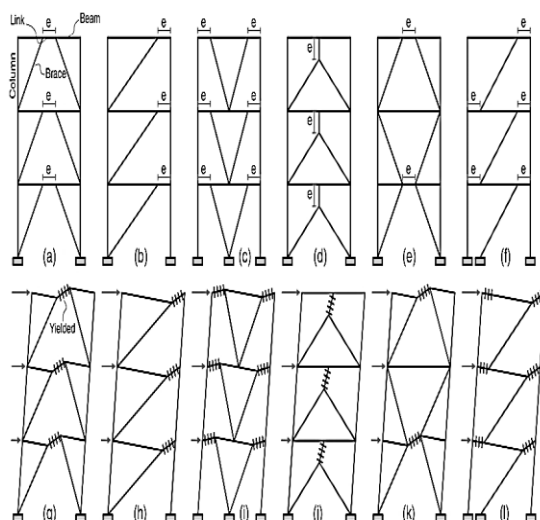
5.6.1 Πλαίσια με δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα (Eccentric braced frames)

Το συγκεκριμένο σύστημα αναπτύχθηκε από τον Edgar P. Popon και τους συνεργάτες του στο Πανεπιστήμιο του Berkley. Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα δε διαθέτουν καλή ανελαστική συμπεριφορά και για αυτό το λόγο αμφισβητείται η χρήση του σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα. Στα θετικά συγκαταλέγονται τα χαρακτηριστικά ενεργειακής απόσβεσης που διαθέτει. Πρόκειται για ένα μοναδικό στατικό σύστημα που συνδυάζει τη δύσκαμπια και την αντοχή του ενισχυμένου πλαισίου με την ανελαστική απόσβεση ενέργειας του καμπτικού πλαισίου. Το σύστημα έχει τη συγκεκριμένη ονομασία διότι χρησιμοποιούνται σκόπιμα εκκεντρότητες μεταξύ των συνδέσεων δοκού-υποστυλώματος και δοκού-δικτυωτού συνδέσμου. Η δοκός αυτή καλείται δοκός σύζευξης (Link) και επιλέγεται ώστε να εμποδίσει τη μεταφορά των μεγάλων δυνάμεων στους συνδέσμους. Η “link”, προτού έχουμε την εμφάνιση

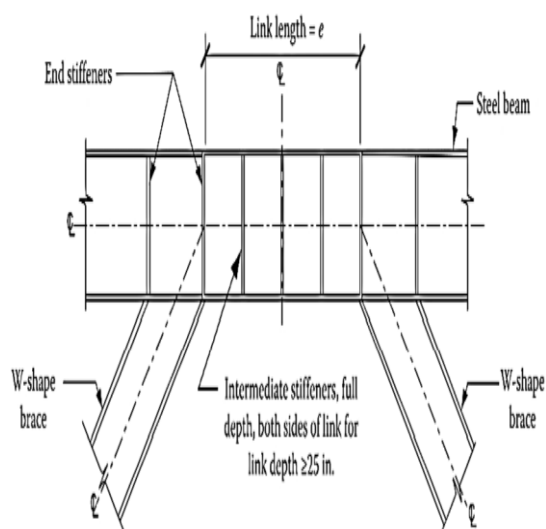
λυγισμού των θλιπτικών μελών, υφίσταται καμπτική ή διατμητική διαρροή. Αυτό οδηγεί στο να μη χάνεται η ευστάθεια του συστήματος ακόμη και υπό την επίδραση μεγάλων ανελαστικών παραμορφώσεων, ενώ διατηρείται η απαιτούμενη δυσκαμψία κατά τη διάρκεια ισχυρών ανεμοπιέσεων ή σεισμού λόγω της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων, με αποτέλεσμα η συμπεριφορά να είναι ελαστική. Σε γενικές γραμμές, η παραμόρφωση είναι μεγαλύτερη σε σύγκριση με τους δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα εξαιτίας της καμπτικής παραμόρφωσης της δοκού σύζευξης, όμως λόγω του μικρού μήκους της, η μετακίνηση δεν αυξάνεται σε μεγάλο βαθμό και συνεπώς μπορούμε να καταλήξουμε στο ότι η ελαστική δυσκαμψία ενός ενισχυμένου πλαισίου με και χωρίς εκκεντρότητα είναι σχεδόν η ίδια (Taranath B. S., 2011).

Τα ενισχυμένα πλαίσια με δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα είναι εφικτό να πραγματοποιηθούν με διάφορες μορφές, αρκεί αυτά να συνδέονται με τουλάχιστον μία δοκό σύζευξης (Taranath B. S., 2011). Αυτή μπορεί να είναι είτε οριζόντια, είτε κατακόρυφη και η σύνδεση δοκού-υποστυλώματος μπορεί να πραγματοποιηθεί με δύο τρόπους. Ο πρώτος είναι οι απλές συνδέσεις τέμνουσας (αρθρωτή σύνδεση) που υπόκεινται μόνο σε αξονικές δυνάμεις και το μήκος λυγισμού ισούται με το πραγματικό μήκος τους. Η δεύτερη περίπτωση αφορά τις συνδέσεις ροπής στις οποίες παρατηρείται η ανάπτυξη αξονικών δυνάμεων και ροπών, ενώ μειώνεται το μήκος λυγισμού (Βάγιας, Ερμόπουλος, & Ιωαννίδης, 2013).

Μία σημαντική παράμετρος που θα πρέπει να αντιμετωπισθεί αφορά το λυγισμό των συνδέσμων όταν προκαλούνται ισχυροί σεισμοί. Για να αποτραπεί αυτό, θα πρέπει η δοκός σύζευξης να σχεδιαστεί ώστε να διαρρέυσει σε διάτμηση ή σε κάμψη. Εάν συμβεί το πρώτο, τότε το αξονικό φορτίο και οι ροπές στα υποστυλώματα και τις ενισχύσεις που συνδέονται με αυτή τη δοκό, μπορούν να υπολογισθούν με ακρίβεια. Πάντως, στο ενδεχόμενο κάποιου ισχυρού σεισμού, αυτά τα δύο δομικά στοιχεία διασφαλίζονται από τη σύζευξη και έτσι δεν υπερφορτώνονται. Οι δοκοί σύζευξης, όταν επιλέξουμε ένα μήκος που είναι διπλάσιο ή και ακόμη μεγαλύτερο του στατικού ύψους της, τότε δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις καθώς και μεγάλη στροφή, ενώ όταν είναι πιο μικρό, τότε έχουμε διαρροή σε διάτμηση και πιο μικρή στροφή (Taranath B. S., 2011).



Εικόνα 5.21: Τυπικές μορφές ενισχυμένων πλαισίων με δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα

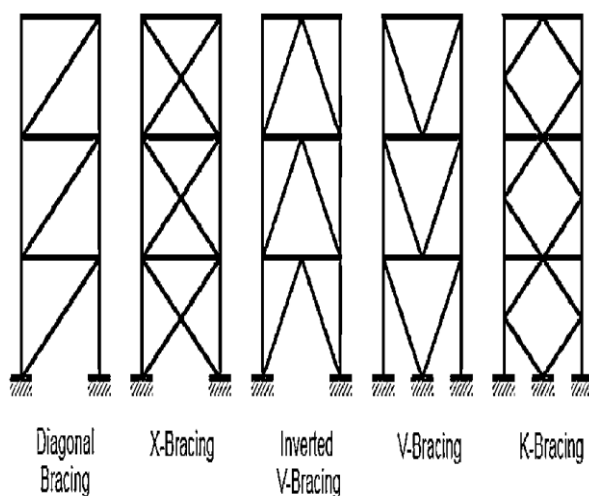


Εικόνα 5.22: Σύνδεση δοκού σύζευξης με δικτυωτούς συνδέσμους
(Πηγή: Taranath B. S., 2011)

5.6.2 Πλαίσια με δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (Concentric braced frames)

Η επιλογή του τύπου στήριξης δομικά εξαρτάται κατά κύριο λόγο από την απαιτούμενη δυσκαμψία. Όμως, θα πρέπει ληφθεί υπόψη και το απαιτούμενο μέγεθος ανοίγματος του τοίχου για κυκλοφορία. Υπάρχουν περιπτώσεις όπου μόνο ορισμένα ανοίγματα γύρω από τον ανελκυστήρα και τα κλιμακοστάσια έχουν τοποθετηθεί δικτυωτοί σύνδεσμοι. Επιπλέον, είναι δυνατή και η ενίσχυση τμημάτων του κτηρίου χωρίς να επηρεάζεται ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός, ενώ σε σπάνιες περιπτώσεις μπορεί να χρειαστεί και η τοποθέτηση ενός μέλους που περνάει από ολόκληρο το πλάτος του κτηρίου και αυτό οδηγεί στο να δημιουργούνται κεκλιμένα εσωτερικά υποστυλώματα. Οι πιο συνηθισμένοι τύποι που επιλέγονται κατά κόρον είναι οι μονοί ή οι διπλοί διαγώνιοι σύνδεσμοι K ή X. Οι X-σύνδεσμοι μπορούν να εκτείνονται και παραπάνω του ενός ορόφου. Οι πιο κοινοί είναι οι K-σύνδεσμοι και αυτό γιατί οι συγκεκριμένοι δεν επηρεάζουν την κυκλοφορία, σε αντίθεση με τους χιαστί συνδέσμους. Γενικά, μπορεί να σχεδιαστεί οποιοδήποτε μοτίβο δικτυωτών συνδέσμων (μονό ή πολλαπλό), υπό την προϋπόθεση ότι γίνεται έλεγχος σε διάτμηση σε κάθε όροφο. Το συγκεκριμένο δομικό σύστημα είναι αρκετά αποτελεσματικό και οικονομικό και δίνει τη δυνατότητα να παρουσιαστούν καινοτόμες ιδέες. Σημαντικός παράγοντας που χρήζει διερεύνησης έτσι ώστε να αποδίδει σε ικανοποιητικό βαθμό το σύστημα που θα χρησιμοποιήσουμε αφορά ο λόγος ύψους προς πλάτος, η τιμή του οποίου δε θα πρέπει να ξεπερνάει το 10. Βέβαια, αρκετές φορές μπαίνει εμπόδιο ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός και αυτό έχει ως

συνέπεια να αναγκάζει το μελετητή να τοποθετήσει δικτυωτούς συνδέσμους που είναι λιγότερο αποδοτικοί από το απαιτούμενο (Cook, 2006).



Εικόνα 5.23: Τυπικές μορφές ενισχυμένων πλαισίων με δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα

5.6.3 Πλαίσια με αντιλυγισμικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (Buckling restrained braced frames)

Το συγκεκριμένο σύστημα διαθέτει τεράστια πλαστιμότητα (ικανότητα απορρόφησης ενέργειας), αντοχή και πλευρική δυσκαμψία, ενώ οι όποιες επιδιορθώσεις πρέπει να γίνουν μετά από ένα σεισμικό γεγονός, πραγματοποιούνται με σχετικά εύκολο τρόπο (Taranath B. S., 2011). Στο σύστημα αυτό, ο χάλυβας προστατεύεται από λυγισμό μέσω της χρήση υλικών που καταργούν τη συνάφεια (unbonding materials) μεταξύ του χάλυβα (υψηλή εφελκυστική αντοχή) και του σκυροδέματος (υψηλή θλιπτική αντοχή). Οι σύνδεσμοι χωρίς συνάφεια (unbonded braces), αποτελούνται από έναν μεταλλικό πυρήνα που είναι τοποθετημένος σε ένα εξωτερικό κέλυφος το οποίο είναι γεμισμένο με τσιμεντοκονίαμα μεταξύ της πλάκας και του κελύφους ώστε να τον προστατεύσει από λυγισμό, αλλά και για να επιτρέψει τη διαρροή του, από το τσιμεντοκονίαμα για τους λόγους που μόλις αναφέραμε και από τη σωληνοειδή διατομή που φέρει τις θλιπτικές τάσεις λυγισμού και κατασκευάζεται από ορθογωνική ή κοίλη διατομή και χάλυβα υψηλής αντοχής. Όσον αφορά το τσιμεντοκονίαμα, μεταξύ αυτού και του πυρήνα δεν αναπτύσσεται συνάφεια διότι χρησιμοποιούνται ειδικές επικαλύψεις, όπως ρητίνη, βαφές κ.λπ. Οι αντιλυγισμικοί σύνδεσμοι χωρίζονται σε δύο κατηγορίες, αυτοί που είναι γεμισμένοι με τσιμεντοκονία (unbonded brace) ή αυτοί που κατασκευάζονται

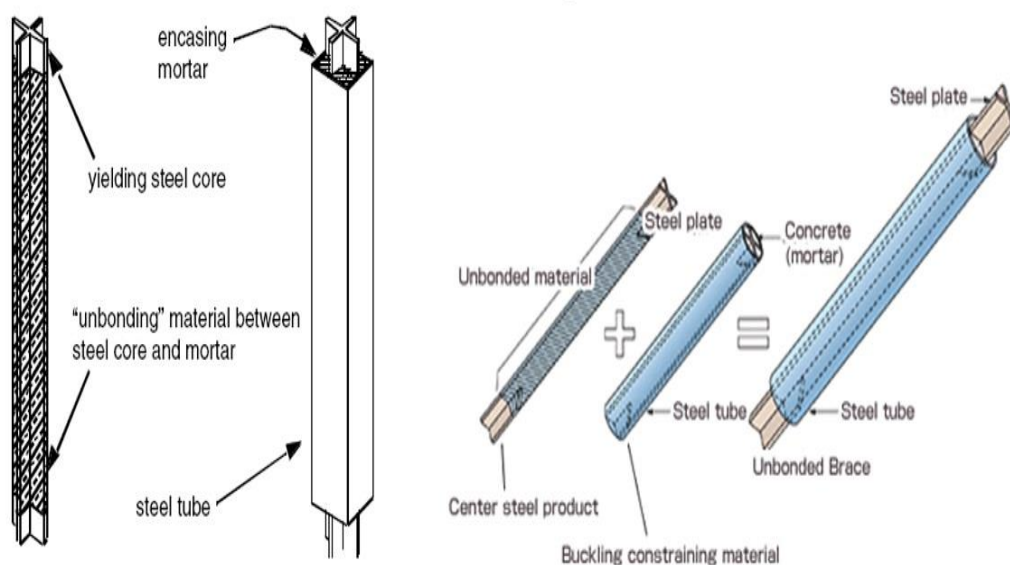
μόνο από χαλύβδινα στοιχεία άνευ λυγισμού (steel buckling restrained brace). Πάντως, το συγκεκριμένο σύστημα μπορεί να αναφερθεί και ως «Σύνδεσμος Αντιλυγισμικής Αντώσης» (Αναστασιάδης, 2010).

Στο σύστημα που εξετάζουμε, οι συνδέσεις μπορεί να είναι αρθρωτές, κοχλιωτές ή συγκολλητές. Ο τρόπος που θα επιλεγεί η σύνδεση, εξαρτάται κατά κύριο λόγο από την εξασφάλιση της υπεραντοχής έναντι του αντιλυγισμικού συνδέσμου καθώς και από την ταχύτητα, αλλά και την ευκολία της ανέγερσης. Οι αρθρωτές συνδέσεις προσφέρουν ομοιόμορφη κατανομή των παραμορφώσεων διότι επιλέγεται ένας χαλύβδινος πυρήνας με μεγάλο μήκος, στη σύνδεση δε δημιουργούνται δευτερογενείς ροπές, τοποθετούνται εύκολα, διαθέτουν όμως πολύ μικρές ανοχές. Επίσης, οι συνδέσεις πάκτωσης παρέχουν υπερστατικότητα, έχουν μεγαλύτερες ανοχές, όμως στα μειονεκτήματά τους υπάγονται η ανάπτυξη δευτερογενών ροπών τόσο στη σύνδεση, όσο και στους συνδέσμους και η δυσκολία στο να επιτευχθούν αυτές λόγω της χρήσης των κομβοελασμάτων κ.λπ. Οι σύνδεσμοι συνήθως είναι σχήματος Λ , ανεστραμμένου Λ , X (σε δύο ορόφους), αλλά και οποιαδήποτε άλλη επιλογή είναι εφικτή, αρκεί να πληρούνται πάντα οι δομικές και αρχιτεκτονικές απαιτήσεις, ενώ δε δημιουργούν προβλήματα κατά την εγκατάσταση των ανοιγμάτων (θύρες, παράθυρα κ.λπ.) (Αναστασιάδης, 2010).

Κατά την επιλογή ενός συνδέσμου, αυτό που πρέπει να μελετηθεί διεξοδικά είναι η λυγηρότητά του. Όταν αυτή είναι μεγάλη, τότε φέρουν τα εφελκυστικά φορτία, αλλά παρατηρούνται φαινόμενα αστάθειας και αυτό οδηγεί στη μείωση της δυσκαμψίας, της αντοχής και της πλαστιμότητας. Στο ενδεχόμενο της μικρής λυγηρότητας, γίνεται εμφανές ότι έχουμε μεγαλύτερη απόσβεση σεισμικής ενέργειας. Βέβαια, έχουμε μία ανισορροπία όσον αφορά την κατανομή των δυνάμεων, ενώ η αυξημένη ακαμψία έχει ως απόρροια στο να δημιουργηθούν βλάβες ή και σοβαρές αστοχίες στα φέροντα στοιχεία. Η τελευταία περίπτωση αφορά συνδέσμους με περιορισμένη λυγηρότητα, όπου πραγματοποιείται μικρή απόσβεση σεισμικής ενέργειας καθώς και αστοχίες που είναι πρακτικά αδύνατο να προβλεφθούν. Όταν επιλέγονται σύνδεσμοι ενδιάμεσης λυγηρότητας, στον υστερητικό βρόγχο παρατηρείται ένα οξυκόρυφο σχήμα στο οποίο υπάρχει αδυναμία απόσβεσης σεισμικής ενέργειας, αλλά και μειωμένη αντοχή και δυσκαμψία. Επιπλέον, στο ενδεχόμενο συνδέσμων με μικρή λυγηρότητα, η απόσβεση ενέργειας είναι μεγαλύτερη, ενώ η ακαμψία είναι πιθανό να προκαλέσει αστοχίες στις δοκούς, τα υποστυλώματα, τις συνδέσεις κ.λπ. Αντίθετα, στην περίπτωση που οι σύνδεσμοι έχουν μεγάλη λυγηρότητα, θα αναλάβουν τα εφελκυστικά φορτία, αλλά σε

αυτούς θα προκύψει μείωση της δυσκαμψίας, της αντοχής και της πλαστιμότητας λόγω φαινομένων αστάθειας. Επίσης, οι σύνδεσμοι χωρίς συνάφεια, υπό την επίδραση ανακυκλιζόμενης φόρτισης, παρουσιάζουν πλαστική απόκριση και έχουν μία σταθερή συμπεριφορά, ενώ η δυσκαμψία και η αντοχή τους δε μεταβάλλεται εξαιτίας των αξονικών φορτίων (Αναστασιάδης, 2010).

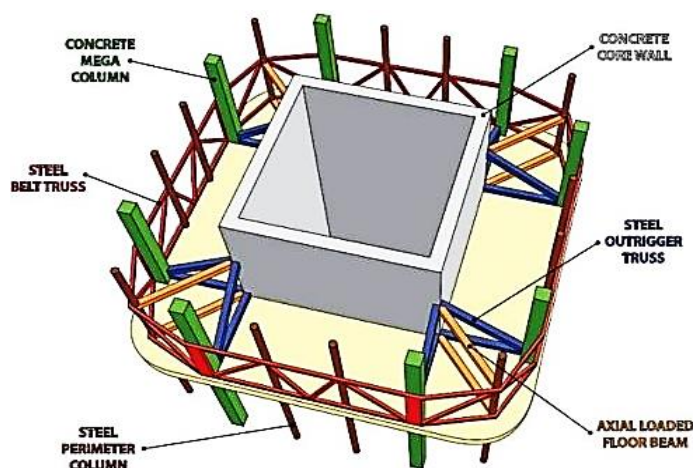
Ο μεταλλικός πυρήνας θα πρέπει να έχει επαρκή φέρουσα ικανότητα ώστε να μη δημιουργούνται φαινόμενα μαλακού ορόφου. Ο εξωτερικός σωλήνας είναι άρρηκτα συνδεδεμένος με το συγκεκριμένο πυρήνα και αυτό γιατί ο πρώτος πρέπει να έχει την απαραίτητη δυσκαμψία και αντοχή προκειμένου να πραγματοποιηθεί η διαρροή και η πλαστική παραμόρφωση του δεύτερου. Εάν η αντοχή δε βρίσκεται στον επιθυμητό βαθμό, τότε ο σωλήνας θα αστοχήσει. Αντίστοιχα, όταν δε διαθέτουμε την κατάλληλη δυσκαμψία, είναι αρκετό πιθανό ο μεταλλικός πυρήνας να αστοχήσει. Επιπλέον, κάτι που ακόμη είναι υποχρεωτικό να αποφευχθεί αφορά τη ψαθυρή αστοχία (όταν δεν έχει εξασφαλιστεί πλήρως η δυσκαμψία, η πλαστιμότητα και η αντοχή) στο σημείο της σύνδεσης του συνδέσμου με το κομβοέλασμα (gusset plate). Τέλος, ότι έχει να κάνει με το σχεδιασμό, στην περίπτωση της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης, η ανελαστική ικανότητα της κατασκευής συνεκτιμάται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς (q). Οι μέγιστες τιμές αυτού κυμαίνονται από 6.5 έως 8! Ο σχεδιασμός των αντιλυγισμικών συνδέσμων γίνεται αποκλειστικά μέσω εργαστηριακών δοκιμών, όπως η δυσκαμψία του K-συνδέσμου, το ποσοστό απόσβεσης (ζ), ο συντελεστής κράτυνσης (ω) και ο συντελεστής υπεραντοχής σε θλιπτικά φορτία (β) (Αναστασιάδης, 2010).



Εικόνα 5.24: Στοιχεία αντιλυγισμικού συνδέσμου δυσκαμψίας με ορθογωνικό και κυλινδρικό σχήμα

5.7 Σύστημα πυρήνα-ζυγοστάτη (Core-outrigger system)

Το συγκεκριμένο εσωτερικό δομικό σύστημα έχει χρησιμοποιηθεί σε έναν σημαντικό αριθμό κτηρίων με σκοπό το μεγάλο ύψος. Οι ζυγοστάτες είναι άκαμπτες οριζόντιες δοκοί ή έχουν τη μορφή δικτυωμάτων και συνδέουν τον πυρήνα με τα περιμετρικά υποστυλώματα σε όλο το ύψος του κτηρίου ώστε αυτά τα κατασκευαστικά στοιχεία να δουλεύουν ως ένα ενιαίο σύστημα και να κάνουν την κατασκευή ακόμη πιο άκαμπτη και άρα να αντιμετωπίζονται με ακόμη καλύτερο τρόπο τα πλευρικά φορτία. Επίσης, χρησιμοποιούνται σε πολλές περιπτώσεις και ζώνες περίσφιξης, δηλαδή περιμετρικά δικτυώματα, προκειμένου να προσφέρουν την απαιτούμενη ευστάθεια και πλευρική ακαμψία στην κατασκευή (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014). Το συγκεκριμένο σύστημα αποτελείται από τέσσερις τύπους, τον συμβατικό ή αλλιώς άμεσο (direct), τον πλασματικό (virtual), τον μετατοπισμένο (offset) καθώς και το ζυγοστάτη με απόσβεση (damped outrigger).

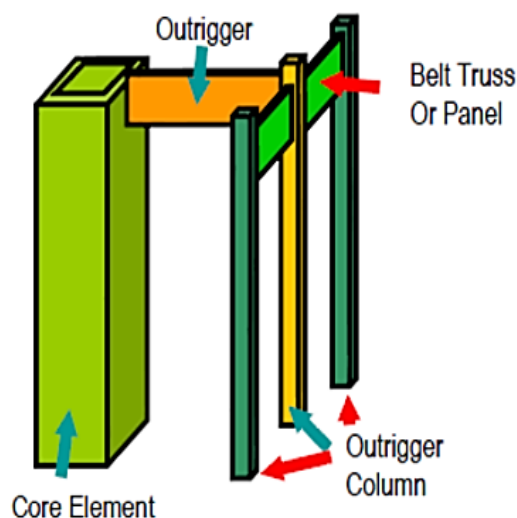


Εικόνα 5.25: Λογική συστήματος πυρήνα - ζυγοστάτη με υπερυποστυλώματα και ζώνες περίσφιξης

Η τοποθέτηση των ζυγοστατών γίνεται με βάση τόσο την ακαμψία του πυρήνα, όσο και της καμπτικής στιβαρότητας των μελών. Πάντως, πρέπει η τοποθέτηση να γίνεται παράλληλα με την κατεύθυνση των πλευρικών φορτίων ώστε να πραγματοποιείται η ανακατανομή των δυνάμεων εξαιτίας του σεισμού και του ανέμου και η μεταβίβαση των αξονικών δυνάμεων στα υποστυλώματα. Η διαδικασία αυτή έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της αξονικής δύναμης και της ροπής στη βάση του πυρήνα, αλλά και των συνολικών μετακινήσεων των ορόφων. Όσον αφορά την τοποθέτηση των ζωνών περίσφιξης (belt trusses / belt walls), αυτή πραγματοποιείται κάθετα στην κατεύθυνση των πλευρικών φορτίων και εγκάρσια της περιμέτρου του κτηρίου (Αβαρικιώτη &

Μπαχλαβάς, 2014) Στις κατασκευές αυτού του συστήματος χρησιμοποιούνται και υπερυποστυλώματα για καλύτερη απόδοση, αλλά και για να φθάσουν σε ακόμη μεγαλύτερα ύψη (Gupta, 2020). Η αρχή αυτού του συστήματος πραγματοποιήθηκε από τους Pierre Luigi Nervi και Luigi Moretti με το Place Victoria Building ύψους 190 μέτρων (Ali & Moon, 2018).

Στο δομικό αυτό σύστημα, ο Khan χρησιμοποίησε ζώνες περίσφιγξης που συνδέονταν με τον πυρήνα με ζυγοστάτες, αλλά μία εναλλακτική μέθοδος θα μπορούσε να ήταν και η χρήση περιμετρικών υπερυποστυλωμάτων για τη σύνδεση των ζυγοστατών με τον πυρήνα, όπως και συνέβη στο προαναφερθέν κτήριο. Αυτός συμπεριέλαβε το σύστημα της ζώνης περίσφιγξης ως μία ιδέα πυρήνα-ζυγοστάτη στο διάγραμμά του, όμως έθεσε κάποιους περιορισμούς που αφορούσαν τόσο ύψος των κατασκευών, μέχρι και εξήντα (60) ορόφους, όσο και το ότι δεν χρησιμοποίησε τα υπερυποστυλώματα. Το δομικό σύστημα αυτό επιλέχθηκε από τον Fazlur Khan στο BHP House (πλέον 140 William Street) που αποτελείται από 41 ορόφους και στο First Wisconsin Center (US Bank Center) ύψους 183 m (Ali & Moon, 2018).

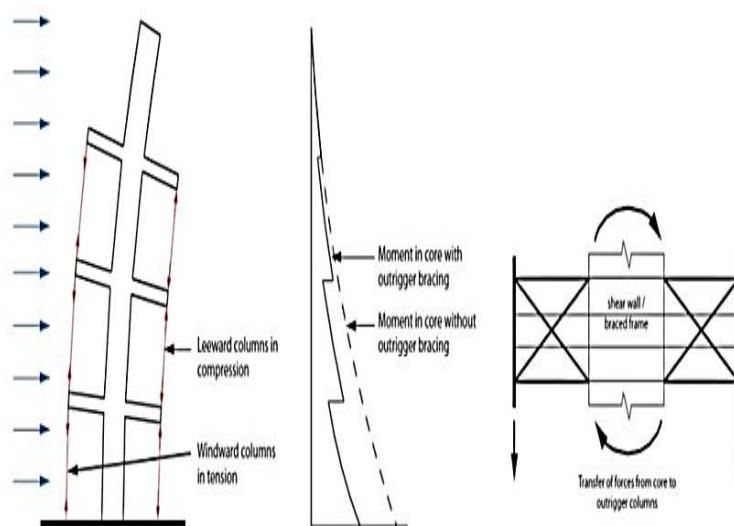


Εικόνα 5.26: Πυρήνας με ζυγοστάτη και ζώνη περίσφιγξης
(Πηγή: Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014)

Πάντως, τα κύρια δομικά πλεονεκτήματα του συστήματος πυρήνα-ζυγοστάτη είναι ότι τα περιμετρικά πλαίσια είναι δυνατό να αποτελούνται από απλές συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος αντί από ακριβές άκαμπτες συνδέσεις, καθώς επίσης το γεγονός ότι αντιστέκεται στη ροπή ανατροπής χάρη στα περιμετρικά μέγα-υποστυλώματα, τα οποία συνδέονται με τον πυρήνα με ζυγοστάτες. Το υπό εξέταση σύστημα χρησιμοποιείται σε κατασκευές από χάλυβα, σκυρόδεμα ή σύμμικτες, ενώ όταν τοποθετηθούν ζώνες

περίσφιγξης μειώνεται η διαφορική βράχυνση του υποστυλώματος λόγω της ύπαρξης των οριζόντιων δικτυωμάτων (Ali & Moon, 2018).

Οι ζυγιστάτες, κατά κύριο λόγο χρησιμοποιούνται είτε στους μηχανικούς, είτε στους ορόφους που βρίσκονται τα καταφύγια (refuge floors), ενώ για να πραγματοποιηθεί ο δομικός σχεδιασμός πρέπει να δοθούν σαφείς οδηγίες για την ανέγερση. Ωστόσο, δίνει στον αρχιτέκτονα την ευελιξία να επιλέγει την απόσταση μεταξύ των εξωτερικών υποστυλωμάτων, επιτρέποντας έτσι μία σχετικά ελεύθερη πρόσοψη, δηλαδή χωρίς να παρεμβαίνουν εμπόδια, και ποικίλα αισθητικά μοτίβα, όπως δικτυώματα, τοιχώματα, πλασματικούς ζυγιστάτες κ.λπ. Έτσι, για όλους τους παραπάνω λόγους, το σύστημα χρησιμοποιείται κατά κόρον (Ali & Moon, 2018).

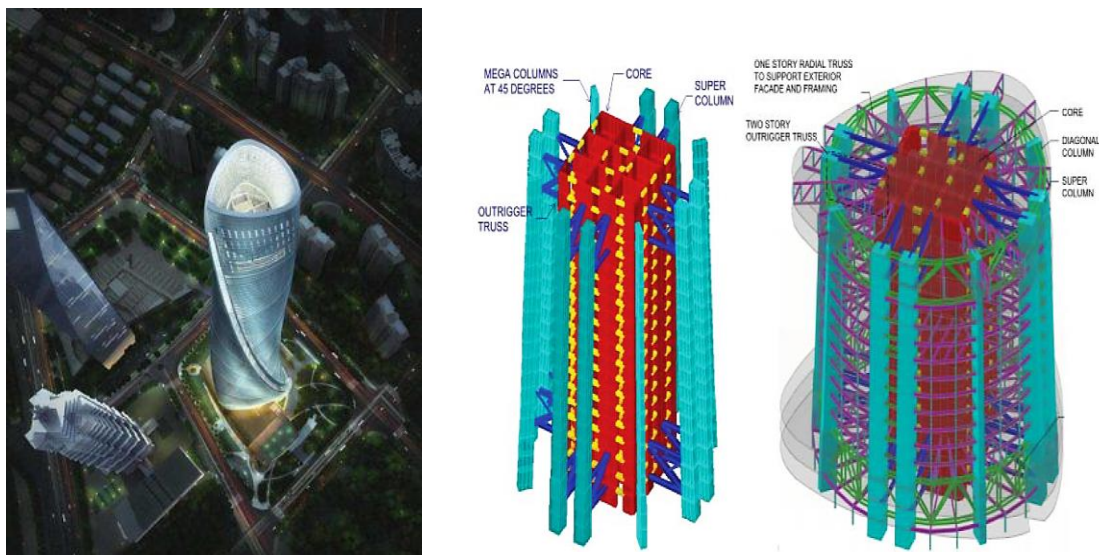


Εικόνα 5.27: α) Λειτουργία συστήματος πυρήνα-ζυγιστάτη, β) συμπεριφορά πυρήνα με και χωρίς ζυγιστάτη, γ) συμπεριφορά φορέα με και χωρίς ζυγιστάτη

Στις μέρες μας, μέχρι στιγμής το μεγαλύτερο σε ύψος κτήριο που έχει εφαρμοσθεί το δομικό αυτό σύστημα του πυρήνα-ζυγιστάτη είναι το Shanghai Tower στην Κίνα με ύψος 632 μέτρα (128 ορόφους). Βέβαια, μία κατασκευή που αξίζει να αναφέρουμε είναι το Suzhou Zhongnan Center (500 m) διότι αρχικά είχε σχεδιαστεί για να διαθέτει ύψος 729 μέτρα. Ο πυρήνας τετραγωνικού σχήματος στα χαμηλότερα επίπεδα έχει σχεδιαστεί με τέτοιο τρόπο προκειμένου να βαστάζει τις περισσότερες πλευρικές και διατμητικές δυνάμεις και μερικές ροπές ανατροπής (Ali & Moon, 2018).

Για τον έλεγχο των επιταχύνσεων του ανέμου, η δομή Shanghai Tower διαθέτει έναν παθητικό αποσβεστήρα ρυθμιζόμενης μάζας 750 τόνων και έναν ακόμη ρυθμιζόμενο αποσβεστήρα δοχείου αποσβέσεως 600 τόνων ενσωματωμένο με μία δεξαμενή νερού

κοντά στην κορυφή. Οι υδραυλικοί (ιξώδεις) αποσβεστήρες εγκαθίστανται στο κτήριο αυτό ώστε να εξαλείψουν τη σεισμική ενέργεια κατά τη διάρκεια όλων αυτών των φαινομένων (Ali & Moon, 2018). Η συγκεκριμένη κατασκευή αποτελείται από 128 ορόφους (632 m) και ολοκληρώθηκε το 2014.



Εικόνα 5.28: α) Shanghai Tower, Σανγκάη, Κίνα, β) δομικό σύστημα

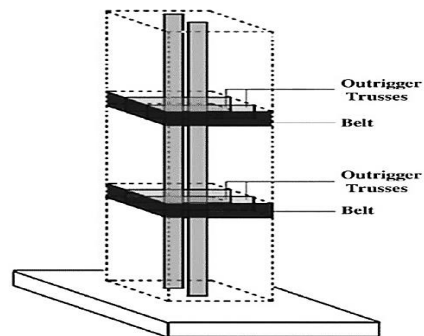
5.7.1 Βέλτιστες θέσεις ζυγοστάτη

Αρκετές φορές, η διαδικασία βελτιστοποίησης, όσον αφορά τον αριθμό και τη θέση των ζυγοστατών, πραγματοποιείται με χρήση ενός ειδικού λογισμικού ώστε να αυξηθεί ακόμη περαιτέρω η αποδοτικότητα του συστήματος. Οι βέλτιστες θέσεις ανάλογα με τον αριθμό των ζυγοστατών είναι οι ακόλουθες (Hussaini & Nasier, 2020):

- Όταν χρησιμοποιούμε ένα μόνο ζυγοστάτη, αυτός μπορεί να τοποθετηθεί είτε στην κορυφή όπου θα έχουμε μείωση των μετακινήσεων κατά 50%, είτε στο μέσο ύψος της κατασκευής, δηλαδή $h/2$, με 75% μείωση. Επομένως, η βέλτιστη θέση του ζυγοστάτη είναι στο 0.4 του ύψους ($0.4h$) από την κορυφή της κατασκευής.

- Στην περίπτωση των δύο ζυγοστατών, έχουμε πληθώρα επιλογών για το που θα τοποθετηθούν. Η βέλτιστη θέση έπειτα από έρευνες παρατηρήθηκε ότι είναι στο $h/3$ και στο $2h/3$ για αυτούς τους δύο ζυγοστάτες, από την κορυφή.

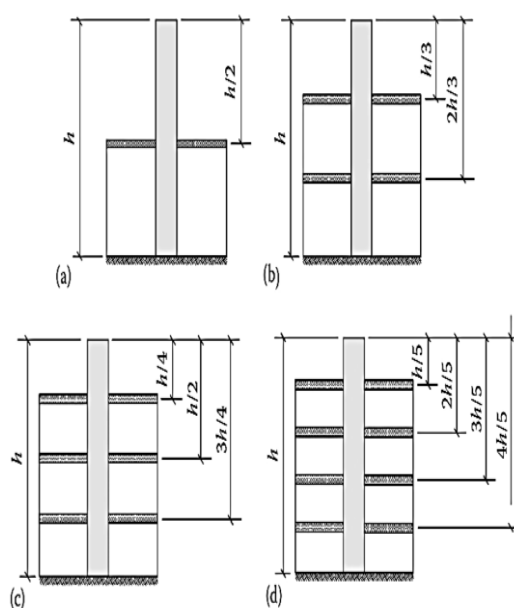
- Ομοίως, στους 3 ζυγοστάτες έχουμε έναν μεγάλο αριθμό επιλογών. Ο ένας από αυτούς μπορεί να



Εικόνα 5.29: Σύστημα με δύο ζυγοστάτες και ζώνες περισφιγξης

τοποθετηθεί στην κορυφή, ενώ για τους άλλους δύο θα πρέπει να γίνουν μελέτες προκειμένου να εντοπισθεί η καταλληλότερη θέση για αυτούς, η οποία και θα πρέπει φυσικά να είναι και διαφορετική. Ωστόσο, συνήθως, η βέλτιστη θέση είναι στο $h/4$ για τον πρώτο, στο $h/2$ για τον δεύτερο και στο $3h/4$ για τον τρίτο ζυγοστάτη, από την κορυφή.

- Όταν έχουμε τέσσερις ζυγοστάτες, οι βέλτιστες θέσεις είναι στο $h/5$ για τον πρώτο, στο $2h/5$ για το δεύτερο, στο $3h/5$ για τον τρίτο και στο $4h/5$ για τον τέταρτο ζυγοστάτη, από την κορυφή.
- Στο ενδεχόμενο που χρησιμοποιήσουμε έναν πολύ μεγάλο αριθμό ζυγοστατών, η βέλτιστη θέση τους μπορεί να βρεθεί ως εξής: $(1/n+1)$, $(2/n+1)$, $(3/n+1)$... $(n/n+1)$, όπου n είναι ο αριθμός των ζυγοστατών. Οπότε, με αυτόν τον τρόπο μπορούμε να ορίσουμε σε ποιο ύψος θα βρίσκεται η θέση των ζυγοστατών από την κορυφή.



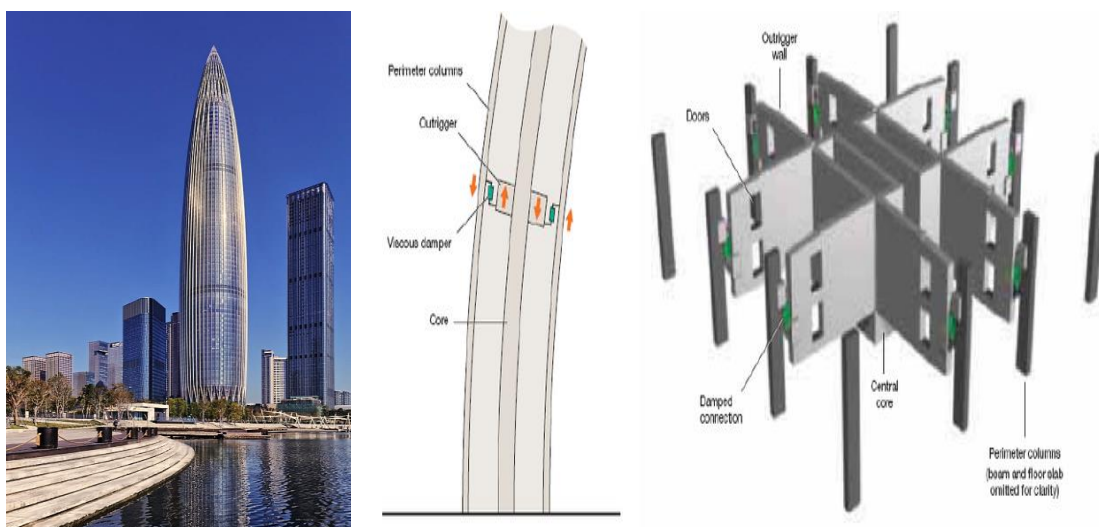
Εικόνα 5.30: Βέλτιστες θέσεις για: α) ένα, β) δύο, γ) τρεις και δ) τέσσερις ζυγοστάτες σε μία κατασκευή

(Πηγή: Taranath B. S., 2011)

5.7.2 Ζυγοστάτες απόσβεσης (damped outriggers)

Οι διάφοροι μηχανισμοί απόσβεσης μπορούν να ενσωματωθούν σε πολυώροφα κτήρια που έχουν κατασκευαστεί με το σύστημα πυρήνα-ζυγοστάτη, αλλά επίσης υπάρχει η δυνατότητα αυτό να συμβεί και με έναν άμεσο τρόπο. Πιο συγκεκριμένα, στο China Resources Headquarters ύψους 393 μέτρων που αρχικά είχε σχεδιαστεί με πυρήνα από

ωπλισμένο σκυρόδεμα και περιμετρικά χαλύβδινα σωληνοειδή πλαίσια (framed tubes), παρατηρήθηκε ότι απαιτεί είτε μία πιο άκαμπτη κύρια δομή, είτε μία συμπληρωματική απόσβεση κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Επειδή ήταν πολύ δύσκολο να συμβεί το πρώτο, τελικά τοποθετήθηκαν 8 ζυγοστάτες μεταξύ του 47^{ου} και 49^{ου} ορόφου. Οι αποσβεστήρες που επιλέχθηκαν, εγκαταστάθηκαν στις συνδέσεις μεταξύ των άκρων των ζυγοστατών και των περιμετρικών υποστυλωμάτων σε κατακόρυφη διεύθυνση έτσι ώστε οι ταλαντώσεις και οι επιταχύνσεις που θα προκληθούν από τον άνεμο να μειωθούν σε έναν ικανοποιητικό βαθμό (Ali & Moon, 2018).



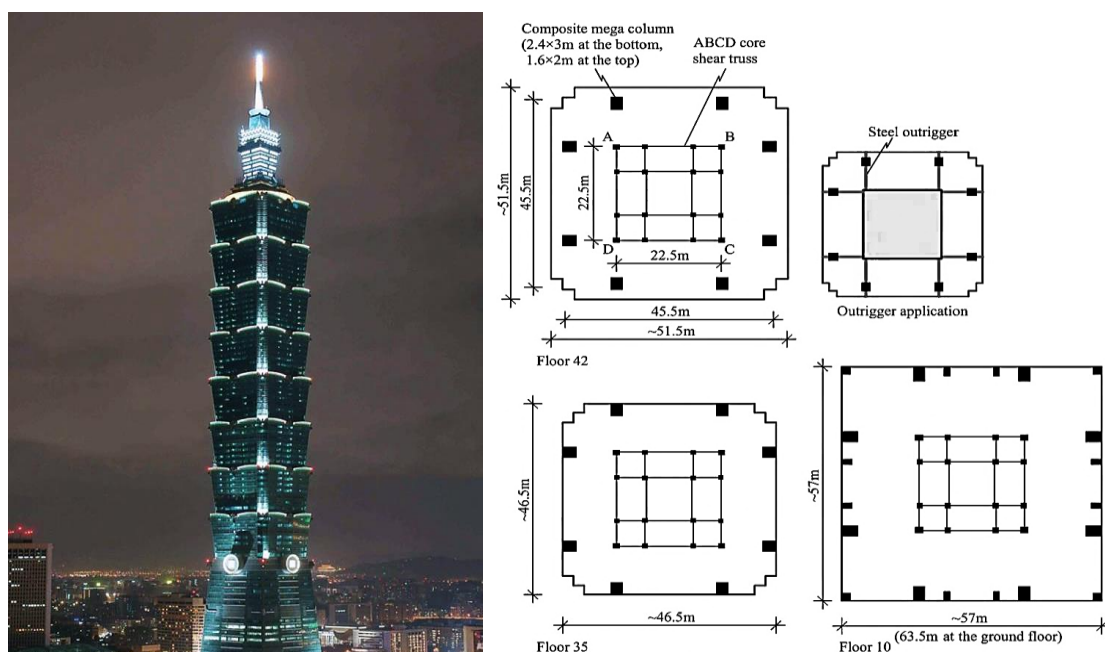
Εικόνα 5.31: α) China Resources Headquarters, Κίνα, β) ζυγοστάτης με απόσβεση

Το σύστημα πυρήνα-ζυγοστάτη, προκειμένου να ικανοποιήσει τόσο τις απαιτήσεις του ανέμου όσο και του αντισεισμικού σχεδιασμού, μπορεί να χρησιμοποιηθεί και ως κύριο στοιχείο των διπλών συστημάτων (dual), όπως στην περίπτωση του Taipei 101 που αποτελείται από 101 ορόφους και 449 μέτρα ύψος και στο οποίο επιβάλλονται ισχυρά πλευρικά φορτία. Η συγκεκριμένη κατασκευή σχεδιάστηκε με βάση τις απαιτήσεις ακαμψίας αρχικά έναντι των ανεμοπιέσεων, ενώ έπειτα είχαμε και τη βελτίωση του σχεδιασμού που αφορούσε τη σεισμική πλαστιμότητα και αντοχή. Τελικά αναπτύχθηκε μία προσέγγιση διπλού συστήματος για το έργο αυτό. Το πρώτο και κύριο αποτελείται από έναν ενισχυμένο άκαμπτο πυρήνα που στηρίζει το σύστημα ζυγοστάτη. Εντός και δίπλα στο σύστημα αυτό υπάρχουν χαλύβδινες δοκοί και απομειωμένες διατομές (dog bones / reduced beam sections), δηλαδή τοπική εξασθένιση της δοκού με σκοπό τη μείωση της καμπτικής αντοχής, που συνδέθηκαν πλήρως άκαμπτα με τα υποστυλώματα προκειμένου να αναπτύξουν μία ειδική καμπτική πλαισιωτή λειτουργία. Αυτό αποτελεί

το δευτερεύον σύστημα στο ενδεχόμενο ενός ισχυρού σεισμού, αλλά βέβαια στο ειδικό καμπτόμενο πλαίσιο παραλείφθηκαν ορισμένοι από τους οριζόντιους συνδέσμους (Ali & Moon, 2018).

Πάντως, στο ενδεχόμενο που αστοχήσουν οι αποσβεστήρες, οι ζυγοστάτες, οι οποίοι σχεδιάζονται ώστε να έχουν πλαστική συμπεριφορά, δε θα πάθουν καμία βλάβη. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να μειώνονται οι ταλαντώσεις εξαιτίας των ανεμοπιέσεων, ενώ επίσης έχουν και τη δυνατότητα να αντιμετωπίζουν με έναν εξαιρετικό τρόπο και τους σεισμούς (Fareed, 2010).

Όσον αφορά τον πύργο Ταίρει 101, τα αρχιτεκτονικά του σχέδια επιμελήθηκαν οι C. Y. Lee C. και ο P. Wang, αποτελείται από 101 ορόφους, για αυτό άλλωστε έχει και τη συγκεκριμένη ονομασία, και έχουν τοποθετηθεί χαλύβδινοι ζυγοστάτες και σύμμικτα υπερυποστυλώματα.



Εικόνα 5.32: Ταίρει 101, Ταϊβάν, Ταϊπέι, υπερυποστυλώματα και χαλύβδινοι ζυγοστάτες

5.7.3 Πλασματικοί ζυγοστάτες (virtual outriggers)

Μία άλλη παραλλαγή του συστήματος πυρήνα-ζυγοστάτη, που επινοήθηκε από τον Nair, είναι ο λεγόμενος πλασματικός ζυγοστάτης ο οποίος ξεπερνάει το μειονέκτημα που διαθέτει το συμβατικό σύστημα που αφορά την κατασκευαστική καθυστέρηση στα επίπεδα ζυγοστάτη. Το σύστημα αυτό λειτουργεί με ζώνες περισφιγξης που συνδέονται με τον πυρήνα μέσω άκαμπτων διαφραγματικών πλακών, χωρίς όμως την ύπαρξη

συμβατικών στοιχείων ζυγοστάτη. Ένα παράδειγμα στο οποίο χρησιμοποιήθηκε το σύστημα του πλασματικού ζυγοστάτη είναι το κτήριο Torre KOI που κατασκευάστηκε στο Μεξικό και έχει ύψος 279 μέτρα και διαθέτει 69 ορόφους. Το σύστημα αυτό στη συγκεκριμένη κατασκευή δεσμεύει τα περιμετρικά υποστυλώματα μόνο με ζώνες περισφιγξης μέσω των πλακών δαπέδου στο υψηλότερο και χαμηλότερο σημείο αυτών χωρίς τη χρήση ζυγοστατών, με αποτέλεσμα οι συγκεκριμένες πλάκες να σχεδιαστούν με μεγαλύτερο πάχος και να γίνουν ακόμη πιο άκαμπτες σε σχέση με τις υπόλοιπες (Ali & Moon, 2018).

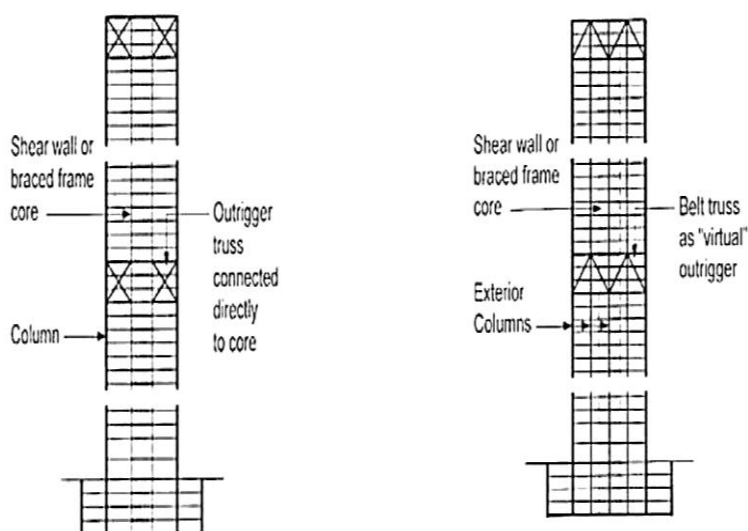
Το σύστημα του ζυγοστάτη με ζώνες περισφιγξης προσφέρει πολύ μεγαλύτερη δομική απόδοση σε σύγκριση με αυτό του πλασματικού. Ωστόσο, ένα αρκετά σημαντικό πλεονέκτημα του τελευταίου είναι ότι ο αριθμός τους μπορεί να αυξηθεί εύκολα σε περίπτωση που απαιτηθεί η βελτίωση των δομικών επιδόσεων. Τρία κτήρια στα οποία έχει χρησιμοποιηθεί το σύστημα του πλασματικού ζυγοστάτη είναι οι υπό κατασκευή Plaza Rakyat Towers στη Μαλαισία οι οποίοι θα στεγάζουν γραφεία και κατοικίες, ενώ θα λειτουργούν και ως κέντρο αναψυχής (Ali & Moon, 2018). Τέλος, στο κτήριο που θα στεγάζει γραφεία, θα τοποθετηθούν 1 συμβατικός και 2 πλασματικοί ζυγοστάτες.



Εικόνα 5.33: Plaza Rakyat, Μαλαισία, SOM

5.7.4 Μετατοπισμένος ζυγοστάτης (offset outrigger)

Μία ακόμη παραλλαγή του συμβατικού συστήματος ζυγοστάτη αποτελεί αυτός του μετατοπισμένου (offset outrigger) που επινοήθηκε από τον Brian Stafford Smith. Όσον αφορά το συμβατικό σύστημα, τα δικτυώματα του ζυγοστάτη συνδέονται άμεσα με τα υποστυλώματα του ενισχυμένου πυρήνα και με στύλους που είναι τοποθετημένοι στο εξωτερικό μέρος του πυρήνα και οι οποίοι αντιστέκονται σε μερικές ροπές ανατροπής που δημιουργούνται από τα πλευρικά φορτία. Ακόμη, τα συγκεκριμένα δικτυώματα συγκρατούν την στροφή του πυρήνα, ενώ ένα μέρος της ροπής αυτού μετατρέπεται σε κατακόρυφο στοιχείο στα εξωτερικά υποστυλώματα. Επιπλέον, τόσο η επιμήκυνση και η βράχυνση των υποστυλωμάτων, όσο και η εκ φύσεως ευελιξία του ζυγοστάτη, επιτρέπουν τη στροφή του πυρήνα στις θέσεις του ζυγοστάτη. Βέβαια, οι στροφές αυτές είναι μικρές, με αποτέλεσμα να προκαλείται αντίστροφη καμπυλότητα κάτω από το ζυγοστάτη (Taranath B. S., 2011).

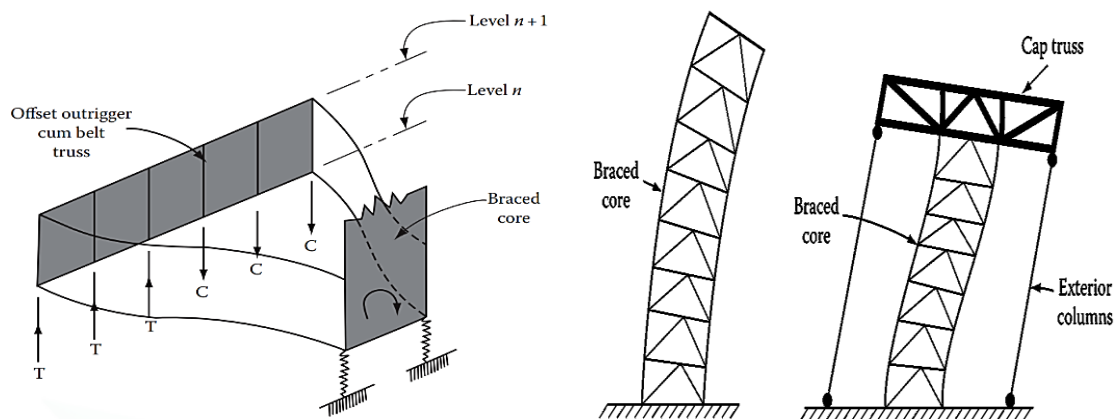


Εικόνα 5.34: Συμβατικό και πλασματικό σύστημα ζυγοστάτη

Σε έναν μετατοπισμένο ζυγοστάτη, παρατηρείται μία παρόμοια μεταφορά της ροπής ανατροπής από τον πυρήνα στα εξωτερικά υποστυλώματα, με τη μόνη διαφορά ότι δεν πραγματοποιείται άμεση σύνδεση μεταξύ των ζυγοστατών και του πυρήνα. Η λογική αυτού του συστήματος είναι η χρήση της επίπεδης δυσκαμψίας των διαφραγμάτων δαπέδου προκειμένου να μεταφερθεί η ροπή από το επίπεδο του ενισχυμένου πυρήνα σε ένα πλευρικό σύστημα (ζώνη περίσφιγξης) που μετατοπίζεται από τον πυρήνα. Το πλευρικό αυτό σύστημα, τοποθετείται στην πρόσοψη της κατασκευής και μετατρέπει ένα οριζόντιο ζεύγος σε ένα κατακόρυφο και έτσι αναπτύσσονται εφελκυστικές και θλιπτικές δυνάμεις στα υποστυλώματα κάτω από τη ζώνη περίσφιγξης. Η δομική

συμπεριφορά του συστήματος μοιάζει κατά ένα πολύ μεγάλο ποσοστό με αυτή κατά την οποία γίνεται χρήση των συμβατικών ζυγοστατών. Η μόνη διαφορά έγκειται στο γεγονός ότι το μετατοπισμένο σύστημα (offset system) τοποθετείται στο σημείο που προτιμάται για αρχιτεκτονικούς λόγους (αισθητικούς), αλλά παίρνει και μαζί του την απαιτούμενη αντίσταση. Επομένως, αυτό μας οδηγεί στο να επιτυγχάνεται η ίδια δομική συμπεριφορά με αυτή των συμβατικών ζυγοστατών, χωρίς όμως να γίνεται χρήση αυτών. Η ζώνη περίσφιξης εγκαθίσταται εξωτερικά του κτηρίου και λειτουργεί ως ένας κατακόρυφος ζυγοστάτης (Taranath B. S., 2011).

Μία ακόμη σημαντική παράμετρος είναι αυτή της διαδρομής φόρτισης, κατά την οποία τα πλευρικά φορτία θα πρέπει να μεταβιβάζονται από τον ενισχυμένο πυρήνα προς την περιμετρική ζώνη περίσφιξης μέσω του διαφράγματος δαπέδου. Πρέπει να αναφερθεί ότι η απόδοση του συστήματος που εξετάζουμε είναι αρκετά πιο μικρή σε σύγκριση με αυτή των συμβατικών ζυγοστατών. Η επίπεδη δυσκαμψία των δαπέδων, που μεταφέρει τις οριζόντιες δυνάμεις από τον πυρήνα στην περιμετρική ζώνη περίσφιξης, επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό την αποδοτικότητα του συστήματος. Στην περίπτωση που αυξηθεί η δυσκαμψία, δε θα βελτιωθεί η αποδοτικότητα και έτσι δε θα προκύψει το επιθυμητό αποτέλεσμα (Taranath B. S., 2011).

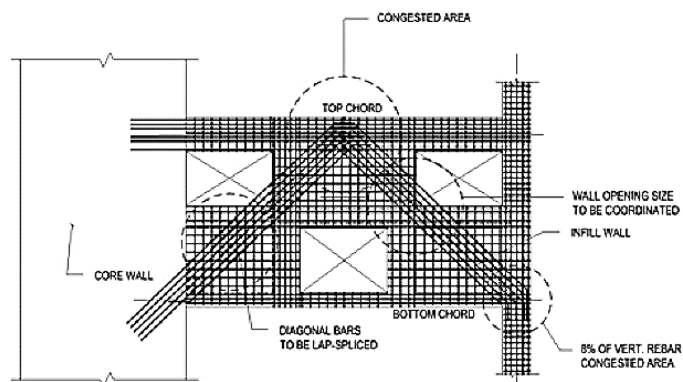


Εικόνα 5.35: α) Τρόπος μεταφοράς της δύναμης στο σύστημα με μετατοπισμένο ζυγοστάτη, β) αντίστροφη καμπυλότητα
(Πηγή: Taranath B. S., 2011)

5.7.5 Τύποι ζυγοστατών ανάλογα με το δομικό υλικό

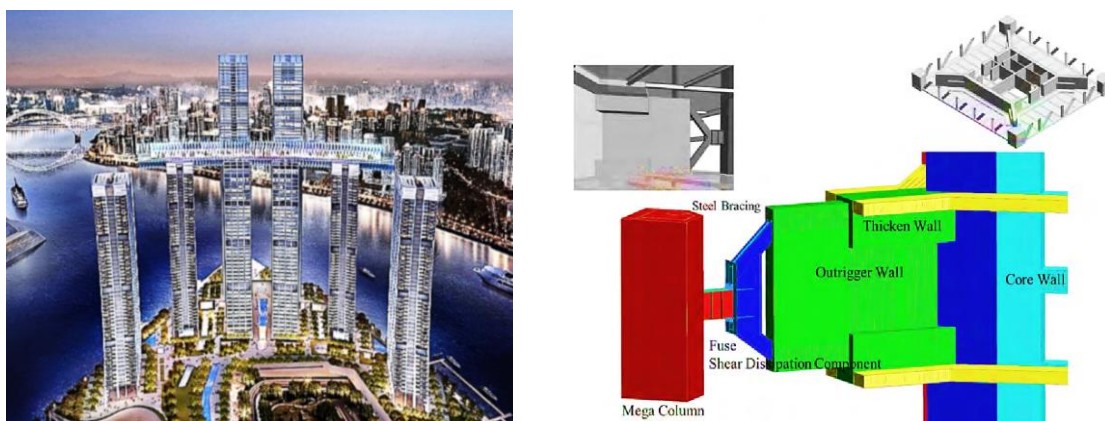
Οι χαλύβδινοι ζυγοστάτες επιλέγονται αρκετά συχνά στα πολώροφα κτήρια, συνήθως όταν αυτά είναι σύμμικτα ή από χάλυβα, με χαρακτηριστικότερα παραδείγματα το Παγκόσμιο Κέντρο Εμπορείου στη Νέα Υόρκη και το Shard (310 m) στο Λονδίνο. Αυτά σχεδιάζονται ώστε να λειτουργούν ως καθ' ύψος αναπτυγμένα δικτυώματα.

Όταν οι ζυγοστάτες κατασκευάζονται από ωπλισμένο σκυρόδεμα, αυτό συνεπάγεται, σε σύγκριση με αυτούς από χάλυβα, μεγαλύτερη δυσκαμψία καθώς και χαμηλότερο κόστος. Όταν αναπτύσσονται ανεμοπιέσεις, ο ζυγοστάτης θα πρέπει να λειτουργεί ως άκαμπτη υψίκορμη δοκός ή τοίχωμα, πάντα από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτός ο τύπος ζυγοστάτη επιλέγεται κυρίως σε κατασκευές από σκυρόδεμα. Ένα τέτοιο σύστημα χρησιμοποιήθηκε στο 432 Park Avenue στις Η.Π.Α (Fu, 2018).



Εικόνα 5.36: Διάταξη οπλισμού τοιχώματος που λειτουργεί ως ζυγοστάτης

Μία τελευταία κατηγορία ζυγοστατών αποτελούν και οι μικτοί (hybrid outriggers) που κατασκευάζονται από χάλυβα και ωπλισμένο σκυρόδεμα. Βέβαια, από τη στιγμή που χρησιμοποιούνται αυτά τα δύο δομικά υλικά, μπορούν να καλούνται και ως σύμμικτοι. Ο συγκεκριμένος τύπος ζυγοστάτη έχει τοποθετηθεί και σε κτήρια που το ύψος τους ξεπερνάει τα 350 m και πιο συγκεκριμένα στο Raffles City Chongqing (σε δύο από τους ουρανοξύστες της Εικόνας 5.37). Οι δομοστατικοί μηχανικοί, αποφάσισαν να κάνουν εγκιβωτισμό της χαλύβδινης δοκού στο σκυρόδεμα, με αποτέλεσμα αυτά τα δύο δομικά στοιχεία (δοκός και ζυγοστάτης) να προσφέρουν μία πολύ καλύτερη δομική απόδοση στην κατασκευή έναντι των ακραίων φορτίων (σίφωνες) που αναπτύσσονταν. Οι συγκεκριμένοι ζυγοστάτες καλούνται και ως «fused outriggers» (Fu, 2010).

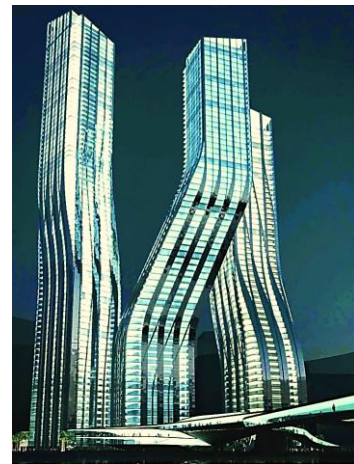


Εικόνα 5.37: α) Raffles City Chongqing, Κίνα, β) fused outrigger

5.7.6 Σύγχρονες απόψεις σχεδιασμού

Ένα ακόμη πλεονέκτημα του συστήματος πυρήνα-ζυγοστάτη για τα υψηλά κτήρια έχει να κάνει με τις σύγχρονες τάσεις του αρχιτεκτονικού σχεδιασμού και πιο συγκεκριμένα με τις σύνθετες κατασκευές, όπως είναι οι κεκλιμένοι Signature Towers (Dancing Towers) που προτάθηκαν από τη σπουδαία αρχιτέκτονα Zaha Hadid. Η συγκεκριμένη κατασκευή αποτελεί ένα παράδειγμα διαγωνίου πλέγματος με ασυνήθιστη γεωμετρία, αλλά με την ίδια λογική μπορεί να κατασκευασθεί και για το υπό μελέτη σύστημα. Πάντως, κανένα άλλο δομικό σύστημα δεν παρέχει μεγαλύτερη πλευρική ακαμψία όσο αυτή του συστήματος πυρήνα-ζυγοστάτη. Όταν έχει σχεδιασθεί και χρησιμοποιηθεί με κατάλληλο και ορθό τρόπο, η δυσκαμψία υπάρχει πιθανότητα να είναι μεγαλύτερη σε κεκλιμένα πολυώροφα κτήρια από ότι σε έναν πιο απλό πύργο χωρίς κλίση λόγω του τριγωνισμού των κύριων στοιχείων, όπως του κατακόρυφου πυρήνα, των κεκλιμένων υπερυποστυλωμάτων κ.λπ. Ωστόσο, λόγω του γεγονότος ότι ο αριθμός των υψηλών κτηρίων με σύνθετο σχήμα συνεχώς αυξάνεται, είναι απαραίτητο να ανακαλύψουμε επιπλέον δομικές λύσεις για αυτές τις κατασκευές (Ali & Moon, 2018).

Τα περιμετρικά υπερυποστυλώματα των κατασκευών με πυρήνα-ζυγοστάτη συνήθως δεν εκφράζονται αναλυτικά στις προσόψεις του κτηρίου. Βέβαια, εξαίρεση αποτελεί η δομή Pabellon M στο Μεξικό με συνολικό ύψος 206 m. Τα υπερυποστυλώματα από ωπλισμένο σκυρόδεμα στο κτήριο αυτό τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε το 50% αυτών να εισέρχεται στο υαλοπέτασμα, ενώ το υπόλοιπο ποσοστό εκτός αυτού. Συνεπώς, το δομικό βάθος του κτηρίου έναντι των πλευρικών φορτίων γίνεται μεγαλύτερο και ταυτόχρονα αυτά τα μέγα-υποστυλώματα



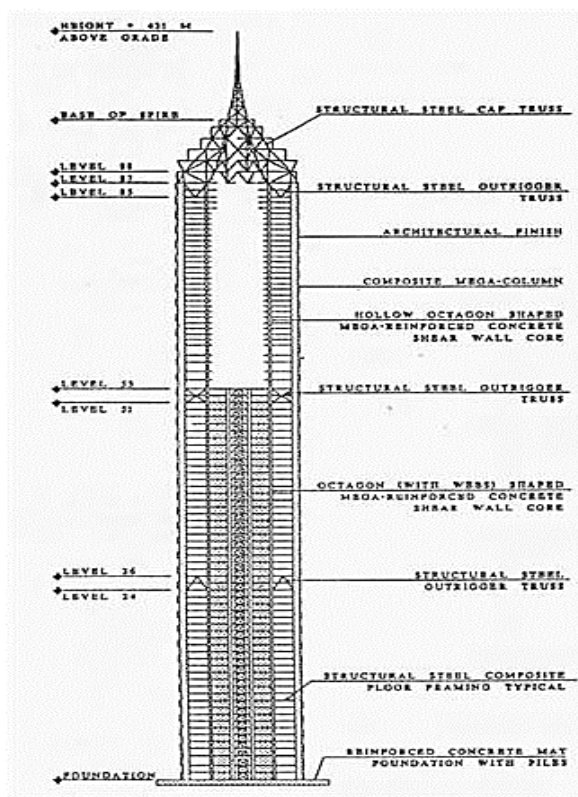
Εικόνα 5.38: Signature Towers, πρόταση

λειτουργούν ως ένα σημαντικό δομικό στοιχείο στο σχεδιασμό της πρόσοψης. Τέλος, αξίζει να αναφερθεί ότι οι ζυγοστάτες δεν έχουν συμπεριληφθεί σε κανέναν από τους κώδικες ως ένα σύστημα αντιμετώπισης των πλευρικών φορτίων και συνεπώς δεν υπάρχουν αντίστοιχες οδηγίες σχεδιασμού (Ali & Moon, 2018).

Μία σημαντική κατασκευή που πραγματοποιήθηκε με το στατικό αυτό σύστημα είναι το νεοφουτουριστικό Jing Mao Tower. Ο ουρανοξύστης βρίσκεται στην Κίνα, διαθέτει 96 ορόφους, εκ των οποίων οι πέντε (5) έχουν τη μορφή σπείρας, διαθέτει μία μικτή λειτουργία καθώς περιλαμβάνει γραφεία, ξενοδοχεία καθώς και εμπορικά κέντρα, ενώ

το δομοστατικό σχεδιασμό (μελέτη) ανέλαβε η εταιρία SOM. Το συνολικό ύψος του συγκεκριμένου φορέα είναι 421 m.

Με χρήση του συστήματος πυρήνα-ζυγοστάτη κατασκευάστηκε και το Shanghai World Financial Center που βρίσκεται στη Σανγκάη και διαθέτει 492 μέτρα ύψος. Αυτό το κτήριο αρχικά είχε κατασκευαστεί με το σύστημα «tube in tube» με πυρήνα από ωπλισμένο σκυρόδεμα καθώς και με χαλύβδινα σωληνοειδή πλαίσια (framed tubes). Αξίζει να αναφερθεί ότι είχαν ήδη τοποθετηθεί πάσσαλοι θεμελίωσης, όμως τα σχέδια άλλαξαν και επιλέχθηκαν μεγαλύτερες διαστάσεις στην κάτοψη. Για να μη χρειαστεί να ξανακατασκευαστεί η θεμελίωση, έπρεπε να αναπτυχθεί ένα αποδοτικότερο στατικό σύστημα χωρίς να γίνει υπερφόρτιση. Για το λόγο αυτό, το περιμετρικό σωληνοειδές πλαίσιο μετατράπηκε σε έναν πιο αποδοτικό ενισχυμένο μέγα-σωλήνα. Επιπλέον, έγινε χρήση ζυγοστατών προκειμένου να συνδέσουν διαγώνια τον πυρήνα και τα γωνιακά υπερυποστύλωματα. Το δομικό αποτέλεσμα που προέκυψε ήταν εξωπραγματικό και πλέον θεωρείται ένα από τα σπουδαιότερα πολυώροφες κατασκευές παγκοσμίως (Ali & Moon, 2018). Τέλος, το κενό των 50cm στην κορυφή υπάρχει ώστε να προσδίδει ανακούφιση λόγω των πολύ μεγάλων ανεμοπιέσεων.

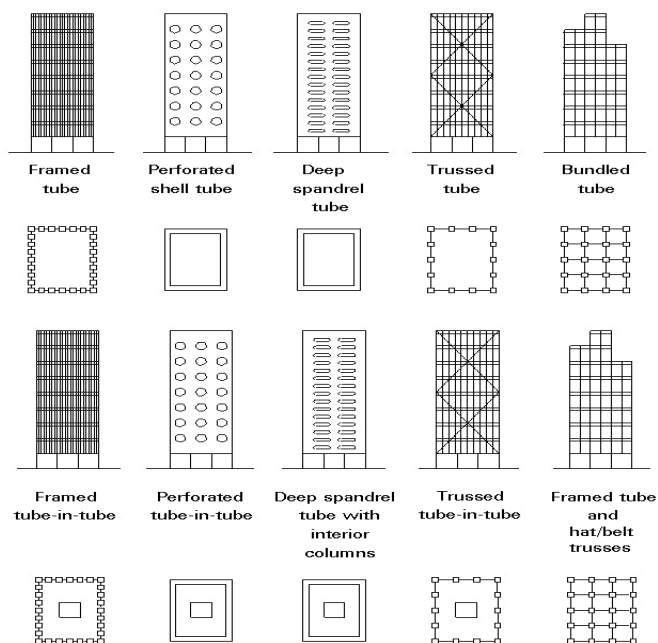


Εικόνα 5.39: α) Shanghai World Financial Center και Jing Mao Tower, Σανγκάη, Κίνα, β) δομικό σύστημα Jing Mao Tower (όψη)

5.8 Σωληνοειδή συστήματα (Tubular systems)

Η ανάπτυξη των συγκεκριμένων δομικών συστημάτων πραγματοποιήθηκε από τον σπουδαιότερο μηχανικό του 20^{ου} αιώνα, τον Fazlur Khan. Τα συστήματα αυτά είναι βασισμένα στην ιδέα ότι ένα κτήριο μπορεί να σχεδιαστεί για να αντιστέκεται στα πλευρικά φορτία σε περίπτωση που λειτουργεί σαν ένας κοίλος πρόβολος κάθετα στο έδαφος. Η περίμετρος του εξωτερικού του κτηρίου αποτελείται από υποστυλώματα που βρίσκονται σε μικρή απόσταση και συνδέονται με υψίκορμες δοκούς με συνδέσεις ροπής. Η ύπαρξη δοκών και υποστυλωμάτων σχηματίζουν ένα άκαμπτο πλαίσιο που αντιστοιχεί σε ένα συμπαγή και υπερβολικά ισχυρό σωλήνα γύρω από το εξωτερικό της κατασκευής (Gurta, 2020). Τα σωληνοειδή συστήματα διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

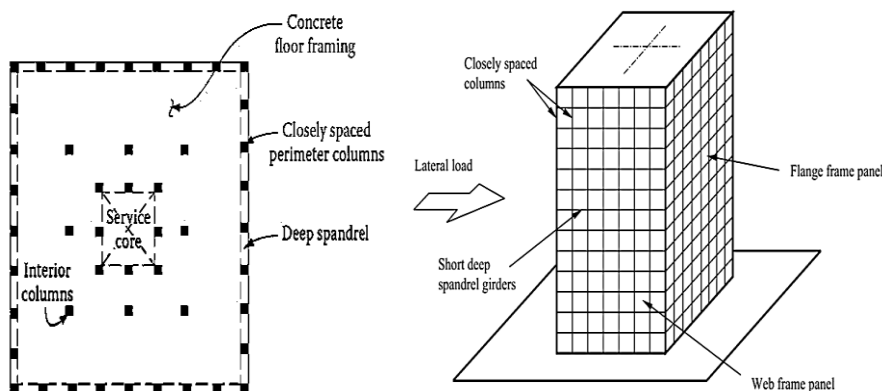
- Σωληνοειδές πλαίσιο (Framed tube)
- Σωλήνας σε σωλήνα (Tube in tube)
- Ενισχυμένο σωληνοειδές σύστημα (Braced/truss tube system)
- Δεσμοποιημένο σωληνοειδές σύστημα (Bundled tube system)



Εικόνα 5.40: Σωληνοειδή συστήματα

5.8.1 Σωληνοειδές πλαίσιο (Framed tube)

Το σωληνοειδές πλαίσιο (ή κιβώτιο από πλαίσια ή κιβώτιο με εσωτερικό κορμό) ανήκει στα εξωτερικά δομικά συστήματα και αποτελεί ένα από τα πιο κοινά πλαίσια αντοχής έναντι των πλευρικών φορτίων. Αν και το σύστημα αυτό χρησιμοποιείται περισσότερο σε ορθογωνικά και τετραγωνικά κτήρια λόγω του ότι αποδίδει καλύτερα, μπορεί να εφαρμοσθεί ακόμη σε τριγωνικές, κυκλικές και τραπεζοειδείς μορφές (Hussain, 2010).



Εικόνα 5.41: Σωληνοειδές πλαίσιο

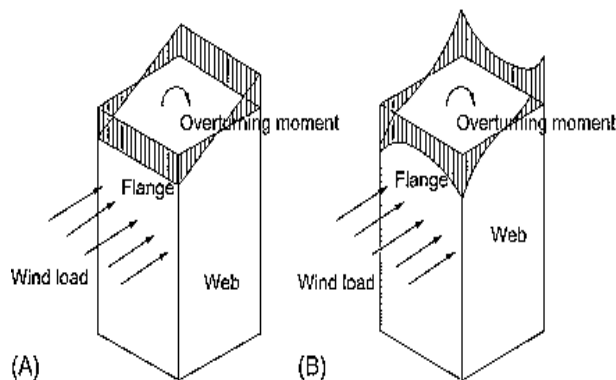
Σε ένα σωληνοειδές πλαίσιο, τα εξωτερικά υποστυλώματα έχουν μικρή απόσταση μεταξύ τους, ενώ συνδέονται άκαμπτα με υψίκορμες δοκούς. Συνεπώς, συμπεριφέρεται ως ένας κοίλος πρόβολος που είναι πακτωμένος στη βάση προκειμένου να αντισταθεί στα πλευρικά φορτία, αλλά και στις ροπές ανατροπής. Το στατικό ύψος των δοκών κυμαίνεται από 0.6 έως 1.2 m. Αυτή η όχι τόσο ευρεία απόσταση των υποστυλωμάτων, από 1.5 έως 4.5 m, δημιουργεί προβλήματα στη θέα από το εσωτερικό του κτηρίου και για αυτό το λόγο θεωρείται ακατάλληλο για γραφεία και ξενοδοχεία (Gurta, 2020).

Το σύστημα αυτό είναι αρκετά αποδοτικό, κυρίως μέχρι τους 70 - 80 ορόφους, καθώς επίσης και ευέλικτο όσον αφορά τον εσωτερικό σχεδιασμό διότι η αντίσταση του οριζόντιου φορτίου μετατοπίζεται από το κέντρο προς τα εξωτερικά υποστυλώματα, με αποτέλεσμα να μην είναι απαραίτητο να γίνει χρήση εσωτερικών κολώνων για τη μεταβίβαση των φορτίων βαρύτητας. Επομένως, είναι εφικτό να προσφέρονται αρκετά μεγάλες ελεύθερες επιφάνειες (Manzoor & Singh, 2019).

Για το συγκεκριμένο σύστημα ταιριάζει περισσότερο η μέθοδος Προβόλου (βλέπε κεφάλαιο 9) λόγω του ύψους που διαθέτουν τα σωληνοειδή πλαίσια (40-80 ορόφους) και γιατί σε αυτά η αξονική δύναμη που ασκείται στα υποστυλώματα είναι κυρίαρχη. Όσον αφορά την ανάλυση του σωληνοειδούς πλαισίου, γίνεται η παραδοχή ότι έχουμε

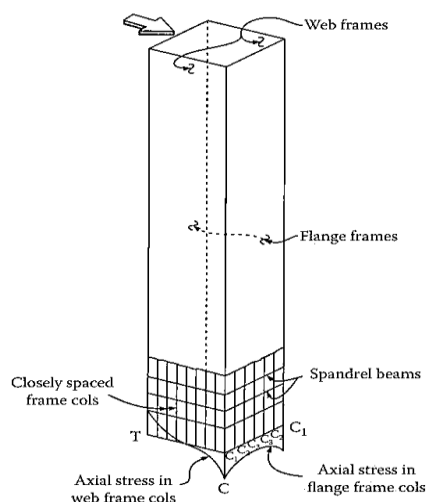
δύο ισοδύναμες διατομές U (UPN) όπου τα πλάτη των πελμάτων αυτών ισούνται με το 15-20% του πλάτους του κτηρίου. Αυτή η απόφαση ελήφθη έπειτα από παρεμβάσεις των μηχανικών. Πάντως, αυτό αν και πρόκειται για μία συνάρτηση της διατμητικής υστέρησης εγκάρσια της προσήνεμης και υπήνεμης πλευράς, ο προαναφερθέν κανόνας δίνει ορθά και ακριβή αποτελέσματα (Taranath B. S., 2011).

Ακόμη, τεράστια προσοχή κατά το σχεδιασμό θα πρέπει να δίνεται στο φαινόμενο της διατμητικής υστέρησης (shear lag). Πιο συγκεκριμένα, οι αξονικές δυνάμεις στα γωνιακά υποστυλώματα είναι μεγαλύτερες και η κατανομή των τάσεων μη γραμμική για τον κορμό και το πέλμα του πλαισίου. Όταν αναφερόμαστε στον κορμό, εννοούμε το πλαίσιο που είναι παράλληλο στη διεύθυνση του ανέμου, ενώ αντίστοιχα για το πέλμα εννοούμε το πλαίσιο που είναι κάθετο στην διεύθυνση αυτού (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).



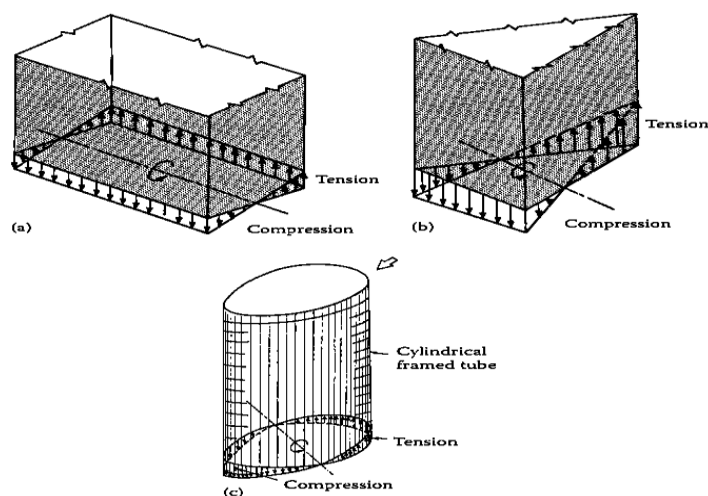
Εικόνα 5.42: Συμπεριφορά σωληνοειδούς κατασκευής: Α) χωρίς και Β) υπό την επίδραση διατμητικής υστέρησης

Επιπρόσθετα, η αποδοτικότητα του δομικού αυτού συστήματος εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό και από το λόγο ύψους προς πλάτος, από τις διαστάσεις της κάτοψης και από το μέγεθος των υποστυλωμάτων και των δοκών σύζευξης. Ακόμη, το δομικό αυτό σύστημα μπορεί να είναι από σκυρόδεμα, από χάλυβα ή και σύμμικτο. Στην τελευταία περίπτωση έχουμε δύο ενδεχόμενα, στο πρώτο τοποθετούνται σύμμικτα υποστυλώματα και συνδετήριες δοκοί από ωπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ στο δεύτερο η



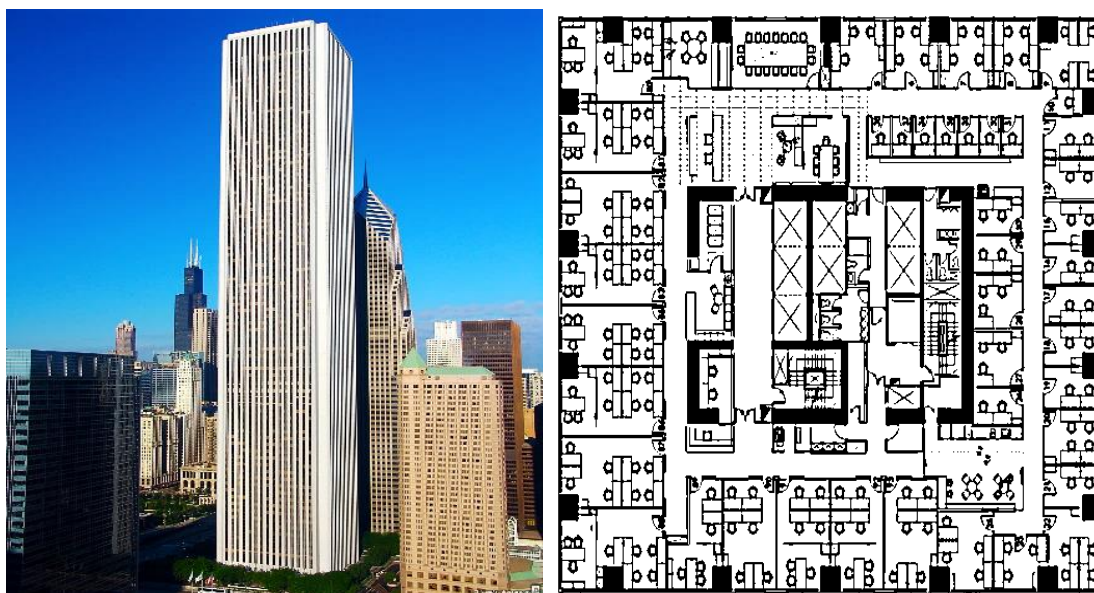
Εικόνα 5.43: Διατμητική υστέρηση σε τετραγωνικό σωληνοειδές πλαίσιο

μοναδική διαφορά έγκειται στο γεγονός ότι αυτές είναι από χάλυβα (Hussain, 2010).



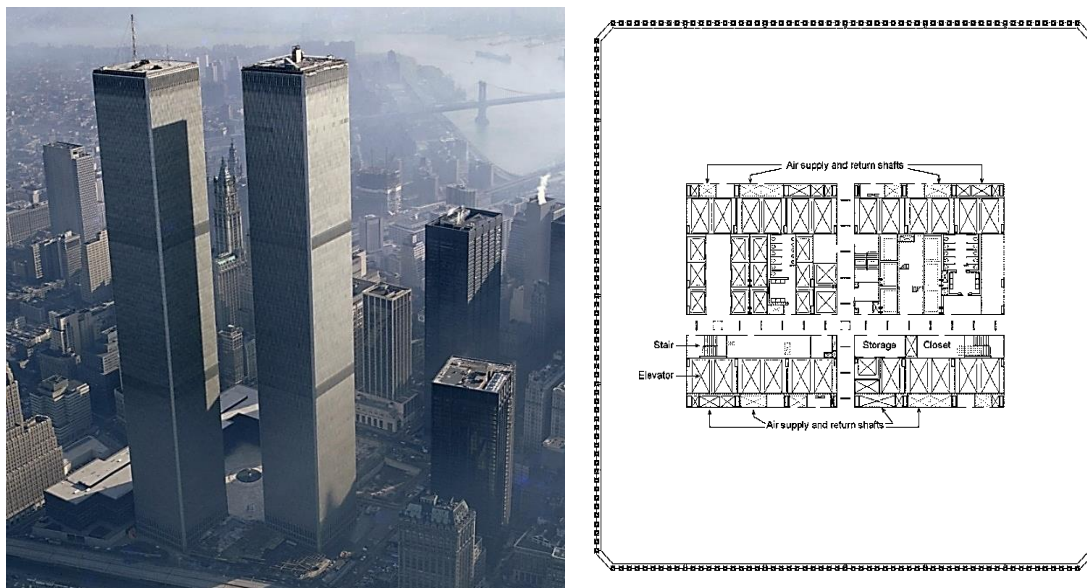
Εικόνα 5.44: Διατμητική υστέρηση σε σωληνοειδές πλαίσιο:
 α) ορθογωνικής, β) τριγωνικής και γ) κυλινδρικής μορφής
 (Πηγή: Taranath, B. S. 2011)

Το ύψος των κατασκευών με σωληνοειδή πλαίσια κυμαίνεται από 60 έως 80 ορόφους, ανάλογα με το εάν έχει χρησιμοποιηθεί ως κύριο δομικό υλικό το σκυρόδεμα ή ο χάλυβας αντίστοιχα. Παραδείγματα αυτού του στατικού συστήματος είναι η μεταλλική κατασκευή Aon Center που διαθέτει 386 m, σχεδιάστηκε από τον αρχιτέκτονα Edward Durell Stone, λειτουργεί ως κτήριο γραφείων και ολοκληρώθηκε το 1974, το DeWitt-Chestnut Apartment Building ύψους 116 m που πραγματοποιήθηκε από τον Fazlur Khan (SOM) και είναι από ωπλισμένο σκυρόδεμα και το Water Tower Palace που είναι και αυτό από ωπλισμένο σκυρόδεμα και έχει ύψος 262 μέτρα (Ali & Moon, 2018).



Εικόνα 5.45: Aon Center, Σικάγο, Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής, κάτοψη

Βέβαια, το σπουδαιότερο επίτευγμα με χρήση του συστήματος αυτού αποτέλεσε το Παγκόσμιο Κέντρο Εμπορείου (World Trade Center) που δυστυχώς όμως και οι δύο πύργοι κατέρρευσαν εξαιτίας της τρομοκρατικής επίθεσης. Τα αρχιτεκτονικά σχέδια των συγκεκριμένων δίδυμων κατασκευών επιμελήθηκε ο Minoru Yamasaki.

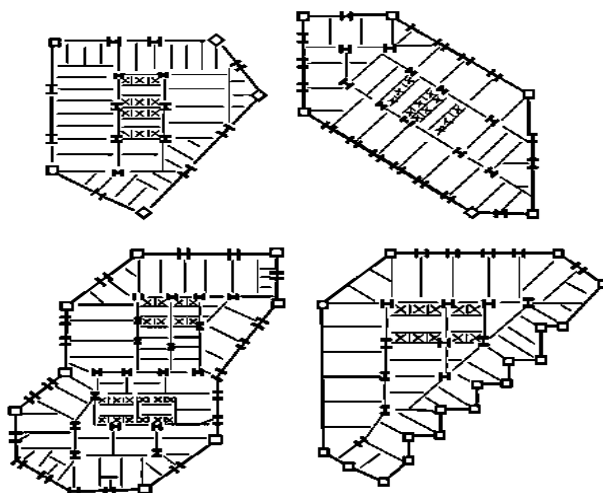


Εικόνα 5.46: α) World Trade Center, Η.Π.Α., β) κάτοψη, γ) σωληνοειδές πλαίσιο

5.8.2 Σωληνοειδής κατασκευή με ακανόνιστο σχήμα (Tube with irregular shape)

Το σωληνοειδές πλαίσιο, περιμετρικά της κατασκευής, έχει τη δυνατότητα να πραγματοποιηθεί με οποιαδήποτε λογική διάταξη των υποστυλωμάτων. Βέβαια, τόσο στην περίπτωση των μη συμπαγών κατόψεων, όσο και αυτών με εισερχόμενες γωνίες (μη κυρτά σχήματα), παρατηρείται ότι η απόδοση του στατικού συστήματος μειώνεται. Για να γίνουμε πιο κατανοητοί, για ένα σωληνοειδές πλαίσιο, μία συμπαγής κάτοψη θεωρείται όταν ο λόγος ύψους προς πλάτος δε ξεπερνάει την τιμή 2, ενώ όταν υπερβεί αυτή την τιμή, το κόστος αυξάνεται λόγω τριών παραγόντων, του σχεδιασμού έναντι του ανέμου, των διατμητικών δυνάμεων καθώς απαιτείται μικρότερη απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων ή μεγαλύτερες διαστάσεις για τα κατακόρυφα αυτά μέλη, αλλά και για συνδετήριες δοκούς οι οποίες θα πρέπει να τοποθετηθούν παράλληλα στη διεύθυνση του ανέμου. Ένας τελευταίος παράγοντας που πρέπει να εξετασθεί αφορά τη διατμητική υστέρηση διότι αυξάνεται δραματικά, ιδίως στα υποστυλώματα που έχουν τοποθετηθεί κάθετα στη διεύθυνση του ανέμου (Taranath, 2011).

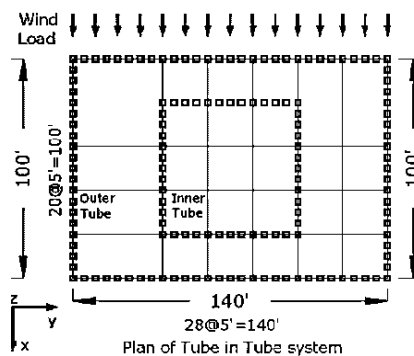
Μπορούμε να διαπιστώσουμε λοιπόν ότι στο ενδεχόμενο ύπαρξης μίας παραλλαγής της μορφής των σωληνοειδών πλαισίων, το σύστημα δε θα είναι τόσο αποδοτικό σε σύγκριση με το συμβατικό σύστημα. Επιπλέον, είναι εφικτό να χρησιμοποιηθεί και μία δευτερεύουσα πλαισιωτή λειτουργία με σκοπό να αλλάξει την κατανομή του αξονικού φορτίου στα υποστυλώματα (Taranath, 2011).



Εικόνα 5.47: Μορφές σωληνοειδών κατασκευών με ακανόνιστο σχήμα
(Πηγή: Taranath, 2011)

5.8.3 Σύστημα σωλήνα σε σωλήνα (tube in tube system)

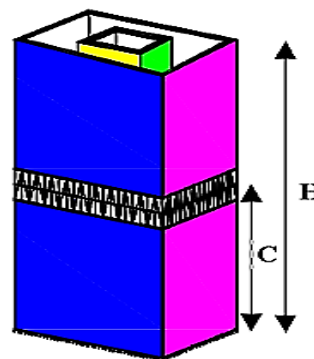
Ο “σωλήνας σε σωλήνα” (ή κιβώτιο με εσωτερικό πυρήνα ή διπλός σωλήνας) αποτελεί ένα από τα πιο ασφαλή σωληνοειδή συστήματα καθώς μπορεί να αντισταθεί με εξαιρετικά αποτελεσματικό τρόπο στα πλευρικά φορτία. Αυτό που το διαφοροποιεί σε σχέση με άλλα δομικά συστήματα είναι ότι ένα σωληνοειδές εξωτερικό πλαίσιο λειτουργεί μαζί με έναν εσωτερικό σωληνοειδή πυρήνα προκειμένου



Εικόνα 5.48: Κάτοψη συστήματος “σωλήνας σε σωλήνα”

να αντισταθούν τόσο στα πλευρικά, όσο και στα βαρυντικά φορτία σε μία κατασκευή. Ο εσωτερικός σωλήνας (inner tube) θα πρέπει να αξιοποιηθεί κατάλληλα έτσι ώστε να μην υπάρξουν περιορισμοί στον εσωτερικό χώρο, αν και σε γενικές γραμμές αυτό είναι αδύνατο να μη συμβεί (Gupta, 2020). Με χρήση αυτού του συστήματος, το ύψος του κτηρίου ποικίλει και αυτό γιατί είναι πρακτικά εφικτό να πραγματοποιηθούν πολλαπλά σωληνοειδή συστήματα και τα οποία είναι ενσωματωμένα το ένα μέσα στο άλλο (Ali & Moon, 2018). Πάντως, με την κατάλληλη επιλογή του συστήματος «tube in tube», οι κατασκευές είναι εφικτό να φθάνουν ακόμη και τους 150 ορόφους.

Στην περίπτωση που η κάτοψη της δομής είναι εξαιρετικά μεγάλη, απαιτούνται επιπλέον υποστυλώματα βαρύτητας (gravity columns) προκειμένου να διαχωριστεί το πλευρικό στατικό σύστημα από το κατακόρυφο και για να μειωθεί η παραμόρφωση των εσωτερικών συνδετήριων δοκών. Ως εκ τούτου, αυτό προκαλεί τεράστια παραμόρφωση στην πλάκα και προκειμένου να μειωθεί το διάφραγμα δαπέδου, θα πρέπει να τοποθετηθεί και ένας επιπλέον σωλήνας εντός του πρωταρχικού. Ακόμη, σε τέτοιου είδους κατόψεις, η δομή



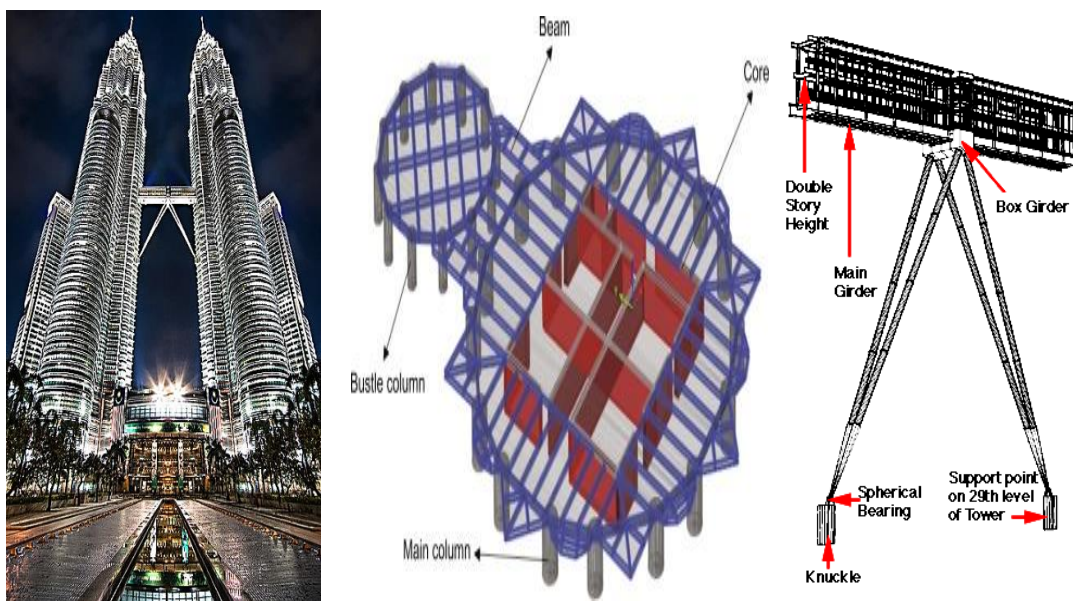
Εικόνα 5.49: Εξωτερικός και εσωτερικός σωλήνας (διπλά κιβώτια)

γίνεται αρκετά εύκαμπτη, ενώ οι συνδετήριες δοκοί υφίστανται υψηλές διατμητικές δυνάμεις και δε μπορούν να γλυτώσουν από το φαινόμενο της διατμητικής υστέρησης, με αποτέλεσμα να προκαλείται δομική ανεπάρκεια. Για να μειωθεί αυτό το φαινόμενο, θα πρέπει να ελαχιστοποιηθεί η διατμητική δύναμη στις συνδετήριες δοκούς και να βελτιωθεί η πλευρική δυσκαμψία της κατασκευής. Ο δευτερεύων σωλήνας αποτελείται από υποστυλώματα που έχουν μικρές αποστάσεις μεταξύ τους και τα οποία συνδέονται με υψίκορμη δοκό προκειμένου να επιτευχθεί η δράση δοκού-υποστυλώματος. Ακόμη,

λόγω των πλευρικών φορτίων, αναπτύσσονται διατμητικές δυνάμεις στο σωληνοειδές πλαίσιο μέσω του διαφράγματος δαπέδου ανάλογα τη σχετική δυσκαμψία του (Etemad & Tiwary, 2019).

Ένα από τα πολλά πλεονεκτήματα αυτού του δομικού συστήματος είναι ότι μεταφέρει με αποτελεσματικό τρόπο τα κατακόρυφα φορτία, ενώ στα μειονεκτήματα ανήκει το γεγονός ότι αν δε χρησιμοποιηθεί με ακρίβεια ο εσωτερικός σωληνοειδής πυρήνας, θα δημιουργηθούν περιορισμοί στους εσωτερικούς χώρους (Gurta, 2020). Επιπρόσθετα, ο πυρήνας είναι εφικτό να κατασκευαστεί ως διατμητικά τοιχώματα (shear core wall), σε σωληνοειδές πλαίσιο (framed tube) ή σαν ένα ενισχυμένο σωληνοειδές σύστημα (braced tube) τοποθετώντας διαγώνια μέλη (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014). Τέλος, ο εσωτερικός σωλήνας έχει τη δυνατότητα να προστατεύσει το κτήριο από κακόβουλες επιθέσεις.

Μία σπουδαία κατασκευή που έχει ανεγερθεί με το υπό εξέταση στατικό σύστημα είναι οι δίδυμοι πύργοι Petronas που βρίσκονται στη Μαλαισία και έχουν ύψος 452 m. Τα αρχιτεκτονικά τους σχέδια επιμελήθηκε ο σπουδαίος Cesar Pelli. Αυτό που κάνει ιδιαίτερη την κατασκευή είναι η ύπαρξη μίας δώροφης αερογέφυρας μήκους 58 m στη στάθμη των ορόφων 41 και 42 ώστε να “επικοινωνούν” οι δύο αυτοί πύργοι, αλλά και στο ενδεχόμενο που υποστεί σοβαρές δομικές βλάβες ο ένας από τους δύο, να μπορούν οι πολίτες να διαφύγουν μέσω αυτής. Τέλος, κάτι ακόμη ξεχωριστό που υπάρχει στη συγκεκριμένη κτήριο είναι ένας πλευρικός πύργος (bustle) που εκτείνεται μέχρι το μισό ύψος των κεντρικών πύργων.

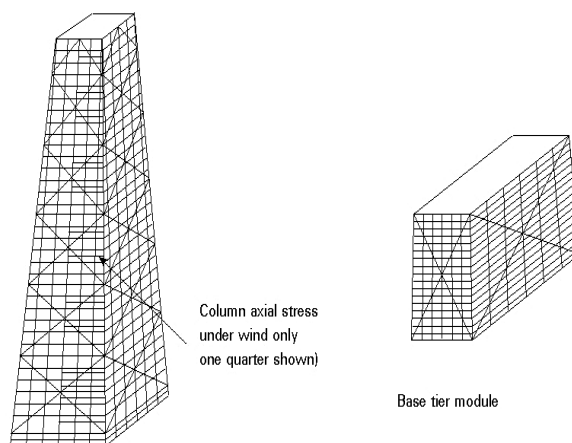


Εικόνα 5.50: α) Petronas Towers, β) κάτοψη - δομικό σύστημα, γ) δώροφης αερογέφυρα

5.8.4 Σύστημα ενισχυμένου σωλήνα (Braced / Trussed tube system)

Τα ενισχυμένα σωληνοειδή συστήματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή και σε σύμμικτες για ύψη άνω των 100 ορόφων. Ανήκουν στα εξωτερικά συστήματα και χωρίζονται σε τρεις (3) κύριες κατηγορίες, στους ενισχυμένους σωλήνες με ή χωρίς εσωτερικά υποστυλώματα καθώς και στους ενισχυμένους υπερσωλήνες (braced mega-tubes) οι οποίοι θα αναλυθούν ξεχωριστά. Η πρώτη είναι μία επέκταση του συμβατικού ενισχυμένου σωλήνα που έχει εσωτερικά υποστυλώματα (Gurta, 2020). Μία τέτοια κατασκευή μπορεί να διαθέτει 100 ορόφους. Το σύστημα του ενισχυμένου σωλήνα καλείται και “Diagonalized tube”.

Το σύστημα του ενισχυμένου σωλήνα αντιπροσωπεύει μία κλασσική λύση για έναν σωλήνα που ταιριάζει μοναδικά στις ιδιότητες και το χαρακτήρα του δομικού χάλυβα. Ακόμη, προσφέρει και μία εξαιρετική λύση χρησιμοποιώντας έναν ελάχιστο αριθμό διαγωνίων σε κάθε όψη για να τέμνονται σε κάθε σημείο στα γωνιακά υποστυλώματα. Το σύστημα αυτό είναι σωληνοειδές δεδομένου ότι τα διαγώνια μέλη στην πρόσοψη λειτουργούν ως δικτύωμα, αλλά επίσης αλληλεπιδρούν με αυτά ώστε να αναπτύξουν τη σωληνοειδή δράση. Επίσης, δεν είναι ανεπαρκές όταν ξεπερνάει τους 80 ορόφους, όπως συμβαίνει με το σωληνοειδές πλαίσιο (frame tube). Η σχετικά ευρεία απόσταση των υποστυλωμάτων μπορεί να οδηγήσει σε μεγάλους ανοικτούς χώρους, αλλά και στο να προσφέρει ένα αισθητικό αποτέλεσμα όταν τοποθετηθούν οι υαλοπίνακες (Gurta, 2020).



Εικόνα 5.51: Σύστημα ενισχυμένου σωλήνα

Όσον αφορά τη διατμητική υστέρηση, αυτή δεν αποτελεί κανένα πρόβλημα καθώς αντιμετωπίζεται εξαιρετικά από τους διαγώνιους συνδέσμους. Εξαιτίας της μεγάλης αξονικής τάσης στα πέλματα των υποστυλωμάτων και της ανεπαρκούς δυσκαμψίας της

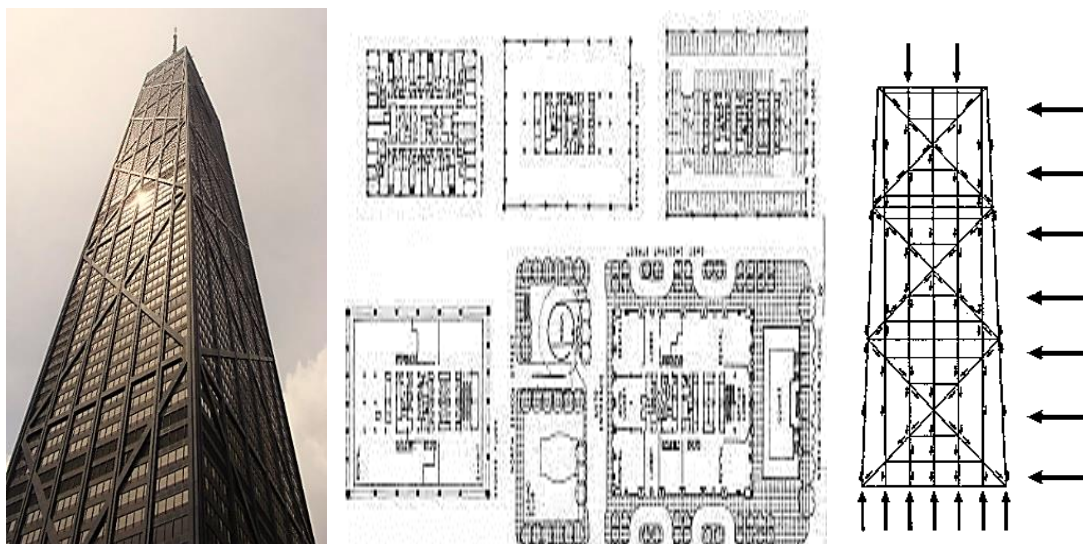
δοκού σύζευξης, η διατμητική υστέρηση εμφανίζεται πολύ περισσότερο σε κτήρια από σωληνοειδή πλαίσια χωρίς διαγώνιες ενισχύσεις. Οπότε, με την τοποθέτηση των διαγωνίων συνδέσμων, η κατασκευή αποδίδει καλύτερα διότι γίνεται πλευρικά πιο άκαμπτη, ενώ αντίστοιχα οι αξονικές δυνάμεις στα υποστυλώματα μεταβιβάζονται με πιο ομοιόμορφο τρόπο τόσο στα εφελκύζόμενα πέλματα αυτών, όσο και στα θλιβόμενα, μειώνοντας με αυτόν τον τρόπο το τη διατμητική υστέρηση. Ο ενισχυμένος σωλήνας εξαλείφει τον κίνδυνο να μεταφερθούν οι μεγάλες αξονικές δυνάμεις στους γωνιακά υποστυλώματα (Etemad & Tiwary, 2019).

Επιπλέον, είναι σίγουρα χρήσιμο να αναφερθεί ότι η πιο αποτελεσματική δράση του ενισχυμένου σωληνοειδούς συστήματος δεν είναι άλλη από την αντικατάσταση των κατακόρυφων υποστυλωμάτων με δικτυωτούς συνδέσμους σε μικρές αποστάσεις και στις δύο διευθύνσεις. Στα αρνητικά χαρακτηριστικά του συστήματος συγκαταλέγονται το πρόβλημα της θέας λόγω της ύπαρξης αυτών των διαγωνίων ενισχύσεων, αλλά το βασικότερο είναι ότι σε αυτό δημιουργούνται προβλήματα εξαιτίας των λεπτομερειών του τοιχοπετάσματος (Hussain, 2010).

Παρά το γεγονός ότι το συγκεκριμένο σύστημα χωρίς υποστυλώματα υπάρχει στα γραφήματα του Khan, μέχρι στιγμής δεν έχει εφαρμοστεί ακόμη σε κανένα υψηλό κτήριο. Ο περιμετρικός ενισχυμένος σωλήνας μεταφέρει τόσο τα πλευρικά, όσο και τα φορτία βαρύτητας, τα οποία εφαρμόζουν θλίψη στην προσήνεμη πλευρά του ανέμου, μειώνοντας έτσι τις ανυψωτικές δυνάμεις και το φαινόμενο της ανατροπής του κτηρίου. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να είναι υψηλότερο σε σύγκριση με ένα κανονικό ενισχυμένο σωληνοειδές σύστημα με εσωτερικά υποστυλώματα, ενώ όσον αφορά τον περιορισμό του ύψους, αυτός εκτιμάται στους 150 ορόφους. Ωστόσο, το σύστημα απαιτεί πολύ μεγάλα ανοίγματα τα οποία και θα πρέπει να εκτείνονται κατά όλο το πλάτος της δομής και πρακτικά το κάνει ακόμη πιο δύσκολο στο να κατασκευαστεί ένα τέτοιο κτήριο (Ali & Moon, 2018).

Ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα του ενισχυμένου σωληνοειδούς συστήματος με εσωτερικά υποστυλώματα αποτελεί η μεταλλική κατασκευή John Hancock Center στο Σικάγο, ύψους 344 m (100 όροφοι) και το οποίο συμπεριφέρεται ως ένας πακτωμένος πρόβολος. Το συγκεκριμένο κτήριο διαθέτει το πλεονέκτημα της απουσίας εσωτερικού πυρήνα και αυτό γιατί τα φορτία τα αναλαμβάνει η περίμετρος, ενώ στα αρνητικά συγκαταλέγεται η ύπαρξη μεγάλων διαγωνίων μελών, ενώ αξίζει να αναφερθεί ότι

κρίσιμος αποδείχθηκε ο σχεδιασμός λόγω των ιδίων βαρών και όχι αυτός έναντι των πλευρικών φορτίων. Παρόλο που τα πλαίσια με διαγωνίους συνδέσμους είναι αρκετά αποδοτικά και γενικά πιο οικονομικά από τα καμπτόμενα πλαίσια, προτιμώνονται σε ελάχιστες περιπτώσεις διότι παρεμβαίνουν στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό. Τέλος, η τέμνουσα βάσης (base shear) μεταβιβάζεται από την περίμετρο του κτηρίου στη βάση του πυρήνα μέσω του διαφράγματος δαπέδου.



Εικόνα 5.52: α) John Hancock Center, Σικάγο, Η.Π.Α., β) κάτοψη, γ) διαδρομές φόρτισης

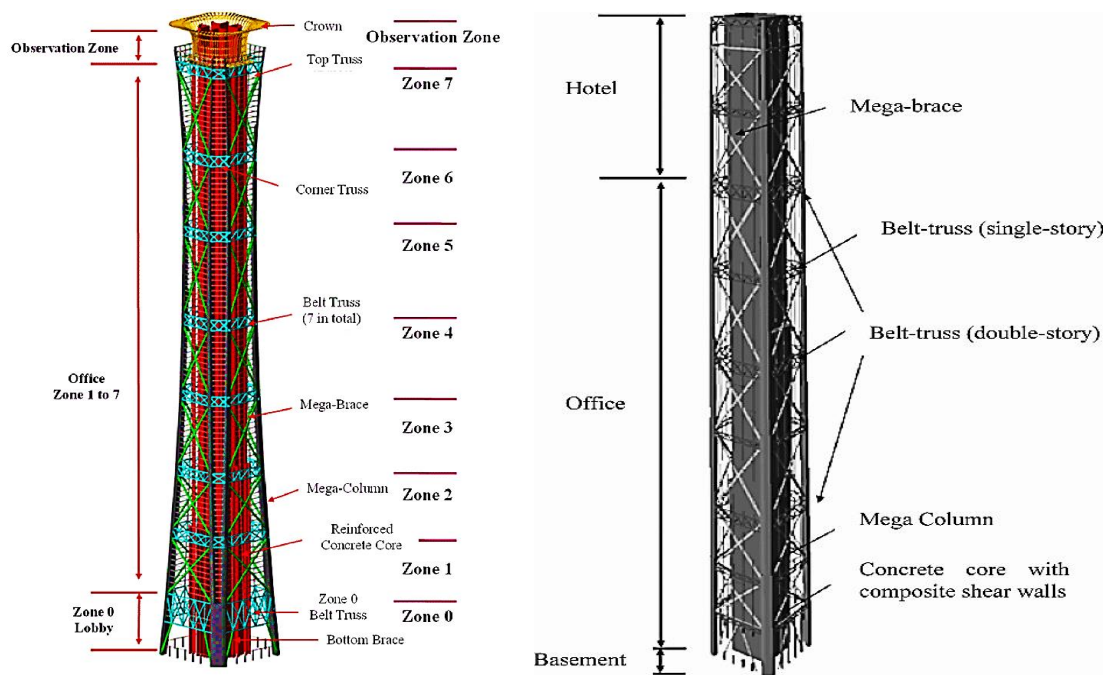
Κάποια ακόμη παραδείγματα ανέγερσης πολυώροφων κτηρίων με το σύστημα του ενισχυμένου πυρήνα είναι το 780 Third Avenue και το Onterie Center που είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και έχουν ύψος 174 m καθώς και η μεταλλική κατασκευή First International Building που η τρίτη της διάσταση είναι 216 m.

5.8.4.1 Ενισχυμένοι υπερσωλήνες (Braced megatube)

Οι ενισχυμένοι υπερσωλήνες αποτελούνται από γωνιακά υπερυποστυλώματα και υπερδιαγωνίους συνδέσμους οι οποίοι τοποθετούνται μεταξύ αυτών των κατακόρυφων στοιχείων, όμως δημιουργούν προβλήματα στη θέα από το εσωτερικό της κατασκευής εξαιτίας του μεγέθους τους. Το σύστημα αυτό, σε σύγκριση με τον απλό ενισχυμένο σωλήνα, είναι αρκετά πιο αποδοτικό και μπορεί να φθάσει έως τους 170 ορόφους λόγω του ότι παρέχει πολύ μεγαλύτερη καμπτική ακαμψία έναντι των ροπών ανατροπής. Οι δομικές επιδόσεις του συγκεκριμένου συστήματος είναι γνωστές χάρη στον Fazlur Khan, αλλά τα παραδείγματα εφαρμογής του είναι σχετικά πρόσφατα (Ali & Moon, 2018).

Στις πολύ υψηλές κατασκευές, όσο πιο μεγάλο είναι το πλάτος τους, τόσο περισσότερο αυξάνεται η διατμητική υστέρηση με αποτέλεσμα η απόδοση της κατασκευής να μειώνεται σε πολύ μεγάλο βαθμό. Στην περίπτωση ύπαρξης μόνο τεσσάρων γωνιακών υπερυποστυλωμάτων στην περίμετρο του κτηρίου, αυτά θα πρέπει να βαστάζουν πέραν των άλλων και τα φορτία βαρύτητας. Για το λόγο αυτό, υπάρχει το ενδεχόμενο να προστεθούν υποστυλώματα βαρύτητας προκειμένου τα φορτία αυτά να μεταφερθούν στους τεράστιους στύλους μέσω των ζωνών περίσφιξης, οι οποίες τοποθετούνται ανά 15 ορόφους μεταξύ αυτών των υπερυποστυλωμάτων. Όσον αφορά τις συνδέσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων βαρύτητας και των ζωνών περίσφιξης, αυτές πραγματοποιούνται με τέτοιο τρόπο προκειμένου να αποφευχθεί η κατάρρευση σε περίπτωση κάποιας αστοχίας αυτών των κατακόρυφων στοιχείων (Ali & Moon, 2018).

Χαρακτηριστικά παραδείγματα αποτελούν οι κατασκευές China Zun Tower (Citic Tower) ύψους 528 m στο οποίο έχουν προστεθεί τεράστια σύμμικτα υποστυλώματα, υπερσύνδεσμοι δυσκαμψίας και ζώνες περίσφιξης και Goldin Finance 117 (597 μέτρα) και οι οποίες βρίσκονται στην Κίνα. Βέβαια, το δεύτερο αυτή τη στιγμή είναι στη φάση της ανέγερσης και θα στηρίζεται από 4 υπερυποστυλώματα, ενώ θα τοποθετηθούν και υπερδιαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ώστε να αντέξει του κτήριο τα πλευρικά φορτία. Ένα σπουδαίο υπό κατασκευή κτήριο είναι και το Erewhon Center στο Σικάγο το οποίο θα αποτελείται από 207 ορόφους (841 m) (Ali & Moon, 2018).



Εικόνα 5.53: Δομικό σύστημα: α) China Zun Tower, β) Goldin Finance 117

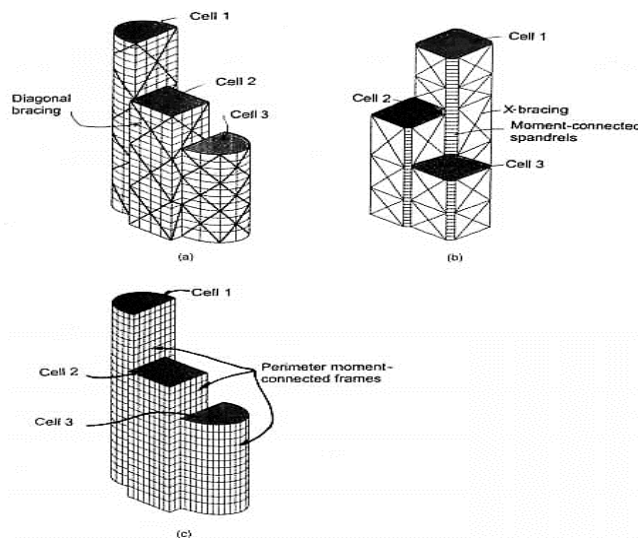
5.8.5 Δεσμοποιημένο σωληνοειδές σύστημα (Bundled / Modular tube system)

Ο δεσμοποιημένος σωλήνας (bundled tube) ανήκει στα εξωτερικά δομικά συστήματα και κύριος στόχος αυτού είναι η μείωση της επίδρασης της διατμητικής υστέρησης, κάτι που πραγματοποιείται με απίστευτα αποτελεσματικό τρόπο. Πρόκειται για ένα από τα πιο εκπληκτικά στατικά συστήματα κατά των ισχυρών ανέμων. Αποτελείται από έναν αριθμό μεμονωμένων σωλήνων οι οποίοι διασυνδέονται και ενεργούν ως ένα ενιαίο στοιχείο για να σχηματίσουν έναν πολλαπλό “σωλήνα” (multicell) στον οποίο τα πλαίσια κατά την πλευρική κατεύθυνση του φορτίου αντιστέκονται στη διάτμηση, ενώ τα πέλματα των πλαισίων φέρουν τις περισσότερες ροπές ανατροπής (Taranath, 2011).

Η λογική αυτού του συστήματος είναι ότι τα εσωτερικά υποστυλώματα και οι συνδετήριες δοκοί δρουν ως εσωτερικά πλέγματα με απώτερο σκοπό να εξαλειφθεί το φαινόμενο της διατμητικής υστέρησης. Δίχως αυτό το προτέρημα, τα εξωτερικά υποστυλώματα σε ένα σωληνοειδές πλαίσιο προς το κέντρο της κατασκευής δε θα συνεισφέρουν στην αντιμετώπιση της ροπής ανατροπής. Για το λόγο αυτό, το σύστημα που εξετάζουμε μπορεί να θεωρηθεί ως μία επέκταση του περιμετρικού σωληνοειδούς συστήματος με άκαμπτα εσωτερικά πλαίσια. Ακόμη, οι μεμονωμένοι “σωλήνες” του δεσμοποιημένου σωληνοειδούς μπορεί να “χωριστούν” σε διάφορα ύψη, χωρίς όμως να επηρεαστεί η αποδοτικότητά του. Επιπρόσθετα, η αντιμετώπιση των στρεπτικών φορτίων επιτυγχάνεται με έναν εύκολο σχετικά τρόπο από την κλειστή μορφή των μεμονωμένων σωλήνων, με αποτέλεσμα να έχουμε μεγαλύτερες αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων, μεγαλύτερα ανοίγματα στα παράθυρα καθώς επίσης και δοκούς με μικρή κρέμαση (Taranath B. S., 2011).

Στα πλεονεκτήματα αυτού του συστήματος ανήκει το γεγονός ότι διαθέτει επαρκή πλευρική ακαμψία, το κτήριο λειτουργεί ως ένα ενιαίο σύστημα άκαμπτων σωλήνων και ότι είναι αισθητικά ελκυστικό. Επιπλέον, προτέρημα αποτελεί η αλληλεπίδραση μεταξύ των μεμονωμένων σωλήνων και των ζωνών περίσφιξης που επιτρέπει στην κατασκευή να επιτύχει το ακραίο ύψος της. Καταλαβαίνουμε λοιπόν ότι το σύστημα ενσωματώνει στοιχεία από το σωληνοειδές πλαίσιο και από τα ενισχυμένα σωληνοειδή συστήματα με ζυγοστάτη και ζώνες περίσφιξης (braced tube systems with outrigger and belt trusses) (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).

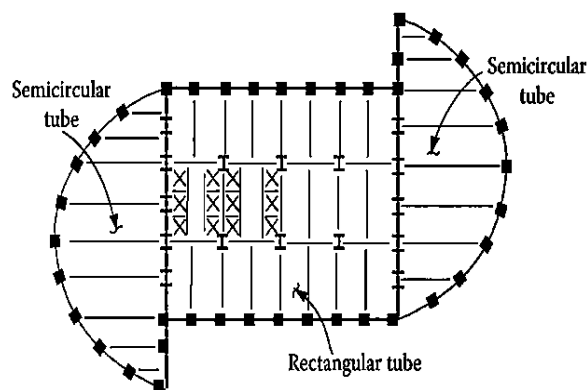
Το συγκεκριμένο σύστημα δεν είναι μόνο αποδοτικό από οικονομικής άποψης, αλλά και καινοτόμο για την ευέλικτη διαμόρφωση του αρχιτεκτονικού χώρου (δημιουργία κάθετης διαμόρφωσης με λογικό τρόπο). Οι σωλήνες είναι δυνατό να μπορούν να έχουν διάφορα σχήματα και την ικανότητα να δεσμοποιηθούν μεταξύ τους σε διαφορετικά είδη ομαδοποιήσεων, με αποτέλεσμα τα πολυώροφα κτήρια να μην έχουν το σχήμα “κουτιού”. Επιπρόσθετα, οι σωλήνες μπορούν να τοποθετηθούν με ποικίλους τρόπους ώστε να δημιουργήσουν μία διαφορετική μάζα.



Εικόνα 5.54: Δεσμοποιημένα σωληνοειδή συστήματα

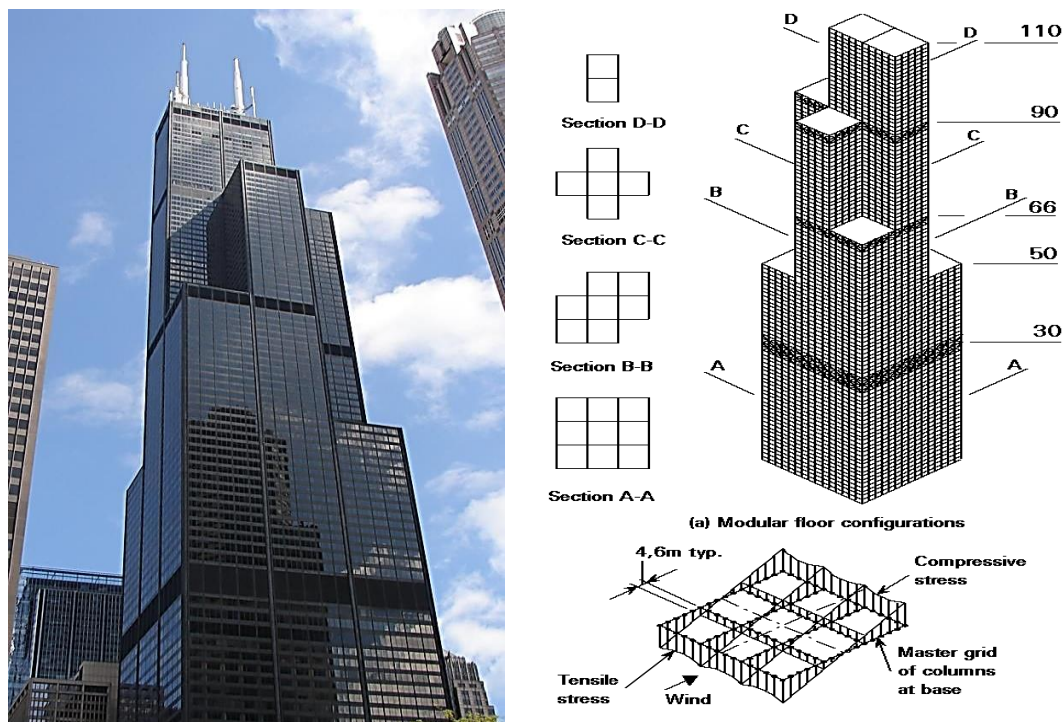
Στα θετικά αυτού του συστήματος συγκαταλέγεται και η μεγάλη απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων και συνεπώς υπάρχει η δυνατότητα για μεγαλύτερες ελεύθερες επιφάνειες, ενώ στην περίπτωση που έχουμε και λεπτότερες συνδετήριες δοκούς, είναι πιθανό να επιτραπούν μεγάλα ανοίγματα στα παράθυρα (Hussain, 2010).

Ακόμη, η αντοχή και η ακαμψία του δεσμοποιημένου σωληνοειδούς συστήματος μπορεί να βελτιωθεί με την τοποθέτηση πλαισίων, τοιχωμάτων κ.λπ., ενώ με τη χρήση διαγωνίων συνδέσμων μπορούμε να αυξήσουμε το ύψος της κατασκευής. Ένα επίσης θετικό που έχει το συγκεκριμένο σύστημα, εξαιτίας της ασυμμετρίας της κατασκευής, είναι η τεράστια στρεπτική αντίσταση και αυτό γιατί βοηθάει στην απορρόφηση των στρεπτικών πλευρικών δυνάμεων που ασκούνται σε αυτή (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβός, 2014). Περαιτέρω, το σχήμα του κάθε σωλήνα είναι εφικτό να αλλάζει σε οποιοδήποτε άλλο κλειστό ομαδοποιημένο σχήμα (π.χ. τριγωνικό, ημικυκλικό, εξαγωνικό κ.λπ.) (Hussain, 2010).



Εικόνα 5.55: Δεσμοποιημένο σωληνοειδές σύστημα με ημικυκλικό και ορθογωνικό σωλήνα

Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί ο Sears Tower (Willis Tower) στο Σικάγο όπου χρησιμοποιήθηκαν 9 σωλήνες διαφορετικού ύψους ώστε να επιτευχθεί η ξεχωριστή εμφάνισή του. Αυτοί οι σωλήνες ανεβαίνουν σε διαφορετικά ύψη και διακόπτονται όταν δεν είναι πλέον χρήσιμοι τόσο αρχιτεκτονικά, όσο και δομικά, ενώ δύο σωλήνες συνεχίζουν μεταξύ του 90^{ου} ορόφου και της στέγης. Τέλος, αποτελείται από ένα εξωτερικό σωληνοειδές πλαίσιο που βοηθάει στη μείωση της διατμητικής υστέρησης. Δύο ακόμη κατασκευές στις οποίες επιλέχθηκε το συγκεκριμένο σύστημα είναι το One Magnificent Mile στο Σικάγο και το Carnegie Hall Tower στη Νέα Υόρκη ύψους 673 και 231 m αντίστοιχα.

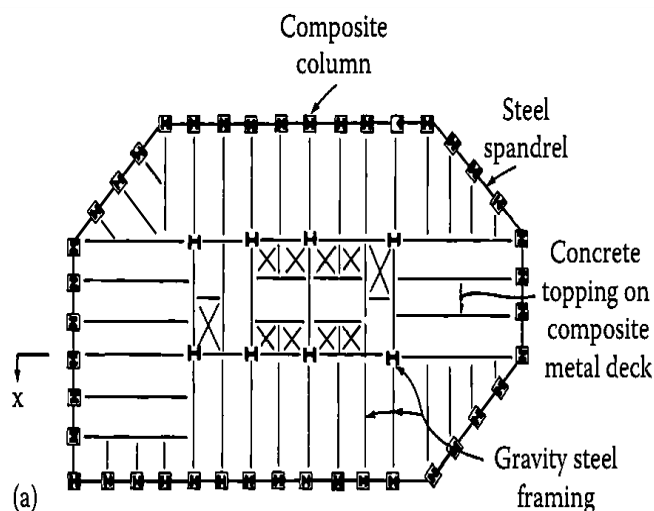


Εικόνα 5.56: α) Sears Tower, Σικάγο, β) λογική και συμπεριφορά δεσμοποιημένου σωληνοειδούς συστήματος (διατμητική υστέρηση)

5.8.6 Σύμμικτα σωληνοειδή συστήματα

Στις Η.Π.Α. (Λουϊζιάνα, Τέξας), χρησιμοποιούνται κατά κόρον σύμμικτα σωληνοειδή συστήματα. Ισχύουν σε γενικές γραμμές τα ίδια με αυτά που έχουμε αναφέρει για αυτά τα συστήματα, συν τοις άλλοις ότι ο χάλυβας προσφέρει ταχεία ανέγερση. Το σύστημα αυτό αποτελείται από περιμετρικά υποστρώματα τα οποία έχουν μικρές αποστάσεις μεταξύ τους καθώς και από υψίκορμες συνδετήριες δοκούς. Μπορεί να κατασκευαστεί με διάφορους τρόπους, αλλά συνήθως πραγματοποιείται από σύμμικτα υποστρώματα και σύμμικτες συνδετήριες δοκούς ή απλά οι τελευταίες να είναι από χάλυβα. Όσον αφορά την πρώτη περίπτωση, επιλέγεται ελαφριά χαλύβδινη διατομή για να προσφέρει ευστάθεια στα υποστρώματα. Αντίθετα, κατά το σχεδιασμό των συνδετήριων δοκών από ωπλισμένο σκυρόδεμα, η αντοχή και η δυσκαμψία τους αμελείται. Γενικότερα, σε αυτό το σύστημα, η ταχύτητα ανέγερσης διατηρείται με την ανέγερση του χαλύβδινου σκελετού και στη συνέχεια με εγκιβωτισμό των εξωτερικών υποστρωμάτων στο σκυρόδεμα. Οι σωληνοειδείς κατασκευές για να κατασκευαστούν αποτελεσματικά θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη έμφαση στην αντοχή και τη δυσκαμψία των εξωτερικών υποστρωμάτων και των συνδετήριων δοκών (Taranath B. S., 2011).

Τέλος, στον Καναδά υπάρχουν δυο κατασκευές που διαθέτουν 64 και 43 ορόφους και οι οποίες κατασκευάστηκαν με το σύστημα «tube in tube», όπου χρησιμοποιήθηκε ένα εξωτερικό σωληνοειδές πλαίσιο, αλλά και ένας πυρήνας από διατημητικά τοιχώματα. Στο εσωτερικό της κατασκευής έχουν τοποθετηθεί χαλύβδινα δομικά μέλη, ενώ στο εξωτερικό το σύστημα αποτελείται από ένα σωληνοειδές πλαίσιο σε συνδυασμό με συμπαγή τοιχώματα στις γωνίες της κατασκευής.



Εικόνα 5.57: Σύμμικτη σωληνοειδής κατασκευή, κάτοψη
(Πηγή: Taranath B. S., 2011)

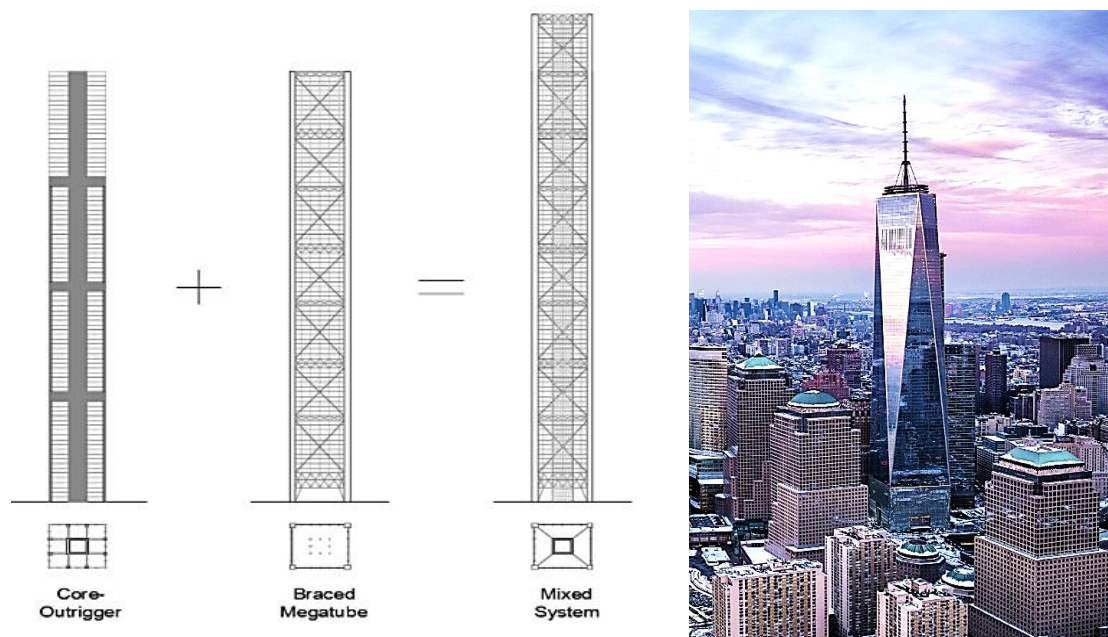
5.9 Δυαδικά / μικτά συστήματα (Dual / hybrid systems)

Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιείται όταν ένα σύστημα από μόνο του δεν μπορεί να παρέχει επαρκή αντοχή ή δυσκαμψία σε ένα κτήριο με σκοπό η κατασκευή να αντέξει τις μεγάλες ανεμοπιέσεις (π.χ. σίφωνες), αλλά και γενικότερα τα πολύ ισχυρά φορτία. Αυτό σημαίνει ότι μπορεί να χρησιμοποιούνται είτε για έναν άμεσο συνδυασμό (π.χ. σωληνοειδές σύστημα με ζυγοστάτη), είτε να υιοθετούνται διαφορετικά συστήματα σε διαφορετικά μέρη της κατασκευής. Φυσικά, τα συνδυαστικά συστήματα δεν αποτελούν νέα μέθοδο κατασκευής. Χαρακτηριστικά παραδείγματα που υπάρχουν στο επίσημο γράφημα του Khan είναι η αλληλεπίδραση διατμητικού τοιχώματος-πλαisiού (shear wall-frame interaction) και του συστήματος “σωλήνας σε σωλήνα” (tube in tube). Το πρώτο, λόγω του ότι είναι ένα συνδυασμένο σύστημα δύο εσωτερικών κατασκευών, ταξινομείται ως εσωτερικό σύστημα, ενώ το άλλο είναι ένας συνδυασμός εσωτερικών (του εσωτερικού σωλήνα) και εξωτερικών συστημάτων (του εξωτερικού σωλήνα) και μπορεί να θεωρηθεί εν τέλει ως εξωτερικό σύστημα επειδή ο τελευταίος είναι αυτός που θα πρέπει να αντισταθεί στα πλευρικά φορτία. Υπάρχουν πολλές διαφορετικές δυνατότητες συνδυασμού όσον αφορά τα δομικά υλικά και συστήματα (Ali & Moon, 2018).

Σε σύγχρονες κατασκευές, τα κύρια δομικά στοιχεία των συνδυασμένων συστημάτων αντοχής έναντι των πλευρικών φορτίων είναι κοινά, οπότε οδηγούμαστε σε δυαδικά συστήματα. Συνεπώς, τα κοινά αυτά στοιχεία εκτελούν διπλές λειτουργίες. Τέλος, μέχρι τώρα έχει κατασκευαστεί ένας περιορισμένος αριθμός κτηρίων με δυαδικά συστήματα, αλλά λόγω των πολλών δυνατοτήτων τους, στο μέλλον αναμένονται ακόμη περισσότερες τέτοιες κατασκευές και συστήματα με ποικίλους συνδυασμούς (Ali & Moon, 2018).

Μία μικτή (δυαδική) κατασκευή είναι το One World Trade Center στην οποία έχει χρησιμοποιηθεί ένας πυρήνας από σκυρόδεμα πολύ υψηλής αντοχής καθώς και το σύστημα του χαλύβδινου καμπτόμενου πλαisiού, δηλαδή πλαίσια ροπή, τα οποία και συνεργάζονται προκειμένου να την κάνουν ακόμη πιο άκαμπτη (καμπτικά ανένδοτη). Η σύνδεση μεταξύ αυτών των δύο συστημάτων πραγματοποιείται με δοκούς. Το σχήμα της κατασκευής δεν επιλέχθηκε μόνο για αισθητικούς λόγους, αλλά και γιατί μέσω της αεροδυναμικής αεροσήραγγας, αυτό τροποποιήθηκε στις γωνίες κατά τέτοιο τρόπο ώστε να μειωθούν τόσο οι ανεμοπιέσεις, όσο και η ποσότητα του χάλυβα. Τέλος, στο ισόγειο του κτηρίου τοποθετήθηκαν ειδικά τοιχώματα χωρίς παράθυρα (blast walls)

ύψους 56 m με σκοπό να αποτραπεί η οποιαδήποτε προσπάθεια κατεδάφισής του (π.χ. πρόσκρουση οχήματος, έκρηξη κ.λπ.) (Fareed, 2010).



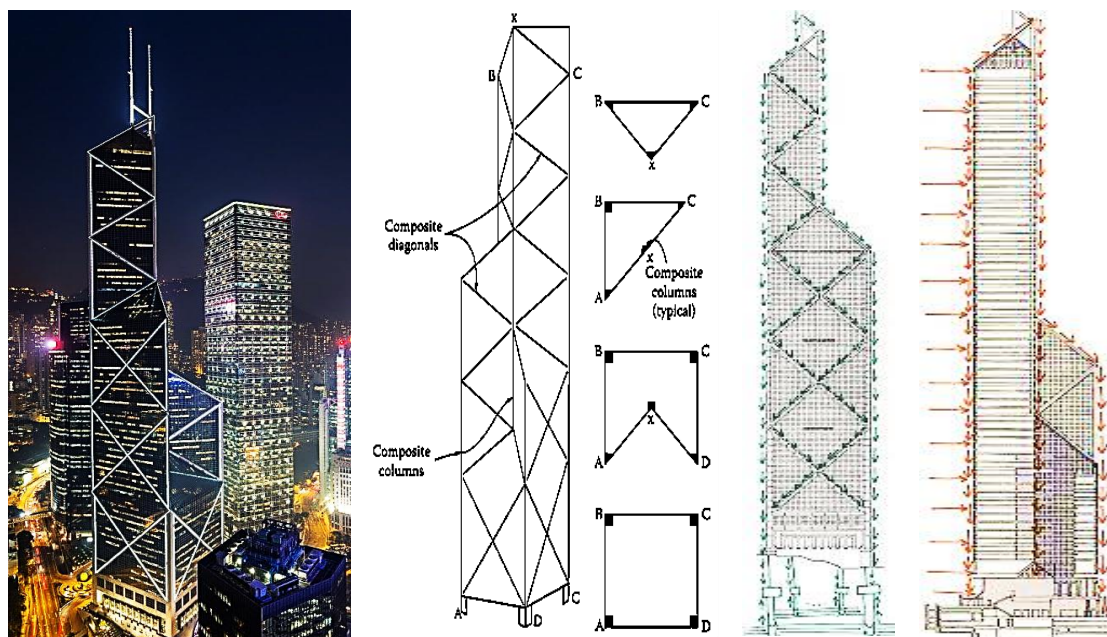
Εικόνα 5.58: α) Δυαδικό σύστημα, β) One World Trade Center, Νέα Υόρκη, Η.Π.Α., 541 m

5.10 Σύστημα χωροδικτύωματος (Space truss system)

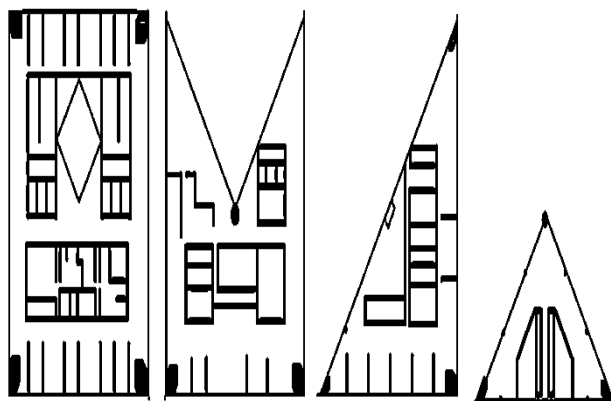
Στην ουσία, πρόκειται για μία παραλλαγή του συστήματος των ενισχυμένων σωλήνων (braced tubes) καθώς και των δεσμοποιημένων (bundled tube), κυρίως λόγω του πώς διαμορφώνεται η κατασκευή σε σχέση με το ύψος. Επίσης, το σύστημα αυτό μπορεί να αναφερθεί και ως “τρισεδιάστατος ενισχυμένος / δεσμοποιημένος σωλήνας” και αυτό γιατί τοποθετούνται τρισεδιάστατοι τριγωνικοί “σωλήνες” προκειμένου τα μέλη τους να αντισταθούν στα κατακόρυφα και πλευρικά φορτία που θα ασκηθούν στην κατασκευή. Με χρήση των χωροδικτυωμάτων, είναι εφικτό να πραγματοποιηθούν κατασκευές που θα διαθέτουν 150 ορόφους. Το χαρακτηριστικό που κάνει το σύστημα να διαφέρει από αυτό του ενισχυμένου σωλήνα, έγκειται στο γεγονός ότι τα χωρικά μέλη υπάρχουν και στο εσωτερικό του (Fareed, 2010).

Γενικότερα, τα χωροδικτυώματα αποτελούν μία ιδανική επιλογή για οροφές με μεγάλα ανοίγματα. Βέβαια, η ύπαρξη των πολυώροφων φορέων με χωρικά στοιχεία οφείλεται στον Leslie Robertson, χάρη στον οποίο το σύστημα εξελίχθηκε ώστε να μπορέσει να αποτελέσει ένα αμιγώς δομικό σύστημα.

Ένα σπουδαίο παράδειγμα στο οποίο έγινε χρήση χωροδικτυωμάτων είναι το Bank of China στο Χονγκ Κονγκ. Η σύμμικτη αυτή κατασκευή διαθέτει 72 ορόφους και έχει 315 m ύψος, ενώ ήταν η πρώτη σε αριθμό που πραγματοποιήθηκε με αυτή τη μέθοδο. Αρχιτέκτονας του εν λόγω κτηρίου ήταν ο σπουδαίος I. M. Pei. Επίσης, η κατασκευή αποτελείται από τέσσερις (4) αλληλοσυνδεδεμένους τριγωνικούς σωλήνες, όπου ο καθένας καταλήγει και σε διαφορετικό ύψος. Το συγκεκριμένο χαρακτηριστικό μοιάζει σε μεγάλο βαθμό με τον τρόπο διαμόρφωσης του Sears Tower μέσω του συστήματος “bundled tube”. Αξίζει να αναφερθεί ότι το σύστημα του χωροδικτυώματος έχει κάποια κοινά και με τα υπερπλαίσια (super-frames / mega-frames) καθώς και με αυτό του διαγωνίου πλέγματος (diagrid). Πάντως, η λογική αυτών των κατασκευών, από τη στιγμή που γίνεται χρήση χωρικών στοιχείων, είναι να μεταφέρουν τα κατακόρυφα και πλευρικά φορτία στη θεμελίωση και από εκεί στο έδαφος. Για το λόγο αυτό, έχουν τοποθετηθεί τέσσερα χαλύβδινα γωνιακά υποστυλώματα προκειμένου να βαστάζουν την κατασκευή καθώς και για να γίνει η μεταβίβαση του ίδιου βάρους σε αυτά από τους τριγωνικούς σωλήνες. Η στήριξη αυτών των υποστυλωμάτων επιτυγχάνεται με τη χρήση κυψελωτών κιβωτίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα (caissons). Επιπρόσθετα, στο Χονγκ Κονγκ, πέρα από το σεισμό, ο άνεμος αποτελεί κυρίαρχη δράση στο σχεδιασμό λόγω των τυφώνων και για το λόγο αυτό τοποθετούνται ειδικά αγκύρια για να αυξηθεί η αντοχή της κατασκευής. Τέλος, το σύστημα δαπέδου είναι κατασκευασμένο από ωπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ στις όψεις έχουν τοποθετηθεί υαλοπετάσματα (Fu, 2018).



Εικόνα 5.59: α) Bank of China, Χονγκ Κονγκ, β) λογική συστήματος και σύμμικτα δομικά στοιχεία, γ & δ) διαδρομές φόρτισης (κατακόρυφα και πλευρικά φορτία)



Εικόνα 5.60: α) Bank of China, κατόψεις σε διαφορετικά ύψη
(Πηγή: Fu, 2018)

5.11 Σύστημα πυρήνα και μέγα-πυρήνα (Core & mega-core structural system)

Αρχικά, το συγκεκριμένο σύστημα αποτελεί μία εξαιρετική επιλογή όταν ο πυρήνας κατασκευάζεται από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Όπως ήδη έχουμε αναφέρει, ο πυρήνας αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα τμήματα μίας πολυώροφης κατασκευής. Σε περίπτωση που χρησιμοποιηθεί ένας πυρήνας σε ένα κτήριο από καμπτόμενα πλαίσια, τότε τα πλευρικά φορτία αντιμετωπίζονται με πιο αποδοτικό τρόπο. Στα πλαίσια ροής δίχως πυρήνα, όσον αφορά τα φορτία του σεισμού και του ανέμου, έχει παρατηρηθεί ότι οι δοκοί και τα υποστυλώματα κάμπτονται και αυτό έχει ως συνέπεια στο να επακολουθήσουν μεγάλες πλευρικές μετακινήσεις μετά από ένα συγκεκριμένο ύψος. Ωστόσο, με τη χρήση ενός πυρήνα (core), η δυσκαμψία, η δυσστησία και η δυστρεψία, δηλαδή η καμπτική, διατμητική και στρεπτική στιβαρότητα, θα αυξηθούν. Ακόμη, από αρχιτεκτονικής άποψης, ο πυρήνας μπορεί να είναι ανοικτός ή μερικώς ανοικτός. Ακόμη, οι πλάκες και οι δοκοί συνδέονται με αυτόν σε κάθε όροφο. Οι πλάκες δαπέδου που είναι συνδεδεμένες με τον πυρήνα μπορεί να διαθέτουν δύο μορφές, είτε “full-console”, είτε “half-console”. Στη δεύτερη περίπτωση, προκύπτουν σημαντικές ασυνέχειες στα υποστυλώματα στα άκρα της πλάκας. Επίσης, στα συστήματα με πλάκες προβόλου (cantilever slabs), από αυτές εξαρτάται το πόση ελεύθερη επιφάνεια θα διαθέτει η κατασκευή (Yüksel, 2020).

Ένας από τους πιο κρίσιμους παράγοντες αποτελεί η μορφή του κτηρίου τόσο για λόγους δομικής συμπεριφοράς, όσο και αισθητικής. Αυτό συμβαίνει γιατί η μορφή της κατασκευής και το σύστημα που θα χρησιμοποιηθεί αλληλεπηρεάζονται. Προκειμένου

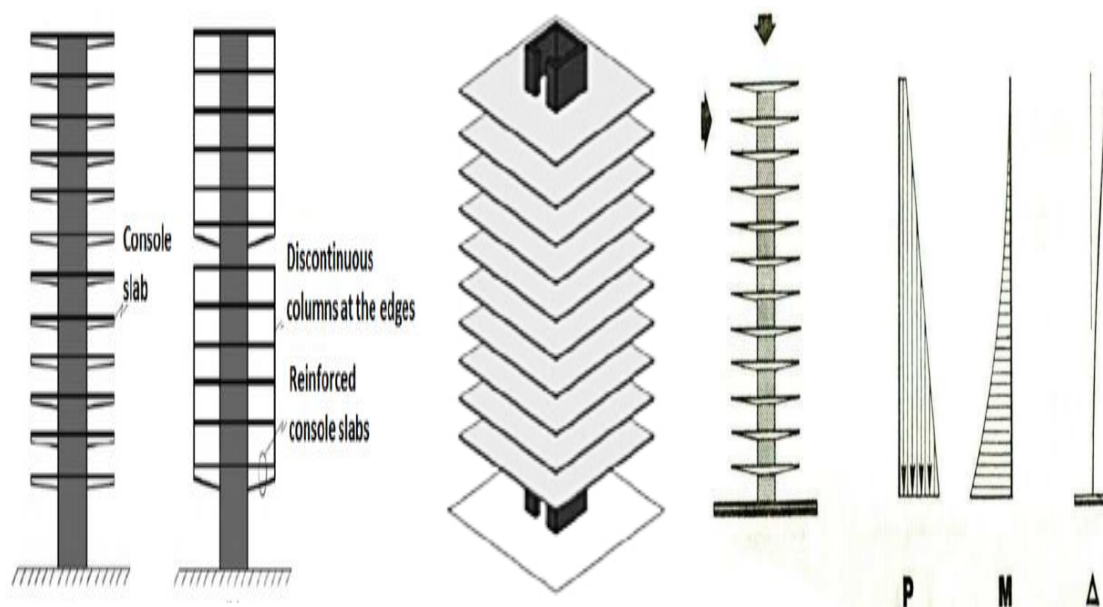
να αναδειχθεί αποτελεσματικό το φέρον σύστημα, θα πρέπει να δώσουμε ιδιαίτερη προσοχή στη γεωμετρία και τη μορφή της κατασκευής. Μία ακόμη αλληλεπίδραση που χρήζει διερεύνησης, αφορά τη μορφή του κτηρίου και της αεροδυναμικής αυτού. Κατά το σχεδιασμό έναντι του ανέμου, είναι απαραίτητο να περιορισθεί η αρνητική επίδραση αυτού. Χάρη στη δυνατότητα εκμετάλλευσης υπολογιστικών προγραμμάτων, είναι αρκετά πιο εύκολο στο να επιτευχθεί το συγκεκριμένο ζήτημα. Οι ανεμοπιέσεις που θα αναπτυχθούν, υπάρχει η πιθανότητα να μειώσουν το αεροδυναμικό σχήμα του κτηρίου. Αυτό μπορεί να είναι ελλειπτικό, περιστρεφόμενο, κωνικό, κυλινδρικό κ.λπ. (Yüksel, 2020).

Επιπλέον, οι πυρήνες σχήματος ορθογωνίου, συνήθως χρησιμοποιούνται με τη μορφή διατμητικών τοιχωμάτων και είναι ιδανικοί για εμπορικά κτήρια όπου απαιτείται η μέγιστη ευελιξία στη διάταξη προκειμένου οι ανοικτοί χώροι να διαιρούνται με κινητά διαχωριστικά. Επιπλέον, διαθέτει και δομικά πλεονεκτήματα καθώς τα τοιχώματα αυτά μπορούν να αντιμετωπίσουν κάθε είδους φορτία, όπως τις διατμητικές δυνάμεις, τις ροπές κάμψης σε όλες τις διευθύνσεις, αλλά και τη στρέψη όταν έχει την απαιτούμενη δυσκαμψία και αντοχή μεταξύ των πελμάτων των ανοικτών διατομών και φυσικά τα πλευρικά φορτία (Advanced Design of Reinforced Concrete Structures, 2014).

Στην Εικόνα 5.61, παρατηρούμε τη συμπεριφορά ενός κεντρικού συστήματος πυρήνα υπό την επίδραση φορτίων βαρύτητας και ανέμου. Τα κατακόρυφα φορτία αυξάνονται προοδευτικά, δηλαδή στην κορυφή είναι σχεδόν μηδενικά, αλλά στη βάση είναι τα μέγιστα, ενώ η ροπή λόγω των ανεμοπιέσεων είναι παρόμοια με την περίπτωση ενός προβόλου στον οποίο ασκούνται ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία. Η μέγιστη ροπή εμφανίζεται στο σημείο της πάκτωσης (Advanced Design of Reinforced Concrete Structures, 2014).

Αξίζει να αναφερθεί ότι η συμπεριφορά του πυρήνα έναντι των πλευρικών φορτίων είναι άρρηκτα συνδεδεμένη με το σχήμα του (μορφή), τη διεύθυνση του ανέμου και του σεισμού, το βαθμό δυσκαμψίας κ.λπ. Πάντως, όσον αφορά το σχήμα και τη θέση του πυρήνα στην κατασκευή, δεν υπάρχει κάποιος περιορισμός. Το σχήμα που θα έχει ο πυρήνας, εξαρτάται κατά κύριο λόγο από τη διάταξη των ανελκυστήρων και των κλιμακοστασίων. Επίσης, αντί να γίνει χρήση μονών διατμητικών τοιχωμάτων, υπάρχει η δυνατότητα είτε για έναν ορθογωνικό πυρήνα, είτε ακόμη και για έναν πολυσύνθετο

με πολλαπλά συζευγμένα διατμητικά τοιχώματα και τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με δοκούς σύζευξης (Advanced Design of Reinforced Concrete Structures, 2014).



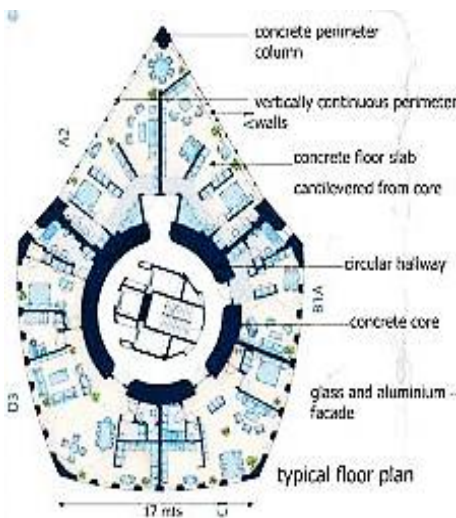
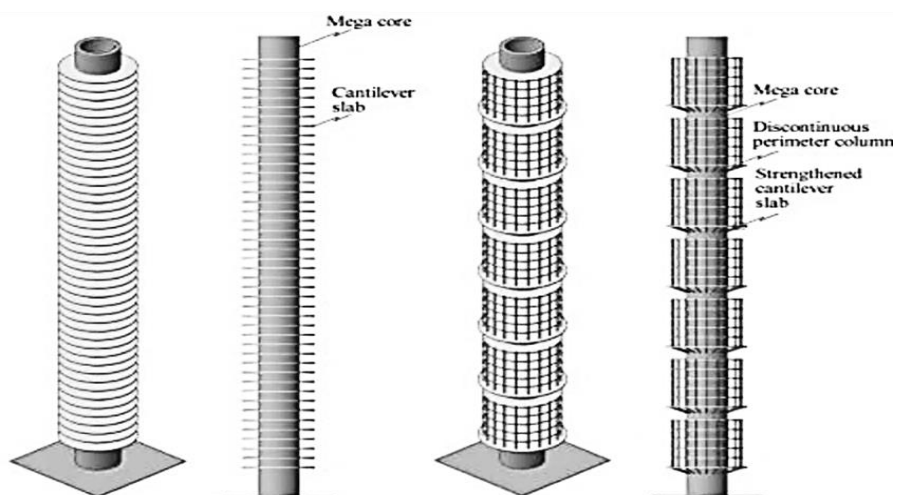
Εικόνα 5.61: α) Σύστημα πυρήνα και πλάκες δαπέδου, β) συμπεριφορά πυρήνα υπό την επίδραση πλευρικών και κατακόρυφων φορτίων

(Πηγή: Yüksel, 2020)

Τέλος, με το σύστημα αυτό μπορούμε να κατασκευάσουμε ένα κτήριο που όμως δε θα πρέπει να ξεπερνάει τους 30 ορόφους, εκτός κι εάν γίνει χρήση ενός mega-πυρήνα από ωπλισμένο σκυρόδεμα ή σύμμικτο, καθώς τότε το όριο αυτό αυξάνεται και η ανέγερση μπορεί να φθάσει ή και να υπερβεί τους 40 ορόφους (Advanced Design of Reinforced Concrete Structures, 2014). Στο σύστημα του mega-πυρήνα, χρησιμοποιούνται πυρήνες από διατμητικά τοιχώματα που είναι κατασκευασμένα από ωπλισμένο σκυρόδεμα ή σύμμικτα καθώς και πολύ μεγαλύτερες διατομές σε σύγκριση με το συμβατικό. Αυτό σημαίνει ότι ο υπερπυρήνας (mega-core) μπορεί να αντισταθεί στα κατακόρυφα και πλευρικά φορτία, ενώ δεν απαιτείται η τοποθέτηση περιμετρικών υποστυλωμάτων ή διατμητικών τοιχωμάτων. Επίσης, ο συγκεκριμένος πυρήνας μπορεί να χρησιμοποιηθεί μαζί με ενισχυμένες πλάκες προβόλου έτσι ώστε η κατασκευή να φθάσει τους εξήντα (60) ορόφους (EL-Tawab, 2018).

Χαρακτηριστικό παράδειγμα που έχει κατασκευασθεί με το σύστημα πυρήνα είναι το Casselden Place στην Αυστραλία με συνολικό ύψος που φθάνει τα 165 μέτρα, ενώ η χρήση του υπερπυρήνα πραγματοποιήθηκε στο περιστρεφόμενο HSB Turning Torso που διαθέτει 190 m ύψος. Τέλος, δύο ακόμη κατασκευές στα οποία έγινε χρήση μέγα-

πυρήνα είναι το AXA Tower και το Aspire Tower. Όσον αφορά το πρώτο κτήριο, αυτό βρίσκεται στη Σιγκαπούρη και ξεχωρίζει από τα υπόλοιπες κατασκευές όχι λόγω του ύψος των 235 m, αλλά χάρη στη κυλινδρική μορφή του. Ό,τι έχει να κάνει με τον δεύτερο πύργο, αυτός βρίσκεται στο Κατάρ και η μορφή του μοιάζει με αυτή του AXA Tower, ενώ ο πυρήνας είναι κατασκευασμένος από ωπλισμένο σκυρόδεμα και στον οποίο μεταφέρονται τα φορτία βαρύτητας που ασκούνται στους στύλους και τις δοκούς.



Εικόνα 5.62: α) Λογική συστήματος mega-πυρήνα, β) HSB Turning Torso, Σουηδία, β) Σύστημα mega-πυρήνα στο HSB Turning Torso, κάτοψη

5.12 Σύστημα με εξωτερικό σκελετό (Exoskeleton system)

Πρόκειται για ένα ανεξάρτητο δομικό σύστημα, δηλαδή έχει την ικανότητα να στηρίζεται από μόνο του και τοποθετείται στο εξωτερικό μέρος μίας κατασκευής με την οποία είναι συνδεδεμένο. Ανάλογα με τη σύνδεση, γίνεται κατανοητός ο τρόπος με τον οποίο η εσωτερική κατασκευή μπορεί να αποφορτιστεί παρέχοντας πάντα τις

καταπονήσεις στο εξωτερικό χαλύβδινο πλαίσιο, το οποίο σχεδιάζεται έτσι ώστε να την προστατεύσει. Αποτελεί μία εξαιρετική επιλογή για την αντιμετώπιση των φορτίων που αναπτύσσονται λόγω σεισμικών φαινομένων, ενώ επίσης διαθέτει αισθητικά και βιώσιμα χαρακτηριστικά. Το συγκεκριμένο σύστημα ξεπερνάει τη διάρκεια ζωής των 50 ετών, που σημαίνει ότι δεν πρέπει να βασιζόμαστε στα ισχύοντα τεχνικά πρότυπα. Βέβαια, αυτό το πρόβλημα κατορθώθηκε να επιλυθεί χάρη στην τοποθέτηση μίας μη αποσβενύμενης δοκού σύζευξης με σκοπό να δημιουργήσει ένα συζευγμένο σύστημα, όπου στα δάπεδα παρατηρείται μία επίπεδη δύσκαμπτη συμπεριφορά, αλλά την ίδια στιγμή συνεχίζουν την απόκρισή τους στις σεισμικές δράσεις. Οι μάζες αυτών των δύο ανεξάρτητων κατασκευών δε θεωρούνται αμελητέες. Τόσο για την εξωτερική, όσο και για την εσωτερική κατασκευή, επιλέγεται η δυναμική ανάλυση διότι υποδεικνύονται τα κύρια σεισμικά χαρακτηριστικά, όπως είναι οι ιδιοσυχνότητες, η ιδιοπερίοδος της ταλάντωσης, οι μετακινήσεις και οι διατμητικές δυνάμεις. Έχουν πραγματοποιηθεί πολλές μελέτες για αυτό το σύστημα που αφορούν την ενέργεια, την αρχιτεκτονική, τη βιωσιμότητα, αλλά ιδιαίτερη έμφαση έχει δοθεί στον αντισεισμικό σχεδιασμό ώστε να μην προκληθούν σοβαρές βλάβες (Martelli, Restuccia, & Ferro, 2020). Όσον αφορά την πυροπροστασία, αυτή δεν αποτελεί σοβαρό ζήτημα λόγω της απόστασης των δομικών στοιχείων, που προορίζονται να αντιμετωπίσουν τα πλευρικά φορτία, με την πρόσοψη. Βέβαια, στα αρνητικά χαρακτηριστικά συγκαταλέγεται η θερμική συστολή και διαστολή καθώς και το γεγονός ότι αναπτύσσονται συστηματικά θερμικές γέφυρες. Το συγκεκριμένο στατικό σύστημα μπορεί να φθάσει μέχρι και τους 100 ορόφους (Fareed, 2010). Τέλος, ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα του συστήματος με εξωτερικό σκελετό αποτελεί το Hotel de las Artes στην Ισπανία που διαθέτει 154 m ύψος.



Εικόνα 5.63: Hotel de las Artes,
Καταλονία, Ισπανία

5.13 Υπερπλαίσια (Superframe structures)

Οι κατασκευές από υπερπλαίσια λειτουργούν ως σωληνοειδείς με κύριο σκοπό να αντιστέκονται στις ανεμοπιέσεις με τον πιο αποδοτικό τρόπο. Το δομικό σύστημα αυτό διακρίνεται σε δύο κατηγορίες, στα μεμονωμένα υπερπλαίσια και στους συζευγμένους πύργους που αποτελεί μία θεωρητική επέκταση του αυτόνομου υπερπλαίσιου. Στην περίπτωση που συνδέονται δομικά ένα μεγάλος αριθμός πύργων από υπερπλαίσια, το ύψος της κατασκευής μπορεί να ξεπεράσει τους 250 ορόφους (Gurta, 2020).

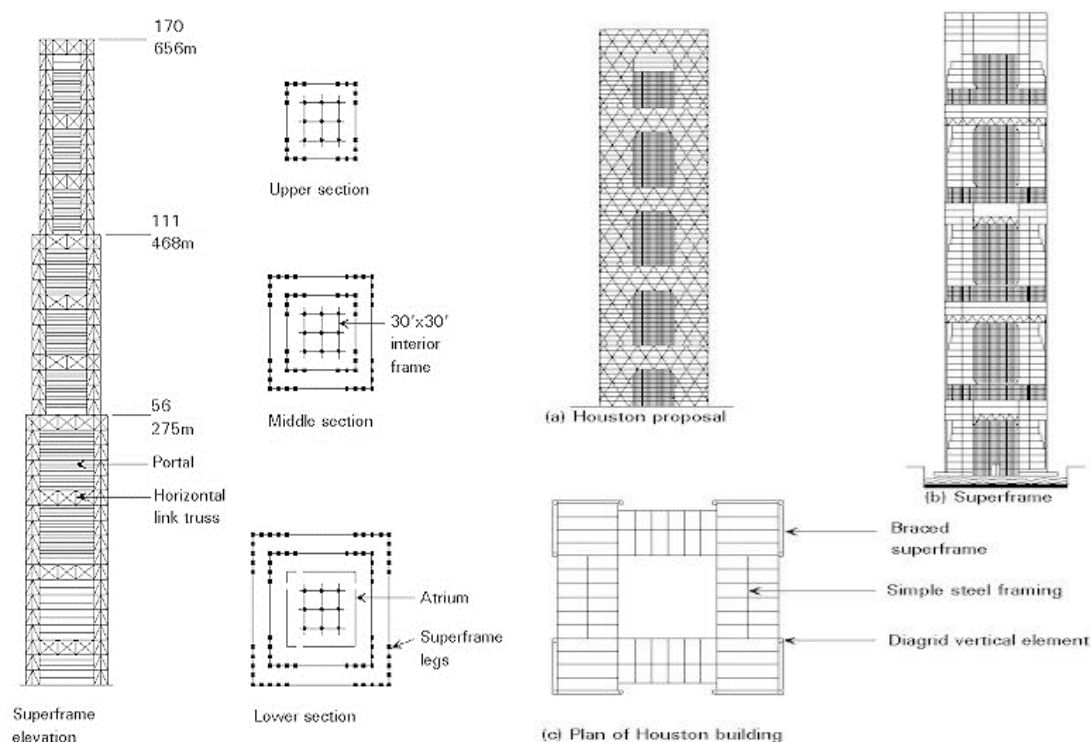
Με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των κατασκευών από υπερπλαίσια, η ιδέα για χρήση τεραστίων στοιχείων αποδείχθηκε καινοτόμος και οδήγησε στη βελτίωση και ανάπτυξη νέων μεθόδων κατασκευής. Ορισμένα τμήματα του συστήματος αυτού έχουν την ίδια διάταξη ή και τις ίδιες δομικές ιδιότητες και χρησιμοποιούνται επανειλημμένα. Τα τμήματα του υπερπλαίσιου αναφέρονται ως “υπερμέλη” και αποτελούνται από υπερυποστυλώματα και υπερδοκούς (mega-beams / columns) και έτσι προκύπτουν τα ενισχυμένα υπερπλαίσια (mega braces frames) τα οποία διαθέτουν ποικίλες μορφές. Τα υπερυποστυλώματα αυτά μπορούν να χαρακτηρισθούν ως κατακόρυφα δικτυώματα τα οποία είναι διατεταγμένα σε κάθε γωνία του κτηρίου με αποτέλεσμα να επιτυγχάνεται η μέγιστη αποτελεσματικότητα στην αντοχή έναντι των φορτίων του ανέμου, ενώ τα οριζόντια δικτυώματα, δηλαδή οι υπερδοκοί, συνδέονται με τα κατακόρυφα κάθε 12 με 14 ορόφους. Τα υπερπλαίσια έχουν τη δυνατότητα να φιλοξενούν πολλούς χώρους κατάλληλους για πολλαπλές λειτουργίες (Ali & Moon, 2018). Αξίζει να αναφερθεί ότι αυτά τα δικτυώματα μπορούν να αναφερθούν και ως “πόδια”. Τόσο αυτά τα οριζόντια στοιχεία όσο και τα κατακόρυφα πρέπει να είναι δύσκαμπτα σε επίπεδο διατομής. Έτσι, παίρνουν τη μορφή χορδών (chords) και λειτουργούν ως δικτύωμα. Στα δικτυώματα αυτά, προκειμένου να αντισταθούν στα πλευρικά φορτία, πραγματοποιούνται ισχυρές οριζόντιες συνδέσεις και έτσι λειτουργούν ως ένας ισοδύναμος πρόβολος (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).

Ένας επιπλέον κρίσιμος παράγοντας στα στατικά συστήματα αφορά την αισθητική των υψηλών κτηρίων. Αυτή η απόφαση πρέπει να παρθεί από το δομοστατικό και τον αρχιτέκτονα. Αυτές οι κατασκευές θα πρέπει να προχωρήσουν την ιδέα του ευέλικτου χώρου ώστε να μπορεί να προγραμματιστεί αποτελεσματικά για δική του χρήση και να μετατραπεί σε ένα υπερπλάισιο. Αυτά επιτρέπουν την πραγματοποίηση αυτής της διαμόρφωσης του χώρου δίνοντας μέγιστη ελευθερία και χαμηλό κατασκευαστικό κόστος. Διαπιστώνουμε λοιπόν ότι πέρα από το πώς συμπεριφέρεται η κατασκευή στα

πλευρικά φορτία, είναι ζωτικής σημασίας η εμφάνιση που θα επιλεγεί για το κτήριο καθώς και τον τρόπο με τον οποίο θα εκφραστεί η πρόσοψή του (Gurta, 2020).

Στην παρακάτω εικόνα (Εικόνα 5.64), μπορούμε να κατανοήσουμε τον τρόπο με τον οποίο επιτυγχάνεται η διαμόρφωση ενός συμβατικού συστήματος από υπερπλαίσια. Αντίστοιχα, στην Εικόνα 5.64a, παρατηρούμε ένα αρθρωτό διαγώνιο πλέγμα (diagrid) στο οποίο τα στοιχεία του εντός των πυλών (κατακόρυφα και οριζόντια δικτυώματα) αφαιρούνται, αλλά και τη λογική με την οποία κατασκευάστηκαν τα υπερπλαίσια. Πρόκειται για ένα κτήριο στην απλούστερη μορφή του και το οποίο αποτελείται από 80 ορόφους (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).

Άξιο αναφοράς είναι ότι με το σύστημα των υπερπλαισίων θα κατασκευαστεί και το Chicago World Trade Center, το οποίο θα ανήκει στην κατηγορία "Megatall" καθώς θα έχει 762 m ύψος (210 ορόφους). Μία ακόμη κατασκευή είναι το Parque Central Twin Towers στο Καράκας της Βενεζουέλας με ύψος 225 μέτρα.



Εικόνα 5.64: Κατασκευές από υπερπλαίσια: Σικάγο, πρόταση (αριστερά), a) με χρήση διαγώνιου πλέγματος, Χιούστον, πρόταση και (b) ενστερνισμός υπερπλαισίου

5.14 Συζευγμένοι πύργοι από υπερπλαίσια (Superframe conjoined towers)

Η ιδέα του υπερπλαισίου του Khan μπορεί να επεκταθεί και σε συζευγμένους πύργους για μελλοντικά πολύ υψηλά κτήρια τα οποία αποτελούν μία σχετικά πρόσφατη μέθοδο σχεδιασμού. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με την αύξηση του δομικού βάθους. Στην πραγματικότητα, η έννοια των συζευγμένων πύργων χρονολογείται από τότε που δημοσιεύθηκε το “King’s Views Of New York” από τον Moses King στις αρχές του 20^{ου} αιώνα. Αυτό, δείχνει ουρανοξύστες της Νέας Υόρκης που συνδέονται με γέφυρες οι οποίες έχουν τοποθετηθεί σε μεγάλο ύψος (skybridges) (Ali & Moon, 2018).

Ο Ιακων Chernikov, είχε μία σπουδαία ιδέα που αφορούσε μία σύνθετη συγκρότηση ουρανοξυστών σε ένα συνδεδεμένο και ολοκληρωμένο σύνολο. Τέτοιες κατασκευές που όταν συνδεθούν όλες μαζί μοιάζουν με γέφυρα, μπορεί να αποδειχθούν εξαιρετικές σε θέμα δομικής απόδοσης. Αυτό συμβαίνει γιατί οι μεμονωμένοι πύργοι στηρίζονται από άλλους, αρκεί να είναι πλήρως συνδεδεμένοι. Οι γέφυρες όμως δεν αποτελούν μόνο τρόπο σύνδεσης μεταξύ των ουρανοξυστών, αλλά και χρησιμοποιούνται και ως ένα μέσο διαφυγής σε περίπτωση που ένας πάθει κάποια σοβαρή βλάβη και αποδειχθεί αδύνατη η εκκένωση μέσω αυτού (Ali & Moon, 2018).

Στις μέρες μας, τα συζευγμένα υψηλά κτήρια δεν αποτελούν όνειρο και στο μέλλον θα υπάρξουν ακόμη περισσότερες τέτοιες κατασκευές. Οι Petronas Towers στη Μαλαισία αποτελούν ένα τέτοιο παράδειγμα αν και δεν είναι αυτό το δομικό τους σύστημα. Αυτοί είναι συνδεδεμένοι με μία διώροφη γέφυρα που βρίσκεται στο μέσο ύψος τους. Ακόμη, δύο πρόσφατα παραδείγματα που βρίσκονται στην Κίνα είναι το Golden Eagle Tiandi Towers ύψους 328 μέτρων και το Gate To The East, ένας πύργος γραφείων 302 μέτρων όπου οι δύο κατασκευές συνδέονται δομικά στην κορυφή (Ali & Moon, 2018).



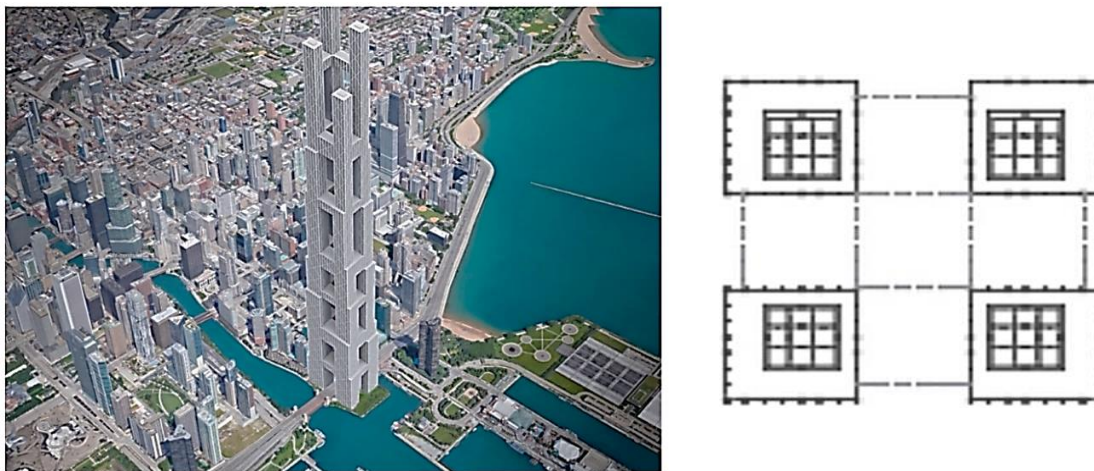
Εικόνα 5.65: Golden Eagle Tiandi Towers και Gate To The East, Κίνα

Είναι λογικό να μην έχουν αναλυθεί και αξιοποιηθεί στο έπακρο τα δομικά οφέλη της σύνδεσης δύο ή περισσότερων πολύ υψηλών πύργων καθώς ακόμη βρισκόμαστε σε πρωταρχικό στάδιο. Στο υπό κατασκευή Golden Eagle Tiandi Towers, τρεις εξαιρετικά υψηλοί ουρανοξύστες με ύψος 368, 328 και 300 μέτρα διασυνδέονται δομικά με ένα εξαώροφο λόμπι που βρίσκεται στα 200 μέτρα, ενώ οι πύργοι έχουν κατασκευαστεί με χρήση του συστήματος πυρήνα-ζυγοστάτη με ζώνες περίσφιγξης. Οι συνδέσεις μεταξύ των πύργων αυτών γίνεται εκεί που είναι τοποθετημένοι οι ζυγοστάτες με τη χρήση δικτυωμάτων τα οποία και συνδέονται με τις ζώνες περίσφιγξης των μεμονωμένων κτηρίων. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα οι τρεις ουρανοξύστες να είναι δομικά «δεμένες» μεταξύ τους και χάρη σε αυτό η πλευρική ακαμψία τους ως ένας συζευγμένος πύργος να είναι πολύ μεγαλύτερη από αυτή των μεμονωμένων (Ali & Moon, 2018).

Όπως αναφέραμε στην αρχή, η έννοια της δομής των συζευγμένων πύργων είναι μία τροποποιημένη έκδοση του υπερπλαισίου. Μία αλλαγή που μπορεί να πραγματοποιηθεί αφορά τα τέσσερα γωνιακά υπερυποστυλώματα, όπου στη θέση τους θα μπορούσαν να τοποθετηθούν τέσσερις ενισχυμένοι σωληνοειδείς πύργοι με σκοπό να φθάσουμε σε μεγάλα ύψη. Επιπλέον, οι πύργοι αυτοί μπορούν να συνδεθούν με οριζόντια στοιχεία και οι οποίες πραγματοποιούνται μεταξύ των πύργων όπου στεγάζονται δυνητικά «sky lobbies» και εξαιρετικά μεγάλοι δημόσιοι χώροι. Πάντως, αυτά είναι που δημιουργούν τους συζευγμένους πύργους από υπερπλαίσια, καθώς χρησιμοποιούν ολόκληρο το πλάτος του συγκροτήματος (πύργοι) ως το δομικό βάθος αντί του πλάτους των μεμονωμένων πύργων. Ένας παράγοντας στον οποίο θα πρέπει να δώσουμε ιδιαίτερη προσοχή αφορά την ακαμψία της οριζόντιας σύνδεσης των ενισχυμένων σωληνοειδών πύργων διότι αποτελεί μία σημαντική μελέτη δομικού σχεδιασμού (Ali & Moon, 2018).

Στην παρακάτω εικόνα (Εικόνα 5.66), παρατηρούμε μία τέτοια δομή ενός μιλίου (1.6 km) από τον Chris Hyun στη Σχολή Αρχιτεκτονικής του Yale. Το έργο αυτό προτάθηκε για το Σικάγο συμπεριλαμβανομένης και της περιοχής που ήταν να πραγματοποιηθεί το Chicago Spire από τον Santiago Calatrava, που όμως τελικά κάτι τέτοιο δε συνέβη. Στο έργο αυτό, τέσσερα εξαιρετικά υψηλά κτήρια διασυνδέονται με τη δομική ιδέα του υπερπλαισίου προκειμένου να αποκτήσουν ένα πολύ μεγάλο ύψος. Παρά τα εξαιρετικά χαρακτηριστικά του, για πάρα πολύ υψηλά κτήρια, η αρχιτεκτονική ενσωμάτωση της δομικής έννοιας των υπερπλαισίων με συζευγμένους πύργους είναι αρκετά πιθανό να αποτελεί μία δύσκολη διαδικασία. Ωστόσο, αυτοί οι πύργοι έχουν τη δυνατότητα να

δώσουν την απάντηση στα προβλήματα του πυκνού αστικού περιβάλλοντος μέσω της δημιουργίας τρισδιάστατων κατακόρυφων πόλεων (vertical cities) (Ali & Moon, 2018).



Εικόνα 5.66: Sky Mile Tower, συζευγμένοι πύργοι από υπερπλαίσια, σχέδιο-πρόταση, τρισδιάστατη απεικόνιση και κάτοψη

Εν κατακλείδι, όπως προαναφέραμε, με τη χρήση αυτού του στατικού συστήματος, μπορεί να επιτευχθούν εξωπραγματικά ύψη, αλλά και να συνδέσουμε περισσότερους από δύο πύργους μεταξύ τους (Ali & Moon, 2018). Πιο συγκεκριμένα, υπάρχει η δυνατότητα να ξεπεράσουμε ακόμη και τους 250 ορόφους, κάτι που σημαίνει ότι μελλοντικά μπορούμε να αγγίξουμε ή ακόμη και να ξεπεράσουμε το ύψος των 1500 m. Μέχρι στιγμής, κτήριο με συζευγμένους πύργους αποτελούμενους από υπερπλαίσια δεν έχει κατασκευαστεί, αλλά κατά πάσα πιθανότητα στο μέλλον θα πραγματοποιηθεί καθώς το συγκεκριμένο σύστημα θα αποτελέσει την πρόοδο έπειτα από την ανακάλυψη και χρήση του αντιστηριζόμενου πυρήνα (buttressed core). Ένα σπουδαίο επίτευγμα θα αποτελέσει το Sky Mile Tower που είχε προτείνει ο Frank Lloyd Wright, το οποίο θα ανεγερθεί στην Ιαπωνία (Τόκιο), θα ολοκληρωθεί το 2045 και θα διαθέτει περίπου 1700 μέτρα ύψος!

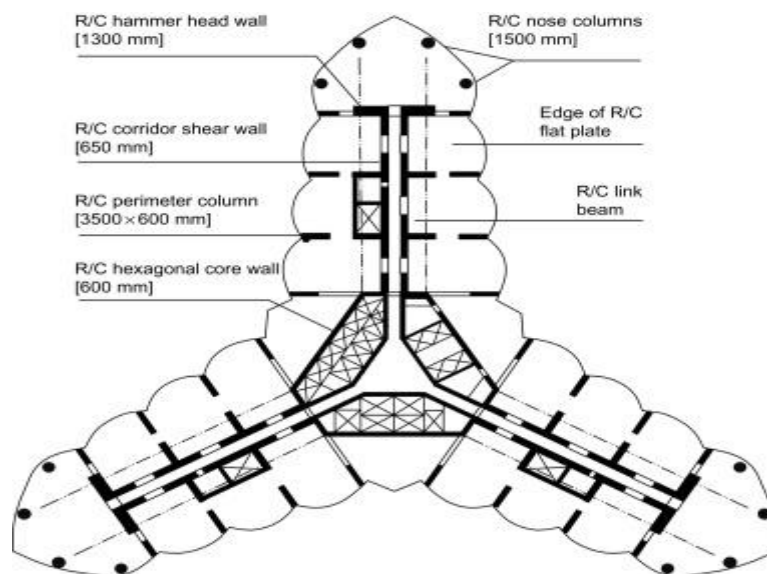
5.15 Σύστημα αντιστηριζόμενου πυρήνα (Buttressed core system)

Πρόκειται για ένα από τα πιο πρωτοποριακά και καινοτόμα δομικά συστήματα που έχει επινοήσει ο άνθρωπος μέχρι σήμερα. Τόσο τα υψηλότερα κτήρια του παρόντος, όσο και του μέλλοντος θα επιλέγουν το σύστημα του αντιστηριζόμενου πυρήνα. Αυτές οι πολύωροφες κατασκευές αποτελούνται από τρεις πτέρυγες (wings) σε συνδυασμό με διπλά τοιχώματα για να προσφέρουν τις απαιτούμενες δομικές επιδόσεις. Πέρα από τα αισθητικά και λειτουργικά πλεονεκτήματα, στο συγκεκριμένο σύστημα η μορφή σχήματος Υ επιλέχθηκε κυρίως για τη μείωση των ανεμοπιέσεων και τη βελτίωση της εργασιμότητας του κτηρίου. Πρέπει να αναφερθεί ότι, προκειμένου να διατηρηθεί η δομική επάρκεια, είναι απαραίτητο να διατηρηθούν οι αναλογίες ύψους προς πλάτος για κατασκευές που το ύψος τους τείνει ή ξεπερνάει το 1 km (Gupta, 2020).



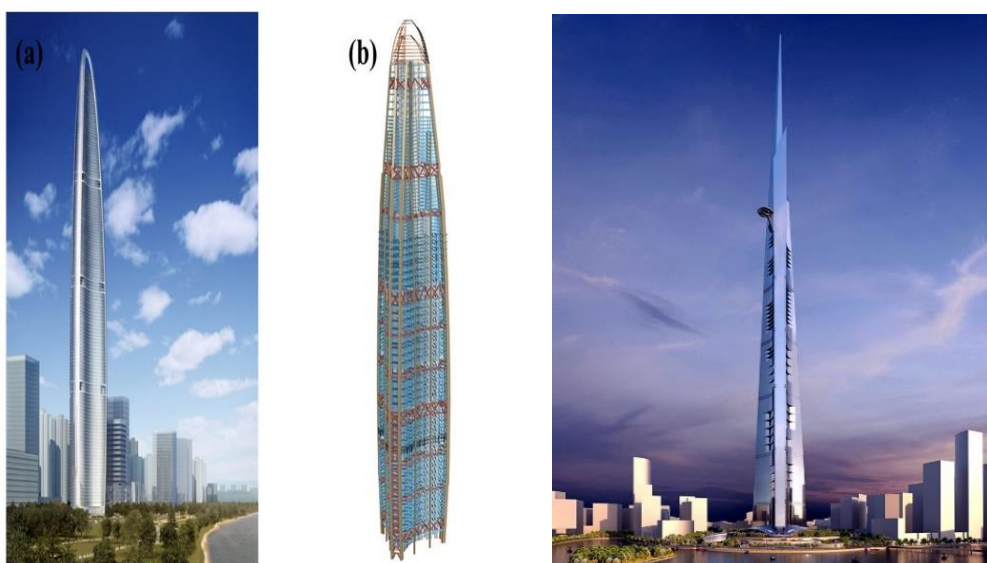
Εικόνα 5.67: Burj Khalifa, Ντουμπάϊ, Η.Α.Ε

Το σπουδαιότερο, μέχρι σήμερα, που έχει σχήμα Υ άρχισε να κατασκευάζεται το 2004 και ολοκληρώθηκε το 2010 και δεν είναι άλλο από το Burj Khalifa (ή Burj Dubai), το οποίο χάρη στο απίστευτο ύψος των 828 μέτρων (163 όροφοι) αποτελεί το υψηλότερο κτήριο στον κόσμο. Η κατασκευή αποτελείται από τρεις πτέρυγες που έχουν τη μορφή τριπόδου το οποίο της παρέχει την απαιτούμενη, ενώ το συγκεκριμένο σχήμα του κτηρίου είναι εμπνευσμένο από ένα άνθος που καλείται Hymenocallis (Gupta, 2020).



Εικόνα 5.68: Burj Khalifa, κάτοψη

Βέβαια, στο στάδιο της κατασκευής βρίσκονται δύο ακόμη κτήρια. Πρόκειται για το Wuhan Greenland Center στην Κίνα που θα έχει 126 ορόφους και 636 μέτρα ύψος καθώς και το μελλοντικά σπουδαιότερο κτήριο στον κόσμο, το Kingdom Tower (ή Jeddah Tower) λόγω του γεγονότος ότι θα ξεπεράσει το φράγμα του ενός χιλιομέτρου σε ύψος και θα πάρει τα ηνία του Burj Khalifa για το πιο υψηλό κτήριο στον κόσμο. Πάντως, την ιδέα του σχήματος Y οραματίστηκε πρώτος ο Frank Lloyd Wright για τον πύργο Mile High Illinois (1956). Αυτό το σχήμα χρησιμοποιήθηκε στο CN Tower στον Καναδά ύψους 553 m, όπου πρόκειται για ένα αυτόνομο και εξαιρετικά υψηλό κτήριο από ωπλισμένο σκυρόδεμα.



Εικόνα 5.69: α) Wuhan Greenland Center, Κίνα, β) Kingdom Tower, Σαουδική Αραβία

Το δομικό σύστημα αυτό αποτελείται από τοιχώματα υψηλής απόδοσης τα οποία είναι κατασκευασμένα από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Κάθε μία από τις πτέρυγες αντιστηρίζει τις υπόλοιπες μέσω ενός εξαγωνικού κεντρικού πυρήνα. Αυτός προσφέρει στρεπτική αντίσταση στο εν λόγω κτήριο, ενώ τα τοιχώματα σε διαδρόμους υψηλής αισθητικής (corridor walls) εκτείνονται από τον κεντρικό πυρήνα προς τα άκρα της κάθε πτέρυγας (Baker, William F.; Pawlikowski, James J.; Young, Bradley S.; SOM, 2009). Τα τοιχώματα αυτά γίνονται πιο παχιά λόγω της ύπαρξης των «hammerhead walls» τα οποία συμπεριφέρονται όπως ο κορμός και τα πέλματα της δοκού προκειμένου να αντιμετωπίσουν τόσο τις καμπτικές ροπές, όσο και τις διατμητικές δυνάμεις λόγω του ανέμου, ενώ η σύνδεση μεταξύ των τοιχωμάτων επιτυγχάνεται με υψίκορμες δοκούς.

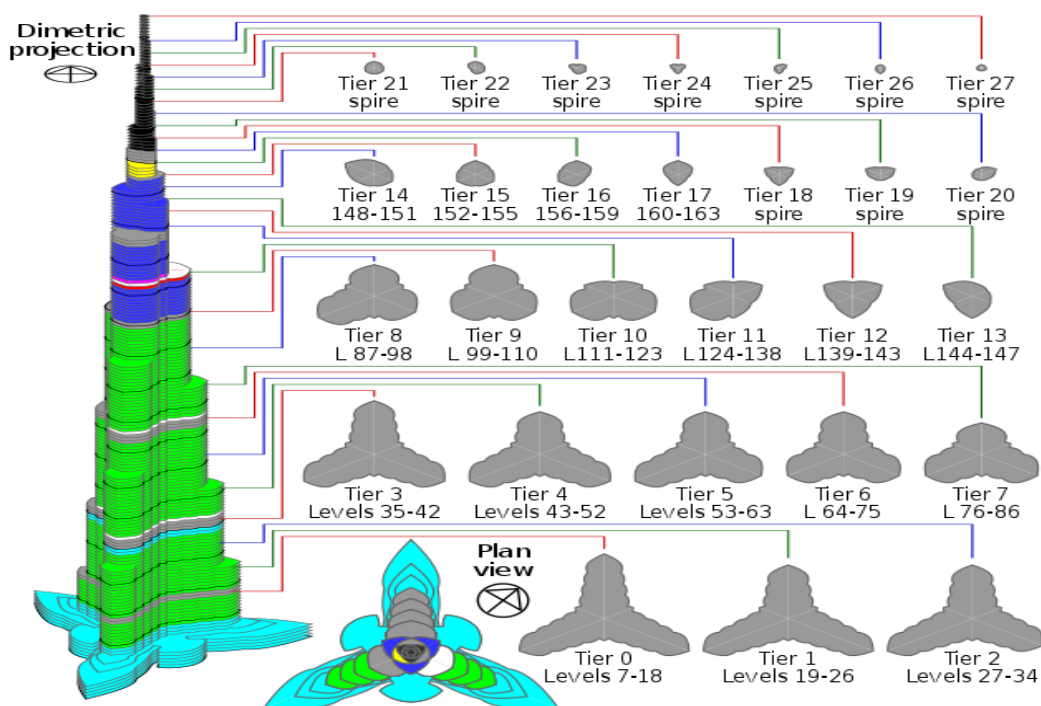
Επιπρόσθετα, στους πέντε μηχανικούς ορόφους τοποθετήθηκαν ζυγοστάτες οι οποίοι συνδέουν όλα τα κατακόρυφα στοιχεία έτσι ώστε να έχουμε μία ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων λόγω των ιδίων βαρών. Αυτό οδήγησε στο να ανακατανείμει το κτήριο τα φορτία βαρύτητας σε πέντε θέσεις κατά μήκος του ύψους του κτηρίου και έτσι να μειωθούν σε μεγάλο βαθμό οι διαφορικές μετακινήσεις λόγω ερπυσμού. Επίσης, το σύστημα χρησιμοποιήθηκε για την αντιμετώπιση των φορτίων βαρύτητας, του σεισμού και των ανεμοπιέσεων (Baker, William F.; Pawlikowski, James J.; Young, Bradley S.; SOM, 2009).

Επίσης, λόγω της εμφάνισης του ερπυσμού, παρατηρήθηκε διαφορεική βράχυνση στα υποστυλώματα μεταξύ των περιμετρικών κολώνων και των εσωτερικών τοιχωμάτων. Για την αντιμετώπιση του συγκεκριμένου φαινομένου, τα περιμετρικά υποστυλώματα διαστασιολογήθηκαν με τέτοιο τρόπο ώστε η φόρτιση λόγω ιδίων βαρών να είναι ίδια με αυτή των εσωτερικών διατμητικών τοιχωμάτων (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014). Ένα ακόμη φαινόμενο που έπρεπε να ληφθεί υπόψη ήταν αυτό της συστολής ξήρανσης, όπου για να αντιμετωπισθεί αποφασίστηκε να επιλέξουν το ίδιο πάχος (600 mm) τόσο στα περιμετρικά υποστυλώματα, όσο και στα διατμητικά τοιχώματα. Ο λόγος που έγινε αυτό ήταν για να μειωθεί η διαφορεική βράχυνση μεταξύ αυτών (Baker, William F.; Pawlikowski, James J.; Young, Bradley S.; SOM, 2009).

Το Burj Khalifa, πέρα από την ύπαρξη των ζυγοστατών, γίνεται ακόμη πιο άκαμπτο με την προσθήκη κατακόρυφων τοιχωμάτων μεγάλου πάχους, όπως συμβαίνει και στο Jeddah Tower. Παρά το γεγονός ότι το αρχιτεκτονικά ενσωματωμένο σύστημα του αντιστηριζόμενου πυρήνα προσφέρει πληθώρα πλεονεκτημάτων, η ευελιξία στη χρήση

του εσωτερικού χώρου περιορίζεται σε μεγάλο βαθμό λόγω των ειδικών σχεδίων που απαιτούνται (Baker, William F.; Pawlikowski, James J.; Young, Bradley S.; SOM, 2009).

Βέβαια, η τοποθέτηση μίας χαλύβδινης σπείρας στην κορυφή της κατασκευής παρέχει ανώτατες δομικές επιδόσεις και χρησιμοποιεί ένα ενισχυμένο διαγώνιο σύστημα για την αντιμετώπιση των σεισμικών δράσεων και των ανεμοπιέσεων. Ό,τι έχει να κάνει με την πυροπροστασία, επιλέχθηκε μία πρόσθετη αντιπυρική επικάλυψη από αλουμίνιο και τοποθετήθηκαν συστήματα εκκένωσης, συναγερμού, πυρκαγιάς, καπνού καθώς και καταιονισμού (Baker, William F.; Pawlikowski, James J.; Young, Bradley S.; SOM, 2009). Ακόμη, πραγματοποιήθηκε βαθιά θεμελίωση και εκσκαφή σε βάθος 50 m όπου τοποθετήθηκαν 196 πάσσαλοι. Τα σεισμικά φορτία δεν αποδείχθηκαν κρίσιμα για τον σχεδιασμό, εκτός από αυτά στη χαλύβδινη σπείρα (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014). Άξιο αναφοράς είναι ότι δεν υπήρξε η ανάγκη για πρόσθετους αποσβεστήρες καθώς και το γεγονός ότι διαθέτει ένα από τα πιο γρήγορα κατακόρυφα συστήματα μεταφοράς στον κόσμο τα οποία διανύουν μία απόσταση 18 m κάθε δευτερόλεπτο. Ακόμη, στο Burj Khalifa, παρατηρείται μία συνεχής μείωση της κάτοψης όσο αυξάνεται το ύψος της κατασκευής, κάτι που συμβαίνει για να μπορέσει να αντιμετωπίσει τα ισχυρά φορτία ανέμου. Τέλος, η μέγιστη μετακίνηση στον τελευταίο όροφο είναι της τάξης των 1.2 μέτρων!

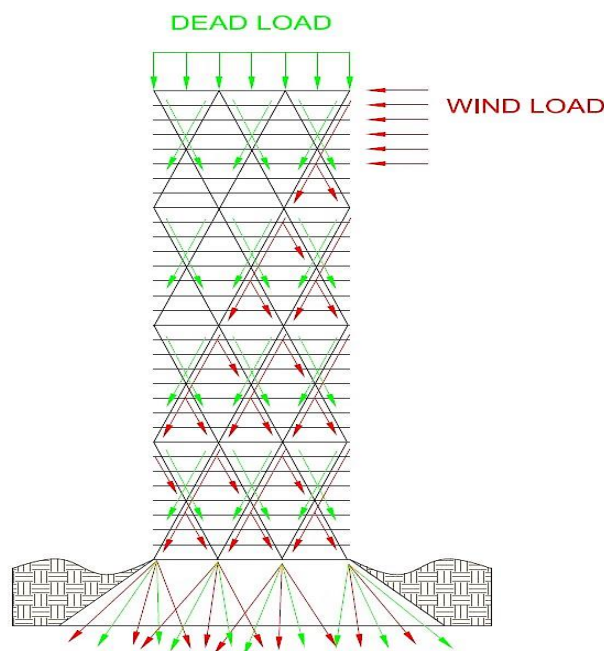


Εικόνα 5.70: Καθ' ύψος μείωση της κάτοψης του Burj Khalifa

Κεφάλαιο 6: Σύστημα διαγωνίου πλέγματος (Diagrid system)

6.1 Εισαγωγή

Την τελευταία δεκαετία, στις κατασκευές με διαγώνια πλέγματα (diagrid structures), παρατηρείται μία ραγδαία αύξηση όσον αφορά τη χρήση τους λόγω της αισθητικής που προσφέρουν καθώς και φυσικά της εξαιρετικής συμπεριφοράς τους σε περιοχές όπου αναπτύσσονται ισχυρά φορτία ανέμου. Το σύστημα αυτό μπορεί και αντιστέκεται στα φορτία βαρύτητας και στο άνεμο δίχως τη βοήθεια ενός δομικού πυρήνα. Όπως καταλαβαίνουμε, στην περίπτωση που θέλουμε να αποφύγουμε την επιλογή ενός στατικού συστήματος όπου μέσω του πυρήνα θα προσδίδεται ευστάθεια στο κτήριο, το συγκεκριμένο αποτελεί σίγουρα μία μοναδική λύση. Πάντως, τόσο η ιδέα, όσο και η πρώτη κατασκευή αυτού του συστήματος πραγματοποιήθηκε από τον Vladimir Shukhov με τον πύργο “Shukhov Tower”.

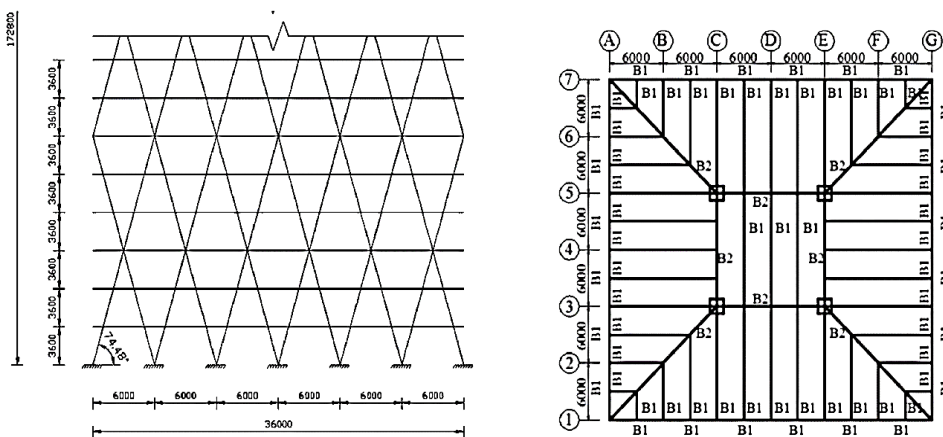


Εικόνα 6.1: Διαδρομή πλευρικών και κατακόρυφων φορτίων στο σύστημα διαγωνίου πλέγματος

Ο όρος “diagrid” προέρχεται από τις λέξεις “διαγώνιο” (diagonal) και “πλέγμα” (grid) και αναφέρεται σε ένα σύστημα με ενιαίο πάχος και του οποίου η δομική ακεραιότητα παρέχεται μέσω του τριγωνισμού. Οι τύποι αυτού του συστήματος μπορεί να είναι επίπεδοι, κρυσταλλικοί ή πολλαπλών καμπυλοτήτων, με συνηθέστερη χρήση των δύο τελευταίων διότι προκαλούν αύξηση της δυσκαμψίας. Όσον αφορά το ενιαίο πάχος, αυτό διαφοροποιεί ένα διαγώνιο πλέγμα από οποιαδήποτε τρισδιάστατα τριγωνικά συστήματα, όπως είναι τα χωρικά πλαίσια, οι γεωδαιτικές κατασκευές κ.λπ., αν και το

πιο πιθανό είναι ότι το σύστημα που μελετάμε να έχει προκύψει και εξελιχθεί με βάση αυτά (Boake, 2014).

Τα διαγώνια συστήματα που θα αναφερθούν και θα εξετασθούν χρησιμοποιούνται έτσι ώστε να στηρίζουν και να συνδέονται με υψηλές κατασκευές. Τα περιμετρικά διαγώνια πλέγματα αναλαμβάνουν τα πλευρικά και βαρυτικά φορτία του κτηρίου και τοποθετούνται με σκοπό να στηρίζουν τις ακμές των δαπέδων. Ακόμη, τα διαγώνια πλέγματα μπορεί να χρησιμοποιηθούν και ως οροφές για να δημιουργηθούν μεγάλοι ελεύθεροι χώροι. Αυτή η λειτουργία έχει προκύψει από τις φοιλιωτές κατασκευές που συνήθως κύριο υλικό τους ήταν το ξύλο και βοήθησαν στην εξέλιξη του μεταλλικού δικτυωτού πλέγματος. Οι κατασκευές αυτές δεν αποτελούν διαγώνια πλέγματα καθώς δε καταλήγουν σε ένα τριγωνικό σχήμα, αλλά χρησιμοποιούν ένα ρομβοειδές πλέγμα (Boake, 2014).



Εικόνα 6.2: α) Όψη περιμετρικού διαγώνιου πλέγματος, β) κάτοψη κατασκευής

Αξίζει να αναφερθεί ότι με την αυξημένη και συνεχή χρήση του AESS (Αρχιτεκτονικά Εκτεθειμένος Δομικός Χάλυβας), οι διαδικασίες, αλλά και οι μέθοδοι σχεδιασμού και κατασκευής άλλαξαν σε μεγάλο βαθμό. Πιο συγκεκριμένα, ο μη εκτεθειμένος χάλυβας (concealed steel) χρησιμοποιείται κατά κόρον λόγω της ευκολίας που διαθέτει, σε αντίθεση με τον εκτεθειμένο (exposed steel) που ο κατασκευαστής πρέπει να διαθέτει εμπειρία. Αυτοί, έχουν τη δυνατότητα να συμβουλευτούν ειδικούς όσον αφορά την επιλογή των μελών, των συνδέσεων και τους τρόπους ανέγερσης για την εξοικονόμηση του χρόνου και του κόστους. Παρόλο που κάποιοι υποστηρίζουν ότι τα διαγώνια πλέγματα μπορούν να εξοικονομήσουν το 20% του βάρους του χάλυβα, αυτό δε θα πρέπει να θεωρείται δεδομένο καθώς ποικίλει ανάλογα με το κάθε έργο, ενώ το δομικό

και κατασκευαστικό κόστος μπορεί να ανέλθει σε πολύ μεγαλύτερες τιμές σε σχέση με τα παραδοσιακά μεταλλικά κτήρια. Βέβαια, και στις περιπτώσεις του μη εκτεθειμένου χάλυβα, ο σχεδιασμός των κόμβων, αλλά και οι επί τόπου συνδέσεις των διαγωνίων μελών θεωρούνται κρίσιμοι παράγοντες τόσο για την ευκολία της σύνδεσης, όσο και για το κόστος της κατασκευής (Boake, 2014).

6.2 Λόγοι επιλογής διαγωνίου πλέγματος

Τα διαγώνια πλέγματα αποτελούν μία πολύ σπουδαία αρχιτεκτονική επιλογή για τη δημιουργία σύγχρονων κατασκευών. Αν και αρκετοί είναι αυτοί που πιστεύουν ότι οι λόγοι που χρησιμοποιήθηκαν ήταν κυρίως δομικοί, εν τέλει όμως κατέληξαν στο γεγονός ότι το αρχιτεκτονικό κίνητρο ήταν αυτό που οδήγησε σε αυτού του είδους τη λύση (Boake, 2014).

Το σύστημα αυτό παρέχει πολλά πλεονεκτήματα από λειτουργικής και οικονομικής άποψης, όπως είναι η αύξηση της ευστάθειας λόγω του τριγωνισμού, ο συνδυασμός βαρυτικών και πλευρικών συστημάτων αντίστασης για καλύτερη απόδοση και οι εναλλακτικές διαδρομές φόρτισης στο ενδεχόμενο δομικής βλάβης. Επίσης, κάποια ακόμη θετικά χαρακτηριστικά είναι η μειωμένη χρήση τόσο των δομικών υλικών, όσο και του βάρους της κατασκευής, με αποτέλεσμα να καταλήγουμε στην εξοικονόμηση των πρώτων υλών και στη μείωση των φορτίων στη θεμελίωση αντίστοιχα. Ένα ακόμη πλεονέκτημα του συγκεκριμένου συστήματος είναι η ικανότητά του να παρέχει δομική στήριξη δημιουργώντας διαφόρων ειδών σχήματα (μοτίβα) (Boake, 2014).

Όσον αφορά το σχεδιασμό και την κατασκευή του έργου, τα διαγώνια πλέγματα παρουσιάζουν κάποιες θετικές πτυχές. Σε αυτές ανήκουν η ανάγκη για συνεργασία μεταξύ των αρχιτεκτόνων, των μηχανικών και των κατασκευαστών, οι οποίοι θα πρέπει να είναι εξειδικευμένοι και να καταλήξουν στο πόσο σύνθετος θα είναι εν τέλει ο σχεδιασμός. Στα πλεονεκτήματα υπάγονται και τα υψηλά επίπεδα προκατασκευής και η ικανότητα για μειωμένη χρήση του πυρήνα ώστε να μην εξαρτάται εξ ολοκλήρου από αυτόν η πλευρική ευστάθεια. Αξίζει να σημειωθεί ότι όλα τα παραπάνω δεν είναι απαραίτητα να πραγματοποιηθούν σε ένα έργο, παρά μόνο ένα μέρος αυτών (Boake, 2014).

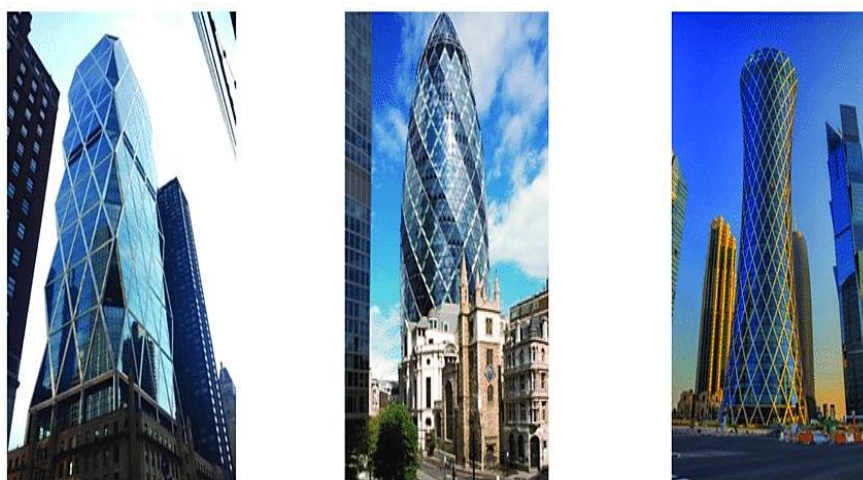
6.3 Κατασκευές με διαγώνια πλέγματα

Τα διαγώνια πλέγματα ξεχωρίζουν σε σύγκριση με τους υπόλοιπους δομικούς τύπους και αυτό γιατί διαθέτουν την ικανότητα να εξαλείφουν τα υποστυλώματα λόγω του ότι μπορούν να βαστάξουν από μόνα τους τα φορτία βαρύτητας και του ανέμου. Ένα ακόμη χαρακτηριστικό αυτού του δομικού συστήματος είναι η λεπτομέρεια που παρατηρείται στην πρόσοψη των κατασκευών. Πιο συγκεκριμένα, στο ενδεχόμενο που παρθεί η απόφαση να τοποθετηθεί ένα τοιχοπέτασμα στο σύστημα αυτό, όπως για παράδειγμα συμβαίνει στο κτήριο International Finance Center, τότε τα διαγώνια μέλη θα παραμείνουν ορατά μέσω της διαφανούς γυάλινης πρόσοψης (Boake, 2014).



Εικόνα 6.3: International Finance Center, Κίνα, ορατά διαγώνια πλέγματα από το εσωτερικό του υαλοπετάσματος

Με βάση το σχεδιασμό του John Hancock Center και την τοποθέτηση ενισχυμένων σωλήνων, οι αρχιτέκτονες σκέφτηκαν ότι θα μπορούσαν να τους εντάξουν στα σχέδια των προσόψεων, δημιουργώντας με αυτόν τον τρόπο μία τεχνική λύση στον χώρο του αρχιτεκτονικού σχεδιασμού. Πάντως, εάν και τα πιο πολλά κτήρια είχαν ομοιόμορφες διαστάσεις καθ' όλο το ύψος τους, το συγκεκριμένο αποτέλεσε το πρώτο σύγχρονο που είχε κωνικό σχήμα. Τα διαγώνια πλέγματα εισήγαγαν νέες γωνίες με αποτέλεσμα την εξέλιξη της γεωμετρίας και το γεγονός ότι προσέφεραν μία διαφορετική άποψη των παραθύρων στις γωνίες της κατασκευής (Boake, 2014).



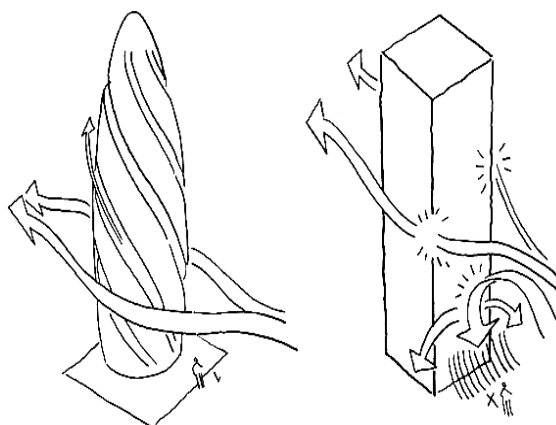
Εικόνα 6.4: Χαρακτηριστικά παραδείγματα κατασκευών με διαγώνιο πλέγμα: a) Hearst Tower, Νέα Υόρκη, b) 30 St Mary Axe, Λονδίνο, c) Tornado Tower, Ντόχα

6.4 Σχεδιασμός για απόδοση

Ο κατασκευές με διαγώνια πλέγματα αποτελούν μία καινοτόμο μέθοδο δόμησης, αλλά λόγω του ότι τέτοιου είδους κτήρια είναι λίγα σε αριθμό, δημιουργείται η δυσκολία στο να γνωρίζουμε επακριβώς τους τρόπους με τους οποίους θα διαθέτει μία ικανοποιητική απόδοση ώστε να μην προκληθούν σοβαρές δομικές βλάβες (Boake, 2014).

6.4.1 Δράση ανέμου

Όσον αφορά τον άνεμο, ισχύει σε γενικές γραμμές ότι θα αναφερθεί στο κεφάλαιο του ανέμου. Όμως, στις νέες κατασκευές με περιστρεφόμενα ή άλλα ασυνήθιστα σχήματα, οι δοκιμές για το πώς ανταποκρίνονται στον άνεμο θα πρέπει να είναι ενδελεχείς διότι δεν υπάρχουν συγκεκριμένοι κανόνες στους οποίους θα μπορούσαμε να βασιστούμε. Όσον αφορά το 30 St. Mary Axe, αυτή η μορφή αναπτύχθηκε ώστε η συμπεριφορά του ανέμου να είναι φιλική προς τους πεζούς στη βάση του πύργου (Boake, 2014).



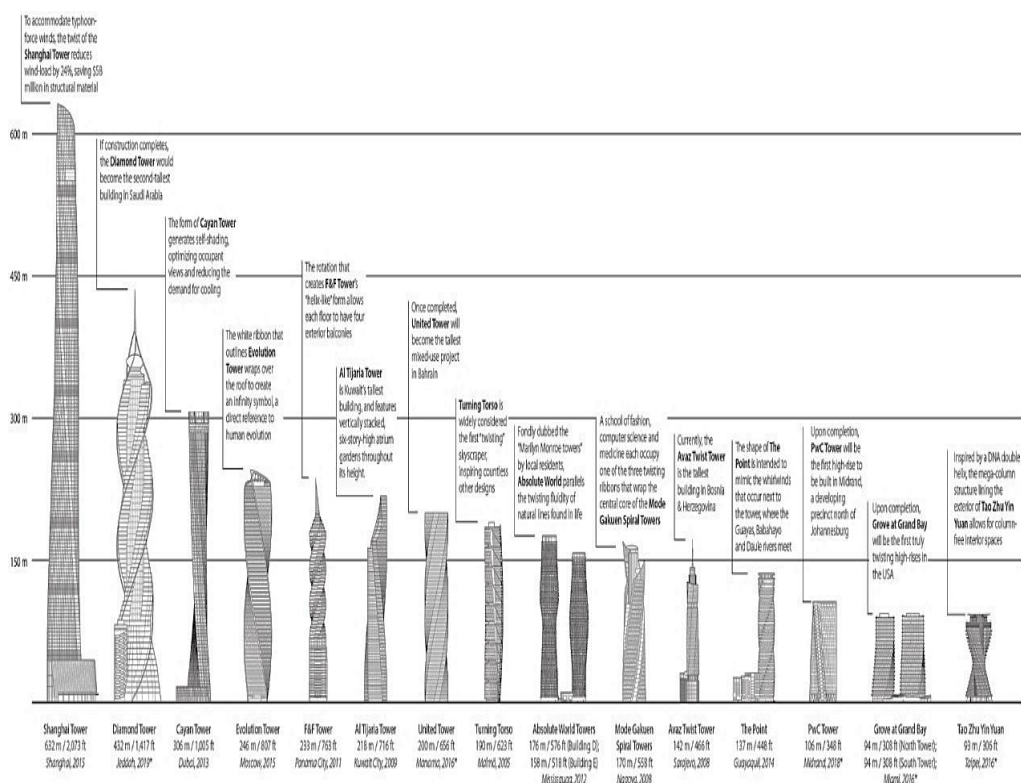
Εικόνα 6.5: Ανεμοπιέσεις στο “The Gherkin ”

6.4.1.1 Χαρακτηριστικά κατασκευών εκ περιστροφής

Οι μορφές των περιστρεφόμενων κατασκευών (twisted) είναι τέτοιες που οι όροφοι περιστρέφονται στις θέσεις τους λόγω της ανύψωσης του κτηρίου και στηρίζονται εξωτερικά από ενισχυμένα κεκλιμένα υποστυλώματα, ενώ εσωτερικά από έναν δομικό πυρήνα από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Επίσης, εξωτερικά της πρόσοψης, χρησιμοποιείται το σύστημα του διαγωνίου πλέγματος όπου τοποθετούνται διαγώνιοι σύνδεσμοι καθώς επίσης και δοκοί και τα οποία συνδέονται με τον πυρήνα για να δημιουργηθεί αυτό το περιστρεφόμενο σχήμα (Nariman, 2010).

Αξίζει να αναφερθεί ότι η συγκεκριμένη ιδέα είναι εμπνευσμένη από δέντρα που άρχιζαν να παίρνουν σπειροειδή μορφή ή γενικότερα να περιστρέφονται εξαιτίας των

ισχυρών πιέσεων από τον άνεμο ή το χιόνι και παρατηρήθηκε ότι διέθεταν μεγαλύτερη αντίσταση έναντι αυτών σε σύγκριση με δέντρα πιο απλών μορφών. Αντίστοιχα, στα υψηλά περιστρεφόμενα κτήρια με διαγώνιο πλέγμα, η συγκεκριμένη μορφή προσφέρει μεγαλύτερη δυσκαμψία και έτσι μπορούν να αντιμετωπίζουν με ακόμη καλύτερο τρόπο τα φορτία του ανέμου (Nariman, 2010). Ένα από τα πιο χαρακτηριστικά παραδείγματα περιστρεφόμενης κατασκευής αποτελεί το Turning Torso που βρίσκεται στη Μάλμε (Σουηδία) με αρχιτέκτονα το σπουδαίο Santiago Calatrava. Ο πύργος αυτός διαθέτει 190 m ύψος και 90° συνολική περιστροφή, ενώ το υψηλότερο περιστρεφόμενο κτήριο είναι το Shanghai Tower χάρη στο ύψος των 632 m. Ακόμη, στο στάδιο της κατασκευής βρίσκεται ο Diamond Tower και μόλις ολοκληρωθεί θα γίνει ο πρώτος πύργος που θα περιστραφεί σχεδόν κατά 365°. Τέλος, πρέπει να επισημανθεί ότι οι προαναφερθείσες κατασκευές δεν ανήκουν στο σύστημα του διαγωνίου πλέγματος, αλλά η συγκεκριμένη ιδέα αξίζει σίγουρα να μελετηθεί και για το συγκεκριμένο δομικό σύστημα.



Εικόνα 6.6: Οι υψηλότεροι περιστρεφόμενοι ουρανοξύστες στον κόσμο

6.4.2 Σεισμική δράση

Ότι έχει να κάνει με το σεισμό, πρέπει να αναφερθεί ότι δεν υπάρχουν αντισεισμικοί κανονισμοί για το συγκεκριμένο στατικό σύστημα, με αποτέλεσμα να μη μπορούμε να αξιολογήσουμε την απόδοση μίας τέτοιας δομής αν προκληθεί ένα τέτοιο φαινόμενο. Οι κατασκευές με διαγώνια πλέγματα πρέπει να ανταποκρίνονται σε μεγάλο βαθμό στην περίπτωση του σεισμού. Πιο συγκεκριμένα, θα πρέπει να παρέχουν ικανοποιητικά χαρακτηριστικά πλαστιμότητας, αλλά και απόσβεσης ενέργειας για να μην υπάρξει κατάρρευση κατά τη διάρκεια των ανελαστικών παραμορφώσεων. Πάντως, σε μία κανονική τριγωνική διαμόρφωση ενός περιμετρικού συστήματος διαγώνιου πλέγματος - πλαισίου, τόσο τα φορτία βαρύτητας, όσο και τα πλευρικά, κατανέμονται μέσω των κεκλιμένων υποστυλωμάτων και των οριζόντιων συνδετήριων δοκών είτε με τη μορφή εφελκυσμού, είτε ως θλίψη. Στη δεύτερη περίπτωση, τα στοιχεία του συστήματος αυτού σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο προκειμένου να παραμένουν γραμμικώς ελαστικά με χρήση του ιδανικού συντελεστή ασφαλείας (Boake, 2014).

Στο ενδεχόμενο που σε ένα χαλύβδινο διαγώνιο πλέγμα κατασκευάσουμε έναν πυρήνα από ωπλισμένο σκυρόδεμα, ισχύει ότι ο αντισεισμικός σχεδιασμός είναι ένα διπλό σύστημα και ότι ο συγκεκριμένος πυρήνας λειτουργεί με έναν πλάστιμο τρόπο. Στην αντίθετη περίπτωση, δηλαδή όταν δεν υπάρχει ένας τέτοιος πυρήνας, τότε δεν έχουμε ούτε διπλό σύστημα, αλλά φυσικά ούτε και την πλαστιμότητα που μας προσφέρει. Επίσης, στην τελευταία περίπτωση, το περιμετρικό διαγώνιο σύστημα μετατρέπεται σε αυτόνομο που αντιστέκεται στις σεισμικές δυνάμεις, ενώ ο σχεδιασμός και η ανάλυσή του γίνεται με τελείως διαφορετικές μεθόδους. Τέλος, τα υψηλά κτήρια με διαγώνια πλέγματα που έχουν κατασκευαστεί είναι ιδίως πύργοι και μάλιστα σε ζώνες χαμηλής επικινδυνότητας για τους λόγους που προαναφέραμε (Boake, 2014).

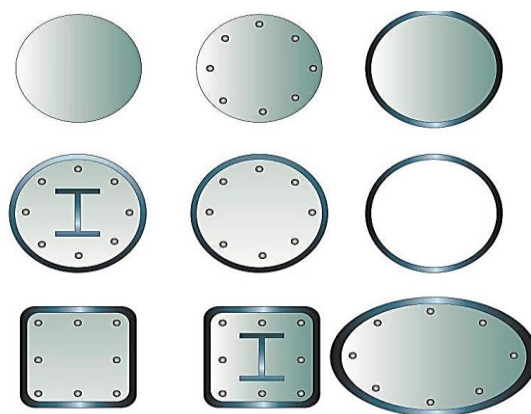
6.4.3 Σωλήνες από χάλυβα γεμισμένοι με σκυρόδεμα (Concrete-filled steel tubes)

Το σκυρόδεμα εδώ και πολλά χρόνια χρησιμοποιείται για λόγους πυροπροστασίας και για την δομική ενίσχυση των κατασκευών. Χάρη σε αυτό, μπορεί να δημιουργηθεί ένα βάθος επικάλυψης μεταξύ της πυρκαγιάς και του χάλυβα ή να γεμίσουν με αυτό κοίλες τετραγωνικές διατομές (HSS) ώστε να αυξηθεί η αντίσταση έναντι αυτής. Οι σωλήνες γεμισμένοι με σκυρόδεμα επιλέγονται όλο και περισσότερο στην Ασία και τη Μέση Ανατολή ώστε να ενισχύσουν τις σύμμικτες κατασκευές σε περίπτωση πυρκαγιάς. Τα υποστυλώματα με CFST διαθέτουν πολλά πλεονεκτήματα σε σχέση με τις συμβατικές μεθόδους, όπως (Boake, 2014):

- Αρχικά, έχουμε καλύτερη αλληλεπίδραση μεταξύ του χαλύβδινου σωλήνα και του σκυροδέματος, αλλά και καθυστέρηση τόσο στην εμφάνιση του τοπικού λυγισμού στο σωλήνα, όσο και στη μείωση της αντοχής. Η αντοχή του σκυροδέματος αυξάνεται χάρη στο φαινόμενο της περίσφιγξης (confining effect) που παρέχεται από το χαλύβδινο σωλήνα, αλλά και η απόσχιση του (spalling) αποτρέπεται από αυτόν. Ο ερπυσμός του άοπλου σκυροδέματος είναι μικρότερος σε σχέση με αυτόν του ωπλισμένου.
- Δεύτερον, έχουμε τις ιδιότητες των διατομών. Η αναλογία του χάλυβα στη διατομή του CFST είναι πολύ μεγαλύτερη από αυτή του ωπλισμένου σκυροδέματος.
- Ακόμη, έχουμε την απόδοση της κατασκευής. Όσον αφορά τις μορφές και την ενίσχυση των ράβδων, αυτή παραλείπεται, ενώ η σκυροδέτηση πραγματοποιείται με τη μέθοδο των «εμβαπτιζόμενων» σωλήνων (Tremie pipes) ή με τις μεθόδους “rump-up”, με απόρροια να μειώνεται το κόστος της κατασκευής και η διάρκεια ολοκλήρωσης του κτηρίου.
- Επιπλέον, χάρη στην ύπαρξη του σκυροδέματος, η πυροπροστασία βελτιώνεται και έτσι τα πυρίμαχα υλικά μπορούν είτε να μειωθούν, είτε και να παραληφθούν.
- Ένα ακόμη σπουδαίο πλεονέκτημα αφορά το κόστος. Αυτό μπορεί να μειωθεί ακόμη περισσότερο αν αντί μίας πλήρους χαλύβδινης κατασκευής είχαμε ένα σωληνοειδές κτήριο γεμισμένο με σκυρόδεμα.
- Τέλος, έχουμε τις περιβαλλοντικές επιπτώσεις οι οποίες μπορούν να μειωθούν εάν αποφύγουμε το ξυλότυπο και γίνει χρήση τόσο του χάλυβα λόγω του ότι αποτελεί το πιο ανακυκλώσιμο υλικό στον κόσμο, όσο και του σκυροδέματος υψηλής ποιότητας με ανακυκλώσιμα αδρανή υλικά.

Γενικά, οι μορφές των χαλύβδινων σωλήνων που είναι γεμισμένοι με σκυρόδεμα, εάν και είναι κατάλληλοι μόνο για μέλη με μεγάλες διατομές, διαθέτουν και μία κομψότητα που δεν μπορούμε να εντοπίσουμε σε άλλους τύπους διατομών (Boake, 2014).

Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί το IFC στην Κίνα, αυτό διαθέτει χαλύβδινους σωλήνες που είναι γεμισμένοι με σκυρόδεμα διαμέτρου 1.1 m στους πιο πάνω ορόφους και 2 m στους χαμηλότερους ώστε να γίνουν αντιληπτές οι ακραίες διαφορές φόρτισης (Boake, 2014).



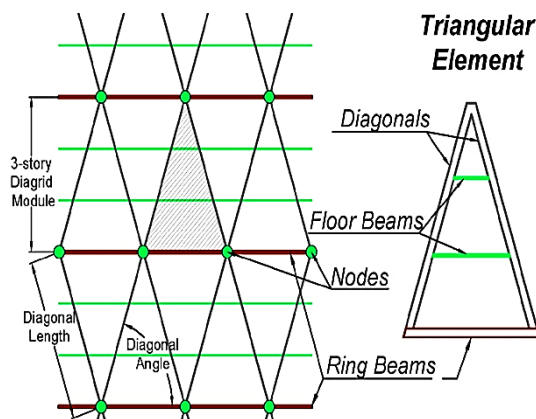
Εικόνα 6.7: Ποικίλες διατομές χαλύβδινων σωλήνων που είναι γεμισμένοι με σκυρόδεμα

6.5 Κριτήρια δομικής απόδοσης

Το διαγώνιο πλέγμα είναι ένα σύστημα που αποκτά ευστάθεια μέσω του τριγωνισμού, ενώ οι κόμβοι δρουν ως αρθρωτές συνδέσεις. Αυτό σημαίνει ότι τα φορτία που δρουν στα μέλη του διαγωνίου πλέγματος είναι εφελκυστικά ή θλιπτικά και μέσω των κόμβων μεταφέρονται μόνο διατμητικές δυνάμεις. Πάντως, για λόγους κατασκευασιμότητας, είναι απαραίτητη η ακαμψία στη σύνδεση μεταξύ του κόμβου και των μελών αυτών προκειμένου να μην απαιτείται η αναγκαία χρήση αντιστηρίξεων κατά τη διάρκεια της ανέγερσης. Βέβαια, πρέπει να τονισθεί εδώ ότι αυτό ισχύει για δομές με σχετικά μικρό ύψος διότι στις πολύ υψηλές κατασκευές, ο σχεδιασμός των κόμβων για συνδέσεις μικρότερης ακαμψίας είναι πρακτικά αδύνατο να μην απαιτείται η χρήση προσωρινής στήριξης (Boake, 2014).

Τα κριτήρια δομικής απόδοσης για το σύστημα με διαγώνια πλέγματα είναι κάπως διαφορετικά. Στα πολυώροφα κτήρια, παρατηρούμε μεγάλα πλευρικά φορτία εξαιτίας των σεισμικών δράσεων καθώς και λόγω των ανεμοπιέσεων. Ακόμη, ο σωλήνας του διαγωνίου πλέγματος πρέπει να δρα σαν ένας κατακόρυφος πρόβολος και να είναι πολύ άκαμπτος. Όπως καταλαβαίνουμε, το σύστημα αυτό στην περίπτωση των υψηλών κτηρίων, πρέπει να αντιστέκεται τόσο στις ροπές στη βάση (π.χ. ροπή ανατροπής και ροπή στρέψης), όσο και στις διατμητικές δυνάμεις προς την κορυφή. Όσον αφορά το σχεδιασμό του διαγωνίου πλέγματος σε μία υψηλή κατασκευή, οι δομικές απαιτήσεις δεν είναι σταθερές και έχουν να κάνουν με βάση το ύψος του κτηρίου προκειμένου να ταιριάζει με τις πλευρικές φορτίσεις που θα ασκηθούν. Επιπλέον, θα πρέπει να λάβουμε

υπόψη μας και τη φυσική αύξηση του μεγέθους των μελών που οδηγεί σε αύξηση των φορτίων βαρύτητας, κυρίως στους χαμηλότερους ορόφους (Boake, 2014).



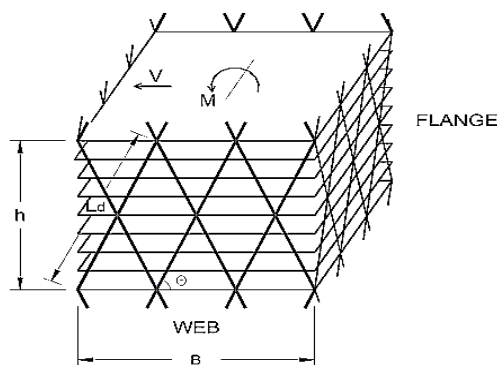
Εικόνα 6.8: Κύρια στοιχεία συστήματος με διαγώνια πλέγματα

6.6 Κριτήρια επιλογής διαγωνίου πλέγματος

Η επιλογή του διαγωνίου πλέγματος είναι διαφορετική για τα υψηλά κτήρια σε σχέση με τα χαμηλά. Ένα σημαντικό χαρακτηριστικό που επηρεάζει το σχεδιασμό αυτού του συστήματος και το μέγεθός του είναι φυσικά και η συνοχή της γεωμετρίας. Επίσης, τα συγκεκριμένα στοιχεία εξαρτώνται και από την τελική μορφή της δομής (Boake, 2014).

Οι επιλογές που επηρεάζουν το συγκεκριμένο δομικό σύστημα είναι η γεωμετρία του κτηρίου, η έκκεντρη φόρτιση, η δομική απόδοση, το ύψος ορόφου, οι απαιτήσεις για το σχεδιασμό των παραθύρων όσον αφορά το μοτίβο και το μέγεθός τους και επίσης η επιλογή για AESS ή κατασκευή με μη εκτεθειμένο χάλυβα (Boake, 2014).

Το διαγώνιο μέλος στην περίπτωση των πύργων (πιο εύκαμπτοι), επηρεάζεται και από κάποιους επιπλέον παράγοντες που είναι αρκετά κρίσιμοι, όπως ο λόγος ύψους/πλάτος, οι διαστάσεις της κατασκευής και ο σχεδιασμός του πυρήνα, όταν απαιτείται, ώστε να προσφέρει αντίσταση έναντι του σεισμού και του ανέμου (Boake, 2014).



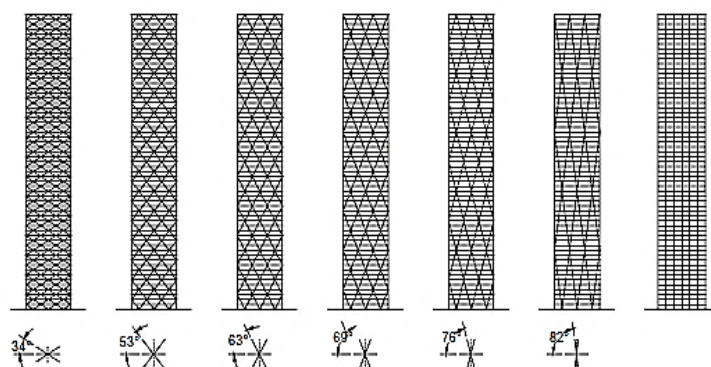
Εικόνα 6.9: Οκταώροφα διαγώνια πλέγματα

6.6.1 Ιδανικός διαγώνιος σύνδεσμος και δομική απόδοση

Αρκετοί δομοστατικοί μηχανικοί ανά τον κόσμο έχουν ασχοληθεί ώστε να μπορέσουν να καθορίσουν το βέλτιστο μέγεθος του διαγωνίου συνδέσμου διότι επηρεάζει άμεσα το σχήμα με διαγώνιο πλέγμα, το μέγεθος και την τοποθέτηση των παραθύρων καθώς και την ποσότητα των πόρων που θα χρησιμοποιηθούν. Επίσης, οι μηχανικοί θεωρούν ότι το σχήμα επηρεάζεται τόσο από τον άνεμο, όσο και από την περιδίνηση (Boake, 2014).

Ο Kyoung Sun Moon, μελέτησε κτήρια που διέθεταν 40, 60 και 80 ορόφους, αλλά και τους σχετικά σύγχρονους περιστρεφόμενους πύργους (twisted towers). Σε ένα κτήριο 60 ορόφων με αναλογία 1:6, με διαστάσεις 36 m x 36 m, με έναν κεντρικό πυρήνα βαρύτητας 18 m x 18 m και ύψος ορόφου που έφθανε τα 3.9 μέτρα, κατέληξε στο γεγονός ότι η πιο αποτελεσματική γωνία για ένα ομοιόμορφο διαγώνιο πλέγμα (η γωνία παραμένει η ίδια) είναι οι 69° και αυτό γιατί τότε έχει την μικρότερη ποσότητα χάλυβα κατά βάρος. Βέβαια, πρέπει να τονιστεί ότι αυτή η γωνία εξαρτάται από το ύψος της κατασκευής και από το λόγο ύψους προς πλάτος (Boake, 2014).

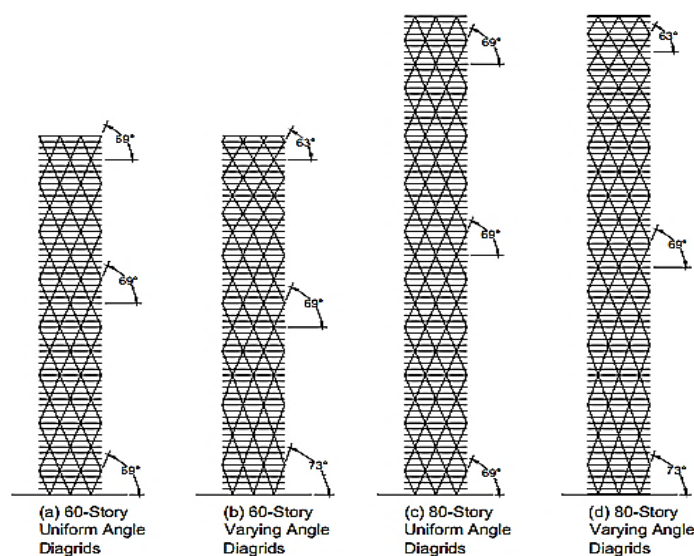
Ακόμη, ο Sun Moon διαπίστωσε ότι οι κατασκευές με αυτό το δομικό σύστημα στην περίπτωση των ομοιόμορφων γωνιών (π.χ. τετραγωνική κάτοψη καθ' όλο το ύψος του κτηρίου), η βέλτιστη γωνία που δημιουργείται μεταξύ του διαγωνίου πλέγματος και του ορόφου αυξάνεται όσο αυτές γίνονται πιο υψηλές. Τα πολυώροφα κτήρια με μεγάλο λόγο διαστάσεων συμπεριφέρονται σα μία δοκό που κάμπτεται, ενώ οι περισσότεροι απότομες γωνίες ($30-50^\circ$) των διαγωνίων, έχουν την ικανότητα να αντιστέκονται σε αυτές τις καμπτικές ροπές με πιο αποτελεσματικό τρόπο. Σε υψηλές κατασκευές με διαγώνιο πλέγμα, όταν η αναλογία ύψους: πλάτους κυμαίνεται από 4:1 έως 9:1, η βέλτιστη γωνία βρίσκεται ανάμεσα στις 60 και 70° (Boake, 2014).



Εικόνα 6.10: Κατασκευή 60 ορόφων στην οποία αλλάζουμε τη γωνία των διαγωνίων πλεγμάτων

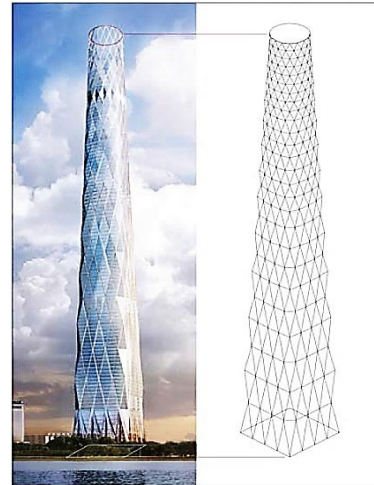
Ο Moon μελέτησε και διαγώνια πλέγματα που η γωνία του πλέγματος μεταβάλλεται. «Για αναλογίες 7:1 ή περισσότερο, παρατηρήθηκε ότι απαιτείται λιγότερος χάλυβας σε σύγκριση με τις ομοιόμορφες γωνίες, προς τη βάση του πύργου ήταν πιο απότομες, ενώ έγιναν πιο ήπιες (ομαλές) προς την κορυφή». Αντίθετα, όταν έχουμε μικρότερο λόγο διαστάσεων από 7:1, τότε οι ομοιόμορφες γωνίες προσφέρουν ένα πιο αποδοτικό σχεδιασμό. Πάντως, η μείωση της ποσότητας του χάλυβα κάνει την κατασκευή πιο ελαφριά και προσφέρει μείωση του κόστους στο σχεδιασμό της θεμελίωσης (Boake, 2014).

Καταλαβαίνουμε λοιπόν ότι το διαγώνιο πλέγμα διακρίνεται σε δύο κατηγορίες, σε αυτά με ομοιόμορφη γωνία (uniform angle) και σε αυτά με μεταβαλλόμενη (varying angle). Η πρώτη κατηγορία αντιστέκεται αποτελεσματικά στα πλευρικά φορτία, τα οποία και παραλαμβάνονται μέσω των αξονικών δυνάμεων. Στα μειονεκτήματα του συγκεκριμένου συστήματος ανήκουν η κατασκευή που συμβαίνει με αργούς ρυθμούς, οι περίπλοκες συνδέσεις και το ότι η χρήση πολλών διαγωνίων μπορεί να προκαλέσει προβλήματα στη θέα. Αντίστοιχα, στη δεύτερη κατηγορία ανήκει ο πύργος Lotte Super Tower που βρίσκεται στη Νότια Κορέα και πρόκειται για το μοναδικό κτήριο που έχει κατασκευαστεί με τη μέθοδο των μεταβαλλόμενων γωνιών. Στα πλεονεκτήματα αυτής της μεθόδου ανήκει το ότι αντιστέκονται με πιο αποδοτικό τρόπο σε σχέση με το προηγούμενο σύστημα και υπάρχει η δυνατότητα να κατασκευαστούν κτήρια με πολύ μεγαλύτερο ύψος, ενώ ως αρνητικό θεωρείται το γεγονός ότι είναι πιο δαπανηρή σε σχέση με αυτή της ομοιόμορφης γωνίας (Gupta, 2020).



Εικόνα 6.11: Κατασκευές με ομοιόμορφη και μεταβαλλόμενη γωνία

Η διαδικασία σχεδιασμού του Lotte Super Tower στη Σεούλ είχε ως αποτέλεσμα έναν τελείως διαφορετικό τρόπο με τον οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί το υπό μελέτη σύστημα. Η κωνική γεωμετρία του κτηρίου μαζί με το βέλτιστο (ιδανικότερο) διαγώνιο πλέγμα παρείχαν τη δυνατότητα να κατασκευαστεί το κτήριο με 27% λιγότερο δομικό χάλυβα σε σχέση με τους συμβατικούς χαλύβδινους πύργους, επιβεβαιώνοντας με αυτόν τον τρόπο τον Sun Moon. Η γωνία που δημιουργείται στα υποστυλώματα προς τη βάση πλησιάζει τις 80° έτσι ώστε να αντιστέκονται με έναν αποτελεσματικό τρόπο στα φορτία βαρύτητας. Όσο πιο πολύ αυξανόταν το ύψος, τόσο περισσότερο άλλαζε και η γωνία, όπου τελικά στην κορυφή αυτή ήταν 50° ώστε να αντιμετωπισθούν με ακόμη πιο ιδανικό τρόπο οι ανεμοπιέσεις. Για τον ίδιο ακριβώς λόγο, συν αυτού της περιδίνησης, η κάτοψη άλλαξε και από εκεί που ήταν τετραγωνική στη βάση (70 m), μετατράπηκε σε κυκλική (39m) στην κορυφή (Boake, 2014).



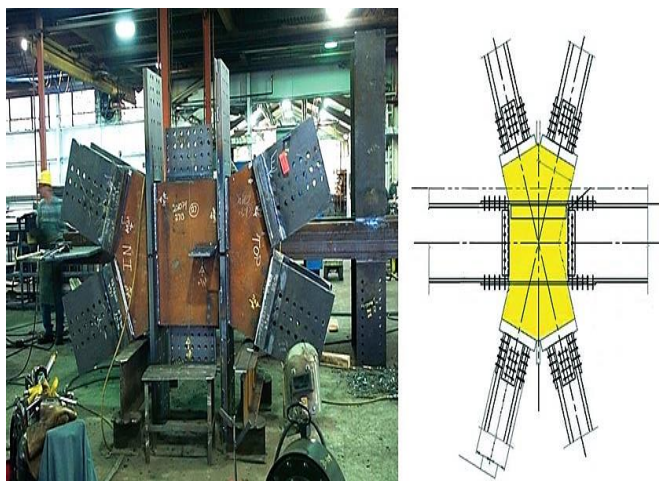
Εικόνα 6.12: Lotte Super Tower, Νότια Κορέα

6.6.2 Επίδραση του διαγωνίου πλέγματος στους κόμβους

Σε κατασκευές με διαγώνια πλέγματα, όπως είναι για παράδειγμα το Bow Encana Tower, έχει χρησιμοποιηθεί 20% λιγότερος δομικός χάλυβας σε σύγκριση με ένα συμβατικό κτήριο με καμπτόμενα πλαίσια (πλαίσια ροπής). Αυτό μπορεί να θεωρείται αρκετά σημαντικό για το τελικό κόστος, όμως με τη χρήση ενός τέτοιου δομικού συστήματος, τα κατασκευαστικά έξοδα αυξάνονται σημαντικά διότι απαιτούνται ειδικές συνδέσεις στους κόμβους, ασχέτως αν πραγματοποιούνται με προκατασκευη. Μία σημαντική παράμετρος είναι και το μέγεθος του διαγωνίου πλέγματος, το οποίο επηρεάζει άμεσα το σχεδιασμό καθώς και την κατασκευή των κόμβων διότι όσο πιο μεγάλος είναι ο διαγώνιος σύνδεσμος, τόσο λιγότεροι κόμβοι απαιτούνται και επίσης η φάση της ανέγερσης γίνεται με ευκολότερο τρόπο. Επίσης, είναι λογικό ότι στην περίπτωση μίας κατασκευής με σχετικά απλή γεωμετρία, δεν απαιτούνται υπερβολικά πολλοί κόμβοι (Boake, 2014).

Ένας κυκλικός πύργος που οι διαστάσεις της κάτοψής του παραμένουν ίδιες σε όλο το ύψος, αυτόματα διατηρεί τη βασική γεωμετρία των κόμβων του, αλλά εξαιτίας του

μεγέθους των διαγωνίων μελών καθώς και των απαιτήσεων φόρτισης, αυτά είναι πάντα μεγαλύτερα στη βάση σε σχέση με αυτά στην κορυφή. Αντίθετα, σε έναν πύργο που η κάτοψη του δεν έχει τις ίδιες διαστάσεις καθ' όλο το ύψος, οι κόμβοι θα πρέπει κάθε φορά να τροποποιούνται. Ένα τέτοιο χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι το 30 St Mary Axe (The Gherkin), στο οποίο οι εφελκυστικές δυνάμεις στα πρώτα 2/3 του κτηρίου μετατράπηκαν σε θλιπτικές στην κορυφή του (Boake, 2014).



Εικόνα 6.13: Προκατασκευή κόμβου για μία κατασκευή με διαγώνια πλέγματα

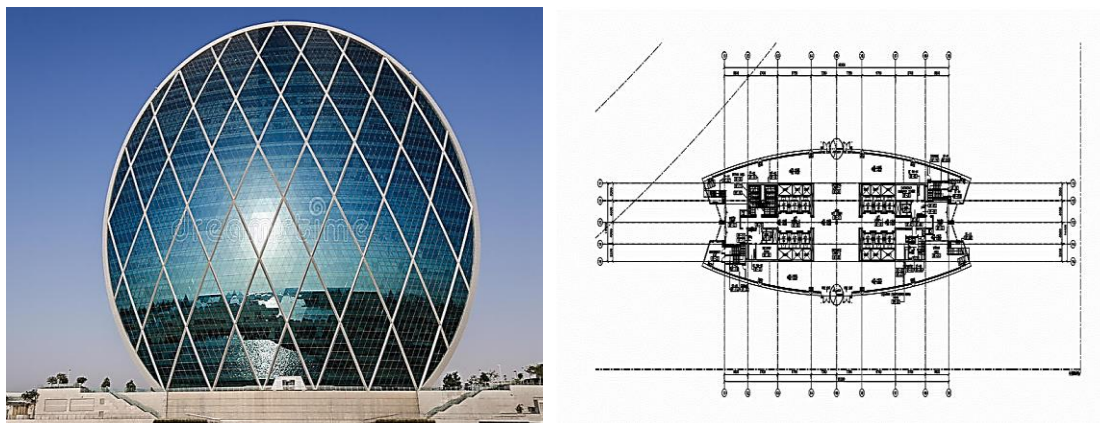
6.6.3 Μεγέθη διαγωνίων μελών για κτήρια με διαφορετικά ύψη και μορφές

Όσον αφορά τα διαγώνια μέλη, πέρα από το μέγεθός τους, το οποίο είναι αρκετά σημαντικό διότι από αυτό εξαρτάται το σύστημα των υαλοπινάκων και του μοτίβου που θα χρησιμοποιηθούν, κάτι εξίσου απαραίτητο είναι και το ύψος τους. Ακόμη, το μήκος αυτών επηρεάζει την κατασκευή, τη μεταφορά και την ανέγερση. Γενικά, έχουμε τέσσερις κατηγορίες, τα μικρά διαγώνια στοιχεία που εκτείνονται από 2 έως 4 ορόφους, τα μεσαία από 6 μέχρι 8 ορόφους, τα μεγάλα που ξεπερνούν τους 10 ορόφους και τα ακανόνιστα (Boake, 2014).

Η πρώτη κατηγορία εφαρμόζεται σε κατασκευές με μικρά ύψη ή όταν έχουν πολύ ασυνήθιστες γεωμετρίες ή ακόμη και στην περίπτωση των έκκεντρων φορτίσεων. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί το Tornado Tower συνολικού ύψους 195 m στο Κατάρ το οποίο διαθέτει διαγωνίους συνδέσμους που εκτείνονται σε ύψος τεσσάρων ορόφων στις όψεις του (Boake, 2014).

Η δεύτερη κατηγορία είναι κατάλληλη για μεγαλύτερες κατασκευές με ομοιόμορφη γεωμετρία. Όμως, όταν το μήκος του διαγωνίου μέλους είναι τρεις ή τέσσερις ορόφους,

τότε η μεταφορά και η ανέγερση πραγματοποιείται σχετικά εύκολα. Το μήκος αυτό συνδέεται στην επιφάνεια του ικριώματος (staging area), ενώ το σχήμα που δημιουργεί ο κόμβος προκειμένου να επιτευχθεί η σύνδεση είναι ένα ανεστραμμένο V. Αυτό γίνεται για να ελαχιστοποιηθούν οι δύσκολες εργασίες των συνδέσεων, με αποτέλεσμα να εξοικονομείται χρόνος και φυσικά χρήμα. Με τη μέθοδο αυτή κατασκευάστηκε το Aldar Headquarters στο Αμπού Ντάμπι, όπου το διαγώνιο πλέγμα εκτείνεται σε ύψος οκτώ ορόφων, κάτι το οποίο δε συνάδει με το ύψος του (Boake, 2014).

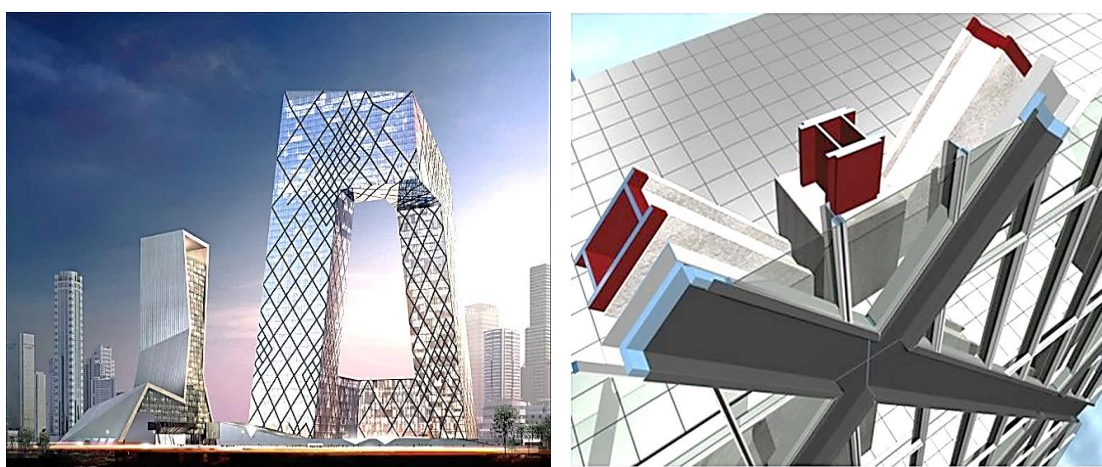


Εικόνα 6.14: Aldar Headquarters, H.A.E., κάτοψη ισογείου

Η τρίτη κατηγορία αναφέρεται σε πολύ υψηλά κτήρια. Τα σημεία στήριξης για τη σύνδεση των κόμβων με τις περιμετρικές οριζόντιες δοκούς (rings) δε θα πρέπει να είναι υπερβολικά μεγάλα και επειδή είναι απαραίτητο να συμβαδίζουν ανάλογα με τις δυνατότητες της δοκού και του συστήματος δαπέδου, οδηγούμαστε στο γεγονός ότι το διαγώνιο μέλος έχει πολύ μεγαλύτερο ύψος σε σχέση με το πλάτος του. Επιπλέον, το ύψος αυτών των κτηρίων, τα κάνει να δείχνουν πολύ περισσότερο λεπτά απ' ό,τι είναι στην πραγματικότητα. Σε περίπτωση που τα διαγώνια μέλη έχουν τόσο μεγάλο μήκος, είναι απαραίτητο να αποφεύγουμε όσο το δυνατόν περισσότερο τις συγκολλήσεις διότι αυξάνεται αρκετά το κόστος. Επίσης, είναι εφικτό να γίνει χρήση χαλύβδινων σωλήνων γεμισμένων με σκυρόδεμα, αλλά υποχρεωτικό να πραγματοποιηθούν συγκολλήσεις για την ασφάλεια των συνδέσεων. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αυτού του συστήματος αποτελεί το κτήριο IFC, όπου τα 12ώροφα διαγώνια στοιχεία έχουν συνολικό ύψος 54 μέτρα (Boake, 2014).

Στην τελευταία κατηγορία ανήκουν τα διαγώνια μέλη με ακανόνιστο σχήμα και τα οποία χρησιμοποιούνται όταν έχουμε κατασκευές που δημιουργούνται οξείες γωνίες. Το μέγεθος αυτών είναι απαραίτητο να επιλεγεί με προσοχή γιατί πρέπει να ταιριάζει

με την κατασκευή προκειμένου να ανταποκρίνεται σε ποικίλα κριτήρια. Ακόμη, όταν το διαγώνιο πλέγμα έχει σχεδιαστεί κατά τέτοιο τρόπο ώστε να παρέχει δομική στήριξη σε προσόψεις που δεν αποτελούνται πλήρως από υαλοπίνακες, τότε όσον αφορά το αισθητικό μέρος, χάνεται κατά μεγάλο ποσοστό η παρουσία των διαγωνίων στοιχείων. Έτσι, γίνεται η υποδιαίρεσή τους, όχι για λόγους αρχιτεκτονικούς, αλλά λόγω των αποστάσεων των ανοιγμάτων και της παραμόρφωσης των δευτερευόντων συστημάτων στήριξης λόγω των ανεμοπιέσεων. Τέλος, τα ακανόνιστα διαγώνια προκαλούν ακόμη περισσότερο ενδιαφέρον κατά τη φάση του δομικού σχεδιασμού, δηλαδή τη στατική μελέτη. Ένα σπουδαίο παράδειγμα αποτελεί το κτήριο CCTV Headquarters στο Πεκίνο συνολικού ύψους 234 μέτρων (Boake, 2014)



Εικόνα 6.15: α) CCTV Headquarters, β) διαγώνιο πλέγμα

6.7 Η παράμετρος του πυρήνα σε κατασκευές με διαγώνιο πλέγμα

Ένα από τα πιο σημαντικά πλεονεκτήματα της χρήσης του συστήματος με διαγώνιο πλέγμα είναι ότι διαθέτει την ικανότητα να αντιστέκεται στα πλευρικά και βαρυτικά φορτία. Τα υψηλά κτήρια που χρησιμοποιούν άλλα δομικά συστήματα, όπως είναι οι ζυγοστάτες με ζώνες περίσφιξης, τα δεσμοποιημένα σωληνοειδή κ.λπ., εξαρτώνται από τον πυρήνα και αυτό γιατί προσφέρει πλευρική ευστάθεια. Σε αντίθεση με αυτές τις κατασκευές, οι πύργοι με διαγώνια πλέγματα δεν εξαρτώνται σε τόσο μεγάλο βαθμό από τον πυρήνα. Ο Dominic Munro υποστηρίζει ότι ένα μοντέρνο και έξυπνο κτήριο με το συγκεκριμένο σύστημα δεν απαιτεί έναν πυρήνα από ωπλισμένο σκυρόδεμα για να αντιμετωπίζει τις ανεμοπιέσεις και τους σεισμούς (Boake, 2014).

Η καίρια απόφαση για το εάν θα αναλαμβάνονται όλα τα πλευρικά φορτία από τα διαγώνια πλέγματα με περιμετρικό σωλήνα ή αν αυτά θα μοιράζονται με τη βοήθεια

ενός ενισχυμένου πυρήνα, εξαρτάται κατά κύριο λόγο από τη γεωμετρία, το ύψος, τα διαθέσιμα υλικά, την περιοχή διότι μπορεί να επικρατούν ισχυρά πλευρικά φορτία και από το κόστος (Boake, 2014).

Κάποιο από τα τεχνικά ζητήματα που έχει να κάνει με το δομικό πυρήνα αφορά τον αντισεισμικό σχεδιασμό. Οι τρέχοντες κώδικες βασίζονται στις δράσεις του πυρήνα και στην ευστάθεια που παρέχει στην κατασκευή κατά τη διάρκεια που συμβαίνει το συγκεκριμένο φαινόμενο (Boake, 2014).

6.7.1 Πυρήνες με πλαίσια από χάλυβα (Steel-framed cores)

Με τη χρήση των συγκεκριμένων πυρήνων έχει κατασκευαστεί ένας μικρός αριθμών πύργων με διαγώνιο πλέγμα. Σε καθένα από αυτά, υπήρχε ένας διαφορετικός λόγος για τον οποίο επιλέχθηκε ο πυρήνας αυτός (Boake, 2014).

Πάντως, όταν παρθεί η απόφαση να χρησιμοποιηθεί ένας πυρήνας με πλαίσια από χάλυβα, θα πρέπει να ελεγχθούν πολλά ζητήματα, όπως είναι τα πλευρικά φορτία. Στην περίπτωση που τοποθετήσουμε έναν μη ενισχυμένο πυρήνα από χάλυβα, το διαγώνιο πλέγμα είναι απαραίτητο να σχεδιαστεί ώστε να αναλάβει τα φορτία του ανέμου και του σεισμού (Boake, 2014).

Ένα δεύτερο πρόβλημα είναι η πυροπροστασία και πιο συγκεκριμένα οι μηχανικοί της συγκεκριμένης ειδικότητας θα πρέπει να προστατεύσουν τόσο τον πυρήνα, όσο και τους πολίτες. Εάν ο πυρήνας, ή και γενικότερα η κατασκευή, είναι από σκυρόδεμα, τότε είναι αρκετά πιθανό να μη χρειαστεί η χρήση πυρίμαχων υλικών (Boake, 2014).

Ακόμη, πρέπει να λάβουμε υπόψη μας την κατασκευασσιμότητα και την ανέγερση, όπου η τελευταία, στην περίπτωση ενός κτηρίου από χάλυβα, διαφέρει ανάλογα με το εάν ο πυρήνας είναι από το υλικό αυτό ή από σκυρόδεμα. Σε μία τέτοια κατασκευή, η ανέγερση πραγματοποιείται από όροφο σε όροφο, συμπεριλαμβανομένου και του πυρήνα. Επιπρόσθετα, η θέση των γερανών δεν είναι πάντα σταθερή και θα πρέπει να προσαρμόζονται σε περίπτωση που χρησιμοποιηθούν γερανοί αναρρίχησης (Boake, 2014).

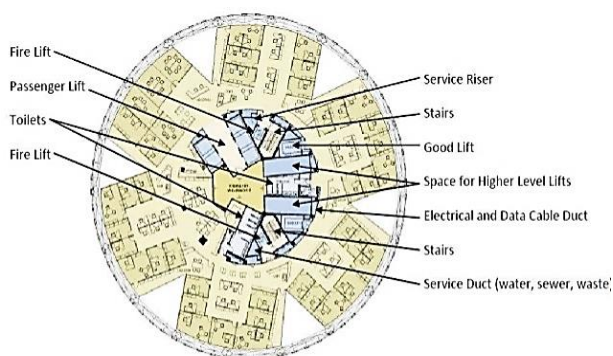
Ένα ακόμη πρόβλημα που δημιουργείται είναι η έκκεντρη φόρτιση και για το λόγο αυτό υπάρχει η ανάγκη για έναν ενισχυμένο πυρήνα διότι διαφορετικά το περιμετρικό διαγώνιο πλέγμα από μόνο του δεν είναι ικανό να αντέξει πολύ μεγάλα φορτία. Βέβαια, το κτήριο CCTV Headquarters απέδειξε ότι μία αμιγώς χαλύβδινη δομή μπορεί να

αποτελεί μία βιώσιμη λύση παρά το γεγονός ότι έχουν αναπτυχθεί ακραίες γεωμετρίες (Boake, 2014).

Μία σημαντική παράμετρος που δε θα μπορούσαμε να παραλείψουμε αφορά το ύψος της κατασκευής. Τα περιμετρικά πλέγματα που δε χρησιμοποιούν έναν ενισχυμένο πυρήνα, έχουν περιορισμούς ως προς το ύψος και αυτό γιατί δημιουργούνται τεράστια προβλήματα λόγω των ανέμων και των σεισμών. Τέλος, κάτι το σημαντικό θα πρέπει να θεωρείται η διαθεσιμότητα και το κόστος των υλικών (Boake, 2014).

6.7.1.1 Κεντρικός πυρήνας από χάλυβα (Centered steel core)

Η κατασκευή 30 St. Mary Axe εκμεταλλεύτηκε πλήρως στην κάτοψη το πλεονέκτημα τόσο του περιμετρικού διαγωνίου πλέγματος, όσο και του ανοικτού πυρήνα που τοποθετήθηκε στο κέντρο της κατασκευής. Επειδή υπήρχε η επιθυμία για μία πολύ ανοικτή κάτοψη, η λύση για μία αμιγώς χαλύβδινη κατασκευή ήταν μονόδρομος. Στο Λονδίνο χρησιμοποιείται σε μεγάλο βαθμό ο χάλυβας, οπότε οι γνώσεις και η εμπειρία γύρω από αυτό το υλικό μόνο πρόβλημα δεν αποτέλεσαν προκειμένου να επιτευχθεί η συγκεκριμένη πρόταση (Boake, 2014).

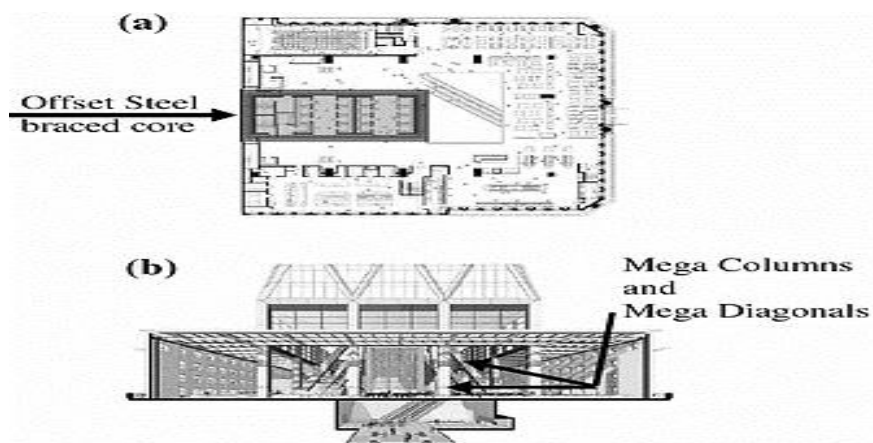


Εικόνα 6.16: 30 St. Mary Axe, κάτοψη τυπικού ορόφου (κεντρικός πυρήνας)

6.7.1.2 Μετατοπισμένος πυρήνας από χάλυβα (Offset steel core)

Το κτήριο Hearst Magazine Tower διαθέτει και αυτό έναν πυρήνα από χάλυβα. Οι λειτουργίες του πυρήνα ωθούσαν προς τα μπρος την πίσω όψη του κτηρίου, ενώ οι τρεις άλλες πλευρές “έβλεπαν” προς το δρόμο και αυτό επέτρεπε καλύτερη θέα και επομένως την εγκατάσταση υαλοπινάκων. Βέβαια, αυτό σήμαινε ότι ο πυρήνας ήταν απαραίτητο να τοποθετηθεί έκκεντρα προκειμένου να βαστάζει τα πλευρικά φορτία και για το λόγο αυτό αποφάσισαν να χρησιμοποιήσουν ένα περιμετρικό διαγώνιο πλέγμα ώστε να αντιμετωπισθούν οι ανεμοπιέσεις και οι σεισμοί. Πρέπει να αναφερθεί

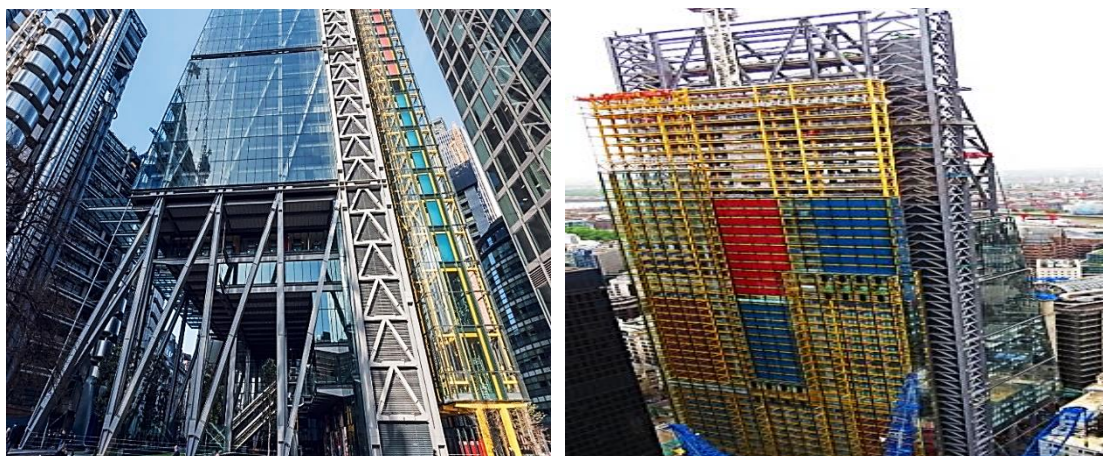
ότι ο πυρήνας είναι εγκιβωτισμένος στο σκυρόδεμα στα χαμηλότερα επίπεδα, ενώ οι υπόλοιποι όροφοι κατασκευάστηκαν με χρήση χαλύβδινων πλαισίων. Τέλος, στους πιο πάνω ορόφους, ο χαλύβδινος πυρήνας ενισχύθηκε με χάλυβα ώστε να κάνει ακόμη πιο άκαμπτη (καμπτικά ανένδοτη) την κατασκευή (Boake, 2014).



Εικόνα 6.17: Hearst Magazine Tower, ενισχυμένος πυρήνας και υπερ-μέλη

6.7.1.3 Πυρήνας από χάλυβα εξωτερικά του κτηρίου (Steel core outside of the building)

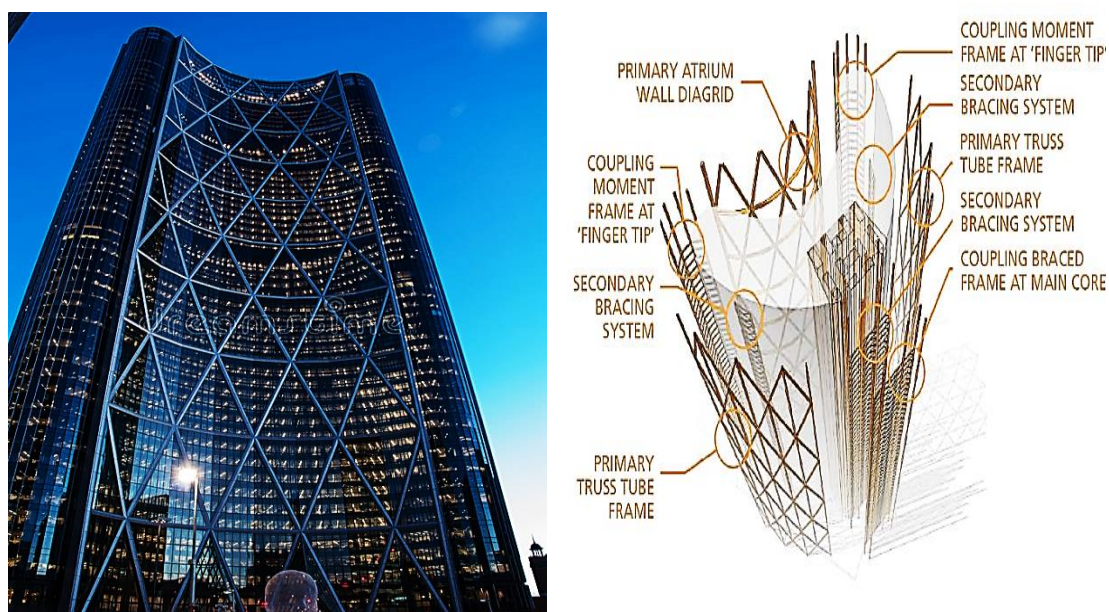
Ο πυρήνας του Leadenhall Building τοποθετήθηκε στην πίσω όψη του κτηρίου. Στην ουσία, ο πυρήνας απαλλάχθηκε από τα καθήκοντά του που δεν είναι άλλα από το να αντιστέκεται στα επιβαλλόμενα φορτία. Το συγκεκριμένο κτήριο είναι το υψηλότερο στον κόσμο όσον αφορά την τόσο μεγάλη απελευθέρωση μεταξύ αυτού και του πυρήνα. Βέβαια, από τη στιγμή που μόνο το διαγώνιο πλέγμα μπορεί να αντιμετωπίσει τον άνεμο και το σεισμό, καταλαβαίνουμε ότι το δομικό σύστημα αυτό έχει αξιοποιηθεί στο έπακρο (Boake, 2014). Η κατασκευή βρίσκεται στην Αγγλία και έχει ύψος 224 m.



Εικόνα 6.18: α) Leadenhall Building, εξωτερικά διαγώνια πλέγματα, Λονδίνο, β) πυρήνας στην πίσω όψη

6.7.1.4 Πυρήνες από χάλυβα για κατασκευές με μικτό διαγώνιο πλέγμα (Steel cores for hybrid diagrid buildings)

Υπάρχουν κάποιες κατασκευές οι οποίες χρησιμοποιούν το σύστημα με τα διαγώνια πλέγματα με κάπως διαφορετικό τρόπο, όπως είναι το Bow Encana Tower και το CCTV Building. Το πρώτο διαθέτει μία πολύ μεγάλη πλάκα δαπέδου, ενώ επίσης έχει τοποθετηθεί διαγώνιο πλέγμα μόνο στη νότια όψη. Όσον αφορά τον πυρήνα με χαλύβδινα πλαίσια, αυτός δεν έχει τοποθετηθεί για να προσφέρει πλευρική ευστάθεια. Η συγκεκριμένη κατασκευή βρίσκεται στον Καναδά και διαθέτει 236 m ύψος (Boake, 2014).



Εικόνα 6.19: Bow Encana Tower, δομικό σύστημα

Όσον αφορά το CCTV Building, ένα τέτοιο κτήριο με αυτή την σύνθετη γεωμετρία και την έκκεντρη φόρτιση δεν είχε επιχειρηθεί από κανέναν στο παρελθόν. Το διαγώνιο πλέγμα χρησιμοποιήθηκε με κύριο σκοπό να κατασκευαστούν μεγάλα πολυώροφα τμήματα μορφής προβόλου χωρίς να είναι απαραίτητη κάποια επιπρόσθετη στήριξη, ενώ εφαρμόστηκε σε ένα κανονικό πλαισιωτό σύστημα που αποτελείται από δοκούς και κεκλιμένα υποστυλώματα. Ο πυρήνας είναι κατασκευασμένος από χάλυβα και δε χρησιμοποιείται για την αντιμετώπιση των πλευρικών φορτίων καθώς δε διαθέτει αυτή τη δυνατότητα λόγω της θέσης που τοποθετήθηκε (Boake, 2014).

6.7.2 Πυρήνες από ωπλισμένο σκυρόδεμα (Reinforced concrete cores)

Οι πυρήνες από ωπλισμένο σκυρόδεμα επιλέγονται πιο συχνά σε σχέση με αυτούς από χάλυβα. Όμως, έχουμε ήδη αναφέρει ότι στις κατασκευές με διαγώνιο πλέγμα δεν είναι απαραίτητη η ύπαρξη ενός πυρήνα για την αντιμετώπιση των πλευρικών φορτίων. Οι συγκεκριμένοι μπορεί να προτιμώνται και για λόγους που δεν έχουν να κάνουν με το σχεδιασμό. Βέβαια, όταν αποφασιστεί να χρησιμοποιηθεί ένας πυρήνας, θα πρέπει να επιλυθούν αρκετά ζητήματα προκειμένου να αξιοποιηθεί στο έπακρο (Boake, 2014).

Αρχικά, ένας πυρήνας από ωπλισμένο σκυρόδεμα, εκ φύσεως, μπορεί να αναλαμβάνει τα πλευρικά φορτία με αποτέλεσμα να βοηθάει τα περιμετρικά χαλύβδινα διαγώνια πλέγματα (Boake, 2014).

Ένα πρόβλημα που πρέπει να αντιμετωπίσουμε είναι αυτός της πυροπροστασίας και για αυτό αρκετοί κώδικες απαιτούν να κατασκευαστεί ένας πυρήνας από ωπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς η συμπεριφορά του έναντι αυτού του φαινομένου είναι εξαιρετική, αλλά και για λόγους έκτακτης ανάγκης (Boake, 2014).

Επίσης, έχουμε την κατασκευασσιμότητα και τη διαδικασία ανέγερσης. Όσον αφορά την τελευταία, η σκυροδέτηση του πυρήνα προηγείται σε σχέση με την εγκατάσταση του χαλύβδινου πλαισίου. Αυτό επιτρέπει τη χρήση γερανών αναρρίχησης για την τοποθέτηση του πυρήνα και των φρεατίων των ανελκυστήρων, ενώ ο πυρήνας πρέπει να διαθέτει και ένα ένθεμα (είδος διατμητικού συνδέσμου, οδοντωτό, δακτυλιοειδές κ.λπ.) από χάλυβα για να γίνει η τοποθέτηση του πλαισίου (Boake, 2014).

Επιπλέον, πρέπει να αντιμετωπίσουμε την έκκεντρη φόρτιση και μία ιδανική λύση είναι ένας ενισχυμένος πυρήνας, καθώς είναι αρκετά δύσκολο το διαγώνιο πλέγμα να αντιστέκεται από μόνο του σε αυτή. Η ενίσχυση μπορεί να έχει διάφορες μορφές ανάλογα με το σχεδιασμό του κτηρίου και τη φόρτιση, ακόμη και στην περίπτωση πολύ λεπτών (εύκαμπτων) κατασκευών. Παράδειγμα αποτελεί το κτήριο Capital Gate και στο οποίο εμφανίζονται έκκεντρα φορτία (Boake, 2014).

Η διαφορική κίνηση, που προκαλείται όταν ανεξάρτητα δομικά στοιχεία συνδέονται σε διαφορετικά μέρη (σημεία) της κατασκευής, χρήζει και αυτή διερεύνησης. Όταν συνδυάζονται ο χάλυβας και το σκυρόδεμα, στο πρώτο δημιουργείται ερπυσμός ή συστολή με το πέρασμα του χρόνου και θα πρέπει να βρίσκεται σε ισορροπία με το δεύτερο, καθώς υπόκειται σε υψηλή θερμική διαστολή (Boake, 2014).

Ο πυρήνας από ωπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται σε πολύ υψηλά κτήρια καθώς ασκούνται μεγάλα πλευρικά φορτία και το περιμετρικό διαγώνιο πλέγμα δεν μπορεί να αντισταθεί από μόνο του σε αυτά. Τέτοιου είδους πυρήνες προτιμώνται και για λόγους διαθεσιμότητας του υλικού, αλλά και λόγω του κόστους (Boake, 2014).

6.7.2.1 Κεντρικός πυρήνας από σκυρόδεμα (Centered concrete core)

Πρόκειται για τον πιο συχνό τρόπο διάταξης. Κάποια από τα πλεονεκτήματα ενός κεντρικού πυρήνα είναι ότι η έκκεντρη φόρτιση στον πυρήνα είναι μικρή ή ακόμη και μηδενική, καθώς επίσης τα περιμετρικά πλαίσια μπορούν να κατανείμουν ομοιόμορφα τα πλευρικά φορτία. Βέβαια, αυτό δε συμβαίνει πάντα. Στους Al Bahar Towers, παρά το γεγονός ότι έχει επιλεγεί ένα εξαγωνικό πλέγμα, χρησιμοποιήθηκαν ένας πυρήνας από σκυρόδεμα και μία μικρή πλάκα δαπέδου, ενώ αποφασίστηκε να μη τοποθετηθούν υποστυλώματα ώστε να υπάρξει αρκετός ελεύθερος χώρος μεταξύ του πυρήνα και του περιμετρικού συστήματος στήριξης. Επιπρόσθετα, σε αυτά τα κτήρια υπάρχει κάποια έκκεντρη φόρτιση λόγω του συστήματος σκίασης που διαθέτει (mashrabiya), το οποίο και ανοιγοκλείνει ανάλογα με την έκθεση στην ηλιακή ακτινοβολία. Οι κατασκευές στη Μέση Ανατολή, συνήθως είναι είτε από ωπλισμένο σκυρόδεμα, είτε σύμμικτες και αυτό αποτελεί έναν επιπλέον παράγοντα για τις αποφάσεις που θα παρθούν (Boake, 2014).

6.7.2.2 Πυρήνας από σκυρόδεμα σε μία στενή κάτοψη (Concrete core for a new narrow plan)

Μία υπερβολικά στενή πλάκα δαπέδου προκαλεί έκκεντρη φόρτιση, κυρίως όταν οι ανεμοπιέσεις κτυπούν τη μεγαλύτερη πλευρά. Αυτό μπορεί να οδηγήσει σε μία ροπή ανατροπής και να μην υπάρχει η δυνατότητα να διορθωθεί, παρά μόνο με χρήση του περιμετρικού διαγώνιου πλέγματος προκειμένου να αντιμετωπισθούν ο άνεμος και ο σεισμός. Το Aldar Headquarters, που έχει 110 m ύψος, αποτελεί το μοναδικό κυκλικό (ή μορφής δίσκου) κτήριο στον κόσμο. Διαθέτει ένα διαγώνιο πλέγμα από χάλυβα με σκοπό να πλαισιώνει κάθε μία από τις μεγάλες κυκλικές όψεις. Όπως αναφέραμε στην αρχή, στο κτήριο υπάρχει μία εξαιρετικά στενή πλάκα δαπέδου, αλλά με τη χρήση πυρήνων σκυροδέματος κατά ζεύγη είναι εφικτό να αντισταθεί στα πλευρικά φορτία. Τέλος, αποφασίστηκε ότι για τη σύνδεση αυτών των δύο όψεων δε θα χρησιμοποιηθεί διαγώνιο πλέγμα (Boake, 2014).



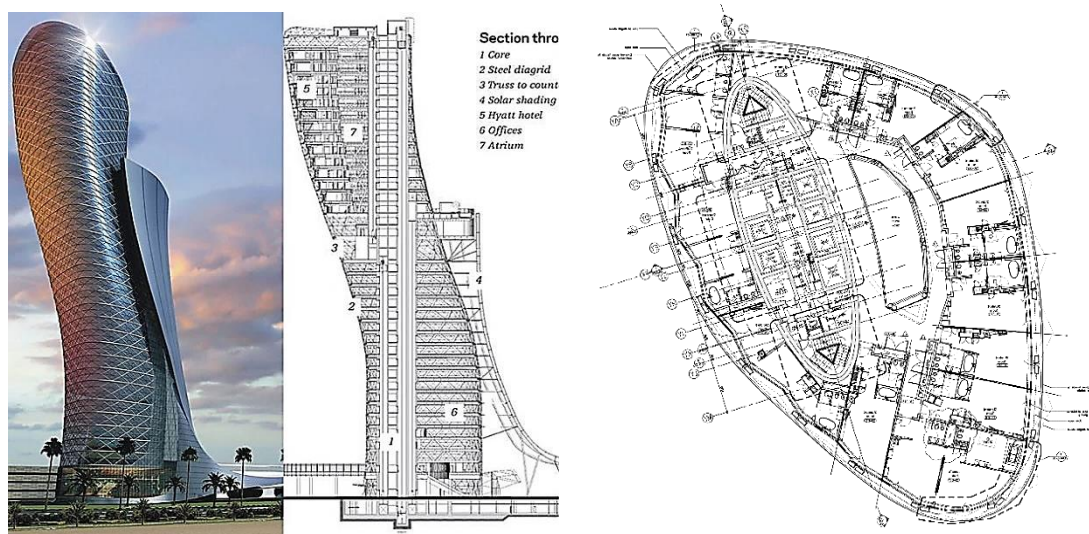
Εικόνα 6.20: Aldar Headquarters. πυρήνας σκυροδέματος κατά ζεύγη

6.7.2.3 Πυρήνας από σκυρόδεμα για μεγάλη έκκεντρη φόρτιση (Core for highly eccentric loading)

Το Capital Gate στο Αμπού Ντάμπι αποτελεί τον μακρύτερο κεκλιμένο πύργο (προς τα πίσω) και χάρη στην κλίση των 18 μοιρών ξεπερνάει και αυτόν της Πίζας. Μία αντίστοιχη κατασκευή είναι και οι πύργοι Puerta de Europa (γνωστοί και ως Gate of Europe ή KIO Towers) στη Μαδρίτη συνολικού ύψους 114 m όπου έχουν τοποθετηθεί διαγώνιες ενισχύσεις προκειμένου να εξισορροπήσουν την 15 μοιρών κλίση τους, ενώ βασίζονται τόσο σε πυρήνες από σκυρόδεμα, όσο και σε ένα σύστημα μετέντασης, δηλαδή προένταση μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος (Boake, 2014).

Όσον αφορά το Capital Gate, αυτό διαθέτει ένα ύψος που φθάνει τα 165 μέτρα και έχει κάτι το ασυνήθιστο. Πιο συγκεκριμένα, διαθέτει ένα περιμετρικό εξωτερικό διαγώνιο πλέγμα το οποίο λειτουργεί και ως εσωτερικό ώστε να δημιουργηθεί ένα αίθριο στους υψηλότερους ορόφους του κτηρίου. Το διαγώνιο πλέγμα και ο πυρήνας από σκυρόδεμα σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν με μεγάλη λεπτομέρεια για να αντισταθούν στα πλευρικά φορτία. «Επίσης, ο πύργος διαθέτει μία μεγάλη ποσότητα οπλισμού κυρίως στα σημεία των χαλύβδινων πλασιών εντός του πυρήνα με σκοπό εξασφαλισθεί η δυσκαμψία και ο καταμερισμός των φορτίων». Στον πυρήνα εφαρμόστηκε μετένταση με χρήση κατακόρυφων καλωδίων, τα οποία και τοποθετήθηκαν μόνο στη μία πλευρά προκειμένου να αντιμετωπισθεί η κλίση στην ακριβώς απέναντι. «Τα εφελκόμενα καλώδια εγκαταστάθηκαν σε κατακόρυφα τμήματα και αλληλεπικαλύπτονται ανά επτά

ορόφους, ενώ εκτείνονται καθ' όλο το ύψος του πυρήνα ώστε να τον διατηρήσουν σε μία τέλεια κατακόρυφη θέση» (Boake, 2014).

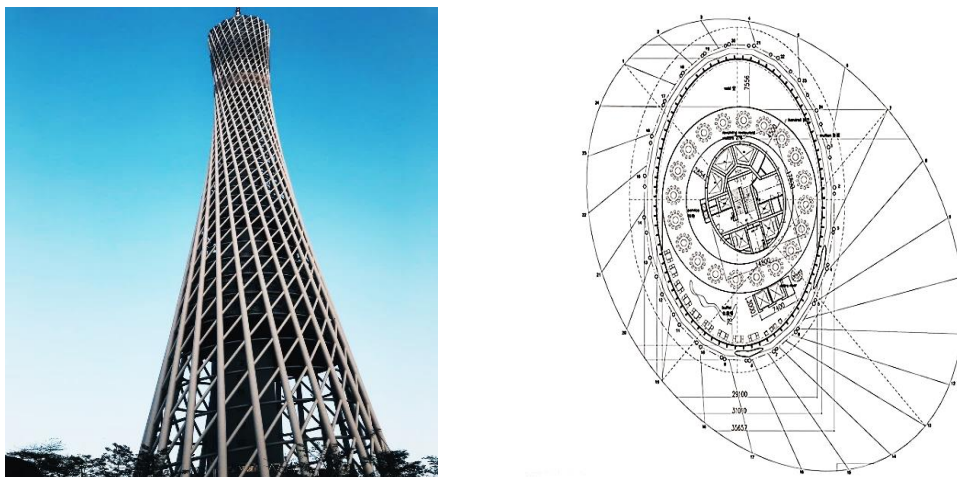


Εικόνα 6.21: α) Τομή Capital Gate, Η.Α.Ε., κατακόρυφος πυρήνας, β) κάτοψη

6.7.2.4 Πυρήνες από σκυρόδεμα σε υπερύψηλα κτήρια (concrete cores for Supertall buildings)

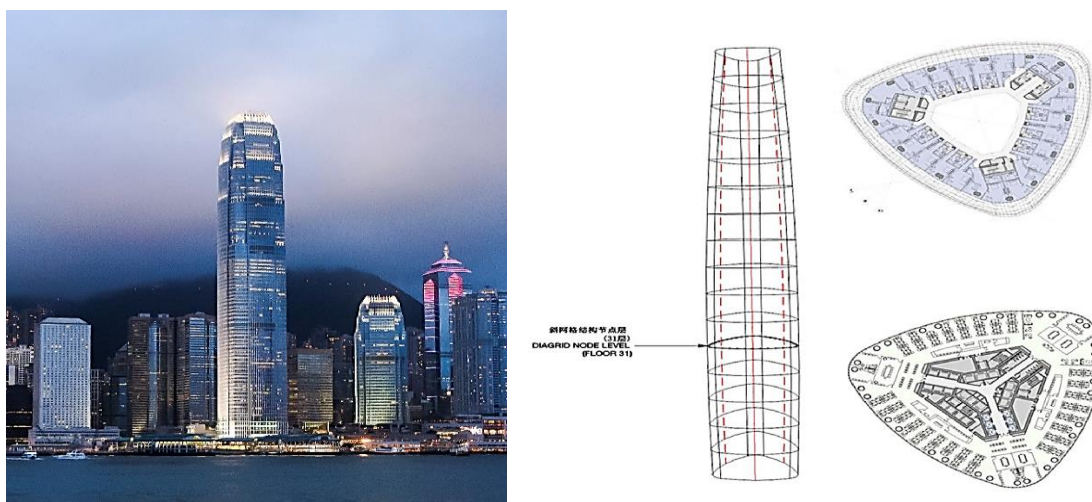
Στην περίπτωση που τα υψηλά κτήρια πρέπει να αντιμετωπίσουν μεγάλα πλευρικά φορτία, οι κατασκευές που υπάγονται στην κατηγορία “Supertall” και “Megatall”, δηλαδή αυτά που είναι άνω των 300 και 600 μέτρων αντίστοιχα, είναι υποχρεωμένα να είναι ακόμη περισσότερο άκαμπτα για την επίτευξη αυτού του στόχου. Όσον αφορά τις δομές με διαγώνια πλέγματα, προς το παρόν η κατηγορία Megatall (600 + m) δεν έχει πραγματοποιηθεί. Δύο σπουδαία παραδείγματα του υπό εξέταση δομικού συστήματος αποτελούν το Lotte World Tower στη Νότια Κορέα και το Canton Tower στην Κίνα με ύψος 555 και 604 μέτρα αντίστοιχα και υπάγονται στην κατηγορία Supertall. Το τελευταίο, παρόλο που έχει ξεπεράσει το απαιτούμενο ύψος για να θεωρηθεί Megatall, δεν μπορεί να χαρακτηριστεί κατά αυτόν τον τρόπο λόγω του ότι πρόκειται για έναν πύργο τηλεπικοινωνιών (Boake, 2014).

Στη δομή Canton Tower, έχει χρησιμοποιηθεί ένα πυρήνας από ωπλισμένο σκυρόδεμα προκειμένου να αντιμετωπισθούν οι ανεμοπιέσεις και οι σεισμοί, ενώ το χαλύβδινο διαγώνιο πλέγμα διαθέτει και σε ένα μεγάλο βαθμό πολυπλοκότητα όσον αφορά τις συνδέσεις μεταξύ των σωλήνων, κάτι που οφείλεται στο γεγονός ότι αποφάσισαν να τους περιστρέψουν και να τους επικαλύψουν (Boake, 2014).



Εικόνα 6.22: α) Canton Tower, Κίνα, 2009, β) κάτοψη

Αντίστοιχα, μία ακόμη τέτοια κατασκευή αποτελεί το Guangzhou IFC που διαθέτει ύψος 439 μέτρα με αποτέλεσμα να ανήκει στην κατηγορία Supertall. Ο σχεδιασμός που πραγματοποιήθηκε ήταν αυστηρός και ενδεδειγμένος, καθώς έπρεπε να επιλυθούν αρκετά σοβαρά ζητήματα που αφορούσαν τα πλευρικά φορτία. Η κάτοψη έχει ένα καμπύλο τροχοειδές σχήμα, ενώ έχει τοποθετηθεί ένα περιμετρικό διαγώνιο πλέγμα με σωλήνες από χάλυβα γεμισμένους με σκυρόδεμα σε συνδυασμό με έναν πυρήνα από ωπλισμένο σκυρόδεμα προκειμένου να αντισταθούν στα πλευρικά και βαρυτικά φορτία. Ακόμη, κατασκευάστηκε ένα αίθριο 30 ορόφων στην κορυφή του κτηρίου χωρίς να υπάρχει ανάγκη για επιπλέον ενίσχυση ή και χρήση κάποιου αποσβεστήρα. Η συγκεκριμένη επιλογή λειτούργησε εξαιρετικά και αποδείχθηκε πιο κομψή σε σύγκριση με τους ζυγιστάτες κι αυτό γιατί δε χρησιμοποιήθηκαν υποστυλώματα, κάτι που οδήγησε στο να δημιουργηθούν μεγάλοι ελεύθεροι χώροι (Boake, 2014).



Εικόνα 6.23: α) International Finance Center, β) κατόψεις με κεντρικό πυρήνα από ωπλισμένο σκυρόδεμα

Γενικά, τα πολυώροφα κτήρια πρέπει να έχουν μεγαλύτερη ακαμψία και αντίσταση έναντι των ροπών στο πρώτο μισό τους (από κάτω προς τα πάνω) σε σύγκριση με το δεύτερο, καθώς εκεί τα διατμητικά φορτία είναι μεγαλύτερα. Η απαίτηση ενός ακραίου ύψους μπορεί να επιτευχθεί μόνο με την ύπαρξη ενός πυρήνα (συνήθως από ωπλισμένο σκυρόδεμα) που καταλήγει στο λόμπι του ξενοδοχείου, ενώ το κέντρο της κατασκευής μεταμορφώνεται σε αίθριο (atrium) και τα κλιμακοστάσια, αλλά και οι ανελκυστήρες απομακρύνονται από αυτό (Boake, 2014).

Στην περίπτωση του Lotte World Tower, υπάρχει ένα σύστημα με εσωτερικό πυρήνα από ωπλισμένο σκυρόδεμα που συμπληρώνει το διαγώνιο πλέγμα. Το σύστημα αυτό βελτιώνει τα υλικά, εξαλείφει τις ζώνες μεταφοράς καθώς και προσφέρει εξαιρετική απόσβεση στο σύστημα προκειμένου να περιορισθούν τόσο οι μετακινήσεις, όσο και οι επιταχύνσεις που δημιουργούνται εξαιτίας των ανεμοπιέσεων (Boake, 2014).

Με το σχεδιασμό του κτηρίου αυτού, καταλαβαίνουμε τη σημαντικότητα που έχει ο τρόπος με τον οποίο θα πραγματοποιηθεί η σύνδεση των εξωτερικών και εσωτερικών συστημάτων. Στο εξωτερικό διαγώνιο πλέγμα, οι διαγώνιοι σύνδεσμοι είναι άκαμπτα συνδεδεμένοι με τις κύριες οριζόντιες συνδετήριες δοκούς οι οποίες και «δένουν» τον ουρανοξύστη σε κάθε όροφο και μεταφέρουν τα φορτία του ανέμου και του σεισμού μεταξύ του δομικού συστήματος (διαγώνια πλέγματα) και της πλάκας, ενώ με τη χρήση των δοκών σύζευξης μεταβιβάζονται τα φορτία βαρύτητας στα διαγώνια αυτά στοιχεία (Boake, 2014).

6.8 Σχεδιασμός τοιχοπετάσματος και πρόσοψης (Curtain wall and facade design)

Το διαγώνιο πλέγμα δεν είναι άρρηκτα συνδεδεμένο με ασυνήθιστες γεωμετρίες και μορφές, σίγουρα όμως επιλέγεται έτσι ώστε να δημιουργηθούν κατασκευές που να αποτελούνται από μεγάλο ύψος, αλλά ταυτόχρονα να ικανοποιείται και η παράμετρος της αισθητικής. Για να συμβεί αυτό, θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν μη συμβατικά συστήματα τοιχοπετάσματος είτε με καμπύλες, είτε με σύνθετες γεωμετρίες. Πρέπει να τονισθεί ότι παρά το γεγονός ότι το διαγώνιο πλέγμα βασίζεται κυρίως σε τριγωνικές γεωμετρίες, αυτό δε συμβαίνει σε όλες τις περιπτώσεις όσον αφορά την πρόσοψη και για αυτό κατά το σχεδιασμό της θα πρέπει να λάβουμε υπόψη κάποιους σημαντικούς παράγοντες (Boake, 2014):

- Αρχικό μέλημά μας είναι η γεωμετρία του κτηρίου και πιο συγκεκριμένα η κλίμακα και το μέγεθος αυτού, το μέγεθος του διαγωνίου στοιχείου, η καμπυλότητα, αλλά και το σχήμα της κάτοψης. Έπειτα, σημαντικό ρόλο έχει και η τοποθέτηση του διαγωνίου πλέγματος εντός ή εκτός της επένδυσης.
- Επιπλέον, έχουμε τον τρόπο έκφρασης του διαγωνίου πλέγματος, δηλαδή να δοθεί έμφαση στο σχεδιασμό του τοιχοπετάσματος και στην τοποθέτηση των κολώνων, ενώ αυτό στην πρόσοψη και στο διαγώνιο πλέγμα δεν εκδηλώνεται άμεσα στην επένδυση. Επίσης, σημαντικό ζήτημα είναι και η λειτουργία (χώροι) της κατασκευής και φυσικά ο τρόπος διαμόρφωσής τους με βάση τα διαχωριστικά στοιχεία και τις κολώνες.
- Ακόμη, πρέπει να αποφασιστεί αν θα χρησιμοποιηθεί σύστημα με μονή ή διπλή όψη. Προσεκτικοί πρέπει να είμαστε και με τη σκίαση και με ζητήματα φυσικού αερισμού, καθαρισμού και συντήρησης.
- Φλέγοντα ζητήματα αποτελούν η αισθητική και πιο συγκεκριμένα για το εάν θα επιλεγεί ένα ευθύγραμμο ή ένα τριγωνικό σύστημα. Τέλος, πρέπει να αποφασιστεί ποιο θα είναι το τελικό κόστος του τοιχοπετάσματος, δηλαδή ποιο θα είναι το μέγεθος των στοιχείων και ποιος θα είναι ο αριθμός των υαλοπινάκων.
- Όλες αυτές οι προαναφερθείσες παράμετροι οδηγούν στην επιλογή ενός τριγωνικού ή ευθύγραμμου μοτίβου στο σύστημα του τοιχοπετάσματος και φυσικά αποτελούν και έναν τρόπο έκφρασης της μορφής του διαγωνίου πλέγματος στις όψεις. Αν και αυτά αφορούν κυρίως το δομοστατικό μηχανικό, είναι απαραίτητο σε τέτοιες κατασκευές να κυριαρχεί και το κομμάτι της αισθητικής προκειμένου να γίνει ακόμη πιο εντυπωσιακή. Το ίδιο συμβαίνει και με το μέγεθος του διαγωνίου πλέγματος στην επένδυση, αλλά και τη θέση στην οποία θα τοποθετηθεί στο τοιχοπέτασμα, κάτι το οποίο αποφασίζεται κυρίως από τους αρχιτέκτονες.
- Για το εάν θα επιλέξουμε τριγωνικό ή ευθύγραμμο σύστημα τοιχοπετάσματος, θα πρέπει να λάβουμε υπόψη μας το συνολικό μέγεθος της κατασκευής και τη μορφή της. Πάντως, οι διαστάσεις των ευθύγραμμων ή τριγωνικών σχημάτων γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να ταιριάζει ανάλογα με το ύψος των ορόφων. Σε γενικές γραμμές, στα κτήρια με καμπυλόγραμμες μορφές, προτιμάται συνήθως το τριγωνικό σύστημα, ενώ όταν τοποθετούνται διαγώνια πλέγματα μεγάλου μήκους επιλέγεται το ευθύγραμμο.

6.8.1 Τριγωνικοί υαλοπίνακες (Triangular glazing)

Στις κατασκευές με διαγώνιο πλέγμα, ιδίως σε αυτές που έχουν καμπυλόγραμμες μορφές, παρατηρείται η τάση της υποδιαίρεσης αυτού σε τριγωνικούς υαλοπίνακες. Αυτή η γεωμετρία δημιουργεί κάτι σαν πλέγμα προκειμένου να προσεγγίσουν την καμπύλη μορφή μέσω ευθύγραμμων στοιχείων, ενώ αποτελεί μία αρκετά οικονομική λύση. Ακόμη, με τη χρήση καμπύλων μορφών υπάρχει η δυνατότητα να αξιοποιήσουμε τη διαλειτουργικότητα μεταξύ του σχεδιασμού και του λεπτομερούς λογισμικού. Η ανάπτυξη της μηχανικής των προσόψεων συνεχώς εξελίσσεται λόγω της ανάγκης για καλύτερη απόδοση καθώς τα κτήρια με το πέρασμα του χρόνου αλλάζουν μορφές, σε πολλά εκ των οποίων εξακολουθούν να προτιμώνται τα συστήματα τοιχοπετάσματος λόγω της ασυνήθιστης γεωμετρίας τους (Boake, 2014).

Για να έχει καμπύλη μορφή η κατασκευή, θα πρέπει να επιλεγεί η κατάλληλη κλίμακα στις όψεις παρά το γεγονός ότι δεν υπάρχουν καμπύλα στοιχεία. Το ακριβές μέγεθος ή η υποδιαίρεση του τριγωνισμού σε στοιχεία υαλοπινάκων εξαρτάται από το εάν αυτά είναι δεσμευμένα πάνελ ή από άλλα στοιχεία λειτουργίας τα οποία θα συμπεριληφθούν στην πρόσοψη. Επίσης, στις υψηλές κατασκευές με διαγώνιο πλέγμα χρησιμοποιούνται τριγωνικά παράθυρα, ενώ κυρίαρχη τάση αποτελούν τα στέγαστρα διότι αποτρέπουν τη διήθηση της βροχής (Boake, 2014).

Στο κτήριο Aldar Headquarters, το διαγώνιο πλέγμα επικαλύφθηκε με γυψοσανίδα στο εσωτερικό μέρος της κατασκευής και με επένδυση στο εξωτερικό. Βέβαια, χάρη στο σχεδιασμό και το αισθητικό αποτέλεσμα που προσέφεραν στα στοιχεία του διαγωνίου πλέγματος στο εξωτερικό μέρος της πρόσοψης, όπου σχηματίζεται ένας ρόμβος, και σε συνδυασμό με τα διαγώνια μέλη που εκτείνονται σε ύψος 8 ορόφων, δημιουργείται ένα άρτιο αποτέλεσμα (Boake, 2014).

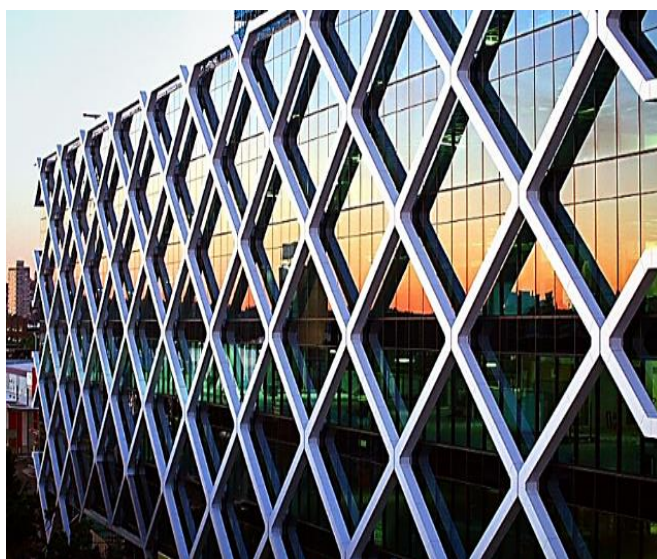


Εικόνα 6.24: Τριγωνικοί υαλοπίνακες

6.8.2 Ευθύγραμμοι υαλοπίνακες (rectilinear glazing)

Ένα ευθύγραμμο τοιχοπέτασμα επιλέγεται κυρίως σε έργα των οποίων οι μορφές είναι σχετικά επίπεδες. Το κόστος του συγκεκριμένου συστήματος είναι μικρότερο σε σχέση με το τριγωνικό. Αρκετές λύσεις προσόψεων έχουν παρουσιαστεί στις κατασκευές με διαγώνιο πλέγμα, όπως στο IFC, αλλά και στο The Bow Tower όπου χρησιμοποιούνται παράθυρα που έχουν το ίδιο ύψος με αυτό του ορόφου. Επίσης, προτιμότερο είναι να χρησιμοποιούμε μεγάλους υαλοπίνακες διότι είναι πιο οικονομικοί, ενώ η πραγματική κλίμακα της κατασκευής μπορεί να καθοριστεί με βάση τις διαστάσεις των παραθύρων (Boake, 2014).

Ακόμη, ένας εξίσου καθοριστικός παράγοντας για την επιλογή ή το σχεδιασμό του συστήματος τοιχοπετάσματος αποτελεί η συχνότητα καθώς και η φυσική λειτουργία των στοιχείων των παραθύρων. Αρκετές φορές, στα πολύροφα κτήρια παρατηρείται η αύξηση του φυσικού αερισμού, ενώ όταν συνδυάζονται κάποιες χρήσεις (πχ. γραφείο και ξενοδοχείο), υπάρχει η δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν διαφορετικοί υαλοπίνακες τόσο ως προς την διαπερατότητα, όσο και ως προς τη λειτουργικότητα των παραθύρων (Boake, 2014).



Εικόνα 6.25: Ευθύγραμμοι υαλοπίνακες

6.9 Εξωτερικά διαγώνια πλέγματα (Exterior diagrids)

Η χρήση των εξωτερικών συνδέσμων είναι πλήρως διαδεδομένη και μπορούν εύκολα να χρησιμοποιηθούν σε κτήρια με διαγώνιο πλέγμα. Βέβαια, υπάρχει η πιθανότητα να τοποθετηθούν και ως ένα συμπληρωματικό σύστημα πλευρικής ενίσχυσης, ενώ τα εξωτερικά διαγώνια πλέγματα θα λειτουργούν ως το κύριο για την αντιμετώπιση των ανεμοπιέσεων και του σεισμού (π.χ. Leadenhall Building) (Boake, 2014).

Τα περισσότερα χαλύβδινα διαγώνια πλέγματα τοποθετούνται στο εξωτερικό της επένδυσης. Αυτό χρήζει διερεύνησης στα ψυχρά κλίματα διότι η θερμική συστολή είναι σημαντική και οι θερμικές γέφυρες θα πρέπει να αποφεύγονται. Επιπλέον, σε πολύ διαβρωτικά περιβάλλοντα, στα εξωτερικά διαγώνια πλέγματα, θα πρέπει να γίνονται αρκετά συχνά συντηρήσεις λόγω της οξειδωσης και της φθοράς της επένδυσης εξαιτίας των καιρικών συνθηκών (Boake, 2014).



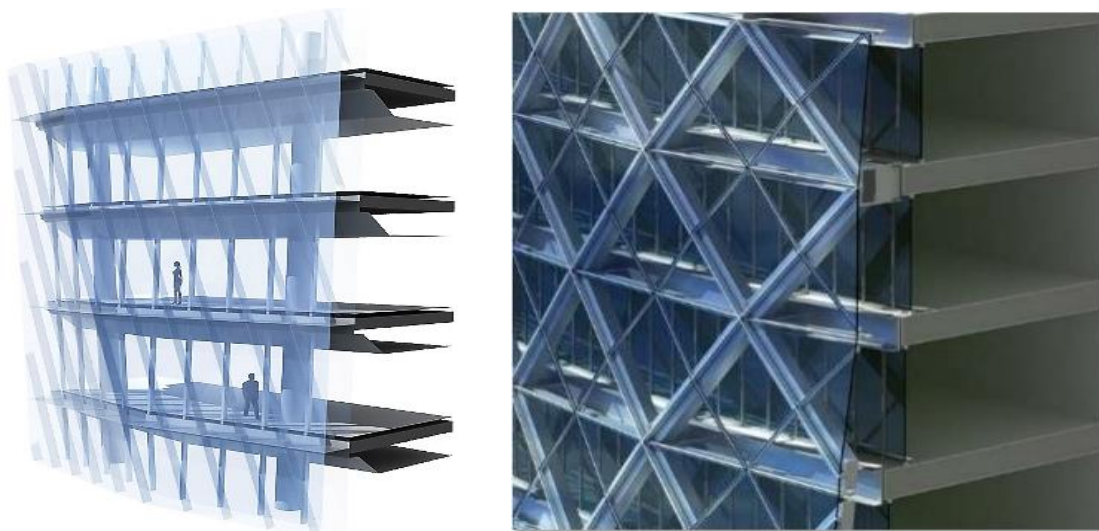
Εικόνα 6.26: Φουτουριστική κατασκευή με εξωτερικά διαγώνια πλέγματα, Μαϊάμι

6.10 Δικέλυφη υάλινη όψη (Double skin façade)

Τα συστήματα της δικέλυφης υάλινης όψης στις κατασκευές χρησιμοποιούνται όλο και περισσότερο τα τελευταία χρόνια καθώς έχουν αρκετά πλεονεκτήματα, όπως η μείωση της κατανάλωσης ενέργειας εξαιτίας της πρόσθετης όψης, η προστασία των συστημάτων σκίασης, η προσθήκη του φυσικού αερισμού, αλλά και ο περιορισμός του αστικού θορύβου (Boake, 2014).

Το συγκεκριμένο σύστημα αποτελείται από διπλούς υαλοπίνακες και όχι από ένα τοιχοπέτασμα με μία πρόσθετη μονή υάλινη στρώση που συνήθως βρίσκεται στην εξωτερική πλευρά, κάτι που όμως δεν ισχύει πάντα διότι σημαντικό ρόλο έχει και το κλίμα που επικρατεί (Boake, 2014).

Το σύστημα του διαγωνίου πλέγματος μπορεί να ενσωματωθεί στις δικέλυφες υάλινες όψεις με ποικίλους τρόπους, όπως με ενδιάμεσο αεριζόμενο διάκενο στην πίσω όψη της κατασκευής. Επιπλέον, ένας άλλος τρόπος έχει να κάνει με το κύριο περιμετρικό διαγώνιο πλέγμα και το οποίο μπορεί να στηρίξει μία πρόσθετη εξωτερική συσκευή ελέγχου, ωστόσο προκειμένου να επιτευχθεί αυτό, απαιτούνται επιπλέον λεπτομερείς συνδέσεις και ειδικά συστήματα προσόψεων. Επίσης, είναι εφικτό να τοποθετηθεί ένα πιο ελαφρύ διαγώνιο πλέγμα με σκοπό να στηρίξει τη δεύτερη επιφάνεια, δηλαδή την εξωτερική στρώση των υαλοπινάκων. Αν και το συγκεκριμένο δε χρησιμοποιείται για κάποια δομική στήριξη, όμως μπορεί να προσφέρει κάποια πλεονεκτήματα, όπως είναι η ευστάθεια λόγω του τριγωνισμού, ένα αισθητικό αποτέλεσμα στο σχεδιασμό τόσο της πρόσοψης, όσο και των υαλοπινάκων καθώς επίσης αποτελεσματικότητα στην προκατασκευή των στοιχείων (Boake, 2014).



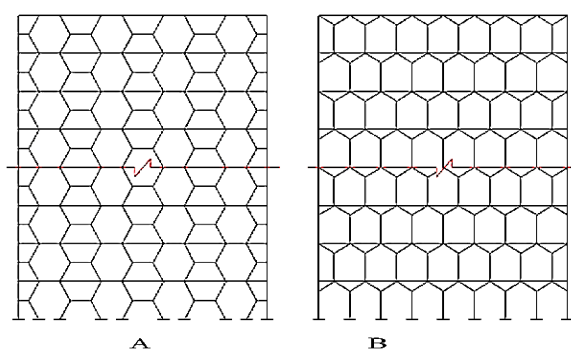
Εικόνα 6.27: Σύστημα δικέλυφης υάλινης όψης

Κεφάλαιο 7: Συστήματα πενταγωνικού, εξαγωνικού, οκταγωνικού και πλέγματος Voronoi

7.1 Σύστημα εξαγωνικού πλέγματος (Hexagrid System)

7.1.1 Εισαγωγή

Τα δομικά συστήματα που θα αναλύσουμε σε αυτό κεφάλαιο ανήκουν στην κατηγορία των εξωτερικών. Το συγκεκριμένο σύστημα αποτελείται από εξαγωνικά στοιχεία (έξι κόμβοι) τα οποία τοποθετούνται περιμετρικά του κτηρίου με σκοπό να αντισταθούν στα κατακόρυφα και πλευρικά φορτία. Τα εξαγωνικά πλέγματα διακρίνονται σε δύο κατηγορίες ανάλογα με τον προσανατολισμό της εξαγωνικής κυψέλης, στα οριζόντια που αποτελούνται από 4 διαγώνια μέλη και 2 οριζόντιες δοκούς και στα κατακόρυφα στα οποία τα τέσσερα διαγώνια είναι ζεύγη με δύο υποστυλώματα. Ο διαφορετικός προσανατολισμός είναι λογικό να καταλήγει σε διαφορές στη δομική απόδοση και οι οποίες φυσικά θα πρέπει να μελετηθούν κατά τον αρχικό σχεδιασμό (Scaramozzino, Lacidogna, & Carpinteri, 2020).

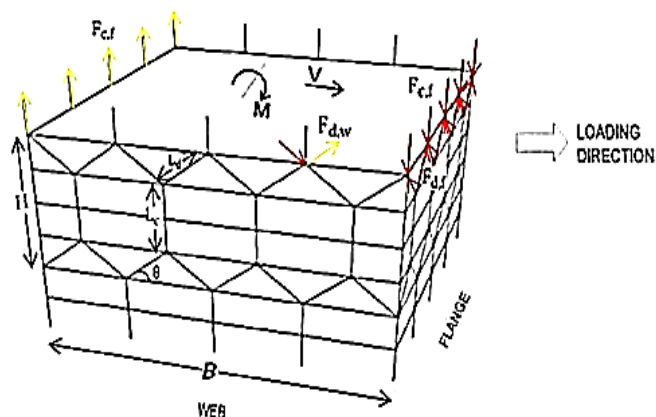


Εικόνα 7.1: Α) Οριζόντιο και Β) κατακόρυφο σύστημα εξαγωνικού πλέγματος

Αν και σε γενικές γραμμές η ιδέα των εξαγωνικών πλεγμάτων μοιάζει με αυτή των διαγωνίων (diagrid) όσον αφορά την αντίσταση στα εξωτερικά φορτία, όμως η δομική τους συμπεριφορά διαφέρει. Πιο συγκεκριμένα, τα διαγώνια πλέγματα αντιμετωπίζουν τις βαρυντικές, διατμητικές και καμπτικές δράσεις ιδίως μέσω της αξονικής τάσης των διαγωνίων μελών. Αντίθετα, στα εξαγωνικά πλέγματα (hexagrid) λαμβάνεται υπόψη και η αντίσταση έναντι της καμπτικής παραμόρφωσης των διαγωνίων καθώς και των οριζόντιων ή κατακόρυφων στοιχείων (Scaramozzino, Lacidogna, & Carpinteri, 2020).

Πραγματοποιήθηκε από εξειδικευμένο επιστημονικό προσωπικό μία ανάλυση για μία κατασκευή εξαγωνικού πλέγματος που αποτελείται από 90 ορόφους και στην οποία γίνεται αλλαγή ως προς το ύψος και την κλίση των διαγωνίων μελών. Με βάση τα

αποτελέσματα που προέκυψαν, παρατηρούμε ότι η βέλτιστη γωνία των διαγώνιων μελών είναι κοντά στις 60° για τα οριζόντια εξαγωνικά πλέγματα και $40-50^\circ$ για τα κατακόρυφα. Σε σύγκριση με τα διαγώνια πλέγματα, τα εξαγωνικά είναι συνήθως λιγότερο δύσκαμπτα καθώς και το γεγονός ότι κυριαρχούν σε κάμψη που οδηγεί στο να έχουν μικρότερη δομική αποτελεσματικότητα. Βέβαια, ως θετικό στοιχείο αυτών μπορούμε να αναφέρουμε το γεγονός ότι παρέχουν νέες αρχιτεκτονικές λύσεις με απίστευτα αισθητικά αποτελέσματα (Scaramozzino, Lacidogna, & Carpinteri, 2020).



Εικόνα 7.2: Λογική συστήματος εξαγωνικού πλέγματος

7.1.2 Πλεονεκτήματα εξαγωνικού πλέγματος

Με σκοπό να βελτιωθεί η αποτελεσματικότητα των σωληνοειδών δομών, επινοήθηκε ένα δομικό σύστημα που ονομάστηκε Hexagrid. Γενικά, ως κύριος στόχος αποτελεί η ανάπτυξη και δημιουργία ενός συστήματος το οποίο θα ελαχιστοποιήσει τα πλευρικά φορτία. Το εξαγωνικό πλέγμα είναι εμπνευσμένο από το μοτίβο της κηρήθρας και για αυτό καλείται και ως «Beehive» (Scaramozzino, Lacidogna, & Carpinteri, 2020).



Εικόνα 7.3: Κηρήθρα (εξάγωνα κελιά)

Οι Meijer και Montuori διερεύνησαν τόσο τις μηχανικές ιδιότητες των κατασκευών με εξαγωνικά πλέγματα, όσο και τις δυνατότητές τους στην περίπτωση των πολυώροφων κατασκευών. Πραγματοποιήθηκε η μέθοδος της ομογενοποίησης στην οποία είχαμε τη μετατροπή ενός σωλήνα εξαγωνικού πλέγματος σε ισοδύναμη ορθοτροπική συμπαγή μεμβράνη. Είναι εφικτό να χρησιμοποιηθεί μία μέθοδος δυσκαμψίας (stiffness-based approach) με κύριο σκοπό να υπολογισθούν οι ισοδύναμες ελαστικές ιδιότητες του συμπαγούς σωλήνα μέσω των μηχανικών και γεωμετρικών ιδιοτήτων του πλέγματος (Scaramozzino, Lacidogna, & Carpinteri, 2020).

Τα μέλη στο εξαγωνικό δομικό σύστημα έχουν τη δυνατότητα να βαστάζουν τα πλευρικά και τα φορτία βαρύτητας με ομοιόμορφα κατανεμημένο τρόπο λόγω της διαμόρφωσής τους. Εάν λάβουμε υπόψη μας και άλλα δομικά συστήματα, οι δομές από εξαγωνικά πλέγματα είναι αρκετά πιο αποτελεσματικές στην ελαχιστοποίηση της διατμητικής παραμόρφωσης. Αυτό συμβαίνει διότι έχουν την ικανότητα να αντέξουν τη διάτμηση λόγω της αξονικής δράσης των διαγωνίων μελών, ενώ σε άλλα κτήρια αυτό γίνεται μέσω της κάμψης των κατακόρυφων υποστυλωμάτων και οριζόντιων συνδετήριων δοκών. Κάποια ακόμη πλεονεκτήματα του εξαγωνικού πλέγματος είναι ότι παρέχει τόσο καμπτική στιβαρότητα, όσο και δυστημψία (διατμητική στιβαρότητα), το γεγονός ότι δεν απαιτούνται ενισχυμένοι πυρήνες διότι τη διάτμηση μπορούν να την παραλάβουν τα εξαγωνικά στοιχεία που βρίσκονται στην περίμετρο καθώς και ότι δεν υπάρχει η ανάγκη για εξωτερικά υποστυλώματα (Nejad & Jongmin, 2011).

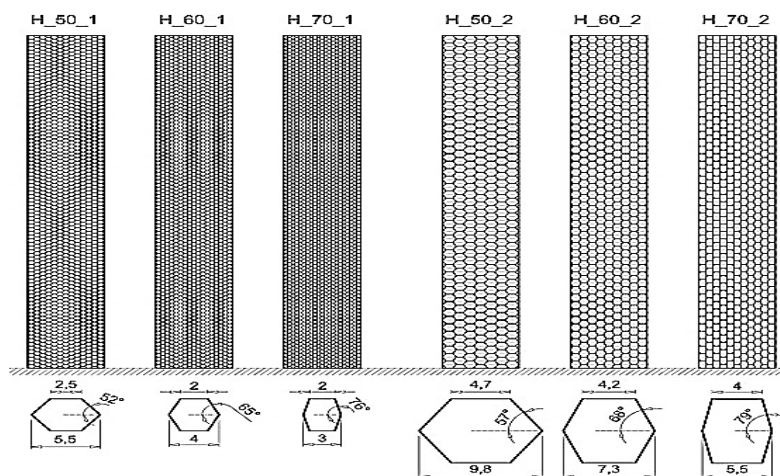
7.1.3 Τοπολογία εξαγωνικού πλέγματος

Ένα εξαγωνικό πλέγμα εξαρτάται και από την αλληλεπίδραση των οριζόντιων και διαγωνίων δομικών στοιχείων, ενώ η βέλτιστη γωνία και η τοπολογία των τελευταίων χρήζει διερεύνησης. Η τοπολογία του εξαγωνικού πλέγματος είναι αρκετά κρίσιμη καθώς η μοίρα μίας γωνίας μεταξύ των διαγωνίων μελών καθορίζει την κατανομή της τάσης που αντιστέκεται στις εσωτερικές δυνάμεις. Καταλαβαίνουμε λοιπόν ότι οι γωνίες που σχηματίζουν οι διαγώνιοι σύνδεσμοι είναι ένας σημαντικός παράγοντας προκειμένου να επιτευχθεί η μέγιστη τοπολογία με τη μεγαλύτερη δυνατή δυσκαμψία κατά τις φάσεις του σχεδιασμού. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά κάθε κατασκευής (διαστάσεις κτηρίου, ύψος ορόφου κ.λπ.) επηρεάζουν την τοπολογία του εξαγωνικού πλέγματος και για το λόγο αυτό είναι υποχρεωτικό να προσδιορίζονται προσεκτικά (Nejad & Jongmin, 2011).

Η διαδικασία βελτιστοποίησης του συστήματος μπορεί να επιτευχθεί με αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων. Πιο συγκεκριμένα, ο στόχος είναι τόσο η μεγιστοποίηση της ιδιοσυχνότητας για την αντίσταση έναντι των δυναμικών αποκρίσεων, όσο φυσικά και η ελαχιστοποίηση της ευκαμψίας για στατικές αποκρίσεις. Δεν έχουμε φθάσει ακόμη στο σημείο να κατανοήσουμε τον καθολικό και τον τοπολογικό μηχανισμό του εξαγωνικού πλέγματος, κάτι που σημαίνει ότι είναι απαραίτητο να αναπτυχθούν απλοποιημένα και πρακτικά εργαλεία ανάλυσης και σχεδιασμού για το συγκεκριμένο δομικό σύστημα (Nejad & Jongmin, 2011).

7.1.4 Στατική ανάλυση συστήματος

Όπως ήδη έχουμε αναφέρει, αυτός ο τύπος συστήματος μεταφέρει τόσο τα πλευρικά, όσο και τα φορτία βαρύτητας ανακατευθύνοντας τις δυνάμεις των μελών, ενώ δεν απαιτείται η τοποθέτηση εξωτερικών υποστυλωμάτων. Αρχιτεκτονικά, το τελευταίο αποτελεί τεράστιο πλεονέκτημα διότι προσφέρεται πανοραμική θέα από το εσωτερικό της κατασκευής. Δομικά, η κατανομή της τάσης εξαρτάται από το ύψος και το άνοιγμα που διαθέτει μία κατασκευή καθώς επίσης και από το μέγεθος του μέλους, όπως το πάχος του διαγωνίου πλέγματος (diagrid system). Όσον αφορά τις συνδέσεις στα εξαγωνικά πλέγματα, αυτό αποτελεί ίσως το πιο κρίσιμο τμήμα που χρήζει διερεύνησης στο υπό μελέτη σύστημα (Nejad & Jongmin, 2011).

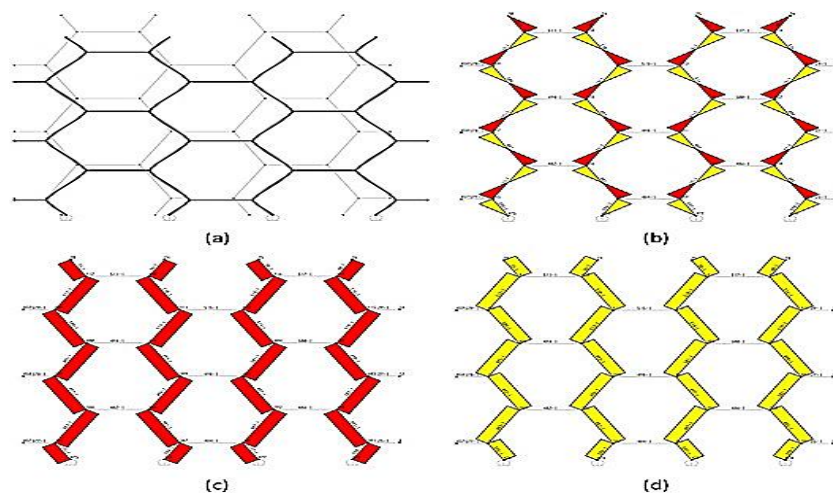


Εικόνα 7.4: Γεωμετρικές λύσεις οριζόντιου εξαγωνικού πλέγματος

Για την ανάλυση του εξαγωνικού μέλους και τη σύγκριση των αποτελεσμάτων χρησιμοποιήθηκαν αρθρωτές στηρίξεις. Οι θέσεις στήριξης προσομοιώνονται από τις αρχικές κατανομές πυκνότητας που αναφέρονται ως μεταβλητές σχεδιασμού, ενώ το σχήμα του υποστυλώματος, αλλά και της δοκού, εξαρτάται από τις αρχικές τοπολογίες

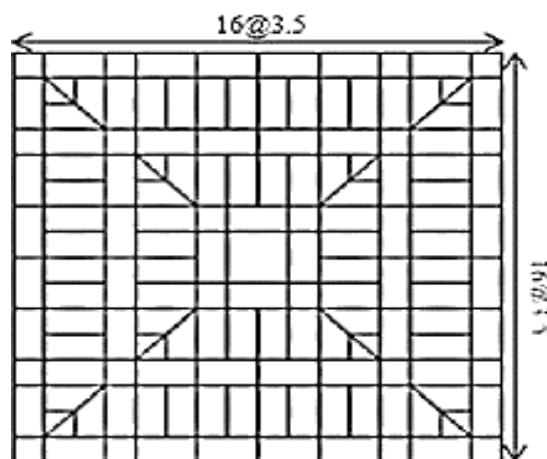
στο χώρο του σχεδιασμού, δηλαδή από τις γωνίες των συγκεκριμένων στηρίξεων. Επιπλέον, οι θέσεις που είναι στατικά ανεπαρκείς λόγω των μεγάλων τάσεων, σημαίνει ότι υπάρχει η ανάγκη για πιο δύσκαμπτα μέλη. Ακόμη, η τάση στη θέση του κεντρικού κόμβου που προκαλείται από ένα οριζόντιο φορτίο είναι μεγαλύτερη σε σχέση με αυτή που αναπτύσσεται από ένα κατακόρυφο. Αυτό σημαίνει ότι η ενίσχυση του υλικού για αντίσταση στα οριζόντια φορτία αποτελεί πιο κρίσιμο παράγοντα σε σύγκριση με αυτή για τα κατακόρυφα. Η μεγαλύτερη τάση παρατηρείται στο σημείο του κόμβου και έτσι καταλήγουμε στο ότι αυτός είναι το πιο σημαντικό στοιχείο σε ότι έχει να κάνει με τη δομική ασφάλεια στο σύστημα του εξαγωνικού πλέγματος, δηλαδή ότι ισχύει και στο σύστημα του διαγωνίου πλέγματος. Κάποια πράγματα που πρέπει να γνωρίζουμε για το συγκεκριμένο σύστημα είναι τα εξής (Nejad & Jongmin, 2011):

- Το γεγονός ότι ακολουθούν τις διαδρομές φορτίσεις οι οποίες είναι συνεχείς.
- Αυτό έχει τη δυνατότητα να συνδυάζει τα πλεονεκτήματα ενός κοίλου σωλήνα με αυτά ενός δικτύωματος και των πελμάτων του (άνω και κάτω χορδή).
- Η κατάλληλη τοποθέτηση των υποστυλωμάτων οδηγεί σε μία φυσική ροή των δυνάμεων μέσω της δομής και αυτό έχει ως αποτέλεσμα τόσο τα κατακόρυφα, όσο και τα πλευρικά φορτία να μεταφέρονται στο έδαφος μέσω του εξαγωνικού πλέγματος.
- Η κατασκευή μπορεί να αντισταθεί στις δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξαγωνικών σχημάτων.
- Τα κατακόρυφα φορτία ακολουθούν τη σωληνοειδή δομή από την κορυφή προς τη βάση κατά μήκος των εξαγωνικών μελών της. Τα συγκεκριμένα φορτία μπορούν να μεταφερθούν από ένα υποστύλωμα σε ένα άλλο στη σπάνια περίπτωση διακοπής, κάτι που βέβαια είναι πιθανό να έχει σχεδιαστεί ώστε να συμβεί αυτό.
- Η εκμετάλλευση των δυνατοτήτων του χάλυβα σε εφελκυσμό και θλίψη είναι εξίσου σημαντική, με αποτέλεσμα να είναι εφικτό να γίνει χρήση λιγότερου υλικού σε μία κατασκευή που θα πραγματοποιηθεί με το σύστημα του εξαγωνικού πλέγματος.



Εικόνα 7.5: a) Παραμορφωμένη κατάσταση, b) διάγραμμα ροπών, c) διάγραμμα αξονικών δυνάμεων, d) διάγραμμα διατμητικών δυνάμεων

Με τη δομική απόδοση των εξαγωνικών συστημάτων ασχολήθηκαν επίσης οι Lee και Kim οι οποίοι μελέτησαν κτήρια με τετραγωνική κάτοψη τα οποία διέθεταν εξήντα ορόφους. Πιο συγκεκριμένα, μελέτησαν ποικίλα μοτίβα οριζόντιων και κατακόρυφων εξαγωνικών πλεγμάτων, τοποθετώντας και επιπλέον έναν κεντρικό πυρήνα, τα οποία και αναλύθηκαν υπό την επίδραση πλευρικών και βαρυτικών φορτίων. Στην περίπτωση των κατακόρυφων, παρατηρήθηκε ότι είναι κατά κύριο λόγο πιο άκαμπτα σε σύγκριση με τα οριζόντια εξαγωνικά πλέγματα υπό την επήρεια αυτών των δράσεων. Αυτό προκύπτει ιδίως λόγω της αξονικής συνεισφοράς των κατακόρυφων στοιχείων στα πέλματα των όψεων. Όσον αφορά τα φορτία βαρύτητας, αυτά κατανέμονται με όμοιο τρόπο μεταξύ του κεντρικού πυρήνα και του περιμετρικού εξαγωνικού πλέγματος, ενώ το 50-80% των πλευρικών φορτίων απορροφάται από τα εν λόγω δομικά στοιχεία (Scaramozzino, Lacidogna, & Carpinteri, 2020).

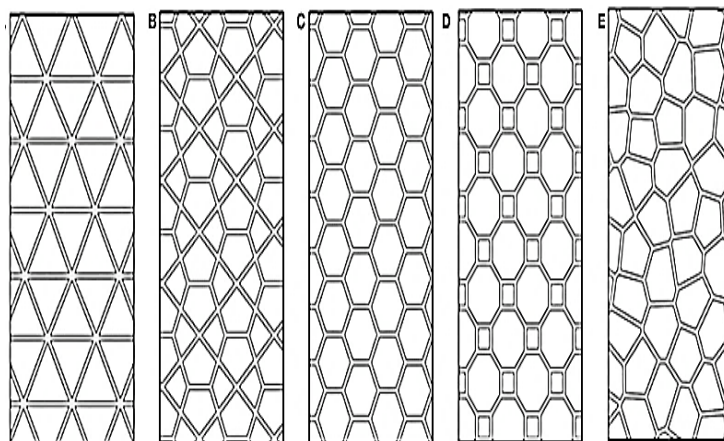


Εικόνα 7.6: Τετραγωνική κάτοψη κατασκευής με το σύστημα του εξαγωνικού πλέγματος

Το συγκεκριμένο δομικό σύστημα μελετάται και υπό δυναμικές φορτίσεις, όπως είναι ο σεισμός, ώστε να εκτιμηθεί η αντίστασή τους έναντι της προοδευτικής κατάρρευσης, ενώ πραγματοποιείται και η αφαίρεση κάποιων μελών προκειμένου να εξετασθεί η δομική του συμπεριφορά. Επιπρόσθετα, οι Mashhadiali και Kheyroddin απέδειξαν ότι η διατμητική παραμόρφωση στα εξαγωνικά πλέγματα είναι συνήθως μεγαλύτερη από αυτή του συστήματος των διαγωνίων (diagrid). Βέβαια, τα πρώτα είναι πιο πλάστιμα υπό την επίδραση δυναμικών φορτίσεων (Scaramozzino, Lacidogna, & Carpinteri, 2020).

Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν στις μη γραμμικές και δυναμικές αναλύσεις σε δύο κτήρια 28 και 48 ορόφων από διαγώνιο και εξαγωνικό πλέγμα αντίστοιχα, έδειξαν ότι παρόλο που οι συγκεκριμένες γεωμετρικές διαμορφώσεις είναι αρκετά σημαντικές, τα δεύτερα είναι λιγότερο τρωτά σε προοδευτική κατάρρευση από τα διαγώνια. Αυτό συνέβη γιατί διαπιστώθηκαν μεγαλύτερες δυνατότητες ανακατανομής της δύναμης (Scaramozzino, Lacidogna, & Carpinteri, 2020).

Ως πλεονέκτημα αυτού του συστήματος είναι η ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων λόγω της γωνίας των 120° που δημιουργείται μεταξύ δύο οποιονδήποτε στοιχείων. Στα μειονεκτήματα ανήκει το ότι διαθέτει μικρή πλευρική δυσκαμψία, ενώ ο αριθμός των ορόφων διαφοροποιείται ανάλογα με την κατασκευή (Taranath, Mahantesh, & Patil, 2014). Βέβαια, πέρα από τις κατασκευές με διαγώνια και εξαγωνικά πλέγματα, έχουν αναπτυχθεί και άλλα τέτοιου είδους δομικά συστήματα, όπως είναι το πενταγωνικό, το οκταγωνικό καθώς και το λιγότερο γνωστό, Voronoi. Μάλιστα, έχει διαπιστωθεί ότι το πενταγωνικό πλέγμα είναι πιο αποδοτικό από το εξαγωνικό, αλλά συνήθως το κόστος του πρώτου είναι μεγαλύτερο (Scaramozzino, Lacidogna, & Carpinteri, 2020).



Εικόνα 7.7: Συστήματα πλεγμάτων: A) Διαγώνιο, B) Πενταγωνικό, C) Εξαγωνικό, D) Οκταγωνικό, E) Voronoi

Χαρακτηριστικά παραδείγματα πολυώροφων κτηρίων με χρήση του συγκεκριμένου δομικού συστήματος αποτελούν ο Sino-steel Tower, οι Nano Towers και οι Al Bahr Towers (Scaramozzino, Lacidogna, & Carpinteri, 2020). Το πρώτο βρίσκεται στην Κίνα και είναι υπό κατασκευή, έχει εξαγωνικά παράθυρα και όταν ολοκληρωθεί θα έχει 80 ορόφους και 333 m ύψος. Οι αρχιτέκτονες προσπάθησαν να εμπνευστούν νέες καινοτόμες ιδέες και τελικά κατέληξαν στους νανοσωλήνες από άνθρακα με σκοπό να κατασκευαστούν οι Nano Towers. «Η μορφή δημιουργήθηκε ως επαναλαμβανόμενο πλέγμα εξαγωνικής δομής, ενώ ένας σωλήνας από άνθρακα σε νανοκλίμακα εμπνέει ολόκληρη την πρόσοψη του πύργου» (Jalil & Kahachi, 2017).



Εικόνα 7.8: Παραδείγματα κατασκευών με εξαγωνικό πλέγμα: a) Sino-Steel Tower, Κίνα b) Nano Towers, Αμπό Ντάμπι, c) Al Bahr Towers, Ντουμπάϊ

7.2 Σύστημα πενταγωνικού πλέγματος (Pentagrid system)

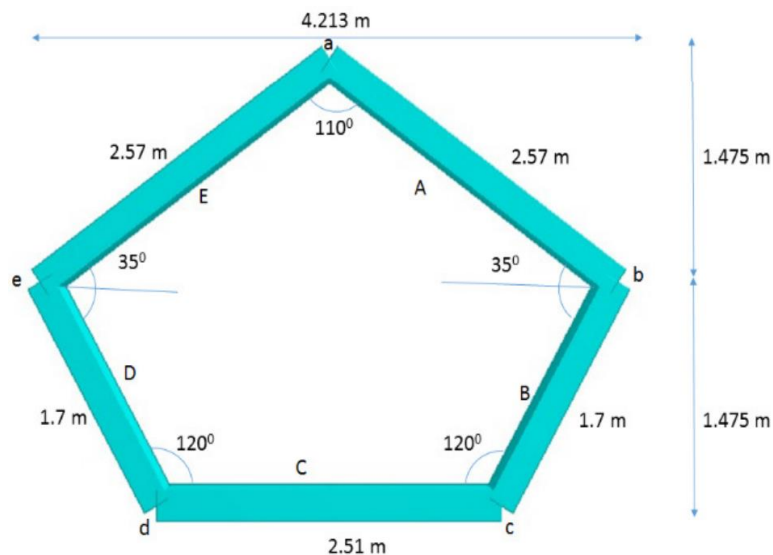
Τα εξαγωνικά δεν αποτελούν τη μοναδική ανάπτυξη σωληνοειδών συστημάτων πλέγματος σε υψηλά κτήρια. Ο Taranath ήθελε να συγκρίνει το συγκεκριμένο σύστημα με κάποιο άλλο που ονομάζεται πενταγωνικό πλέγμα, το οποίο βασίζεται στη διάταξη ποικίλων πενταγώνων στην επιφάνεια της κατασκευής, όπου όλα τα στοιχεία έχουν σχεδιαστεί με τέτοιο τρόπο ώστε να τους επιβάλλεται περίπου η ίδια τάση (Taranath, Mahantesh, & Patil, 2014).

Το σύστημα αυτό αποτελείται από πέντε στοιχεία όπου το μήκος του καθενός από αυτά εξαρτάται από το ύψος του ορόφου. Πρέπει να αναφερθεί ότι το πενταγωνικό πλέγμα δεν έχει προκύψει από κάποιο σχήμα της φύσης, όπως συνέβη με το εξαγωνικό.

Η δημιουργία του προήλθε με βάση τα μαθηματικά με σκοπό να έχει την ικανότητα να αντιστέκεται στη διάτμηση και την καμπτική ροπή που μπορούν να αναπτυχθούν λόγω των βαρυτικών καθώς και των πλευρικών φορτίων. Η λογική του συγκεκριμένου συστήματος έχει αναπτυχθεί έτσι ώστε να κατανέμονται τα κατακόρυφα και πλευρικά φορτία σε όλα τα στοιχεία του (Taranath, Mahantesh, & Patil, 2014).

Προκειμένου να κατασκευαστεί το δομικό αυτό σύστημα, τα ακανόνιστα πεντάγωνα διατάσσονται ανεστραμμένα εναλλάξ τόσο στην οριζόντια, όσο και στην κατακόρυφη διεύθυνση όπου και σχηματίζονται διαφορετικές γωνίες. Αυτή η μη κανονική διάταξη γίνεται για να αυξηθεί η δυσκαμψία. Ακόμη, οι συνεχείς διαγώνιες διαδρομές φόρτισης μπορούν με έναν πολύ αποτελεσματικό τρόπο να αντισταθούν στη διάτμηση λόγω του πλευρικού φορτίου μέσω των αξονικών τάσεων. Όπως μπορούμε να καταλάβουμε, το πενταγωνικό πλέγμα κατανέμει το μεγαλύτερο μέρος των φορτίων του σεισμού και του ανέμου και ένα πολύ μικρό ποσοστό των φορτίων βαρύτητας, ενώ στο εξαγωνικό συμβαίνει το ακριβώς αντίθετο (Taranath, Mahantesh, & Patil, 2014).

Από τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης, διαπιστώθηκε ότι το πενταγωνικό είναι δομικά πιο αποδοτικό από το εξαγωνικό, αν και το κόστος της κατασκευής αυτού μπορεί να είναι πιο δαπανηρό. Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι και των δύο συστημάτων αποδίδουν καλύτερα προς την κατεύθυνση των πλευρικών φορτίων, ενώ σε περίπτωση που αυξηθούν οι μοναδιαίες κυψελίδες στην οριζόντια διεύθυνση, τότε θα υπάρξει και αύξηση στην αποδοτικότητα του πενταγωνικού και εξαγωνικού πλέγματος. Για να γίνουμε λίγο πιο σαφείς, παρατηρήθηκε ότι η μετακίνηση μειώθηκε κατά 27-34% για κτήρια 40 ορόφων και 35-40% για κατασκευές με 60 ορόφους. Έτσι, μπορούμε να καταλήγουμε στο ότι το πενταγωνικό πλέγμα είναι κατά 200% πιο αποδοτικό από το κανονικό εξαγωνικό σύστημα. Βέβαια, πρέπει να αναφέρουμε ότι όσο αυξάνεται το ύψος της κατασκευής, τόσο μειώνεται η απόδοση του πενταγωνικού πλέγματος, ενώ το ακριβώς αντίστροφο ισχύει για το εξαγωνικό. Επιπλέον, στα μέλη του πενταγωνικού πλέγματος ασκούνται μικρότερες ροπές, αλλά μεγαλύτερες αξονικές δυνάμεις σε σχέση με το εξαγωνικό (Mathews, George, & Issac, 2016).



Εικόνα 7.9: Πεντάγωνο στοιχείο του πενταγωνικού συστήματος
(Πηγή: Taranath, Mahantesh, Patil, 2014)

7.3 Σύστημα οκταγωνικού πλέγματος (Octagrid system)

Το σύστημα οκταγωνικού πλέγματος αποτελείται από πολλά οκτάγωνα τα οποία τοποθετούνται στο εξωτερικό μέρος της κατασκευής. Η πυκνότητα ενός οκταγώνου υποδηλώνει τον αριθμό των οκταγώνων που θα χρησιμοποιηθούν γύρω από την περίμετρο, κάτι που ισχύει και για τα εξαγωνικά συστήματα. Στην περίπτωση που χρησιμοποιηθεί ένας μεγαλύτερος αριθμός οκταγώνων, το κτήριο καλείται Μονάδα Υψηλής Πυκνότητας. Ακόμη, η χρήση του δομικού συστήματος αυτού προσφέρει πληθώρα πλεονεκτημάτων, όπως είναι η μείωση του αριθμού των υποστυλωμάτων παρέχοντας με αυτόν τον τρόπο αρκετά μεγάλες ελεύθερες επιφάνειες ή δίνοντας τη δυνατότητα να εκμεταλλευτούν οι συγκεκριμένοι χώροι. Τα κεκλιμένα υποστυλώματα αναλαμβάνουν τόσο τα φορτία βαρύτητας, όσο και τα πλευρικά, κάτι που αποτελεί ένα ιδιαίτερο χαρακτηριστικό. Επιπρόσθετα, με τη χρήση του οκταγωνικού πλέγματος οδηγούμαστε σε εξοικονόμηση του κόστους των υλικών. Τέλος, τα οκταγωνικά και εξαγωνικά συστήματα προσφέρουν καλύτερα δομικά αποτελέσματα στην περίπτωση που αυξήσουμε τις μοναδιαίες κυψελίδες (Isaac & Ipe, 2017).

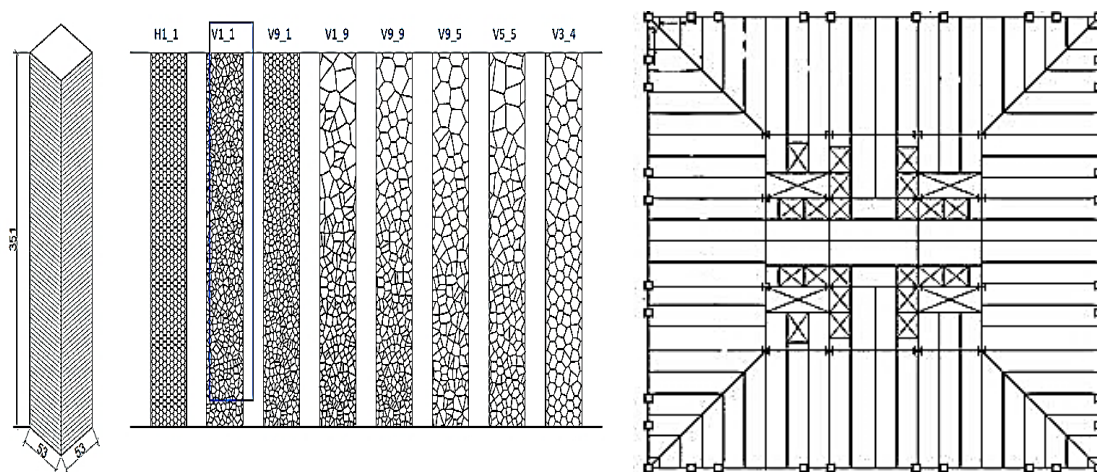
7.4 Πλέγμα Voronoi-Ψηφίδωση (Voronoi grid-Tessellation)

7.4.1 Εισαγωγή

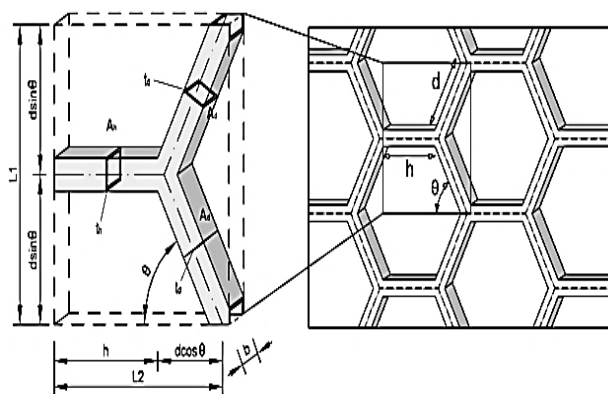
Ένα ακόμη καινοτόμο σύστημα πλέγματος για τα υψηλά κτήρια είναι η ψηφίδωση Voronoi (Voronoi Tessellation). Πρόκειται για ένα ακανόνιστο βιομιμητικό μοτίβο που προκύπτει από το διάγραμμα Voronoi και την επιτήρηση των φυσικών δομών, καθώς είναι ορατά στα πλευρά των φύλλων, στα μοτίβα της γούνας της καμηλοπάρδαλης ή του κυκλοφορικού συστήματος στα φτερά των εντόμων. Το ενδιαφέρον εστιάζεται για συστήματα που είναι εμπνευσμένα από τη φύση και τα οποία έχουν τη δυνατότητα να αντιμετωπίσουν τα πλευρικά φορτία (Angelucci & Mollaioli, 2018).

Παρόλο που το διαγώνιο και το εξαγωνικό σύστημα έχουν εφαρμοστεί σε πολλές περιπτώσεις, δεν ισχύει όμως το ίδιο για τα εναλλακτικά μη συμβατικά μοτίβα λόγω της γεωμετρικής τους πολυπλοκότητας που όμως εξακολουθούν να απασχολούν τους ερευνητές. Επιπλέον, επειδή η μηχανική απόκριση του κτηρίου εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τις παραμέτρους της μικροδομής, θα πρέπει να εξετασθεί το πόσο κομβική θεωρείται η διάταξη του πλέγματος όσον αφορά τη συνολική δυσκαμψία και συνεπώς οι πλευρικές φορτίσεις που θα αναπτυχθούν λόγω του ότι αποτελούν εξαιρετικά σημαντικές παραμέτρους όσον αφορά το σχεδιασμό των υψηλών κτηρίων. Για το λόγο αυτό, θα επικεντρωθούμε στο περιοδικό και μη περιοδικό VT και το σχεδιασμό μη κανονικών κατασκευών πλέγματος τέτοιου τύπου που χρησιμοποιούν παραμετρική μοντελοποίηση. Πάντως, αυτές αντιπροσωπεύουν διαφορετικά επίπεδα ακανόνιστης και σχετικής πυκνότητας που παράγονται και αναλύονται μέσω της στατικής και ιδιομορφικής ανάλυσης στον ελαστικό τομέα (Angelucci & Mollaioli, 2018).

Η αποτελεσματική χρήση των υλικών, δηλαδή η κατασκευή ελαφρύτερων δομών με δυνατότητα να ανταπεξέλθουν στις συνθήκες φόρτισης, είναι κάτι που απασχολεί τους μελετητές. Για το σκοπό αυτό, οι συνεχείς βελτιώσεις και εξελίξεις στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό εμπνέονται από τις βιολογικές διαδικασίες με τη βοήθεια μαθηματικών μοντέλων (Angelucci & Mollaioli, 2018).



Εικόνα 7.10: α) Μετάβαση από το σύστημα Hexagrid στο Voronoi, β) κάτοψη






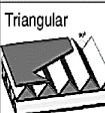
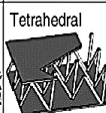

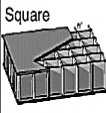

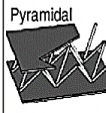
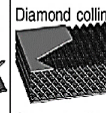




Εικόνα 7.11: Μοναδιαία κυψελίδα (unit cell)

Με την πρόοδο των υπολογιστικών προγραμμάτων, ήταν εφικτή η δημιουργία νέων σχεδίων και η ανάπτυξη καινοτόμων λύσεων χωρίς να δαπανώνται υπέρογκα ποσά. Το VT αποτελεί ένα σπουδαίο παράδειγμα αυτής της έννοιας και αντιπροσωπεύει ένα γεωμετρικό διάγραμμα που αναπαράγει ακανόνιστες βιομιμητικές κυψελίδες οι οποίες εντοπίζονται στη φύση, όπως για παράδειγμα στα φτερά της λιβελούλας, στα κελύφη των χελώνων κ.λπ. (Angelucci & Mollaioli, 2018).

Το VT διαθέτει την ικανότητα να περιγράφει τα φυσικά μοντέλα με μαθηματικό τρόπο και γενικά λόγω των πλεονεκτημάτων που προσφέρει μελετάται διεξοδικά από την επιστήμη της ιατρικής, της βιολογίας έως και τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό. Ακόμη, η εφαρμογή αυτή έχει διεισδύσει και στη μηχανική των υλικών και πιο συγκεκριμένα για μοντελοποίηση κυψελοειδών υλικών (cellular materials) και για την αναπαράσταση πολυκρυσταλλικών μικροδομών, ενώ όσον αφορά τη δομική μηχανική, η χρήση της ψηφίδωσης Voronoi έχει προταθεί από τους Begini, eVolo και LAVA. Πλέον, έχουν

πραγματοποιηθεί σημαντικές εξελίξεις στα σωληνοειδή συστήματα διότι υπάρχει η επιθυμία για καινοτόμα σχέδια πολυώροφων κτηρίων (Angelucci & Mollaioli, 2018).

Αξίζει να αναφερθεί ότι οι κυψελοειδείς δομές αποτελούνται από ένα υλικό καθώς και έναν κενό χώρο για την πραγματοποίηση μίας νέας κατασκευής. Οι μηχανικές τους ιδιότητες δε διαφέρουν σε μεγάλο βαθμό σε σχέση με αυτές του αρχικού συμπαγούς υλικού, όμως το βάρος μπορεί να μειωθεί έως και κατά 80%, ενώ παρατηρείται και ελάττωση του κόστους. Τα κυψελοειδή υλικά, τα οποία ανήκουν στην κατηγορία των «αρχιτεκτονικών» υλικών, διακρίνονται σε στοχαστικά και περιοδικά. Το τελευταίο αφορά δομές οι οποίες μπορούν να περιγραφούν από μία μοναδιαία κυψελίδα που επαναλαμβάνεται εντός του κτηρίου. Ακόμη, τα κυψελοειδή υλικά διακρίνονται τόσο σε πρισματικά (δισδιάστατη περιοδικότητα), όσο και σε δικτυωτά (τρισδιάστατη περιοδικότητα). Όσον αφορά την πρώτη κατηγορία, αυτή δε χαρακτηρίζεται από μία συγκεκριμένη μοναδιαία κυψελίδα (unit cell) και επομένως έχουμε να κάνουμε με ένα απροσδιόριστο μοτίβο (Πασβάντη, 2019).

Cellular materials					
Stochastic		Periodic			
Open cell	Closed cell	2D		3D (lattice)	
		Honeycombs	Prismatic	Truss	Textile
					
					
					

Εικόνα 7.12: Κυψελοειδή υλικά

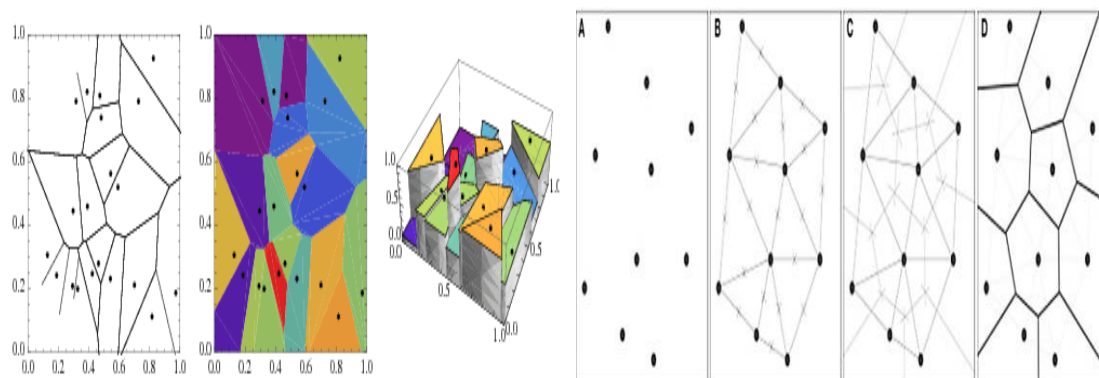
7.4.2 Διάγραμμα Voronoi

Το VT μπορεί να χρησιμοποιηθεί τόσο σε δισδιάστατες, όσο και σε τρισδιάστατες διατάξεις λόγω της χρήσης των μη συμβατικών μοτίβων στο σχηματισμό σωληνοειδών κατασκευών και προσφέρει πολλά πλεονεκτήματα, όπως το να επιτρέπει ακανόνιστες και μη επαναλαμβανόμενες όψεις (Angelucci & Mollaioli, 2018).

Οι μηχανικές ιδιότητες του μοτίβου Voronoi επηρεάζονται κατά κύριο λόγο από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του και για αυτό θα ήταν χρήσιμο να αναφέρουμε τη

διαδικασία της δημιουργίας αυτού καθώς και τον τριγωνισμό Delaunay (Angelucci & Mollaioli, 2018).

Το μοτίβο Voronoi αποτελείται από μία χωρική περιοχή στην οποία εντοπίζονται σύνθετα πολύγωνα. Αρχικά, ορίζεται ένα σύνολο σημείων (Εικόνα 6.13A) όπου κάθε ένα από αυτά συνδέεται με τα πλησιέστερα γειτονικά του. Η γεωμετρία που προκύπτει καλείται τριγωνισμός Delaunay (Εικόνα 6.13B). Για την εύρεση των κέντρων των τριγώνων Delaunay πρέπει να εντοπισθεί το μέσο τους σε κάθε τμήμα και έπειτα να σχεδιασθούν οι διχοτόμοι (Εικόνα 6.13C). Οι ευθείες που προκύπτουν από την ένωση των ορθογωνίων τμημάτων (Εικόνα 6.13D) αντιπροσωπεύουν τις ακμές των περιοχών Voronoi, ενώ το τελικό αποτέλεσμα είναι ένα σύνολο πολυγωνικών κυψελίδων που καταλήγει στο διάγραμμα Voronoi (Angelucci & Mollaioli, 2018).



Εικόνα 7.13: Διάγραμμα Voronoi και A) κατανομή των σημείων (σπόρων) στον τομέα του σχεδιασμού, B) τριγωνισμός Delaunay, C) προσδιορισμός των διχοτόμων, D) ψηφίδωση

7.4.3 Γεωμετρική κατασκευή του μοτίβου Voronoi

Όσον αφορά τη δυνατότητα εφαρμογής των συστημάτων Voronoi σε υψηλά κτήρια, είναι απαραίτητο να διερευνηθεί η επιστημονική πρόοδος που πραγματοποιήθηκε ώστε να μεταφερθεί αυτή η θεωρητική γνώση στο δομικό περιβάλλον. Η ψηφίδωση Voronoi, που βασίζεται σε ένα τυχαίο σύνολο σημείων, είναι τοπολογικά παρόμοια με μία ιστροπική δομή που προέρχεται από μία διαδικασία εξέλιξης. Οι προσεγγίσεις που χρησιμοποιούνται για τη δημιουργία της γεωμετρίας Voronoi είναι δύο, αυτή των διαταραχών των κομβικών θέσεων ξεκινώντας από μία κανονική κυψέλη και του τυχαίου Voronoi (Angelucci & Mollaioli, 2018).

7.4.3.1 Προσέγγιση τυχαίου Voronoi

Η μέθοδος αυτή (Εικόνα 7.15A) προτάθηκε από τους Silva & Gibson καθώς και από τον Zhu και αφορά τη δημιουργία τυχαίων σημείων (seeds) σε μία αυθαίρετη επιφάνεια

σχήματος τετραγώνου (A_0). Για κανονικές κηρήθρες, αποτελούμενες από παρόμοιες εξγωνικές κυψελίδες καθώς και μία γωνία κορυφής 120° , η απόσταση d_i μεταξύ δύο γειτονικών σημείων είναι σταθερή και ίση με d_0 και η οποία μπορεί να υπολογισθεί ως εξής (Angelucci & Mollaioli, 2018):

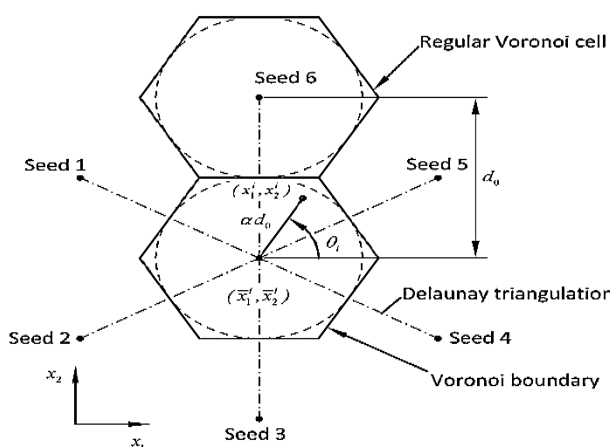
$$d_0 = \sqrt{\frac{2 * A_0}{n * \sqrt{3}}}$$

Εάν επιθυμούμε n κυψελίδες στην επιφάνεια A_0 , θα πρέπει η απόσταση μεταξύ δύο οποιωνδήποτε γειτονικών «πυρήνων» στην τυχαία διάταξη (d_i) να είναι μικρότερη από την απόσταση μεταξύ δύο σημείων στο κανονικό πλέγμα (d_0) (Angelucci & Mollaioli, 2018).

7.4.3.2 Προσέγγιση διαταραχής

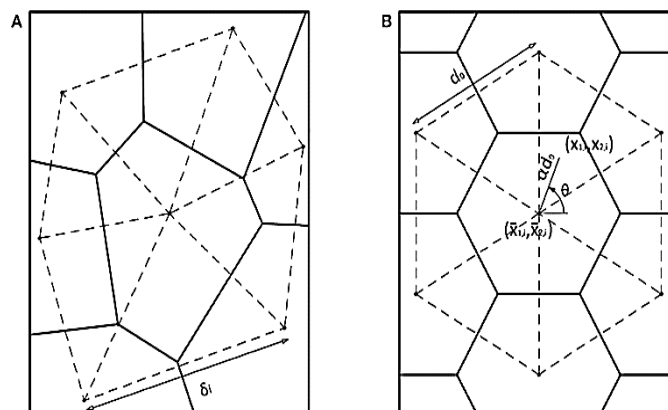
Ο Glaessgen και οι συνεργάτες του υποστήριξαν ότι ένα VT εξαρτάται καθαρά από την αρχική θέση των σημείων. Αντίστοιχα, μία εναλλακτική προσέγγιση (Van der Burg και Fazekas) είναι ότι η αρχή γίνεται από μία κανονική κατανομή σημείων (σπόροι, τοποθεσίες ή γεννήτριες) με σκοπό την κατασκευή ενός κανονικού διαγράμματος Voronoi, όπως είναι το εξγωνικό σύστημα (Angelucci & Mollaioli, 2018).

«Μόλις πραγματοποιηθεί η κανονική δομή, εφαρμόζεται μία μικρή τυχαία μεταφορά κάθε πυρήνα σε μία περιορισμένης πρόσβασης επιφάνεια γύρω από την αρχική θέση ώστε να υπάρχει η δυνατότητα να υποθέσουμε τις συντεταγμένες του κόμβου των μη κανονικών κυψελίδων ως μία συνάρτηση διαταραχής των κανονικών κυψελίδων μέσω μίας τυχαίας γωνίας (θ_i), ενός τυχαίου συντελεστή κλίμακας (ϕ_i) και του συντελεστή ανομοιομορφίας ή ακανονιστίας (α)» (Angelucci & Mollaioli, 2018).



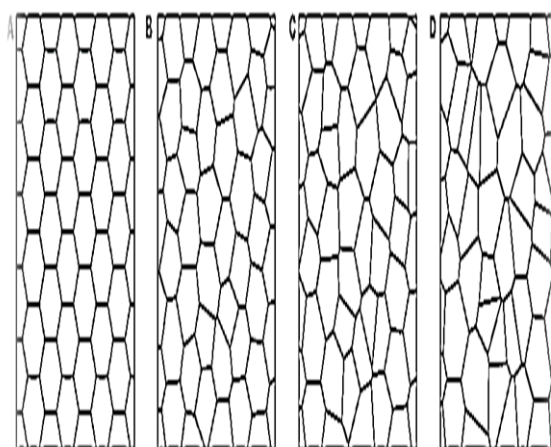
Εικόνα 7.14: Γεωμετρική διαταραχή των συντεταγμένων της κανονικής διάταξης σημείων

Στην πράξη, εάν έχουμε ένα κανονικό πλέγμα, η μη κανονική διαμόρφωση προκύπτει μέσω της αυθαίρετης διαταραχής της θέσης του αρχικού κόμβου. Οι αποδεκτές τιμές για τη διαμόρφωση ενός Voronoi είναι από 0 έως 1 για το συντελεστή κλίμακας ϕ_i , ενώ η γωνία θ_i κυμαίνεται μεταξύ του 0 και 2π . Αυτό οδηγεί στο ότι το τελικό πλέγμα θα έχει τον ίδιο αριθμό σημείων με την κανονική διάταξη και έναν ορισμένο βαθμό ανομοιομορφίας που εξαρτάται αποκλειστικά από τις τιμές που λαμβάνονται από τις δύο συγκεκριμένες μεταβλητές (Angelucci & Mollaioli, 2018).



Εικόνα 7.15: Α) Προσέγγιση τυχαίου Voronoi, Β) προσέγγιση διαταραχής κανονικού Voronoi

Για μία κανονική κυψέλη, η απόσταση μεταξύ δύο σημείων είναι σταθερή, οπότε το d_i είναι ίσο με το d_0 και το α ισούται με μηδέν (Εικόνα Α). Αντίθετα, για ένα πλήρως τυχαίο VT, το d_i είναι ίσο με το μηδέν και το α ισούται με τη μονάδα (Εικόνα 4D). Πάντως, πρέπει να αναφερθεί ότι η κάθε διάταξη μεταξύ αυτών των δύο ακραίων συνθηκών (τιμών) είναι εφικτή (Angelucci & Mollaioli, 2018).



Εικόνα 7.16: Α) Κανονικό, $\alpha=0$, Β) $\alpha=0.5$, C) $\alpha=0.7$, D) πλήρως τυχαίο, $\alpha=1$

7.4.4 Μηχανικές ιδιότητες του πλέγματος Voronoi

Όσον αφορά τα υλικά, έχει αποδειχθεί ότι μία περιοδική μικροδομή που απαρτίζεται από ένα γραμμικά ελαστικό ισότροπο υλικό συμπεριφέρεται και μακροσκοπικά ως ένα ισότροπο υλικό. Αυτό μας δίνει τη δυνατότητα να διαπιστώσουμε ότι οι μακροσκοπικές μηχανικές ιδιότητες των κυψελοειδών κτηρίων επηρεάζονται κατά κύριο λόγο από τις μικροκατασκευαστικές παραμέτρους, όπως είναι η σχετική πυκνότητα, αλλά και από το μέγεθος και τη μορφολογία της κυψελίδας. Οι Silva και Gibson μελέτησαν τις επιπτώσεις της μη περιοδικής μικροδομής στο ενδεχόμενο μίας θλιπτικής αστοχίας των κυψελών Voronoi (Voronoi Honeycomb-VH), δηλαδή σκοπό είχαν να παρατηρήσουν τον τρόπο με τον οποίο αυτή συμπεριφέρονται. Με βάση τα αποτελέσματα που έλαβαν, έκριναν ότι τα κυψελοειδή υλικά με τυχαίες μικροδομικές μεταβολές προκαλούν μείωση στην αντοχή των VH κατά 30-35%, κάτι που οδήγησε στο να αναπτυχθούν μεγαλύτερες παραμορφώσεις (Angelucci & Mollaioli, 2018).

Πραγματοποιήθηκε ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία για τα προβλήματα και τις επιπτώσεις της μη περιοδικής μικροδομής λόγω της θλιπτικής αστοχίας. Διαπιστώθηκε ότι η μη περιοδική διάταξη των κυψελοειδών τοιχωμάτων σε τυχαίες VH (κυψέλες ομοιόμορφες σε μέγεθος) έχει ως συνέπεια να δημιουργηθούν μεγάλες παραμορφώσεις σε ένα μικρό αριθμό αυτών σε σχέση με τις περιοδικές. Έτσι, αυτές αποδείχθηκε ότι ήταν περίπου κατά 30% ασθενέστερες από τις περιοδικές (εξαγωνικές κηρήθρες ίδιας πυκνότητας) (Angelucci & Mollaioli, 2018).

Η διαφορά μεταξύ ελαστικών συμπεριφορών και αστοχιών έγκειται στο γεγονός της ευρύτερης κατανομής της τοπικής παραμόρφωσης της VH λόγω των ατελειών που προκύπτει στη γεωμετρία των κυψελίδων με απόρροια να προκληθεί αστοχία σε πιο μικρή ενεργό τάση (ή παραμόρφωση) σε σύγκριση με την περιοδική (Angelucci & Mollaioli, 2018).

Κάτι ακόμη που αξίζει να αναφερθεί, αφορά τη δυσκαμψία και την αντοχή. Πιο συγκεκριμένα, ο Fazekas και οι συνεργάτες του ασχολήθηκαν με τις επιδράσεις που έχει η τοπολογία των κυψελίδων σε αυτά τα χαρακτηριστικά. Από τα αποτελέσματα, παρατήρησαν ότι εάν προκύψει μία διαταραχή στην κατασκευή, τότε θα υπάρξει αύξηση του μέτρου Young. Ακόμη, διαπίστωσαν ότι η εμφάνιση της διαταραχής είναι επωφελής όσον αφορά τη δυσκαμψία, δεν ισχύει όμως το ίδιο και για την αντοχή που μειώνεται σε μεγάλο βαθμό μόλις η μικροδομή χάσει την κανονικότητά της. Επιπλέον,

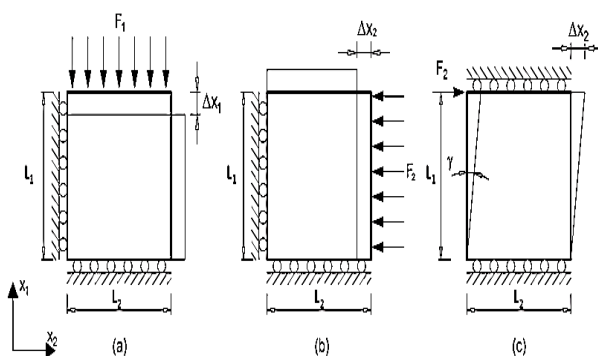
εξαιτίας της κατανομής της τοπικής τάσης και παραμόρφωσης για μία μη κανονική κρηθήρα, η πρώτη πλαστική άρθρωση (plastic hinge) εμφανίζεται σε μία μικρότερη καθολική τάση (global stress) σε σύγκριση με τις τυπικές κατασκευές (Angelucci & Mollaioli, 2018).

Ο Li μαζί με τους συνεργάτες του δημιούργησαν μοντέλα τα οποία ενσωμάτωναν τις επιδράσεις δύο συνυπαρχόντων ατελειών. Για να γίνουμε πιο κατανοητοί, αυτές είναι τα κυψελοειδή σχήματα καθώς και κυψελίδες με μη ομοιόμορφο πάχος στις ελαστικές ιδιότητες των δισδιάστατων πλεγμάτων Voronoi. Αυτοί, παρατήρησαν ότι η ελαστική συμπεριφορά των κρηθρών είναι κατά βάση ιστροπική, δίχως να επηρεάζεται από τις αλλαγές στην ανομοιομορφία του κυψελοειδούς σχήματος, τη μη ομοιομορφία του πάχους του κυψελοειδούς τοιχώματος και τη σχετική πυκνότητα. Όσον αφορά τις μη κανονικές κυψέλες με τοιχώματα ομοιόμορφου πάχους, το μέτρο ελαστικότητας αυξάνεται, ενώ ο λόγος Poisson δε μεταβάλλεται (Angelucci & Mollaioli, 2018).

Ακόμη, ο Zhu απέδειξε ότι τόσο το μέτρο ελαστικότητας, όσο και της διάτμησης αυξάνονται όταν συμβαίνει το ίδιο και στο συντελεστή ανομοιομορφίας (α), ενώ η ιστροπική συμπεριφορά τους και ο μοναδιαίος λόγος Poisson παραμένουν σταθερά. Βέβαια, έπειτα από δοκιμές αποδείχθηκε ότι το μέτρο Young και ο λόγος Poisson του τυχαίου Voronoi με διαφορετικό συντελεστή α μειώνονται με την αύξηση της σχετικής πυκνότητας (Angelucci & Mollaioli, 2018).

Υπάρχει και μία μέθοδος που μετατρέπει το κανονικό κυψελωτό πλέγμα σε μοτίβο Voronoi. Αυτή είναι γνωστή ως μέθοδος ομογενοποίησης. Η παραδοχή που γίνεται στο σχεδιασμό μη κανονικών πλεγμάτων για υψηλά κτήρια είναι να θεωρηθεί το VT ως η μικροδομή του περιμετρικού σωλήνα (π.χ. μακροδομή). Προκειμένου να βρεθούν τα βασικά χαρακτηριστικά της μικροδομής μίας τυπικής κυψελίδας, χρησιμοποιούνται και μελετώνται πολλά μοντέλα τα οποία βασίζονται σε εξειδικευμένες μοναδιαίες κυψελίδες. Συνεπώς, οι υπολογισμοί γίνονται με πιο ταχείς ρυθμούς και το κόστος ελαττώνεται. Ωστόσο, με τη χρήση των μοναδιαίων κυψελίδων δεν είναι εφικτό να προβλεφθούν οι μηχανικές επιδόσεις των κατασκευών. Αυτό οδήγησε στην ανάπτυξη του μοντέλου «Αντιπροσωπευτικό Στοιχείο Όγκου» (Representative Volume Element-RVE) από τους ερευνητές για να μελετηθούν οι γεωμετρικές ιδιότητες της μοναδιαίας κυψελίδας υπό συνθήκες παραμόρφωσης και εσωτερικών δυνάμεων (Angelucci & Mollaioli, 2018).

Πρέπει να τονιστεί ότι η ακρίβεια και η δυνατότητα εφαρμογής της μεθόδου εξαρτάται αποκλειστικά από την επιλογή του RVE. Όπως καταλαβαίνουμε, αυτή είναι υψίστης σημασίας καθώς θα πρέπει να είναι ρεαλιστική και υπολογιστικά αποτελεσματική από τη στιγμή που το μοντέλο RVE προσομοιώνει αριθμητικά τη μηχανική συμπεριφορά των ελαστικών παραμορφώσεων. Αυτό συμβαίνει προκειμένου να αξιολογήσουν τις όποιες πληροφορίες λάβουν με σκοπό να διεξαχθούν χρήσιμα συμπεράσματα σχετικά με τη δομική συμπεριφορά της δομής, αλλά και για το πώς παραμορφώνεται καθώς και για τις εσωτερικές δυνάμεις που ασκούνται στη μοναδιαία κυψελίδα. Ωστόσο, αυτό έχει ως αποτέλεσμα να είναι απαραίτητο να πραγματοποιηθούν έλεγχοι τόσο σε μονοαξονική θλίψη κατά μήκος δύο ορθογώνιων διευθύνσεων, όσο και σε διάτμηση (Angelucci & Mollaioli, 2018).



Εικόνα 7.17: α) Μονοαξονικός έλεγχος κατά τον άξονα x_1 , β) μονοαξονικός έλεγχος κατά τη διεύθυνση x_2 και γ) έλεγχος σε διάτμηση

Κάτι που αξίζει να αναφερθεί για τη μοναδιαία κυψελίδα αφορά την περιορισμένη εφαρμογή τους με ακανόνιστες μη περιοδικές γεωμετρίες Voronoi κυρίως λόγω της "διαταραγμένης φύσης" των κυψελών και για το λόγο αυτό είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθούν στατιστικά μοντέλα για να ληφθεί υπόψη η στοχαστική φύση του προβλήματος. Βέβαια, το πλέγμα Voronoi μπορεί να δημιουργηθεί από ένα κανονικό κυψελωτό πλέγμα με διαταραχή των δύο τυχαίων μεταβλητών (θ_i και ϕ_i). Οι Hohe και Beckmann ανέπτυξαν ένα στατιστικά Αντιπροσωπευτικό Στοιχείο Όγκου Ελέγχου (Testing Volume Element-TVE) ώστε να αντικαταστήσει το RVE. Αυτό συνέβη διότι το μοντέλο RVE έχει τη δυνατότητα να κατανοήσει μόνο τη δομική συμπεριφορά των κανονικών περιοδικών πλεγμάτων (Angelucci & Mollaioli, 2018).

7.4.5 Σχέδια Voronoi για ψηλά κτήρια

Για τη διαμόρφωση των εξισώσεων των μηχανικών ιδιοτήτων, θεωρείται χρήσιμο να προστεθούν και αυτές στις τυποποιημένες σχέσεις για τον αρχικό σχεδιασμό των υψηλών κτηρίων. Πρώτα, γίνεται η παραδοχή ότι το κτήριο είναι ένας κατακόρυφος πρόβολος. Η συγκεκριμένη απλοποίηση κάνει το πρόβλημα στατικά καθορισμένο και προκειμένου να υπολογισθούν οι συνολικές παραμορφώσεις θα πρέπει να λάβουμε υπόψη τόσο την καμπτική παραμόρφωση (δ_{bending}), όσο και τη διατμητική (δ_{shear}), δηλαδή (Angelucci & Mollaioli, 2018):

$$\delta_{\text{TOT}} = \delta_{\text{bending}} + \delta_{\text{shear}}$$

$$\delta_{\text{bending}} = \frac{qH^4}{8EI} \text{ και } \delta_{\text{shear}} = + \frac{qH^2}{2GA} \chi, \text{ όπου:}$$

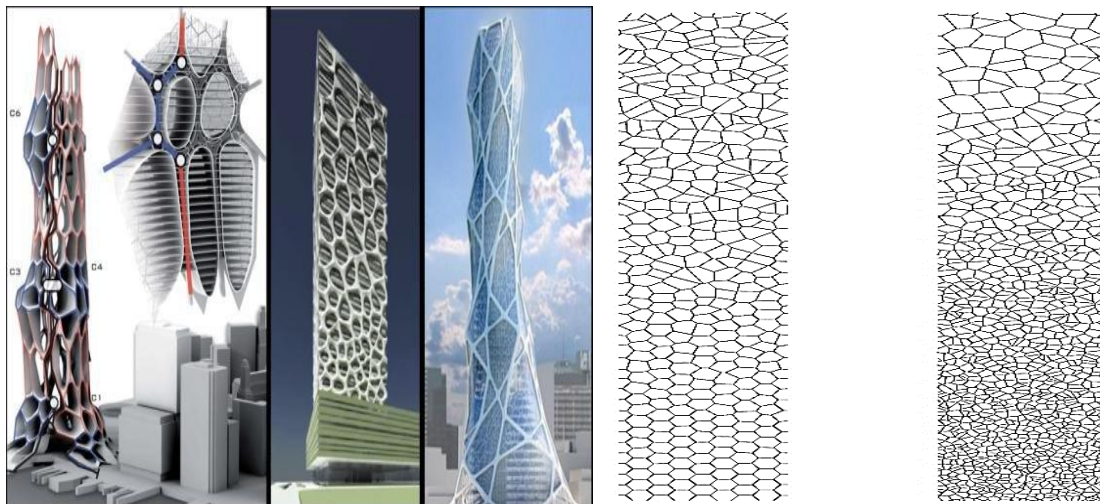
- q: φορτίο ανέμου
- H: ύψος του “προβόλου”, δηλαδή του κτηρίου
- A: επιφάνεια διατομής
- E: μέτρο ελαστικότητας (μέτρο Young)
- I: ροπή αδράνειας
- G: μέτρο διάτμησης
- χ: συντελεστής διάτμησης

Στα πολυώροφα κτήρια, τα προβλήματα που προκαλούνται λόγω των μετακινήσεων των ορόφων και τα οποία σχετίζονται με πλευρικά φορτία είναι ένα θέμα που θα πρέπει να εξετασθεί διεξοδικά λόγω της κρισιμότητάς του. Για την εκτίμηση των οριζόντιων μετακινήσεων, η παράμετρος μετακίνησης οροφής (Δ) συγκρίνεται με την κατάσταση αστοχίας, πάντα με βάση τους κώδικες. Αυτή αντιστοιχεί στη διαφορά της μέγιστης μετακίνησης στην κορυφή σε σχέση με τη βάση και αυτό γίνεται ως εξής (Angelucci & Mollaioli, 2018):

$$\Delta = u_{\text{top}} - u_{\text{base}} \leq H / 500, \text{ όπου:}$$

- u_{top} και u_{base} είναι οι μετακινήσεις στην κορυφή και τη βάση αντίστοιχα
- H: Ύψος κτηρίου

Η εξίσωση αυτή χρησιμεύει στο να εκτιμηθούν τα μεγέθη των διατομών υπό πλευρικές μετακινήσεις καθώς και συνεκτιμά τα χαρακτηριστικά των μοτίβων μέσω της μεθόδου ομογενοποίησης, κάτι που σημαίνει ότι ισχύει για κάθε δομοστατικό σχέδιο (μοτίβο) (Angelucci & Mollaioli, 2018).



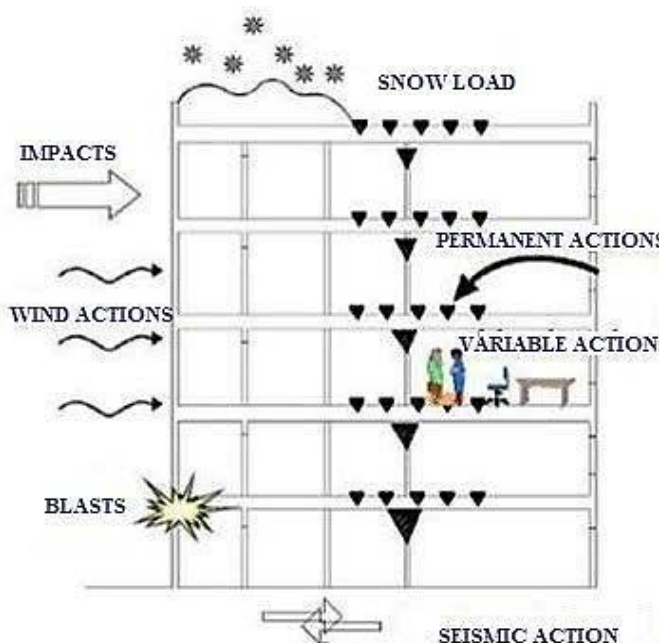
Εικόνα 7.18: α) Σχέδια Voronoi για ψηλά κτήρια, β) πιθανές βελτιώσεις των πλεγμάτων Voronoi

Κεφάλαιο 8: Κατηγορίες φορτίων

8.1 Τύποι φορτίων

Τα φορτία σε ένα κτήριο περιλαμβάνουν τους κύριους συνδυασμούς φόρτισης που σχετίζονται με τον σχεδιασμό και την απόδοση της κατασκευής (Ρουλος, 2017). Αυτά μπορούν να χωριστούν στις εξής κατηγορίες:

- Μόνιμα φορτία
- Κινητά φορτία
- Φορτία βροχής, χιονιού και πάγου
- Φορτία ανέμου
- Σεισμικά φορτία
- Θερμικά φορτία
- Πλευρική πίεση εδάφους
- Φορτία καθίζησης
- Φορτία ειδικής αιτιολογίας



Εικόνα 8.1: Κύριες κατηγορίες φορτίων που επιβάλλονται στις πολώροφες κατασκευές

8.2 Κατηγοριοποίηση δράσεων

Οι δράσεις κατηγοριοποιούνται στις εξής τρεις κατηγορίες (Μαλακάτας & Τρέζος, 2011):

- Μόνιμες δράσεις (G)
- Μεταβλητές δράσεις (Q)
- Τυχηματικές δράσεις (A)

Στην πρώτη κατηγορία υπάγονται το ίδιο βάρος (self-weight) των κατασκευών, τα φορτία λόγω συστολής ξήρανσης και διαφορικών καθιζήσεων, οι ωθήσεις γαιών και νερού κ.λπ (Μαλακάτας & Τρέζος, 2011).

Στις μεταβλητές δράσεις συγκαταλέγονται τα φορτία που ασκούνται στα δάπεδα, τις δοκούς και τις στέγες, οι ανεμοπιέσεις, οι σεισμικές δράσεις, τα φορτία χιονιού και αυτά εξαιτίας των θερμοκρασιακών μεταβολών (Μαλακάτας & Τρέζος, 2011).

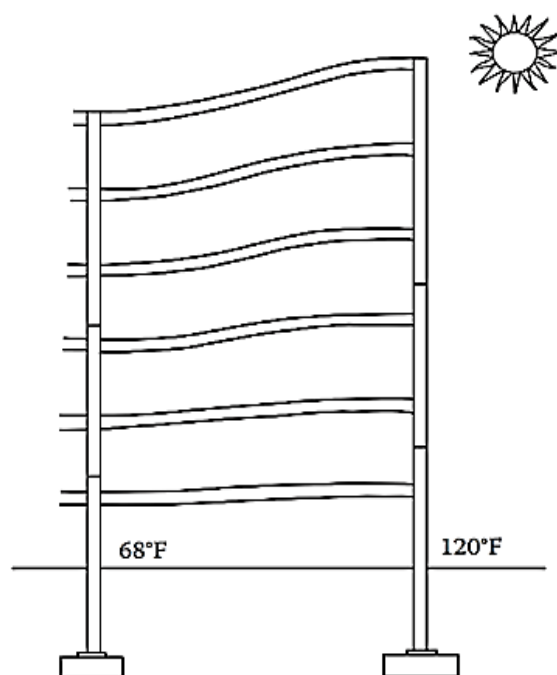
Στην τελευταία κατηγορία ανήκουν τα πυροθερμικά φορτία, η πρόσκρουση οχήματος, οι εκρήξεις, οι πλημμύρες και γενικότερα τα φορτία ειδικής αιτιολογίας (Μαλακάτας & Τρέζος, 2011).

Βέβαια, αξίζει να αναφερθεί ότι οι έμμεσες δράσεις (π.χ. η συστολή ξήρανσης, οι διαφορικές καθιζήσεις, οι θερμοκρασιακές μεταβολές κ.λπ.), είναι δυνατό να είναι είτε μόνιμες, είτε μεταβλητές στην περίπτωση που αυτές συμβαίνουν λόγω επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Επιπρόσθετα, στο ενδεχόμενο ενός σεισμικού φαινομένου ή φορτίο χιονιού, είναι πιθανό αυτά να θεωρηθούν και ως τυχηματικά, κάτι που εξαρτάται από την τοποθεσία και για το λόγο αυτό θα πρέπει να ανατρέξουμε στους Ευρωκώδικες. Αντίστοιχα, οι δράσεις οφειλόμενες στο νερό είναι μόνιμες ή μεταβλητές. Αυτό έχει να κάνει με τις διακυμάνσεις του μεγέθους τους σε συνάρτηση με το χρόνο (Μαλακάτας & Τρέζος, 2011).

Τέλος, θα πρέπει να αναφέρουμε ότι η προαναφερθείσα κατηγοριοποίηση γίνεται με βάση τη χρονική τους διακύμανση. Υπάρχουν τρία κριτήρια στα οποία μπορούμε να κατατάξουμε τις δράσεις. Αυτά είναι με βάση: α) την προέλευσή τους (άμεσες, έμμεσες), β) τη χωρική τους διακύμανση (σταθερές ή ελεύθερες) και γ) τη φύση τους ή την απόκριση της φέρουσας κατασκευής σε αυτές (στατικές, δυναμικές) (Μαλακάτας & Τρέζος, 2011).

8.2.1 Θερμικά φορτία

Στα παλαιότερα πολώροφα κτήρια, ο φέρων οργανισμός βρίσκεται στο εξωτερικό μέρος του τοιχοπετάσματος και όχι κρυμμένο μέσα σε αυτό, κάτι που συμβαίνει κυρίως για αισθητικούς λόγους, αλλά δημιουργεί προβλήματα στο μηχανικό. Όσον αφορά το εσωτερικό των κατασκευών, αυτό είναι κλιματιζόμενο και υπό σταθερή θερμοκρασία μεταξύ 18 και 22 βαθμών Κελσίου, ενώ παρατηρούνται και αλλαγές στη θερμοκρασία του αέρα. Την καλοκαιρινή περίοδο, τα εξωτερικά υποστυλώματα μπορεί να φθάσουν σε μία θερμοκρασία της τάξης των 49 °C και αυτό μπορεί να οδηγήσει στην επιμήκυνση κατά 5 έως 8 cm σε σχέση με τα εσωτερικά. Αυτό προκαλεί κάμψη στις δοκούς που συνδέουν τα εσωτερικά με τα εξωτερικά υποστυλώματα, κατά κύριο λόγο στους πιο πάνω ορόφους, με αποτέλεσμα την εμφάνιση σοβαρών βλαβών. Βέβαια, η κάμψη των δοκών μπορεί να πραγματοποιηθεί και στην περίπτωση των διαφορικών καθιζήσεων. Αντίθετα, το χειμώνα, τα υποστυλώματα μπορεί να βραχυνθούν όταν η θερμοκρασία πέσει κάτω από τους 7 °C (Taranath B. S., 2016).



Εικόνα 8.2: Κάμψη δοκού λόγω θερμοκρασίας
(Πηγή: Taranath B. S., 2016)

8.2.2 Φορτία χιονιού και φορτία οφειλόμενα στη βροχή και τον πάγο

Τα φορτία χιονιού πρέπει να εξετάζονται μόνο για στέγες και άλλες επιφάνειες στις οποίες υπάρχει πιθανότητα αυτό να συγκεντρωθεί, όπως είναι οι εξώστες. Σύμφωνα με τους κώδικες, τα φορτία χιονιού βασίζονται στο μέγιστο χιόνι στο έδαφος. Αυτά τα φορτία συνήθως είναι μεγαλύτερα από τα φορτία χιονιού σε μία στέγη, καθώς ο άνεμος φυσάει το χιόνι από αυτή ή λιώνει και εξατμίζεται, κάτι που οφείλεται στην απώλεια θερμότητας. Στους κώδικες, αναφέρεται μία ποσοστιαία μείωση της τιμής του φορτίου στις κεκλιμένες στέγες (π.χ. δίρριχτες) διότι σε μία τέτοια περίπτωση, το χιόνι μπορεί να ολισθήσει από αυτή (Taranath B. S., 2016).

Έχει παρατηρηθεί ότι στις στέγες υπάρχει το ενδεχόμενο να αλλάξει η συμπεριφορά του ανέμου, κάτι που θα οδηγήσει σε υψηλή συγκέντρωση φορτίου χιονιού τοπικά. Ο λόγος του φορτίου χιονιού προς το μόνιμο φορτίο είναι μία σημαντική παράμετρος η οποία θα πρέπει να διερευνηθεί όσον αφορά τις επιπτώσεις που μπορεί να προκαλέσουν τα πολύ ισχυρά φορτία. Στην περίπτωση που ξεπεραστεί το φορτίο σχεδιασμού του χιονιού, η ποσοστιαία αύξηση του συνολικού φορτίου που θα παρουσιαστεί θα είναι μεγαλύτερη για μία ελαφριά κατασκευή σε σύγκριση με μία βαριά. Αξίζει να αναφερθεί ότι ο συντελεστής του φορτίου χιονιού εξαρτάται από τέσσερις παράγοντες, την ταχύτητα και τη διεύθυνση του ανέμου, τη γεωμετρία της κατασκευής καθώς και από τη θερμοκρασία μεταξύ του εσωτερικού και εξωτερικού αυτής. Φυσικά, προσοχή πρέπει να δοθεί και στο συντελεστή κλίσης C_s (Taranath B. S., 2016).

Το νερό είναι σημαντικό να το λαμβάνουμε υπόψη κατά το σχεδιασμό των στεγών, ασχέτως αν τις περισσότερες φορές δεν το χρησιμοποιούμε στον υπολογισμό του κινητού φορτίου. Τα φορτία λόγω της βροχής είναι μικρότερα από αυτά του χιονιού, αλλά πρέπει να γνωρίζουμε ότι η συσσώρευση μεγάλης ποσότητας νερού μπορεί να προκαλέσει σημαντικά φορτία. Επιπλέον, σε επίπεδες στέγες, μπορεί να προκληθούν ισχυρά φορτία (heavy loads) λόγω των φραγμένων σωλήνων. Όσο περισσότερο νερό συγκεντρώνεται (φαινόμενο “ponding”), τόσο αυξάνεται η πιθανότητα να οδηγήσει στην παραμόρφωση ή ακόμη και στην κατάρρευση των στεγών.

Όσον αφορά τον πάγο, αυτός συγκεντρώνεται στα προεξέχοντα στοιχεία και κατά κύριο λόγο στα εξωτερικά διακοσμητικά, τα οποία και λαμβάνουν μόνο το δικό τους φορτίο. Συνεπώς, θα πρέπει να σχεδιάσουμε και να προστατεύσουμε τέτοια στοιχεία

με τέτοιο τρόπο ώστε να αντιμετωπίσουμε με αποτελεσματικό τρόπο τα ισχυρά φορτία λόγω των παγοκρυστάλλων (Taranath B. S., 2016).

8.2.3 Φορτία λόγω καθίζησης (Settlement Loads)

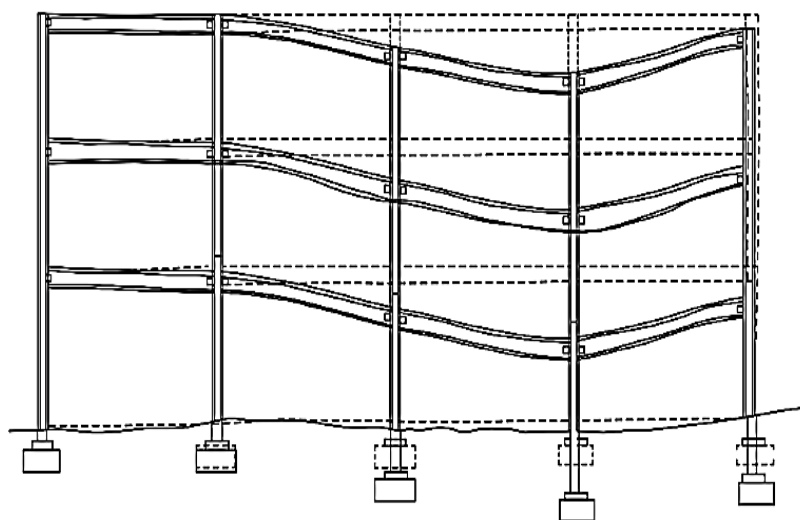
Πρόκειται ίσως για τα πιο κομβικά φορτία σε μία κατασκευή, πέρα από τα πλευρικά, διότι αυτά προκαλούν τις περισσότερες βλάβες. Πλέον, η μελέτη και η ανάλυση του εδάφους έχει εξελιχθεί σε επιστήμη και θα πρέπει να λαμβάνεται πολύ σοβαρά υπόψη. Στο Μανχάταν, όπου διαθέτει ένα πετρώδες έδαφος, κατασκευάστηκε ο ουρανοξύστης Woolworth Building και φυσικά το Rockefeller Center χάρη στις εξαιρετικές εδαφικές συνθήκες που επικρατούν. Αντίθετα, η Πόλη του Μεξικού είναι κτισμένη σε έδαφος με άμμο και νερό, που σημαίνει ότι κατά την ανέγερση θα δημιουργηθούν καθιζήσεις, ιδίως στην περίπτωση βαριών κατασκευών. Στους κώδικες, αναγράφονται οι ελάχιστες απαιτήσεις προκειμένου να επιτευχθεί ο σχεδιασμός και για αυτό το λόγο η εμπειρία έχει καταλυτικό ρόλο σε τέτοιες περιπτώσεις (Taranath B. S., 2016).

Παρόλα αυτά, τα περισσότερα πολώροφα κτήρια που έχουν σχεδιασθεί με βάση τον κώδικα, συμπεριφέρονται με έναν ικανοποιητικό τρόπο. Πλέον, οι σύγχρονοι κτιριακοί κώδικες επιλέγουν τη μέθοδο της οριακής αντοχής σχεδιασμού (ultimate strength design). Αυτό σημαίνει ότι ο καθορισμός ενός φορτίου πρέπει να πολλαπλασιάζεται με έναν συντελεστή ώστε να είναι ισοδύναμο με την οριακή αντοχή του κτηρίου. Επίσης, για λόγους ασφαλείας, αυτή θα πρέπει να μειωθεί κατά 10-20% για την προστασία άλλων στοιχείων, όπως είναι η διακύμανση των ιδιοτήτων του υλικού, οι διαστάσεις κ.λπ. Ωστόσο, είναι αρκετά δύσκολο να προβλεφθεί η πραγματική φέρουσα ικανότητα ενός κτηρίου που λειτουργεί ως μία χωρική κατασκευή (Taranath B. S., 2016).

Πάντως, η οριακή αντοχή σχεδιασμού είναι μία αποδεκτή μέθοδος, αλλά όταν την επιλέγουμε θα πρέπει να βεβαιωθούμε ότι κάποια φορτία, όπως τα μόνιμα, τα κινητά καθώς και ο συνδυασμός αυτών μαζί με τα πλευρικά δε θα προκαλέσουν μεγάλες παραμορφώσεις, ρηγματώσεις, ταλαντώσεις και ανεπιθύμητες μετακινήσεις. Όσον αφορά την ταλάντωση, επειδή αυτή προκαλείται κυρίως λόγω των πλευρικών φορτίων, είναι αρκετά δύσκολο να προσδιορίσουμε πότε ακριβώς είναι ανεπιθύμητη. Έπειτα από μελέτες που πραγματοποιήθηκαν, οι οποίες αφορούσαν τις ταλαντώσεις σχετικά με την πιθανότητα να υποστούν οι κατασκευές σοβαρές δομικές βλάβες, διαπιστώθηκε ότι όσο υψηλότερη είναι η ιδιοσυχνότητα ή όσο μεγαλύτερο είναι το πλάτος, τόσο αυξάνονται και οι πιθανότητες εμφάνισής τους και συνάμα η πρόκληση μη επιθυμητών βλαβών ή

αστοχιών. Κατά το δομικό σχεδιασμό ενός κτηρίου, πρέπει να είναι παρόντες έμπειροι μηχανικοί ώστε να αποφασίσουν εάν η ταλάντωση είναι αποδεκτή διότι αρκετοί δεν είναι σε θέση να το πράξουν αυτό (Taranath B. S., 2016).

Μία προσέγγιση που χρησιμοποιείται είναι ο περιορισμός του λόγου του ανοίγματος προς το στατικό ύψος των δομικών στοιχείων σε έναν όροφο (λόγος λυγηρότητας). Για συνήθεις κατασκευές, η σύγκριση του λόγου αυτού με κτήρια που είχαν μία αρκετά καλή συμπεριφορά έναντι των πλευρικών φορτίων, προσέφερε μία σημαντική βοήθεια. Αντίθετα, στην περίπτωση πιο σύνθετων κατασκευών, πρέπει να πραγματοποιηθούν ειδικές μελέτες. Καταλαβαίνουμε λοιπόν ότι ο σχεδιασμός μίας σύγχρονης κατασκευής πρέπει να πραγματοποιείται πάντα με κριτήρια ασφάλειας, οικονομίας, κάλυψης των λειτουργικών απαιτήσεων καθώς και των περιβαλλοντικών συνθηκών (Taranath B. S., 2016).



Εικόνα 8.3: Διαφορική καθίζηση στη θεμελίωση της κατασκευής
(Πηγή: Taranath B. S., 2016)

8.2.4 Πλευρική πίεση εδάφους

Όσον αφορά το σχεδιασμό των κατασκευών, θα πρέπει να παρθούν αποφάσεις ακόμη και για την πλευρική πίεση του παρακείμενου εδάφους (35-100 psf). Ακόμη, είναι σημαντικό να συνεκτιμηθεί η επιπλέον φόρτιση από μόνιμα ή κινητά φορτία καθώς και εάν το γειτονικό έδαφος βρίσκεται κάτω από μία ελεύθερη επιφάνεια νερού. Το τελευταίο, πρέπει να γίνει διότι το βάρος του εδάφους μπορεί να μειωθεί λόγω της άνωσης, αλλά η πλήρης υδροστατική πίεση είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη κατά

τον υπολογισμό της πλευρικής πίεσης. Αυτή αυξάνεται, σύμφωνα με τις γεωτεχνικές μελέτες, στην περίπτωση που υπάρχουν διογκούμενα εδάφη. Τέτοια εδάφη υπάρχουν στις Η.Π.Α και προκαλούν σοβαρές βλάβες στα τοιχώματα των υπογείων εάν δεν έχει επιτευχθεί ειδικός σχεδιασμός. Επιπλέον, τα διογκούμενα εδάφη δεν επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται ως επιχώματα γιατί διαφορετικά θα αναπτυχθούν πολύ υψηλές πιέσεις στα τοιχώματα. Βέβαια, στα εδάφη θα πρέπει να πραγματοποιηθούν και ειδικές δοκιμές με σκοπό να εκτιμηθούν τα μεγέθη αυτών των πιέσεων. Επίσης, εάν υπάρχουν τέτοιου είδους εδάφη κάτω από τα πέδιλα, τότε θα πρέπει να έχει προηγηθεί ειδικός σχεδιασμός γιατί θα δημιουργηθούν μεγάλες πιέσεις. Μία εναλλακτική λύση είναι το διογκούμενο έδαφος να αφαιρεθεί και να αντικατασταθεί με μη διογκούμενο υλικό, πάντα με τη σύμφωνη γνώμη ενός έμπειρου γεωτεχνικού μηχανικού (Taranath B. S., 2016).

8.2.5 Κατασκευαστικά φορτία (Construction Loads)

Τα δομικά μέλη σε μία κατασκευή έχουν σχεδιαστεί για να αντέξουν τα μόνιμα και τα κινητά φορτία. Όμως, πρέπει να γνωρίζουμε ότι υπάρχει το ενδεχόμενο ένα μέλος να υπόκειται σε μεγαλύτερα φορτία από αυτά του σχεδιασμού κατά το στάδιο ανέγερσης. Αυτά ονομάζονται κατασκευαστικά φορτία και τα οποία θα πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό των δομικών στοιχείων. Παρά το γεγονός ότι οι μηχανικοί μπορούν να σχεδιάσουν ένα κτήριο που να θεωρείται κατάλληλο για ένα συγκεκριμένο δομικό σύστημα, δεν μπορούν να έχουν επίγνωση των μεμονωμένων πρακτικών του αναδόχου (εργολάβου). Πιο συγκεκριμένα, αυτός συγκεντρώνει βαρύ οπλισμό καθώς και υλικά σε μία μικρή επιφάνεια του κτηρίου με απόρροια να δημιουργούνται συγκεντρωμένα φορτία (concentrated loads) που είναι πολύ μεγαλύτερα από τα κινητά για τα οποία σχεδιάστηκε το κτήριο. Αυτό οδηγεί στο να προκληθούν δομικές βλάβες ή ακόμη και σοβαρές αστοχίες. Ένα κρίσιμο ζήτημα είναι όταν ο ανάδοχος ξεκαλουπώσει προτού προλάβει το σκυρόδεμα να συντηρηθεί μετά τη διάστρωσή του και αφαιρώντας την προσωρινή στήριξη, κάτι που θα οδηγήσει στο να αναπτυχθούν δυνάμεις τις οποίες δε θα αντέξει το δομικό στοιχείο με συνέπεια να αστοχήσει ή διαφορετικά να προκληθούν πολύ μεγάλες μόνιμες παραμορφώσεις. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το σκυρόδεμα δε θα έχει προλάβει να αναπτύξει την ελάχιστη αντοχή σχεδιασμού (Taranath B. S., 2016).

Τα κατασκευαστικά φορτία θα πρέπει να συνεκτιμώνται και για δοκούς που έχουν σχεδιαστεί με τέτοιο τρόπο οι οποίες θα λειτουργούν μαζί με μία πλάκα από ωπλισμένο

σκυρόδεμα, χωρίς όμως να γίνει χρήση προσωρινής στήριξης κατά της διαδικασία της κατασκευής. Σε αυτές τις δοκούς, είναι υποχρεωτικό να γίνεται έλεγχος όταν φέρει κατασκευαστικά φορτία μη έχοντας εξασφαλιστεί η σύμμικτη δράση. Στην περίπτωση των προκατασκευασμένων προϊόντων από ωπλισμένο σκυρόδεμα, αυτό που σίγουρα χρήζει διερεύνησης είναι η στιγμή της ανύψωσης ενός, παραδείγματος χάριν, πάνελ αρκετά μεγάλου βάρους, ενώ είναι απαραίτητο να γνωρίζουμε και τον αριθμό των σημείων ανύψωσης και τοποθέτησής τους. Τέλος, το κάθε στοιχείο είναι υποχρεωτικό να σχεδιαστεί για όλα τα πιθανά σημεία ανύψωσης (Taranath B. S., 2016).

Τα κατασκευαστικά φορτία διακρίνονται σε έξι (6) κατηγορίες: στο προσωπικό και τα ατομικά εργαλεία (Q_{ca}), την αποθήκευση κινητών αντικειμένων (Q_{cb}), τον μη - μόνιμο εξοπλισμό (Q_{cc}), τα κινητά βαρέα μηχανήματα και ο εξοπλισμός (Q_{cd}), τη συσσώρευση υλικών προς απόρριψη (Q_{ce}) και τα φορτία από μέρη του φορέα σε προσωρινές καταστάσεις (Q_{cf}) (Μαλακάτας & Τρέζος, 2011).

Πίνακας 8.1: Κατάταξη κατασκευαστικών φορτίων (Μαλακάτας & Τρέζος, 2011)

Σχετική διάταξη του παρόντος προτύπου	Δράση (σύντομη περιγραφή)	Κατάταξη				Παρατηρήσεις	Πηγή
		Χρονική μεταβολή	Κατάταξη / Προέλευση	Χωρική μεταβολή	Φύση (στατική / δυναμική)		
4.11	Προσωπικό και ατομικά εργαλεία	Μεταβλητή	Άμεση	Ελεύθερη	Στατική		
4.11	Αποθήκευση κινητών αντικειμένων	Μεταβλητή	Άμεση	Ελεύθερη	Στατική / δυναμική	Δυναμική σε περίπτωση φορτίων από πτώση	EN 1991-1-1
4.11	Μη-μόνιμος εξοπλισμός	Μεταβλητή	Άμεση	Σταθερή / ελεύθερη	Στατική / δυναμική		EN 1991-3
4.11	Κινητά βαρέα μηχανήματα και εξοπλισμός	Μεταβλητή	Άμεση	Ελεύθερη	Στατική / δυναμική		EN 1991-2, EN 1991-3
4.11	Συσσώρευση υλικών προς απόρριψη	Μεταβλητή	Άμεση	Ελεύθερη	Στατική / δυναμική	Μπορεί να επιβάλει φορτία λ.χ. επίσης σε κατακόρυφες επιφάνειες	EN 1991-1-1
4.11	Φορτία από μέρη του φορέα σε προσωρινές καταστάσεις	Μεταβλητή	Άμεση	Ελεύθερη	Στατική	Εξαιρούνται οι δυναμικές επιδράσεις	EN 1991-1-1

8.2.6 Δράσεις κατά την ανέγερση

Οι έλεγχοι λόγω των δράσεων κατά την ανέγερση δε διαφέρουν σχεδόν καθόλου με αυτές που αφορούν τις μόνιμες καταστάσεις σχεδιασμού, με εξαίρεση, συνήθως, τις χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων λόγω περιόδου επαναφοράς μικρότερης από 50 έτη. Στις περισσότερες των περιπτώσεων, καθοριστικός είναι ο συνδυασμός δράσεων για παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού κατά τη φάση κατασκευής (Τρέζος, 2011).

Οι δράσεις κατά τη φάση της ανέγερσης περιλαμβάνουν τις δράσεις που δε σχετίζονται με την ανέγερση και τα κατασκευαστικά φορτία. Οι δύο συγκεκριμένες κατηγορίες κατατάσσονται πάντα ανάλογα με τη μεταβολή τους στο χρόνο (μόνιμες μεταβλητές, τυχηματικές), την προέλευσή τους (άμεσες, έμμεσες), τη μεταβλητότητα στο χώρο (σταθερές, κινητές) και τη φύση τους (στατικές, δυναμικές) (Τρέζος, 2011).

Όσον αφορά την ανέγερση, στις τυχηματικές δράσεις υπάγονται η πρόσκρουση οχήματος, γερανού, μεταφερόμενων υλικών, η τοπική αστοχία στηρίζεως και τα δυναμικά φαινόμενα από κατάρρευση (πολλαπλασιαστικός συντελεστής 2). Τέλος, θα πρέπει να δοθεί και ιδιαίτερη προσοχή στην ασυνήθη συγκέντρωση εξοπλισμού και υλικών πάνω στα φέροντα στοιχεία (Τρέζος, 2011).

Πίνακας 8.2: Κατάταξη των δράσεων κατά τη φάση της ανέγερσης, πλην των κατασκευαστικών φορτίων (Μαλακάτας & Τρέζος, 2011)

Σχετική διάταξη του παρόντος προτύπου	Δράση	Κατάταξη				Παρατηρήσεις	Πηγή
		Χρονική μεταβολή	Κατάταξη / Προέλευση	Χωρική μεταβολή	Φύση (στατική/δυναμική)		
4.2	Ιδιο βάρος	Μόνιμη	Άμεση	Σταθερή με ανοχές / ελεύθερη	Στατική	Ελεύθερη κατά τη μεταφορά / αποθήκευση. Δυναμική κατά την πτώση.	EN 1991-1-1
4.3	Μετακίνηση εδάφους	Μόνιμη	Έμμεση	Ελεύθερη	Στατική		EN 1997
4.3	Ωθηση γαιών	Μόνιμη / μεταβλητή	Άμεση	Ελεύθερη	Στατική		EN 1997
4.4	Προένταση	Μόνιμη / μεταβλητή	Άμεση	Σταθερή	Στατική	Μεταβλητή για τον σχεδιασμό τοπικά (αγκυρώσεις).	EN 1990, EN 1992 to EN 1999
4.5	Προπαραμορφώσεις	Μόνιμη / μεταβλητή	Έμμεση	Ελεύθερη	Στατική		EN 1990
4.6	Θερμοκρασία	Variable	Έμμεση	Ελεύθερη	Στατική		EN 1991-1.5
4.6	Συστολή ξήρανσης / υγραμετρικές επιρροές	Μόνιμη / μεταβλητή	Έμμεση	Ελεύθερη	Στατική		EN 1992, EN 1993, EN1994
4.7	Δράσεις ανέμου	Μεταβλητή / τυχηματική	Άμεση	Σταθερή / Ελεύθερη	Στατική / Δυναμική	(*)	EN 1991-1-4
4.8	Φορτία χιονιού	Μεταβλητή / τυχηματική	Άμεση	Σταθερή / Ελεύθερη	Στατική / Δυναμική	(*)	EN 1991-1-3
4.9	Δράσεις σφειλάμενες στο νερό	Μόνιμη / μεταβλητή / τυχηματική	Άμεση	Σταθερή / Ελεύθερη	Στατική / Δυναμική	Μόνιμη / μεταβλητή σύμφωνα με τις προδιαγραφές του έργου. Δυναμική για υδάτινα ρεύματα εφόσον απαιτείται	EN 1990
4.10	Φορτία πάγων	Μεταβλητή	Άμεση	Ελεύθερη	Στατική / Δυναμική	(*)	ISO 12494
4.12	Τυχηματική	Τυχηματική	Άμεση / Έμμεση	Ελεύθερη	Στατική / Δυναμική	(*)	EN 1990, EN 1991-1-7
4.13	Σεσμική	Μεταβλητή / τυχηματική	Άμεση	Ελεύθερη	Δυναμική	(*)	EN 1990 (4.1), EN1998

8.2.7 Φορτία ειδικής αιτιολογίας (Special loads)

Στις κατασκευές, υπάρχει η πιθανότητα να οδηγηθούμε σε τοπική ή ολική κατάρρευση λόγω ατυχήματος, κακής μεταχείρισης ή ακόμη και δολιοφθοράς. Αυτές οι αιτίες δεν μπορούν να προβλεφθούν με ακρίβεια και επομένως απειλείται η δομική ακεραιότητα. Πάντως, δε συνηθίζεται ένα κτήριο να σχεδιάζεται έτσι ώστε να μπορεί να αντισταθεί στη γενική κατάρρευση που μπορεί να προκληθεί, παραδείγματος χάρη, λόγω φορτίων ειδικής αιτιολογίας (special loads) που δρουν άμεσα σε ένα μεγάλο μέρος αυτής ή εξαιτίας χονδροειδών σφαλμάτων. Παρόλα αυτά, είναι απαραίτητο να ληφθούν κάποια μέτρα προστασίας κατά το σχεδιασμό έτσι ώστε να περιορίσουμε της επιπτώσεις της τοπικής κατάρρευσης και να αποτρέψουμε φυσικά την προοδευτική, δηλαδή την εξάπλωση μίας αρχικής τοπικής αστοχίας από στοιχείο σε στοιχείο που εν τέλει θα οδηγήσει στην ολική κατάρρευση της κατασκευής ή δυσανάλογα μεγάλο μέρος αυτής. Κάποια από αυτά που μπορεί προκαλέσουν τοπική κατάρρευση είναι οι εκρήξεις λόγω της ανάφλεξης αερίου ή βιομηχανικών υγρών, η πρόσκρουση οχήματος, οι επιπτώσεις λόγω των παρακείμενων εκσκαφών, οι πλημμύρες κ.λπ. (Taranath B. S., 2016).

8.2.1 Πλημμύρες (Floods)

Στην περίπτωση εμφάνισης πλημμύρας, θα αναπτυχθούν δυνάμεις στις κατασκευές λόγω της υδροστατικής πλευρικής, αλλά και ανυψωτικής πίεσης, των υδροδυναμικών δυνάμεων και της επίδρασης από τα συντρίμια. Οι υδροστατικές πιέσεις μπορούν να επιβαρύνουν σε μεγάλο βαθμό τη θεμελίωση και τα υπόγεια τοιχώματα καθώς και να προκαλέσουν ανεπανόρθωτες βλάβες στα κτήρια στην περίπτωση που η στάθμη του νερού δεν είναι ισορροπημένη μεταξύ των εξωτερικών και των εσωτερικών χώρων. Τα ρεύματα των χειμάρρων και της θάλασσας είναι αρκετά πιθανό να επιβάλλουν φορτίο στα μετωπικά και πλευρικά τοιχώματα που έχουν βυθιστεί, ενώ τα κύματα μπορούν να προκαλέσουν πιέσεις έως και 1000 psf. «Τα συντρίμια διαφόρων μεγεθών, από πλωτά κομμάτια ξύλου έως και κτήρια, εάν προσκρούσουν σε μία κατασκευή είναι πιθανό να προκαλέσουν θρυμματισμό των παραθύρων καθώς και πλήρη κατάρρευση» (Taranath B. S., 2016).

8.2.7.2 Φορτία πρόσκρουσης οχήματος (Vehicle impact loads)

Δεν είναι λίγες οι κατασκευές που έχουν υποστεί σοβαρές βλάβες και τυλιχτεί στις φλόγες λόγω της πρόσκρουσης κάποιου οχήματος με αυτές. Για το λόγο αυτό, θα πρέπει να αποφευχθούν οι μαλακοί πρώτοι όροφοι, αλλά και τα κτήρια με ανοίγματα στις όψεις (Manzoor & Singh, 2019).

8.2.7.3 Εκρηκτικά φορτία (Blast loads)

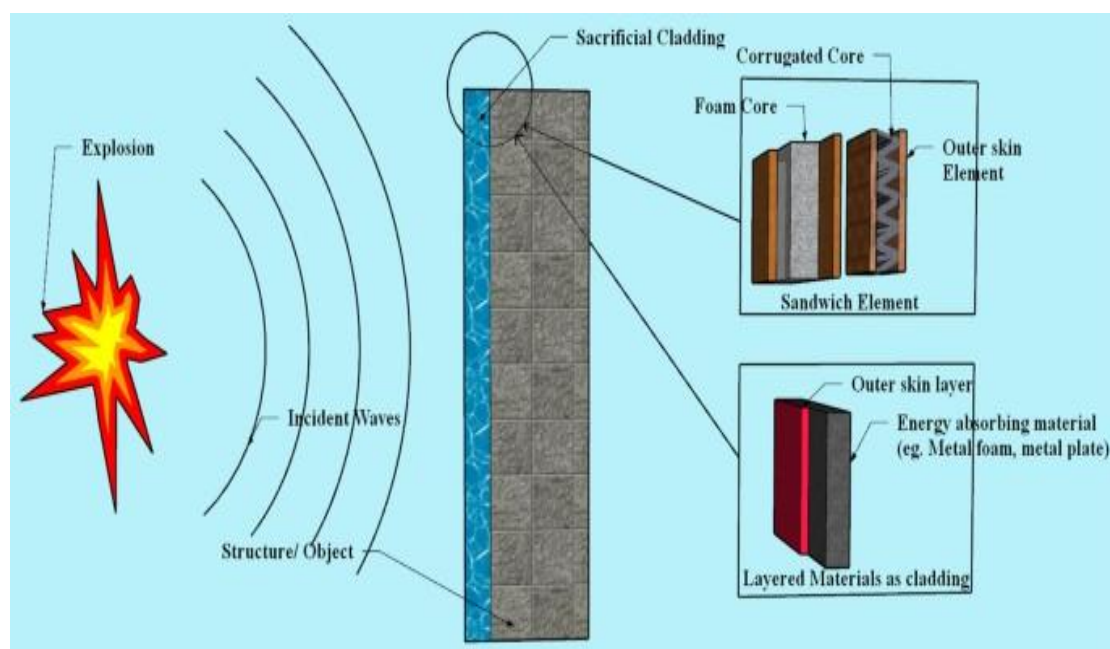
Οι εκρήξεις προκαλούνται όταν ένα αέριο (gas) μετατραπεί σε τεράστιο όγκο θερμών αερίων σε ένα πολύ μικρό χρονικό διάστημα. Στην περίπτωση πυροδότησης υψηλής εκρηκτικής ύλης, η μετατροπή ενέργειας συμβαίνει με υψηλό ρυθμό έως και 6.5 km/sec, ενώ στην αντίθετη περίπτωση, όπως είναι η πυρίτιδα, αυτή προκαλείται με πιο χαμηλό ρυθμό και πιο συγκεκριμένα γύρω στα 274 m/sec. Η ταχεία απελευθέρωση ενέργειας περιλαμβάνει ήχο (κρότο), θερμότητα, φως (πύρινη σφαίρα) και ένα κύμα που εξαπλώνεται με υποηχητικούς ρυθμούς για την πλειονότητα των πολύ χαμηλών εκρηκτικών υλών και υπερηχητικούς για τις υψηλές. Αυτό ονομάζεται κρουστικό κύμα (shock wave) και αφορά πολύ συμπιεσμένα σωματίδια αέρα που είναι η αιτία για τις περισσότερες δομικές βλάβες (Taranath B. S., 2016).

Σε περίπτωση έκρηξης εντός κλειστών χώρων (π.χ. έκρηξη φυσικού αερίου), τότε ενδέχεται να προκληθούν ανεπανόρθωτες βλάβες. Οι τοίχοι, τα δάπεδα και οι στέγες πιθανότατα θα υποστούν ζημιές κατά τη διάρκεια όλων των τύπων εκρήξεων. Βέβαια, οι δοκοί και τα υποστυλώματα υπάρχει περίπτωση να αντέξουν την έκρηξη, αλλά θέτεται σε κίνδυνο η ευστάθειά τους λόγω της υποχώρησης του διαφράγματος δαπέδου ή οποιουδήποτε άλλοι στοιχείου στήριξης. Ύστερα από τεράστιες εκρήξεις, οι πλάκες σκυροδέματος, οι τοίχοι και τα υποστυλώματα μπορεί να αστοχήσουν, με αποτέλεσμα να υπάρχει πιθανότητα να προκληθεί προοδευτική κατάρρευση (Taranath B. S., 2016).

Στο ενδεχόμενο μίας εξωτερικής έκρηξης (π.χ. βόμβα), το κρουστικό κύμα ανακλάται αρχικά και ενισχύεται, ενώ εν συνέχεια εισέρχεται μέσω ανοιγμάτων προκαλώντας στις επιφάνειες των δαπέδων και των τοίχων μεγάλη πίεση. Η περίθλαση προκύπτει όταν το κρουστικό κύμα εξαπλώνεται περιμετρικά και δημιουργεί περιοχές ενίσχυσης του ήχου, αλλά και μείωσης της πίεσης (Manzoor & Singh, 2019). Η συνέπεια αυτού του γεγονότος είναι ότι ολόκληρη η κατασκευή καλύπτεται από το κρουστικό κύμα, εκθέτοντας όλες τις επιφάνειες σε υπερπίεση. Πάντως, υπάρχει και το ενδεχόμενο να προκληθεί στροβιλισμός, όπου πρόκειται για έναν άνεμο με υψηλή ταχύτητα που ωθεί

τα συντρίμμια και έτσι ελλοχεύει ο κίνδυνος έτσι ώστε να συμβεί κάτι το ανεπιθύμητο στην κατασκευή (Taranath B. S., 2016).

Τέλος, μία λύση για την αντιμετώπιση του συγκεκριμένου φαινομένου είναι η χρήση ειδικών τοιχωμάτων που καλούνται «blast walls» και τοποθετούνται ώστε τα κτήρια να αντιμετωπίσουν κυρίως τις τρομοκρατικές επιθέσεις. Αυτά, κατασκευάζονται από ωπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ ο τύπος «sandwich» που δημιουργείται, επιλέγεται διότι απορροφά μεγάλη ποσότητα ενέργειας, προσφέρει καμπτική στιβαρότητα (δυσκαμψία) και συν τοις άλλοις είναι μία αρκετά ελαφριά κατασκευή. Τέλος, στην περίπτωση που χρησιμοποιηθεί κάποια επένδυση στο εξωτερικό μέρος των κτηρίων (π.χ. υαλοπίνακες), τότε και αυτή θα πρέπει να αντέξει την εκρηκτική φόρτιση που θα υποστεί.



Εικόνα 8.4: Τρόπος αντιμετώπισης εκρηκτικών φορτίων

8.2.8 Δυναμικά φορτία

Όσον αφορά τα μόνιμα και τα κινητά φορτία, τα πρώτα είναι αμετάβλητα, ενώ τα δεύτερα υπάρχει το ενδεχόμενο να αλλάζουν με αργούς ρυθμούς ή και καθόλου. Αυτά ονομάζονται στατικά φορτία, δηλαδή φορτία που παραμένουν. Όμως, υπάρχουν και φορτία όπου η αλλαγή της τιμής τους γίνεται με γρήγορο τρόπο ή και απότομα, όπως είναι η πίεση μίας ανεμορριπής, τα οποία καλούνται δυναμικά. Τα αποτελέσματα ενός τέτοιου φορτίου, δηλαδή η επίδρασή του στη δομή, σχετίζεται με το πόσο γρήγορα αυτό μεταβάλλεται. Κάποιες φορές μπορεί να υπάρχει ο προβληματισμός εάν ένα

φορτίο είναι στατικό ή δυναμικό. Βέβαια, αυτό εξαρτάται από την κατασκευή στην οποία αυτό εφαρμόζεται (Taranath B. S., 2016).

Για να γίνει πιο κατανοητό, ας υποθέσουμε ότι έχουμε ένα υψηλό κτήριο στο οποίο δρα μία ανεμορριπή (wind gust). Υπό την επίδραση ανεμοπιέσεων, το κτήριο αρχίζει να ταλαντώνεται. Βέβαια, αυτή η ταλάντωση μπορεί να μη γίνει αντιληπτή από τους κατοίκους εντός της κατασκευής. Όμως, πρέπει να γνωρίζουμε ότι τα δομικά υλικά δεν είναι πλήρως άκαμπτα και αυτό σημαίνει ότι οι κατασκευές δεν είναι στεργές (rigid), με συνέπεια να προκαλούνται τέτοιου είδους φαινόμενα (Taranath B. S., 2016).

Σε γενικές γραμμές, είναι απλό να οπτικοποιήσουμε τις ταλαντώσεις κάνοντας την παραδοχή ότι η κατασκευή είναι ένα ανάποδο εκκρεμές που κινείται παλινδρομικά όταν μετατοπίζεται από τη χαμηλότερη θέση του. Ο χρόνος που χρειάζεται ένα εκκρεμές για να ολοκληρώσει μία πλήρη ταλάντωση ονομάζεται περίοδος, ενώ για ένα κτήριο καλείται ιδιοπερίοδος. Για παράδειγμα, η ιδιοπερίοδος των χαλύβδινων πύργων του World Trade Center στη Νέα Υόρκη ήταν 10 sec, ενώ στην περίπτωση ενός άκαμπτου κτηρίου 10 ορόφων από οπτόπλινθους μπορεί να είναι 0.5 sec (Taranath B. S., 2016).

Η δίνη εξαρτάται τόσο από το πόσο χρόνο απαιτείται για να φθάσει στη μέγιστη τιμή της και να μειωθεί ξανά, όσο και από την ιδιοπερίοδο της κατασκευής στην οποία αυτή δρα. Όταν το φορτίο ανέμου βρεθεί στην μέγιστη τιμή του και εξαφανισθεί σε χρόνο μικρότερο από την ιδιοπερίοδο του κτηρίου, τότε έχουμε να κάνουμε με ένα δυναμικό φορτίο. Αντίθετα, πρόκειται για στατικό όταν το φορτίο αυξάνεται και εξαφανίζεται σε πολύ μεγαλύτερο χρόνο από την ιδιοπερίοδο του κτηρίου (Taranath B. S., 2016).

Αξίζει να αναφέρουμε ότι υπάρχουν και φορτία που αν και δεν αυξάνονται με ταχείς ρυθμούς, έχουν όμως δυναμικά αποτελέσματα. Το συγκεκριμένο φαινόμενο καλείται συντονισμός (resonance) και είναι ένα από τα πιο επικίνδυνα που μπορεί να προκύψει σε μία κατασκευή και για το λόγο αυτό θα πρέπει να πραγματοποιηθούν όλες οι απαραίτητες ενέργειες προκειμένου να αποφευχθεί. Ακόμη, στην περίπτωση που ασκηθεί μία δύναμη με την ίδια ιδιοπερίοδο με αυτήν της κατασκευής, τότε η δύναμη συντονίζεται με αυτή. Τέλος, οι επιδράσεις των δυνάμεων συντονισμού αυξάνονται σταθερά σε σχέση με το χρόνο και είναι πιθανό να προκληθούν καταστροφές στην περίπτωση που διαρκέσουν μεγάλο χρονικό διάστημα (Taranath B. S., 2016).

Κεφάλαιο 9: Πλευρικά φορτία (άνεμος, σεισμός)

9.1 Λογική σχεδιασμού πλευρικών φορτίων

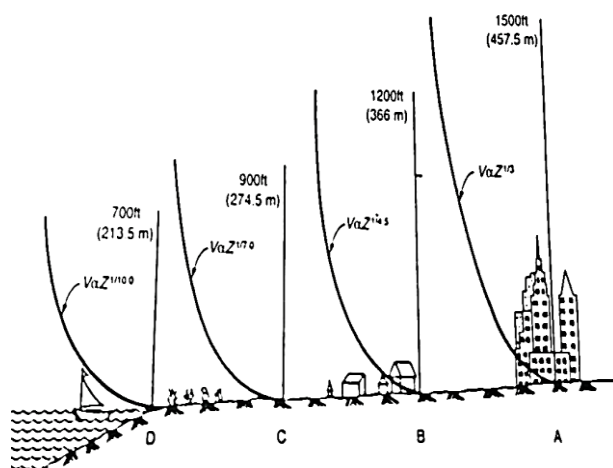
Οι συνέπειες σε μία κατασκευή λόγω των ανέμων και των σεισμών εξαρτώνται και από το ύψος της. Όσο αυτό αυξάνεται, το ίδιο συμβαίνει και με την επίδραση του πλευρικού φορτίου με αποτέλεσμα να δημιουργούνται προβλήματα στην απόδοση του κτηρίου, κάτι το οποίο πρέπει φυσικά να αποφευχθεί. Τα κτήρια διαθέτουν κάποιες ιδιότητες που είναι ζωτικής σημασίας, όπως η ακαμψία, η ευστάθεια και φυσικά η αντοχή. Στην περίπτωση των πολύωροφων κατασκευών, αυτά πρέπει να προορίζονται να ικανοποιούν τις απαιτήσεις που αφορούν ιδίως την καμπτική στερρότητα (πλευρική ακαμψία) και την ευστάθεια (stability) (Manzoor & Singh, 2019).

Για τη επίτευξη αυτών των απαιτήσεων, υπάρχουν δύο κύριες μέθοδοι. Η πρώτη έχει να κάνει με το γεγονός ότι το μέγεθος του μέλους αυξάνεται περισσότερο από την αντοχή του. Όμως, αυτή η μέθοδος μπορεί να αποδειχθεί μη πρακτική, αλλά και μη οικονομική και επίσης να καταλαμβάνει πολύ μεγάλη επιφάνεια, με συνέπεια ένα όχι τόσο αισθητικά άρτιο αποτέλεσμα. Η δεύτερη μέθοδος χρησιμοποιείται κατά κόρον καθώς είναι πιο αποτελεσματική σε σύγκριση με την πρώτη και αφορά επεμβάσεις και τεχνικές χάρη στις οποίες αυξάνεται η πλευρική ακαμψία της κατασκευής (Manzoor & Singh, 2019).

Αξίζει να αναφερθεί ότι κατά πάσα πιθανότητα δεν υπάρχουν υψηλές κατασκευές που έχουν καταρρεύσει λόγω των ανεμοπιέσεων. Βέβαια, αυτές είναι αρκετά πιθανό να προκαλέσουν σωρεία προβλημάτων λόγω του φαινομένου δευτέρας τάξης (P-Δ) και η εκκεντρότητα του φορτίου βαρύτητας να αυξάνεται υπερβολικά, κάτι που οδηγεί στην αστοχία του υποστυλώματος εξαιτίας των αξονικών φορτίων. Επομένως, πρέπει η κατασκευή να διαθέτει επαρκή ευστάθεια κατά την επίδραση αυτών των φορτίων. Ακόμη, η οριζόντια μετακίνηση είναι απαραίτητο να περιορισθεί προκειμένου να μην προκληθούν σοβαρές βλάβες στους υαλοπίνακες, ενώ τα κύρια ζητήματα αφορούν τη λειτουργικότητα, αλλά και την άνεση. Η επιτάχυνση στους υψηλότερους ορόφους του κτηρίου λόγω των ανεμοπιέσεων θα πρέπει να περιοριστεί έτσι ώστε να μην προκληθεί δυσφορία στους κατοίκους (Manzoor & Singh, 2019).

9.2 Φορτίο ανέμου (Wind load)

Ο όρος άνεμος χρησιμοποιείται για την περιγραφή της πλευρικής κίνησης του αέρα. Η δημιουργία των ανέμων οφείλεται στις βαρομετρικές μεταβολές πίεσης, οι οποίες με τη σειρά τους προκαλούνται από τις μεταβολές της θερμοκρασίας. Οι μεταβολές αυτές, όσον αφορά τα θερμικά χαρακτηριστικά του εδάφους, προέρχονται κυρίως από άνισες κατανομές θερμότητας από τον ήλιο. Επιπλέον, σημαντικοί παράγοντες που αφορούν τον άνεμο είναι τόσο το κλίμα που επικρατεί σε μία περιοχή, όσο και η περιστροφή της γης (Manzoor & Singh, 2019).



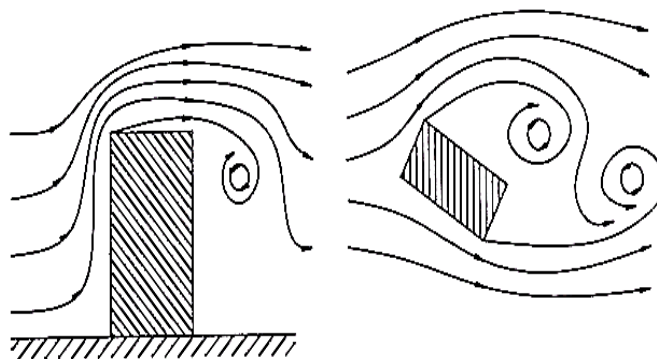
Εικόνα 9.1: Επίδραση ανέμου ανάλογα με το ύψος

Το βάρος της κατασκευής μπορεί να μη βοηθάει σημαντικά στην αντίσταση των ανεμοπιέσεων, αλλά έχει μεγάλη επίδραση έναντι των ανυψωτικών πιέσεων. Όλες οι δυνάμεις του ανέμου εφαρμόζονται στις εξωτερικές πλευρές του κτηρίου, εκτός κι αν διαθέτει μεγάλα ανοίγματα. Στην προσήνεμη πλευρά της κατασκευής, η ανεμοπίεση ενεργεί προς τα μέσα (εσωτερικά), ενώ προς τα έξω αυτό συμβαίνει στις υπόλοιπες πλευρές καθώς επίσης στα στοιχεία της στέγης. Στις γωνίες της κατασκευής και στις ακμές της οροφής, κατά κύριο λόγο στις προεξοχές, ασκούνται εξωτερικές δυνάμεις λόγω της αεροδυναμικής άντωσης (aerodynamic lift). Η κατασκευή προορίζεται ώστε να αντέξει τις οριζόντιες και ανυψωτικές πιέσεις, ενώ τα μεμονωμένα στοιχεία για να αντισταθούν στις συγκεντρώσεις πίεσης τόσο εσωτερικά, όσο και εξωτερικά και εν τέλει να δημιουργηθεί μία συνεχής διαδρομή φόρτισης (Manzoor & Singh, 2019).

Τα τελευταία χρόνια έχει προταθεί ένας μεγάλος αριθμός πολώροφων κτηρίων για κατασκευή και τα οποία θα πρέπει σχεδιαστούν με τέτοιο τρόπο ώστε να αντισταθούν στα στατικά φορτία. Ωστόσο, θα πρέπει να αντιμετωπίσουν με ικανοποιητικό τρόπο τα

πλευρικά φορτία (σεισμός, άνεμος), με αποτέλεσμα να πρέπει να πραγματοποιηθούν ενδελεχείς έλεγχοι ώστε να επιτευχθεί η ασφάλειά τους. Τα φορτία ανέμου στα υψηλά κτήρια είναι μία από τις σημαντικότερες δυνάμεις που θα πρέπει να λάβουμε σοβαρά υπόψη και αυτό γιατί υπάρχει το ενδεχόμενο να οδηγήσουν σε ολέθριες συνέπειες. Ακόμη, η δημιουργία ταλαντώσεων λόγω των ανεμοπιέσεων στα υψηλά κτήρια μπορεί να προκαλέσει δομικές βλάβες και τη δυσφορία των κατοίκων εντός του κτηρίου, ιδίως στους υψηλότερους ορόφους (Gordan, και συν., 2013).

Οι επιπτώσεις του ανέμου στους πολυώροφα κτήρια εξαρτώνται από δύο βασικούς παράγοντες, από τις ταχύτητες που θα αναπτυχθούν και τη διεύθυνση του ανέμου. Οι διακυμάνσεις που προκαλούνται από τον άνεμο στα υψηλές κατασκευές οφείλονται στο εγκάρσιο και το διαμήκες φορτίο ανέμου καθώς και σε αυτό της στρέψης. Τέλος, αξίζει να αναφερθεί ότι ενδελεχής έλεγχος θα πρέπει να γίνεται και για τις μετακινήσεις των ορόφων. Η μέγιστη τιμή αυτών κυμαίνεται από $H/500$ έως $H/400$, όπου H είναι το συνολικό ύψος της κατασκευής (Taranath B. S., 2011).



Εικόνα 9.2: Δημιουργία δινών γύρω από μία κατασκευή

9.2.1 Διαμήκες φορτίο ανέμου (Along-wind load)

Το φορτίο αυτό καλείται και ως “η απόκριση του κτηρίου” λόγω των αεροκραδασμών, δηλαδή των ριπών του ανέμου. Το διαμήκες φορτίο ανέμου αποτελείται από ένα μέσο στοιχείο λόγω της μέσης ταχύτητας ανέμου και από ένα κυμαινόμενο εξαιτίας των παρεκκλίσεων της μέσης ταχύτητας αυτού από το μέσο όρο. Ο κυμαινόμενος άνεμος είναι ένας τυχαίος συνδυασμός ριπών και στροβίλων. Στις κατασκευές, συνήθως η ιδιοσυχνότητα της ταλάντωσης είναι μεγαλύτερη από το κυμαινόμενο φορτίο που προκαλείται από τους μεγαλύτερους στροβίλους. Πάντως, για να γίνουμε κάπως πιο κατανοητοί, η μέση τιμή της συχνότητας κατά την οποία συμβαίνουν οι μεγάλες ριπές είναι πολύ μικρότερη από την ιδιοσυχνότητα της ταλάντωσης στις κατασκευές και έτσι

αυτές δεν αναγκάζονται σε δυναμική απόκριση. Τα φορτία που αναπτύσσονται λόγω αυτών των ριπών είναι εφικτό να αντιμετωπισθούν με τον ίδιο περίπου τρόπο όπως γίνεται και εξαιτίας του “μέσου” ανέμου. Βέβαια, και οι μικρότεροι στρόβιλοι, λόγω του γεγονότος ότι εμφανίζονται αρκετά συχνά, υπάρχει το ενδεχόμενο να προκαλέσουν ταλαντώσεις στην κατασκευή κοντά σε μία ή περισσότερες από τις ιδιοσυχνότητες της κατασκευής, κάτι που έχει ως αποτέλεσμα να δημιουργηθεί ένα σημαντικό δυναμικό φορτίο το οποίο θα πρέπει να εξετασθεί (Hussain, 2010). Ακόμη, το φορτίο του μέσου ανέμου είναι εφικτό να υπολογισθεί με χρήση συντελεστών πίεσης και φορτίου. Όσον αφορά τα κυμαινόμενα φορτία, αυτά εκτιμώνται με τη χρήση μίας μεθόδου που κάνει παραδοχές για την ένταση του στροβιλισμού, τους συντελεστές σχήματος καθώς και τη δυναμική ενίσχυση (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014). Η μέθοδος του συντελεστή ριπής (gust factor) αναπτύσσεται για την πρόβλεψη των δυνάμεων και της δυναμικής απόκρισης κατά τη διαμήκη διεύθυνση του ανέμου, αρκεί η ροή του ανέμου να μην επηρεάζεται σε μεγάλο βαθμό από τα παρακείμενα υψηλά κτήρια. Η συγκεκριμένη προσέγγιση χρησιμοποιείται σε διεθνή πρότυπα και κώδικες για την αξιολόγηση των δυνάμεων του διαμήκους ανέμου και των επιπτώσεών τους στα πολυώροφα κτήρια, αν και υπάρχει ένας περιορισμός ως προς το ύψος και αναφέρονται σε κατασκευές με συνήθη γεωμετρία (Kiriparan, Jayasinghe, & Dissanayake, 2021).

9.2.2 Στρεπτικό φαινόμενο (Torsional effect)

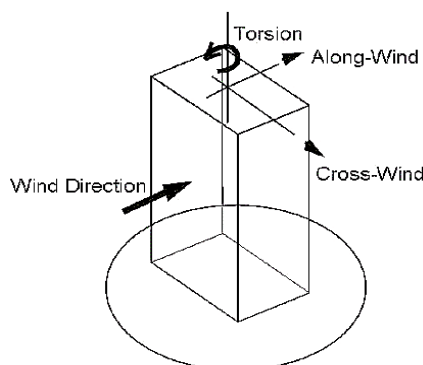
Οι ροπές στρέψεις προκαλούνται λόγω της κυμαινόμενης ταχύτητας ανέμου εγκάρσια της όψης του κτηρίου. Όσο πιο μεγάλες είναι οι διαστάσεις της κατασκευής, και ιδίως το πλάτος, τόσο μεγαλύτερη περιμένουμε να είναι και η κυμαινόμενη ροπή στρέψης που προκαλείται κατά κύριο λόγο είτε από τις ανεμορριπές (αεροκραδασμοί), είτε από την περιδίνηση (Gunawardena, Fernando, Priyan, Waduge, & Hettiarachchi, 2017).

9.2.3 Εγκάρσιο φορτίο ανέμου (Cross-wind load)

Η εγκάρσια απόκριση ανέμου πρόκειται για μία κάθετη κυμαινόμενη απόκριση της διέγερσης αυτού. Πιο συγκεκριμένα, αρκετές κατασκευές, ιδίως οι πιο εύκαμπτες, είναι σε γενικές γραμμές τρωτές στη δυναμική κίνηση (ταλάντωση) κάθετα στη διεύθυνση του ανέμου. Στο ενδεχόμενο μίας καμπτικά ενδόσιμης κατασκευής (πύργος) με μικρή απόσβεση, τότε ο συγκεκριμένος τύπος φορτίου μπορεί να της δημιουργήσει αρκετά προβλήματα (Hussain, 2010). Η εγκάρσια διέγερση των σύγχρονων υψηλών κτηρίων χωρίζεται σε τρεις μηχανισμούς που περιλαμβάνουν την έκχυση των δινών (vortex shedding-περιδίνηση), το μηχανισμό των περιστασιακών στροβιλισμών (incident

turbulence mechanism) και τις υψηλότερες παραγώγους της εγκάρσιας μετακίνησης (higher derivatives off across wind displacement) (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).

Αξίζει να αναφέρουμε ότι τα τελευταία χρόνια έχουν πραγματοποιηθεί θεωρητικές και πειραματικές έρευνες σχετικά με τις επιπτώσεις του εγκάρσιου ανέμου στις υψηλές κατασκευές με σκοπό τη βελτίωση στον τρόπο αντιμετώπισής τους, δηλαδή στο να είναι λιγότερο τρωτές έναντι της δυναμικής ταλάντωσης (Gordan, και συν., 2013).



Εικόνα 9.3: Διαμήκες, εγκάρσιο και στρεπτικό φορτίο ανέμου

9.2.3.1 Φαινόμενο περιδίνησης (Vortex shedding)

Το φαινόμενο της περιδίνησης παρουσιάζεται όταν οι στρόβιλοι διασκορπώνται εκ περιτροπής από τις αντίθετες πλευρές του φορέα. Ως αποτέλεσμα, έχουμε την ανάπτυξη ενός κυμαινόμενου φορτίου που είναι κάθετο στη διεύθυνση του ανέμου. Ακόμη, υπάρχουν αρκετές πιθανότητες να δημιουργηθούν ταλαντώσεις στην περίπτωση που η συχνότητα της έκχυσης των δινών είναι ίδια με την ιδιοσυχνότητα της δομής. Αυτό παρατηρείται όταν η ταχύτητα του ανέμου είναι ίση με την κρίσιμη. Η συγκεκριμένη ταχύτητα ανέμου δείχνει ότι η κόπωση και συνάμα ο αριθμός του ανακυκλιζόμενου φορτίου θεωρούνται σχετικά μεταξύ τους (EN 1991-1-4, Annex E, 2005).

Η απόκριση που προκαλείται από την περιδίνηση αποτελείται τόσο από το «broad band response», όσο και από το «narrow-band response». Το πρώτο εμφανίζεται είτε όταν η κατασκευή υποβάλλεται σε κίνηση, είτε όχι και συνήθως αφορά κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα και βαριά χαλύβδινα κτήρια. Το δεύτερο, δημιουργείται από την κίνηση που προκαλείται από το φορτίο του ανέμου και απασχολεί κυρίως ελαφρές κατασκευές από χάλυβα (EN 1991-1-4, Annex E, 2005).

Τα αποτελέσματα της έκχυσης των δινών πρέπει να μελετηθούν όταν ο λόγος της μεγαλύτερης προς τη μικρότερη διάσταση του εγκάρσιου ανέμου του κτηρίου, που και

οι δύο λαμβάνονται υπόψη στο επίπεδο κάθετα προς τον άνεμο, είναι μεγαλύτερος από έξι (6). Αντίθετα, η περιδίνηση είναι αμελητέα όταν ισχύει (EN 1991-1-4, Annex E, 2005):

$V_{crit, i} > V_m$, όπου:

- V_m είναι η χαρακτηριστική δεκάλεπτη μέση ταχύτητα ανέμου στη διατομή που συμβαίνει η περιδίνηση

- $V_{crit, i}$ είναι η κρίσιμη ταχύτητα ανέμου

Η περιδίνηση, στην περίπτωση των ορθογωνικών διατομών, χαρακτηρίζεται από τον αριθμό Strouhal (S_i). Ο αριθμός αυτός εξαρτάται από διάφορους παράγοντες και πιο συγκεκριμένα από τον τύπο της διατομής, τον αριθμό Reynolds (για κυκλικό κύλινδρο) της ροής καθώς και από το πλάτος της προκύπτουσας ταλάντωσης. Η συνήθης τιμή για κυκλικούς κυλίνδρους είναι 0.18. Πάντως, υπάρχουν πίνακες για κάθε τύπο διατομής (Bessason & Snaebjörnsson, 2008).

Ακόμη, η τρωτότητα στις ταλαντώσεις εξαρτάται τόσο από τη δομική απόσβεση, όσο και από το λόγο της δομικής προς τη ρευστή μάζα, δηλαδή από τον αριθμό Scruton (S_c) και ισχύει ότι:

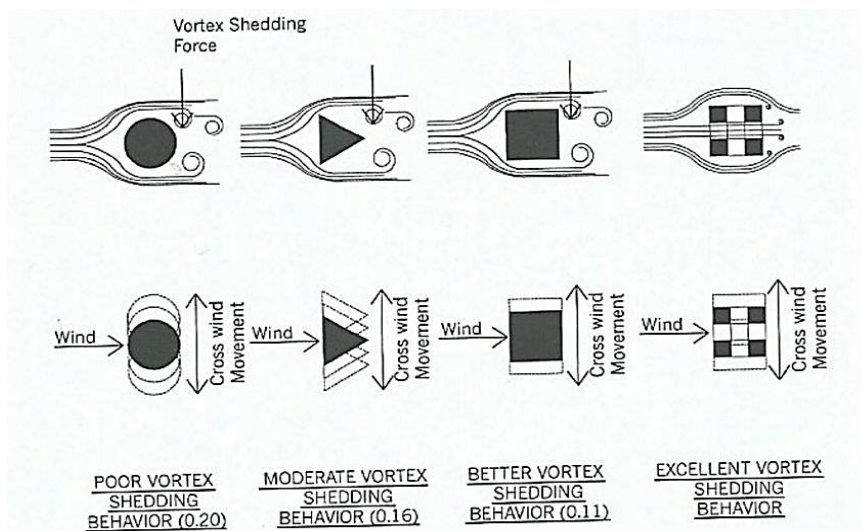
$$S_c = \frac{2 \delta_s m_{i,e}}{\rho b^2}, \text{ όπου:}$$

- δ_s είναι η δομική απόσβεση που εκφράζεται από τη λογαριθμική μείωση

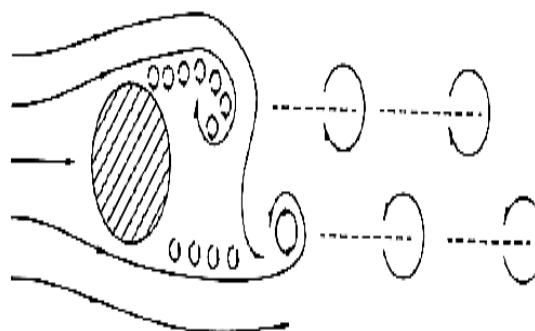
- $m_{i,e}$ είναι η ισοδύναμη μάζα ανά μονάδα μήκους

- ρ είναι η πυκνότητα του αέρα υπό συνθήκες περιδίνησης (προτείνεται η τιμή 1.25 kg/m³)

- b είναι το πλάτος αναφοράς (reference width) της διατομής στην οποία η περιδίνηση προκαλεί συντονισμό



Εικόνα 9.4: Συμπεριφορά φαινομένου περιδίνησης για διάφορα σχήματα



Εικόνα 9.5: Σχηματισμός δίνης στο απόρρευμα της ροής ενός αεροδυναμικού σώματος

9.2.3.2 Μηχανισμός περιστασιακών στροβιλισμών (incident turbulence mechanism)

Αναφέρεται στην κατάσταση κατά την οποία οι ιδιότητες της τυρβώδους ροής του φυσικού ανέμου προκαλούν την αλλαγή των ταχυτήτων του και των διευθύνσεών του και αυτό οδηγεί στο να αναπτύσσονται ανυψωτικές και οπισθέλκουσες δυνάμεις (drag forces) καθώς και ροπές πρόνευσης (pitching moments) στην κατασκευή σε ένα ευρύ φάσμα συχνοτήτων. Η ικανότητα απόκρισης του περιστασιακού εγκάρσιου ανέμου εξαρτάται κατά κύριο λόγο από τη δυνατότητα ανάπτυξης ανυψωτικής δύναμης στη δομή ως μία συνάρτηση της διαμήκου ταχύτητας ανέμου και της γωνίας πρόσπτωσης (angle of attack). Αυτό σημαίνει ότι ο συγκεκριμένος μηχανισμός και οι ανυψωτικές δυνάμεις που δημιουργούνται πρέπει να διερευνώνται σε ορισμένες περιπτώσεις, όπως στα καταστρώματα γεφυρών, στις επίπεδες στέγες κ.λπ. (Hussain, 2010).

9.2.3.3 Υψηλότερες παράγωγοι της εγκάρσιας μετακίνησης (higher derivatives of across wind displacement)

Υπάρχουν τρεις αναγνωρισμένες μετακινήσεις που εξαρτώνται από τη διέγερση, ο “καλπασμός” (galloping), ο “περυγισμός” (fluttering) και ο “εγκλωβισμός” (lock-in). Αυτές εξαρτώνται από την επίδραση της τυρβώδους ροής σε τέτοιο βαθμό που επηρεάζει τις αεροδυναμικές παραγώγους (Hussain, 2010). Έχουν αναπτυχθεί πολλές εξισώσεις για τον υπολογισμό τους, αλλά η υπολογιστική ρευστομηχανική είναι αυτή που χρησιμοποιείται κατά κόρον για την αξιολόγηση αυτών των επιδράσεων (Mendis, και συν., 2007).

Ο καλπασμός είναι μία αεροελαστική ταλάντωση μεγάλου πλάτους που μπορεί να επηρεασθεί από ελαστικά κυλινδρικά σώματα διαφόρων διατομών, όπως τετραγωνική, διατομή D κ.λπ. (Simiu & Yeo, 2019).

Ο περυγισμός είναι ένα αεροελαστικό φαινόμενο που εμφανίζεται σε εύκαμπτα σώματα με επίπεδα σχήματα, όπως για παράδειγμα είναι το κατάστρωμα μίας γέφυρας. Περιλαμβάνει ταλαντώσεις που τα πλάτη τους αυξάνονται με το πέρασμα του χρόνου και μπορεί να οδηγήσουν ακόμη και σε κατάρρευση της κατασκευής. Το συγκεκριμένο φαινόμενο προϋποθέτει τη λύση εξισώσεων κίνησης, όπως αυτών της αδρανειακής, της μηχανικής απόσβεσης καθώς και των αεροδυναμικών δυνάμεων που εξαρτώνται από την περιβαλλοντική ροή, αλλά και από το σχήμα και την κίνηση του σώματος (Simiu & Yeo, 2019)

Ο εγκλωβισμός, πρόκειται για ένα αεροελαστικό φαινόμενο στην περίπτωση που οι παραμορφώσεις του σώματος επηρεάζουν τη ροή. Τότε, η συχνότητα της περιδίνησης θα παραμείνει σταθερή για όλες τις ταχύτητες ανέμου. Ωστόσο, όταν η ροή επηρεάζει την κίνηση του σώματος και αυτό με τη σειρά του επιδρά στη ροή, τότε δημιουργείται το “lock-in” και σημαίνει το συγχρονισμό της συχνότητας της έκχυσης των δινών με τη συχνότητα της ταλάντωσης του σώματος (Simiu & Yeo, 2019).

9.3 Η επιρροή του ανέμου στο σχεδιασμό των υψηλών κτηρίων

Τα τελευταία χρόνια, παρατηρείται μία ραγδαία αύξηση στα υψηλά κτήρια, κάτι που μπορούμε να διαπιστώσουμε επίσημα από τις στατιστικές μελέτες του Συμβουλίου Υψηλών Κτηρίων και Αστικού Περιβάλλοντος (CTBUH). Σκοπός είναι η ανάπτυξη πιο σύγχρονων μεθόδων στο δομικό σχεδιασμό προκειμένου να αποφευχθούν τόσο οι σοβαρές βλάβες και η κατάρρευση, όσο και η απώλεια ανθρωπίνων ζωών. Η αντοχή και η λειτουργικότητα των δομών αυτών διέπονται κατά κύριο λόγο από τα πλευρικά φορτία. Βέβαια, η μη κατανόηση των προτύπων σχεδιασμού και των περιορισμών τους, οδηγεί τους μελετητές στο να υπερεκτιμούν ή και να υποεκτιμούν τις ανεμοπιέσεις που ασκούνται στα πολυώροφα κτήρια (Mendis, Mohotti, & Ngo, 2014).

Σύμφωνα με τους κανονισμούς περιβάλλοντος και ασφάλειας, είναι υποχρεωτικό να εκτιμηθούν όλες οι παράμετροι που αφορούν τόσο την ίδια την κατασκευή όσο και από αυτές που περικλείεται. Αρκετές χώρες έχουν αναπτύξει πρότυπα σχεδιασμού με στόχο την καλύτερη δυνατή αντιμετώπιση του ανέμου, όπως είναι το Αυστραλιανό Πρότυπο (AS/NZS 1170.2:20), ο Κινεζικός Κώδικας (GB50009:2012), ο Αμερικανικός Κώδικας (ASCE7-10:2010), ο Ευρωκώδικας (EN1991-1-4:2005) και ο Ιαπωνικός Κώδικας (AIJ 2004). Οι κώδικες, με εξαίρεση τον Κινεζικό, παρέχουν ανάλυση των κατασκευών με ύψος έως και τα 200 μέτρα, ενώ διαθέτουν και αρκετούς περιορισμούς όσον αφορά τα σύνθετα κτήρια (Mendis, Mohotti, & Ngo, 2014). Τέλος, πρέπει να αναφερθεί ότι ο νέος Αμερικανικός Κώδικας είναι ο ASCE7-16.

9.4 Περιορισμοί στους κώδικες σχεδιασμού έναντι του ανέμου

Γενικότερα, στους κώδικες σχεδιασμού που αφορούν τον άνεμο έχουν παρατηρηθεί διάφοροι περιορισμοί, αλλά και υπερβολικές εκτιμήσεις. Για να κατανοήσουμε τους κώδικες που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη ενότητα, θα πρέπει να εξετάσουμε πέντε σημαντικές παραμέτρους που έχουν κάποιους περιορισμούς (Mendis, Mohotti, & Ngo, 2014). Πιο συγκεκριμένα:

Πίνακας 9.1: Περιορισμοί στους κώδικες σχεδιασμού έναντι του ανέμου

(Πηγή: Mendis, Mohotti, & Ngo, 2014)

Κριτήρια	AS/NZS 1170.2:2011	GB 50009:2012	EN1991-1- 42005	AIJ 2004	ASCE7- 10:2010
Ύψος	Όχι προβλέψεις για $h > 200$ m	Όχι προβλέψεις για $h > 550$ m	Όχι προβλέψεις για $h > 200$ m	Δεν έχει καθοριστεί κάποιο συγκεκριμένο όριο	
Γεωμετρία	Δεν υπάρχουν προβλέψεις για κτήρια με σύνθετα σχήματα				
Διαμήκης ανάλυση ανέμου	Περιορισμοί στη γεωμετρία και το ύψος στους υπολογισμούς του διαμήκους φορτίου ανέμου				
Εγκάρσια ανάλυση ανέμου	Περιορισμοί τόσο στη γεωμετρία, όσο και στο ύψος στους υπολογισμούς του εγκάρσιου φορτίου ανέμου			Δεν υπάρχει πρόβλεψη για τους υπολογισμούς του εγκάρσιου ανέμου	
Επίδραση θωράκισης	Ο συντελεστής θωράκισης βασίζεται μόνο στην προσέγγιση του εδάφους και του περιβάλλοντος χώρου				
Επιτάχυνση (άνεση)	Αφορά μόνο ορθογωνικά κτήρια	Μόνο για κτήρια με ομοιόμορφο σχήμα και μάζα κατά μήκος του ύψους	Δεν υπάρχει πρόβλεψη για την εγκάρσια επιτάχυνση ανέμου	Αφορά μόνο ορθογωνικά κτήρια	Δεν υπάρχει πρόβλεψη για την εγκάρσια επιτάχυνση ανέμου

Ο Nguyen, θεώρησε ότι οι περισσότεροι κώδικες που αφορούν τον άνεμο μπορούν να αναλύσουν τέτοιου είδους φορτία και επιταχύνσεις μόνο σε κτήρια με τετραγωνική ή ορθογωνική διατομή και μέγιστο λόγο ύψους προς πλάτος (aspect ratio) ίσο με έξι. Αν και όλοι οι κώδικες που προαναφέρθηκαν, με εξαίρεση τον Αμερικανικό, παρέχουν υπολογισμούς για το εγκάρσιο φορτίο ανέμου, από τον πίνακα παρατηρούμε ότι όλοι

διαθέτουν γεωμετρικούς περιορισμούς. Επιπρόσθετα, λόγω των παραμέτρων και των περιορισμών που πρέπει να τηρούνται, αυτό είναι πιθανό να καταλήξει σε υπερβολικά συντηρητικό σχεδιασμό (Mendis, Mohotti, & Ngo, 2014).

9.5 Υπολογιστική Ρευστοδυναμική (Computational Fluid Dynamics-CFD)

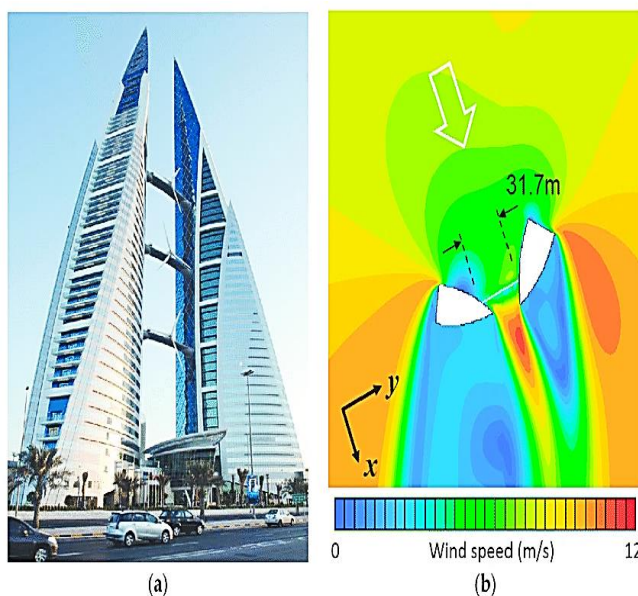
Οι βασικές εξισώσεις που διέπουν τη δυναμική των ρευστών, έχουν διατυπωθεί από τους Daniel Bernoulli και Leonard Euler με χρήση μαθηματικών μοντέλων για ρευστά μη ιξώδους ροής. Οι Claude-Louis Navier και Sir George Stokes συμπεριέλαβαν έναν όρο ιξώδους στην εξίσωση του Euler για να βελτιώσουν την μαθηματική σχέση τους που αφορά ένα ακριβές μοντέλο για την προσομοίωση της ροής του ιξώδους ρευστού, το οποίο αποτελεί τη βάση της σύγχρονης υπολογιστικής ρευστοδυναμικής (Mendis, Mohotti, & Ngo, 2014).

Χάρη στην ανάπτυξη αυτής της εξίσωσης, υπήρχε πλέον η δυνατότητα της χρήσης αριθμητικών μεθόδων για την ακριβή προσομοίωση της ροής του ρευστού. Βέβαια, αυτή η τεχνική δε θα μπορούσε εκείνη την περίοδο να πραγματοποιηθεί εξαιτίας της απουσίας των υπολογιστικών προγραμμάτων. Ωστόσο, λόγω της αυξημένης ζήτησης για την προσομοίωση ρευστών, οδήγησε στο να εφαρμοσθούν πολλές προσεγγιστικές και ημιαναλυτικές μέθοδοι, αλλά ήταν εξαιρετικά περιορισμένες στην εφαρμογή τους (Mendis, Mohotti, & Ngo, 2014).

Η πραγματική έναρξη της μεθόδου CFD έγινε από την ομάδα T-3 με επικεφαλή τον Francis Harlow και η οποία ανέπτυξε πολλές από τις χρησιμοποιούμενες αριθμητικές μεθόδους της υπολογιστικής ρευστοδυναμικής, όπως αυτή του μοντέλου τυρβώδους ροής κ-ε. Οι μέθοδοι που ανέπτυξε ο Harlow, είχαν τη δυνατότητα επίλυσης άλυτων μέχρι εκείνη την περίοδο προβλημάτων, δίνοντας με αυτό τον τρόπο την ευκαιρία να πραγματοποιηθούν νέες έρευνες. Σε μία από αυτές, με επικεφαλή τον καθηγητή Brian Spalding, αναπτύχθηκε το πρότυπο τυρβώδους ροής κ-ε που χρησιμοποιείται σήμερα. Αυτό, αποτέλεσε το έναυσμα ώστε η CFD να μεταφερθεί και στον εμπορικό τομέα με την ανάπτυξη γενικών εργαλείων, όπως τα Cham, Fluent και Star-CD. Πλέον, χάρη στις δυνατότητες που μας προσφέρουν οι υπολογιστές, οι εφαρμογές της υπολογιστικής ρευστοδυναμικής στον τομέα του δομικού σχεδιασμού είναι απεριόριστες (Mendis, Mohotti, & Ngo, 2014).

Η υπολογιστική ρευστοδυναμική, εκτός από τη δυνατότητα ανάλυσης υπερβολικά υψηλών κατασκευών, μπορεί να χρησιμοποιηθεί και στο σχεδιασμό που αφορά τον άνεμο διότι έχει τη δυνατότητα να πραγματοποιήσει τη μοντελοποίηση υπό συνθήκες κανονικού περιβάλλοντος, σε αντίθεση με την αεροσήραγγα που παρέχει μία μειωμένη κλίμακα, όπως είναι η 1:400. Ακόμη, η υπολογιστική ρευστοδυναμική προσφέρει λεπτομερείς πληροφορίες σχετικά με τις ταχύτητες, τις ανεμοπιέσεις καθώς και τη συγκέντρωση του ανέμου σε οποιοδήποτε σημείο εντός του πεδίου ροής. Επίσης, σε αντίθεση με τις συμβατικές μεθόδους αεροσήραγγας, η υπολογιστική ρευστοδυναμική προσφέρει μεγαλύτερη ευελιξία στη διεξαγωγή παραμετρικών μελετών για διάφορες συνθήκες ροής, γεωμετρίας και σύνθετα περιβάλλοντα με φθηνότερο κόστος. Συνεπώς, μπορούμε να διαπιστώσουμε ότι η υπολογιστική ρευστοδυναμική παρέχει εξαιρετικές δυνατότητες στο σχεδιασμό έναντι του ανέμου καθώς είναι ένα πρακτικό, ευέλικτο και σχετικά φθινό εργαλείο (Mendis, Mohotti, & Ngo, 2014).

Στο ενδεχόμενο που οι απλοποιημένες μέθοδοι δε μπορούν να προσφέρουν τα ανάλογα αποτελέσματα, τότε υπάρχει η δυνατότητα να γίνει χρήση της CFD. Βέβαια, αυτή χρησιμοποιείται ιδίως σε σύνθετες κατασκευές με ασυνήθιστο αεροδυναμικό σχήμα για τον υπολογισμό των ανεμοπιέσεων για την κατασκευή πολυώροφων κτηρίων, όπου η αντιμετώπιση του ανέμου αποτελεί έναν εξαιρετικά κρίσιμο παράγοντα όσον αφορά τη διαστασιολόγησή τους (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).



Εικόνα 9.6: α) Bahrain World Trade Center, Μανάμα, 240 m, β) Ταχύτητα ανέμου κατασκευής στο ύψος των 100 μέτρων (CFD)

9.6 Δοκιμή αεροδυναμικής σήραγγας (Wind Tunnel Test)

Υπό κάποιες συνθήκες, οι αναλυτικές μέθοδοι δεν επαρκούν για τον προσδιορισμό ορισμένων τύπων φορτίων ανέμου καθώς και της σχετικής δομικής συμπεριφοράς. Πιο συγκεκριμένα, όταν το κτήριο είναι αρκετά καμπτικά ενδόσιμο, δηλαδή εύκαμπτο, ή το αεροδυναμικό σχήμα αυτού σύνθετο, η κίνησή τους επηρεάζει σε τις αεροδυναμικές δυνάμεις που εφαρμόζονται σε αυτό. Συνεπώς, για μία ακριβή ανάλυση και εκτίμηση της επίδρασης του ανέμου, αυτό είναι εφικτό να πραγματοποιηθεί μέσω της χρήσης αερολαστικών μοντέλων σε μία αεροδυναμική σήραγγα, η οποία αποτελεί πλέον κύρια πρακτική για το σχεδιασμό των υψηλών κτηρίων. Επίσης, υπάρχει και η πιθανότητα ο σχεδιασμός να είναι λιγότερο δαπανηρός χάρη στη συγκεκριμένη δοκιμή (Mendis, και συν., 2007).

Η δοκιμή αεροδυναμικής σήραγγας είναι ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο όπου υπάρχει η δυνατότητα να εκτιμηθούν η φύση καθώς και η ένταση των δυνάμεων του ανέμου που ασκούνται σε πολυσύνθετες κατασκευές. Αυτή, περιλαμβάνει φύσημα αέρα τόσο στο υπό εξέταση μοντέλο, όσο και στα γειτονικά υπό διάφορες γωνίες για τις περιπτώσεις των διευθύνσεων του ανέμου και προκειμένου να επιτευχθεί αυτό το τοποθετούμε σε μία περιστρεφόμενη πλατφόρμα μέσα στην αεροσήραγγα. Μόλις ολοκληρωθεί ο έλεγχος, η πλατφόρμα περιστρέφεται και πραγματοποιείται άλλη δοκιμή σε κάποια άλλη διεύθυνση (Mendis, και συν., 2007).

Οι αεροσήραγγες χωρίζονται σε ανοικτού και κλειστού τύπου. Στις αεροσήραγγες μέσου μεγέθους που απασχολούν πολυώροφες κατασκευές, το μοντέλο του φυσικού ανέμου είναι σε κλίμακα 1:400 και δημιουργείται με χρήση της επαυξημένης μεθόδου ανάπτυξης (augment growth method) (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014). Αυτή η μέθοδος δημιουργεί στροβιλισμούς μεγάλης κλίμακας με χρήση διαφόρων συσκευών ανάντη του μήκους πρόσπτωσης (fetch length). Ακόμη, ο τάπητας χρησιμοποιείται διαμήκος του μήκους αυτού για την ανάπτυξη της απαιτούμενης κατατομής (προφίλ) της ταχύτητας. Στην περίπτωση που έχουμε μεγαλύτερες αεροσήραγγες, είναι εφικτό να κατασκευάσουμε ένα μοντέλο σε κλίμακα 1:200 ή και 1:100 (Mendis, και συν., 2007).

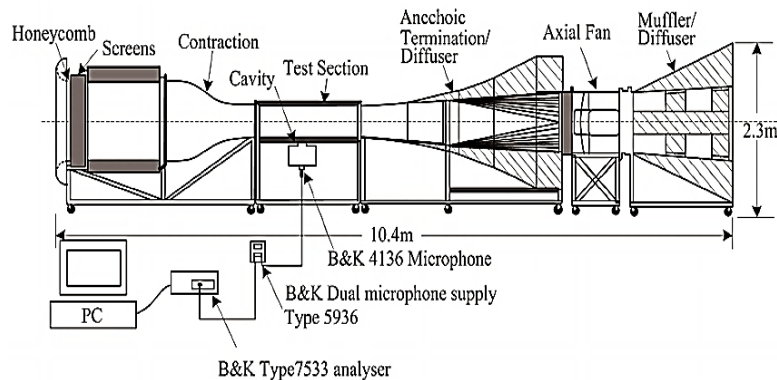
Για να εκμεταλλευτούμε τα ακριβή αποτελέσματα της αεροσύραγγας, όσον αφορά τον έλεγχο των ανεμοπιέσεων σε πραγματική δομή, η προσομοίωση της συμπεριφοράς του φυσικού ανέμου θα πρέπει να επιτευχθεί με όσο το δυνατόν καλύτερο τρόπο. Για

να γίνει αυτό, οι αδιάστατες παράμετροι θα πρέπει να βρίσκονται όσο το δυνατόν πιο κοντά γίνεται μεταξύ του φυσικού ανέμου και της αεροσήραγγας (Mendis, και συν., 2007). Οι παράμετροι αυτοί είναι ο αριθμός Reynolds μόνο στην περίπτωση των μη οξειών γωνιών, η διακύμανση της ταχύτητας καθ' ύψος κανονικοποιημένη σε σχέση με τις τιμές του ύψους (κατατομή ταχύτητας), το συνολικό ύψος της κατασκευής, η ένταση των στροβιλισμών και η ομαλοποιημένη φασματική πυκνότητα ισχύος που καθορίζει την ενέργεια των στροβιλισμών σε συνάρτηση με τη συχνότητα (Αβαρικιώτη & Μπαγλαβάς, 2014).

Σε περίπτωση που εξισώσουμε τους αριθμούς Strouhal, του μοντέλου και αυτού της πραγματικής κατασκευής, θα διαπιστώσουμε ότι η κλίμακα χρόνου εξαρτάται μόνο από την κλίμακα μήκους και από το λόγο της μέσης ταχύτητας ανέμου στην κορυφή του μοντέλου προς την ταχύτητα ανέμου στην κορυφή της πραγματικής κατασκευής (πλήρης κλίμακα). Όσον αφορά την ταχύτητα του ανέμου, αυτή καθορίζεται από τα μετεωρολογικά δεδομένα της κάθε περιοχής, τα οποία και αναλύονται (Mendis, και συν., 2007).

Στα παρακείμενα κτήρια που διαθέτουν σε γενικές γραμμές το ίδιο μέγεθος, υπάρχει το ενδεχόμενο να προκαλέσουν μεγάλες αυξήσεις στις αποκρίσεις του εγκάρσιου ανέμου. Ο μελετητής, θα πρέπει να εκτιμήσει τόσο τις τωρινές, όσο και τις μελλοντικές συνθήκες που θα επικρατούν στον περιβάλλοντα χώρο κατά το σχεδιασμό του κτηρίου, κάτι για το οποίο είναι υπεύθυνος αποκλειστικά ο δομοστατικός μηχανικός. Σε μελέτες αεροσήραγγας, τα υφιστάμενα και μη περιβάλλοντα κτήρια (μελλοντικά) μπορούν να ενσωματωθούν με απλό τρόπο και με μικρό κόστος. Ακόμη, πρέπει να συνεκτιμηθούν οι παρεμβολές λόγω των κτηρίων που διαθέτουν περίπου το ίδιο μέγεθος και τα οποία βρίσκονται σε μικρή απόσταση από την κατασκευή και πιο συγκεκριμένα αυτών που έχουν απόσταση ίση με 10 φορές το πλάτος αυτής (Mendis, και συν., 2007).

Ο Αυστραλιανός κώδικας, αναφέρει τη χρήση της δοκιμής σε αεροσήραγγα ως μία εναλλακτική λύση για τον προσδιορισμό των φορτίων σχεδιασμού του ανέμου όπου περιλαμβάνονται όλων των ειδών οι κατασκευές. Για τον έλεγχο σε αεροσήραγγα, συγκροτήθηκε μία εθνική επιτροπή με σκοπό την ανάπτυξη ενός κώδικα που να αφορά τη συγκεκριμένη δοκιμή. Η Αυστραλία διαθέτει μία από τις καλύτερες εγκαταστάσεις δοκιμών αεροσήραγγας στον κόσμο, το Monash University που φθάνει τα 4 m ύψος και 12 m πλάτος (Mendis, και συν., 2007).



Εικόνα 9.7: Αεροδυναμική σήραγγα

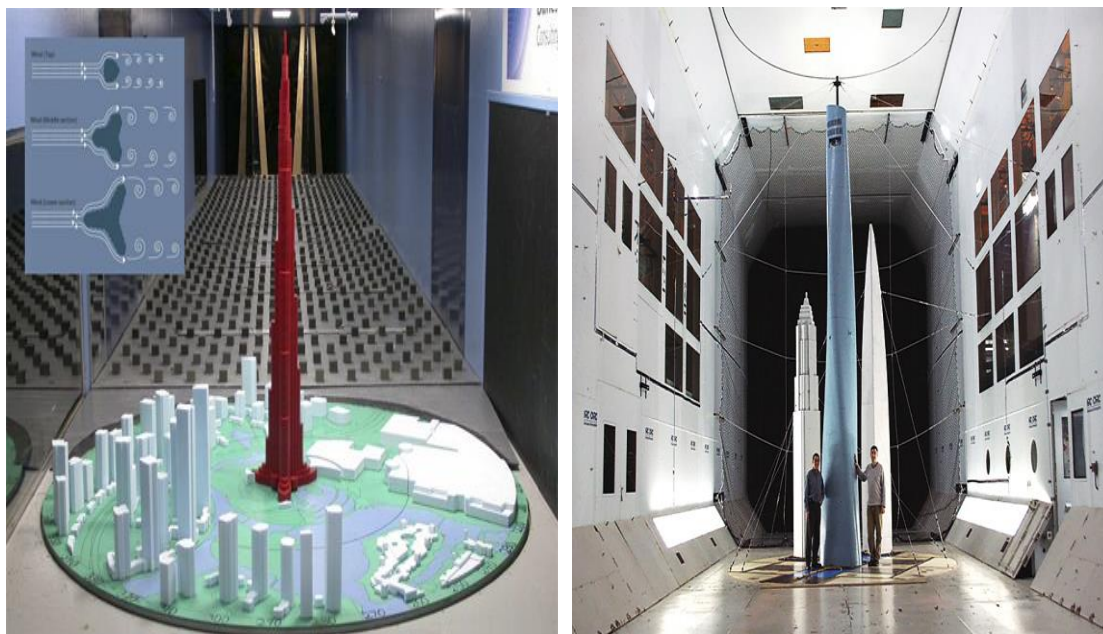
9.6.1 Τύποι αεροδυναμικής σήραγγας

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει, η δοκιμή αεροσήραγγας χρησιμεύει για τον έλεγχο των ανεμοπιέσεων σε μία κατασκευή και μπορεί να προσδιορίσει με ακρίβεια τα φορτία ανέμου για σύνθετα σχήματα. Η λύση της αεροσήραγγας προτιμάται στην περίπτωση που κατά το σχεδιασμό πρέπει να έχουμε τις απαραίτητες πληροφορίες για τις πιέσεις στο τοιχοπέτασμα λόγω της μη κανονικής γεωμετρίας, για τα εγκάρσια και στρεπτικά φορτία ανέμου, για τα περιοδικά φορτία που προκαλούνται από την περιδίνηση καθώς και για τα φορτία που δημιουργούνται από αστάθειες, όπως είναι ο πτερυγισμός, ο καλπασμός κ.λπ. Κατά κύριο λόγο χρησιμοποιούνται τρεις βασικοί τύποι μοντέλων αεροσήραγγας, το άκαμπτο μοντέλο πίεσης (Rigid Pressure Model), το αεροελαστικό μοντέλο (aeroelastic model) καθώς και το μοντέλο ισορροπίας με δυνάμεις υψηλής συχνότητας (High Frequency Base Force Balance Model) (Taranath B. S., 2016).

Κάποιες κατασκευές υφίστανται αεροελαστικές δυνάμεις που δημιουργούνται από κινήσεις που ονομάζονται αυτοδιεγείρουσες και η δομική συμπεριφορά που έχει σχέση με αυτές καλείται αεροελαστική (Emil Simiu & DongHun Yeo, 2019). Οι τεχνικές αυτών των μοντέλων δε λαμβάνουν υπόψη το συντελεστή ριπής, καθώς υπολογίζουν τα δυναμικά φορτία στην αεροδυναμική σήραγγα. Ο σκοπός τους είναι να αποκτήσουν μία πιο ακριβή πρόβλεψη των ανεμοπιέσεων. Για να συμβεί αυτό, θα πρέπει τόσο ο άνεμος, όσο και το κτήριο να έχουν προσομοιωθεί κατάλληλα προκειμένου το μοντέλο να συμπεριφέρεται στο σύστημα φόρτισης (loading system) με τον ίδιο ακριβώς τρόπο όπως η πραγματική κατασκευή (Mendis, και συν., 2007). Όσον αφορά το HFBFBM, χρησιμοποιούνται άκαμπτα μοντέλα που στηρίζονται στη βάση όπου τοποθετείται ένας αισθητήρας υψηλής ακρίβειας με σκοπό να λάβουμε τις επιθυμητές μετρήσεις, όπως τις δυνάμεις, τις ροπές ανατροπής, στρέψης και κάμψης κ.λπ. Αντίστοιχα, το RPM,

παρόλο που χρησιμοποιείται για να λάβουμε τις πιέσεις σχεδιασμού στην επένδυση, η αεροσήραγγα μας παρέχει και τις διατμητικές δυνάμεις στον κάθε όροφο με σκοπό το σχεδιασμό του συστήματος αντίστασης των ανεμοπιέσεων.

Οι δοκιμές αεροσύραγγας χωρίζονται σε δύο κύριες κατηγορίες. Η πρώτη αφορά τον προσδιορισμό των ανεμοπιέσεων για το σχεδιασμό μίας δομής που θα αντιστέκεται σε αυτές με ικανοποιητικό τρόπο και η δεύτερη έχει να κάνει με τα πεδία ροής που προκαλούνται γύρω από το κτήριο, δηλαδή τον τρόπο που μία κατασκευή επηρεάζει την άνεση και την ασφάλεια των πεζών στο επίπεδο του εδάφους ή τον καθορισμό των επιπέδων συγκέντρωσης των ρύπων καυσαερίου. Επίσης, η δοκιμή αεροσύραγγας τείνει να προσομοιώσει μία σύνθετη κατάσταση, όμως τα πραγματικά μοντέλα είναι από μόνα τους απλά και λειτουργούν με βάση την αρχική υπόθεση, δηλαδή ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή για ένα υψηλό κτήριο μπορεί να προσεγγιστεί με μία ευθεία γραμμή. Πάντως, δεν είναι υποχρεωτικό να γίνει μία ορθή κατανομή πυκνότητας μάζας κατά μήκος του κτηρίου, με την προϋπόθεση ότι η ροπή αδράνειας γύρω από τον άξονα περιστροφής (pivot point) είναι ίδια με αυτήν της πραγματικής δομής. Τέλος, ο άξονας περιστροφής επιλέγεται, ως επί το πλείστον, για να διατηρεί ένα λειτουργικό σχήμα το οποίο να ταυτίζεται με τη θεμελιώδη ιδιομορφή (mode shape) του κτηρίου πλήρους κλίμακας (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).



Εικόνα 9.8: Δοκιμή σε αεροδυναμική σήραγγα: α) Burj Khalifa, μικρή κλίμακα, β) Taipei 101, Jing Mao Tower και Shanghai Tower, μεγάλη κλίμακα

9.6.2 Απαιτούμενες δομικές ιδιότητες για την ανάλυση δεδομένων αεροσήραγγας

Προκειμένου να ερμηνεύσουμε με κατάλληλο τρόπο τα αποτελέσματα που μας έδωσε η δοκιμή σε αεροδυναμική σήραγγα, είναι απαραίτητες ορισμένες δυναμικές ιδιότητες της κατασκευής. Αυτές παρέχονται από τους δομοστατικούς μηχανικούς και είναι: α) οι ιδιοσυχνότητες και οι ιδιομορφές (οι 6 πρώτες), β) η κατανομή της μάζας, η ροπή αδράνειας της μάζας και η κεντρική θέση για κάθε όροφο, γ) ο λόγος απόσβεσης και δ) διάφορες άλλες πληροφορίες, όπως η αρχή των αξόνων και ο προσανατολισμός του καθολικού συστήματος συντεταγμένων, το ύψος των ορόφων, αλλά και το επίπεδο αναφοράς για τις “βασικές” ροπές ανατροπής (Taranath B. S., 2016).

9.7 Κατηγορίες και κριτήρια σχεδιασμού έναντι του ανέμου

Για την αντίσταση των κατασκευών έναντι των ανεμοπιέσεων, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τρεις βασικές επιπτώσεις, οι περιβαλλοντικές μελέτες για την επίδραση αυτού και τα φορτία ανέμου τόσο στην πρόσοψη, όσο και στο δομικό σύστημα. Ως τέταρτη επίδραση μπορεί να αναφερθούν οι επιταχύνσεις των ταλαντώσεων και η αντίληψη αυτών από τον άνθρωπο (Mendis, και συν., 2007).

9.7.1 Περιβαλλοντικές μελέτες για την επίδραση του ανέμου

Είναι απαραίτητο να μελετηθούν οι επιδράσεις του ανέμου στον περιβάλλοντα χώρο μίας πολώροφης κατασκευής μόλις αυτή ολοκληρωθεί. Η συγκεκριμένη μελέτη είναι ιδιαίτερα σημαντική για την αποτίμηση της επίδρασης του ανέμου στους πεζούς, τα μηχανοκίνητα οχήματα και τα αρχιτεκτονικά στοιχεία, κυρίως όταν βρίσκονται εντός της ακτίνας επιρροής της υπό μελέτη κατασκευής (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).

9.7.2 Φορτία ανέμου στην πρόσοψη

Για τα φορτία ανέμου στην πρόσοψη, πρέπει να προσδιορισθούν οι ανεμοπιέσεις σε όλη την επιφάνεια της κατασκευής προκειμένου να πραγματοποιηθεί κατάλληλος σχεδιασμός στην επένδυση (π.χ. υαλοπίνακες). Τα τυπικά συστήματα πρόσοψης έχουν υψηλό κόστος και για αυτό θα πρέπει οι μηχανικοί να υπολογίσουν με προσοχή και ακρίβεια τα φορτία που θα ασκηθούν σε αυτή ώστε να μην υπάρξουν αστοχίες και συνάμα υπέρογκα έξοδα λόγω της συντήρησης καθώς και της επισκευής (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).

Βέβαια, όταν οι κατασκευές διαθέτουν ένα πολυσύνθετο σχήμα, τότε ακόμη και οι πιο προηγμένοι κώδικες δεν επαρκούν για την εύρεση των φορτίων σχεδιασμού. Ιδανική

μέθοδος για την εκτίμηση των συγκεκριμένων δράσεων, όσον αφορά την επένδυση, είναι η δοκιμή σε αεροδυναμική σήραγγα (Mendis, και συν., 2007).

9.7.3 Φορτία ανέμου στο δομικό σύστημα

Το δομικό σύστημα για να μπορέσει να αντισταθεί στις ανεμοπιέσεις, θα πρέπει να ικανοποιούνται κάποια κριτήρια σχεδιασμού. Αρχικά, η ευστάθεια (stability) έναντι ανατροπής, ανύψωσης καθώς και ολίσθησης σαν ένα ενιαίο σώμα. Δεύτερον, η αντοχή (strength) των δομικών στοιχείων του κτηρίου προκειμένου να μην αστοχήσουν, θα πρέπει να επαρκεί για να αντιστέκεται στα επιβαλλόμενα φορτία (imposed loads) καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου (Mendis, και συν., 2007). Τρίτον, η λειτουργικότητα (serviceability) της κατασκευής, δηλαδή τα βέλη κάμψης και οι μετακινήσεις οροφής θα πρέπει να βρίσκονται εντός αποδεκτών ορίων. Οι έλεγχοι αυτοί είναι εξαιρετικά σημαντικοί για τον περιορισμό των βλαβών, αλλά αφορά και τις ρηγματώσεις στα μη δομικά στοιχεία, όπως είναι οι υαλοπίνακες, τα εσωτερικά διαχωριστικά καθώς και οι στέγες (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014).

9.7.4 Η ανθρώπινη αντίληψη στην κίνηση του κτηρίου λόγω των ταλαντώσεων

Στα πολυώροφα κτήρια, οι επιταχύνσεις του ανέμου μπορεί να προκαλέσουν στους κατοίκους να αντιληφθούν τις κινήσεις, δηλαδή τις ταλαντώσεις, στην περίπτωση που ο σχεδιασμός δεν έχει πραγματοποιηθεί με κατάλληλο τρόπο. Οι κώδικες σχεδιασμού, όπως ο Αυστραλιανός AS1170.2:2011, αν και περιέχουν με λεπτομέρειες τον τρόπο υπολογισμού των επιταχύνσεων τόσο του εγκάρσιου, όσο και του διαμήκους ανέμου, δεν παρέχουν τις απαραίτητες πληροφορίες για το ποια πρέπει να είναι τα αποδεκτά όρια (Gunawardena, Fernando, Priyan, Waduge, & Hettiarachchi, 2017).

Αξίζει να αναφερθεί ότι έχει πραγματοποιηθεί σημαντική εξέλιξη σχετικά με τις ψυχολογικές παραμέτρους, καθώς επηρεάζουν στο πώς αντιλαμβάνεται ο άνθρωπος τις ταλαντώσεις σε ένα εύρος συχνοτήτων που κυμαίνεται από 0 - 1 Hz για τα πολυώροφα κτήρια. Στις παραμέτρους αυτές ανήκουν οι οπτικοακουστικές ενδείξεις, το πλάτος, η συχνότητα, η ανθρώπινη εμπειρία καθώς και οι επιταχύνσεις των μεταφορικών και περιστροφικών κινήσεων που επιδέχονται οι κάτοικοι (Αβαρικιώτη & Μπαχλαβάς, 2014). Τέλος, για να εξασφαλιστεί η άνεση των ανθρώπων, θα πρέπει οι μέγιστες επιταχύνσεις να είναι μεταξύ 20 και 25 mili-g για εμπορικά κτήρια και 15-20 mili-g για κτήρια κατοικιών και γραφείων (Taranath B. S., 2016).

9.8 Σεισμικές δράσεις

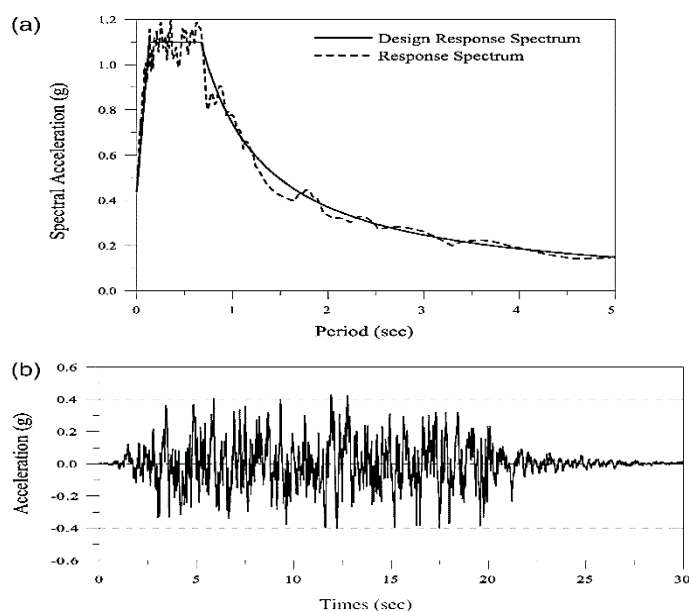
Ένας σεισμός συμβαίνει όταν προκαλείται κίνηση στις τεκτονικές πλάκες κατά μήκος των ρηγμάτων. Σε μία τέτοια περίπτωση, δημιουργούνται δονήσεις στην επιφάνεια της γης και αυτό μπορεί να καταλήξει σε ολέθριες επιπτώσεις. Μετά από κάθε σεισμική δόνηση συμβαίνουν μετασεισμοί που είναι λιγότερο επικίνδυνοι σε σχέση με τον κύριο σεισμό. Κατά την πρώτη εβδομάδα αυτού του φαινομένου, έχει ευρέως γνωστό ότι οι μετασεισμοί είναι μεγαλύτεροι σε μέγεθος και αριθμό. Επίσης, πρέπει να είμαστε ιδιαίτερα προσεκτικοί στις διεγέρσεις που θα προκληθούν στις κατασκευές που έχουν πάθει βλάβη, γεγονός που καθιστά την σεισμική δόνηση όλο και πιο επικίνδυνη. Συνέπεια όλων αυτών, είναι η ανάπτυξη οριζόντιων φορτίων καθώς και το γεγονός ότι η κατασκευή ταλαντώνεται. Οι κατακόρυφες τάσεις σε ένα κτήριο προκαλούνται από σεισμούς και δημιουργούν καταστροφές σε κτήρια που έχουν μεγάλο μόνιμο φορτίο σε σύγκριση με το κινητό φορτίο σχεδιασμού. Επιπλέον, οι τάσεις αυτές είναι αρκετά πιθανό να οδηγήσουν σε αστοχία, καθώς οι θλιπτικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα είτε αυξάνονται, είτε μειώνονται. Η αυξημένη θλιπτική δύναμη μπορεί να ξεπεράσει την αξονική θλιπτική ικανότητα των στύλων, ενώ η μειωμένη μπορεί να ελαττώσει την καμπτική αντοχή τους. Τέλος, η μάζα και το ύψος της κατασκευής είναι άρρηκτα συνδεδεμένα και όσο αυτά αυξάνονται, τόσο μεγαλύτερη είναι η σεισμική δύναμη και η επίδραση της στην κατασκευή (Manzoor & Singh, 2019).

9.8.1 Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας (Performance-Based Seismic Design)

Πρόκειται για μία μεθοδολογία δομικού σχεδιασμού που χρησιμοποιείται όλο και περισσότερο τα τελευταία χρόνια στα αστικά περιβάλλοντα και ιδίως στις υψηλές κατασκευές. Αυτή η μέθοδος επιτρέπει την ευελιξία στο σχεδιασμό και την αύξηση της απόδοσης του κτηρίου. Ο Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε για να τεκμηριώσει τις εξαιρέσεις από τις απαιτήσεις συγκεκριμένων κωδίκων, όπως είναι το όριο του ύψους ανάλογα με το δομικό σύστημα που θα επιλεγεί, είτε όταν επιθυμούμε μία καλύτερη απόδοση της κατασκευής στην περίπτωση εμφάνισης ενός ισχυρού σεισμού (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).

Χαρακτηριστικό στοιχείο της μεθόδου αυτής αποτελεί φυσικά η Ανελαστική Δυναμική Φασματική Ανάλυση (Nonlinear Response History Analysis-NRHA) η οποία και χρησιμοποιείται κατά κόρον σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα, όπως για

παράδειγμα η Κίνα, οι Φιλιππίνες κ.λπ. Χάρη στην καινοτόμο μέθοδο της PBSB, μας προσφέρεται η δυνατότητα να κατανοήσουμε σε ένα πολύ μεγαλύτερο βαθμό το πώς συμπεριφέρεται η κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Ένα ακόμη πλεονέκτημα που διαθέτει αφορά το κόστος, καθώς το κτήριο που εξετάζουμε πέρα από το γεγονός ότι μπορεί να έχει καλύτερη απόδοση, μας προσφέρει και πιο οικονομικές λύσεις εάν τυχόν χρειαστεί. Ακόμη, αξιολογεί και επιτρέπει την χρήση δομικών συστημάτων, αλλά και υλικών υψηλής αντοχής που δεν ορίζονται σε κάποιον κώδικα (π.χ. σύστημα πυρήνα-ζυγοστάτη) και στοχεύει στη μείωση των δομικών καθώς και μη δομικών βλαβών κατά την διάρκεια ενός σεισμού (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).



Εικόνα 9.9: Δυναμική φασματική ανάλυση και καταγραφή τεχνητού σεισμού με χρονοϊστορία

9.8.2 Η χρήση της PBSB σε σύγκριση με τις τυπικές μεθόδους

Όπως αναφέραμε προηγουμένως, η PBSB χρησιμοποιεί τη NRHA και αυτό έρχεται σε αντίθεση με τις κοινές μεθόδους ανάλυσης. Τόσο η Ισοδύναμη Οριζόντια Φόρτιση (Equivalent Lateral Force-ELF), όσο και η Φασματική Ανάλυση (Response Spectrum Analysis-RSA) αποτελούν τυπικές μεθόδους γραμμικής ανάλυσης όπου εφαρμόζονται μειωτικοί σεισμικοί συντελεστές για την απόσβεση ενέργειας μέσω της μη γραμμικής συμπεριφοράς. Για να συμβεί αυτό, είναι απαραίτητο να γίνουν παραδοχές για το επίπεδο αυτής της απορρόφησης. Όσον αφορά τους συντελεστές, αυτοί κατανέμουν με λογικό και έξυπνο τρόπο την ενέργεια, αλλά αυτό συμβαίνει κυρίως στις κατασκευές

που δεν έχουν υπερβολικά μεγάλο ύψος. Ότι έχει να κάνει με τα δομικά στοιχεία, γίνεται μία διαδικασία ώστε να γνωρίζουν το πόσο δύσκαμπτο είναι το κάθε μέλος, αλλά αυτό μπορεί να οδηγήσει στο να υποτιμηθεί η απόσβεση ενέργειας καθώς παρατηρείται ότι παρουσιάζει χαμηλά επίπεδα στη NRHA όταν επιλέγεται η χρήση των διατμητικών τοιχωμάτων στα πολυώροφα κτήρια. Πάντως, όπως μπορούμε να διαπιστώσουμε, ο Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας αποτελεί την πιο ακριβή μέθοδο ανάλυσης σε ό,τι έχει να κάνει με την απόσβεση ενέργειας των μεμονωμένων στοιχείων μέσω της προσομοίωσης της ανελαστικής (μη γραμμικής) συμπεριφοράς (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).

9.8.3 Στόχοι απόδοσης της μεθόδου PBSO

Μία πολύ σημαντική παράμετρος είναι οι στόχοι που θα θέσουμε για την απόδοση της κατασκευής στην περίπτωση κάποιου σεισμού. Αυτή η απόδοση προέρχεται από τα Πρότυπα ASCE 7 και ASCE 41, όπου το πρώτο κύριο μέλημα αποτελεί το ποια θα είναι η ελάχιστη ασφάλεια ζωής στον Αντισεισμικό Σχεδιασμό (Design Earthquake-DE) μαζί με μία Κατηγορία Διακινδύνευσης (Risk Category). Αντίστοιχα, το Πρότυπο ASCE 41 θεσπίζει μία σειρά στόχων απόδοσης που αφορούν τα επίπεδα σεισμικών εντάσεων. Επιπλέον, στον ASCE 41-13 αναγράφονται οι αναμενόμενες δομικές και μη δομικές βλάβες που θα προκύψουν ανάλογα πάντα με το στόχο απόδοσης (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).

Η σεισμική διέγερση διαιρείται σε τρία επίπεδα, τα οποία και θα αναλυθούν. Για το πρώτο, αυτό αναφέρεται στο Μέγιστο Θεωρούμενο Σεισμό Στοχευμένου Κινδύνου (Risk Targeted Maximum Considered Earthquake-MCE_R). Ο ASCE 7-16 αναφέρει ότι: «Τα πιο σοβαρά σεισμικά φαινόμενα που εξετάζονται από το εν λόγω πρότυπο, καθορίζονται για τον προσανατολισμό που οδηγεί στη μέγιστη απόκριση σε οριζόντιες κινήσεις εδάφους και με προσαρμογές για στοχευμένο κίνδυνο» (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).

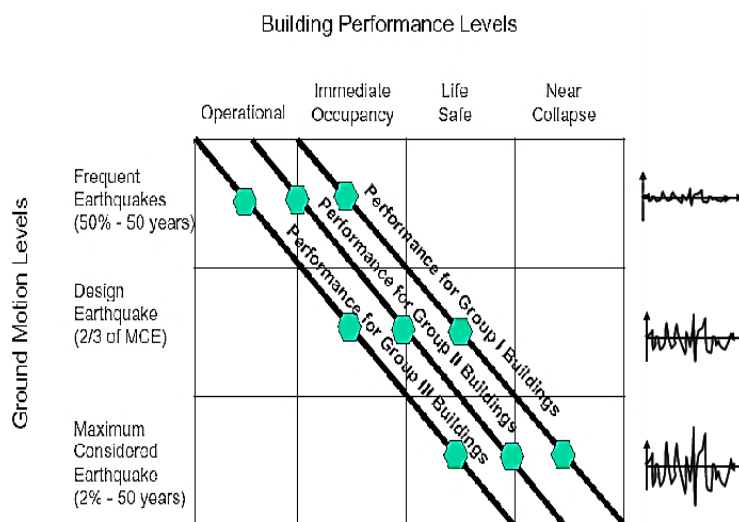
Το δεύτερο επίπεδο ονομάζεται Αντισεισμικός Σχεδιασμός (Design Earthquake-DE). Η διέγερση του εδάφους αντιπροσωπεύεται από ένα ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με 5% απόσβεση και προσδιορίζεται ως τα 2/3 του σεισμού MCE_R (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).

Το τελευταίο, αφορά τον λεγόμενο “Σεισμό Επιπέδου Λειτουργικότητας” (Service Level Earthquake-SLE). Η διέγερση του εδάφους αντιπροσωπεύεται από ένα ελαστικό

φάσμα επιταχύνσεων με 2.5% απόσβεση που έχει μία περίοδο επαναφοράς 43 έτη και το οποίο είναι ισοδύναμο με 50% πιθανότητα υπέρβασης εντός 30 ετών (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).

Η παρακάτω εικόνα (Εικόνα 9.10), μας προσφέρει τη δυνατότητα προκειμένου να διεξαχθούν χρήσιμα συμπεράσματα όσον αφορά τη σχέση μεταξύ των στόχων απόδοσης, τις εντάσεις του σεισμού και την Κατηγορία Διακινδύνευσης, σύμφωνα πάντα με τον ASCE 41. Έτσι, οι δομοστατικοί μηχανικοί μπορούν να εξετάσουν με μεγαλύτερη ευκολία τους στόχους απόδοσης, αλλά και τις εντάσεις του σεισμού, ενώ αυτοί επίσης επιθυμούν μία καλύτερη απόδοση σε έναν ουρανοξύστη από αυτή που αναγράφεται στον κώδικα. Ο ASCE 7-16, επιτρέπει τη μέση τιμή των μέγιστων μετακινήσεων των ορόφων (drifts) που αναπτύσσονται σε κάθε όροφο για όλες τις δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας που αξιολογούνται υπό τον έλεγχο της MCE_R για φόρτιση 4% του ύψους ορόφου, ενώ στην περίπτωση των PEER/TBI και LATBSDC, αυτό συμβαίνει για 3% στις κατασκευές που υπάγονται στην Κατηγορία Διακινδύνευσης II. Βέβαια, οι PEER/TBI και LATBSDC είναι διαθέσιμοι μόνο για πολώροφες κατασκευές και είναι αρκετά πιο αυστηροί σε σύγκριση με τον ASCE7-16 (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).

Γενικά, οι στόχοι της PBSD αφορούν στο να κάνει εξαιρέσεις στις απαιτήσεις των κωδικών, όπως είναι το ύψος του κτηρίου σε συνάρτηση με το δομικό σύστημα που θα αναλάβει τις σεισμικές δράσεις, στον πρωτότυπο σχεδιασμό που δεν αναφέρεται στους εν λόγω κώδικες, στη χρήση υλικών υψηλής αντοχής και μηχανικών συσκευών που δεν αναγράφονται στους κώδικες και στη μείωση των δομικών, και μη, βλαβών μέσω της βελτίωσης των στόχων απόδοσης σε καθορισμένα επίπεδα σεισμικών εντάσεων. Ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί το σύστημα πυρήνα - ζυγοστάτη λόγω του ότι δεν αναγνωρίζεται από τον ASCE 7 ως δομικό σύστημα για την αντιμετώπιση του σεισμού.



Εικόνα 9.10: Επίπεδα απόδοσης κατασκευής ανάλογα με την Κατηγορία Διακινδύνευσης σύμφωνα με το Πρότυπο ASCE 41

9.8.4 Συστήματα αξιολόγησης της απόδοσης του σεισμού

Υπήρξε η ανάγκη ώστε να αναπτυχθούν συστήματα που να βελτιώνουν τους στόχους που έχουν θεσπιστεί και αφορούν την απόδοση. Τα συστήματα αυτά δημιουργήθηκαν από το Συμβούλιο Επανατακτικότητας των Ηνωμένων Πολιτειών (United States Resiliency Council-USRC) καθώς και από τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό με Στάθμες Επανατακτικότητας (Resilience Based Earthquake Design Initiative-RBEDI) της Arup (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).

Το πρώτο, προσδιορίζει τις αναμενόμενες συνέπειες ενός σεισμού, ή κάποιου άλλου κινδύνου, που προκαλεί σοβαρές βλάβες στις κατασκευές. Η αξιολόγηση της απόδοσης αφορά τα μηχανολογικά, ηλεκτρολογικά και υδραυλικά συστήματα, αλλά και στοιχεία αρχιτεκτονικής φύσης, όπως είναι η επένδυση, τα παράθυρα, τα διαχωριστικά και οι οροφές. Η επιθυμητή απόδοση αυτών είναι ζωικής σημασίας, διότι επηρεάζουν την ασφάλεια των κατοίκων, το κόστος και το χρόνο λόγω των επισκευών που πιθανότητα θα χρειαστεί να πραγματοποιηθούν καθώς φυσικά και τη δυνατότητα η κατασκευή να συνεχίσει να λειτουργεί με τον ίδιο αποδοτικό τρόπο έπειτα από την εμφάνιση ενός επικίνδυνου φαινομένου. Το USRC, προσφέρει αξιολογήσεις των κατασκευών που έχουν υποστεί σεισμούς, ενώ ετοιμάζονται να αναπτυχθούν και αυτές λόγω άλλων επικινδύνων φαινομένων. Ακόμη, αυτό παρέχει συνέπεια και ευχρηστία, ενώ χάρη στο USRC, αυξάνεται η ζήτηση των υψηλών κτηρίων λόγω της επιθυμητής απόδοσης που προσφέρει. Αυτό είναι απόλυτα λογικό, διότι η ασφάλεια, η συνεχής βελτίωση και η επανατακτικότητα (resilience) των φορέων, και γενικότερα των πόλεων, είναι μείζονος

σημασίας (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017). Στην προκειμένη περίπτωση, ως επανατακτικότητα ορίζεται η ικανότητα ενός κτηρίου, που υποβάλλεται σε ένα απρόβλεπτο περιστατικό, να μην αστοχεί, αλλά και με το πέρας αυτού του συμβάντος να βρίσκει ένα σημείο ισορροπίας και να συνεχίζει να λειτουργεί μέχρι να επανέλθει στην αρχική του κατάσταση (Ψυχάρης, 2017).

Από την άλλη πλευρά, το RBEDI αναπτύχθηκε από την Agur και προτείνεται για ιδιοκτήτες, αρχιτέκτονες και μηχανικούς. Στην ουσία, το σύστημα αυτό περιγράφει τα κριτήρια σχεδιασμού προκειμένου οι ιδιοκτήτες να συνεχίσουν τις επιχειρηματικές τους δραστηριότητες, αλλά και προσφέρει ταχείες εκτιμήσεις για τις συνθήκες που επικρατούν μετά από ένα σεισμικό φαινόμενο, σύμφωνα πάντα με τους επιθυμητούς στόχους επανατακτικότητας. Επιπλέον, παρουσιάζει μία μεθοδολογία αξιολόγησης ώστε να εκτιμηθεί το ποσοστό επιτυχίας των μέτρων σχεδιασμού που έχουν εγκριθεί στην επίτευξη των προαναφερθέντων στόχων. Ένα τέτοιο παράδειγμα αποτελεί το Λος Άντζελες, όπου χρησιμοποιεί το σύστημα αυτό με σκοπό τη βελτίωση της σεισμικής απόδοσης (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).

9.8.5 Διαδικασία Αντισεισμικού Σχεδιασμού με Στάθμες Επιτελεστικότητας

Όσον αφορά το δομοστατικό σχεδιασμό, η μέθοδος PBSD πραγματοποιείται σε δύο βήματα, όπου στο πρώτο χρησιμοποιούνται γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης (συνήθως RSA), ενώ στο δεύτερο γίνεται επαλήθευση του σχεδιασμού μέσω της NRHA. Η λογική κατά την πρώτη φάση σχεδιασμού έχει ως εξής: «Ο μηχανικός είναι απαραίτητο να σημειώνει τις εξαιρέσεις που λαμβάνονται από τις διατάξεις του κώδικα ή από τα βελτιωμένα κριτήρια απόδοσης καθώς και να προσδιορίζει τα απαραίτητα μέτρα που πρέπει να παρθούν, έτσι ώστε τα αποτελέσματα που θα ληφθούν από τη μέθοδο NRHA να τεκμηριώνουν τις εξαιρέσεις ή ακόμη και τις βελτιώσεις στα επίπεδα απόδοσης» (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).

Για να γίνουμε λίγο πιο κατανοητοί, όσον αφορά το πρώτο βήμα, πρέπει αρχικά να διευκρινιστεί εάν το δομικό σύστημα που επιλέχθηκε πληροί τις προϋποθέσεις αντοχής και δυσκαμψίας για αντίσταση έναντι σεισμικής διέγερσης. Αυτό μπορεί να συμβεί σύμφωνα με τις απαιτήσεις του SLE. Η ιδιομορφική φασματική ανάλυση (γραμμική ελαστική μέθοδος) δε χρησιμοποιεί τις κανονιστικές διατάξεις (R , $\Omega_d \rho$ και C_d που αναγράφονται στον ASCE 7). Ότι έχει να κάνει με τις ιδιότητες των υλικών, οι γνωστές

είναι αυτές που χρησιμοποιούνται κατά κόρον (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).

Στο δεύτερο βήμα, απαιτείται η επαλήθευση της ελάχιστης απαιτούμενης αντοχής και δυσκαμψίας για την αντίσταση σε περίπτωση εμφάνισης ενός σεισμικού φαινομένου. Αυτό πραγματοποιείται σύμφωνα με τις απαιτήσεις του MCE_R. Η NRHA καθώς και η επαλήθευση, δεν ενσωματώνουν τις κανονιστικές διατάξεις των R , $\Omega_d \rho$ και C_d που ορίζει ο ASCE 7. Οι ιδιότητες των υλικών που επιλέγονται για τον προσδιορισμό της δυσκαμψίας των δομικών στοιχείων είναι οι γνωστές. Ακόμη, οι μειωτικοί συντελεστές αντοχής των υλικών εξαρτώνται από την PBSD. Ωστόσο, οι τιμές που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη καθορίζονται από τα πρότυπα, όπως είναι τα ACI 318 και ASCE 341 (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).

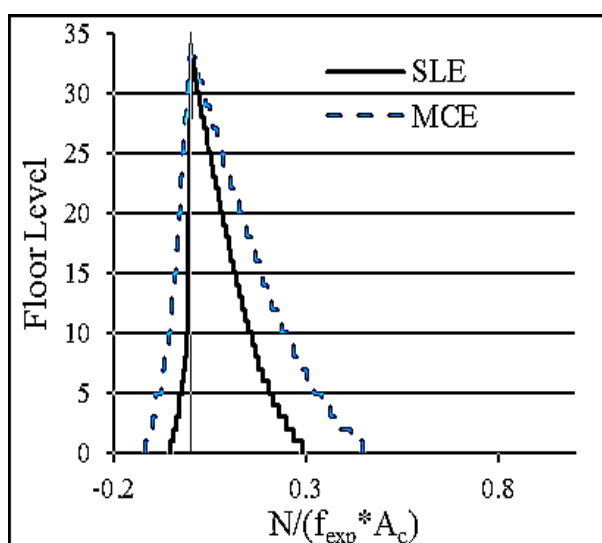
Αξίζει να αναφερθεί ότι υπάρχουν και άλλες μέθοδοι σχεδιασμού και επαλήθευσης όπου έχουν χρησιμοποιηθεί και σε πραγματικές κατασκευές. Όμως, η συγκεκριμένη που εξετάζουμε είναι αυτή που επιλέγεται σε μεγαλύτερη συχνότητα. Μερικές φορές, υπάρχει το ενδεχόμενο να χρειαστούν περισσότερες από μία επαληθεύσεις σχεδιασμού στον Αντισεισμικό Σχεδιασμό (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).

9.8.6 Κατάλληλη χρήση του PBSD

Με την εμφάνιση της μεθόδου PBSD, άνοιξαν νέοι ορίζοντες στον τομέα της Δομικής Μηχανικής. Η χρήση αυτής στο σχεδιασμό μίας υψηλής κατασκευής προσφέρει την εξοικονόμηση κόστους καθώς και μία καλύτερη οπτική για το πώς συμπεριφέρονται οι κατασκευές σε περίπτωση που συμβεί κάποιος σεισμός. Πλέον, στα αστικά κέντρα, χρησιμοποιείται υποχρεωτικά προκειμένου να αποκατασταθούν οι κατασκευές που δεν πληρούν όλες τις προϋποθέσεις και άρα δεν έχουν την απαιτούμενη σεισμική επάρκεια. Παρά το γεγονός ότι ο ASCE 41-13 περιλαμβάνει τις διατάξεις για την PBSD, όμως ο μηχανικός είναι απαραίτητο να είναι ιδιαίτερα προσεκτικός όταν πρόκειται για νέες κατασκευές, καθώς ο κώδικας αυτός έχει ως κύριο στόχο τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς στα υφιστάμενα κτήρια. Η PBSD είναι ιδανική για όλων των ειδών τα υψηλά κτήρια, αλλά και για περιοχές με μεσαία έως υψηλή σεισμική δραστηριότητα. Η συγκεκριμένη μέθοδος διευκολύνει σε μεγάλο βαθμό τους μελετητές των υψηλών κτηρίων διότι προσφέρει μεγάλη ευελιξία στα δομικά συστήματα που πρέπει να αντιμετωπίσουν το σεισμό καθώς και περιλαμβάνει στοιχεία και διαμορφώσεις που δεν

αναγνωρίζονται από τον κώδικα. Ιδιαίτερη μνεία πρέπει να γίνει στο γεγονός ότι οι μέθοδοι και οι αριθμητικές προσομοιώσεις που πραγματοποιούνται στην Αμερική διαφέρουν σε σχέση με άλλες χώρες. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρούνται διαφορές στα πρότυπα υλικά (ASTM), στις τοπικές πρακτικές κατασκευής, στους κώδικες σεισμικής επικινδυνότητας κ.λπ. (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).

Στα μειονεκτήματα της μεθόδου PBSD υπάγεται το γεγονός ότι υπάρχει η πιθανότητα να μην είναι κατάλληλη για όλα τα έργα. Επίσης, εάν με τις παραδοσιακές μεθόδους παρατηρήσουμε ότι η κατασκευή διαθέτει την απαιτούμενη στατική επάρκεια, τότε δεν έχει νόημα να γίνει χρήση της PBSD. Αυτή, θα πρέπει να προτιμάται ιδίως σε αστικά περιβάλλοντα, αλλά και στην περίπτωση που έχει επιλεγεί μία πολυσύνθετη μορφή για την κατασκευή. Αυτό βέβαια δίνει τη δυνατότητα στον πολιτικό μηχανικό να επιλέγει με ένα καλύτερο κριτήριο για το ποιο δομικό σύστημα θα χρησιμοποιηθεί προκειμένου να αντιμετωπισθεί το φαινόμενο του σεισμού και όχι απλά να πρέπει να μετατρέψει το σύστημα που θα έχει ήδη αποφασιστεί να είναι αποδοτικό έναντι του σεισμού. Εξίσου σημαντική παράμετρος είναι φυσικά και το επίπεδο των δομικών βλαβών που μπορεί να προκύψουν στα συστήματα των πολυώροφων κατασκευών. Κατά τον καθορισμό των κριτηρίων της PBSD, είναι απαραίτητο να εξετασθούν και για το ποιες θα είναι οι επιπτώσεις εάν προκληθούν σοβαρές βλάβες καθώς και το κόστος επισκευής. Αυτό δίνει το έναυσμα ώστε να καθοριστούν πιο βελτιωμένοι στόχοι απόδοσης προκειμένου να μειωθεί ο κίνδυνος, αλλά και το κόστος (Golesorkhi, Joseph, Klemencic, Shook, & Viise, 2017).



Εικόνα 9.11: Συμπεριφορά διατμητικού τοιχώματος υπό τον SLE και το MCE

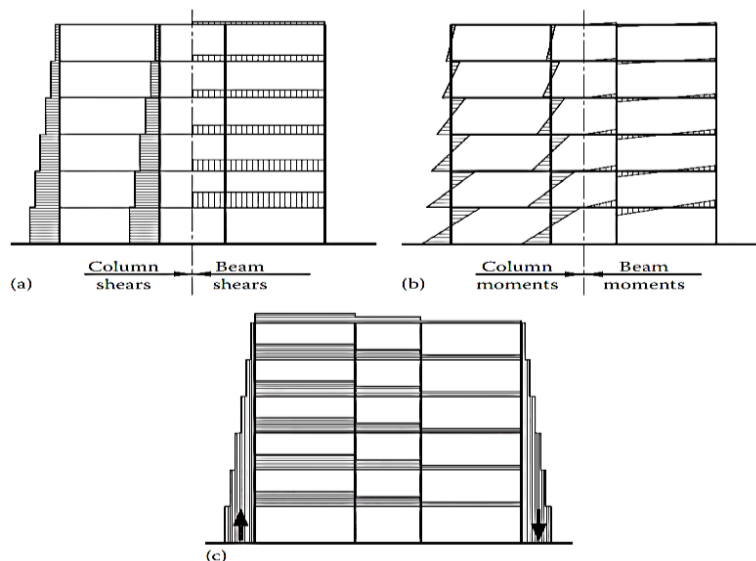
9.9 Μέθοδοι ανάλυσης πλευρικών φορτίων στα υψηλά κτήρια

Στα υψηλά κτήρια, επιβάλλονται ισχυρά πλευρικά φορτία τα οποία και θα πρέπει να μελετηθούν διεξοδικά. Χρησιμοποιώντας απλοποιημένες παραδοχές, είναι απαραίτητο να γίνει μία ορθή εκτίμηση (κατά προσέγγιση) των δυνάμεων που ασκούνται στα μέλη καθώς και για το μέγεθος που θα πρέπει να διαθέτουν αυτά. Οι μέθοδοι με τις οποίες είναι εφικτό να μελετηθούν τα πλευρικά φορτία είναι αυτές της “Πύλης” (Portal) και του “Προβόλου” (Cantilever) (Hussain, 2010). Βέβαια, υπάρχει και μία τρίτη μέθοδος που καλείται “Factor”, αλλά χρησιμοποιείται πολύ σπάνια.

Όσον αφορά την πρώτη, πρόκειται για την πιο γνωστή μέθοδο καθώς χρησιμοποιείται κατά κόρον. Σε αυτήν ισχύουν τα εξής (Taranath B. S., 2011):

- Ένα σημείο μηδενισμού των ροπών (contraflexure) στο μέσο κάθε δοκού
- Ένα σημείο μηδενισμού των ροπών στο μέσο κάθε υποστυλώματος
- Η συνολική διατμητική δύναμη στην εγκάρσια διεύθυνση να κατανέμεται, σε κάθε όροφο, μεταξύ των υποστυλωμάτων του ορόφου που εξετάζουμε με τέτοιο τρόπο που ο κάθε εσωτερικός στύλος να φέρει διπλάσια διάτμηση σε σύγκριση με αυτή των εξωτερικών.

Για να επιτευχθεί η συγκεκριμένη ανάλυση, πρέπει οι διατμητικές δυνάμεις στην εγκάρσια (οριζόντια) διεύθυνση να κατανέμονται μεταξύ των υποστυλωμάτων του κάθε ορόφου ανάλογα με το πλάτος του ανοίγματος. Η ροπή σε κάθε στύλο ισούται με τη διάτμηση που δέχεται επί το μισό του ύψος, οι ροπές των δοκών υπολογίζονται με χρήση της εξίσωσης ισορροπίας σε κάθε κόμβο (το άθροισμα των ροπών στη δοκό σε κάθε κόμβο ισούται με το άθροισμα των ροπών των υποστυλωμάτων στο συγκεκριμένο κόμβο), η διάτμηση σε κάθε δοκό ισούται με το λόγο της ροπής προς το μισό μήκος της και οι αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων εκτιμώνται εάν αθροίσουμε τις διατμητικές δυνάμεις των δοκών σε κάθε κόμβο (Hussain, 2010).



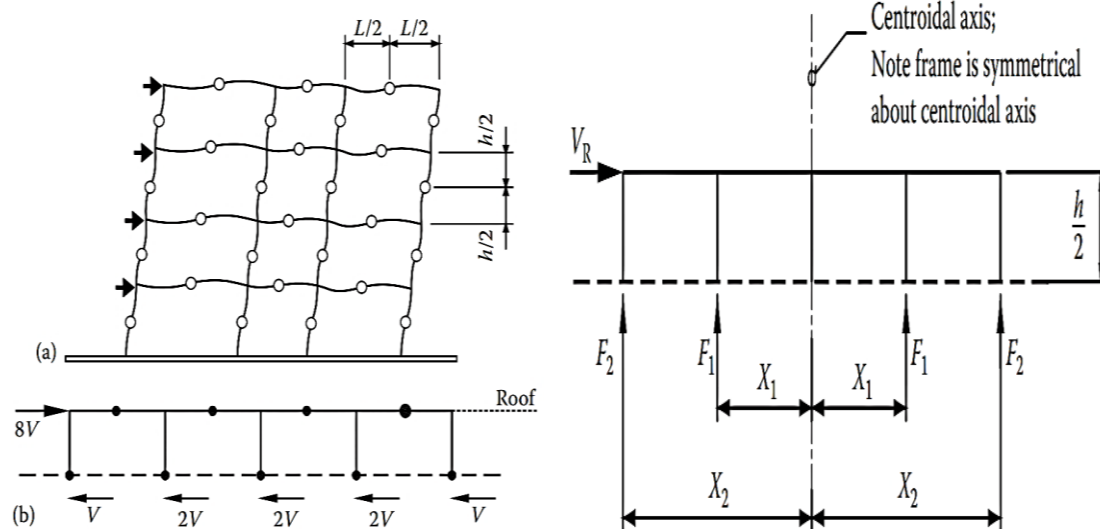
Εικόνα 9.12: Μέθοδος Πύλης: α) Διατμητικές δυνάμεις, β) ροπές κάμψης, γ) αξονικές δυνάμεις
(Πηγή: Taranath B. S., 2011)

Όσον αφορά τη δεύτερη μέθοδο, χρησιμοποιείται κυρίως σε στενές κατασκευές, αλλά δεν επιλέγεται συχνά. Οι απλοποιητικές παραδοχές αυτής της μεθόδου περιλαμβάνουν (Hussain, 2010):

- Ένα σημείο μηδενισμού των ροπών (contraflexure) στο μέσο κάθε δοκού
- Ένα σημείο μηδενισμού των ροπών στο μέσο κάθε υποστυλώματος
- Την αξονική δύναμη σε κάθε υποστύλωμα ενός ορόφου να είναι ανάλογη με την οριζόντια απόσταση του στύλου από το κέντρο βάρους όλων των υποστυλωμάτων του συγκεκριμένου ορόφου

Για να πραγματοποιηθεί επιτυχώς η ανάλυση της μεθόδου αυτής, θα πρέπει να υπολογισθεί το κέντρο βάρους των υποστυλωμάτων. Προκειμένου να γίνει αυτό, απλά θα διαιρέσουμε τη ροπή αδράνειας όλων των κολώνων με το άθροισμα της επιφάνειας αυτών, θα υπολογίσουμε τις αξονικές δυνάμεις στα υποστυλώματα ξεκινώντας από τον τελευταίο όροφο, θα εκτιμηθούν οι διατμητικές δυνάμεις των δοκών από κόμβο σε κόμβο μέσω των αξονικών δυνάμεων στους στύλους, θα προσδιορισθούν οι ροπές των δοκών πολλαπλασιάζοντας τη διάτμηση που ασκείται σε αυτές με το μισό άνοιγμά τους και τέλος, θα υπολογίσουμε τις ροπές στα υποστυλώματα από κόμβο σε κόμβο μέσω των ροπών που δέχονται οι δοκοί. Καταληκτικά, οι διατμητικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων μπορούν να εκτιμηθούν εάν διαιρέσουμε τις ροπές που ασκούνται σε αυτά με το μισό ύψος τους (Hussain, 2010).

Με βάση την εικόνα (Εικόνα 9.13), μπορούμε να υπολογίσουμε την αξονική δύναμη σε ένα υποστυλώμα μέσω της εξίσωσης ισορροπίας των ροπών. Έπειτα από πράξεις καταλήγουμε στην παρακάτω σχέση: $V_R \times h/2 = 2 (F_{2x2} + F_{1x1})$ (Taranath B. S., 2011).



Εικόνα 9.13: Μέθοδος Πύλης και μέθοδος Προβόλου, κατανομή διατμητικής δύναμης στην εγκάρσια (οριζόντια) διεύθυνση στα υποστυλώματα στον τελευταίο όροφο (αριστερά), β) Μέθοδος Προβόλου, κατανομή των αξονικών δυνάμεων στα υποστυλώματα στον τελευταίο όροφο (δεξιά)

(Πηγή: Taranath B. S., 2011)

Κεφάλαιο 10: Θεμελιώσεις υψηλών κτηρίων

10.1 Εισαγωγή

Η θεμελίωση είναι το μέσο με το οποίο τα φορτία μεταβιβάζονται από την ανωδομή στο έδαφος, ενώ η παραμόρφωση αυτού μεταφέρεται στην κατασκευή. Οι συνήθεις τύποι θεμελίωσης που χρησιμοποιούνται στα πολυώροφα κτήρια είναι (Poulos, 2017):

- Η επιφανειακή θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση (Shallow raft/mat foundation)
- Η επιπλέουσα θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση (Compensated / Buoyant raft foundation)
- Η θεμελίωση με πασσάλους ή μπαρέτες (Piles or barrettes foundation)
- Η θεμελίωση επί πασσάλων συνδεδεμένων με τη γενική κοιτόστρωση (Piled raft foundation)
- Η επιπλέουσα θεμελίωση επί πασσάλων συνδεδεμένων με τη γενική κοιτόστρωση (Compensated / Buoyant pile raft foundation)

Όσον αφορά το σχεδιασμό, αυτός πρέπει να επιτευχθεί με όσο το δυνατόν καλύτερο τρόπο και σε αυτό αρκετά μεγάλη σημασία έχει η συνεργασία του δομοστατικού με το γεωτεχνικό μηχανικό. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να αποτελεί μία επαναλαμβανόμενη διαδικασία με σκοπό να δημιουργηθούν συμβατά στατικά φορτία και παραμορφώσεις στη θεμελίωση (Poulos, 2017).

10.2 Παράγοντες που επηρεάζουν την επιλογή της θεμελίωσης

Οι παράγοντες που επηρεάζουν τον τύπο της θεμελίωσης σε ένα υψηλό κτήριο είναι (Poulos, 2017):

- Η θέση και ο τύπος της κατασκευής
- Το μέγεθος και η κατανομή των φορτίων
- Οι συνθήκες του εδάφους
- Η πρόσβαση για κατασκευαστικό εξοπλισμό
- Οι απαιτήσεις ανθεκτικότητας στη διάρκεια του χρόνου

- Οι επιπτώσεις εγκατάστασης σε παρακείμενες θεμελιώσεις, κατασκευές, αλλά και σε ανθρώπους (ενοχλητικοί θόρυβοι)
- Το κόστος
- Τα θέματα βιωσιμότητας
- Οι τοπικές πρακτικές κατασκευής και η διαθεσιμότητα των δομικών υλικών

10.3 Κατηγορίες θεμελίωσης

10.3.1 Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση (Raft/mat foundation)

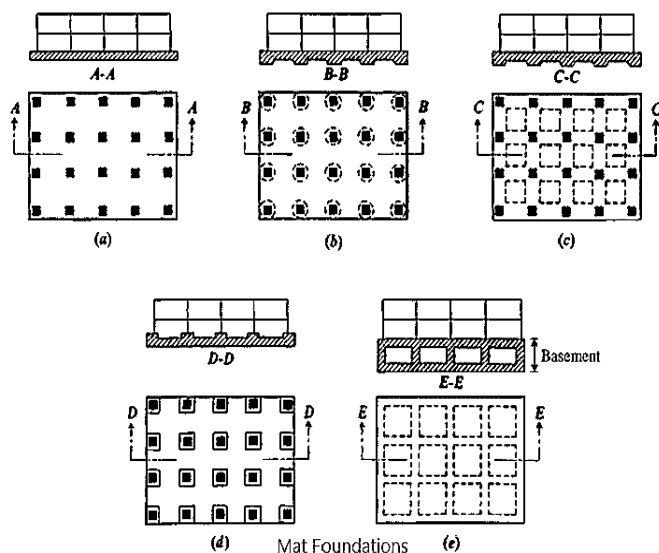
Τα υψηλά κτήρια είναι σύνηθες να περιλαμβάνουν ένα πολυώροφο υπόγειο το οποίο είτε να καταλήγει στη βάση της κατασκευής, είτε να είναι ενσωματωμένο εντός ενός συμπαγούς πετρώματος (competent rock). Χάρη σε αυτό, μπορεί να πραγματοποιηθεί μία επιφανειακή θεμελίωση ώστε να “βαστάξει” το κτήριο. Βέβαια, υπάρχει και το ενδεχόμενο να υπάρχουν μεμονωμένα πέδιλα (pad footings) για τη στήριξη των υποστρωμάτων και των τοιχωμάτων του πυρήνα (διατμητικά τοιχώματα). Ωστόσο, καθώς το ύψος της δομής αυξάνεται, το ίδιο συμβαίνει και με τα φορτία βαρύτητας με αποτέλεσμα η χρήση των μεμονωμένων πεδίων να μην είναι εφικτή και για το λόγο αυτό να προτιμάται η θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση, η οποία και θα στηρίζει ολόκληρη την κατασκευή (Poulos, 2017).

Μία θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση είναι ιδανική στην περίπτωση που το φέρον υλικό είναι πολύ κοντά στο χαμηλότερο επίπεδο του υπογείου όπου απαιτείται μία ευρύτερη εξάπλωση των φορτίων στα υποκείμενα εδάφη (underlying soils) ή σε άλλα σημεία στα οποία υπάρχει ένας σχετικά πιο ορθός έλεγχος όσον αφορά τις διαφορικές καθιζήσεις. Η θεμελίωση αυτή είναι πιο δύσκαμπτη σε σχέση με τα μεμονωμένα πέδιλα για μαλακά εδάφη (Poulos, 2017).

Οι θεμελιώσεις με γενική κοιτόστρωση διαθέτουν μεγάλο μέγεθος και για το λόγο αυτό η φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης δεν αποτελεί κυρίαρχη προϋπόθεση στο σχεδιασμό. Παρόλα αυτά, θα πρέπει να εκτιμηθεί διότι κάποια στιγμή θα χρειαστεί προκειμένου να εξετασθεί η μη γραμμική συμπεριφορά της καθιζήσης της θεμελίωσης. Επιπρόσθετα, τα πλευρικά φορτία και η ροπή θα πρέπει να ληφθούν υπόψη για την αποτίμηση της οριακής φέρουσας ικανότητας (πίεση), δηλαδή την αντοχή του εδάφους σε θραύση εξαιτίας των διατμητικών δυνάμεων. Η τιμή της φέρουσας ικανότητας

εξαρτάται από τέσσερις (4) παράγοντες, τις διαστάσεις και το σχήμα της θεμελίωσης, το βάθος της θεμελίωσης, τον τύπο του εδάφους και από τα φορτία. Στο σχεδιασμό, η δυσκαμψία του εδάφους είναι αρκετά σημαντική κυρίως για την κατανομή του φορτίου στην πλάκα θεμελίωσης (raft), αλλά φυσικά και για τον υπολογισμό των διατμητικών δυνάμεων και των καμπτικών ροπών (Poulos, 2017).

Ένα παράδειγμα τέτοιου τύπου θεμελίωσης είναι το ξενοδοχείο Le Royal στο Αμμάν της Ιορδανίας με συνολικό ύψος 108 μέτρα. Το πάχος της πλάκας κυμαίνεται από 1.5 έως 3 μέτρα ανάλογα με την κατανομή (εξάπλωση) των φορτίων στα υποστυλώματα. Τέλος, η θεμελίωση πραγματοποιήθηκε σε βάθος περίπου 23 m και η μέση τιμή της φέρουσας ικανότητας εκτιμήθηκε περίπου στα 400 KPa (Poulos, 2017).



Εικόνα 10.1: Τύποι θεμελίωσης γενικής κοιτόστρωσης

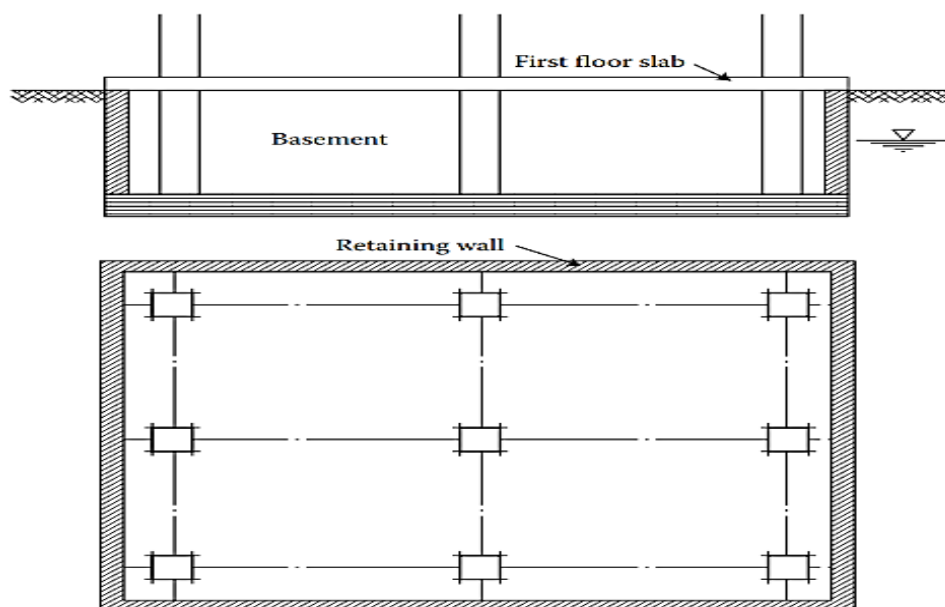
10.3.2 Επιπλέουσα θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση (Compensated raft foundation)

Αρχικά, θα πρέπει να αναφέρουμε ότι όταν χρησιμοποιούμε τον όρο “επιπλέουσα” εννοούμε την αύξηση του βάθους της θεμελίωσης. Γενικά, τα υψηλά κτήρια έχουν συνήθως περισσότερα του ενός υπόγεια που χρησιμοποιούνται για τη στάθμευση των αυτοκινήτων, το λιανικό εμπόριο κ.λπ. Όταν συμβαίνει αυτό, τότε η κατασκευή της πλάκας γενικής κοιτόστρωσης περιλαμβάνει την εκσκαφή του εδάφους πριν από την κατασκευή της θεμελίωσης καθώς επίσης και της ανωδομής. Επίσης, παρατηρούμε τη μείωση της πίεσης στο υποκείμενο έδαφος λόγω της εκσκαφής και συνάμα την αύξηση της καθαρής εδαφικής πίεσης εξαιτίας της κατασκευής (ανωδομής), με αποτέλεσμα η

διαφορική και μη διαφορική καθίζηση της θεμελίωσης να μειωθούν σε σύγκριση με τη θεμελίωση στο επίπεδο του εδάφους (Poulos, 2017).

Η συγκεκριμένη θεμελίωση είναι αρκετά πρακτική σε μαλακά αργιλώδη εδάφη και αυτό γιατί οι καθιζήσεις θα είναι κατά πάσα πιθανότητα μικρότερες, σε αντίθεση με την περίπτωση που η θεμελίωση επιτευχθεί στην επιφάνεια του εδάφους. Βέβαια, ένα σημαντικό μειονέκτημα στην περίπτωση που πραγματοποιηθεί η θεμελίωση σε τέτοιου είδους εδάφη, αποτελεί το γεγονός ότι θα υπάρξει περιορισμός στο ύψος του κτηρίου, κυρίως λόγω της φέρουσας ικανότητας και των καθιζήσεων (Poulos, 2017).

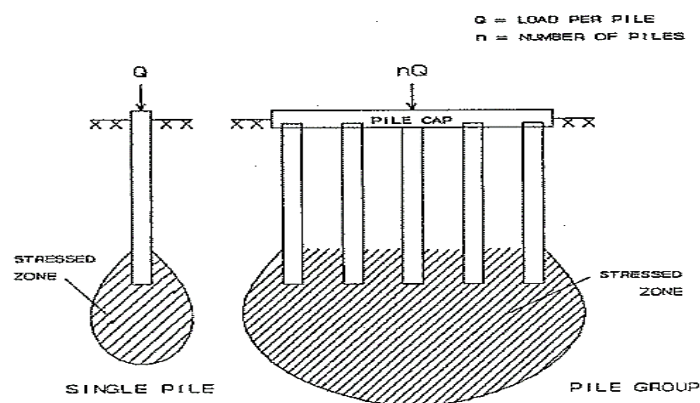
Ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα τέτοιας θεμελίωσης είναι το One Shell Plaza ύψους 218 μέτρων (50 όροφοι). Οι διαστάσεις του θεμελίου περιελάμβαναν 2.5 m πάχος, 52 m πλάτος και 71 m μήκος. Η συνολική πίεση που υπολογίστηκε ήταν 405 KPa, αλλά η καθαρή μειώθηκε στα 36 KPa λόγω της βαθιάς εκσκαφής. Η μέγιστη καθίζηση που διαπιστώθηκε ήταν περίπου 125 mm με μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση 1/170 έπειτα από 8 έτη. Παρόλο που και τα δύο ξεπέρασαν τα αποδεκτά όρια τιμών, στην κατασκευή δεν προέκυψε κάποιο σοβαρό πρόβλημα. Τέλος, ο συγκεκριμένος τύπος θεμελίωσης χρησιμοποιήθηκε και στην κατασκευή του Tower Palace III που βρίσκεται στη Σεούλ της Νότιας Κορέας και η οποία διαθέτει ύψος 264 m (Poulos, 2017).



Εικόνα 10.2: Επιπλέουσα θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση
(Πηγή: Poulos, 2017)

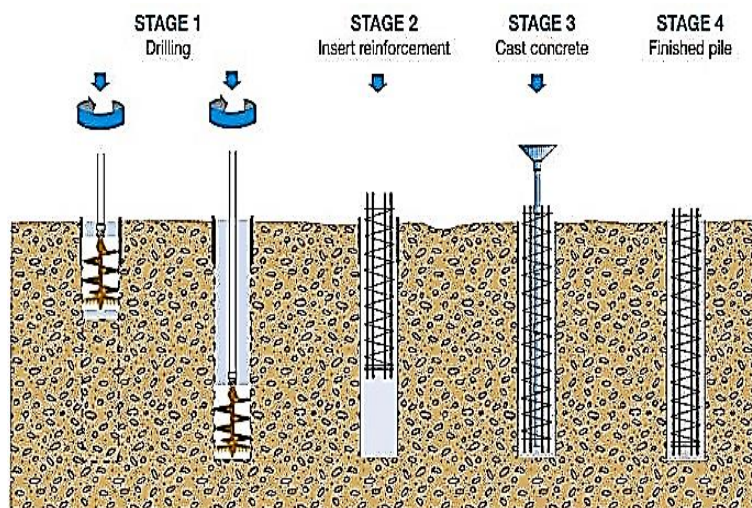
10.3.3 Θεμελιώσεις με πασσάλους (Pile foundations)

Σε αρκετές περιπτώσεις, παρατηρείται ότι οι συνθήκες εδάφους δεν ενδείκνυνται για την επιλογή μίας επιφανειακής θεμελίωσης με γενική κοιτόστρωση, ιδίως όταν έχουμε να κάνουμε με ένα πολύ υψηλό κτήριο όπου τα κατακόρυφα και πλευρικά φορτία που επιβάλλονται σε αυτό είναι ισχυρά. Για αυτό το λόγο, θα πρέπει να πραγματοποιηθεί μία βαθιά θεμελίωση χρησιμοποιώντας μεμονωμένους ή ομαδοποιημένους πασσάλους οι οποίοι τοποθετούνται κυρίως κάτω από τα υποστυλώματα και τα φέροντα τοιχώματα (Poulos, 2017).



Εικόνα 10.3: Μεμονωμένοι και ομαδοποιημένοι πάσσαλοι

Γενικότερα, γνωρίζουμε ότι οι βαθιές θεμελιώσεις με πασσάλους χωρίζονται σε δύο κατηγορίες, στους πασσάλους δι' εκτοπίσεως (driven piles) και στους δι' εκσκαφής (bored piles-άνευ εκτοπίσεως). Όσον αφορά την τελευταία, χρησιμοποιούνται ευρέως και είναι επί τόπου εγχυόμενοι (cast in situ piles), με αφαίρεση του εδαφικού υλικού, π.χ. τύπου Benoto, Flight auger piles κ.λπ. (Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2011). Πιο συγκεκριμένα, δι' εκσκαφής σημαίνει ότι η τοποθέτηση του πασσάλου εντός του εδάφους γίνεται με τη χρήση τεχνικών διείδυσης χωρίς τη διενέργεια εκσκαφής (πέραν από κάποιας αρχικής εκσκαφής που απαιτείται για την έναρξη της διαδικασίας). Ακόμη, οι συγκεκριμένοι πάσσαλοι κατασκευάζονται από μπεντονίτη που είναι το βασικότερο συστατικό των αργίλων ή ιδανικότερα με ρευστά γεώτρησης που περιέχουν πολυμερή. Η διάμετρός των πασσάλων μπορεί να ξεπεράσει τα 3 m και υπάρχει η δυνατότητα να σχεδιαστούν για φορτία λειτουργικότητας που ξεπερνούν και τα 50 MN υπό κατάλληλες εδαφικές συνθήκες (Poulos, 2017).



Εικόνα 10.4: Διαδικασία τοποθέτησης πασσάλου δι' εκσκαφής

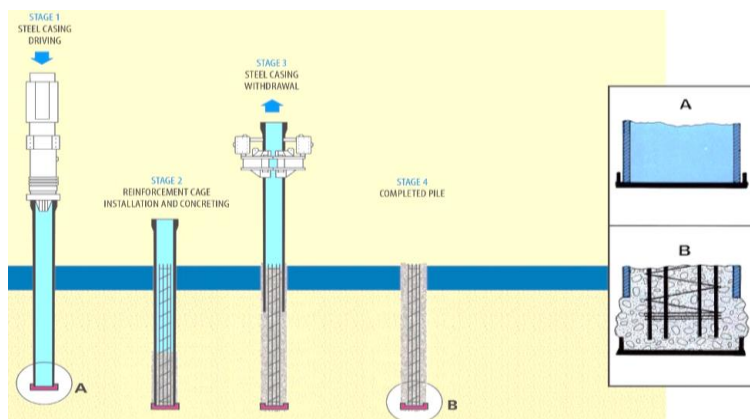
Με την ανάπτυξη του γεωτεχνικού μοντέλου και την κατάλληλη επιλογή του τύπου πασσάλου, ο μελετητής βρίσκεται στο στάδιο που μπορεί να υπολογίσει την αξονική ικανότητα τόσο σε θλίψη, όσο και σε εφελκυσμό διαφόρων διαμέτρων και τύπων πασσάλων με τη χρήση στατικών μεθόδων ανάλυσης. Μόλις καταφέρει να συλλέξει όλες τις απαραίτητες πληροφορίες, έχει τη δυνατότητα να καταλήξει στο μέγεθος και τη διαμόρφωση των πασσάλων που θα χρησιμοποιηθούν στη θεμελίωση (Ρουλος, 2017).

Η θεμελίωση σε πύργους, τις περισσότερες φορές περιλαμβάνει ένα μεγάλο αριθμό πασσάλων και για το λόγο αυτό ο σκοπός κατά το σχεδιασμό είναι να διεξαχθούν κατάλληλα και ασφαλή συμπεράσματα από τα αποτελέσματα αλληλεπίδρασης. Η καθίζηση έχει μεγάλη διαφορά όταν πρόκειται για μεμονωμένο πάσσαλο σε σχέση με την ομάδα πασσάλων λόγω της επίδρασης του εδάφους (Ρουλος, 2017).

Αντίθετα, υπάρχουν και οι πάσσαλοι δι' εκτοπίσεως οι οποίοι δεν προτιμώνται λόγω των περιορισμών στη φέρουσα ικανότητα καθώς και των διαφόρων ζητημάτων που προκύπτουν στα αστικά περιβάλλοντα, όπως είναι ο θόρυβος και οι δονήσεις (Ρουλος, 2017). Πάντως, στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι προκατασκευασμένοι-εμπηγνόμενοι πάσσαλοι και οι επί τόπου εγχυόμενοι με εκτόπιση του εδαφικού υλικού, π.χ. τύπου Franki, Vibro κ.λπ. (Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2011).

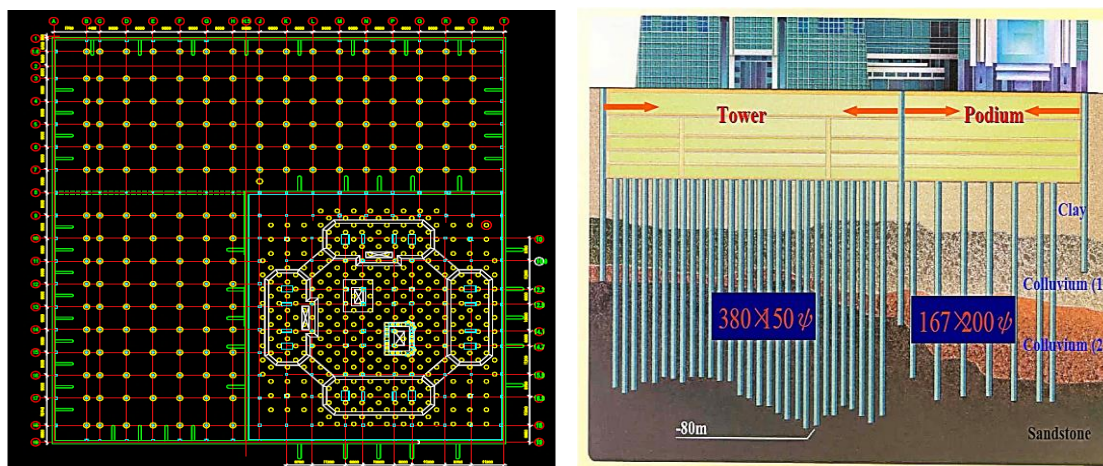
Ωστόσο, σε ορισμένες περιπτώσεις, όταν οι κατασκευές δε διαθέτουν υπερβολικά μεγάλο ύψος και το έδαφος είναι αμμώδες, είναι δυνατό να χρησιμοποιηθούν πάσσαλοι δι' εκσκαφής με χρήση συνεχούς διατρητικού ελικοειδούς στελέχους (“αρίδας”)

(continuous flight auger pile) και αυτό γιατί η εγκατάστασή τους γίνεται με γρήγορους ρυθμούς και δεν δημιουργούνται δονήσεις (Poulos, 2017).



Εικόνα 10.5: Διαδικασία τοποθέτησης πασσάλου δι' εκτοπίσεως

Ένα σπουδαίο παράδειγμα αποτελεί ο πύργος Ταίρει 101 με συνολικό ύψος 449 μέτρα, όπου η θεμελίωσή του πραγματοποιήθηκε με επιτόπου εγχυόμενους πασσάλους δι' εκσκαφής. Αυτός ο τρόπος θεμελίωσης επιλέχθηκε βάσει μίας εκτεταμένης σειράς δοκιμαστικών φορτίσεων πασσάλων. Οι πάσσαλοι που επιλέχθηκαν, είχαν συνολική διάμετρο 1.5 m και τοποθετήθηκαν κάτω από μία πλάκα θεμελίωσης από σκυρόδεμα πάχους 1.5 m. Οι πάσσαλοι εκτείνονται στο βραχώδες υπόβαθρο 40-65 μέτρα κάτω από το έδαφος μέσω μαλακής αργίλου, κολλούβιου και αποσαθρωμένου πετρώματος και άλλα 15-30 m εντός συμπαγούς ψαμμίτη για να αναλάβουν τόσο τα επιτρεπόμενα θλιπτικά φορτία (10.7-14.2 MN), όσο και τις ανυψωτικές δυνάμεις που είναι κατά το ήμισυ σε σύγκριση με τα πρώτα. Εν κατακλείδι, οι πάσσαλοι που χρησιμοποιήθηκαν συνολικά κάτω από την επιφάνεια της πλάκας θεμελίωσης (raft footprint) του πύργου ήταν 380 στον αριθμό (Poulos, 2017).



Εικόνα 10.6: Ταίρει 101, κάτοψη θεμελίωσης και τοποθέτηση πασσάλων

10.3.4 Μπαρέτες (Barrettes)

Ο συγκεκριμένος τύπος θεμελίωσης που θα εξετάσουμε κατασκευάζεται από έγχυτο ωπλισμένο σκυρόδεμα και παρέχει στεγανότητα, ευστάθεια και φυσικά στήριξη σε βαθιές εκσκαφές. Όταν αναφερόμαστε σε μπαρέτες, εννοούμε μεγάλους πασσάλους ορθογωνικής διατομής με πολύ υψηλή αντοχή. Αυτές, τοποθετούνται χρησιμοποιώντας τεχνικές γεώτρησης με μπεντονίτη ή πολυμερή που βοηθούν στη διατήρηση της ευστάθειας κατά τη διάρκεια αυτής της διαδικασίας (Poulos, 2017).

Στις μπαρέτες, δε χρησιμοποιούνται περιστρεφόμενα γεωτρήματα, αλλά μηχανήματα διάνοιξης τύπου υδροφρέζας (hydrofraise/trench cutter) που είναι ιδανικά για μεγάλα βάθη και σκληρά εδάφη ή μέσω της χρήσης εκσκαφέα με αρπαγή (αχιβάδα-clamshell) για τον ακριβώς αντίθετο λόγο. Όσον αφορά τις μπαρέτες, οι μέθοδοι κατασκευής είναι οι ίδιες που χρησιμοποιούνται σχεδόν πάντα στους διαφραγματικούς τοίχους, αλλά και στη θεμελίωση κάποιων υψηλών κτηρίων ώστε να αντέξει τα μεγάλα φορτία και τις υψηλές καμπτικές ροπές (Poulos, 2017).

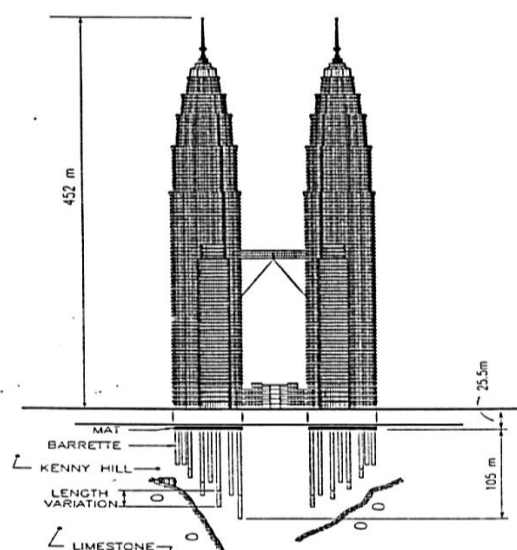
Τα πλεονεκτήματα αυτών σε σχέση με τους πασσάλους δι' εκσκαφής εντοπίζεται στο γεγονός ότι η εγκατάστασή τους μπορεί να πραγματοποιηθεί σε βάθος άνω των 100 μέτρων, έχουν καλύτερη ακρίβεια στην καθετότητα και μπορούν να βαστάξουν μεγάλα φορτία, ενώ επίσης με τις μπαρέτες μπορούμε να κατασκευάσουμε σύμμικτες διατομές, όπως είναι οι μορφές T και οι σταυροειδείς. Οι Submanee Wong και Terparaska, από τις δοκιμές πλευρικών φορτίων που πραγματοποίησαν σε μπαρέτες που είχαν τη μορφή T, διαπίστωσαν ότι η αντίστασή τους έναντι σε αυτά ήταν κατά πολύ μεγαλύτερη σε σύγκριση με αυτή των συμβατικών κυκλικών πασσάλων δι' εκσκαφής (Poulos, 2017).

Οι μπαρέτες, χάρη στο μεγάλο μέγεθος που διαθέτουν, προσφέρονται και για την κατασκευή υπογείου ή για τη μέθοδο “top down” (επικάλυψη – εκσκαφή υπογείων χώρων εκ των άνω προς τα κάτω). Αυτή μπορεί να επιτευχθεί εάν επεκτείνουμε τη μπαρέτα στο επίπεδο της επιφάνειας του εδάφους, όμως στην περίπτωση που οι περισσότερες διατομές είναι υπερβολικά μεγάλες, τότε μία ιδανική λύση αποτελούν τα χαλύβδινα υποστυλώματα μικρότερης διατομής τα οποία είναι εγκιβωτισμένα με πολύ μεγάλη ακρίβεια σε μπαρέτες (ή πασσάλους) νωπού σκυροδέματος, χωρίς να υπάρχει η ανάγκη για χρήση κοχλιών και ελασμάτων (plunge columns) (Poulos, 2017).

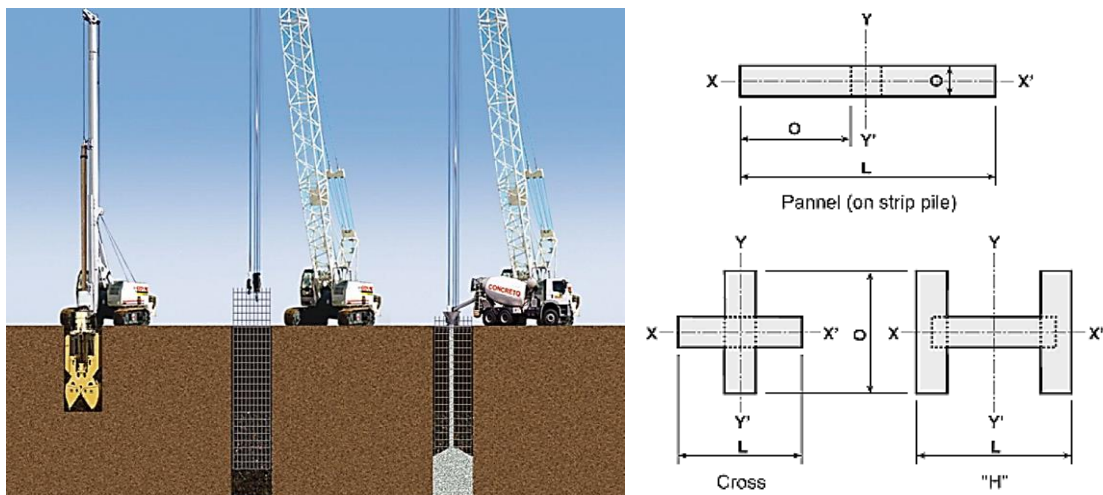
Οι μέθοδοι σχεδιασμού για αυτόν τον τρόπο θεμελίωσης πραγματοποιούνται σχεδόν με την ίδια διαδικασία όπως στους πασσάλους δι' εκσκαφής. Η μόνη διαφορά είναι ότι

κατά την επίδραση των πλευρικών φορτίων, είναι απαραίτητο να χρησιμοποιείται η σχετική δυσκαμψία. Ένα ακόμη πλεονέκτημα αυτού του συστήματος θεμελίωσης είναι ότι ο ισχυρός άξονας μπορεί να ευθυγραμμιστεί προς την κατεύθυνση του ανέμου που δημιουργεί τα μεγαλύτερα πλευρικά φορτία. Πρέπει να αναφερθεί ότι οι εκσκαφές απαιτούν αρκετές ώρες εργασίας, όπως για παράδειγμα στην Μπανγκόκ, όπου η μέση διάρκεια είναι 16.5 ώρες (Poulos, 2017).

Οι μπαρέτες έχουν χρησιμοποιηθεί για τη θεμελίωση πολύ υψηλών και σπουδαίων κτηρίων, όπως είναι οι δίδυμοι πύργοι Petronas συνολικού ύψους 452 μέτρων. Ο κάθε πύργος είναι τοποθετημένος πάνω σε μία υπερβολικά ενισχυμένη πλάκα θεμελίωσης από σκυρόδεμα συνολικού πάχους 4.5 μέτρων, ενώ κάτω από αυτή υπάρχει μία σειρά από μπαρέτες ορθογωνικής διατομής. Αυτές έχουν διάφορα μήκη που κυμαίνονται από 20 έως και 105 μέτρα λόγω του ότι το βάθος του εδάφους μεταξύ των βάσεων της μπαρέτας και της απότομης κλίσης του ασβεστολιθικού βραχώδους υποβάθρου πρέπει να είναι σταθερό, ενώ ο ασβεστόλιθος βρέθηκε να είναι σπηλαιώδης. Στο σχεδιασμό επιλέχθηκε να πραγματοποιηθούν τσιμεντενέσεις πίεσης για την συμπύκνωση των τοπικών μαλακών σημείων μέσα ή κοντά στην επιφάνεια του πετρώματος (Poulos, 2017). Αξίζει να αναφερθεί ότι στη συγκεκριμένη κατασκευή έχει πραγματοποιηθεί μία από τις πιο βαθιές θεμελιώσεις στον κόσμο, ενώ αυτός ο τύπος θεμελίωσης θα χρησιμοποιηθεί και σε μία μελλοντικά σπουδαία κατασκευή, στον πύργο Dubai Creek που θα συναγωνιστεί τόσο το Burj Khalifa, όσο και το μελλοντικό Kingdom Tower.



Εικόνα 10.7: Petronas Towers, θεμελίωση



Εικόνα 10.8: α) Διαδικασία τοποθέτησης μπαρέτας (διάτρηση, τοποθέτηση οπλισμού και σκυροδέτηση), β) τυπικές μορφές μπαρέτας

10.3.5 Θεμελίωση επί πασσάλων συνδεδεμένων με τη γενική κοιτόστρωση (Piled raft foundation)

Ένας πολύ μεγάλος αριθμός πολυώροφων κτηρίων κατασκευάζεται από παχιές πλάκες θεμελίωσης, αλλά στην περίπτωση που τοποθετηθούν πάσσαλοι, τότε θεωρείται ότι η συγκεκριμένη πλάκα δε φέρει κανένα από τα φορτία που επιδέχεται η θεμελίωση. Συνεπώς, υπάρχει το ενδεχόμενο να χρησιμοποιηθεί η πλάκα υπογείου σε συνδυασμό με τους πασσάλους για τη βελτίωση της θεμελίωσης ώστε να πληροί τις προϋποθέσεις τόσο της φέρουσας ικανότητας, όσο και των κριτηρίων καθίζησης (Poulos, 2017).

«Η θεμελίωση επί πασσάλων συνδεδεμένων με τη γενική κοιτόστρωση είναι ένα μικτό σύστημα όπου οι πάσσαλοι και η πλάκα θεμελίωσης μοιράζονται τα εφαρμοζόμενα στατικά φορτία». Σε μία συμβατική θεμελίωση με πασσάλους, υπάρχει το ενδεχόμενο ο αριθμός αυτών να μειώνεται σε σημαντικό βαθμό εάν λάβουμε υπόψη τη συμβολή της γενικής κοιτόστρωσης στη συνολική ικανότητα της θεμελίωσης. Τότε, οι πάσσαλοι παρέχουν την κύρια στιβαρότητα (δυσκαμψία) της θεμελίωσης, ενώ η συγκεκριμένη πλάκα μία “εφεδρική” φέρουσα ικανότητα (Poulos, 2017).

Πάντως, στη συνθήκη που έχουμε μόνο τη θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση και δεν ικανοποιούνται οι απαιτήσεις σχεδιασμού (π.χ. συνολική και διαφορική καθίζηση), η προσθήκη πασσάλων είναι μία εξαιρετική λύση προκειμένου να βελτιωθεί η απόδοση αυτής. Όταν χρησιμοποιούμε έναν περιορισμένο αριθμό πασσάλων στις κατάλληλες θέσεις, ενδέχεται να έχουμε αύξηση της απόδοσης της πλάκας γενικής κοιτόστρωσης

και πιο συγκεκριμένα τη βελτίωση της οριακής φέρουσας ικανότητας, της καθίζησης καθώς επίσης και της διαφορικής καθίζησης με αποτέλεσμα εν τέλει να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις σχεδιασμού (Poulos, 2017).

Τα κύρια πλεονεκτήματα της θεμελίωσης επί πασσάλων συνδεδεμένων με τη γενική κοιτόστρωση είναι (Poulos, 2017):

- Οι πάσσαλοι δεν είναι υποχρεωτικό να σχεδιαστούν ώστε να βαστάζουν ολόκληρο το φορτίο, κάτι που είναι πολύ σημαντικό διότι με αυτό τον τρόπο θα προκύψει εξοικονόμηση στο κόστος θεμελίωσης.
- Στην πράξη, οι πάσσαλοι μπορεί να τοποθετηθούν κάτω από την πλάκα θεμελίωσης με σκοπό να ελεγχθούν οι διαφορικές καθιζήσεις.
- Οι πάσσαλοι με διαφορετικά μήκη ή και διάμετρο μπορεί να τοποθετηθούν σε κάποιες άλλες θέσεις για τη βελτιστοποίηση του σχεδιασμού της θεμελίωσης.
- Μπορούν να επιλεγούν ποικίλα πάχη στις πλάκες θεμελίωσης σε διαφορετικές θέσεις προκειμένου ο σχεδιασμός της θεμελίωσης να αποδίδει σε ακόμη μεγαλύτερο βαθμό.
- Οι πάσσαλοι μπορούν να σχεδιαστούν ώστε να βαστάζουν ένα φορτίο που τείνει ή είναι ίσο με το οριακό γεωτεχνικό φορτίο τους (ultimate geotechnical load), δηλαδή με την οριακή φέρουσα ικανότητά τους, αρκεί η πλάκα θεμελίωσης να αναπτύξει ένα επαρκές ποσοστό της απαιτούμενης οριακής φέρουσας ικανότητας.

Αξίζει να αναφερθεί ότι η πιο αποτελεσματική εφαρμογή των πασσάλων που είναι συνδεδεμένοι με τη γενική κοιτόστρωση προκύπτει όταν η πλάκα θεμελίωσης παρέχει μία επαρκή φέρουσα ικανότητα. Βέβαια, όταν χρησιμοποιηθεί από μόνη της η πλάκα θεμελίωσης, τότε η διαφορική, και μη, καθίζηση υπερβαίνουν τις επιτρεπόμενες τιμές (Poulos, 2017)

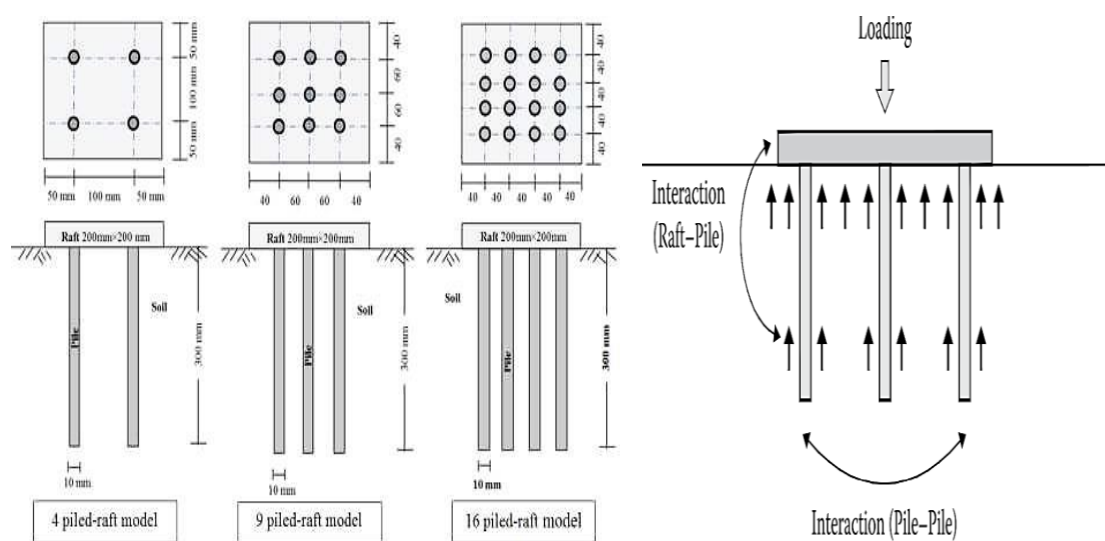
Ο Poulos (2001b), εξέτασε έναν μεγάλο αριθμό εξειδικευμένων εδαφικών κατατομών και παρατήρησε ότι οι συνθήκες είναι ευνοϊκές όταν αυτά αποτελούνται από σχετικά άκαμπτες αργίλους και από σχετικά πυκνές άμμους ή ασθενή πετρώματα. Πάντως, και στις δύο περιπτώσεις, η πλάκα θεμελίωσης εκτός από το γεγονός ότι μπορεί να παρέχει ένα σημαντικό ποσοστό της απαιτούμενης φέρουσας ικανότητας, είναι δυνατό ακόμη να συμβάλει και στη δυσκαμψία της θεμελίωσης (Poulos, 2017).

Οι πάσσαλοι πρέπει να είναι συγκεντρωμένοι σε κατάλληλες θέσεις κάτω από τη γενική κοιτόστρωση για τη βελτίωση της απόδοσης. Αυτό σημαίνει ότι πρέπει να τοποθετούνται σε επιφάνειες που ασκούνται επιπρόσθετα φορτία, ενώ αντίθετα όταν δε συμβαίνει αυτό, τότε μειώνεται σε μεγάλο βαθμό ο αριθμός των πασσάλων, ενώ μπορεί ακόμη και να μην απαιτείται η χρήση τους (Poulos, 2017).

Ωστόσο, σε κάποιες εδαφικές κατατομές, η θεμελίωση μπορεί να επιτευχθεί με χρήση μόνο των πασσάλων λόγω του ότι η γενική κοιτόστρωση δε θα έχει την απαιτούμενη απόδοση. Ένα τέτοιο παράδειγμα αποτελούν οι κατατομές (προφίλ) που αποτελούνται από πολύ μαλακές αργίλους στην επιφάνεια της πλάκας θεμελίωσης. Αυτή, σε μία τέτοια περίπτωση, συνεισφέρει σε ένα και μόνο μικρό ποσοστό της απαιτούμενης οριακής φέρουσας ικανότητας (Poulos, 2017).

Ένα άλλο τέτοιο παράδειγμα είναι οι κατατομές που υπόκεινται σε μακροπρόθεσμες καθιζήσεις λόγω στερεοποίησης διότι υπάρχει μεγάλη πιθανότητα το έδαφος να χάσει την επαφή με την πλάκα γενικής κοιτόστρωσης, με συνέπεια αυτό να οδηγήσει στο να αναπτυχθούν εφελκυστικές δυνάμεις στους πασσάλους (Poulos, 2017).

Το τρίτο εδαφικό προφίλ που ανήκει σε αυτήν την κατηγορία είναι όταν ενδέχεται να υποστεί εκτεταμένες μετακινήσεις, κάτι που θα οδηγήσει σε αυξημένες πιέσεις επαφής, δηλαδή σε πιέσεις που αναπτύσσονται κατά τη διεπιφάνεια φορτιζόμενου θεμελίου και εδάφους στην πλάκα γενικής κοιτόστρωσης και τελικά θα αναπτυχθούν εφελκυστικές δυνάμεις στους πασσάλους (Poulos, 2017).



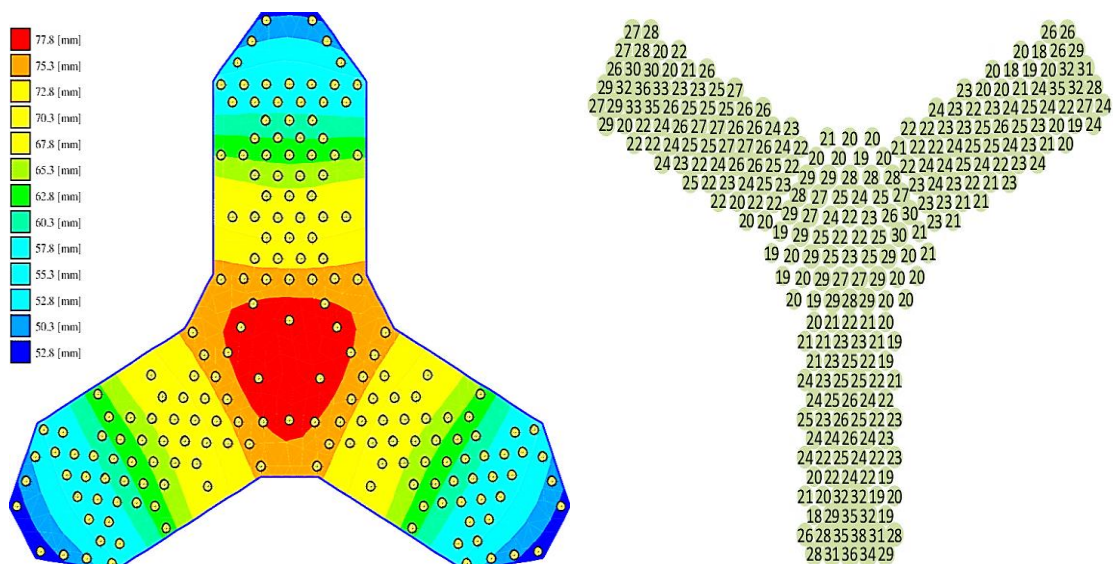
Εικόνα 10.9: α) Θεμελίωση επί πασσάλων συνδεδεμένων με τη γενική κοιτόστρωση, β) κατανομή των φορτίων στο συγκεκριμένο τύπο θεμελίωσης

(Πηγή: Poulos, 2017)

Η θεμελίωση με πασσάλους που συνδέονται με τη γενική κοιτόστρωση ήταν αυτή που επιλέχθηκε για το υψηλότερο κτήριο του κόσμου. Πιο συγκεκριμένα, ο ουρανοξύστης Burj Khalifa αποτελείται από μία πλάκα γενικής κοιτόστρωσης πάχους 3.7 m η οποία στηρίζεται με χρήση πασσάλων. Για να πραγματοποιηθεί η συγκεκριμένη θεμελίωση, τοποθετήθηκαν 196 επί τόπου εγχυόμενοι πάσσαλοι άνευ εκτοπίσεως συνολικής διαμέτρου 1.5 m και μήκους από 43-47 m με λειτουργικό φορτίο (working load) που έφθανε τα 30 MN ο καθένας (Poulos, 2017).

Ο Shanghai Tower διαθέτει 128 ορόφους και έχει ύψος 632 μέτρα. Το έδαφος όπου πραγματοποιήθηκε η θεμελίωση αποτελούνταν από αλλουβιακές αποθέσεις αργίλου, ενώ χρησιμοποιήθηκαν συνολικά 955 πάσσαλοι άνευ εκτοπίσεως (φρεατοπάσσαλοι) μήκους 52 έως 56 ώστε να στηριχθεί ο πύργος και οι οποίοι συνδέονται με μία πλάκα γενικής κοιτόστρωσης πάχους 6 m (Poulos, 2017).

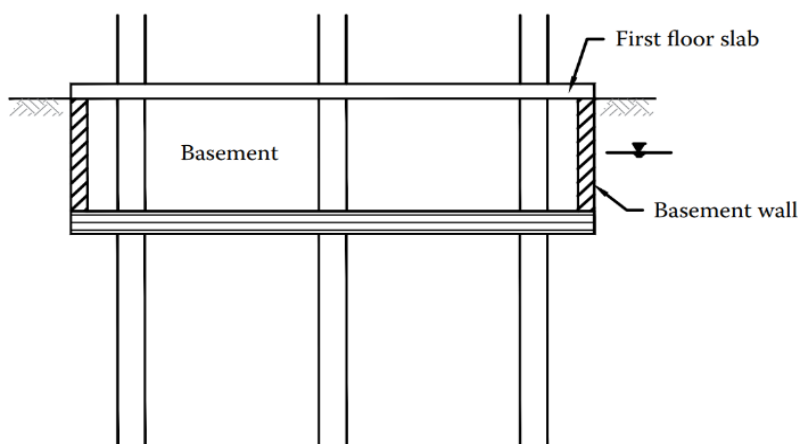
Μία τέτοιου τύπου θεμελίωση επιλέχθηκε και για το μελλοντικά υψηλότερο κτήριο στον κόσμο όπου αυτή τη στιγμή βρίσκεται υπό κατασκευή και σε μερικά χρόνια θα γίνει ο πρώτος ουρανοξύστης που θα ξεπεράσει το 1 km σε ύψος, το Kingdom Tower. Οι συνθήκες του εδάφους είναι ιδιαίτερα δύσκολες λόγω του ότι υπάρχουν μία σειρά από στρώσεις ασθενών πετρωμάτων μαζί με ένα υπερβολικά διαπερατό κοραλλιογενές πέτρωμα. Συνολικά τοποθετήθηκαν 270 πάσσαλοι δι' εκσκαφής με διάμετρο 1.5 και 1.8 m πάνω από την επιφάνεια του πύργου. Οι πάσσαλοι βρίσκονται κοντά στο κέντρο του κτηρίου σε βάθος 108 μέτρα και με αυτό τον τρόπο μειώνεται το βάθος στα άκρα των τριών περύγων στα 45 m. Το πάχος της πλάκας γενικής κοιτόστρωσης είναι 5 m στα άκρα αυτά και 4.5 m κοντά στο κέντρο του κτηρίου. Τέλος, πραγματοποιήθηκαν δοκιμαστικές φορτίσεις στους πασσάλους για την επαλήθευση των χαρακτηριστικών τους και παρατηρήθηκε ότι η μακροπρόθεσμη καθίζηση που θα συμβεί στον πύργο θα είναι περίπου 100 mm, ενώ η διαφορική ανάμεσα στο κέντρο και τα άκρα των περύγων υπολογίστηκε γύρω στα 200 mm (Poulos, 2017).



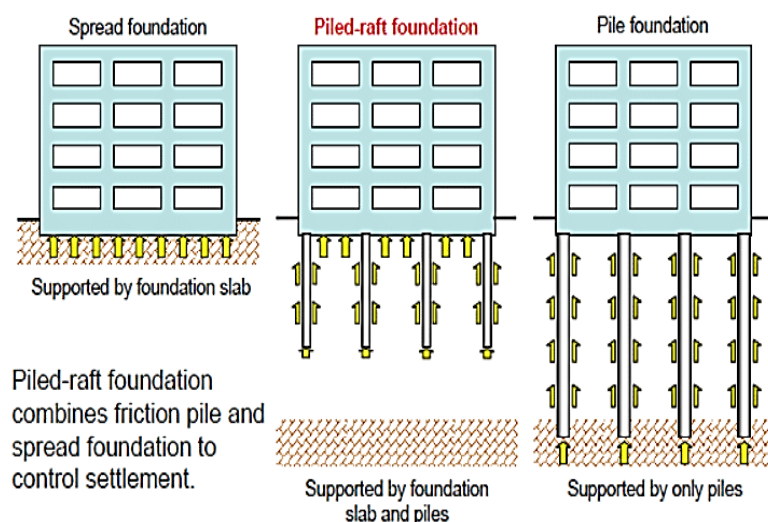
Εικόνα 10.10: α) Burj Khalifa, σημεία τοποθέτησης πασσάλων και οι αντίστοιχες καθιζήσεις, β) Kingdom Tower, αξονικά φορτία που ασκούνται στις κεφαλές των πασσάλων (MN)

10.3.6 Επιπλέουσα θεμελίωση επί πασσάλων συνδεδεμένων με τη γενική κοιτόστρωση (Compensated pile raft foundation)

Σε αυτόν τον τύπο θεμελίωσης, οι πάσσαλοι τοποθετούνται κάτω από την επιπλέουσα πλάκα γενικής κοιτόστρωσης και μάλιστα παρατηρούνται οι πιο μικρές καθιζήσεις και η μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα σε σύγκριση με τους υπόλοιπους τύπους θεμελίωσης γιατί αρχικά η επίδραση τόσο του εδάφους στο οποίο πραγματοποιήθηκε η εκσκαφή, όσο και της πρόσθετης κατακόρυφης και πλευρικής αντίστασης των τοιχωμάτων του υπογείου συμβάλλουν στην δυσκαμψία και στην ικανότητα αυτού του συστήματος. Για να εκτιμηθεί με ορθό τρόπο η συμπεριφορά ένας τέτοιου τύπου θεμελίωσης, θα πρέπει να προσομοιωθούν όχι μόνο η σταδιακή εφαρμογή των στατικών φορτίων, αλλά και η διαδικασία της εκσκαφής και της τοποθέτησης των πασσάλων και φυσικά της πλάκας θεμελίωσης. Παρά το γεγονός ότι αυτή η διαδικασία μπορεί να επιτευχθεί με χρήση της ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων, υπάρχει και ένας άλλος τρόπος προσομοίωσης που αναπτύχθηκε από τον Sales (Poulos, 2017).



Εικόνα 10.11: Σύστημα επιπλέουσας θεμελίωσης επί πασσάλων συνδεδεμένων με τη γενική κοιτόστρωση (Πηγή: Poulos, 2017)

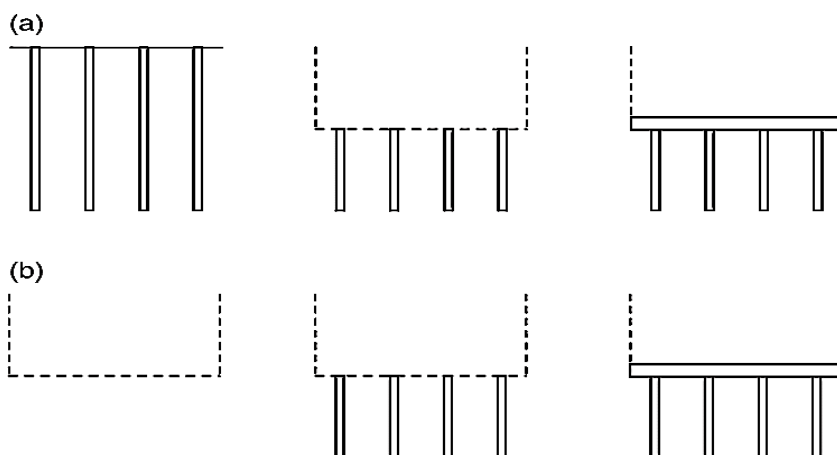


Εικόνα 10.12: Σύγκριση απόδοσης μεταξύ συστημάτων θεμελίωσης: α) Εκτεταμένη θεμελίωση (γενική κοιτόστρωση), β) θεμελίωση επί πασσάλων συνδεδεμένων με τη γενική κοιτόστρωση, γ) θεμελίωση με πασσάλους

10.3.6.1 Εκσκαφή και τοποθέτηση πασσάλων

Η διαδικασία που θα ακολουθηθεί για την εκσκαφή και την τοποθέτηση των κυκλικών πασσάλων, θα πρέπει να πραγματοποιείται με βάση την κάθε περίπτωση ξεχωριστά. Σε κάποια κτήρια που έχουν επιλεγεί επιφανειακές εκσκαφές, οι πασσαλοι μπορούν να εγκατασταθούν πριν την έναρξη της διαδικασίας αυτών. Αντίθετα, στην περίπτωση με μεγάλα βάθη, ένα μέρος ή ακόμη και ολόκληρη η εκσκαφή είναι αυτή που υλοποιείται πρώτα και έπειτα η τοποθέτηση των πασσάλων. Επιπλέον, η διαδικασία κατασκευής

επηρεάζεται και από την παρουσία υπογείων υδάτων. Στην περίπτωση που πρώτα εγκατασταθούν οι πάσσалоι και έπειτα γίνει η εκσκαφή, τότε αυτοί δρουν ως αγκύρια (anchors). Η ανοδική κίνηση του εδάφους θα προκαλέσει εφελκυστικές τάσεις στους πασσάλους, κάτι που πρέπει να αποφευχθεί. Στα αργιλώδη εδάφη, ανάλογα με τον χρόνο που έχει περάσει μεταξύ της εκσκαφής και της τοποθέτησης των πασσάλων, οι τελευταίοι συνεχίζουν να υποφέρουν από τις εφελκυστικές τάσεις που τους ασκούνται (Poulos, 2017).



Εικόνα 10.13: a) Σκυροδέτηση πασσάλων πριν την εκσκαφή, b) πραγματοποιείται πρώτα η εκσκαφή του εδάφους

10.3.6.2 Διαδικασία γενικής κοιτόστρωσης

Κατά τη σκυροδέτηση της πλάκας θεμελίωσης, το έδαφος κάτω από αυτή παύει να δέχεται τις αρχικές τάσεις και αποφορτίζεται με αποτέλεσμα να συμπεριφέρεται ως ένα υπερστερεοποιημένο έδαφος (overconsolidation soil). Πάντως, οι επί τόπου δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν ενδέχεται να μην επαρκούν για τις ακριβείς προβλέψεις των καθιζήσεων διότι απαιτούνται παράμετροι προφόρτισης (Poulos, 2017).

Εάν εφαρμόσουμε ένα “υγρό” φορτίο (“wet” load) στο έδαφος που αντιστοιχεί στο βάρος του νωπού σκυροδέματος στην πλάκα γενικής κοιτόστρωσης, τότε θα προκύψει μία αρχική καθίζηση της βάσης της εκσκαφής και ένα μικρό φορτίο θα αναπτυχθεί εντός των πασσάλων (Poulos, 2017).

Η καθίζηση που προκύπτει στα αμμώδη εδάφη εξαιτίας της σκυροδέτησης της γενικής κοιτόστρωσης είναι αρκετά πιθανό να έχει ολοκληρωθεί πριν από τη σκλήρυνση του σκυροδέματος (πλάκας θεμελίωσης). Αντίθετα, στα αργιλώδη εδάφη, η διαδικασία

αυτή συμβαίνει μετά από τη σκλήρυνση του σκυροδέματος και αυτό οδηγεί στο να αλλάξει ο αρχικός καταμερισμός των φορτίων, ενώ η καθοδική κίνηση του εδάφους δημιουργεί θλιπτικές τάσεις εντός των πασσάλων στο πάνω μέρος τους, που όμως δεν επηρεάζουν την φέρουσα ικανότητα αυτών. Σε συνδυασμό με την εφελκυστική τάση λόγω της εκσκαφής, η κατανομή των τάσεων που προκύπτει εγκάρσια του πασσάλου είναι πολυσύνθετη και διαφοροποιείται με το πέρασμα του χρόνου. Πάντως, πρέπει να αναφερθεί ότι η συνολική δυσκαμψία πασσάλου-γενικής κοιτόστρωσης είναι άρρηκτα συνδεδεμένη με την δυσκαμψία του πασσάλου, ενώ η συμπεριφορά ενός τέτοιου συστήματος θεμελίωσης επηρεάζεται σε πολύ μεγάλο βαθμό από τη σειρά με την οποία θα πραγματοποιηθεί η εκσκαφή (Poulos, 2017).

Στην περίπτωση που το βάρος της πλάκας θεμελίωσης είναι μικρότερο από αυτό της εκσκαφής, σημαίνει ότι το έδαφος θα συμπεριφέρεται ως υπερστερεοποιημένο κατά το πρώτο στάδιο της ανέγερσης. Όσον αφορά την κατανομή της καθίζησης και τον καταμερισμό των φορτίων, αυτά εξαρτώνται από διάφορες παραμέτρους, όπως είναι η διαδικασία της εκσκαφής, η μείωση της στάθμης των υπογείων υδάτων, η χρήση συσκευών για την παρακολούθηση των καθιζήσεων, των τάσεων και των φορτίων, ο χρόνος μεταξύ του τέλους της εκσκαφής και της σκυροδέτησης της πλάκας γενικής κοιτόστρωσης καθώς επίσης και από το χρόνο που απαιτείται για κατασκευή (Poulos, 2017).

Μέχρι τώρα έχουμε δει ότι οι μετρήσεις της καθίζησης αρχίζουν είτε πριν, είτε μετά τη σκυροδέτηση της γενικής κοιτόστρωσης. Η διαφορά στις προβλέψεις της καθίζησης και για τις δύο αυτές περιπτώσεις κυμαίνεται μεταξύ μερικών χιλιοστών. Τα όργανα μέτρησης του φορτίου αποτελούνται από αισθητήρες μηχανικής παραμόρφωσης (strain gauge-επιμηκυνσιόμετρα) εντός των πασσάλων, από αισθητήρες δύναμης (load cells) στην αιχμή και στην κορυφή των πασσάλων και από κυψέλες (κύτταρα) μέτρησης ωθήσεων (πίεσεων) γαιών κάτω από την πλάκα θεμελίωσης, ενώ εγκαθίστανται τις περισσότερες φορές πριν από τη σκυροδέτηση αυτής (Poulos, 2017).

Σε ορισμένες κατασκευές, οι πάσσαλοι της γενικής κοιτόστρωσης έχουν τοποθετηθεί τουλάχιστον 10 μέτρα κάτω από τον υπόγειο υδροφόρο ορίζοντα (ground water table). Το μέγεθος της άνωσης σε τέτοιες περιπτώσεις αντιπροσωπεύει ένα βασικό μέρος του συνολικού βάρους και το τελικό φορτίο στην πλάκα γενικής κοιτόστρωσης εξαρτάται κατά ένα σημαντικό ποσοστό από αυτό (Poulos, 2017). Ένα πολύ χαρακτηριστικό

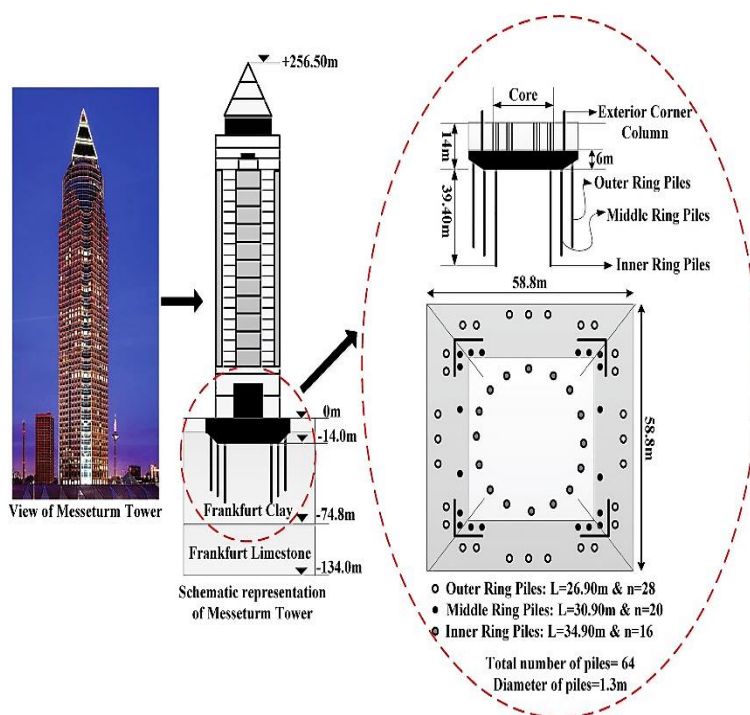
παράδειγμα αποτελεί η κατασκευή Messeturm στη Φρανκφούρτη της Γερμανίας, όπου δύο φορές παρατηρήθηκε πτώση της στάθμης του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα πριν από την έναρξη της κατασκευής. Από τις μετρήσεις που έγιναν, παρατηρήθηκε μία αύξηση των φορτίων στους πασσάλους κατά τη διαδικασία της μείωσης των υπογείων υδάτων, ενώ μειώθηκαν μετά τη διακοπή της άντλησης υδάτων (Poulos, 2017).

Ο Salas παρουσίασε τρία (3) στάδια που αφορούν την πρόβλεψη της καθίζησης μίας επιπλέουσας θεμελίωσης με πασσάλους που είναι συνδεδεμένοι με την πλάκα γενικής κοιτόστρωσης (Poulos, 2017):

Στο πρώτο στάδιο, το έδαφος είναι υπερστεροποιημένο και το φορτίο που εφαρμόζεται είναι μικρότερο από το φαινόμενο βάρος του εδάφους στο οποίο έχει πραγματοποιηθεί η εκσκαφή.

Στο δεύτερο στάδιο, η καθίζηση είναι το επακόλουθο του συνολικού καθαρού φορτίου που υπερβαίνει το φαινόμενο βάρος του εδάφους προς εκσκαφή.

Τέλος, το τρίτο και τελευταίο στάδιο αντιπροσωπεύει την μακροπρόθεσμη κατάσταση αφότου ολοκληρωθεί η πρωτογενής στερεοποίηση.



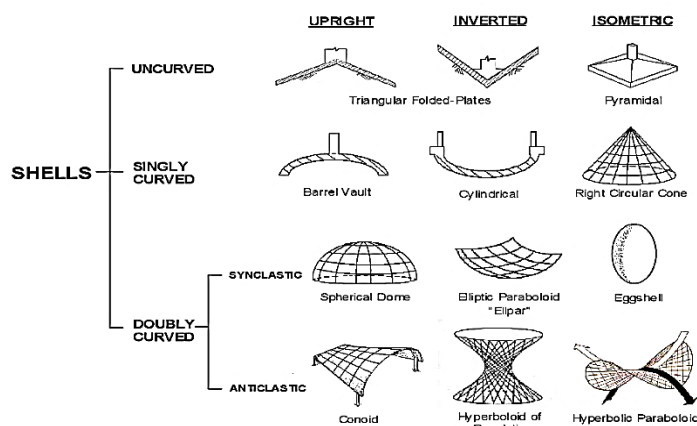
Εικόνα 10.14: Messeturm Tower, λεπτομέρειες θεμελίωσης

10.4 Καινοτόμες επιλογές θεμελίωσης

Η θεμελίωση των περισσότερων υψηλών κτηρίων πραγματοποιείται με έναν από τους τρόπους που συζητήθηκαν παραπάνω. Όμως, υπάρχουν κάποιες καινοτόμες επιλογές που αξίζει να αναφερθούν οι οποίες χρησιμοποιούνται σε ειδικές καταστάσεις. Αυτές είναι η κελυφωτή θεμελίωση (shell foundation), η θεμελίωση υπό δύσκολες εδαφικές συνθήκες, οι πάσσαλοι ενέργειας (energy piles) και οι ενσκυροδετημένοι υποδοχείς βλήτρων ελέγχου δυσκαμψίας (controlled stiffness inserts) (Poulos, 2017).

10.4.1 Κελυφωτές θεμελιώσεις (Shell foundations)

Το συγκεκριμένο σύστημα θεμελίωσης έχει αναλυθεί διεξοδικά από τον Kurian. Στα πλεονεκτήματά του ανήκει η μεταφορά των φορτίων μέσω των ασθενέστερων εδαφών κοντά στην επιφάνεια σε πιο συμπαγείς στρώσεις έδρασης (bearing strata) με απόρροια να αναπτύσσεται μία οριζόντια και μία κατακόρυφη φέρουσα ικανότητα. Πάντως, ο συγκεκριμένος τύπος θεμελίωσης είναι αρκετά οικονομικός λόγω της εξοικονόμησης των υλικών και αυτό οδηγεί ένα μεγάλο αριθμό κρατών που το κόστος της θεμελίωσης είναι αρκετά δαπανηρό, να επιλέγουν την κελυφωτή θεμελίωση (Poulos, 2017) .



Εικόνα 10.15: Ταξινόμηση κελύφων

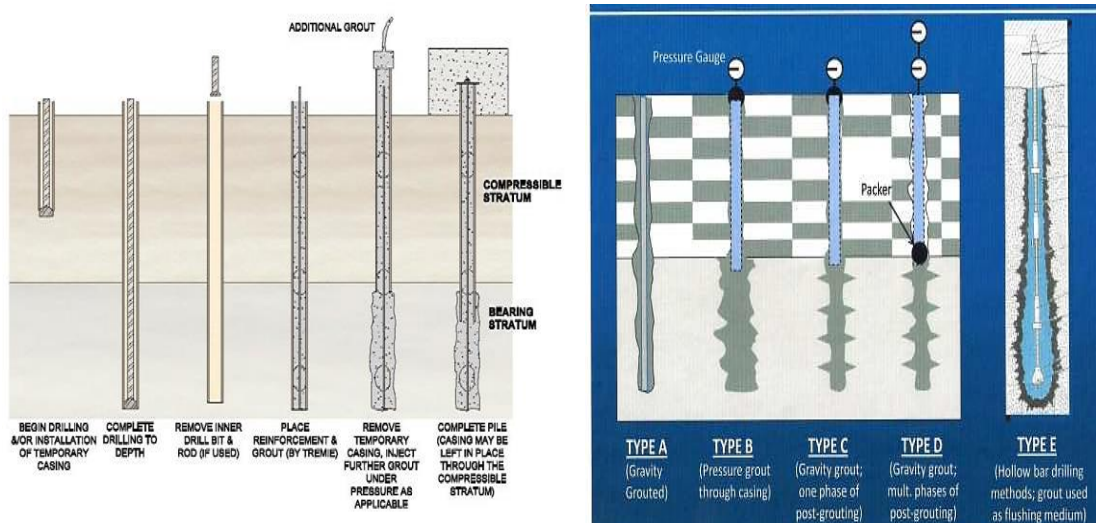
10.4.2 Θεμελίωση υπό δύσκολες εδαφικές συνθήκες

Σε ορισμένες περιπτώσεις, η χρήση των βαθιών θεμελιώσεων δεν ενδείκνυται για λόγους πρακτικούς και οικονομικούς. Πιο συγκεκριμένα, όταν υπάρχουν ογκόλιθοι και άλλου τέτοιου είδους δυσκολίες, τότε θα πρέπει να βρούμε έναν άλλο τρόπο ώστε να επιτευχθεί η θεμελίωση. Ο Knot πρότεινε κάποιες λύσεις όταν οι εδαφικές συνθήκες είναι δύσκολες. Αυτές είναι (Poulos, 2017):

- Οι επιφανειακές θεμελιώσεις και κυρίως η γενική κοιτόστρωση, έχουν τη δυνατότητα να τοποθετηθούν στο πέτρωμα. Αυτό συμβαίνει όταν οι κοιλότητες στην επιφάνεια του

πετρώματος δεν είναι υπερβολικά βαθιές και οπότε μπορούν να καθαριστούν και έπειτα να χυτεύσουμε σκυρόδεμα. Για να γεμίσουμε τα κενά και για τη στερεοποίηση του εδάφους εντός αυτών μπορεί να χρησιμοποιηθούν τσιμεντένευσις πίεσης, δηλαδή ενέματα. Αυτή η διαδικασία γίνεται ώστε να παρέχεται ομοιόμορφη δυσκαμψία κάτω από τη θεμελίωση, αλλά και για να αποτραπεί η απώλεια στήριξης, καθώς υπάρχει η πιθανότητα τα κενά να καταρρεύσουν.

- Οι χαλύβδινοι εμπηγνόμενοι πάσσαλοι σχήματος Η. Βέβαια, αυτή η λύση ίσως να πρέπει να αποφευχθεί λόγω της έδρασης στην απότομη κλίση του πετρώματος ή των περαιτέρω κενών κάτω από το επίπεδο της αιχμής.
- Οι πάσσαλοι άνευ εκσκαφής καθώς και οι μπαρέτες, δίνουν τη δυνατότητα τόσο της διάνοιξης οπών στη βάση του φρέατος (shaft) ώστε να ελέγξουν αν υπάρχουν σοβαρά ζητήματα εντός της ζώνης στήριξης, όσο και να γεμίσουν τα κενά που θα εντοπισθούν. Ένα χρήσιμο πλεονέκτημα αυτών είναι η προσαρμοστικότητά τους όσον αφορά τις απαιτήσεις του μήκους, αλλά αντίθετα στα μειονεκτήματα ανήκει ότι η διαδικασία αυτή δημιουργεί προβλήματα θορύβου.
- Οι μικροπάσσαλοι, οι οποίοι διατρύονται για να πραγματοποιηθεί η τσιμεντένευση. Μπορούν να προσαρμοστούν σε ποικίλα μήκη και να γεμίσουν όπου υπάρχουν κενά κατά τη διάρκεια κατασκευής μέσω της τσιμεντένευσης. Ο σχεδιασμός αυτού του τύπου πασσάλου είναι παρόμοιος με αυτόν των πασσάλων δι' εκσκαφής με τη μόνη διαφορά να έγκειται στο γεγονός ότι εξαρτώνται από τη δομική αντοχή και όχι από τη φέρουσα ικανότητα.

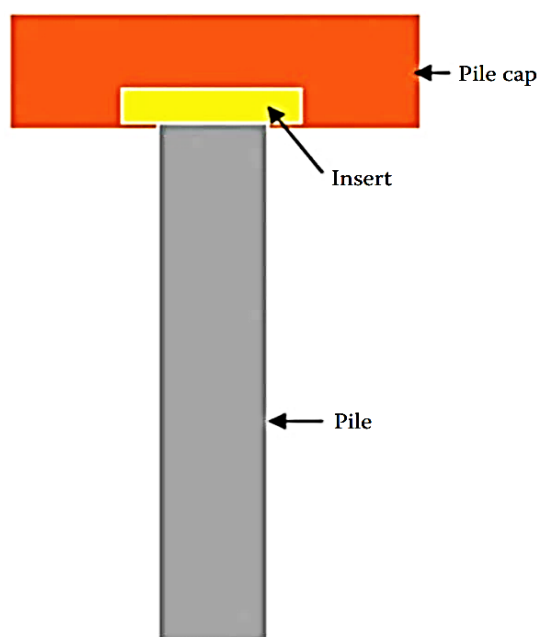


Εικόνα 10.16: α) Διαδικασία τοποθέτησης μικροπασσάλου, β) κατηγορίες μικροπασσάλων ανάλογα με τον τύπο της τσιμεντένευσης

10.4.3 Ενσκυροδετημένοι υποδοχείς βλήτρων ελέγχου δυσκαμψίας (Controlled stiffness inserts)

Σε όλες τις μικρές συμμετρικές πασσαλομάδες, η κατανομή του αξονικού φορτίου δεν είναι ομοιόμορφη, ενώ κατά κύριο λόγο οι περιμετρικοί πάσσαλοι είναι αυτοί που αναλαμβάνουν τα μεγαλύτερα φορτία. Ωστόσο, το ίδιο ακριβώς ισχύει και για τους εσωτερικούς, αλλά για μικρότερα φορτία. Επομένως, για τον περιορισμό του φορτίου που ασκείται σε μία ομάδα πασσάλων, αυτό μπορεί να επιτευχθεί μέσω του πασσάλου στο οποίο επιβάλλεται το πιο μεγάλο φορτίο σε σύγκριση με τα υπόλοιπα, που όμως οδηγεί σε έναν υπερβολικά συντηρητικό σχεδιασμό θεμελίωσης. Όσον αφορά την ομάδα των πασσάλων, διαπιστώνουμε ότι είναι πολύ σημαντικό να υπάρχει και ένα μέσο για τη μείωση του μη ομοιόμορφα κατανεμημένου αξονικού φορτίου, όπου ταυτόχρονα θα ελέγχει και τις καθιζήσεις (Poulos, 2017).

Ο Poulos, πρότεινε τη χρήση δύσκαμπτων ενσκυροδετημένων υποδοχέων βλήτρων στην κεφαλή των πασσάλων εκείνων που δέχονται τα μεγαλύτερα φορτία προκειμένου να επιτευχθούν αυτά που αναφέραμε. Η λογική του CSI είναι η μείωση της δυσκαμψίας του πασσάλου στο οποίο είναι τοποθετημένο ώστε να αυξηθεί η καθίζηση ή και ακόμη να μειωθεί το αξονικό φορτίο στο συγκεκριμένο πάσσαλο. Πάντως, όταν επιλέξουμε τις κατάλληλες δυσκαμψίες για τα βλήτρα, θα είναι εφικτή η ομοιόμορφη κατανομή του αξονικού φορτίου εντός της πασσαλομάδας (Poulos, 2017).



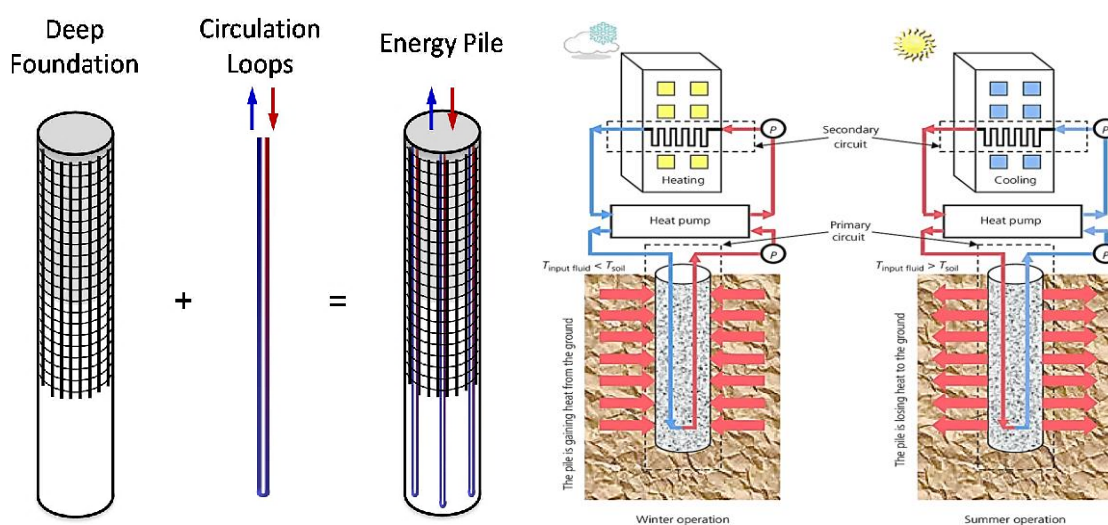
Εικόνα 10.17: Πάσσαλος με ενσκυροδετημένο υποδοχέα βλήτρου ελέγχου δυσκαμψίας
(Πηγή: Poulos, 2017)

10.4.4 Ενεργειακοί πάσσαλοι (Energy piles)

Ένας ενεργειακός πάσσαλος χρησιμοποιεί τη θερμοχωρητικότητα του εδάφους για την αποθήκευση της θερμότητας. Αυτή απορροφάται από το έδαφος τη χειμερινή περίοδο, ενώ αναπληρώνεται κατά τη διάρκεια της καλοκαιρινής. Στους σωλήνες εντός των πασσάλων, ρέει ένα ρευστό μετάδοσης θερμότητας που μεταφέρει τη θερμοκρασία του εδάφους στο κεντρικό σύστημα ελέγχου της κατασκευής. Σε αυτό το σημείο, ανάλογα με τις απαιτήσεις, υπάρχει μία αντλία θερμότητας τόσο για την αύξηση, όσο και για τη μείωση της θερμοκρασίας. Πάντως, οι θερμικές ιδιότητες των εδαφών επηρεάζουν τους πασσάλους ενέργειας σε μικρότερο βαθμό σε σχέση με άλλες (π.χ. μηχανικές) (Poulos, 2017).

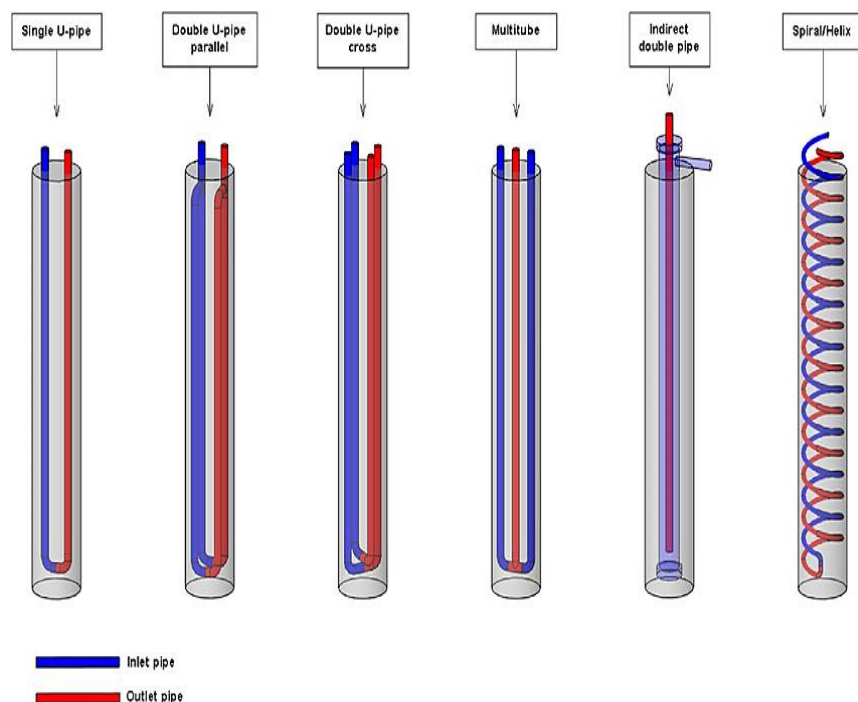
Κάποιες σημαντικές παράμετροι που επηρεάζουν την απόδοση των συγκεκριμένων τύπων πασσάλων είναι το ειδικό βάρος του εδάφους, η περιεκτικότητα σε νερό, ο λόγος των κενών, η ορυκτολογία, η θερμική αγωγιμότητα και τέλος η ειδική θερμότητα (ή ειδική θερμοχωρητικότητα). Επιπλέον, οι ενεργειακοί πάσσαλοι αποδίδουν σε ακόμη μεγαλύτερο βαθμό σε εδάφη με κορεσμένες άμμους και αργίλους, ιδίως όταν υπάρχει ροή υπογείων υδάτων (Poulos, 2017).

Κατά το σχεδιασμό, θα πρέπει να λάβουμε υπόψη μας το γεγονός ότι οι θερμικές επιδράσεις που σχετίζονται με τους ενεργειακούς πασσάλους προκαλούν εσωτερικές μετακινήσεις εντός αυτού, με συνέπεια να αυξάνονται οι εσωτερικές τάσεις. Όταν ο πάσσαλος θερμαίνεται, έχουμε τη διαστολή του σκυροδέματος, αλλά και την ανάπτυξη αυξημένων θλιπτικών τάσεων, ενώ στην ακριβώς αντίθετη περίπτωση το σκυρόδεμα συστέλλεται και προκαλούνται υψηλές εφελκυστικές τάσεις (Poulos, 2017).



Εικόνα 10.18: Ενεργειακοί πάσσαλοι: α) Τρόπος διαμόρφωσης, β) λειτουργίες κατά τη χειμερινή και θερινή περίοδο

Κάποια ακόμη πλεονεκτήματα των συγκεκριμένων πασσάλων είναι η εκμετάλλευση οποιωνδήποτε στοιχείων της κατασκευής που βρίσκονται κάτω από το έδαφος, όπως είναι η πλάκα θεμελίωσης, το μειωμένο κόστος, αλλά και το ότι δεν απαιτούν επιπλέον έκταση γης όσον αφορά το πεδίο των γεωτρήσεων. Βέβαια, είναι απαραίτητο να αναφερθεί ότι υπάρχουν και κάποια μειονεκτήματα, όπως το ότι είναι αρκετά πιθανό το έδαφος να μη μπορέσει να προσφέρει τη μέγιστη αγωγιμότητα, να επηρεαστεί ο σχεδιασμός των κεφαλόδεσμων των πασσάλων, αλλά και οι μέθοδοι εγκατάστασης. Ακόμη, υπάρχει η ανάγκη για επιπρόσθετους εναλλάκτες θερμότητας (γεωεναλλάκτες) καθώς επίσης και το γεγονός ότι ένας μικρός αριθμός ατόμων έχουν εμπειρία σε αυτό το σύστημα θεμελίωσης. Τέλος, στα μελλοντικά πολυώροφα κτήρια, οι ενεργειακοί πάσσαλοι θα αποτελέσουν μία σπουδαία και βιώσιμη επιλογή χάρη στην εκπληκτική απόδοση που διαθέτουν (Roulos, 2017). Παραδείγματα στα οποία έχει γίνει χρήση αυτών των πασσάλων είναι οι ουρανοξύστες Gallileo και Main Tower στη Γερμανία με ύψος 136 και 200 m αντίστοιχα.



Εικόνα 10.19: Κατηγορίες ενεργειακών πασσάλων

10.5 Διαδικασία σχεδιασμού θεμελίωσης

Κατά το σχεδιασμό της θεμελίωσης των υψηλών κτηρίων, πρέπει να ληφθούν υπόψη διάφορες παράμετροι οι οποίες και θα πρέπει να συζητηθούν και να αναλυθούν από γεωτεχνικούς και δομοστατικούς μηχανικούς με ειδίκευση στο συγκεκριμένο τομέα. Οι τελευταίοι, πρέπει να εκτιμήσουν τα φορτία που εφαρμόζονται στη θεμελίωση, ενώ οι πρώτοι είναι υπεύθυνοι για την αντίσταση αυτής και στο να βρουν λύσεις για τις μετακινήσεις που θα δημιουργηθούν λόγω της ύπαρξης αυτών των φορτίων (Poulos, 2017).

10.5.1 Κατηγορίες ανάλυσης και σχεδιασμού

Ο Poulos, πρότεινε ότι οι μέθοδοι ανάλυσης και σχεδιασμού πρέπει να χωριστούν σε τρεις κατηγορίες. Όσον αφορά την πρώτη, αυτή αφορά τις εμπειρικές και ημιεμπειρικές μεθόδους, η δεύτερη τις βασικές μεθόδους με χρήση απλοποιημένων θεωριών ή ακόμη και γραφημάτων, ενώ η τρίτη τις σχετικά προηγμένες μεθόδους που ενσωματώνουν ρεαλιστικά μοντέλα εδάφους (Poulos, 2017).

Οι δύο πρώτες κατηγορίες είναι για τα αρχικά στάδια του σχεδιασμού και τον έλεγχο των πιο σύνθετων μεθόδων ανάλυσης για τα επόμενα βήματα αυτού. Στην τελευταία κατηγορία, οι μέθοδοι αυτές επιλέγονται κατά κόρον τα τελευταία χρόνια για το τελικό στάδιο του σχεδιασμού. Πρόκειται για τα τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία (ή πεπερασμένες διαφορές) που χρησιμοποιούνται μαζί με προηγμένα μοντέλα εδάφους που διαθέτουν κάποια κύρια χαρακτηριστικά, όπως μη γραμμικότητα, μεταβαλλόμενη διατμητική αντοχή και δυσκαμψία, ως μία συνάρτηση των επιπέδων παραμόρφωσης, της διαδρομής των τάσεων, της αντοχής και της δυσκαμψίας που εξαρτώνται από την ανακυκλιζόμενη φόρτιση (Poulos, 2017).

10.5.2 Στάδια σχεδιασμού θεμελίωσης

Η διαδικασία σχεδιασμού της θεμελίωσης χωρίζεται σε τρία στάδια, στον πρωταρχικό στο λεπτομερή καθώς και στον τελικό σχεδιασμό και ό,τι συνεπάγεται μετά από αυτόν (Poulos, 2017).

Αρχικά, στο πρώτο στάδιο αναπτύσσονται ιδέες για τον τρόπο πραγματοποίησης της θεμελίωσης καθώς και του συνολικού κόστους. Βέβαια, για να καταλήξουμε σε αυτά, θα πρέπει να γίνουν έρευνες τόσο για την εκσκαφή, όσο και για τα στρώματα εδάφους που θα συναντήσουμε (πρώτα θα πραγματοποιηθούν οι επί τόπου δοκιμές και έπειτα οι εργαστηριακές). Ακόμη, πρέπει να χρησιμοποιηθεί ένα γεωτεχνικό μοντέλο για τα

κύρια στρώματα και τις μηχανικές τους ιδιότητες, ενώ όταν οι συνθήκες του εδάφους είναι ιδιαίτερα δύσκολες, είναι προτιμότερο να γίνει ένας πιο εκτεταμένος έλεγχος. Σε γενικές γραμμές, ο πρωταρχικός σχεδιασμός απαρτίζεται από εμπειρικές και απλές μεθόδους ανάλυσης και σχεδιασμού (Poulos, 2017).

Στο δεύτερο στάδιο, αναλύεται ο τύπος της θεμελίωσης που θα χρησιμοποιηθεί και γίνονται συνεχείς βελτιώσεις όσον αφορά τις λεπτομέρειες του σχεδιασμού, ενώ επίσης πραγματοποιούνται και διάφοροι έλεγχοι, όπως αυτοί των δεδομένων που ελήφθησαν καθώς και των φορτίων. Το συγκεκριμένο στάδιο, εξαρτάται κατά κύριο λόγο από τον δομοστατικό μελετητή διότι τόσο η κατασκευή, όσο και η θεμελίωση δρουν ως ένα διαδραστικό σύστημα. Κρίσιμα ζητήματα σε αυτό το στάδιο αποτελούν ο αριθμός, το μέγεθος και το μήκος των πασσάλων, όπου το τελευταίο θα πρέπει να μην είναι το ίδιο για όλους τους πασσάλους ώστε να έχουμε μικρότερες διαφορικές και μη διαφορικές καθιζήσεις. Ακόμη, το πάχος της γενικής κοιτόστρωσης, η θέση που θα τοποθετηθούν οι πάσσαλοι, τα αξονικά και πλευρικά φορτία, οι καμπτικές και μέγιστες ροπές, οι διατμητικές δυνάμεις, οι κατανομές των διαφορικών και απλών καθιζήσεων εγκάρσια του συστήματος θεμελίωσης και οι τιμές της πλευρικής και κατακόρυφης δυσκαμψίας κάθε πασσάλου ξεχωριστά, χρήζουν και αυτά διερεύνησης (Poulos, 2017).

Στο τελικό στάδιο σχεδιασμού γίνεται η οριστικοποίηση των αναλύσεων και των παραμέτρων που έχουν χρησιμοποιηθεί. Αυτό συμβαίνει ώστε να διαπιστωθεί ότι η θεμελίωση συμπεριφέρεται με τον ίδιο τρόπο σύμφωνα με το σχεδιασμό. Επιπλέον, πρέπει να ελεγχθεί ότι το ίδιο συμβαίνει με τα φορτία και τις παραμορφώσεις στη θεμελίωση καθώς και να γίνει έλεγχος της απόδοσης της κατασκευής τόσο κατά την ανέγερση, όσο και μόλις αυτή ολοκληρωθεί (Poulos, 2017).

Επίσης, άξιο αναφοράς είναι ότι υπάρχει το ενδεχόμενο να αλλάξουν οι γεωτεχνικές παράμετροι όταν αποκτήσουμε περαιτέρω γνώσεις για τις εδαφικές συνθήκες που επικρατούν. Επιπρόσθετα, είναι υποχρεωτικό το κάθε στάδιο να ελέγχεται από έναν έμπειρο μηχανικό στον τομέα της θεμελίωσης σε συνεργασία με τον μελετητή αυτής (Poulos, 2017).

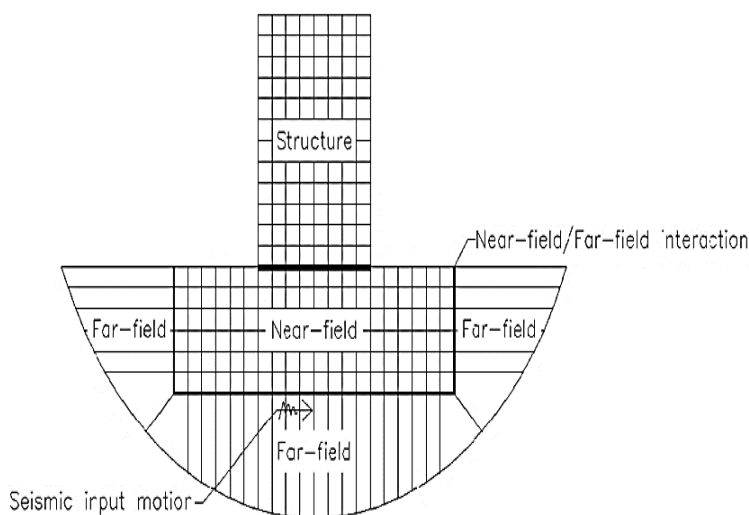
Τέλος, ο γεωτεχνικός μηχανικός πρέπει να έχει μία λογική εκτίμηση των ζητημάτων που αφορούν το δομικό σχεδιασμό. Συνεπώς, αυτός πρέπει να γνωρίζει για παράδειγμα τις διατμητικές και ροπές αντοχής της πλάκας γενικής κοιτόστρωσης και των κυκλικών πασσάλων. Βέβαια, ο δομοστατικός μηχανικός είναι υπεύθυνος για το σχεδιασμό και

φυσικά τη λεπτομερή ενίσχυση που απαιτείται για την πραγματοποίησή αυτών (Poulos, 2017).

10.6 Δομοστατικός σχεδιασμός

10.6.1 Αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής (Soil-structure interaction)

Σύμφωνα με τον Bull: «Τα δομικά στοιχεία εντός της θεμελίωσης περιλαμβάνουν την πλάκα γενικής κοιτόστρωσης, τους πασσάλους, τους εγκιβωτισμένους τοίχους και τα επιφανειακά πέδιλα ή πεδילוδοκούς». Για την ανάπτυξη ενός μοντέλου εδάφους-ανωδομής, θα πρέπει να εστιάσουμε σε ολόκληρη την κατασκευή και όχι μόνο στα γεωτεχνικά και δομικά στοιχεία. Για να συμβεί αυτό, θα πρέπει να υπάρχει μία στενή συνεργασία μεταξύ του αρχιτέκτονα, του γεωτεχνικού και φυσικά του δομοστατικού μηχανικού. Ο γεωτεχνικός μελετητής, μπορεί να προσφέρει βοήθεια κατά το δομικό σχεδιασμό προτείνοντας κάποιες σχετικές τιμές για τη δυσκαμψία του ελατηρίου που αφορά τους πασσάλους και για το έδαφος που στηρίζει τη γενική κοιτόστρωση στην περίπτωση που επιλεγεί θεμελίωση με συνδυασμό αυτών των δύο. «Τα ελατήρια αυτά, λαμβάνουν υπόψη τις αλληλεπιδράσεις των στοιχείων της θεμελίωσης και του εδάφους καθώς και αυτές μεταξύ της ανωδομής και του συστήματος θεμελίωσης» (Poulos, 2017).



Εικόνα 10.20: Σύστημα αλληλεπίδρασης εδάφους - ανωδομής

10.6.2 Σχεδιασμός γενικής κοιτόστρωσης (Raft design)

Η γενική κοιτόστρωση πρέπει να σχεδιαστεί τόσο για την δράση της καμπτικής ροπής, όσο και της διάτρησης (punching shear). Μετά την ολοκλήρωση μίας ανάλυσης αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής, επιλέγονται κάποιες τιμές που εξαρτώνται από το μέγεθος και την κατανομή των φορτιών που ασκούνται στα υποστυλώματα και τους τοίχους, ενώ το πάχος της πλάκας θεμελίωσης, η εφελκυστική του αντοχή, η ποσότητα του απαιτούμενου οπλισμού καθώς επίσης και η αντοχή του σκυροδέματος εξαρτώνται από τις δράσεις που αναφέραμε (Poulos, 2017).

10.6.3 Σχεδιασμός πασσάλου (Pile design)

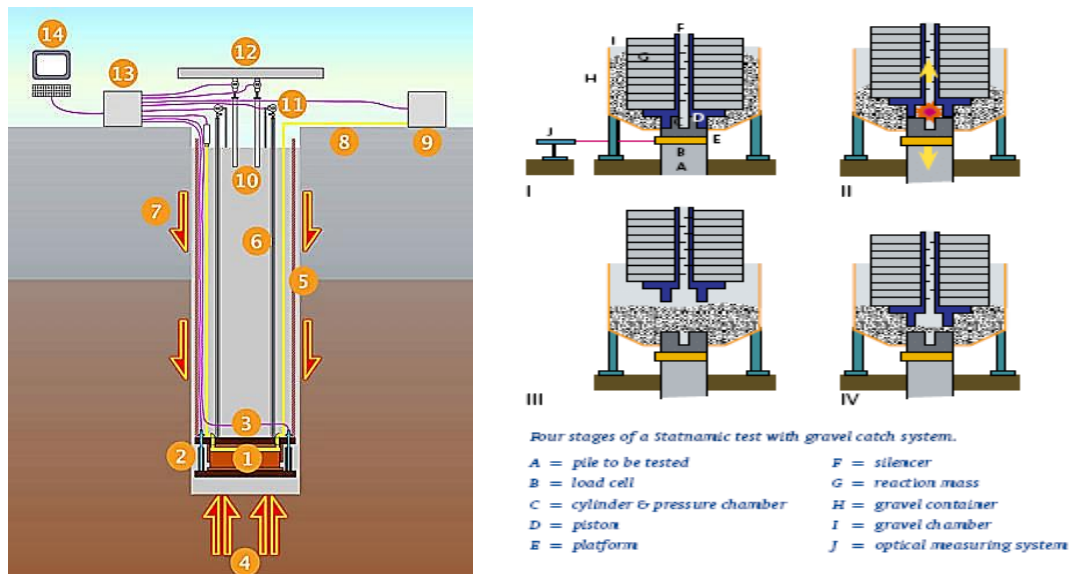
Ο δομικός σχεδιασμός των πασσάλων εξαρτάται από το αξονικό φορτίο, την καμπτική ροπή και τη διατμητική δύναμη. Ακόμη, η ποσότητα του απαιτούμενου οπλισμού εξαρτάται τόσο από τις προαναφερθείσες δράσεις, όσο και από τις αντοχές του χάλυβα και του οπλισμένου σκυροδέματος, αλλά και από τη διάμετρο του πασσάλου. Έπειτα από παραδοχές, υπάρχει το ενδεχόμενο να καταλήξουμε σε κάποιες προσεγγιστικές σχέσεις για το σχεδιασμό της καμπτικής ροπής του πασσάλου στο οποίο ασκείται αξονικό φορτίο (Poulos, 2017).

Σε αυτές τις υποθέσεις ανήκει το ότι η επιτρεπόμενη αξονική τάση που εφαρμόζεται στον πάσσαλο έστω ότι πρέπει να είναι 12.5 MPa. Σε περίπτωση που η αντοχή του σκυροδέματος είναι 50 MPa, αυτό σημαίνει ότι ο μειωτικός συντελεστής αντοχής είναι 0.25. Δεύτερον, η κεντρική γραμμή του χάλυβα οπλισμού τοποθετείται 0.1d από την εξωτερική περίμετρο του πασσάλου, όπου d είναι η διάμετρος. Η τρίτη παραδοχή είναι ότι η τάση διαρροής του χάλυβα οπλισμού είναι 500 MPa (Poulos, 2017).

10.7 Δοκιμαστική φόρτιση ελέγχου πασσάλων θεμελίωσης

Θα αναφερθούν ονομαστικά οι δοκιμαστικές φορτίσεις που πραγματοποιούνται στους πασσάλους και οι οποίες έχουν ως κύριο σκοπό να διεξαχθούν χρήσιμα συμπεράσματα που αφορούν τη συμπεριφορά τους. Κάθε δοκιμή γίνεται με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε να υπάρχει η δυνατότητα να ερμηνεύσουν με όσο το δυνατόν καλύτερο και ακριβή τρόπο τα δεδομένα που θα προκύψουν. Πιο συγκεκριμένα, αυτά τα δεδομένα αποτελούνται από την οριακή φέρουσα ικανότητα του πασσάλου, τη συμπεριφορά του πασσάλου, την απόδοση αυτού σύμφωνα με τα κριτήρια αποδοχής και από τη δομική ακεραιότητά του. Στις δοκιμαστικές φορτίσεις υπάγονται αυτή του στατικού κατακόρυφου φορτίου,

του στατικού οριζόντιου φορτίου, του δυναμικού φορτίου, η κυψέλη φόρτισης τύπου Osterberg καθώς και η στατικοδυναμική φόρτιση (Poulos, 2017).



Εικόνα 10.21: α) Κυψέλη φόρτισης τύπου Osterberg, β) στατικοδυναμική φόρτιση

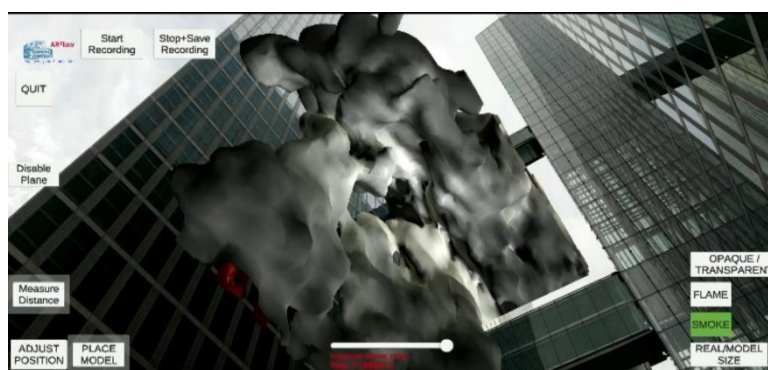
Κεφάλαιο 11: Πυροπροστασία υψηλών κτηρίων

11.1 Κύρια θέματα σχεδιασμού πυροπροστασίας υψηλών κτηρίων

Ο σκοπός του σχεδιασμού έναντι της πυρκαγιάς στα πολώροφα κτήρια αφορά στην ασφάλεια της ανθρώπινης ζωής, με αποτέλεσμα όλες οι απαιτούμενες διαδικασίες σχεδιασμού να δίνουν έμφαση σε αυτό. Κάποιες σημαντικές παραμέτρους που πρέπει να λάβουμε οπωσδήποτε υπόψη μας σχετίζονται με το σχεδιασμό διαμερισματοποίησης (compartmentation), το σχεδιασμό της διαδρομής εκκένωσης και το δομικό σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς. Όλοι οι παράγοντες αυτοί επηρεάζουν ο ένας τον άλλον, όπως για παράδειγμα στο σχεδιασμό της διαδρομής εκκένωσης, ο χρόνος αυτός εξαρτάται από το χρόνο της αστοχίας των δομικών μελών (Fu, 2021).

Η ακεραιότητα του διαμερίσματος μπορεί να αποδειχθεί καθοριστική γιατί συγκρατεί την πυρκαγιά στην αρχική της θέση ή καθυστερεί την εξάπλωσή της, αλλά επηρεάζεται από το δομικό σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς. Για παράδειγμα, η παραμόρφωση των τοίχων του διαμερίσματος ελέγχεται, ως επί το πλείστον, από τις δοκούς στήριξης οι οποίες σχεδιάζονται ώστε αυτή να είναι μειωμένη κατά την πυρκαγιά προκειμένου να βελτιωθεί σε μεγάλο βαθμό η ακεραιότητά του (Fu, 2021). Αφού αναφερόμαστε σε παραμορφώσεις, τα στοιχεία της κατασκευής θα πρέπει να διαθέτουν την απαιτούμενη ευστάθεια και φυσικά την αντοχή με σκοπό να μην καταρρεύσει. Η ακεραιότητα ενός δομικού στοιχείου αφορά στη δυνατότητά του να προστατεύει την εκτεθειμένη πλευρά του σε περίπτωση πυρκαγιάς (Κανονισμός 611Α, Παράρτημα IV, 2012).

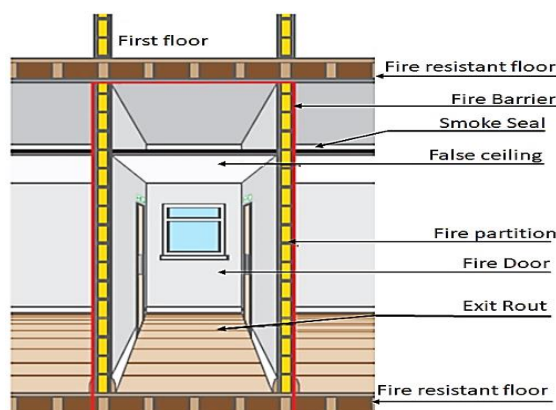
Οι αναλύσεις που πρέπει να επιτευχθούν αποτελούν μοναδικές, αλλά και περίπλοκες διαδικασίες και για αυτό απαιτείται από έναν μηχανικό να χρησιμοποιεί είτε σύγχρονα λογισμικά για την προσομοίωση των σεναρίων πυρκαγιάς (π.χ. OZONE, FDS), είτε πεπερασμένα στοιχεία για την ανάλυση της δομικής συμπεριφοράς ενός κτηρίου σε συνθήκες πυρκαγιάς (π.χ. Abaqus, ANSYS, ADINA) (Fu, 2021).



Εικόνα 11.1: Προσομοίωση πυρκαγιάς σε ένα ψηλό κτήριο

11.1.1 Διαμερισματοποίηση (Compartmentation)

Όπως αναφέραμε και προηγουμένως, η διαμερισματοποίηση (διαμερισμός) αποτελεί μία από τις βασικές μεθόδους στο σχεδιασμό έναντι της πυρκαγιάς και βοηθάει στο να μην εξαπλωθεί με ταχείς ρυθμούς (Fu, 2021). Για τον περιορισμό της, είναι απαραίτητο να τοποθετηθούν πυρίμαχοι εξοπλισμοί, όπως πυράντοχες θύρες, πυροδιαχωριστικά δομικά στοιχεία (τοιίχος, δάπεδο πυροδιαμερίσματος κ.λπ.) και πυροπροστατευόμενα φρεάτια που αφορούν στη μετάβαση από ένα πυροδιαμέρισμα σε ένα άλλο. Τηρώντας αυτά τα μέτρα, είναι εφικτό να μειωθεί τόσο η ταχύτητα με την οποία εξαπλώνεται η πυρκαγιά, όσο και να μη χαθούν ανθρώπινες ζωές. Τα πυροδιαμερίσματα σχεδιάζονται από αρχιτέκτονες πάντα με βάση τη λειτουργία των κτηρίων (π.χ. εμπορικά), καθώς ανάλογα με αυτή αποφασίζονται διαφορετικοί τρόποι σχεδιασμού (Fu, 2021).



Εικόνα 11.2: Πυράντοχα στοιχεία για τη μη εξάπλωση της πυρκαγιάς

Σύμφωνα με την αναφορά του Βρετανικού Ερευνητικού Ιδρύματος (2017), ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στο γεγονός ότι ένας ολόκληρος όροφος δε θα πρέπει να συμπεριφέρεται ως ένα διαμέρισμα διότι σε περίπτωση που ξεσπάσει μία πυρκαγιά σε ένα χώρο του κτηρίου, τότε πολύ γρήγορα θα εξαπλωθεί και στα υπόλοιπα (Fu, 2021).



Εικόνα 11.3: Πυρκαγιά στο Grenfell Tower, Λονδίνο

Κατά το σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς, είναι απαραίτητο να διασφαλιστεί ότι η αυτή θα περιοριστεί με μεγάλη επιτυχία ώστε να αποφευχθεί η εξάπλωσή της, κάτι το οποίο μπορεί να γίνει μέσω του σχεδιασμού πυροδιαμερισμάτων. Αυτά ορίζονται ως: «Ένα κτήριο ή ένα τμήμα αυτού που περιλαμβάνει ένα ή περισσότερα δωμάτια, χώρους ή ορόφους που έχουν κατασκευαστεί για να αποτρέπουν την εξάπλωση της πυρκαγιάς προς ή από άλλο μέρος του ίδιου ή γειτονικού κτηρίου με προκαθορισμένο δείκτη πυραντίστασης, ανάλογα με την κάθε περίπτωση» (Fu, 2021).

Ο περιορισμός της εξάπλωσης της πυρκαγιάς γίνεται διαιρώντας μία κατασκευή σε έναν αριθμό διαμερισμάτων και τα οποία διαχωρίζονται από τα δομικά μέλη που αντιστέκονται στην πυρκαγιά, αλλά συνεργάζονται μαζί με άλλα στοιχεία προκειμένου να δημιουργηθεί ένα ολοκληρωμένο διαμέρισμα έτσι ώστε η πυρκαγιά να παραμείνει μέσα σε αυτό (Fu, 2021).

Στο εσωτερικό μέρος, τα στοιχεία αυτά των διαμερισμάτων λειτουργούν ως στηθαία με ενδιάμεσο αεριζόμενο διάκενο για μία περίοδο πυραντοχής σχεδιασμού για όσο διατηρούν την ακεραιότητά τους. Ακόμη, σε κάθε διαμέρισμα, πρέπει να τοποθετείται πυράντοχη θύρα. Αντίθετα, στο εξωτερικό μέρος, είναι υψίστης σημασίας η πυρκαγιά να μην εξαπλωθεί μέσω της πρόσοψης (Fu, 2021).

Πλέον, όλο και περισσότερα κτήρια διαθέτουν ειδικά μέτρα σχεδιασμού έναντι της πυρκαγιάς, όπως είναι τα καταφύγια (refuge floors) στους υψηλότερους ορόφους διότι μπορεί οι πολίτες να μην έχουν τη δυνατότητα να διαφύγουν, ενώ για την κατάσβεσή της χρησιμοποιούνται και συσκευές καταιονισμού (καταιονητήρες) (Fu, 2021).

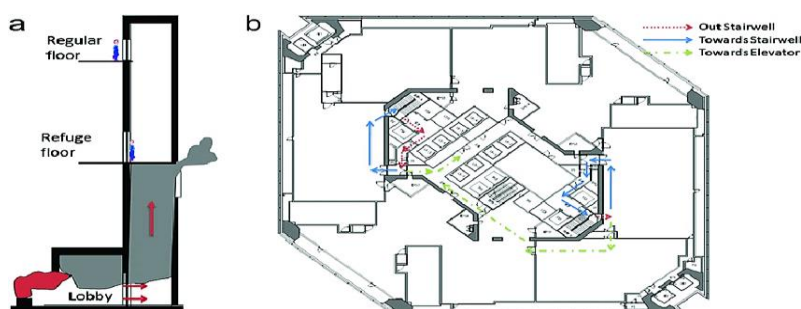


Εικόνα 11.4: Σχεδιασμός διαμέρισης πολυώροφης κατασκευής
(Πηγή: Fu, 2021)

11.1.2 Εκκένωση (Evacuation)

Μία ακόμη εξαιρετικά σημαντική παράμετρος στο σχεδιασμό έναντι της πυρκαγιάς είναι η διαδρομή εκκένωσης, όπου ο κύριος τρόπος διαφυγής είναι τα πυράντοχα κλιμακοστάσια, αλλά και οι ανελκυστήρες για τα άτομα περιορισμένης κινητικότητας. Η όδευση διαφυγής (διαδρομή) θα πρέπει να επιτρέπει στους ανθρώπους την εκκένωση του κτηρίου σε όσο το δυνατόν μικρότερο χρονικό διάστημα, ενώ το καταφύγιο να τους προστατεύει από τον καπνό και τις φλόγες. Το Εγκεκριμένο Έγγραφο Β (2019) απαιτεί ο κάθε όροφος σε υψόμετρο άνω των 11 μέτρων από το επίπεδο του εδάφους να διαθέτει έναν εναλλακτικό τρόπο διαφυγής, καθώς είχε παρατηρηθεί ότι παλαιότερα κτήρια δεν είχαν εφεδρικά κλιμακοστάσια. Κάποια υψηλά κτήρια έχουν εγκαταστήσει κλιμακοστάσια στο εξωτερικό μέρος ώστε οι άνθρωποι να μη συνωστισθούν στους διαδρόμους κατά τη διαφυγή, αλλά και για να έχουν πρόσβαση σε καθαρό αέρα (Fu, 2021).

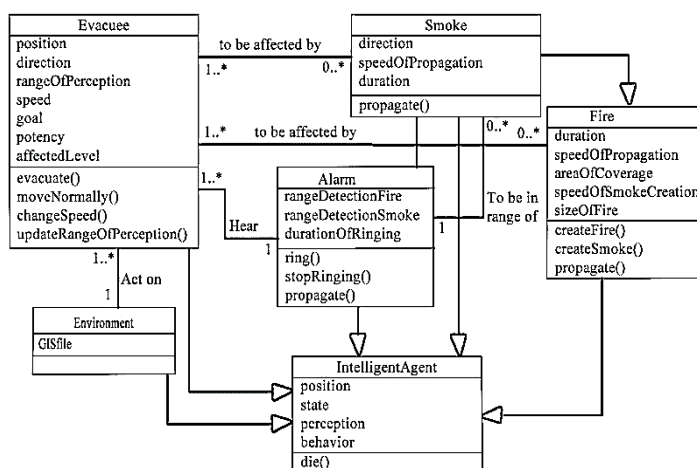
Διαπιστώνουμε λοιπόν τη σημαντικότητα του κατάλληλου σχεδιασμού εξόδων στα υψηλά κτήρια και την ανάγκη για έναν επαρκή αριθμό. Αυτά φιλοξενούν ένα μεγάλο πλήθος ανθρώπων και για το λόγο αυτό απαιτούνται τουλάχιστον δύο εξοδοί για να επιτευχθεί η εκκένωση. Συνεπώς, συμπεραίνουμε ότι είναι υποχρεωτική η πρόσβαση σε ένα τουλάχιστον κλιμακοστάσιο και αυτό ισχύει για όλους τους ορόφους, ενώ σε περίπτωση που υπάρχει αδιέξοδος, αποτελεί απαραίτητη προϋπόθεση η πρόσβαση και σε μία εναλλακτική έξοδο ή καταφύγιο (Fu, 2021). Θα πρέπει να γίνει και πυροφραγμός οικοδομικού διακένου για τη μη διέλευση του καπνού και της φλόγας. Καταληκτικά, απαραίτητη προϋπόθεση είναι και η ύπαρξη φωτισμού έκτακτης ανάγκης και ο οποίος διακρίνεται σε δύο κύριες κατηγορίες, στις οδεύσεις διαφυγής (προσδιορισμένες, απροσδιόριστες και εξωτερικές) και στο φωτισμό ασφαλείας που αφορά στη συνέχιση των εργασιών με κανονικούς ρυθμούς στο ενδεχόμενο που προκύψει ένα πρόβλημα στην παροχή του ηλεκτρικού ρεύματος (Κανονισμός 611Α, Παράρτημα IV, 2012).



Εικόνα 11.5: Εκκένωση σε περίπτωση πυρκαγιάς μέσω του κλιμακοστασίου και τρόπος μετάβασης στο καταφύγιο

11.1.2.1 Υπολογιστικά μοντέλα για την προσομοίωση εκκένωσης

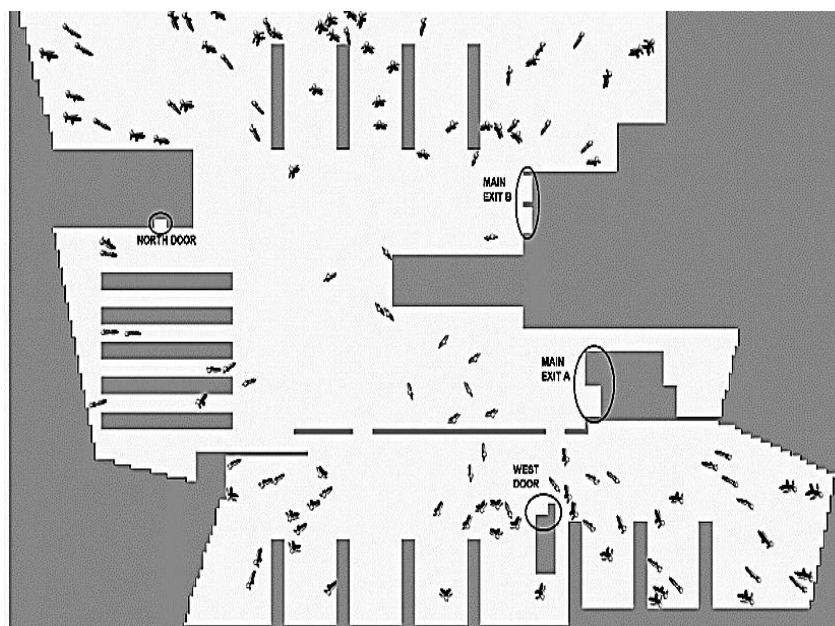
Έχουν προταθεί και αναπτυχθεί πολλά μοντέλα που αφορούν στην εκκένωση ώστε να βοηθήσουν τον μηχανικό στο σχεδιασμό της καταλληλότερης διαδρομής εκκένωσης. Το Agent-based Model είναι ένα από αυτά και το οποίο επιτρέπει την προσομοίωση της εκκένωσης των ανθρώπων από μία κατασκευή σε κατάσταση πυρκαγιάς. Βασίζεται σε 4 παραμέτρους, στις εκκενώσεις, την πυρκαγιά, τον καπνό καθώς και το συναγερμό και δημιουργούνται διαφορετικά σενάρια για την κάθε μία από αυτές, όπως επίσης και στην περίπτωση που υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ αυτών (Fu, 2021).



Εικόνα 11.6: Διάγραμμα κλάσεων Agent-based Model

Ένα ακόμη μοντέλο για την προσομοίωση εκκένωσης και εξάπλωσης της πυρκαγιάς είναι το Evac. Οι αποφάσεις του κάθε ατόμου ξεχωριστά προσομοιώνονται με βάση την πιο κατάλληλη κατηγορία εξόδου, τη βελτιστοποίηση του αναμενόμενου χρόνου μέχρι την έξοδο και τη μοντελοποίηση του ασυμπίεστου ρευστού ώστε να εκτιμηθεί η διαδρομή που πρέπει να ακολουθηθεί. Φυσικά, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τόσο οι κοινωνικές, όσο και οι ενστικτώδεις συμπεριφορές που μπορεί να εμφανισθούν σε κάποιο άτομο, ιδίως λόγω του πανικού σε περίπτωση εξάπλωσης πυρκαγιάς και καπνού (Fu, 2021).

Επιπλέον, υπάρχει ο Δυναμικός Προσομοιωτής Πυρκαγιάς (Fire Dynamic Simulator-FDS) που είναι ένας μεγάλος προσομοιωτής στροβίλων (eddy, LES) για ροές χαμηλής ταχύτητας που δίνει έμφαση στη μεταφορά του καπνού και της θερμότητας κατά την πυρκαγιά. Η χρήση των FDS-Evac αποτελεί ιδανική λύση για τον έλεγχο της εκκένωσης στο ενδεχόμενο έναρξης πυρκαγιάς και για τον υπολογισμό του απαιτούμενου χρόνου ώστε αυτή να πραγματοποιηθεί (Fu, 2021).

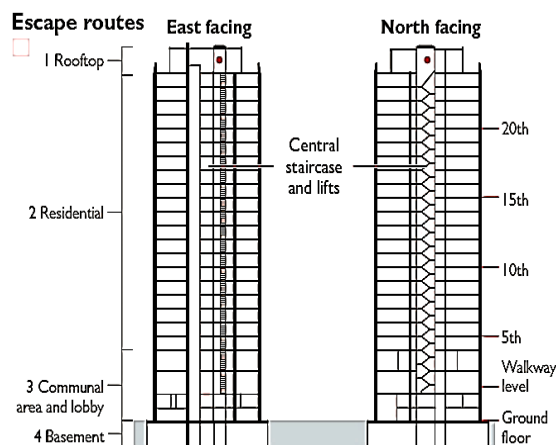


Εικόνα 11.7: Προσομοίωση εκκένωσης με χρήση FDS και Evac

11.1.3 Μέσα διαφυγής (σχεδιασμός εξόδων)

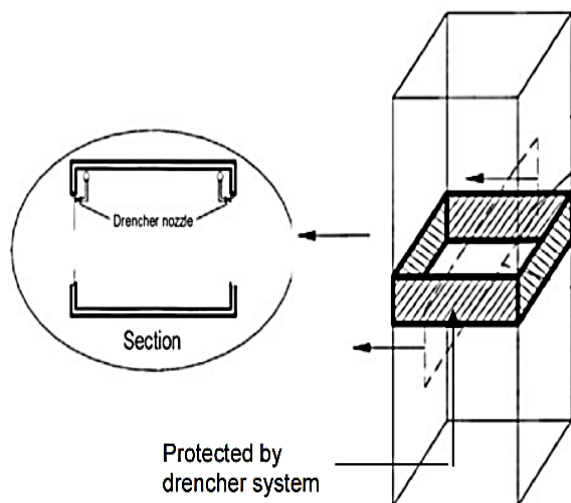
Είναι απαραίτητο να εξετασθεί ο σχεδιασμός των θέσεων και αποστάσεων κάποιων εξόδων ώστε η εκκένωση να πραγματοποιηθεί με ασφάλεια. Η πρώτη είναι η οριζόντια έξοδος (horizontal exit) όπου οι χρήστες μεταβαίνουν σε ένα άλλο πυροδιαμέρισμα στο ίδιο επίπεδο, ενώ η τελική έξοδος (final exit) αναφέρεται στο όριο που διαχωρίζει εάν βρισκόμαστε εντός ή εκτός κτηρίου προκειμένου να αποφύγουμε τον κίνδυνο από τον καπνό και την πυρκαγιά. Ακόμη, υπάρχει και η έξοδος ορόφου (storey exit) που παρέχει άμεση πρόσβαση σε πυροπροστατευόμενο κλιμακοστάσιο, προθάλαμο ή σε εξωτερική όδευση διαφυγής (έξω από το περίγραμμα της οικοδομής). Η τελευταία έξοδος είναι η εναλλακτική (alternative exit) και στην οποία ο χώρος κάθε ορόφου πρέπει να διαθέτει τουλάχιστον δύο εξόδους στην περίπτωση που η μία δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί λόγω καπνού ή φλόγας (Fu, 2021).

Είναι υποχρεωτικό να κατασκευαστεί μία προστατευόμενη διαδρομή εξόδου που να οδηγεί από την έξοδο ορόφου προς μία τελική. Αυτά που επίσης χρήζουν προστασίας είναι τα κλιμακοστάσια καθώς και η συντήρηση των φρεατίων διότι αυτοί οι χώροι συνδέονται με τα πυροδιαμερίσματα, ενώ επιθυμητό θα ήταν να σχεδιαστεί και ένα καταφύγιο ανάμεσα στην έξοδο ορόφου και την τελική ώστε να προστατευτούν οι πολίτες στο ενδεχόμενο εκδήλωσης πυρκαγιάς (Fu, 2021).



Εικόνα 11.8: Grenfell Tower, διάδρομοι διαφυγής

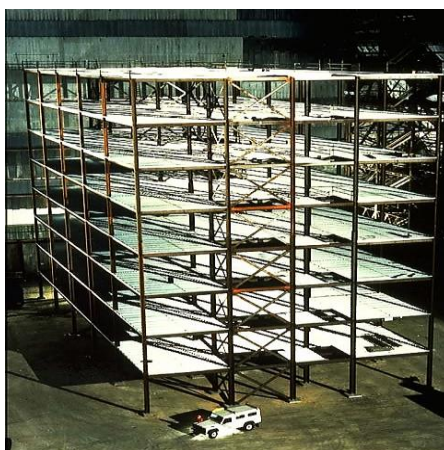
Σύμφωνα με το έγγραφο B, θα πρέπει να υπάρχουν καταφύγια σχεδόν σε κάθε όροφο και να έχουν άμεση πρόσβαση σε κλιμακοστάσια. Επίσης, θα πρέπει να προστατεύεται από τους κινδύνους που εγκυμονεί η πυρκαγιά καθώς επίσης και να έχει και τα δικά του μέσα διαφυγής. Με βάση τον BS 5839-6 (2019), τα καταφύγια πρέπει να διαθέτουν φωνητική επικοινωνία έκτακτης ανάγκης (Fu, 2021). Τέλος, μπορεί να χρησιμοποιηθεί το σύστημα πυρασφάλειας με αυτόματο υδατοκαταιγισμό, ή αλλιώς drencher system, προκειμένου να καλυφθούν τα ανοίγματα στους εξωτερικούς τοίχους των καταφυγίων (Chow & Chow, 2009).



Εικόνα 11.9: Προστασία καταφυγίου μέσω του συστήματος πυρασφάλειας με αυτόματο υδατοκαταιγισμό (drencher system) (Πηγή: Chow & Chow, 2009)

11.2 Δοκιμή πυρκαγιάς Cardington (Cardington fire test)

Η δοκιμή πυρκαγιάς Cardington (Βρετανικό Ερευνητικό Ίδρυμα, 1999) κατατάσσεται στον πρώτο έλεγχο που πραγματοποιήθηκε στην ιστορία σε πλήρη κλίμακα, δηλαδή σε ένα πραγματικό πολυώροφο κτήριο. Για την δοκιμή αυτή, επιλέχθηκε μία οκταώροφη κατασκευή από χάλυβα στο Cardington της Αγγλίας. Η συγκεκριμένη δοκιμή θεωρείται ορόσημο στο σχεδιασμό έναντι της πυρκαγιάς και αυτό γιατί χάρη σε αυτή κατάφεραν να παρατηρήσουν τους τρόπους αστοχίας των δομικών μελών, αλλά επίσης αποτέλεσε το έναυσμα για πιο σύγχρονες κατασκευές στο θέμα της πυροπροστασίας (Fu, 2021).



Εικόνα 11.10: Δοκιμή πυρκαγιάς Cardington, Αγγλία

Για να είμαστε πιο ακριβείς, η παρακάτω εικόνα (Εικόνα 11.11), πρόκειται για μία κάτοψη που δείχνει τις θέσεις των 6 ξεχωριστών δοκιμών που πραγματοποιήθηκαν σε διαφορετικές περιπτώσεις (Fu, 2021):

Η πρώτη δοκιμή (single secondary beam-gas-fired furnace) έγινε σε μία δευτερεύουσα δοκό. Αυτή, μαζί με την πλάκα, θερμάνθηκαν στους 800 έως 900°C χρησιμοποιώντας κλίβανο αερίου, ενώ οι συνδέσεις παρέμειναν σε θερμοκρασία περιβάλλοντος.

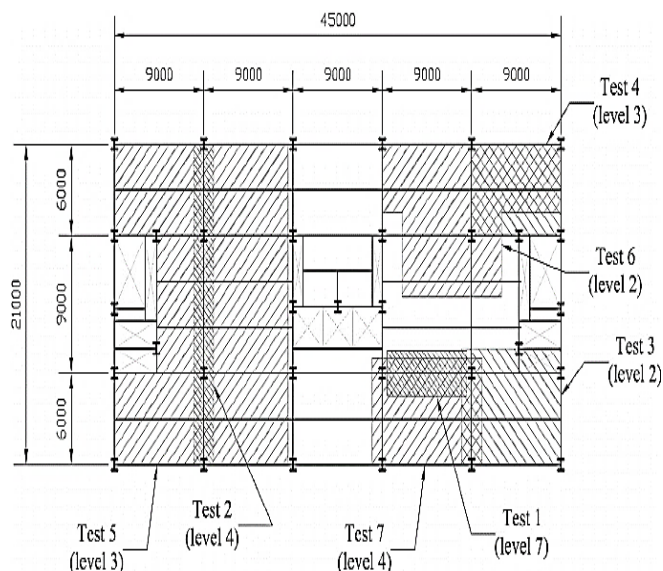
Η δεύτερη (plane frame test-gas-fired furnace), σχεδιάστηκε για να διερευνηθούν οι κύριες δοκοί και τα υποστυλώματα που στηρίζουν τον τέταρτο όροφο. Ακόμη, οι κύριες και δευτερεύουσες δοκοί καθώς και τα υποστυλώματα της κορυφής αφέθηκαν χωρίς προστασία και θερμάνθηκαν χρησιμοποιώντας κλίβανο αερίου.

Η τρίτη και η τέταρτη δοκιμή (corner test) αφορά σε γωνιακά διαμερίσματα για τον έλεγχο του σύμμικτου συστήματος δαπέδου και του φαινομένου της μεμβράνης και για το λόγο αυτό οι συγκεκριμένοι χώροι θερμάνθηκαν. Όσον αφορά την τρίτη δοκιμή, όλα τα δομικά μέλη αφέθηκαν χωρίς προστασία, με εξαίρεση τα υποστυλώματα, τις

συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος και τις εξωτερικές περιμετρικές δοκούς. Πάντως, η μέγιστη θερμοκρασία χάλυβα που καταγράφηκε ήταν της τάξης των 935°C. Στην τέταρτη δοκιμή, προστατεύθηκαν μόνο τα υποστυλώματα, ενώ τα ανοίγματα (θύρες, παράθυρα) έκλεισαν και διαπιστώθηκε ότι η μέγιστη θερμοκρασία χάλυβα ήταν 903°C.

Η πέμπτη (large compartment test), ήταν μία δοκιμή σε ένα μεγάλο διαμέρισμα (340 m²) η οποία και πραγματοποιήθηκε μεταξύ του δευτέρου και τρίτου ορόφου. Επιπλέον, κατασκευάστηκε και ένας πυρότοιχος κατά μήκος όλου του πλάτους της κατασκευής, ενώ όλες οι χαλύβδινες δοκοί αφέθηκαν χωρίς προστασία. Η μέγιστη θερμοκρασία της ατμόσφαιρας και χάλυβα καταγράφηκε στους 746°C και 691°C αντίστοιχα. Σε αρκετές συνδέσεις δοκού προς δοκό παρατηρήθηκε τοπικός λυγισμός, ενώ προκλήθηκε θραύση στις μετωπικές λεπίδες των συνδέσεων.

Η έκτη και τελευταία δοκιμή (demonstration test-office furniture) πραγματοποιήθηκε για την προσομοίωση πυρκαγιάς σε ένα γραφείο. Για το σκοπό αυτό, χρησιμοποιήθηκε ένα παλιό έπιπλο γραφείου ως καύσιμο, ενώ προστατεύθηκαν μόνο τα υποστυλώματα και οι συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος. Παρατηρήθηκε ότι η μέγιστη θερμοκρασία χάλυβα ήταν 1150°C.



Εικόνα 11.11: Σημεία όπου πραγματοποιήθηκαν οι δοκιμές των στοιχείων έναντι πυρκαγιάς, Cardington

11.3 Διάφοροι κώδικες για την πυροπροστασία

11.3.1 Ευρωκώδικας

Στον Ευρωκώδικα, αναγράφονται κατά πάσα πιθανότητα οι πιο λεπτομερείς οδηγίες σχεδιασμού όσο αφορά την πυροπροστασία. Πιο συγκεκριμένα, σε αυτόν αναφέρονται τα μέσα διαφυγής, η εξάπλωση πυρκαγιάς, η αντίδραση σε πυρκαγιά, η αντίσταση του κτηρίου σε συνθήκες πυρκαγιάς, τα συστήματα αερισμού, καπνού και θερμότητας, τα μέτρα καταπολέμησης της πυρκαγιάς, συμπεριλαμβανομένων τους πυροσβεστήρες χεριών, τους ανιχνευτές καπνού, του συστήματος καταιονισμού και τη δυνατότητα πρόσβασης της πυροσβεστικής. Οι βασικές οδηγίες σχεδιασμού είναι οι ακόλουθοι (Fu, 2021):

- EN 1991-1-2 (2002), Ευρωκώδικας 1. Μέρη 1-2: Γενικές δράσεις-Δράσεις στις κατασκευές λόγω πυρκαγιάς (General actions-Actions on structures exposed to fire).
- EN 1992-1-2 (2004), Ευρωκώδικας 2. Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα (Design of concrete structures), Μέρη 1-2: Γενικοί κανόνες-Δομοστατικός σχεδιασμός φορέων σε πυρκαγιά (General rules-Structural fire design).
- EN 1993-1-2 (2005), Ευρωκώδικας 3. Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα (Design of steel structures), Μέρη 1-2: Γενικοί κανόνες-Δομοστατικός σχεδιασμός φορέων σε πυρκαγιά (General rules-Structural fire design).
- BS EN 1994-1-2 (2005), Ευρωκώδικας 4. Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών (Design of composite steel and concrete structures), Μέρη 1-2: Γενικοί κανόνες (General rules).

11.3.2 Οδηγίες κινεζικού σχεδιασμού

Ο GB50016 (2014), δηλαδή ο Κώδικας Σχεδιασμού για Πυροπροστασία των Κτηρίων (Code for Fire Protection Design of Buildings), εκδόθηκε από το Εθνικό Πρότυπο της Λαϊκής Δημοκρατίας της Κίνας. Πρόκειται για έναν κώδικα σχεδιασμού που αφορά την πυροπροστασία στα πολυώροφα κτήρια, τις σήραγγες, τα εμπορικά κέντρα κ.λπ. Ακόμη, σε αυτόν συμπεριλαμβάνονται νεόκτιστα κτήρια και επέκταση ή μετατροπή υφιστάμενων κατασκευών. Επιπλέον, ο συγκεκριμένος αυτός κώδικας προσδιορίζει τις απαιτήσεις σχεδιασμού που αφορούν κατά κύριο λόγο στη διαμερισματοποίηση, την εκκένωση και τις προδιαγραφές των διαστάσεων του μεμονωμένου μέλους ώστε να υπάρχει η δυνατότητα συμμόρφωσης (Fu, 2021).

Αντίστοιχα, υπάρχει και ο CECS 392 (2014) που είναι ο Κώδικας Προδιαγραφής για Σχεδιασμό Κατασκευών κατά της Κατάρρευσης (Code Specification for Anti-collapse Design of Building Structures) και ο οποίος αφορά στην αποφυγή της κατάρρευσης των κτηρίων. Διαθέτει ένα μέρος στο οποίο αναγράφονται οδηγίες για την κατάρρευση που προκαλείται λόγω της πυρκαγιάς, αλλά και το γεγονός ότι οι κατασκευές για ένα μεγάλο χρονικό διάστημα θα πρέπει να αντέξουν δίχως να υποστούν αυτή την ολέθρια καταστροφή. Για τους λόγους αυτούς, έχουν παρουσιαστεί τρεις κύριες μέθοδοι, η μέθοδος συνιστωσών, η εναλλακτική μέθοδος διαδρομής φόρτισης και η προηγμένη ανάλυση για ολόκληρη τη διαδικασία αντιμετώπισης της πυρκαγιάς (Fu, 2021).

11.3.3 Κώδικας Νέας Ζηλανδίας (NZS 3404, Μέρος 1:1997)

Ο κώδικας της Νέας Ζηλανδίας για το χάλυβα (NZS, 1997), περιλαμβάνει μία ενότητα που αφορά την πυροπροστασία σημαντικών μεταλλικών στοιχείων μίας κατασκευής. Οι εξισώσεις που χρησιμοποιούνται για την εύρεση της μέγιστης θερμοκρασίας και του αντίστοιχου χρόνου που μπορεί να φθάσει ένα στοιχείο ώστε να μη μπορεί πλέον να αντέξει το φορτίο σχεδιασμού σε συνθήκες πυρκαγιάς και με αποτέλεσμα να αστοχήσει μοιάζουν με αυτούς του Ευρωκώδικα. Κάποιοι άλλοι τρόποι σχεδιασμού εμπεριέχουν εξισώσεις για την εκτίμηση της μεταβολής στις μηχανικές ιδιότητες του θερμαινόμενου χάλυβα. Αξίζει να αναφερθεί ότι αντίστοιχος Αυστραλιανός κώδικας μοιάζει με αυτόν της Νέας Ζηλανδίας, φυσικά με κάποιες μικρές διαφορές (Fu, 2021).

11.4 Βασικές αρχές πυροπροστασίας υψηλών κτηρίων

Με το πέρασμα του χρόνου και χάρη στη συνεχή εξέλιξη της τεχνολογίας, τα κτήρια γίνονται όλο και πιο υψηλά, αλλά και πιο σύνθετα, με αποτέλεσμα οι μελέτες και οι έλεγχοι να πρέπει να γίνονται με μεγαλύτερη ακρίβεια και λεπτομέρεια. Ακόμη, οι σημαντικές αλλαγές που πραγματοποιήθηκαν στα υλικά των κατασκευών, παρέχουν την απαραίτητη πυροπροστασία κατά το αρχικό στάδιο του σχεδιασμού καθώς είναι υψίστης σημασίας. Για να επιτευχθεί κάτι τέτοιο με αποτελεσματικό τρόπο, είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψη κάποιοι σημαντικοί παράγοντες, όπως (Fu, 2021):

- Η συμμόρφωση με τους κανονισμούς
- Η ανίχνευση και η κατάσβεση της πυρκαγιάς
- Η προσομοίωση της πυρκαγιάς και οι εκτιμήσεις κινδύνου
- Η μεταφορά της θερμότητας στην κατασκευή

- Η αξιολόγηση των πυρίμαχων υλικών
- Τα μέτρα πυροπροστασίας (ενεργητικά και παθητικά συστήματα)
- Η κίνηση του καπνού και το συστήματα αερισμού, καπνού και θερμότητας
- Η κίνηση των ανθρώπων και τα μέσα διαφυγής

11.4.1 Δομοστατικός σχεδιασμός φορέων σε πυρκαγιά (Structural fire design)

Ο δομικός σχεδιασμός σε συνθήκες πυρκαγιάς αποτελεί τον κύριο οδηγό για το σχεδιασμό της πυροπροστασίας και αυτό γιατί καθορίζει τη θερμική συμπεριφορά των δομικών μελών και εντοπίζει τα αποτελεσματικά μέσα με τα οποία αυτός θα επιτευχθεί. Αρχικά, πρέπει να προσδιορισθούν τόσο η θερμοκρασία της ατμόσφαιρας, όσο και η μετάδοση της θερμότητας στα δομικά στοιχεία. Η ανάλυση μπορεί να πραγματοποιηθεί με ποικίλους τρόπους, όπως με το απλοποιημένο μοντέλο ή με ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων (Fu, 2021).

Όταν επιτυγχάνεται η επιθυμητή τιμή της θερμοκρασίας, μέσω των μηχανικών και θερμικών φορτίων στην περίπτωση της πυρκαγιάς, τότε είναι δυνατό να εκτιμηθούν οι θερμικές συμπεριφορές των δομικών στοιχείων και έτσι να γίνει μία περαιτέρω μελέτη όσον αφορά την παραμόρφωση και τις δομικές βλάβες που μπορεί να υποστούν. Η επιλογή της απόδοσης εξαρτάται από τις επιπτώσεις που θα προκύψουν λόγω αστοχίας και από τη λειτουργία του κτηρίου. Βέβαια, υπάρχουν σημαντικά υψηλά κτήρια στα οποία απαγορεύεται να υπάρξει οποιασδήποτε μορφής αστοχία καθ' όλη τη διάρκεια της πυρκαγιάς (Fu, 2021).

Υπάρχουν δύο βασικά κριτήρια που πρέπει να επιτευχθούν κατά το δομικό σχεδιασμό έναντι της πυρκαγιάς, η ευστάθεια (stability) και η ακεραιότητα (integrity) (Fu, 2021).

Όσον αφορά το πρώτο, η συνολική δομική ευστάθεια του κτηρίου και τα κύρια δομικά στοιχεία (δοκοί, πλάκες, υποστυλώματα κ.λπ.) δε θα πρέπει να πάθουν κάποια σοβαρή βλάβη (π.χ. τοπική ή καθολική κατάρρευση) προκειμένου να υπάρχει η δυνατότητα εκκένωσης του φορέα και συνεπώς να μην κινδυνεύσουν ανθρώπινες ζωές (Fu, 2021).

Ότι έχει να κάνει με την ακεραιότητα, σε περίπτωση πυρκαγιάς, τα διαμερίσματα θα πρέπει να διατηρούνται ως έχουν προκειμένου να περιορισθεί ο καπνός και η φλόγα. Στο δομικό σχεδιασμό, αυτό μπορεί να πραγματοποιηθεί με τον έλεγχο των καμπτικών παραμορφώσεων στα κύρια δομικά στοιχεία των πυροδιαμερισμάτων. Γενικά, στο

δομικό σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς, θα πρέπει να λάβουμε υπόψη μας τη θερμική και δομική συμπεριφορά όλων των μελών της κατασκευής, το μέγεθος αυτών και φυσικά το στατικό σύστημα που θα επιλεγεί και ότι έχει να κάνει με τις συνδέσεις και τις στηρίξεις (Fu, 2021).

11.5 Προσομοίωση πυρκαγιάς

Κατά το σχεδιασμό της πυροπροστασίας, η προσομοίωση της πυρκαγιάς αποτελεί μία σημαντική παράμετρο για την αποτελεσματική εφαρμογή των μέτρων έναντι αυτής. Αυτή περιλαμβάνει δύο κύριους τομείς, την προσομοίωση της θερμοκρασίας της ατμόσφαιρας που προκαλείται λόγω της πυρκαγιάς και τη μοντελοποίηση της θερμικής διαστολής των δομικών στοιχείων (Fu, 2021).

Όσον αφορά τον πρώτο, οι τρόποι για να επιτευχθεί η προσομοίωση της θερμοκρασίας της ατμόσφαιρας ποικίλλουν, όπως είναι η υπολογιστική ρευστοδυναμική, το μοντέλο ζώνης (zone model), το μοντέλο πεδίου (field model) το οποίο όμως είναι εξαιρετικά δαπανηρό και το απλοποιημένο μοντέλο στο οποίο με χρήση κάποιων εξισώσεων, κατά προτίμηση από τον Ευρωκώδικα, υπολογίζεται η θερμοκρασία της ατμόσφαιρας (Fu, 2021).

11.6 Πυροθερμικό φορτίο (Fire load)

Το πυροθερμικό φορτίο είναι μία μέτρηση για τον προσδιορισμό της σοβαρότητας αυτής σε έναν συγκεκριμένο χώρο. Περιγράφει την ποσότητα του καύσιμου υλικού σε ένα κτήριο καθώς και αυτή της θερμότητας που μπορεί να παράγει. Στην περίπτωση που υπάρχουν πολλά εύφλεκτα υλικά σε ένα χώρο, τότε αυτό αυξάνεται, όπως επίσης και η ταχύτητα εξάπλωσης της πυρκαγιάς. Αυτή είναι η απώλεια θερμότητας που μπορεί να υπολογισθεί με βάση τη θερμογόνο δύναμη των υλικών. Εάν σε ένα χώρο υπάρχουν τοιχώματα από σκυρόδεμα και όχι έπιπλα, τότε το πυροθερμικό φορτίο τείνει να γίνει μηδενικό. Αντίθετα, όταν υπάρχουν ηλεκτρικές συσκευές, υγρά, εκρηκτικά υλικά ή οτιδήποτε άλλο που να είναι εύφλεκτο, τότε το πυροθερμικό φορτίο θα αυξηθεί (Fu, 2021).

11.7 Εξάπλωση πυρκαγιάς (Fire spread)

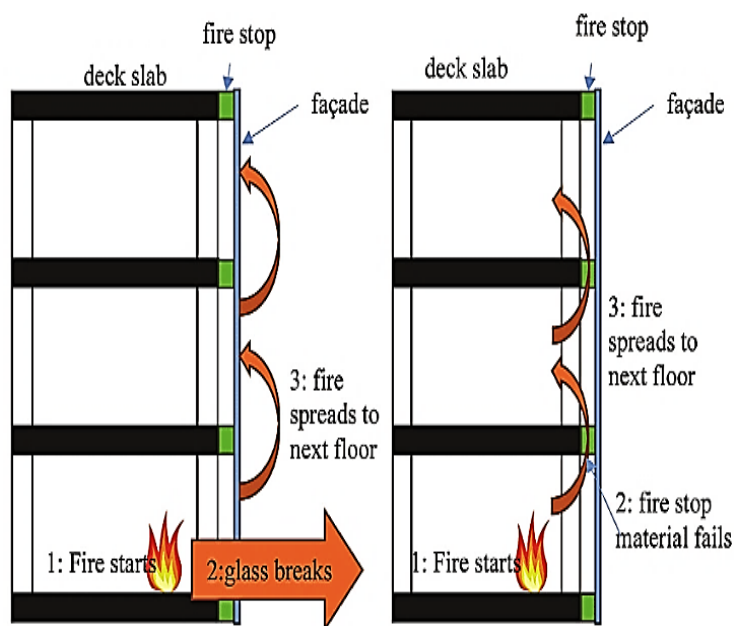
Η πυρκαγιά στις πολυώροφες κατασκευές εξάπλώνεται με διαφορετικούς τρόπους, ενώ η κατεύθυνση και η ταχύτητα εξάπλωσής της εξαρτώνται αποκλειστικά από τα πυροδιαμερίσματα των κτηρίων (Fu, 2021).

Μόλις χαρακτηριστεί ο τύπος του διαμερίσματος, τότε ο μελετητής είναι απαραίτητο να προσδιορίσει όλες τις πιθανές διαδρομές μετάδοσης της πυρκαγιάς καθώς και να καθοριστεί ο ελάχιστος χρόνος διάδοσής της. Αυτές πρέπει να εξεταστούν ως μία σειρά μηχανισμών άμεσης εξάπλωσης. Επιπρόσθετα, υπάρχουν περιπτώσεις όπου μπορεί να παρέμβουν ειδικό κατά το σχεδιασμό ώστε να διερευνήσουν τις διαδρομές που είναι τρωτές στην ταχύτερη εξάπλωση της πυρκαγιάς. Αυτή χωρίζεται σε δύο κατηγορίες, στην οριζόντια και κατακόρυφη, οι οποίες και θα αναλυθούν (Fu, 2021).

11.7.1 Οριζόντια και κατακόρυφη εξάπλωση πυρκαγιάς

Η οριζόντια εξάπλωση πυρκαγιάς πραγματοποιείται κατά κύριο λόγο μέσω των τοίχων που διαθέτουν χαμηλή πυραντίσταση, του ανοίγματος στους τοίχους, της οροφής και των αγωγών στην οροφή.

Η κατακόρυφη εξάπλωση της πυρκαγιάς χωρίζεται σε δύο μεγάλες κατηγορίες, στην εσωτερική και την εξωτερική. Στην πρώτη ανήκουν οι αγωγοί, τα φρεάτια, οι είσοδοι κ.λπ. Πάντως, μία πυρκαγιά σαν αυτή στο Windsor Tower, θα εξαπλωθεί με ταχύτατους ρυθμούς χωρίς να μπορεί να ελεγχθεί από τα υπάρχοντα συστήματα καταιονισμού, με αποτέλεσμα να διακυβεύονται ανθρώπινες ζωές (Fu, 2021).

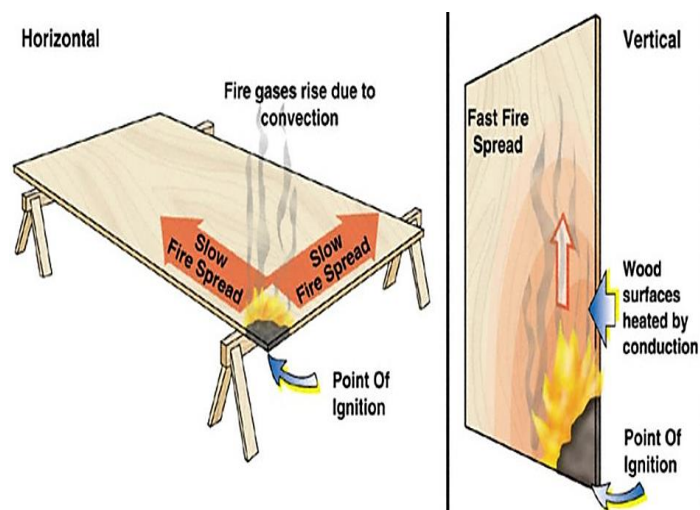


Εικόνα 11.12: Εξωτερική και εσωτερική εξάπλωση πυρκαγιάς

Αντίθετα, η εξωτερική εξάπλωση συμβαίνει μέσω της πρόσωσης. Για να αποφευχθεί αυτή η διαδρομή εξάπλωσης, είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθούν πυρίμαχα υλικά διότι σε διαφορετική περίπτωση αυτή θα επιταχυνθεί (Fu, 2021). Βέβαια, η πυρκαγιά είναι πιθανό να εξαπλωθεί στην πρόσωση μέσω του παραθύρου και εν συνεχεία σε ολόκληρο το κτήριο (φαινόμενο leap-frog) (Crimi, 2018).

Επίσης, η εξάπλωση μπορεί να πραγματοποιηθεί μέσω των εσωτερικών κενών. Για να το αντιμετωπίσουμε αυτό, ο σχεδιασμός που θα πραγματοποιηθεί στις κατασκευές θα πρέπει να έχει γίνει με τέτοιο τρόπο ώστε να σταματάει την εξάπλωση της πυρκαγιάς μέσω των κενών. Γενικά, η κατακόρυφη εξάπλωση της πυρκαγιάς μέσω της πρόσωσης έχει παρατηρηθεί σε αρκετές περιπτώσεις κτηρίων. Στην Κίνα, η κατασκευή CCTV Headquarters τυλίχθηκε στις φλόγες εντός 15 λεπτών και αυτό συνέβη κυρίως μέσω της επένδυσης μετά από ανάφλεξη της λόγω ενός πυροτεχνήματος (Fu, 2021).

Όσον αφορά το τελευταίο, μία εξαιρετικά σημαντική παράμετρος είναι και ο δείκτης πυραντίστασης, δηλαδή το χρονικό διάστημα από τη στιγμή που η κατασκευή ξεκινάει να τυλίγεται στις φλόγες μέχρι και την αστοχία της. Ο δείκτης αυτός θα πρέπει να βρίσκεται σε συγκεκριμένα όρια που καθορίζονται από τους κανονισμούς, με μία λύση να είναι η πυρομόνωση των δομικών στοιχείων, δηλαδή η αντίστασή τους στην έκθεση υψηλών θερμοκρασιών που προκαλούνται λόγω της πυρκαγιάς.



Εικόνα 11.13: Οριζόντια και κατακόρυφη εξάπλωση πυρκαγιάς σε μία επιφάνεια

11.8 Τα κριτήρια αποδοχής στο σχεδιασμό των δομικών μελών στα υψηλά κτήρια

Για το σχεδιασμό ενός δομικού στοιχείου σε ένα υψηλό κτήριο υπό την επίδραση της πυρκαγιάς, μπορεί να χρησιμοποιηθούν από τον μηχανικό διάφορα κριτήρια αποδοχής που προέκυψαν μέσω μίας λεπτομερούς δομοστατικής ανάλυσης που αφορούσε την πυρκαγιά. Αυτά είναι (Fu, 2021):

- Η συνολική ευστάθεια της κατασκευής είναι απαραίτητο να διατηρηθεί, κάτι που σημαίνει ότι δε θα προκληθεί τοπική ή συνολική κατάρρευση σε περίπτωση αστοχίας του δομικού μέλους που πρόκειται να σχεδιαστεί.
- Η μέγιστη εφελκυστική πλαστική παραμόρφωση στο επίπεδο του οπλισμού πρέπει να είναι μικρότερη από 5%, σε αντίθεση με τις κανονικές τιμές επιμήκυνσης που κυμαίνονται από 13 έως 15% για χάλυβα οπλισμού σκυροδέματος, αλλά επιτρέπει το φαινόμενο της διανεμημένης ρωγμής (smeared crack effect) που αφορά την κατανομή της ρωγμής (Fu, 2021).
- Ο έλεγχος των παραμορφώσεων των κύριων δοκών, ώστε να διασφαλιστεί ότι αυτές δεν υπερβαίνουν το λόγο του ανοίγματος προς 20 για τη συγκεκριμένη επιφάνεια της κατασκευής. Ομοίως, πρέπει να πραγματοποιηθεί ένας τέτοιος έλεγχος και για την πλάκα δαπέδου.
- Οι σχετικές παραμορφώσεις των κυρίων δοκών θα πρέπει να ελεγχθούν διεξοδικά για να διασφαλιστεί ότι τα βέλη κάμψης δεν υπερβαίνουν την τιμή του ανοίγματος προς 20 ($\text{span} / 20$). Η ίδια διαδικασία πρέπει να ακολουθηθεί και για τις πλάκες δαπέδου.

11.9 Μέτρα προστασίας έναντι πυρκαγιάς

Κατά τη μελέτη και κατασκευή ενός έργου, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλα τα απαραίτητα μέτρα που αποσκοπούν τόσο στην αντιμετώπιση, όσο και στην κατάσβεση της πυρκαγιάς (φλόγας). Τα μέτρα προστασίας διακρίνονται σε δύο κύριες κατηγορίες, στα ενεργητικά και στα παθητικά συστήματα (Γαντές, 2020).

Τα ενεργητικά μέτρα πυροπροστασίας αφορούν στα δομικά προϊόντα, τον εξοπλισμό, τα υλικά καθώς και στα συστήματα πυροπροστασίας τα οποία ενεργοποιούνται από τα παράγωγα μίας πυρκαγιάς προκειμένου να παρέχουν την ανάλογη πυρασφάλεια. Σε αυτά υπάγονται οι πυροσβεστικοί κρουνοί καθώς και τα συστήματα καταιονισμού και ανίχνευσης καπνού (Κανονισμός 611Α, Παράρτημα IV, 2012). Στην ουσία, πρόκειται

για μέσα που αποσκοπούν στην έγκαιρη ανίχνευση και προειδοποίηση για την έναρξη πυρκαγιάς καθώς και στην άμεση αντιμετώπισή της προτού αυτή γίνει ανεξέλεγκτη (Κανονισμός Πυροπροστασίας Κτιρίων, 2017).

Όταν αναφερόμαστε στα παθητικά μέτρα πυροπροστασίας, εννοούμε το σύνολο των δομικών προϊόντων, υλικών, εξοπλισμού και φυσικά συστημάτων πυροπροστασίας τα οποία προσφέρουν την αντίστοιχη πυρασφάλεια έπειτα από την έναρξη μίας πυρκαγιάς (Κανονισμός 611Α, Παράρτημα IV, 2012). Όσον αφορά τα συγκεκριμένα συστήματα, σε αυτά συγκαταλέγονται η μόνωση των φερόντων στοιχείων έναντι της αύξησης της θερμοκρασίας τους και οι πυκνές οδοί διαφυγής (Γαντές, 2020). Για να γίνουμε ακόμη πιο συγκεκριμένοι, πρόκειται για το σύνολο των μέτρων που λαμβάνονται με σκοπό την έγκαιρη και ασφαλή διαφυγή των πολιτών στο ενδεχόμενο πυρκαγιάς και φυσικά την αποφυγή τόσο της κατάρρευσης του κτηρίου, όσο και της μετάδοσης αυτής σε άλλους χώρους ή ακόμη και σε άλλες κατασκευές (Κανονισμός Πυροπροστασίας Κτιρίων, 2017) .

Ένα ακόμη μετρό προστασίας που αξίζει να αναφερθεί είναι τα μηχανικά συστήματα αποκοπής πυρκαγιάς και καπνού (fire and smoker dampers). Πρόκειται για αυτόματες μηχανικές συσκευές ή πυροδιογκούμενα συστήματα αποσβεστήρα εντός ενός αγωγού ή ανοίγματος αερισμού με κύριο σκοπό τον περιορισμό της εξάπλωσης της πυρκαγιάς και του καπνού. Αυτά τα συστήματα θα πρέπει να πληρούν τα κριτήρια αστοχίας, δηλαδή την ακεραιότητα και την καπνοστεγανότητα και φυσικά να επιτυγχάνουν την ίδια πυραντίσταση σε σχέση με την ακεραιότητα με το στοιχείο του κτηρίου μέσα από το οποίο περνάει ο αγωγός (Κανονισμός 611Α, Παράρτημα IV, 2012).

11.10 Σχεδιασμός χαλύβδινων μελών έναντι πυρκαγιάς

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει, οι μηχανικές και θερμικές ιδιότητες του χάλυβα αλλάζουν σε περίπτωση υψηλών θερμοκρασιών και η φέρουσα ικανότητά του μειώνεται σε μεγάλο βαθμό. Για το σχεδιασμό ενός δομικού μέλους που να αντέχει στην πυρκαγιά, ο Ευρωκώδικας καθορίζει μία μέθοδο σχεδιασμού που ονομάζεται μέθοδος κρίσιμης θερμοκρασίας (critical temperature method) και εξαρτάται από το φορτίο που φέρει το μέλος κατά τη διάρκεια αυτής. Επιπλέον, δύο πιο σύνθετες μέθοδοι είναι αυτές της ροπής ικανότητας (ή μέθοδος διατομής) καθώς και της αριθμητικής ανάλυσης, με την

τελευταία να χρησιμοποιείται πολύ πιο σπάνια λόγω της ιδιαίτερης δυσκολίας της (Fu, 2021).

11.10.1 Μέθοδος κρίσιμης θερμοκρασίας (Critical temperature method)

Η μέθοδος της κρίσιμης θερμοκρασίας αποτελεί την απλούστερη σε σύγκριση με τις υπόλοιπες για τον προσδιορισμό της πυραντοχής ενός μέλους που υπόκειται σε πυροθερμικό φορτίο. Όταν ο λόγος του φορτίου είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα (1), τότε το μέλος θα αστοχήσει σε θερμοκρασία περιβάλλοντος γιατί στο δομικό μέλος θα ασκηθεί φορτίο μεγαλύτερο από αυτό που μπορεί να βαστάξει (αντέξει). Αυτό σημαίνει ότι η αστοχία προήλθε λόγω του μηχανικού φορτίου και όχι αυτού της πυρκαγιάς. Πάντως, όταν ένα μέλος αστοχήσει λόγω της θερμοκρασίας, κύριο ρόλο έχει ποια είναι η χρήση και η σημαντικότητα αυτού σε μία τέτοια κατάσταση. Επιπρόσθετα, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, η θερμοκρασία της μεταλλικής διατομής, η οποία πρέπει να είναι συμμετρική και να διαθέτει μέγιστο στατικό ύψος 500 mm, θεωρείται ότι είναι ομοιόμορφη. Αντίστοιχα, το πάχος της πλάκας θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από 120 mm (Fu, 2021).

11.10.2 Μέθοδος ροπής ικανότητας (Moment capacity method)

Το Μέρος 8 του κώδικα BS 5950 (2003), καθορίζει μία μέθοδο υπολογισμού της πυραντοχής των μελών σε κάμψη. Αυτή ονομάζεται μέθοδος ροπής ικανότητας και έχει χρησιμοποιηθεί ευρέως διότι προτιμάται από τους μηχανικούς λόγω της εύκολης χρήσης της και σημαίνει τη μέγιστη καμπτική ροπή που έχει τη δυνατότητα να αντέξει ένα μέλος προτού αστοχήσει σε κάμψη. Οι θερμοκρασίες μπορούν να προσδιοριστούν με δύο τρόπους, με τις δοκιμές σε συνθήκες πυρκαγιάς ή με το μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων. Πλέον, αυτό επιτυγχάνεται μέσω της ανάλυσης μεταφοράς θερμότητας με χρήση του λογισμικού με πεπερασμένα στοιχεία (Fu, 2021).

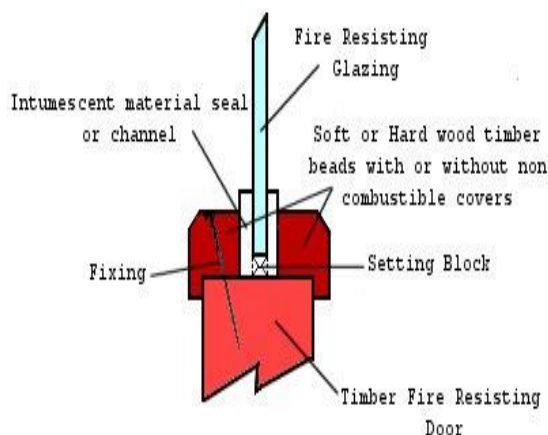
Αφότου προσδιορισθεί η κατατομή της θερμοκρασίας της διατομής (προφίλ), το μέλος διαιρείται σε ένα σύνολο στοιχείων με παρόμοια θερμοκρασία. Ο αριθμός αυτών των στοιχείων εξαρτάται από το πόσο σύνθετο είναι το μέλος καθώς και από την κλίση της θερμοκρασίας. Επίσης, οι μειωμένες αντοχές αυτών των στοιχείων του μέλους είναι εφικτό να υπολογισθούν σε υψηλές θερμοκρασίες επιλέγοντας μειωτικούς συντελεστές αντοχής με βάση τον Ευρωκώδικα (Fu, 2021).

Όσον αφορά τον πλαστικό ουδέτερο άξονα της διατομής, για τον προσδιορισμό του θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί η μειωμένη αντοχή του κάθε στοιχείου. Έπειτα, για να

υπολογίσουμε τη ροπή ικανότητας της διατομής θα πρέπει να πολλαπλασιάσουμε τη μειωμένη αντοχή κάθε στοιχείου με την απόσταση από τον ουδέτερο άξονα και έπειτα να αθροίσουμε όλα τα στοιχεία της διατομής (Fu, 2021).

11.11 Σχεδιασμός υαλοπινάκων έναντι πυρκαγιάς

Στο ενδεχόμενο εξάπλωσης πυρκαγιάς, για να αντέξουν οι υαλοπίνακες, θα πρέπει κατά το σχεδιασμό τους να επιλεγεί πυρίμαχη ύαλος. Η ακεραιότητα των υαλοπινάκων επηρεάζεται σε σημαντικό βαθμό τόσο από το μέγεθος της υάλου, όσο και από τη μέθοδο ανάσχεσής (συγκράτησης) τους. Πάντως, η προστασία παρέχεται με εμποτισμό επιφανειακής επίστρωσης ή με επιφανειακή επικάλυψη χωρίς εύφλεκτα υλικά ή και με τοποθέτηση πυρίμαχης υάλου ώστε να κατασκευαστεί ένα πυράντοχο σύστημα. Χάρη σε αυτές τις λύσεις, υπό φυσιολογικές συνθήκες, η ύαλος παραμένει στη θέση της, ενώ στην περίπτωση εκδήλωσης πυρκαγιάς, το διογκούμενο υλικό (intumescent material) διαστέλλεται και έτσι πραγματοποιείται η προστασία και η πυρομόνωσή του (Fu, 2021).



Εικόνα 11.14: Πυράντοχος υαλοπίνακας

11.12 Μέθοδοι αντιμετώπισης πυρκαγιάς στις μεταλλικές κατασκευές

Στα πολυώροφα κτήρια, οι απαιτήσεις για πυροπροστασία είναι ιδιαίτερα υψηλές σε σύγκριση με αυτές των χαμηλών. Πιο συγκεκριμένα, αυτά που πρέπει να αναλυθούν διεξοδικά, τα οποία σε γενικές γραμμές έχουν ήδη αναφερθεί, αφορούν την ανάγκη για περισσότερο χρόνο για έξοδο, αλλά και την απόσταση, τις στρατηγικές για εκκένωση, την δυνατότητα πρόσβασης της πυροσβεστικής υπηρεσίας, την κίνηση του καπνού και τον έλεγχο της πυρκαγιάς. Με την εξέλιξη της τεχνολογίας, ο άνθρωπος κατάφερε να δημιουργήσει ακόμη πιο υψηλά κτήρια, όμως αυτό προκάλεσε και διάφορες δυσκολίες

όσον αφορά την ασφάλεια διότι αυτοί που βρίσκονται στους εσωτερικούς χώρους χρειάζονται περισσότερο χρόνο προκειμένου να καταφέρουν να εκκενώσουν την κατασκευή σε περιπτώσεις έκτακτης ανάγκης. Για να συμβεί αυτό, θα πρέπει τα δομικά μέλη να μην καταρρεύσουν λόγω της υψηλής θερμότητας που θα τους επιβληθεί. Τα χαλύβδινα στοιχεία και κυρίως τα υποστυλώματα μπορούν να αντέξουν υπό τέτοιες συνθήκες έως 2 ώρες. Η απαιτούμενη πυρασφάλεια στα στοιχεία από χάλυβα μπορεί να προκύψει είτε μέσω προϊόντων θερμικής μόνωσης (επιστρώσεις, εκτοξευόμενα επιχρίσματα, μονωτικές πλάκες) γιατί αυτά καθυστερούν το χρόνο που απαιτείται ώστε το δομικό αυτό υλικό να φθάσει στην κρίσιμη θερμοκρασία ή ακόμη και με κάποιες σύμμικτες λύσεις (το σκυρόδεμα φημίζεται για την εξαιρετική πυροπροστασία του) (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019).

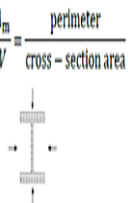
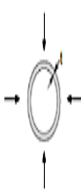



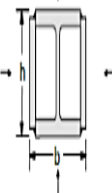

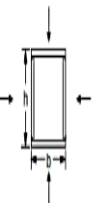
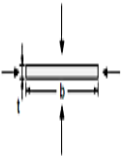
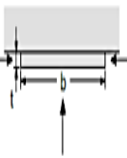
Οι διογκούμενες επιστρώσεις ή βαφές ή χρώματα (intumescent coatings / paints) επιλέγονται συνήθως για εκτεθειμένα μέλη από χάλυβα και παρέχουν πυροπροστασία που διαρκεί από 30 έως 120 λεπτά. Μπορούν να επεκταθούν υπό την επίδραση υψηλών θερμοκρασιών με σκοπό να προσφέρουν μόνωση στο χαλύβδινο στοιχείο (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019). Για να γίνουμε πιο κατανοητοί, περιέχεται ένα σύστημα ρητίνης που είναι χρωματισμένο με διάφορα διογκούμενα συστατικά, τα οποία σε συνθήκες πυρκαγιάς αντιδρούν μαζί έτσι ώστε να παράξουν ένα μονωτικό αφρό ή το γνωστό “char”. Το τελευταίο, διαθέτει χαμηλή θερμική αγωγιμότητα, μειώνει τη θερμότητα που επιβάλλεται στο χάλυβα και αυτό οδηγεί στο να αυξηθεί η δομική του ικανότητα. Αυτός ο ρυθμός εξαρτάται από τον τύπο και το πάχος της επίστρωσης και από τον αναμενόμενο τύπο πυρκαγιάς. Για την αύξηση της πυραντίστασης, μία λύση αποτελεί η χρήση πολλαπλών επιστρώσεων με πάχος σαν αυτό της φλούδας του πορτοκαλιού. Το πάχος είναι μία κρίσιμη παράμετρος που θα πρέπει να συνεκτιμηθεί όταν παρθούν οι κατάλληλες αποφάσεις για τις λεπτομέρειες των συνδέσεων και των μελών (Boake, 2014).

Το συγκεκριμένο σύστημα προσφέρει πληθώρα πλεονεκτημάτων, όπως το γεγονός ότι οι εξωτερικές διαστάσεις παραμένουν αμετάβλητες, η εύκολη και ταχεία εφαρμογή, η χρήση του σε σύνθετες δομικές λεπτομέρειες και η ανθεκτικότητα έναντι διάβρωσης. Ακόμη, τέτοιου είδους συστήματα πυροπροστασίας περιλαμβάνουν την προετοιμασία των επιφανειών (αμμοβολή), την εφαρμογή του αρχικού εργοστασιακού χρώματος που πρέπει να είναι συμβατό με τη διογκούμενη βαφή, το γεγονός ότι πρέπει η διογκούμενη επίστρωση να διαθέτει το απαιτούμενο πάχος, την εφαρμογή σφραγιστικής στρώσης


προστασίας της διογκούμενης βαφής και μία τελική στρώση η οποία θα προσφέρει ένα αισθητικά άρτιο αποτέλεσμα. Το τελικό πάχος της διογκούμενης επίστρωσης ισούται με 50 φορές το αρχικό πάχος εφαρμογής (Γαντές, 2020).

Το Πάχος της Ξηράς Μεμβράνης (Dry Film Thickness) εξαρτάται από την κρίσιμη θερμοκρασία και από το συντελεστή διατομής (section factor), δηλαδή από την τιμή A_m / V (μονάδες m^{-1}), όπου το A_m είναι η περίμετρος μέσω της οποίας η θερμότητα μεταφέρεται στο χάλυβα και V ο όγκος του χάλυβα. Οι μικρές χαλύβδινες δοκοί απαιτούν ένα υψηλό DFT. Αντίθετα, όταν επιλεγεί μία μεταλλική διατομή Jumbo, τότε το DFT μπορεί να είναι αρκετό χαμηλό λόγω του μικρού συντελεστή διατομής. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να ελαττώνεται κατά 10% το κόστος της επίστρωσης σε σύγκριση με αυτό της διατομής (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019).

Πίνακας 11.1: Τρόπος υπολογισμού συντελεστή διατομής ανάλογα με τον αριθμό των εκτεθειμένων πλευρών σε πυρκαγιά (Πηγή: Γαντές, 2020)

EN 1993-1-2 (Table 7.3)			
<p>Open section exposed to fire on all sides:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{perimeter}}{\text{cross-section area}}$ 	<p>Tube exposed to fire on all sides: $A_m/V = 1/t$</p> 		
<p>Open section exposed to fire on three sides:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{contour length exposed to fire}}{\text{cross-section area}}$ 	<p>Hollow section (or welded box section of uniform thickness) exposed to fire on all sides:</p> <p>If $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 	<p>Angle exposed to fire on all sides:</p> $A_m/V \approx 2/t$ 	<p>I-section with box reinforcement, exposed to fire on all sides:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{cross-section area}}$ 
<p>I-section flange exposed to fire on three sides:</p> $A_m/V = (b+2t)/(bt)$ <p>If $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 	<p>Welded box section exposed to fire on all sides:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{cross-section area}}$ <p>If $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 	<p>Flat bar exposed to fire on all sides:</p> $A_m/V = 2(b+t)/(bt)$ <p>If $t \ll b$: $A_m/V \approx 2/t$</p> 	<p>Flat bar exposed to fire on all sides:</p> $A_m/V = (b+2t)/(bt)$ <p>If $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 

Πίνακας 11.2: Συντελεστές διατομής (Πηγή: Γαντές, 2020)



Designation		Depth of section D (mm)	Width of section B (mm)	Thickness		Area of section (cm ²)	Profile protection				Box protection			
Serial size (mm)	Mass (kg/m)			Web t (mm)	Flange T (mm)		3 sides (m ²)		4 sides (m ²)		3 sides (m ²)		4 sides (m ²)	
		Hp/A	W/D			Hp/A	W/D	Hp/A	W/D	Hp/A	W/D			
IPE 80	6.0	80	46	3.8	5.2	7.64	369	0.36	429	0.31	270	0.50	330	0.41
IPE 100	8.1	100	55	4.1	5.7	10.3	334	0.40	387	0.35	247	0.54	300	0.45
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	13.2	311	0.43	360	0.37	230	0.58	279	0.48
IPE 140	12.9	140	73	4.7	6.9	16.4	291	0.46	335	0.40	215	0.62	259	0.52
IPE 160	15.8	160	82	5	7.4	20.1	269	0.50	310	0.43	200	0.67	241	0.56
IPE 180	18.8	180	91	5.3	8	23.9	253	0.53	291	0.46	188	0.71	226	0.59
IPE 200	22.4	200	100	5.6	8.5	28.5	235	0.57	270	0.50	176	0.76	211	0.63
IPE 220	26.2	220	110	5.9	9.2	33.4	221	0.61	254	0.53	165	0.81	198	0.68
IPE 240	30.7	240	120	6.2	9.8	39.1	205	0.65	236	0.57	153	0.88	184	0.73
IPE 270	36.1	270	135	6.6	10.2	45.9	197	0.68	227	0.59	147	0.91	176	0.76
IPE 300	42.2	300	150	7.1	10.7	53.8	188	0.71	216	0.62	139	0.96	167	0.80
IPE 330	49.1	330	160	7.5	11.5	62.6	175	0.77	200	0.67	131	1.02	157	0.85
IPE 360	57.1	360	170	8	12.7	72.7	163	0.82	186	0.72	122	1.10	146	0.92
IPE 400	66.3	400	180	8.6	13.5	84.5	152	0.88	174	0.77	116	1.16	137	0.98
IPE 450	77.6	450	190	9.4	14.6	98.8	143	0.94	162	0.83	110	1.22	130	1.03
IPE 500	90.7	500	200	10.2	16	116	134	1.00	151	0.89	104	1.29	121	1.11
IPE 550	106.0	550	210	11.1	17.2	134	124	1.08	140	0.96	97	1.38	113	1.19
IPE 600	122.0	600	220	12	19	156	115	1.17	129	1.04	91	1.47	105	1.28

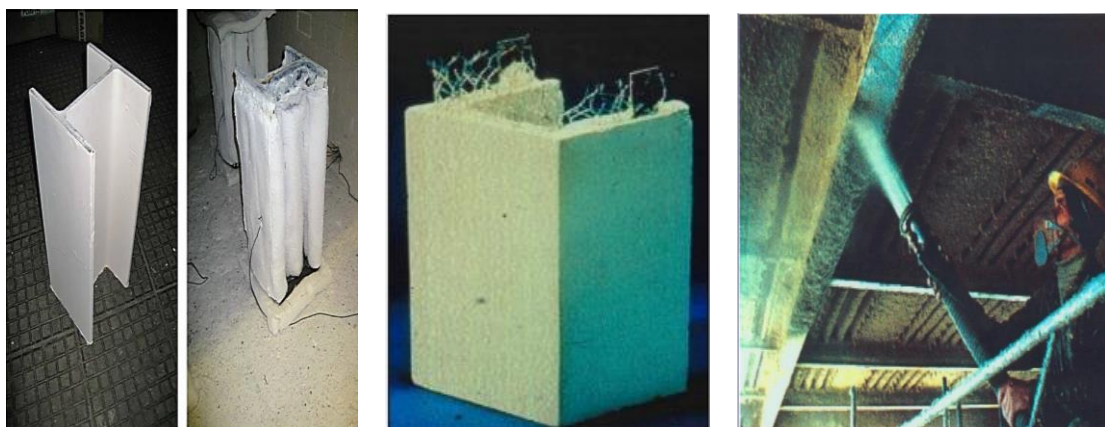
Η πυροπροστασία με εκτοξευόμενα επιχρίσματα συμβαίνει σε μη δομικά στοιχεία που είναι τοποθετημένα πάνω σε αναρτημένες οροφές κ.λπ. Στο κομμάτι της αισθητικής, υπερισχύουν οι βαφές σε σύγκριση με αυτά, αλλά προσφέρουν τα ίδια αποτελέσματα με πολύ χαμηλότερο κόστος, κάτι που τα κάνει μία ιδανική επιλογή. Τα διαθέσιμα προϊόντα ψεκάσμου είναι δύο ειδών, ανάλογα πάντα με την απαιτούμενη αντοχή σε πυρκαγιά, αυτά με χαμηλή πυκνότητα που κατασκευάζονται από ορυκτές ίνες και αυτά με υψηλή τα οποία αποτελούνται από τσιμέντο, γύψο, περλίτη, ορυκτοβάμβακα κ.λπ. (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019). Όσον αφορά τη γύψο, αυτή διακρίνεται σε τρεις κατηγορίες, σε πλαστική, τσιμεντοειδή και ινώδη. Στα υλικά εφαρμόζεται ψεκάσμος με ένα συγκεκριμένο πάχος με σκοπό να καθυστερήσει την αύξηση της θερμοκρασίας στα χαλύβδινα μέλη. Με αυτή τη μέθοδο, τα δομικά στοιχεία αστοχούν περίπου στους 540 °C (Boake, 2014). Βέβαια, στα εκτοξευόμενα επιχρίσματα θα πρέπει να καταβληθεί μεγάλη προσπάθεια ώστε να επιτευχθεί το επιθυμητό πάχος.

Η πυροπροστασία με μονωτικές πλάκες εφαρμόζεται στις ορατές δοκούς και στα υποστυλώματα. Τα πλεονεκτήματα που διαθέτει το συγκεκριμένο σύστημα είναι το καθορισμένο πάχος των πλακών, ότι τα δομικά στοιχεία παραμένουν ορατά, η μη απαραίτητη προετοιμασία χάλυβα και η χρήση ενός στρώματος γύψου για ένα πιο

αισθητικά καλό αποτέλεσμα. Στα μειονεκτήματα ανήκει το γεγονός ότι δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί για σύνθετες κατασκευές, όπως είναι οι δοκοί με οπές στον κορμό καθώς και σε εξωτερικά στοιχεία λόγω της υγρασίας. Όπως συμβαίνει στο ψεκασμό (εκτοξευόμενα επιχρίσματα), έτσι και οι πλάκες είναι είτε για προϊόντα με χαμηλή πυκνότητα κατασκευασμένες από ορυκτές ίνες, είτε με υψηλή από γύψο, βερμικουλιτή και πυριτικό ασβέστιο. Οι πλάκες σταθεροποιούνται με χρήση κοχλιών, κόλλας, ηλών κ.λπ., ενώ το πάχος τους εξαρτάται αποκλειστικά από την απαιτούμενη πυροπροστασία και φυσικά από το συντελεστή διατομής του στοιχείου (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019).

Τα μονωτικά υλικά είναι απαραίτητο να διατηρούν τις θερμικές τους ιδιότητες παρά την αύξηση της θερμοκρασίας και φυσικά να μην εκλύουν καπνό ή τοξικά αέρια στο ενδεχόμενο πυρκαγιάς (Γαντές, 2020).

Επιπλέον, αξίζει να αναφερθούν και οι σύμμικτες λύσεις διότι προσφέρουν εξαιρετικά αποτελέσματα. Τέτοια συστήματα είναι οι σύμμικτες διατομές, ο μερικώς ή πλήρως εγκιβωτισμός, τα υπερυποστυλώματα, οι σύμμικτες πλάκες χωρίς δοκούς (CoSFB) κ.λπ. Η αντίσταση στην πυρκαγιά είναι ενσωματωμένη στο ίδιο το σύστημα και στην περίπτωση που χρησιμοποιηθούν σύμμικτα υποστυλώματα, είναι εφικτό να αυξηθεί η επιφάνεια του δαπέδου, ενώ όταν επιλεγούν σύμμικτα συστήματα δαπέδου, τότε είναι δυνατό να αυξηθεί το ύψος από όροφο σε όροφο. Ακόμη, υπάρχει η δυνατότητα να γίνει και ένας συνδυασμός προκειμένου να επιτευχθεί η πυροπροστασία, όπως είναι αυτός της χρήσης μερικώς εγκιβωτισμένων υποστυλωμάτων και ο ψεκασμός των δοκών (Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal, 2019). Τέλος, μία σπουδαία λύση αποτελούν και οι χαλύβδινοι σωλήνες γεμισμένοι με σκυρόδεμα (concrete-filled steel tubes) που αναλύθηκαν εκτενώς στο 6^ο κεφάλαιο.



Εικόνα 11.15: Διογκούμενες βαφές, μονωτικές πλάκες και εκτοξευόμενα επιχρίσματα

11.13 Συνολική συμπεριφορά υψηλών κτηρίων σε συνθήκες πυρκαγιάς

Ο Feng Fu, προσομοίωσε τη συμπεριφορά ενός υψηλού κτηρίου με τη μέθοδο των τρισδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων (3D FEM). Πραγματοποιήθηκε η ανάλυση των δεδομένων και έπειτα από παρατηρήσεις, κατέληξε σε κάποια συμπεράσματα (Fu, 2021). Αρχικά, θα πρέπει φυσικά να ισχύει η αρχή του ικανοτικού σχεδιασμού, δηλαδή «ισχυρό υποστύλωμα-ασθενής δοκός», που σημαίνει ότι πρώτα πρέπει να αστοχήσουν οι δοκοί έτσι ώστε να αποτραπεί η πρόωγη κατάρρευση των κατασκευών. Όμως, σε περίπτωση πυρκαγιάς έχουμε την εμφάνιση του φαινομένου της θερμικής διαστολής και τη μείωση της αντοχής των υλικών, με αποτέλεσμα τα υποστυλώματα να αστοχούν πιο γρήγορα σε σχέση με τις δοκούς και επομένως να μην τηρείται η βασική αρχή του σχεδιασμού. Επίσης διαπιστώθηκε ότι λόγω της καθολικής παραμόρφωσης της πλάκας δαπέδου, αλλά και χάρη στη συγκράτησής της από τις χαλύβδινες δοκούς στήριξης, αναπτύχθηκαν σε αυτή η εφελκυστική και η θλιπτική μεμβράνη για τη βελτίωση της φέρουσας ικανότητάς της. Επιπλέον, με την αύξηση της θερμοκρασίας, παρατηρήθηκε μείωση της αξονικής δύναμης στην πλάκα εξαιτίας της μεγάλης παραμόρφωσης της δοκού στήριξης (Fu, 2021).

Ακόμη, οι Agawal και Varma χρησιμοποίησαν τρισδιάστατα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων προκειμένου να αναλύσουν ένα χαλύβδινο κτήριο με πλαίσια ροπής. Σε γενικές γραμμές, κατέληξαν στα ίδια συμπεράσματα με αυτά του Fu, όμως επιπλέον διαπίστωσαν ότι τα υποστυλώματα είναι αυτά που έχουν την μεγαλύτερη πιθανότητα να αστοχήσουν πρώτα (εάν θεωρήσουμε ότι έχουμε το ίδιο επίπεδο πυροπροστασίας για κάθε δομικό στοιχείο). Στην περίπτωση αστοχίας των υποστυλωμάτων βαρύτητας, η ανακατανομή του φορτίου σε παρακείμενες κολώνες γίνεται μέσω της καμπτικής και αλυσοειδούς δράσης (catenary action). Καταλαβαίνουμε λοιπόν ότι κύριο μέλημα για την αποφυγή της κατάρρευσης μίας κατασκευής είναι να μην αστοχήσουν πρώτα τα υποστυλώματα (Fu, 2021).

«Οι Garlock και Quiel ανέλυσαν με χρήση του δισδιάστατου μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων ένα καμπτόμενο πλαίσιο από χάλυβα 38 ορόφων με πραγματικά σενάρια πυρκαγιάς, όπως είναι η καμπύλη θερμοκρασίας - χρόνου που αποτελείται από στάδια θέρμανσης και ψύξης». Η πιθανότητα για να συμβεί δομική κατάρρευση αυξήθηκε με τη δημιουργία των πλαστικών αρθρώσεων που εμφανίστηκαν στις δοκούς και τα υποστυλώματα και τα οποία έφθασαν σε οριακή κατάσταση λόγω της κοινής δράσης των αξονικών δυνάμεων και των καμπτικών ροπών. Οι δοκοί προσέφεραν ευστάθεια

στα περιμετρικά υποστυλώματα που είχαν σημαντική συνεισφορά στην προστασία κατά της πυρκαγιάς (Fu, 2021).

Ο Lange και οι συνεργάτες του χρησιμοποίησαν δισδιάστατα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων για την ανάλυση μίας δωδεκάροφης σύμμικτης κατασκευής από χαλύβδινα πλαίσια με πυρήνα από ωπλισμένο σκυρόδεμα και περιμετρικά καμπτόμενα πλαίσια. Με βάση τα αποτελέσματα που εξήχθησαν, παρατηρήθηκε ότι τα συστήματα δαπέδου εμφάνισαν θερμική διαστολή, τα περιμετρικά υποστυλώματα “σπρώχθηκαν” αρχικά προς τα έξω, ενώ η κύρια παραμόρφωση και η αλυσοειδής δράση των δαπέδων οδήγησε στο να “τραβηχτούν” τα υποστυλώματα προς τα μέσα. Τελικά, το κτήριο δεν άντεξε και κατέρρευσε σταδιακά λόγω του λυγισμού των θερμαινόμενων περιμετρικών υποστυλωμάτων. Όμως, χάρη σε τέτοιου είδους δοκιμές, διαπιστώθηκε ότι ο πυρήνας θα πρέπει να είναι από ωπλισμένο σκυρόδεμα λόγω της εξαιρετικής του συμπεριφοράς σε συνθήκες πυρκαγιάς (Fu, 2021).

Τέλος, ο Lu και οι συνεργάτες του προσομοίωσαν ένα τυπικό πολύ υψηλό κτήριο από ωπλισμένο σκυρόδεμα και διαπιστώθηκε ότι η προοδευτική κατάρρευση που υπέστη, πιθανόν να προέρχεται από τις εξωτερικές επιφάνειες που έχουν επηρεαστεί από την πυρκαγιά. Μία λύση για να αποφευχθεί αυτή είναι μέσω των εναλλακτικών διαδρομών φόρτισης. Επίσης, η προοδευτική κατάρρευση της συγκεκριμένης κατασκευής μπορεί να οφείλεται στην καμπτική αστοχία των περιμετρικών υποστυλωμάτων λόγω της εξωτερικής ώθησης που προκλήθηκε από τη θερμική διαστολή των πιο πάνω ορόφων και από την εσωτερική συστολή των χαμηλότερων. Αυτό που επίσης παρατηρήθηκε, ήταν ότι όσοι περισσότεροι όροφοι εκτίθενται σε πυρκαγιά, τόσο αυξάνεται και η πιθανότητα της προοδευτικής κατάρρευσης (Fu, 2021).

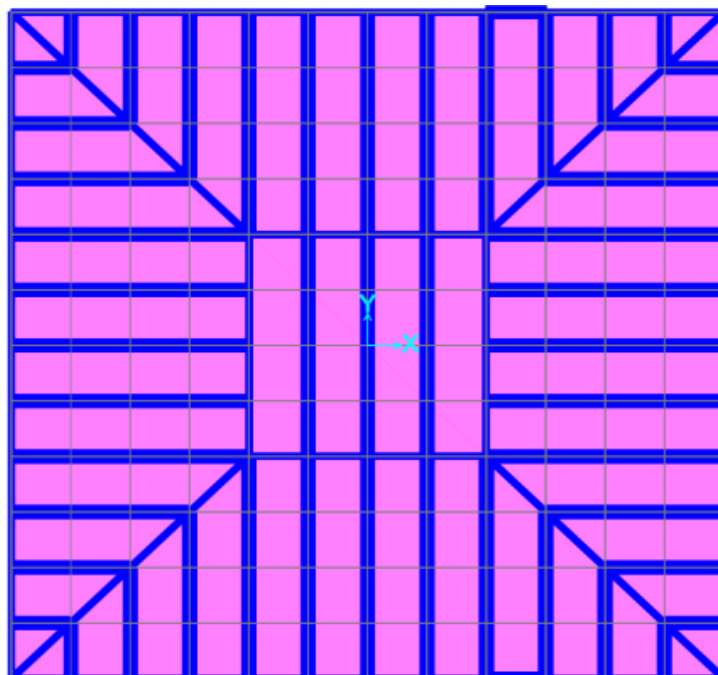
11.14 Σύγχρονες τεχνολογίες στην πυροπροστασία

Χάρη στο γεγονός ότι η τεχνολογία συνεχώς εξελίσσεται με ταχείς ρυθμούς, έχουμε τη δυνατότητα ανάπτυξης νέων συστημάτων ώστε ο σχεδιασμός της πυροπροστασίας να βελτιωθεί ακόμη περισσότερο. Κάποιες από αυτές τις σύγχρονες τεχνολογίες είναι η Ενεργοποίηση Ανακοίνωσης Προσωπικής Φωνής (Personal Announcement Voice Activated-PAVA), το Διαδίκτυο των Πραγμάτων (Internet of Things-IOT) καθώς και το Σύστημα Διαχείρισης Κτηρίων (Building Management System-BMS) (Fu, 2021).

Κεφάλαιο 12: Ανάλυση και διαστασιολόγηση υψηλής μεταλλικής κατασκευής με το δομικό σύστημα του διαγώνιου πλέγματος με χρήση του στατικού προγράμματος SAP2000

12.1 Γεωμετρία του φορέα

Στο κεφάλαιο αυτό, θα αναλύσουμε και θα διαστασιολογήσουμε μία μεταλλική κατασκευή συνολικού ύψους 240 m η οποία διαθέτει 60 ορόφους των 4 m. Η συνολική επιφάνεια της κατασκευής είναι $36 \times 36 \text{ m}^2$ και αποτελείται από 12 ανοίγματα κατά x και y των 3 m. Ο σχεδιασμός, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση επιτυγχάνονται με χρήση του προγράμματος SAP 2000 (έκδοση 23) της Computers and Structures, Inc. (CSI). Αρχικά, θα πραγματοποιηθεί η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων, πάντα με βάση τους κύριους συνδυασμούς φόρτισης, ενώ θα εξετασθούν οι μετακινήσεις που προκαλούνται στην κατασκευή λόγω των πλευρικών φορτίων και σύμφωνα με τους κανονισμούς δε θα πρέπει να ξεπερνούν την τιμή $H/500$ έως $H/400$, όπου H το συνολικό ύψος του κτηρίου. Για τη δική μας περίπτωση, οι μέγιστες μετακινήσεις που θα προκληθούν είναι απαραίτητο να μην υπερβούν την τιμή $u(H) \leq 240 \text{ m} / 500 = 0.48 \text{ m}$. Βέβαια, ο Ευρωκώδικας μπορεί να μην αναφέρει κάποιο όριο όσον αφορά αυτές τις τιμές της μετακίνησης, αλλά πάντως ισχύουν σε παγκόσμιο επίπεδο.

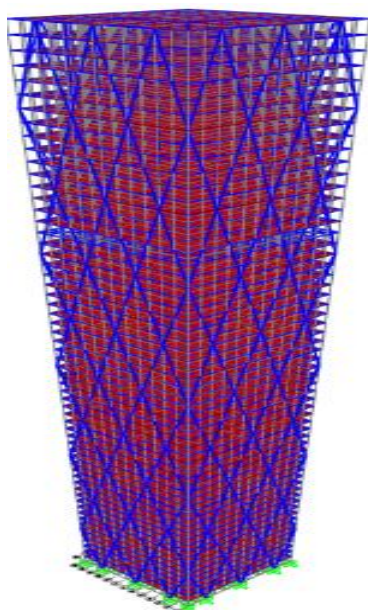


Εικόνα 12.1: Κάτοψη κατασκευής

Σκοπός της συγκεκριμένης μελέτης, πέρα από τη συμπεριφορά μίας κατασκευής με συνηθισμένη γεωμετρία με διαγώνια πλέγματα, είναι και η σύγκρισή της με μία που διαθέτει έναν πυρήνα από διατμητικά τοιχώματα ωπλισμένου σκυροδέματος ο οποίος και θα αναλαμβάνει ένα μέρος από τα συνολικά πλευρικά φορτία που θα ασκούνται στο κτήριο. Αυτό θα έχει ως αποτέλεσμα η κατασκευή να λειτουργεί ως ένα μικτό (δυαδικό) σύστημα προκειμένου να διεξαχθούν χρήσιμα συμπεράσματα ως προς τις διαφορές αυτών των δύο φορέων. Επίσης, λόγω του ότι το συγκεκριμένο σύστημα μπορεί να κατασκευαστεί γεωμετρικά με δύο τρόπους, είτε με χρήση μίας ομοιόμορφης γωνίας καθ' όλο το ύψος της κατασκευής, είτε με αυτή τη γωνία να μεταβάλλεται, θα δημιουργηθούν μοντέλα που θα διαθέτουν αυτά τα χαρακτηριστικά και τα οποία θα συγκριθούν μεταξύ τους.

12.2 Διαμόρφωση διαγωνίου πλέγματος

Η επιλογή αυτού του μοντέλου πραγματοποιήθηκε για λόγους τόσο αισθητικούς, όσο και επειδή το συγκεκριμένο σύστημα δεν έχει μελετηθεί και κατανοηθεί στο έπακρο, όπως για παράδειγμα το γεγονός ότι μία τέτοιου είδους κατασκευή μεγάλου ύψους δεν έχει κατασκευαστεί σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα. Σκοπός μας είναι δηλαδή να εξετάσουμε τη δομική συμπεριφορά ενός υψηλού φορέα που υπάγεται στην κατηγορία “tall buildings” σε μία χώρα όπως είναι η Ελλάδα, όπου ο σεισμός αποτελεί ένα συχνό φαινόμενο. Η ίδια διαδικασία θα ακολουθηθεί και για τις ανεμοπιέσεις που επιβάλλονται στην κατασκευή, ωστόσο λόγω της ύπαρξης των διαγωνίων πλεγμάτων, αναμένουμε την αντιμετώπιση αυτού του φαινομένου με έναν αποτελεσματικό τρόπο.



Εικόνα 12.2: Τρισδιάστατη απεικόνιση κατασκευής

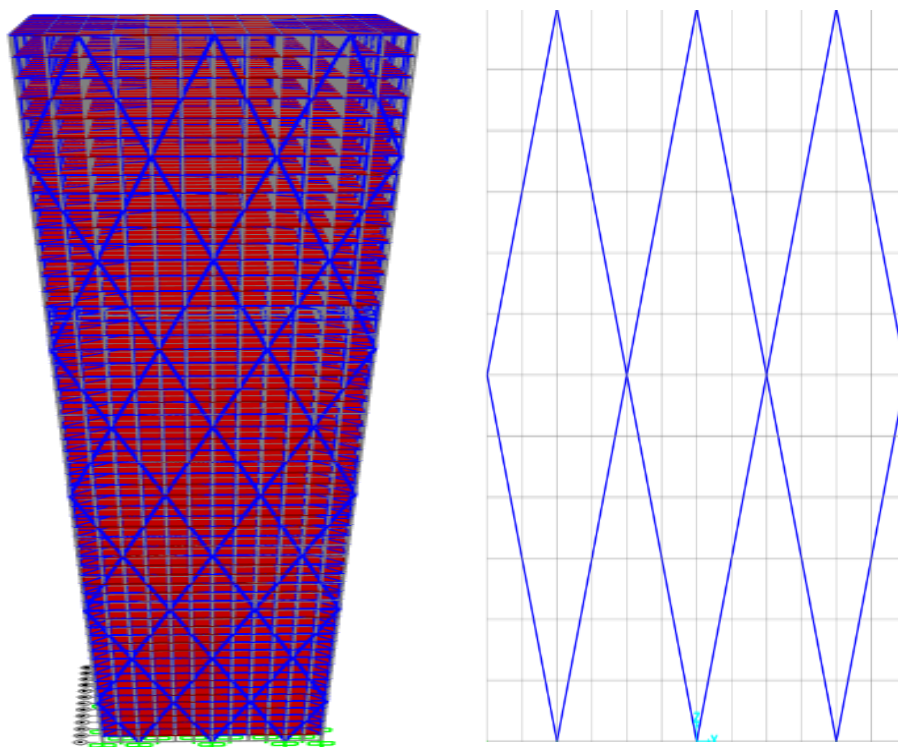
Όσον αφορά τα διαγώνια μέλη, η διάταξή τους είναι αυτή που χρήζει διερεύνησης και πιο συγκεκριμένα η γωνία που θα επιλεγεί, ο τρόπος με τον οποίο θα σχεδιαστούν στις όψεις καθώς και μέχρι πόσους ορόφους θα εκτείνονται. Για να γίνουμε πιο κατανοητοί, το τελευταίο αποτελεί και ένα οικονομικό ζήτημα και για το λόγο αυτό πάρθηκε η απόφαση να διατρέχουν ανά 6 και 12 ορόφους με σκοπό να πραγματοποιηθούν λιγότερες συνδέσεις οι οποίες είναι πολύ δαπανηρές ώστε να υπάρξει εξοικονόμηση κόστους. Πρέπει να αναφερθεί ότι έχει επιλεγεί ένας πιο σύνθετος τρόπος διάταξης των διαγωνίων πλεγμάτων, όπου στα άκρα της κατασκευής τα μέλη αυτά εκτείνονται ανά 6 ορόφους (2 φορές), ενώ αυτά που βρίσκονται στο μέσο της κάθε όψης είναι 12ώροφα (Εικόνα 12.3). Στην ουσία, είναι σα να δημιουργούνται δύο “W”, ένα κανονικό και ένα ανεστραμμένο ή μπορούμε να πούμε ότι σχηματίζονται τρεις (3) ρόμβοι. Το μήκος των 6ώροφων και 12ώροφων διαγωνίων πλεγμάτων είναι 24.74 m και 49.48 m αντίστοιχα. Η γωνία έχει επιλεγεί σύμφωνα με την έρευνα του Kyoung Sun Moon, δηλαδή ανάλογα με το λόγο ύψος / πλάτος (aspect ratio) της κατασκευής. Στη δική μας περίπτωση, ο συγκεκριμένος λόγος ισούται με: $H/B = 240 \text{ m} / 36 = 6.7$ (H:B, 6.7:1). Αυτό σημαίνει ότι η γωνία που πρέπει να δημιουργηθεί κυμαίνεται από 60 έως 70°. Ωστόσο, προτού συμβεί αυτό, θα γίνει μία μελέτη όπου σχηματίζεται μία ομοιόμορφη γωνία 76° καθ’ όλο το ύψος της κατασκευής, δηλαδή δε θα μεταβάλλεται (uniform angle). Η επιλογή αυτή πραγματοποιήθηκε σε συνάρτηση με το μήκος των διαγωνίων πλεγμάτων που σύμφωνα με το βιβλίο της Terry Boake και με βάση το ύψος των 240 m που αποτελείται ο φορέας μας, θα πρέπει να εκτείνονται ανά 6 έως 8 ορόφους και ουσιαστικά έρχεται σε αντιδιαστολή με την επιλογή των 12ώροφων στοιχείων. Αυτό έγινε προκειμένου να πραγματοποιηθούν δύο δοκιμές. Στην πρώτη δε θα τηρούνται αυτές οι προδιαγραφές των ανωτέρω ερευνητών, ενώ στη δεύτερη θα συμβεί το ακριβώς το αντίθετο. Ο λόγος που γίνεται η συγκεκριμένη μελέτη είναι ώστε να ελέγξουμε αν θα συμβαδίζουν τα αποτελέσματά μας με βάση αυτά που προτείνουν οι Moon και Boake.

Παρά το γεγονός ότι το SAP δε μας δίνει τη δυνατότητα να υπολογίζει αυτόματα τη γωνία, αυτό όμως μπορεί να γίνει από εμάς μέσω μίας απλής εξίσωσης. Οπότε, για τα 6ώροφα και 12ώροφα μέλη, η γωνία μπορεί να υπολογισθεί με τον εξής τρόπο:

$$\varphi = \tan^{-1} (L / B) = \tan^{-1} (24.74 \text{ m} / 6 \text{ m}) \Rightarrow \varphi = 76.37^\circ$$

$$\varphi = \tan^{-1} (L / B) = \tan^{-1} (49.48 \text{ m} / 12 \text{ m}) \Rightarrow \varphi = 76.37^\circ, \text{ όπου:}$$

L, B είναι το μήκος και το πλάτος των 6ώροφων και 12ώροφων διαγωνίων πλεγμάτων



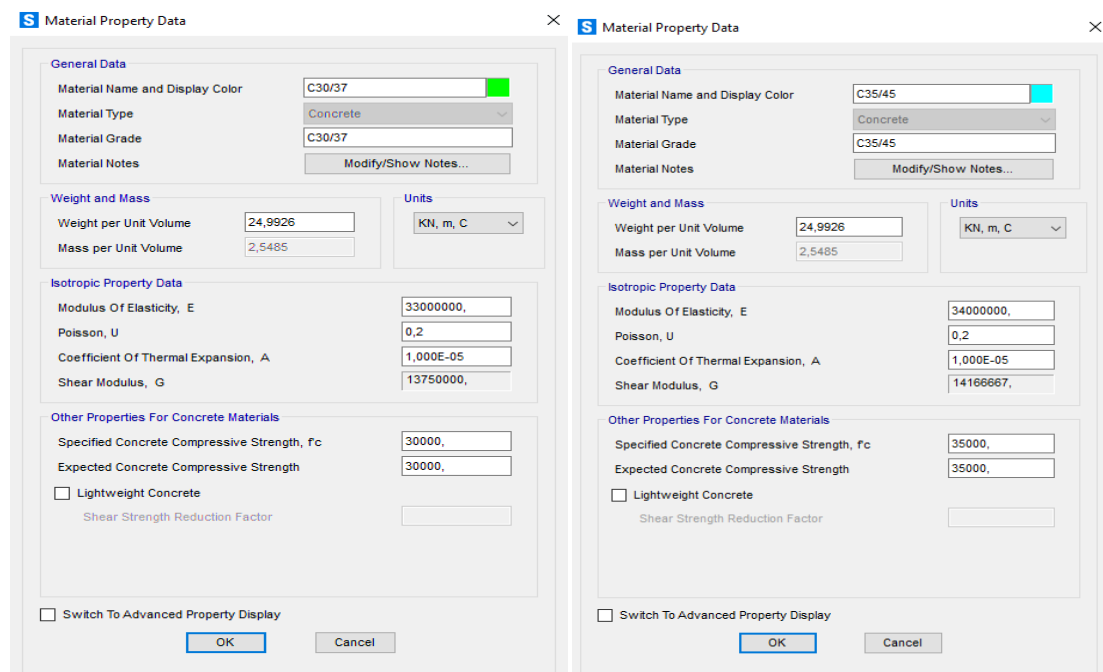
Εικόνα 12.3: Τρόπος διάταξης διαγωνίων πλεγμάτων, όψη

12.3 Δομικά υλικά

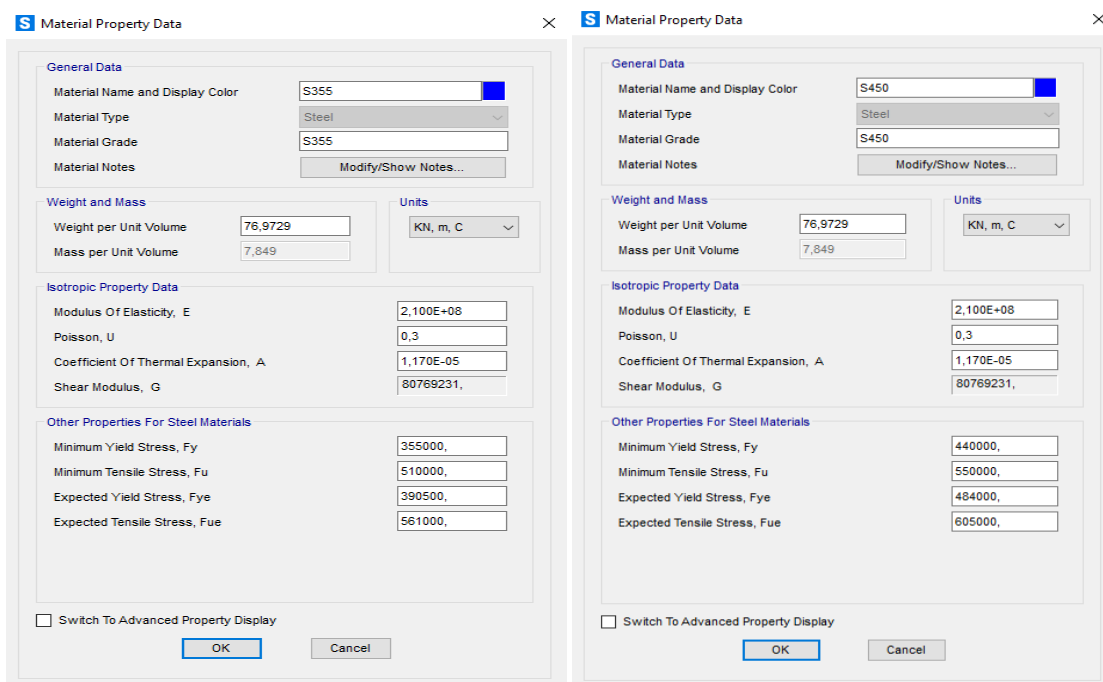
Τα δομικά υλικά που θα χρησιμοποιήσουμε αποτελούν στην ουσία το πρώτο στάδιο της προσομοίωσης. Στο βήμα αυτό, προσδιορίζονται τα χαρακτηριστικά μεγέθη τους, με κύρια αυτά της τάσης διαρροής, του μέτρου ελαστικότητας, του ειδικού βάρους και της πυκνότητας. Αξίζει να αναφερθεί ότι το πρόγραμμα από την πυκνότητα καθορίζει τη μάζα των δομικών στοιχείων του φορέα, ενώ με το ειδικό βάρος προσδιορίζεται το ίδιο βάρος των στοιχείων της κατασκευής. Επιπλέον, καθοριστικές παράμετροι που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη είναι ο συντελεστής Poisson και ο συντελεστής θερμικής διαστολής στο ενδεχόμενο θερμικών μεταβολών που δρουν ως φορτία. Γενικότερα, λόγω της ιδιαιτερότητας που διαθέτει η κατασκευή που εξετάζουμε, αλλά και του γεγονότος ότι πρόκειται για ένα πολυώροφο κτήριο, είναι απαραίτητο να επιλεγούν υλικά υψηλής αντοχής. Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας S355 και S450, δηλαδή με τάση διαρροής 355 και 440 MPa αντίστοιχα και από τους οποίους θα απαρτίζονται όλα τα κύρια μέλη της κατασκευής, όπως είναι τα υποστυλώματα, οι δοκοί και τα διαγώνια πλέγματα. Αντίθετα, στις πλάκες δαπέδου χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C30/37, ενώ στον κεντρικό πυρήνα που έχει κατασκευαστεί από διαμητικά τοιχώματα επιλέχθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C35/45, δηλαδή με χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής 30 και 35 MPa αντίστοιχα. Πρέπει να αναφερθεί ότι ο πυρήνας

θα χρησιμοποιηθεί σε μεταγενέστερο στάδιο με βάση και τα αποτελέσματα που θα εισαχθούν από το στατικό πρόγραμμα προκειμένου να μειωθούν οι μετακινήσεις που προκαλούν τα πλευρικά φορτία και ιδίως αυτό του σεισμού.

Όσον αφορά τα υλικά στο SAP, αυτή η διαδικασία μπορεί να πραγματοποιηθεί με τον εξής τρόπο: Define → Materials και από εκεί έχουμε τη δυνατότητα να επιλέξουμε τα επιθυμητά δομικά υλικά.



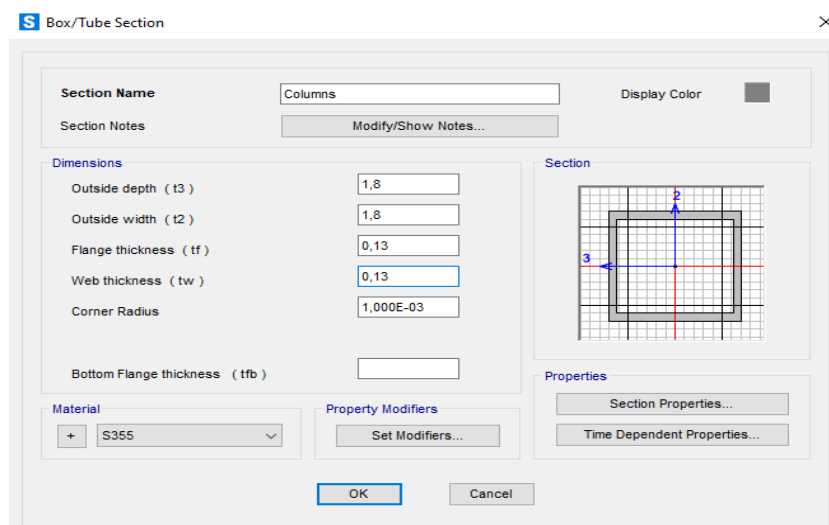
Εικόνα 12.4: Ποιότητα σκυροδέματος C30/37 και C35/45



Εικόνα 12.5: Ποιότητα δομικού χάλυβα S355 και S450

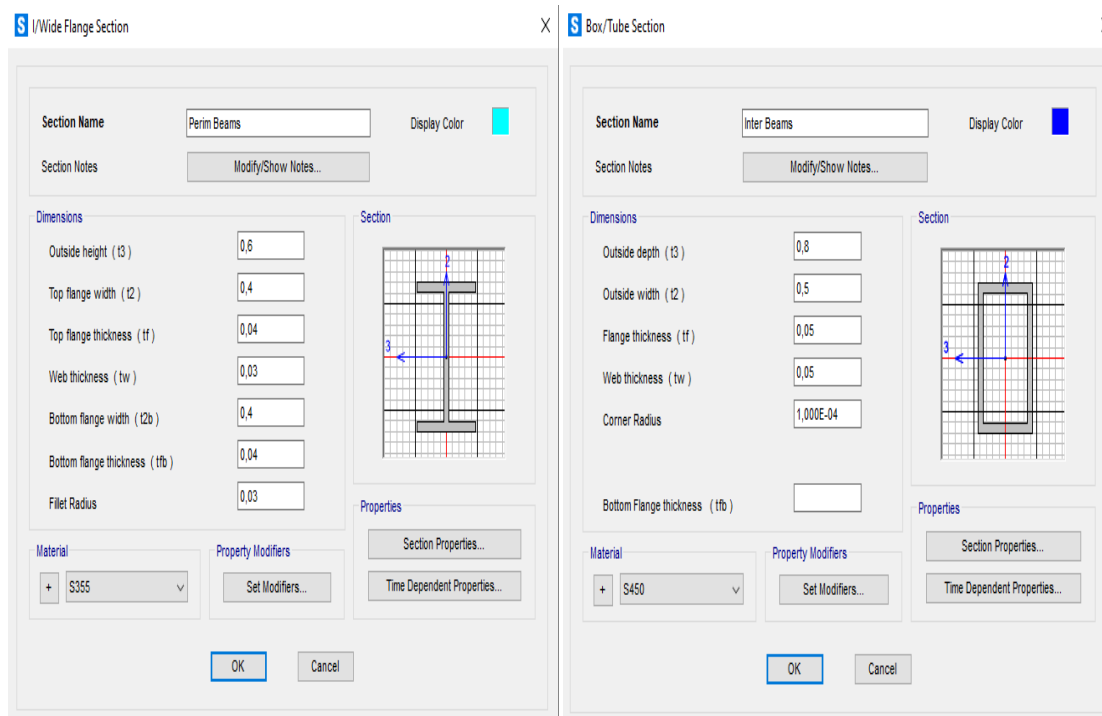
12.4 Διατομές

Το δεύτερο και πολύ σημαντικό στάδιο αφορά τον καθορισμό των διατομών των διαφόρων στοιχείων της κατασκευής. Αρχικά, στα γραμμικά στοιχεία (frames), δηλαδή στα υποστυλώματα, τις δοκούς και τα διαγώνια πλέγματα, από τη στιγμή που η βασική τους διάσταση είναι γνωστή (μήκος ή ύψος), αυτό που μένει να αποφασηθεί είναι η γεωμετρία τους και άρα το σχήμα και οι διαστάσεις τους σε επίπεδο διατομής. Για την κατασκευή, επιλέχθηκαν χαλύβδινες κιβωτιοειδείς διατομές (Steel Boxes/Tubes) στα υποστυλώματα. Αξίζει να αναφερθεί ότι τα 4 υποστυλώματα που είναι τοποθετημένα στις γωνίες στο κέντρο του κτηρίου έχουν διαστάσεις 1.80 m x 1.80 m (στατικό ύψος επί πλάτος), ενώ τα πάχη τόσο του πέλματος, όσο και του κορμού είναι 0.13 m. Όμως, προέκυψαν προβλήματα αστάθειας και για το λόγο αυτό πραγματοποιήθηκε η χρήση επιπλέον τεσσάρων υποστυλωμάτων, ένα στο μέσο της κάθε πλευράς στο κέντρο του κτηρίου. Βέβαια, σε περίπτωση που δεν είχαμε μία αμιγώς μεταλλική κατασκευή, με εξαίρεση την πλάκα δαπέδου και τον πυρήνα, ιδανική επιλογή θα αποτελούσε η χρήση των υπερυποστυλωμάτων (mega-columns). Επιπρόσθετα, επειδή οι πύργοι θεωρούνται ως κατακόρυφοι πρόβολοι που είναι πακτωμένοι στη βάση, για το σκοπό αυτό στη βάση των υποστυλωμάτων ως είδος στήριξης χρησιμοποιήθηκε αυτό της πάκτωσης προκειμένου να περιορισθούν οι στροφές και οι μετακινήσεις, δηλαδή οι μετατοπίσεις που προκαλούνται εξαιτίας του ανέμου και του σεισμού διότι με αυτόν τον τρόπο ο φορέας γίνεται καμπτικά ανένδοτος (άκαμπτος), ενώ ακόμη επιτυγχάνεται η δέσμευση και των έξι (6) βαθμών ελευθερίας στους κόμβους. Αυτός ο καθορισμός μπορεί να επιτευχθεί εύκολα στα επιλεγμένα στοιχεία με τον εξής τρόπο: Assign → Joint → Restraints.

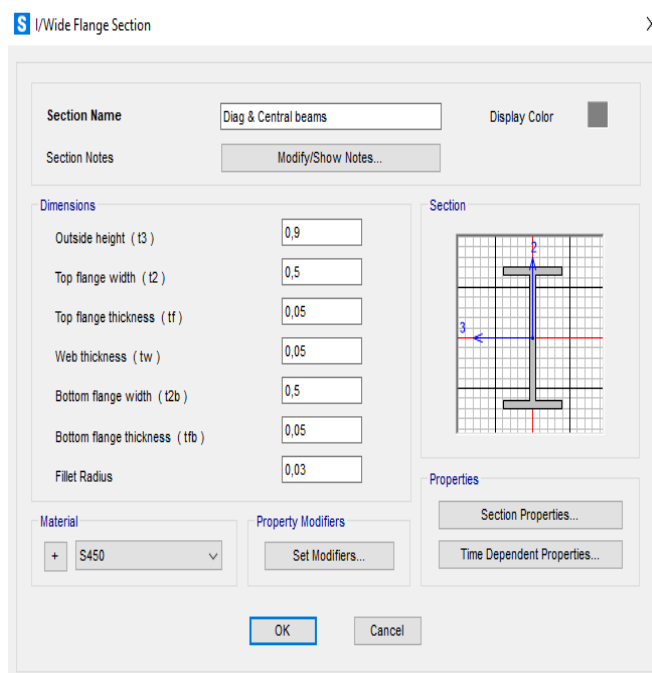


Εικόνα 12.6: Διατομή υποστυλωμάτων

Ό,τι έχει να κάνει με τις περιμετρικές, διαγώνιες οριζόντιες και κεντρικές δοκούς, σε αυτές χρησιμοποιήθηκαν διατομές διπλού ταυ, ενώ κιβωτιοειδείς για τις εσωτερικές (Inter., κύριες και δευτερεύουσες). Πάντως, θα υιοθετηθεί ο όρος «διαγώνιες» για τις διαγώνιες οριζόντιες δοκούς, που ναι μεν δεν είναι ορθός, αλλά αυτό θα συμβεί ώστε να είμαστε πιο κατανοητοί. Τα διαγώνια αυτά στοιχεία εκτείνονται από τις γωνίες της κατασκευής μέχρι και τις κεντρικές δοκούς ανά 4.24 m.

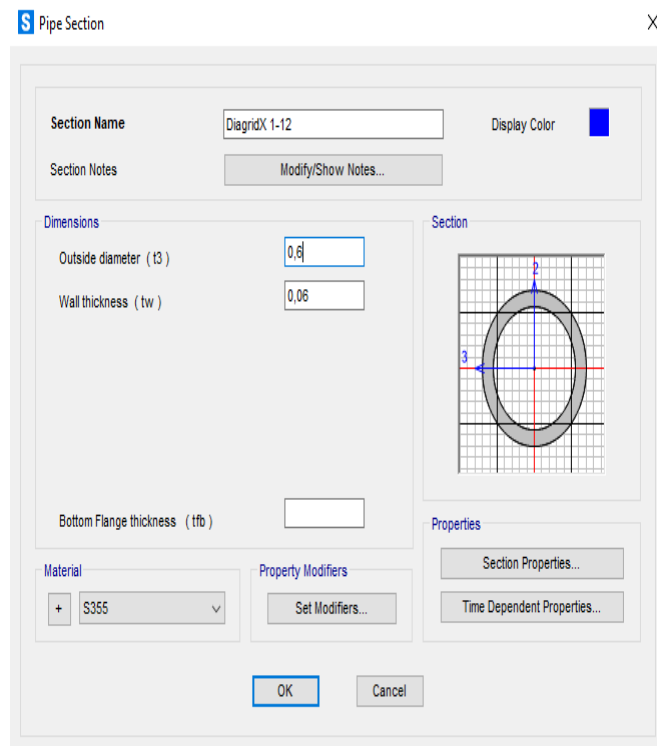


Εικόνα 12.7: Διατομή περιμετρικών και εσωτερικών (κυρίων και δευτερευουσών) δοκών



Εικόνα 12.8: Διατομή διαγώνιων και κεντρικών δοκών

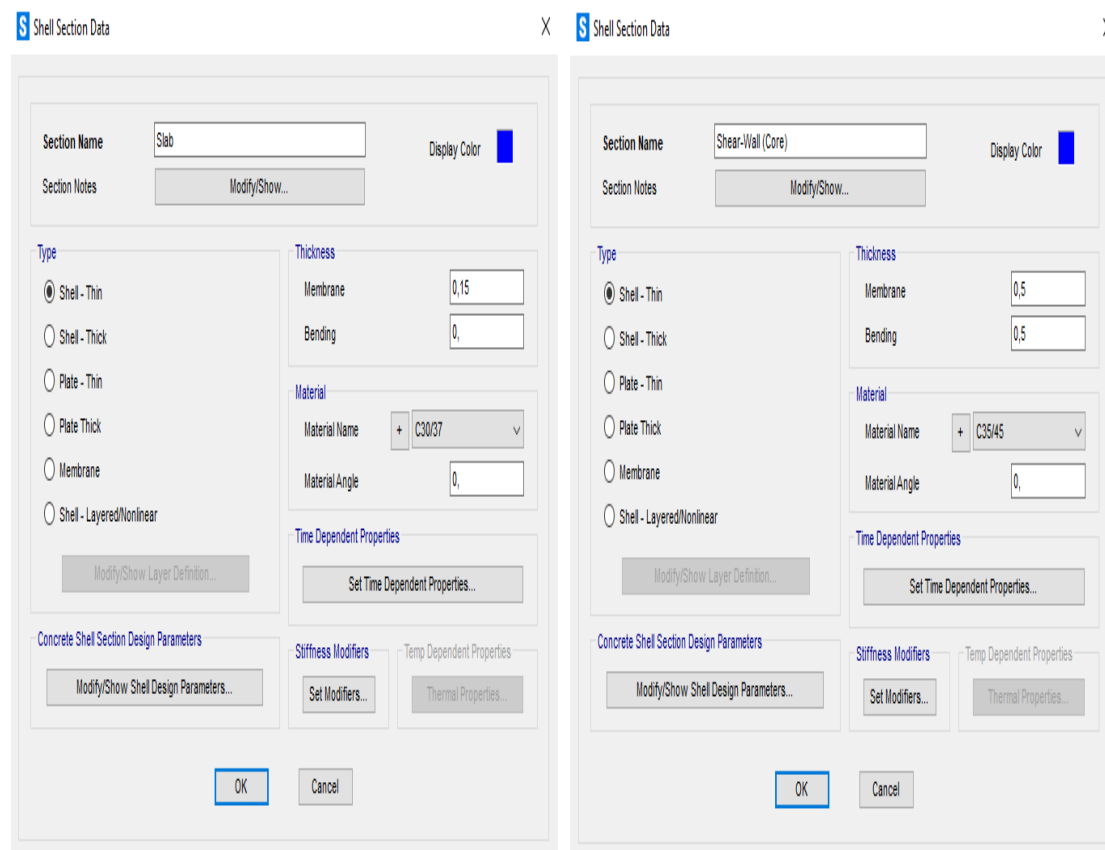
Ακόμη, στα διαγώνια πλέγματα τοποθετήθηκαν κυκλικές διατομές τύπου “pipes”, όπου η διάμετρος και το πάχος τους αλλάζουν ανά 12 ορόφους, ενώ διαφοροποιούνται οι τιμές τους στις δύο διευθύνσεις (x, y). Ο συνολικός αριθμός των διαγωνίων αυτών στοιχείων είναι 160, δηλαδή 40 σε κάθε όψη της κατασκευής. Η σύνδεση τους, κατά το σχεδιασμό, θεωρείται αρθρωτή (pinned connection). Μία εξαιρετική επιλογή θα μπορούσε να αποτελέσουν οι χαλύβδινοι σωλήνες γεμισμένοι με σκυρόδεμα (CFST) ως διατομές των συγκεκριμένων δομικών στοιχείων (Ευρωκώδικας 4).



Εικόνα 12.9: Διατομές διαγωνίων πλεγμάτων

Αντίθετα, για τα επιφανειακά στοιχεία του κτηρίου, δηλαδή τις πλάκες δαπέδου και τα διατμητικά τοιχώματα, η μοναδική παράμετρος που πρέπει να ορισθεί είναι αυτή του πάχους σε κάμψη (bending), δηλαδή η καταπόνηση εκτός επιπέδου, καθώς και σε δυνάμεις δυστένειας - μεμβράνης (membrane) που αφορά την καταπόνηση εντός του επιπέδου. Η τιμή του πάχους που επιλέχθηκε για την πλάκα είναι 0.15 m μόνο στην μεμβράνη. Ακόμη, στην πλάκα δεν πραγματοποιήθηκε η χρήση διαφράγματος δαπέδου για τον απλούστατο λόγο ότι αυτή μελετήθηκε ως πεπερασμένο στοιχείο. Αντίστοιχα, στον πυρήνα (shear core wall) καθορίστηκε πάχος 0.50 m προκειμένου να μπορέσει να συνεισφέρει στην αντιμετώπιση των πλευρικών φορτίων, κατά κύριο λόγο στο σεισμό, έτσι ώστε να μειωθούν οι μετακινήσεις. Η πλάκα δαπέδου, επειδή πρόκειται για ένα επιφανειακό στοιχείο και η λειτουργία της σε κάμψη είναι μη επιθυμητή, ορίζεται μία

τιμή για το πάχος μόνο στο “membrane”, ενώ στο “bending” βάζουμε μηδενική τιμή. Επιπλέον, σε αντίθεση με την πλάκα δαπέδου, στα διατμητικά τοιχώματα λαμβάνεται υπόψη τόσο η κάμψη, όσο και η μεμβράνη. Οι τύποι των επιφανειακών στοιχείων είναι “Shell-Thin”.



Εικόνα 12.10: Πλάκα σκυροδέματος και πυρήνας από διατμητικά τοιχώματα

Η διαδικασία των διατομών πραγματοποιείται στο SAP ως εξής: Define → Section Properties → Frame / Area Sections → Add New Property και έτσι επιλέγουμε τις επιθυμητές διατομές. Για να σχεδιάσουμε τη δική μας διατομή επιλέγουμε “Section Designer”. Πάντως, η συγκεκριμένη επιλογή των διατομών πραγματοποιήθηκε έπειτα από μία επαναληπτική διαδικασία προκειμένου να πληρούνται τα κριτήρια της δομικής συμπεριφοράς, δηλαδή της αντοχής και της ευστάθειας, αλλά και του κόστους.

Οι συντελεστές τροποποίησης των ιδιοτήτων της κάθε διατομής (stiffness modifiers) παραμένουν ως έχουν για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής μιας και αναφέρονται μόνο σε κατασκευές από σκυρόδεμα στο ενδεχόμενο ρηγμάτωσης. Βέβαια, αυτό δεν ισχύει και για τα επιφανειακά στοιχεία για το λόγο του ότι είναι κατασκευασμένα από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Πιο συγκεκριμένα, στην πλάκα σκυροδέματος μπορεί να μην

πραγματοποιηθεί καμία αλλαγή, όπως και έγινε, ή να γίνει απομείωση κατά το ήμισυ σε σχέση με τις αρχικές τιμές. Αντίθετα, όσον αφορά τα διατμητικά τοιχώματα, γίνεται απομείωση της δυστημσίας και της εντός και εκτός επιπέδου δυσκαμψίας τους κατά το ήμισυ (0.5). Στους παρακάτω πίνακες φαίνονται αναλυτικά οι απαιτούμενες διατομές προκειμένου να μην αστοχήσουν τα δομικά στοιχεία του φορέα.

Πίνακας 12.1: Διατομές δοκών και υποστυλωμάτων

Όνομασία	Διατομή	t ₃ (m)	t ₂ = t _{2b} (m)	t _f = t _{fb} (m)	t _w (m)	Δομικό υλικό
Perim Beams	I	0.60	0.40	0.040	0.030	S355
Diag. & Central Beams	I	0.90	0.50	0.05	0.04	S450
Inter. Beams	Box/Tube	0.80	0.50	0.050	0.050	S450
Columns	Box/Tube	1.80	1.80	0.130	0.130	S355

Πίνακας 12.2: Διατομές διαγωνίων πλεγμάτων κατά τη διεύθυνση X

Όνομασία	Διατομή	t ₃ (m)	t _w (m)	Δομικό υλικό
DiagridX 1 - 12	Pipe	0.60	0.060	S355
DiagridX 13 - 24	Pipe	0.50	0.055	S355
DiagridX 25 - 36	Pipe	0.45	0.050	S355
DiagridX 37 - 48	Pipe	0.35	0.040	S355
DiagridX 49 - 60	Pipe	0.25	0.025	S355

Πίνακας 12.3: Διατομές διαγωνίων πλεγμάτων κατά τη διεύθυνση Y

Όνομασία	Διατομή	t ₃ (m)	t _w (m)	Δομικό υλικό
DiagridY 1-12	Pipe	0.55	0.060	S355
DiagridY 13 - 24	Pipe	0.50	0.055	S355
DiagridY 25 – 36	Pipe	0.45	0.050	S355
DiagridY 37 – 48	Pipe	0.35	0.040	S355
DiagridY 49 - 60	Pipe	0.25	0.025	S355

Πίνακας 12.4: Πλάκα δαπέδου

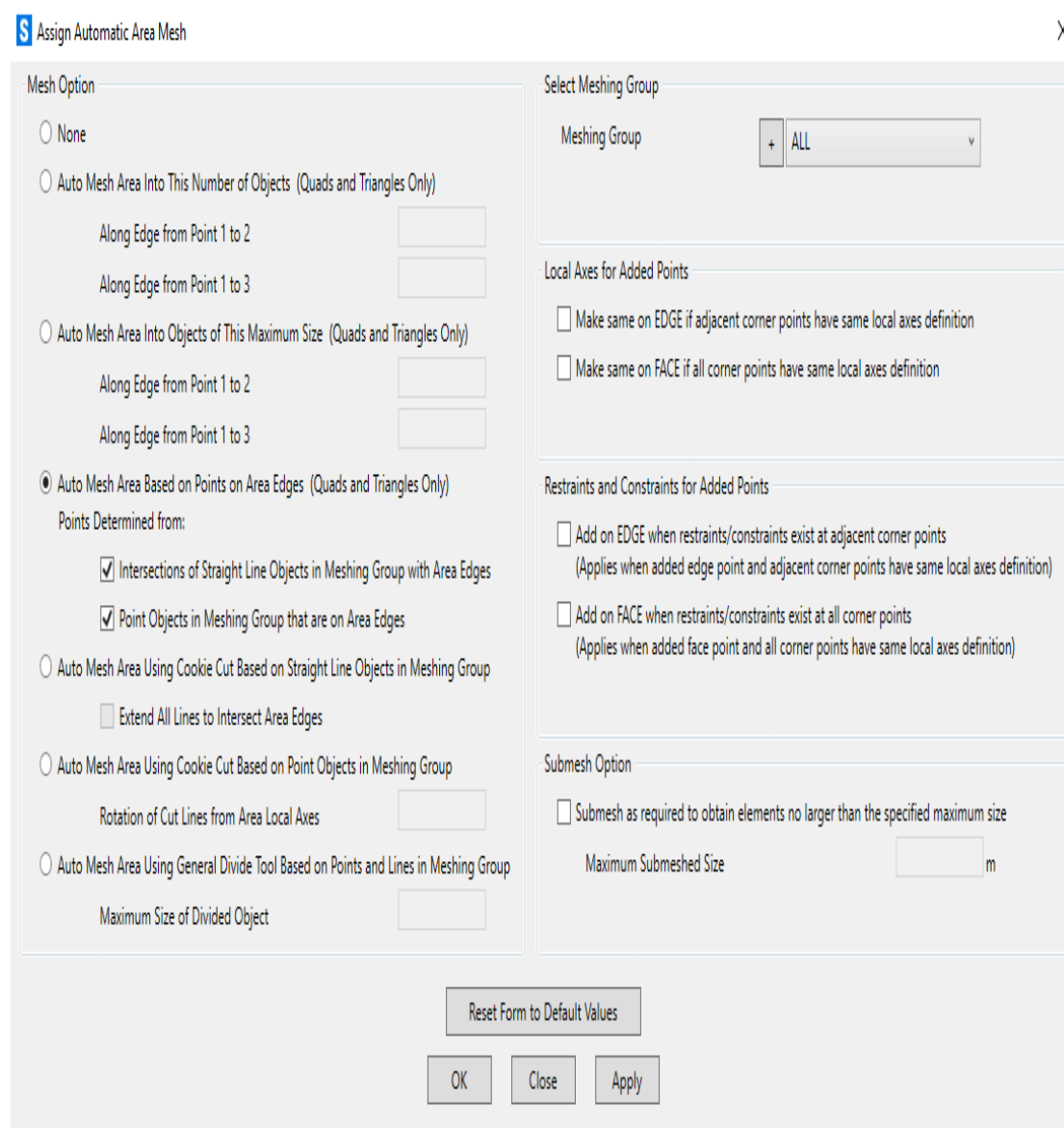
Όνομασία	Τύπος	Πάχος (m)		Δομικό υλικό
		Μεμβράνη	Κάμψη	
Slab	Shell - Thin	0.15	0.00	C30/37
Shear –Wall (Core)	Shell - Thin	0.50	0.50	C35/45

12.5 Διακριτοποίηση φορέα

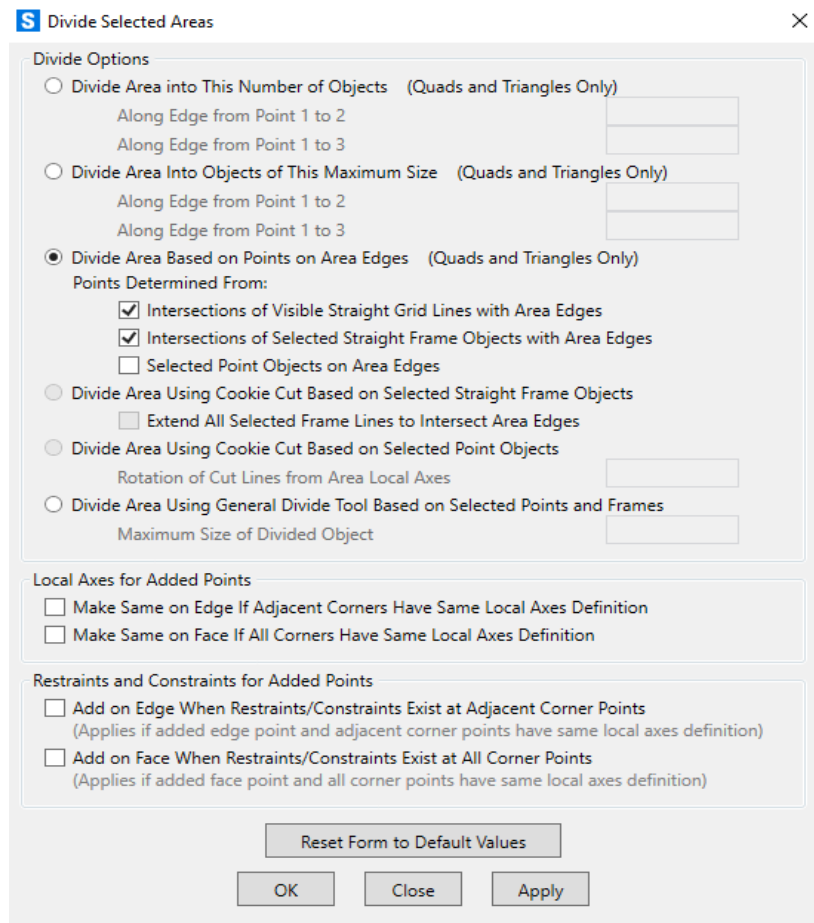
Όταν αναφερόμαστε στον όρο διακριτοποίηση, εννοούμε το συγκεκριμένο αριθμό των πεπερασμένων στοιχείων που θα επιλεγούν κατά την προσομοίωση σε μία επιφάνεια (περιοχή) του φορέα. Η διακριτοποίηση αποτελεί μία πολύ σημαντική διαδικασία και στην οποία ο μελετητής θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα προσεκτικός κατά την εισαγωγή της μορφολογίας των δομικών στοιχείων της κατασκευής. Στην περίπτωση της πλάκας δαπέδου και του διατμητικού τοιχώματος, και γενικότερα των επιφανειακών στοιχείων, η διακριτοποίηση είναι υψίστης σημασίας διότι είναι άρρηκτα συνδεδεμένη με τα ακριβή αποτελέσματα της ανάλυσης που θα προκύψουν. Στη δική μας περίπτωση, το στατικό πρόγραμμα έχει τη δυνατότητα να πραγματοποιεί μία αυτόματη διαδικασία διακριτοποίησης με σκοπό να συμπεριληφθούν οι κανόνες ορθής διακριτοποίησης και

οι γεωμετρικές ιδιαιτερότητες σε διάφορες περιοχές της κατασκευής. Όσον αφορά την πλάκα, προκειμένου να λειτουργεί και να συμπεριφέρεται με έναν ορθό τρόπο, γίνεται διακριτοποίηση σε μικρότερα επιφανειακά στοιχεία όπου κάθε “κουτί” στην κάτοψη αποτελεί και 1 επιφανειακό πεπερασμένο στοιχείο, αλλά λόγω της ύπαρξης διαγωνίων δοκών, είναι απαραίτητο να δημιουργηθούν και τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία. Αυτή η διαδικασία, δηλαδή η διαίρεση, δε χρειάστηκε να πραγματοποιηθεί στη συγκεκριμένη περίπτωση για τα διατμητικά τοιχώματα.

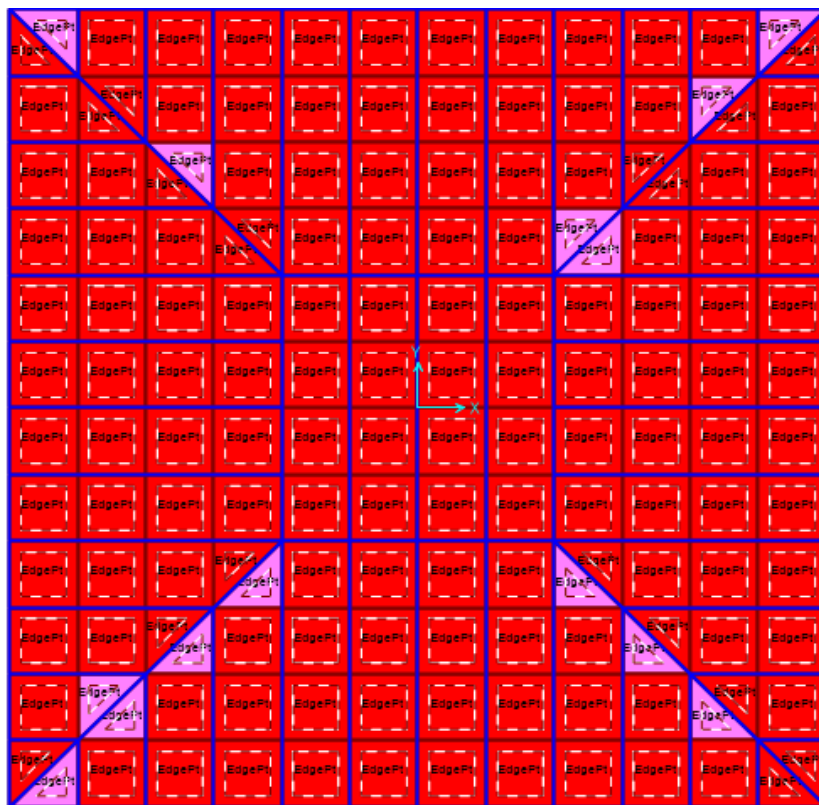
Στο SAP, η μεταφορά των φορτίων από τις πλάκες δαπέδου στα γραμμικά στοιχεία επιτυγχάνεται με τον εξής τρόπο: Assign → Area → Automatic Area Mesh. Όλα όσα προαναφέρθησαν, παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες.



Εικόνα 12.11: Αυτοματοποιημένη διαδικασία διακριτοποίησης των επιφανειακών στοιχείων

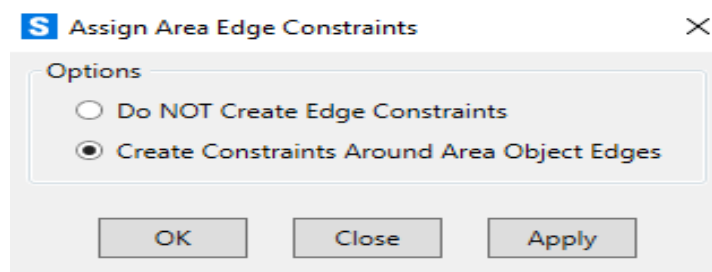


Εικόνα 12.12: Διαίρεση επιφανειακών στοιχείων πλάκας δαπέδου



Εικόνα 12.13: Διακριτοποίηση πλάκας σκυροδέματος (τελική μορφή)

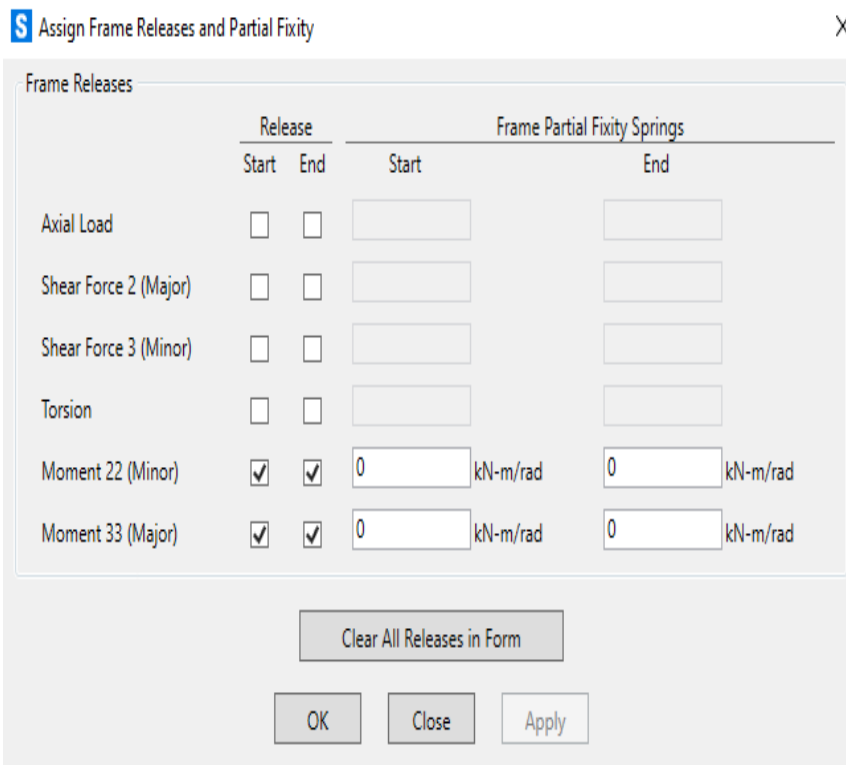
Μία ακόμη παράμετρος που πρέπει να ληφθεί υπόψη κατά την διακριτοποίηση είναι ο περιορισμός των άκρων των επιφανειακών στοιχείων. Πιο συγκεκριμένα, το SAP έχει τη δυνατότητα να επιτευχθούν περιορισμοί στα άκρα των συγκεκριμένων αυτών στοιχείων, με αποτέλεσμα να μην υπάρχει η απαίτηση για κάποιο πλέγμα μετάβασης (transition mesh). Για να γίνουμε πιο κατανοητοί, με τη μέθοδο αυτή μπορούμε να “συνδέσουμε” ακόμη και ανόμοια επιφανειακά στοιχεία ώστε να μην προκύπτουν κενά μεταξύ τους, αλλά και για να επιτυγχάνονται κοινές μετακινήσεις. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με εύκολο τρόπο μέσω μίας αυτοματοποιημένης διαδικασίας, επιλέγοντας τα επιφανειακά στοιχεία, ως εξής: Assign → Area → Generate edge constraints → Create constraints around area object edges.



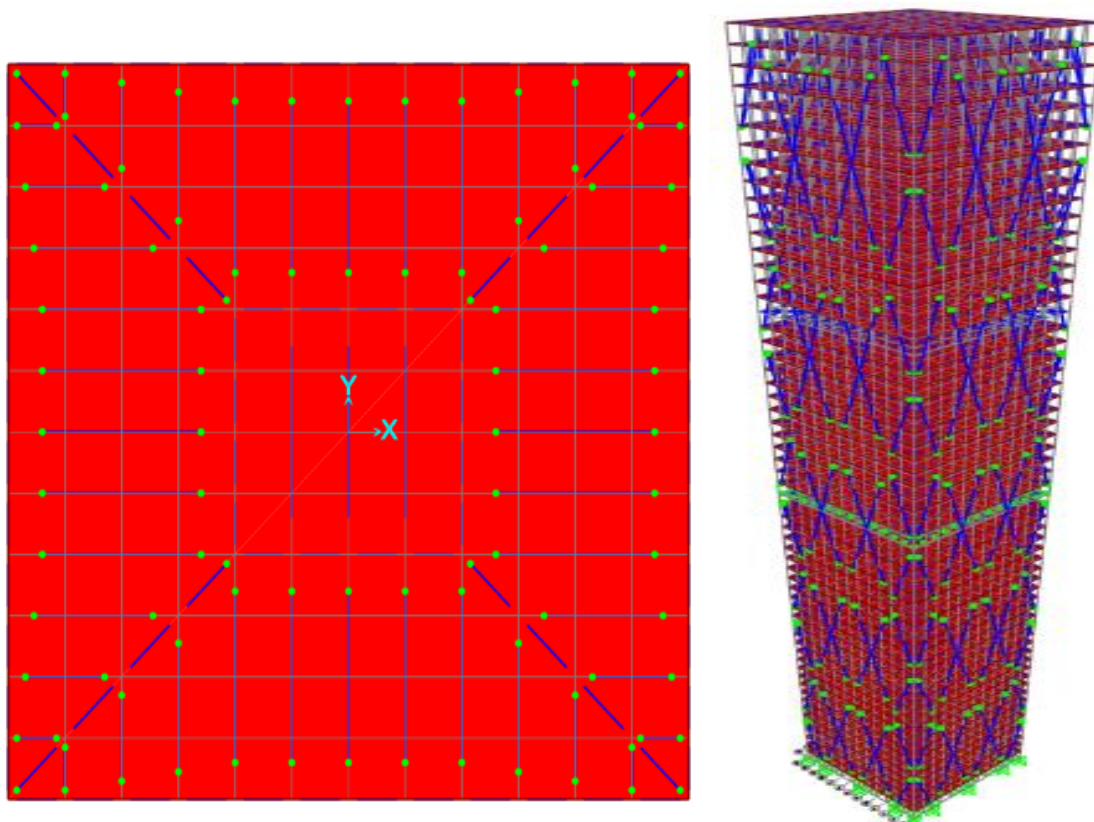
Εικόνα 12.14: Περιορισμός άκρων επιφανειακών στοιχείων

12.6 Εσωτερικές αρθρώσεις (Releases)

Με το που καταλήξουμε στις κατάλληλες διατομές όλων των φερόντων στοιχείων, θα πρέπει να πραγματοποιηθεί η διαδικασία των ελευθερώσεων, δηλαδή των εσωτερικών αρθρώσεων, τόσο στα διαγώνια μέλη, όσο και στις διαγώνιες και εσωτερικές δοκούς, με εξαίρεση αυτές που βρίσκονται στο κέντρο της κατασκευής. Αυτό πρέπει να συμβεί ώστε να πραγματοποιηθεί μία πιο ρεαλιστική προσομοίωση. Στην ουσία, η εσωτερική άρθρωση σημαίνει απελευθέρωση ενός βαθμού ελευθερίας στη θέση σύνδεσης του γραμμικού στοιχείου. Στο πρόγραμμα, οι ελευθερώσεις μπορούν να εφαρμοσθούν στα επιλεγμένα στοιχεία ως εξής: Assign → Frames → Releases / Partial Fixity. Η εισαγωγή των εσωτερικών αρθρώσεων συμβαίνει στην αρχή και το πέρας του μέλους (Start, End) και σχετίζεται με την κάμψη τους (Moment 22 και 33). Ακριβώς η ίδια διαδικασία ακολουθείται και για τα διαγώνια πλέγματα. Βέβαια, υπάρχει και η δυνατότητα να δημιουργηθούν αρθρώσεις και στη βάση των υποστυλωμάτων στο άκρο αρχής αυτών, αλλά στο συγκεκριμένο μοντέλο κάτι τέτοιο δε μπορεί να συμβεί διότι απαιτείται πολύ μεγάλη ευστάθεια.



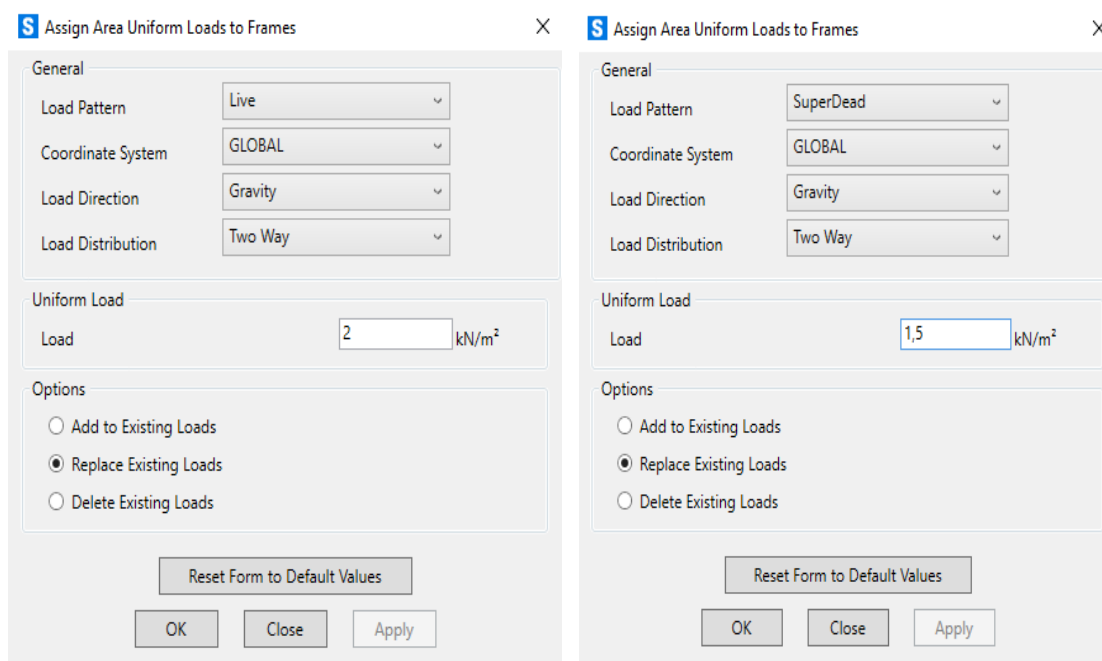
Εικόνα 12.15: Τρόπος δημιουργίας εσωτερικών αρθρώσεων



Εικόνα 12.16: Εσωτερικές αρθρώσεις δοκών (κάτοψη) και διαγωνίων πλεγμάτων (3D)

12.7 Δράσεις επί της κατασκευής

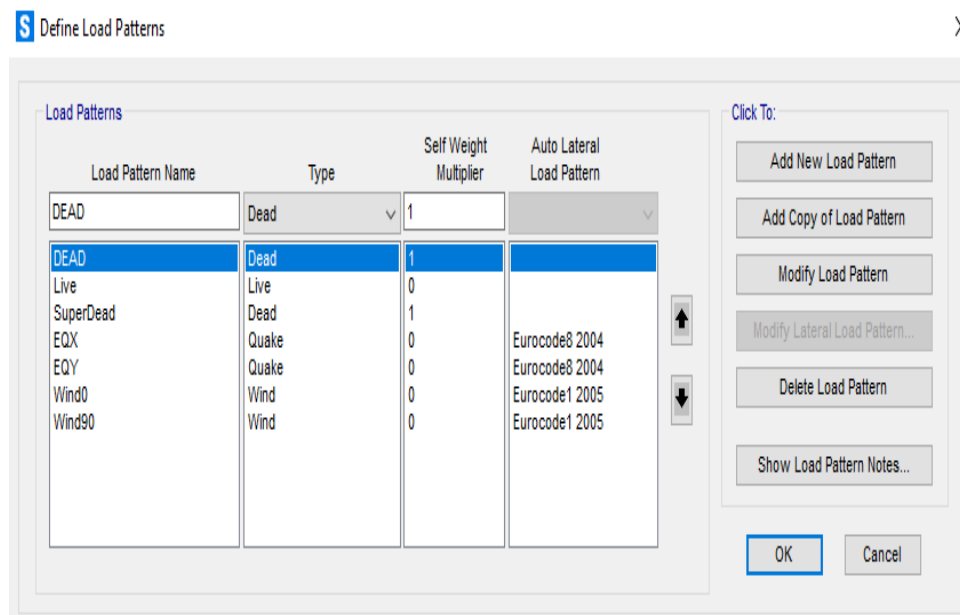
Σε αυτό το σημαντικό στάδιο της ανάλυσης, θα πρέπει να καθοριστούν τα φορτία που θα αναπτυχθούν στην κατασκευή. Στο υπό μελέτη κτήριο, οι φορτιστικές καταστάσεις που θα μας απασχολήσουν είναι τα μόνιμα (ίδιο βάρος, πρόσθετα μόνιμα) και κινητά φορτία καθώς και οι δράσεις του ανέμου και του σεισμού (πλευρικά φορτία). Επίσης, στις πλάκες επιβάλλονται ομοιόμορφα φορτία τα οποία μεταφέρονται στις δοκούς και κατά τις δύο διευθύνσεις και άρα έχουμε να κάνουμε με μία τετραέριστη πλάκα. Τα φορτία που ασκούνται στην πλάκα είναι 2.00 KN/m^2 για το κινητό φορτίο με βάση τον Ευρωκώδικα 1 ανάλογα με τη χρήση της κατασκευής (κατηγορία B, κτήριο γραφείων). Επιπλέον, εφαρμόστηκε πρόσθετο μόνιμο της τάξης του 1.50 KN/m^2 . Όσον αφορά το στατικό πρόγραμμα, η διαδικασία καθορισμού των φορτίων επιτυγχάνεται μέσω του καθορισμού των μορφών φόρτισης (load pattern), των φορτιστικών καταστάσεων (load cases) και φυσικά των συνδυασμών φόρτισης (load combinations).



Εικόνα 12.17: Καθορισμός φορτίων στις πλάκες δαπέδου

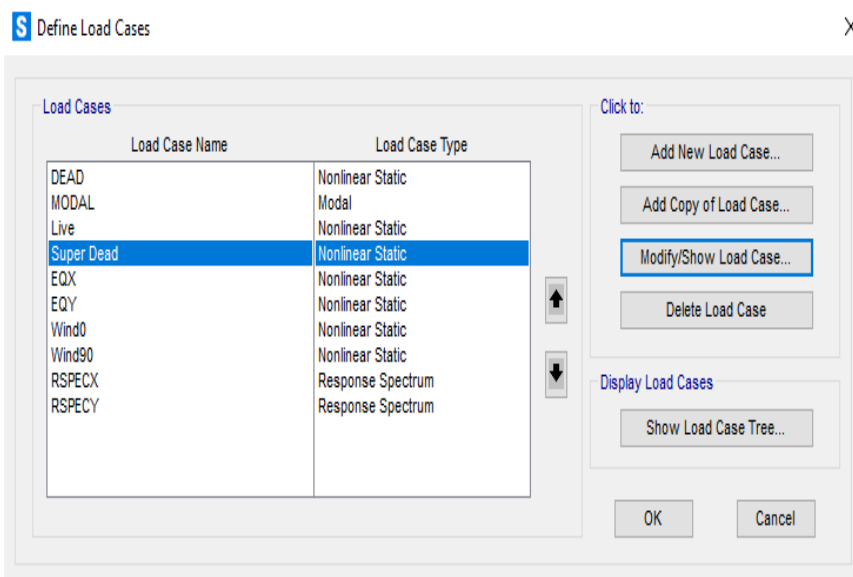
Στο πρώτο βήμα, εμπεριέχονται τα στατικά φορτία που ασκούνται στην κατασκευή. Τα φορτία που συμπεριελήφθησαν στον καθορισμό των μορφών φόρτισης είναι τα μόνιμα (Dead), τα πρόσθετα μόνιμα (SuperDead), τα κινητά (Live), οι δράσεις του σεισμού (EQX, EQY) και του ανέμου (Wind0, Wind90) κατά τις διευθύνσεις x και y αντίστοιχα, ενώ αμελήθηκαν τα τυχηματικά φορτία (εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος κ.λπ.) καθώς και αυτό του χιονιού (Εικόνα 12.18).

Κάτι που ακόμη αξίζει να αναφερθεί είναι ο πολλαπλασιαστής ιδίου βάρους (self-weight multiplier) που αφορά το πόσες φορές θα ληφθεί υπόψη το ίδιο βάρος του φορέα και ο οποίος είναι μονάδα για τα μόνιμα φορτία και μηδενικός στα υπόλοιπα.



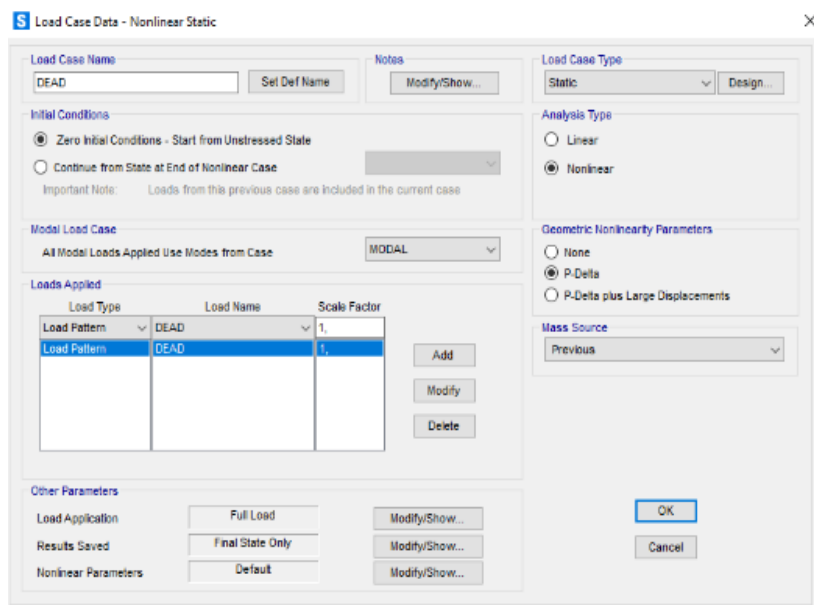
Εικόνα 12.18: Καθορισμός μορφών φόρτισης (Load Patterns)

Στο δεύτερο βήμα, οι φορτιστικές καταστάσεις αφορούν το σύνολο των φορτίων και των τύπων ανάλυσης της κατασκευής, δηλαδή τα στατικά και δυναμικά φορτία καθώς και την ιδιομορφική ανάλυση (modal). Επιπλέον, λόγω του ότι οι σεισμικές δράσεις θα μελετηθούν τόσο μέσω του φάσματος σχεδιασμού (Response Spectrum), όσο και της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης (lateral force), εμπεριέχονται και αυτά στο στάδιο της μελέτης. Η αναλυτική περιγραφή των δράσεων θα πραγματοποιηθεί παρακάτω.



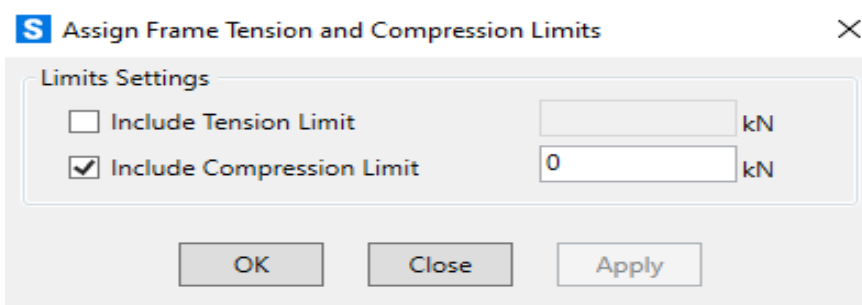
Εικόνα 12.19: Καθορισμός φορτιστικών καταστάσεων (Load Cases)

Κατά την ανάλυση ενός πολυώροφου κτηρίου, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και τα φαινόμενα δευτέρας τάξης (P-Δ). Για να επιτευχθεί αυτό στο πρόγραμμα, σε όλες δράσεις επιλέγουμε ως τύπο ανάλυσης τον μη γραμμικό (nonlinear) και έπειτα το P-Δ ως παράμετρο γεωμετρικής μη γραμμικότητας.



Εικόνα 12.20: Καθορισμός φαινομένου δευτέρας τάξης (P-Δ effect)

Επιπρόσθετα, στα διαγώνια πλέγματα, στην περίπτωση ενός σεισμικού φαινομένου, αυτά που θλιβονται θα αστοχήσουν, με αποτέλεσμα να μας ενδιαφέρουν αποκλειστικά μόνο τα εφελκόμενα. Στο SAP, αυτό ορίζεται θέτοντας στα θλιβόμενα διαγώνια μέλη μία μηδενική τιμή θλιπτικής αντοχής.



Εικόνα 12.21: Καθορισμός μηδενικής θλιπτικής αντοχής στα θλιβόμενα διαγώνια πλέγματα

Στο τελευταίο βήμα, οι συνδυασμοί φόρτισης είναι στην ουσία τα αποτελέσματα των φορτιστικών καταστάσεων. Για την κατασκευή μας, δημιουργήθηκαν 26 συνδυασμοί φόρτισης που αφορούν την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, αλλά και 8 για την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Όταν αναφερόμαστε στην Ο.Κ.Α. (ULS), εννοούμε την

κατάσταση που αφορά είτε την κατάρρευση, είτε γενικότερα τις μορφές αστοχίας που είναι δυνατό να θέσουν σε κίνδυνο την ανθρώπινη ζωή, ενώ η Ο.Κ.Λ. (SLS) σχετίζεται με την υπέρβαση των προδιαγεγραμμένων λειτουργικών απαιτήσεων. Οι τελευταίες, χωρίζονται σε αναστρέψιμες και μη αναστρέψιμες. Επιπλέον, η Ο.Κ.Λ. αναφέρεται στη λειτουργία, την εξωτερική εμφάνιση του κτηρίου και στην άνεση των χρηστών, δηλαδή τις παραμορφώσεις, τις δονήσεις και τις βλάβες που θα αναπτυχθούν λόγω των ανεμοπιέσεων ή του σεισμού και συνάμα στη δυσφορία που είναι πιθανό να προκληθεί στους πολίτες στο ενδεχόμενο μεγάλων ταλαντώσεων.

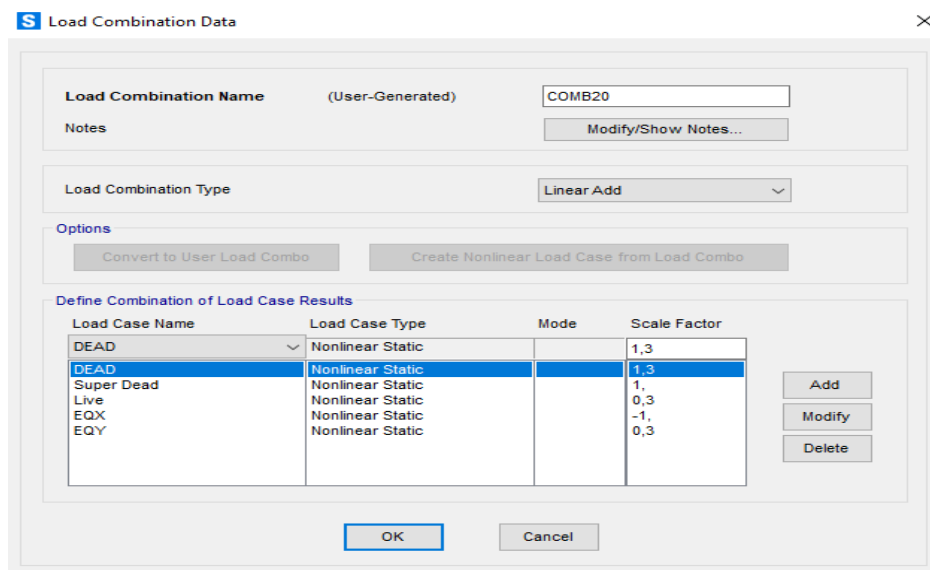
Η λογική με την οποία προέκυψαν οι συγκεκριμένοι συνδυασμοί για τις δύο αυτές καταστάσεις είναι:

α) Συνδυασμοί για την οριακή κατάσταση αστοχίας:

- 1.35G
- 1.35G + 1.50Q
- 1.35G + 1.50Q ± 0.90W
- 1.35G + 1.05Q ± 1.50W
- 1.35G + 1.50Q ± 0.90W
- 1.00G ± 1.50W
- 1.00G + 0.30Q ± 1.00EQX ± 0.30EQY
- 1.00G + 0.30Q ± 0.30EQX ± 1.00EQY

β) Συνδυασμοί για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

- 1.00G
- 1.00G + 1.00Q
- 1.00G + 1.00W
- 1.00G + 1.00Q + 0.60W
- 1.00G + 0.70Q + 1.00W
- 1.00G + 0.70Q + 0.60W



Εικόνα 12.22: Καθορισμός συνδυασμών φόρτισης στο SAP2000

Πίνακας 12.5: Συνδυασμοί φόρτισης στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Συνδυασμοί	Dead	SuperDead	Live	Wind0	Wind90	EQX	EQY
Comb1	1.35	1.35	-	-	-	-	-
Comb2	1.35	1.35	1.50	-	-	-	-
Comb3	1.35	1.35	1.50	0.90	-	-	-
Comb4	1.35	1.35	1.50	-0.90	-	-	-
Comb5	1.35	1.35	1.50	-	0.90	-	-
Comb6	1.35	1.35	1.50	-	-0.90	-	-
Comb7	1.35	1.35	1.05	1.50	-	-	-
Comb8	1.35	1.35	1.05	-1.50	-	-	-
Comb9	1.35	1.35	1.05	-	1.50	-	-
Comb10	1.35	1.35	1.05	-	-1.50	-	-
Comb11	1.00	1.00	-	1.50	-	-	-
Comb12	1.00	1.00	-	-1.50	-	-	-
Comb13	1.00	1.00	-	-	1.50	-	-
Comb14	1.00	1.00	-	-	-1.50	-	-
Comb15	1.35	1.35	-	1.50	-	-	-
Comb16	1.35	1.35	-	-1.50	-	-	-
Comb17	1.35	1.35	-	-	1.50	-	-
Comb18	1,35	1.35	-	-	-1.50	-	-

Comb19	1.00	1.00	0.30	-	-	1.00	0.30
Comb20	1.00	1.00	0.30	-	-	-1.00	0.30
Comb21	1.00	1.00	0.30	-	-	1.00	-0.30
Comb22	1.00	1.00	0.30	-	-	-1.00	-0.30
Comb23	1.00	1.00	0.30	-	-	0.30	1.00
Comb24	1.00	1.00	0.30	-	-	-0.30	1.00
Comb25	1.00	1.00	0.30	-	-	0.30	-1.00
Comb26	1.00	1.00	0.30	-	-	-0.30	-1.00

Πίνακας 12.6: Συνδυασμοί φόρτισης στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Συνδυασμοί	Dead	SuperDead	Live	Wind0	Wind90
Comb1	1.00	1.00	-	-	-
Comb2	1.00	1.00	1.00	-	-
Comb3	1.00	1.00	1.00	0.60	-
Comb4	1.00	1.00	1.00	-	0.60
Comb5	1.00	1.00	0.70	0.60	-
Comb6	1.00	1.00	0.70	-	0.60
Comb7	1.00	1.00	0.70	1.00	-
Comb8	1.00	1.00	0.70	-	1.00

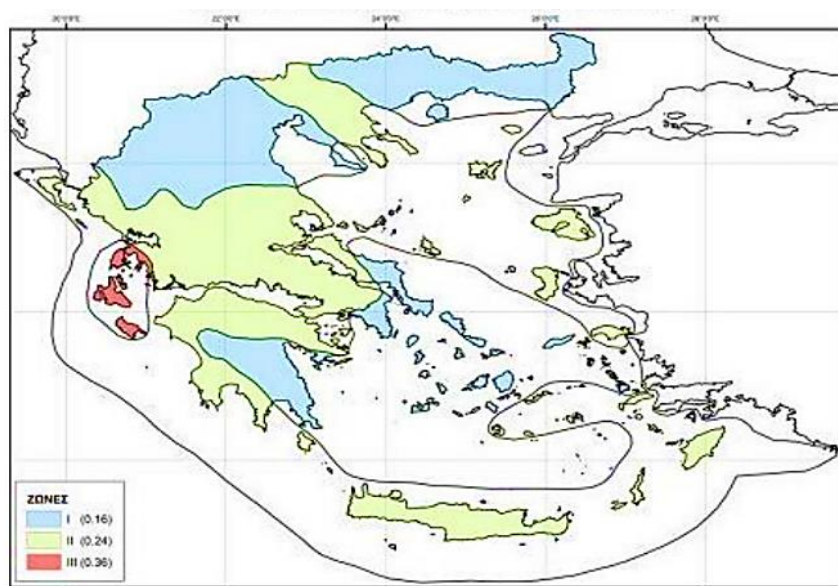
12.8 Σεισμικές δράσεις

12.8.1 Παράμετροι φάσματος σχεδιασμού

Στην περίπτωση ενός σεισμικού φαινομένου, αναπτύσσονται στο έδαφος οριζόντιες και κατακόρυφες επιταχύνσεις, εκ των οποίων οι πρώτες είναι κατά κύριο λόγο αυτές που χρήζουν διερεύνησης διότι υπάρχει μεγάλη πιθανότητα να προκαλέσουν μεγάλες καταστροφές. Φυσικά, αυτό δε σημαίνει ότι δε θα πρέπει να αναλυθούν και οι κατακόρυφες επιταχύνσεις, απλώς οι ολέθριες συνέπειες που μπορεί να υποστεί μία κατασκευή εξαιτίας αυτών είναι πιο σπάνιες. Η Ελλάδα, λόγω του ότι αποτελεί μία σεισμογενή περιοχή, οι σεισμικές δράσεις, δηλαδή οι ταλαντώσεις που οφείλονται στο σεισμό, θα πρέπει να εξετασθούν διεξοδικά κατά το σχεδιασμό. Αυτές, εξαρτώνται από την κίνηση του εδάφους εξαιτίας του σεισμού και πιο συγκεκριμένα από την ταχύτητα,

την επιτάχυνση, τη διεύθυνση (κατά x ή y) και από τη χρονική διάρκεια καθώς και από το πώς θα ανταπεξέλθει το κτήριο στην περίπτωση ενός τέτοιου φαινομένου (δομική συμπεριφορά). Το τελευταίο, εξαρτάται αποκλειστικά από το πόσο καμπτικά ενδόσιμη ή στιβαρή (εύκαμπτη ή δύσκαμπτη) είναι η κατασκευή, αλλά και από την κατανομή της μάζας, την απόσβεση, το χρησιμοποιούμενο δομικό υλικό κ.λπ.

Το υπό ανάλυση πολώροφο κτήριο σχεδιάστηκε για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, τα όρια της οποίας φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 12.23: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας, Ελλάδα

Μία ακόμη παράμετρος που θα πρέπει να ληφθεί υπόψη είναι η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού του εδάφους, η οποία για τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας που έχουμε επιλέξει ισούται με 0.24 (g).

Πίνακας 12.7: Τιμές εδαφικών επιταχύνσεων ανά ζώνη

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
agr/g	0.16	0.24	0.32

Επίσης, θα πρέπει να προσδιορίσουμε την κατηγορία εδάφους στο οποίο εδράζεται η κατασκευή. Για το φορέα μας, επιλέχθηκε η κατηγορία B από τον Ευρωκώδικα 8 με βάση τη στρωματογραφία. Για το καθορισμό της κατηγορίας εδάφους είναι απαραίτητο να πραγματοποιηθεί και ο έλεγχος εδάφους προτού παρθεί η οποιαδήποτε απόφαση.

Πίνακας 12.8: Κατηγορία εδάφους B

Κατηγορία εδάφους B	$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPPT}	C_u (KPa)
B: Πολύ πυκνά κοκκώδη εδάφη ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων μέτρων με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360 - 800	> 50	> 250

Η επόμενη παράμετρος που πρέπει να επιλεγεί αφορά το συντελεστή σπουδαιότητας (γ_I). Από τη στιγμή που ο φορέας λειτουργεί ως κτήριο γραφείων (κανονικό κτήριο), η τιμή του γ_I ισούται με τη μονάδα (1.00). Ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι ανάλογος με τις επιπτώσεις που έχει στην κοινωνία και την οικονομία η διακοπή της χρήσης αυτής της κατασκευής, η διάρκεια χρήσης, το αρχικό κόστος κ.λπ.

Πίνακας 12.9: Κατηγορία σπουδαιότητας II

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτήρια	γ_I
II	Κανονικά κτήρια τα οποία δεν ανήκουν στις υπόλοιπες κατηγορίες	1.0

Τέλος, είναι απαραίτητο να ορισθεί ο συντελεστής συμπεριφοράς q που εξαρτάται από το υλικό που θα χρησιμοποιηθεί καθώς και από το δομικό σύστημα της κατασκευής. Εφόσον ο φορέας μας είναι αμιγώς μεταλλικός και ο τύπος του δομικού συστήματος αποτελείται από δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (διαγώνιοι σύνδεσμοι), ο συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με 3 ($q = 3.00$). Βέβαια, αυτή η τιμή εξαρτάται και από το επίπεδο απορρόφησης ενέργειας και λόγω του ότι επιλέχθηκε ένα μεσαίο επίπεδο πλαστιμότητας (Ductility Class Medium-DCM), δηλαδή επιτρέπονται υψηλά επίπεδα πλαστιμότητας και συνεπώς οι πλαστιμότητες που εισάγονται είναι ανάλογες με τις απαιτήσεις σχεδιασμού και των κατασκευαστικών διαμορφώσεων. Πρακτικά,

αυτό σημαίνει ότι ο φορέας δρα με καλή σεισμική συμπεριφορά στο ενδεχόμενο που η σεισμική διέγερση που υφίσταται είναι ανάλογη του σεισμικού σχεδιασμού.

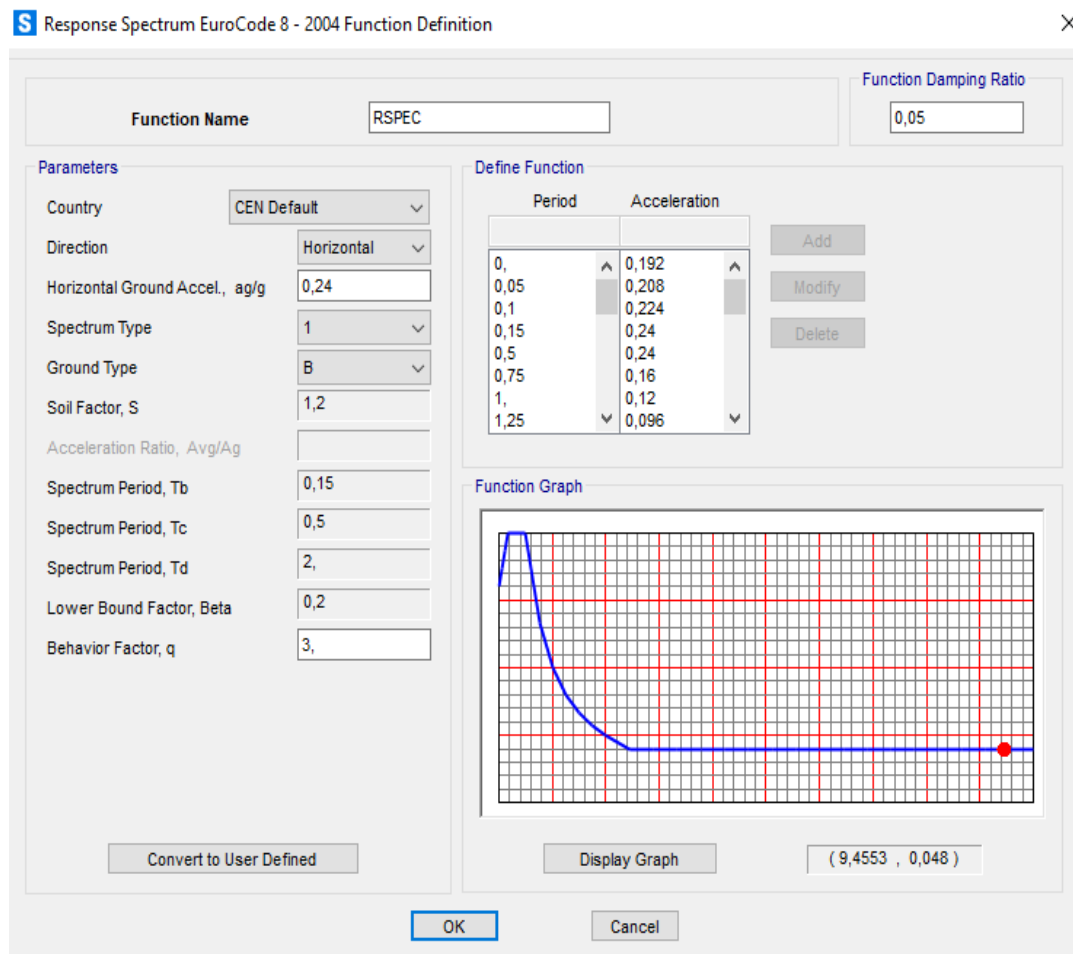
Πίνακας 12.10: Συντελεστές συμπεριφοράς q

Δομικό υλικό	Δομικό σύστημα	q
Χάλυβας	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• Διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• Σύνδεσμοι V ή L	1.50
	• Σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1.00

12.8.2 Δυναμική φασματική ανάλυση φορέα

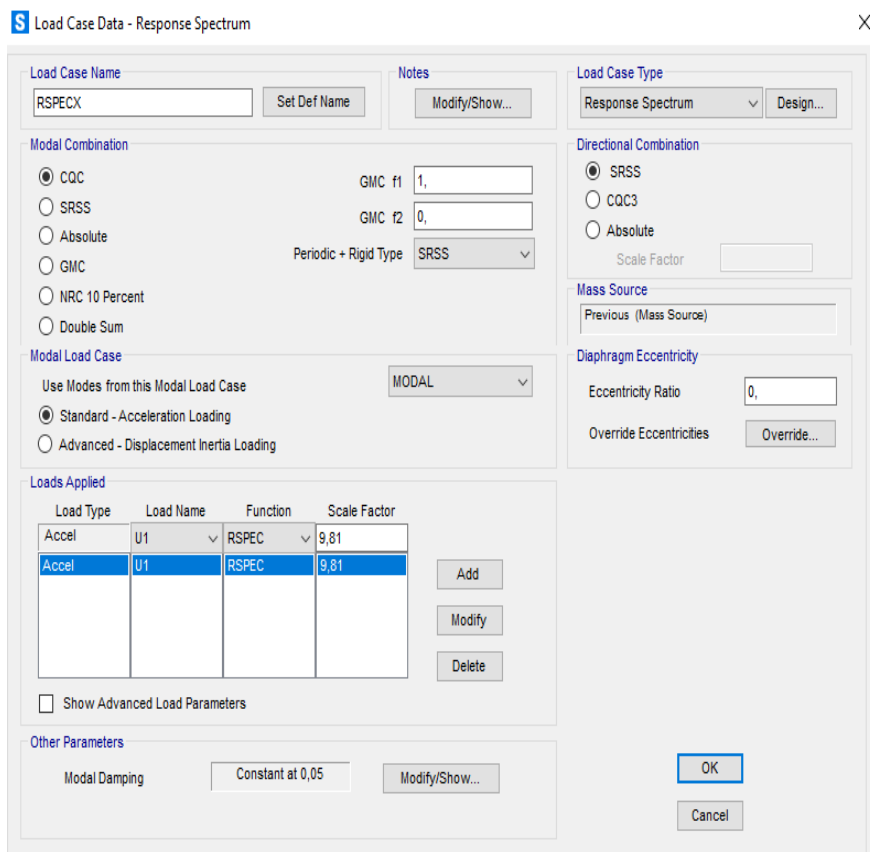
Με βάση όλα τα παραπάνω, κατασκευάζεται το φάσμα σχεδιασμού, αλλά μόνο για την οριζόντια συνιστώσα του σεισμού. Για να πραγματοποιηθεί με ορθό τρόπο η δυναμική φασματική ανάλυση, θα πρέπει μέσω του προγράμματος να δώσουμε το σχήμα του κάθε φάσματος. Έπειτα, με βάση τα ζεύγη τιμών (ιδιοπερίοδος, επιτάχυνση), προκύπτει η τελική μορφή του φάσματος. Οι παράμετροι που ελήφθησαν υπόψη για το φάσμα σχεδιασμού οριζόντιας συνιστώσας, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, είναι οι εξής:

- Τύπος φάσματος 1
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2
- Συντελεστής σπουδαιότητας του κτηρίου: $\gamma_I = 1.00$
- Οριζόντια σεισμική επιτάχυνση: $a_g = \gamma_I a_{gR} = 0.24 \text{ g}$
- Κατηγορία εδάφους B
- Συντελεστής συμπεριφοράς: $q = 3.00$
- Συντελεστής εδάφους: $S = 1.2$
- Κάτω όριο περιόδου του σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων: $T_b = 0.15 \text{ s}$
- Άνω όριο περιόδου του σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων: $T_c = 0.5 \text{ s}$
- Τιμή που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης: $T_d = 2 \text{ s}$
- Κάτω όριο για τη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού: $\beta = 0.2$

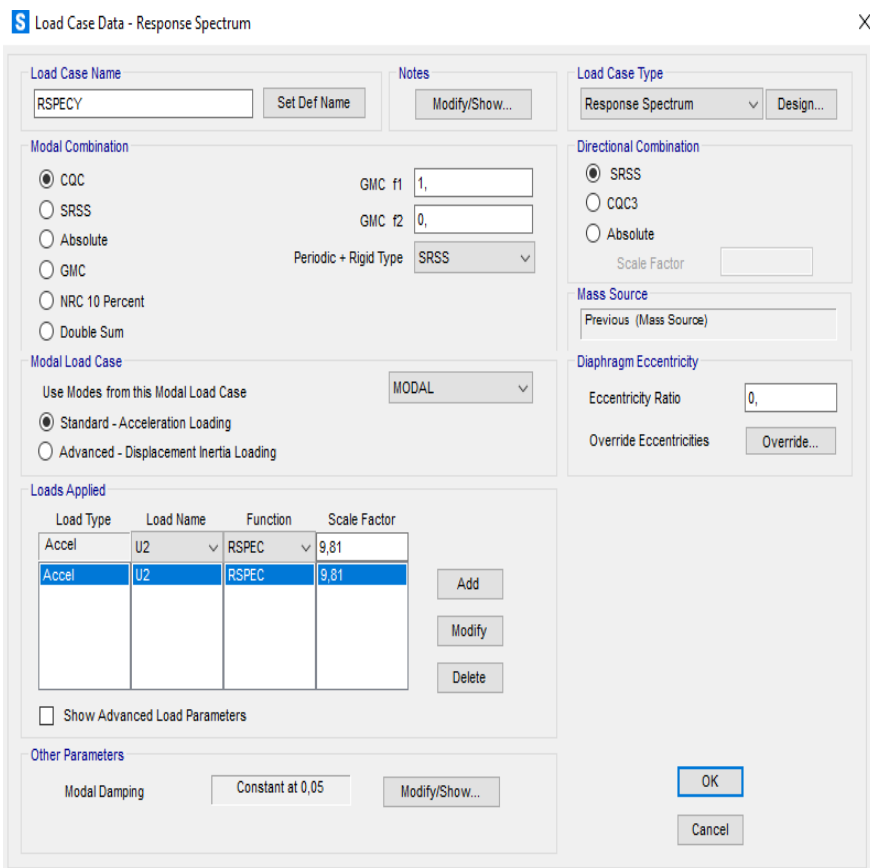


Εικόνα 12.24: Παράμετροι και ζεύγη τιμών φάσματος σχεδιασμού οριζόντιας διεύθυνσης

Όπως είχαμε αναφέρει και προηγουμένως, είναι απαραίτητη προϋπόθεση να γίνει εισαγωγή των σεισμικών δράσεων και για τις δύο διευθύνσεις στο φάσμα σχεδιασμού ως φορτιστικές καταστάσεις οι οποίες αφορούν τη δυναμική φασματική ανάλυση της κατασκευής. Στο στατικό πρόγραμμα, αυτό επιτυγχάνεται με τον ορισμό φορτιστικής κατάστασης τύπου Response Spectrum. Βέβαια, για τη δυναμική φασματική ανάλυση, θα πρέπει να προηγηθεί η ιδιομορφική ανάλυση του φορέα ώστε να συμπεριληφθούν οι ιδιομορφές στους υπολογισμούς της δυναμικής απόκρισης. Όσον αφορά τη x και y διεύθυνση, για αυτές ορίζονται οι U_1 και U_2 που αντιστοιχούν στην εγκάρσια και διαμήκης διεύθυνση αντίστοιχα (τοπικοί άξονες 1 και 2). Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στον καθορισμό του συντελεστή κλίμακας, καθώς αυτός αντιστοιχεί, στη συγκεκριμένη περίπτωση, στην επιτάχυνση της βαρύτητας και άρα θα πρέπει να εισαχθεί η τιμή 9.81 m/s^2 . Τέλος, σε κάθε μία από αυτές τις φορτιστικές καταστάσεις, η επαλληλία μεταξύ των ιδιομορφών πραγματοποιείται μέσω της CQC, δηλαδή της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας που είναι και η πιο ακριβής.

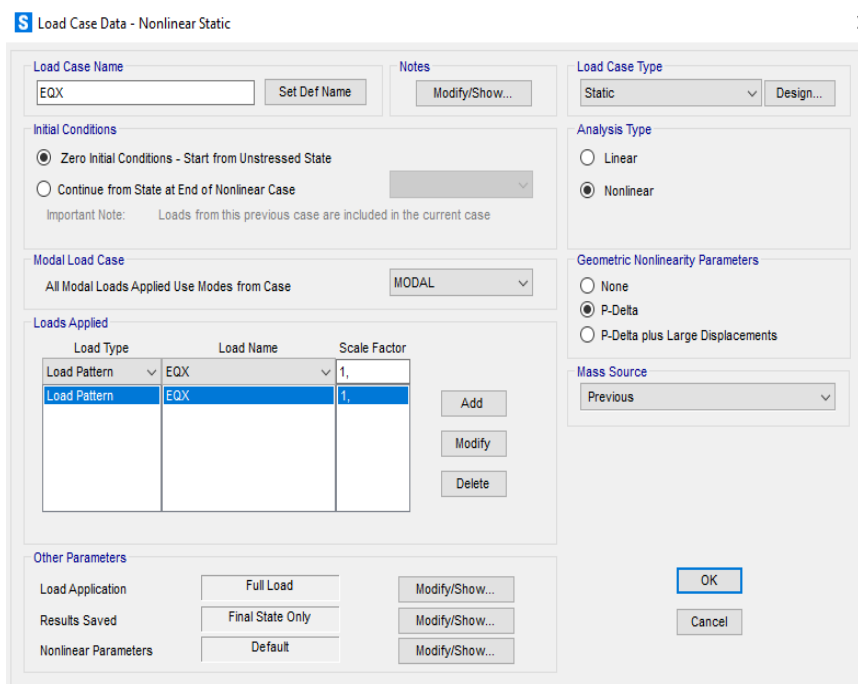
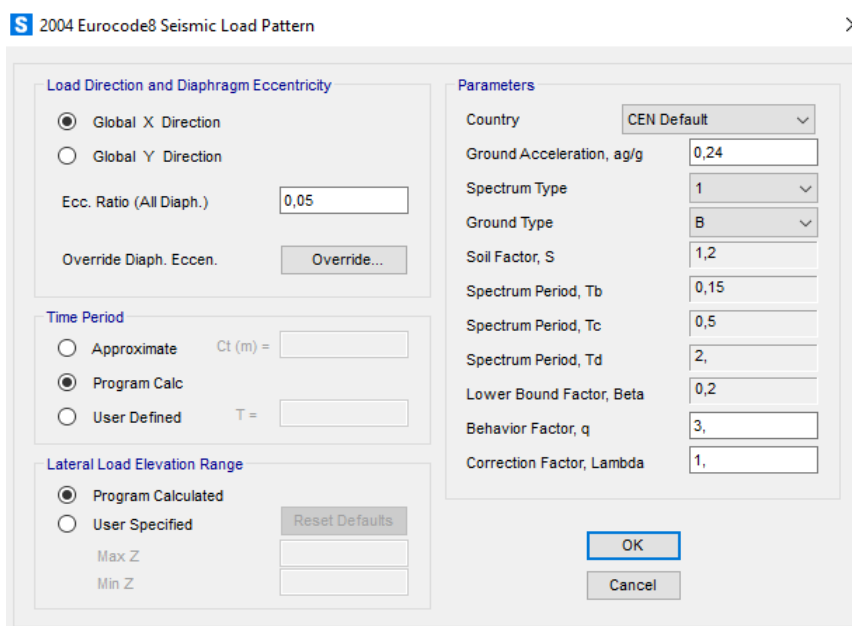


Εικόνα 12.25: Ορισμός δυναμικής φασματικής ανάλυσης στη διεύθυνση x



Εικόνα 12.26: Ορισμός δυναμικής φασματικής ανάλυσης στη διεύθυνση y

Με παρόμοιο τρόπο, θα πρέπει να εισαχθούν και οι σεισμικές δράσεις από τη μέθοδο ανάλυσης ισοδύναμης οριζόντιας φόρτισης (στατικού τύπου). Για να υλοποιηθεί αυτό, είναι απαραίτητο να ορίσουμε το σεισμό και κατά τις δύο διευθύνσεις (x, y) ως μορφή φόρτισης (load pattern) και φυσικά ως φορτιστική κατάσταση (load case). Ωστόσο, η συγκεκριμένη διαδικασία έχει ήδη πραγματοποιηθεί και επομένως αυτό που απομένει είναι να παρουσιαστούν οι παράμετροι που εισήχθησαν για την ισοδύναμη στατική ανάλυση (lateral force). Η παρακάτω διαδικασία αφορά τις σεισμικές δράσεις κατά τη x διεύθυνση, ενώ με όμοιο τρόπο γίνεται και για την y διεύθυνση.



Εικόνα 12.27: Ορισμός ισοδύναμης στατικής ανάλυσης στη διεύθυνση X

12.9 Δράσεις ανέμου

Όσον αφορά τις δράσεις του ανέμου στην υψηλή μεταλλική κατασκευή, αυτές πρέπει να αναλυθούν διεξοδικά καθώς είναι πιθανό να προκαλέσουν σωρεία προβλημάτων (π.χ. ταλαντώσεις). Βέβαια, στη συγκεκριμένη κατασκευή, αναμένουμε ο άνεμος να μην αποτελεί την κυρίαρχη φόρτιση λόγω της τοποθέτησης των διαγωνίων πλεγμάτων και επομένως οι δυναμικές αυτές επιδράσεις θα είναι, κατά πάσα πιθανότητα, αρκετά μικρότερες και δε θα προκαλούν μετακινήσεις άνω των 0.48 m.

Μία σημαντική παρατήρηση που πρέπει να γίνει αφορά τον Ευρωκώδικα 1 και αυτό γιατί στους κανονισμούς αναφέρεται ότι οι υπολογισμοί των ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στην κατασκευή ισχύουν για ύψη μέχρι 200 m. Στο στατικό πρόγραμμα, λόγω του ότι η κατασκευή μας διαθέτει 240 m ύψος, υπάρχει η προειδοποίηση ότι μπορεί να υπάρξουν σφάλματα στους τελευταίους 10 ορόφους λόγω αυτών των ορίων. Εμείς θα κάνουμε την παραδοχή ότι δεν υπάρχουν τέτοιου είδους προβλήματα και ότι ο κανονισμός συμπεριλαμβάνει και ακόμη πιο υψηλές κατασκευές ώστε να υπάρχει η δυνατότητα να πραγματοποιηθεί η ανάλυση.

Οι παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται το μέγεθος της ταχύτητας του ανέμου και των ασκούμενων πιέσεων είναι η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις της κατασκευής, η μέση ταχύτητα ανέμου, το σχήμα του κτηρίου, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

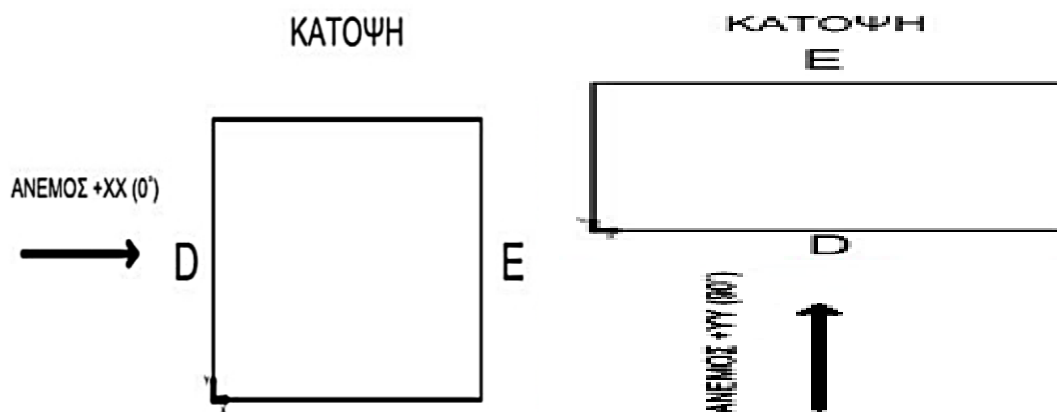
Όσον αφορά τη γεωγραφική και τη φυσική θέση, η Ελλάδα χωρίζεται σε 2 ζώνες με τιμές θεμελιώδους βασικής ταχύτητας ανέμου ($v_{b,0}$) 33 m/s για τα νησιά και παραλία μέχρι 10 km από την ακτή και 27 m/s για όλη την υπόλοιπη χώρα. Η $v_{b,0}$ παρουσιάζει μία ετήσια πιθανότητα υπέρβασης της τάξης του 0.02, κάτι που σημαίνει ότι η ταχύτητα αυτή ξεπερνιέται κατά μέσο όρο μία φορά κάθε 50 χρόνια (μέση περίοδος επαναφοράς 50 έτη). Για την κατασκευή μας, επιλέχθηκε ως γεωγραφική θέση το κέντρο της Αθήνας και άρα η τιμή των 27 m/s, ενώ για τη φυσική θέση, λόγω του ότι βρισκόμαστε σε μία πόλη, οι ριπές ανέμου αναμένουμε να είναι μικρότερες σε σύγκριση με μία περιοχή που απέχει απόσταση μικρότερη από 10 km από παραλία ή σε σχέση με ένα νησί.



Εικόνα 12.28: Χάρτης ζωνών για τον καθορισμό της θεμελιώδους βασικής ταχύτητας ανέμου, Ελλάδα

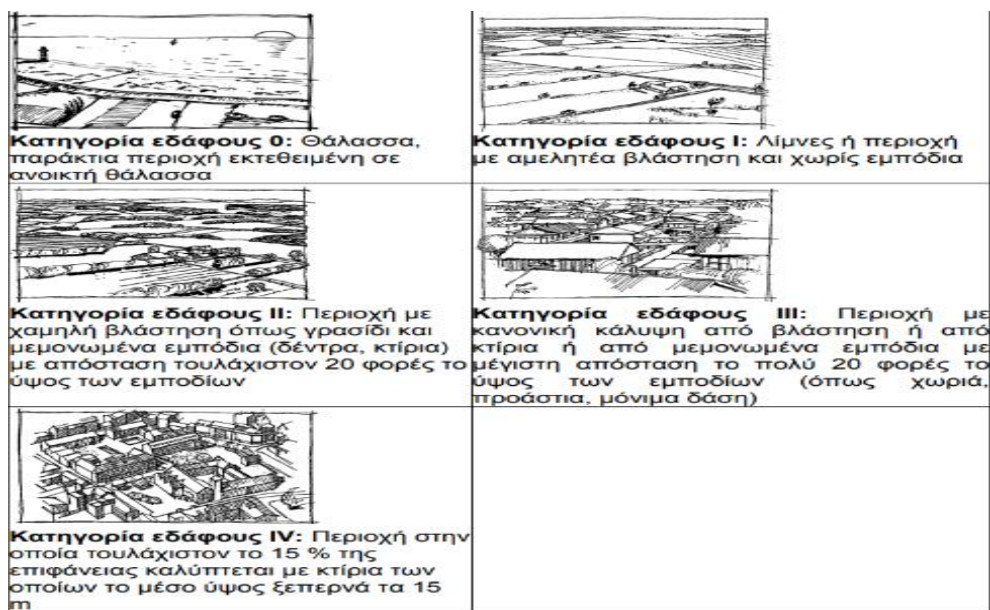
Μία ακόμη σημαντική παράμετρος είναι αυτή του ύψους, καθώς όσο μεγαλύτερο είναι αυτό, τόσο περισσότερο αυξάνονται οι ταχύτητες του ανέμου. Το σχήμα είναι άρρηκτα συνδεδεμένο με τις κατανομές των πιέσεων στις όψεις της κατασκευής. Ως γνωστόν, στις προσήνεμες όψεις ασκούνται θετικές πιέσεις, ενώ στις υπήνεμες οι πιέσεις αυτές είναι αρνητικές. Πάντως, ένα κτήριο με αρκετά σύνθετο σχήμα συνήθως αντιμετωπίζει με έναν πιο αποτελεσματικό τρόπο τα φορτία που προκαλούνται από τον άνεμο.

Ό,τι έχει να κάνει με τις διευθύνσεις του ανέμου, οι οποίες επηρεάζουν την κατανομή των πιέσεων, αυτές που εξετάζονται είναι με φορά κατά τη διεύθυνση x (Wind0, $\theta = 0^\circ$) και τη διεύθυνση y (Wind90, $\theta = 90^\circ$).



Εικόνα 12.29: Δράσεις ανέμου στην κατασκευή κατά τις διευθύνσεις x και y

Βέβαια, μία ακόμη σημαντική επιλογή για την κατασκευή μας αποτελεί η κατηγορία τραχύτητας του εδάφους και η οποία εξαρτάται κατά κύριο λόγο από το ύψος και την πυκνότητα των εμποδίων που υπάρχουν στην εξεταζόμενη περιοχή. Για το λόγο αυτό, πάρθηκε η απόφαση να εισαχθεί στο πρόγραμμα η κατηγορία IV που αφορά περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτήρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνάει τα 15 m ($z_0 = z_{\min} = 1$).



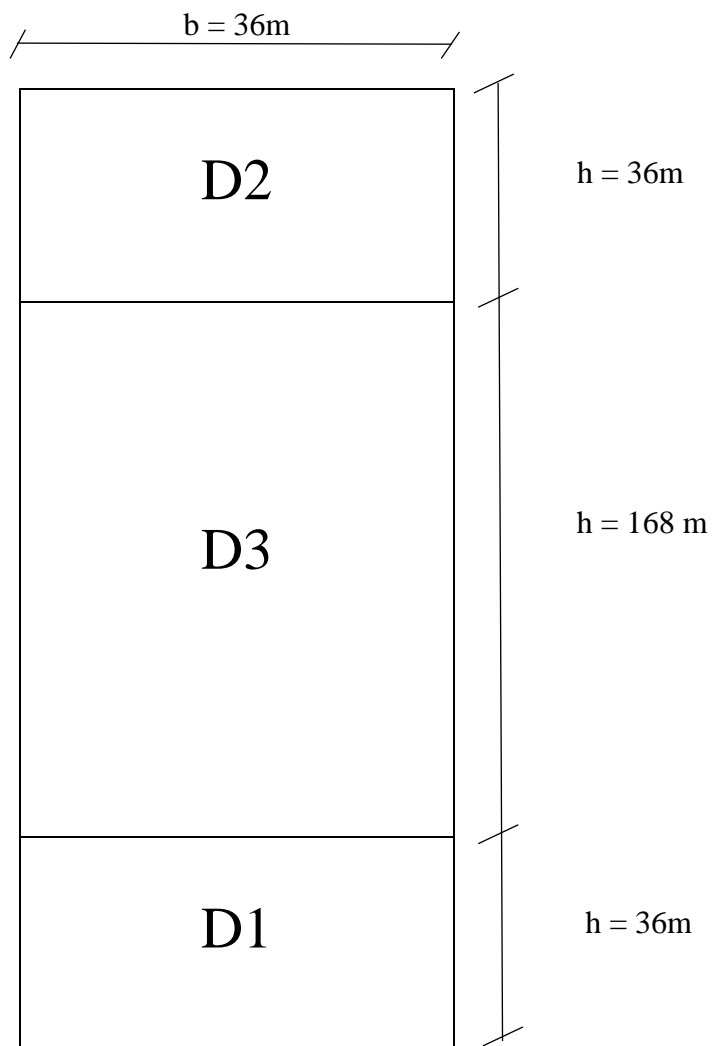
Εικόνα 12.30: Κατηγορίες τραχύτητας του εδάφους

12.9.1 Εξωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων ορθογωνικής κάτοψης

Όσον αφορά τους προσήνεμους τοίχους κτηρίων με ορθογωνική κάτοψη, το ύψος αναφοράς z_e εξαρτάται από το λόγο h / b για τα ανώτερα ύψη των διαφόρων τμημάτων των τοίχων. Πιο συγκεκριμένα, θα πρέπει να βρούμε σε ποια από τις τρεις κατηγορίες ανήκει το κτήριό μας. Υπενθυμίζεται ότι οι διαστάσεις της κάτοψης είναι 36 m κατά x και y και το ύψος 240 m, οπότε καταλήξαμε με βάση τον Ευρωκώδικα 1 ότι ανήκουμε στην τρίτη περίπτωση, δηλαδή:

$$h > 2b \Rightarrow 240 \text{ m} > 2 \cdot 36 \text{ m} \Rightarrow 240 \text{ m} > 72 \text{ m}, \text{ που ισχύει}$$

Σε αυτήν την περίπτωση, το ύψος του κτηρίου είναι μεγαλύτερο κατά τουλάχιστον 2 φορές από το πλάτος του, κάτι που σημαίνει ότι ο φορέας είναι εφικτό να αποτελείται από πολλά τμήματα, ένα κατώτερο που εκτείνεται από το έδαφος μέχρι τον 9^ο όροφο, ένα ανώτερο από τον 52^ο όροφο έως τη στέγη και ένα ενδιάμεσο από το 10^ο μέχρι και τον 51^ο όροφο.



Εικόνα 12.31: Δημιουργία 3 τμημάτων για την τοποθέτηση φορτιζόμενων επιφανειών

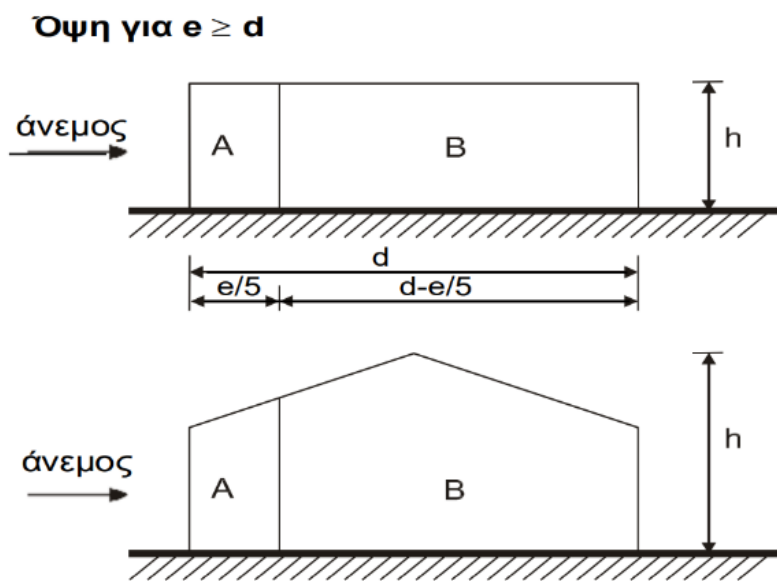
Πρέπει να αναφερθεί ότι οι συγκεκριμένες επιφάνειες έχουν μηδενικές ιδιότητες διότι χρησιμοποιούνται ως βοηθητικές για να μπορέσουμε στο πρόγραμμα να επιβάλλουμε τις εξωτερικές πιέσεις. Αυτό μπορεί να γίνει για την επιλεγμένη επιφάνεια (όψη) ως εξής: Assign → Area loads → Wind pressure coefficients και από εκεί ορίζουμε τη διεύθυνση του ανέμου, εάν πρόκειται για προσήνεμη ή υπήνεμη πλευρά καθώς και τον τρόπο κατανομής του φορτίου (to frames - two - way).

Στη συνέχεια, θα πρέπει να βρούμε ποια από τις τρεις περιπτώσεις θα πρέπει να ληφθεί υπόψη όσον αφορά τους κατακόρυφους τοίχους κτηρίων με ορθογωνική κάτοψη. Για να γίνουμε πιο κατανοητοί, σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς έχουμε ότι:

- $e = \min(b, 2h) = \min(36\text{ m}, 2 \cdot 240\text{ m}) = \min(36, 480\text{ m}) \Rightarrow e = 36\text{ m}$

- $e \geq d = 36 \text{ m}$
- $h / d = 240 \text{ m} / 36 \text{ m} = 6.67$
- $e / 5 = 36 \text{ m} / 5 = 7.2 \text{ m} \approx 7.0 \text{ m}$ για την επιφάνεια A
- $d - e / 5 = 36 \text{ m} - 36 \text{ m} / 5 = 36 \text{ m} - 7.2 \text{ m} = 28.80 \text{ m} \approx 29 \text{ m}$ για την επιφάνεια B

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα, θα πρέπει να ανατρέξουμε στον Ευρωκώδικα 1 για όψεις $e \geq d$. Αυτές έχουν την ακόλουθη μορφή:



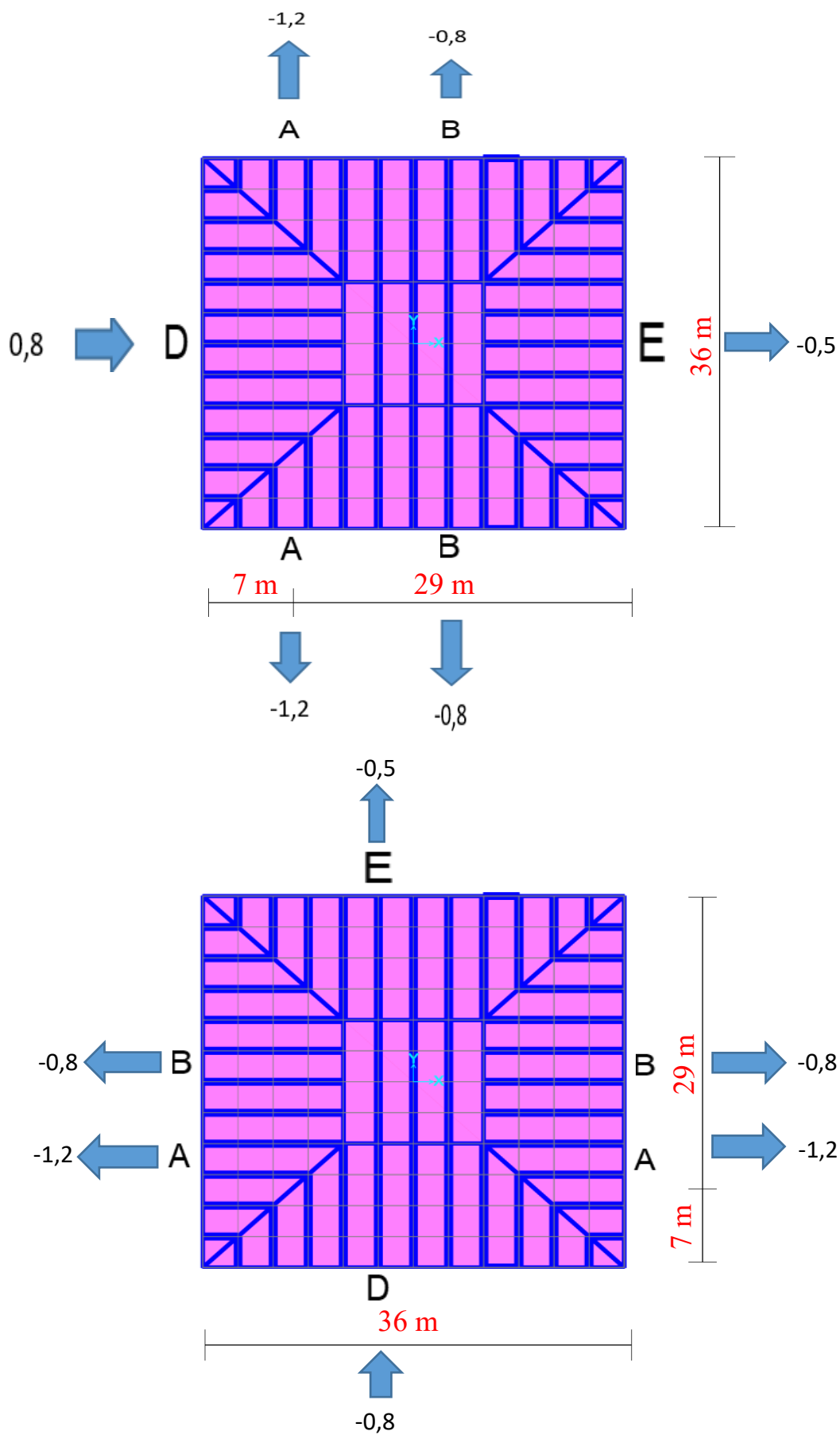
Εικόνα 12.32: Κατακόρυφοι τοίχοι A και B

Στο πρόγραμμα, μόλις πραγματοποιηθεί ο διαχωρισμός των επιφανειών, θα πρέπει να προστεθούν επιπλέον φορτιζόμενες επιφάνειες μηδενικών ιδιοτήτων με τον ίδιο τρόπο όπως φαίνεται στην παραπάνω εικόνα καθ' όλο το ύψος του φορέα. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης (καθολικοί, $c_{pe,10}$) που πρέπει να ορισθούν τόσο για τις επιφάνειες A και B, όσο και για τις D και E, είναι οι ακόλουθοι:

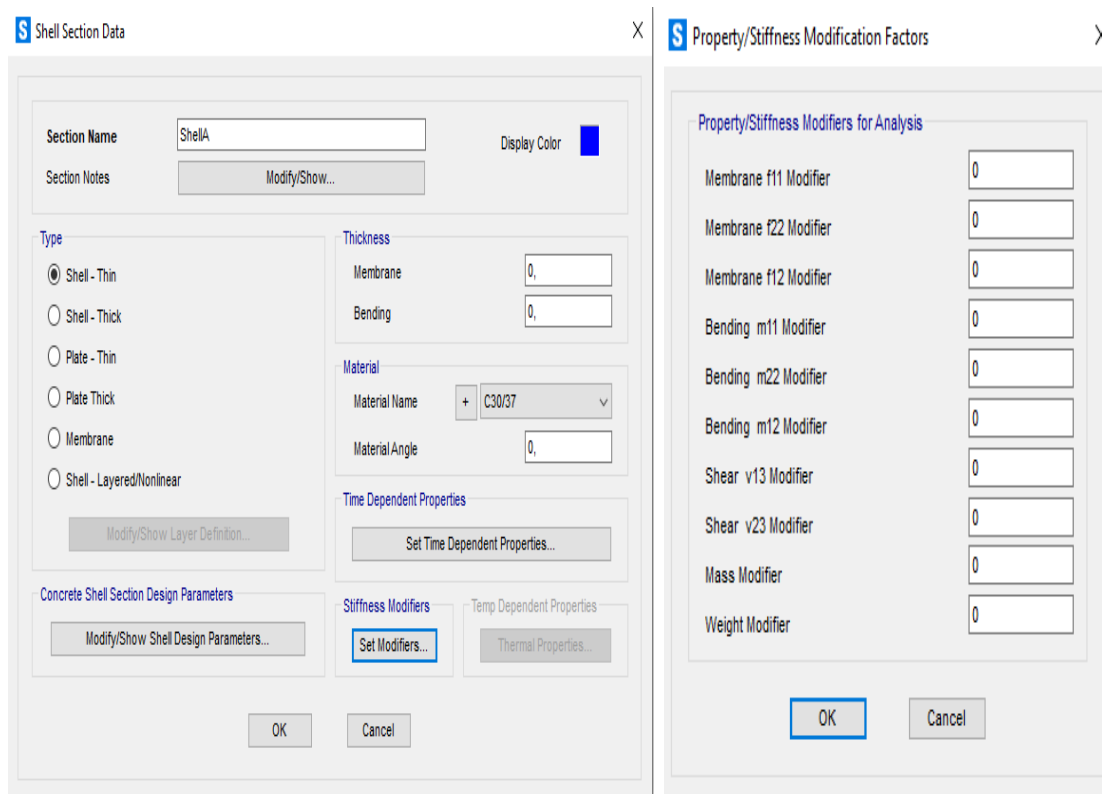
Πίνακας 12.11: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στις φορτιζόμενες επιφάνειες

Φορτιζόμενες επιφάνειες	Συντελεστές εξωτερικής πίεσης
A	-1,2
B	-0,8
D	0,8
E	-0,5

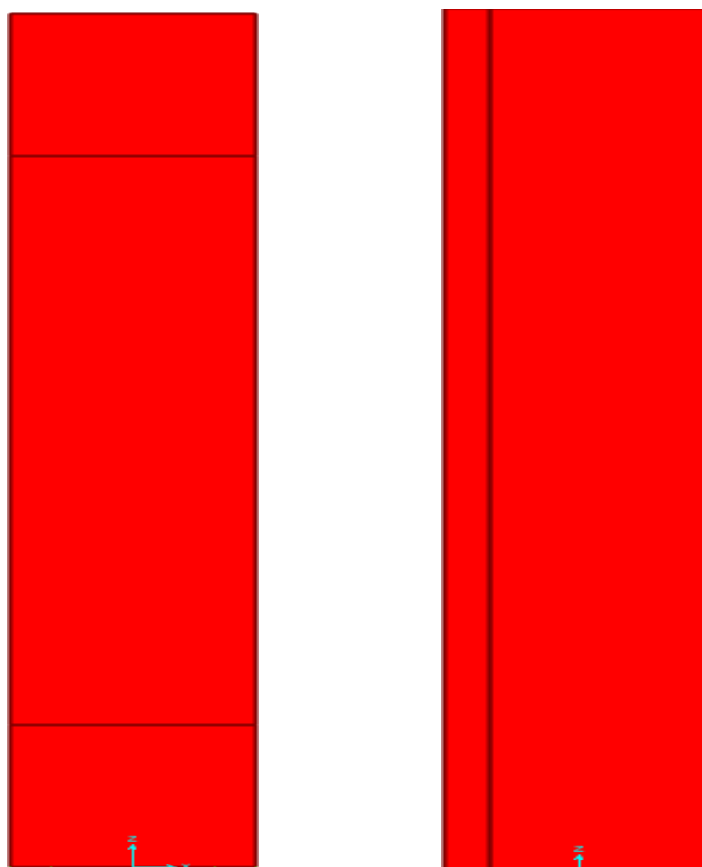
Εξαιρετικά κρίσιμο αποτελεί το πρόσημο που θα χρησιμοποιηθεί για αυτές τις τιμές, κάτι που εξαρτάται αποκλειστικά από τον τοπικό άξονα 3 (local axis 3)!



Εικόνα 12.33: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τις δράσεις του ανέμου κατά x και y



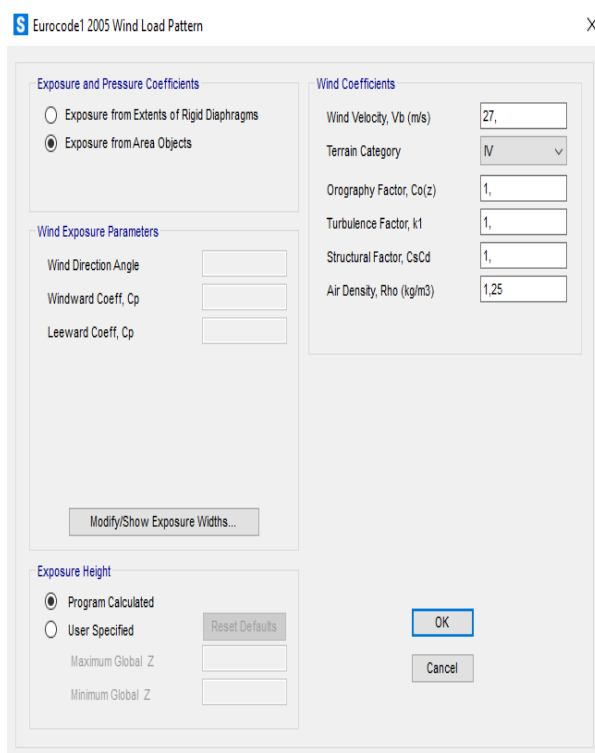
Εικόνα 12.34: Καθορισμός φορτιζόμενων επιφανειών με μηδενικές ιδιότητες



Εικόνα 12.35: Φορτιζόμενες επιφάνειες στο στατικό πρόγραμμα SAP2000

Φυσικά, για να αναπτυχθούν οι εξωτερικές πιέσεις στην κατασκευή, θα πρέπει πρώτα να ορίσουμε τον άνεμο και κατά τις δύο διευθύνσεις ως μορφή φόρτισης (load pattern) και ως φορτιστική κατάσταση (load case). Βέβαια, είναι σημαντικό να επιλέξουμε στο πρόγραμμα το να πραγματοποιείται η «έκθεση» της πίεσης του ανέμου μέσω των φορτιζόμενων επιφανειών (επιφανειακά στοιχεία - exposure from area objects). Όσον αφορά τις μορφές φόρτισης, οι παράμετροι που ελήφθησαν υπόψη αναφέρθηκαν λεπτομερώς παραπάνω και επομένως στο πρόγραμμα εισάγονται τα εξής:

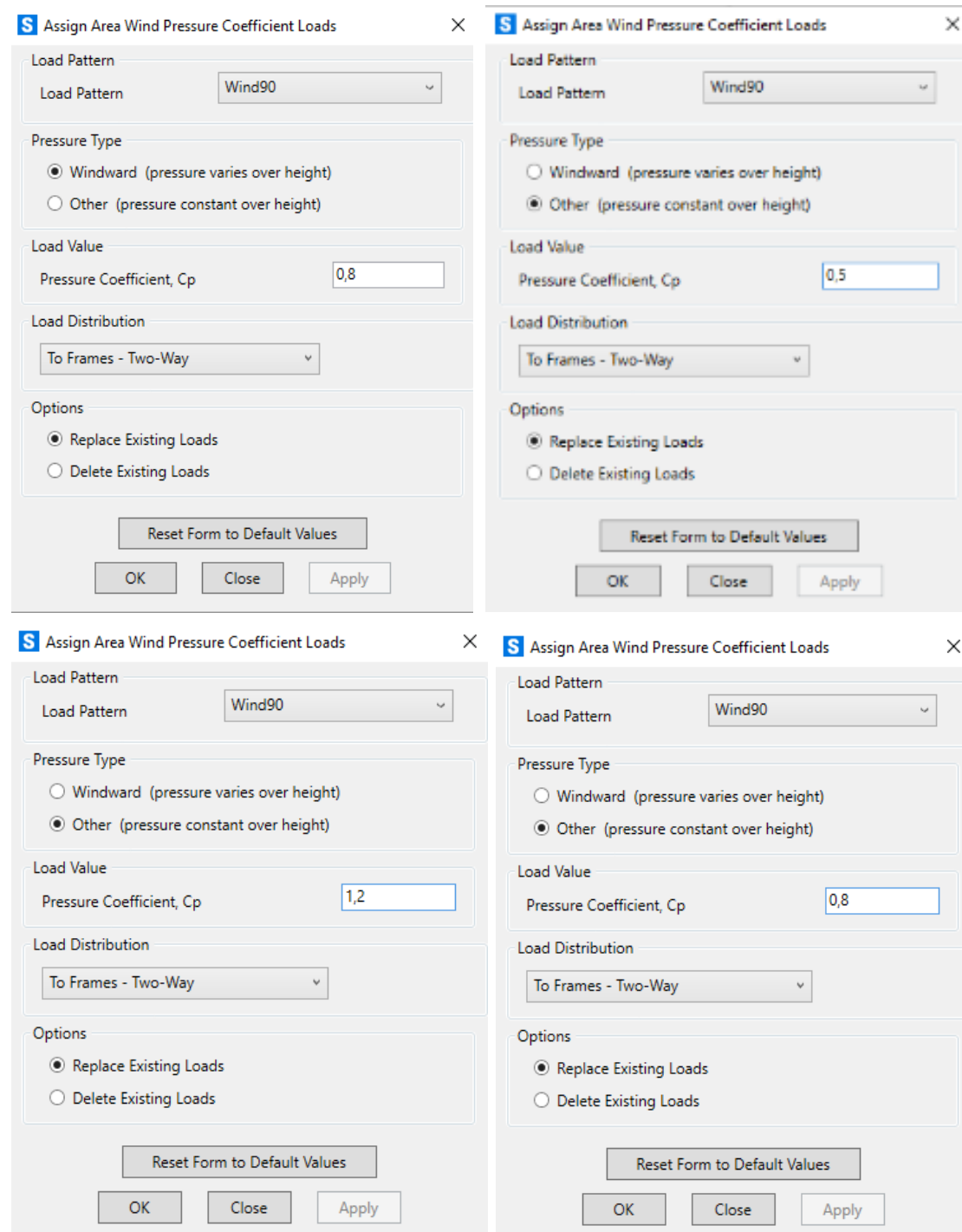
- Ταχύτητα ανέμου $V_b = 27 \text{ m/s}$
- Κατηγορία εδάφους IV
- Συντελεστής αναγλύφου $c_0(z) = 1.00$
- Συντελεστής στροβιλισμού $k_1 = 1.00$
- Συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής (ή δομικός συντελεστής) $c_{scd} = 1.00$
- Πυκνότητα αέρα $\rho = 1.25 \text{ kg / m}^3$



Εικόνα 12.36: Καθορισμός φορτίο ανέμου

Το τελευταίο βήμα για τις δράσεις του ανέμου αφορά στην εισαγωγή των συντελεστών εξωτερικής πίεσης στο πρόγραμμα. Εφόσον έχει ολοκληρωθεί η όλη διαδικασία με βάση τα προηγούμενα, επιλέγουμε αρχικά τη φορτιζόμενη επιφάνεια που διαιρέσαμε

σε 3 τμήματα και επιβάλλουμε τον αντίστοιχο συντελεστή εξωτερικής πίεσης ανάλογα με τον εάν πρόκειται για προσήνεμη ή υπήνεμη πλευρά και με γνώμονα πάντα τον τοπικό άξονα 3. Έπειτα, ακολουθείται η ίδια ακριβώς διαδικασία και για τις πρόσθετες φορτιζόμενες επιφάνειες A και B από τη βάση έως και την κορυφή του κτηρίου. Η διαδικασία φαίνεται αναλυτικά στην παρακάτω εικόνα για τη y διεύθυνση (Wind90), ενώ με τον ίδιο τρόπο πραγματοποιείται και η επιβολή των συντελεστών εξωτερικής πίεσης για τη x διεύθυνση (Wind0).



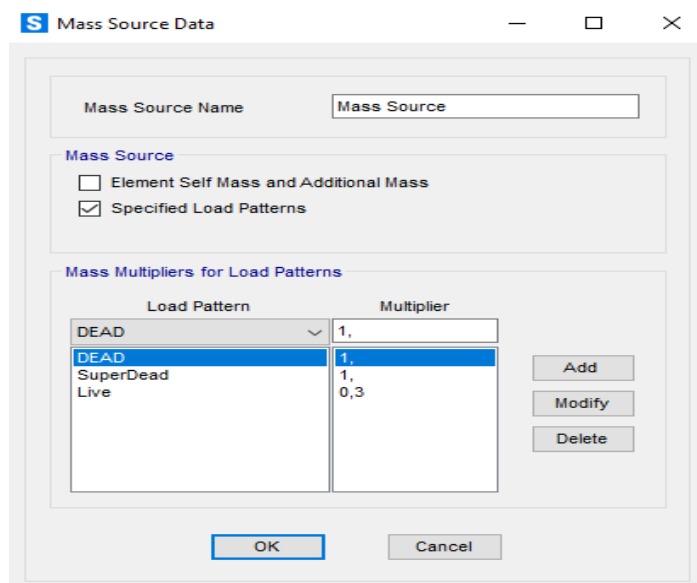
Εικόνα 12.37: Συντελεστές εξωτερικών πιέσεων για τις φορτιστικές επιφάνειες D, E, A και B

12.10 Ανάλυση και διαστασιολόγηση κατασκευής

12.10.1 Ιδιομορφική ανάλυση φορέα

Για την μελέτη του κτηρίου έναντι του σεισμού, επιλέχθηκε η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης και η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης. Η πρώτη, μας δίνει τη δυνατότητα να υπολογίσουμε τη μέγιστη σεισμική απόκριση ξεχωριστά για την κάθε ιδιομορφή καθώς και την ιδιοπερίοδο με σκοπό να βγάλουμε ασφαλή συμπεράσματα για τη συμπεριφορά της κατασκευής.

Η ιδιομορφική ανάλυση αποτελεί τη βάση προσδιορισμού της δυναμικής φασματικής ανάλυσης. Αρχικό μας μέλημα είναι ο καθορισμός της μάζας της κατασκευής (mass source). Για να συμβεί αυτό, αρκεί να προκύψει ένας συνδυασμός φόρτισης με βάση τις μορφές φόρτισης (load patterns). Ο συνδυασμός που επιλέχθηκε είναι της μορφής: $G + 0.30Q$. Ωστόσο, εναλλακτικοί τρόποι προσομοίωσης της μάζας είναι οι σημειακές μάζες κατανεμημένες στους διάφορους κόμβους του ορόφου, αλλά και με συνδυασμό συγκεντρωμένης μάζας και υλικού με μη μηδενική πυκνότητα. Στο πρόγραμμα, η διαδικασία που επιλέχθηκε επιτυγχάνεται ως εξής:



Εικόνα 12.38: Καθορισμός μάζας κατασκευής

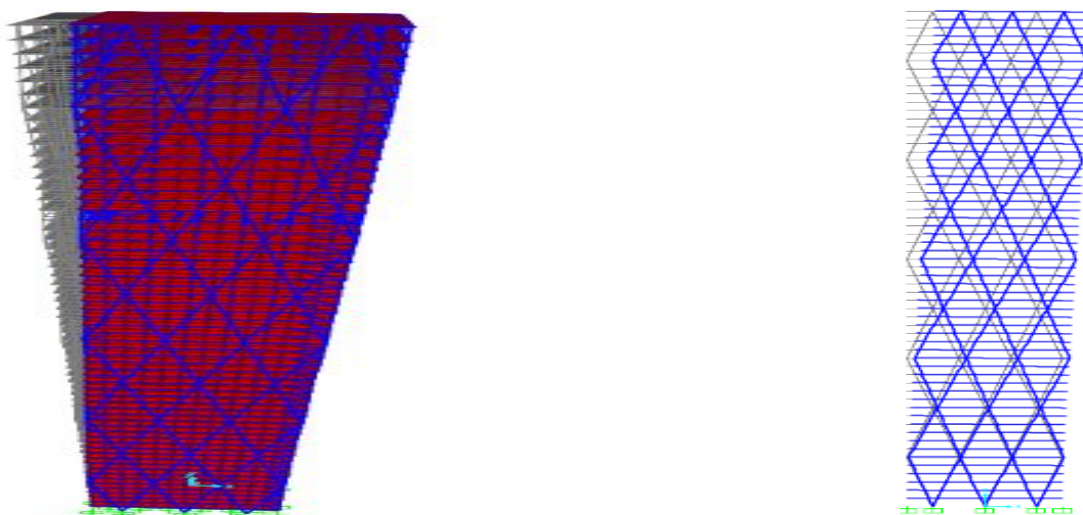
Ορίζεται μία νέα φορτιστική κατάσταση που καλείται Modal. Γίνεται η θεώρηση ότι η μάζα σε κάθε όροφο έχει δύο μεταφορικές κινήσεις κατά x και y (translational) και μία στρεπτική (torsional) στον άξονα z που οφείλεται στη ροπή αδράνειας μάζας. Ο αριθμός των ιδιομορφών που θα προκύψουν είναι 12 και θεωρείται ικανοποιητικός διότι αυτές είναι οι κύριες ιδιομορφές που συμμετέχουν στην απόκριση του φορέα. Πάντως,

από τα τελικά αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης που θα προκύψουν, θα μας οδηγήσουν στον απαιτούμενο βαθμό συμμετοχής της κάθε ιδιομορφής στην απόκριση του υπό μελέτη κτηρίου και ο οποίος παρουσιάζεται ως ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας ανά διεύθυνση κίνησης. Αξίζει να αναφερθεί ότι, όσον αφορά τη δυναμική φσματική ανάλυση, υπάρχει η απαίτηση για ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας που να βρίσκεται τουλάχιστον στο 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής ανά διεύθυνση.

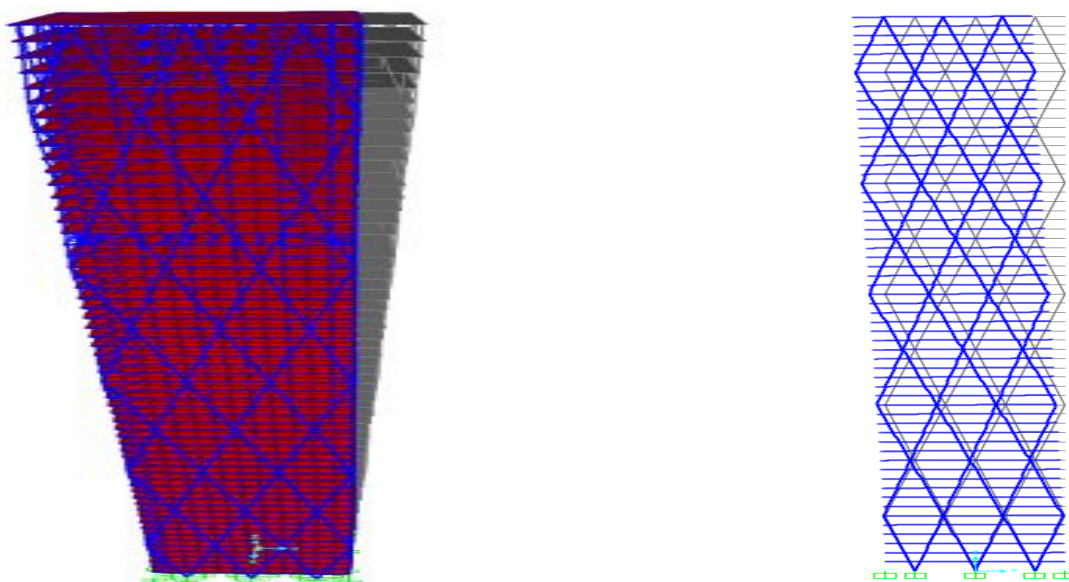
Εικόνα 12.39: Ορισμός ιδιομορφικής ανάλυσης φορέα

12.10.2 Ιδιομορφική απόκριση φορέα

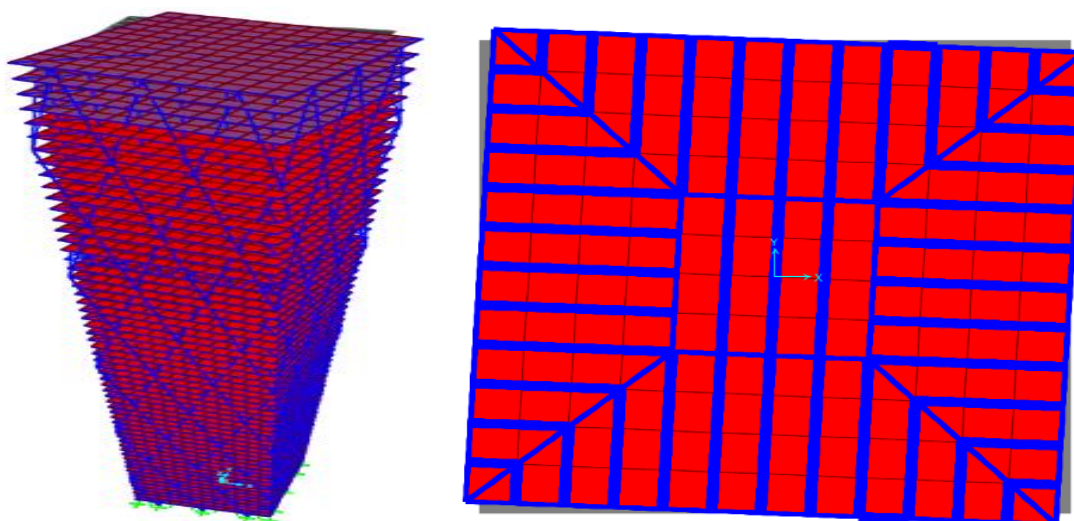
Οι ιδιομορφές του φορέα μάς δίνουν τη δυνατότητα να κάνουμε τις πρώτες εκτιμήσεις για το πώς αυτός συμπεριφέρεται. Στο SAP, αυτό επιτυγχάνεται με την εξής διαδικασία: Display → Show deformed shape και από εκεί επιλέγουμε τη φορτιστική κατάσταση Modal καθώς και την ιδιομορφή που επιθυμούμε. Ακόμη, η εντολή “Start Animation” μας διευκολύνει στο να μπορέσουμε να καταλήξουμε για το εάν η ιδιομορφή που έχουμε επιλέξει είναι μεταφορική ή στρεπτική ή συνδυασμός αυτών των δύο. Στη δική μας περίπτωση, όπως φαίνεται και παρακάτω, η 1^η ιδιομορφή είναι μεταφορική ως προς τη x διεύθυνση, η 2^η μεταφορική ως προς τη y και η 3^η είναι στρεπτική.



Εικόνα 12.40: 1_η ιδιομορφή (μεταφορική ως προς x) με $T_1 = 7.470$ s και $f_1 = 0.134$ Hz



Εικόνα 12.41: 2_η ιδιομορφή (μεταφορική ως προς y) με $T_2 = 7.292$ s και $f_2 = 0.137$ Hz



Εικόνα 12.42: 3_η ιδιομορφή (στρεπτική) με $T_3 = 4.544$ s και $f_3 = 0.220$ Hz

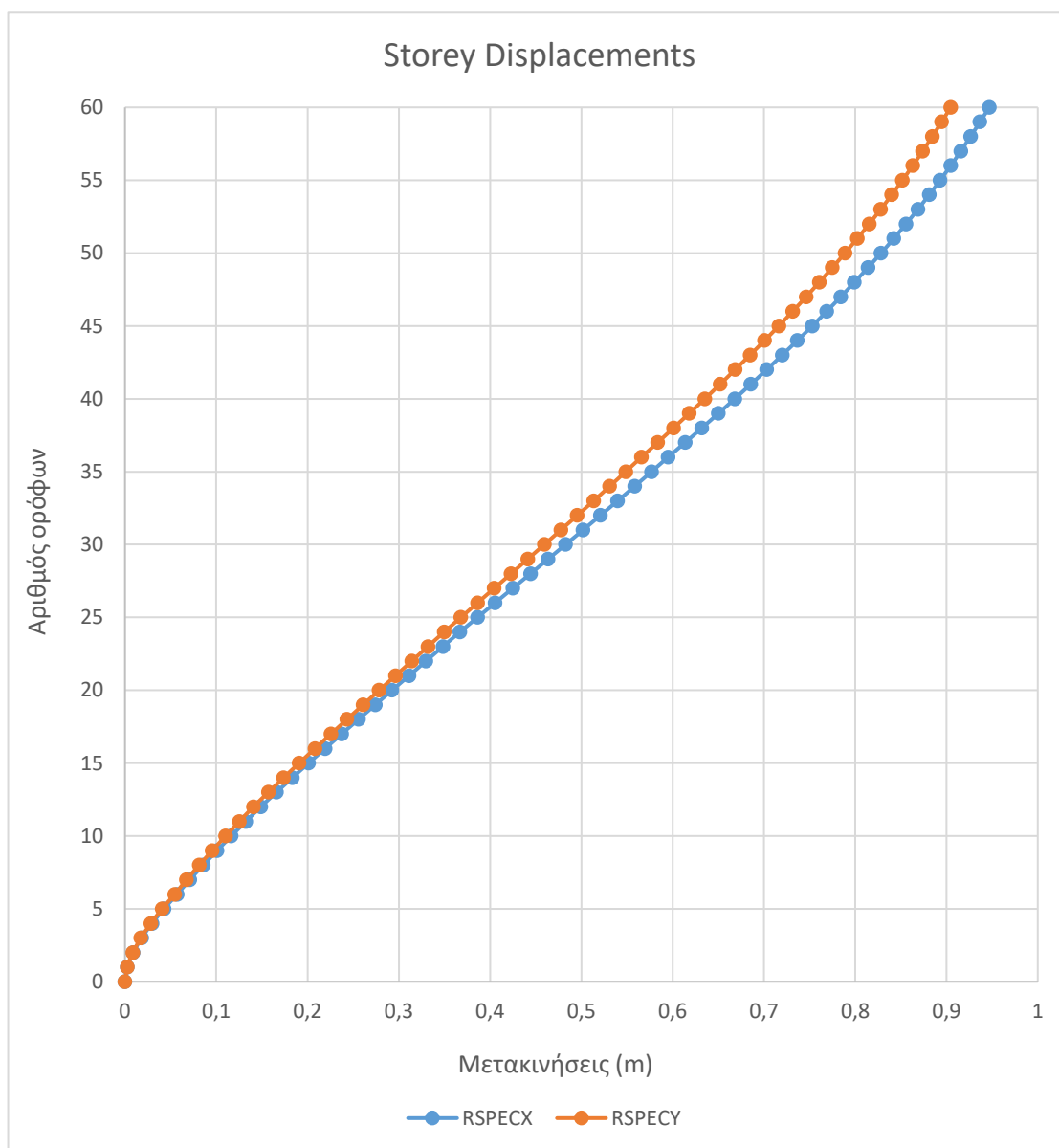
Πίνακας 12.12: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας 1^{ου} μοντέλου χωρίς πυρήνα

Modes	Period (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	7,470	0,718	0,000	0,000	0,718	0,000	0,000
2	7,292	0,000	0,718	0,000	0,718	0,718	0,000
3	4,544	0,000	0,000	0,747	0,718	0,718	0,747
4	2,367	0,140	0,000	0,000	0,858	0,718	0,747
5	2,292	0,000	0,141	0,000	0,858	0,859	0,747
6	1,690	0,000	0,000	0,113	0,858	0,859	0,860
7	1,272	0,043	0,000	0,000	0,902	0,859	0,860
8	1,227	0,000	0,044	0,000	0,902	0,902	0,860
9	1,007	0,000	0,000	0,043	0,902	0,902	0,903
10	0,851	0,023	0,000	0,000	0,925	0,902	0,903
11	0,825	0,000	0,023	0,000	0,925	0,925	0,903
12	0,710	0,000	0,000	0,023	0,925	0,925	0,926

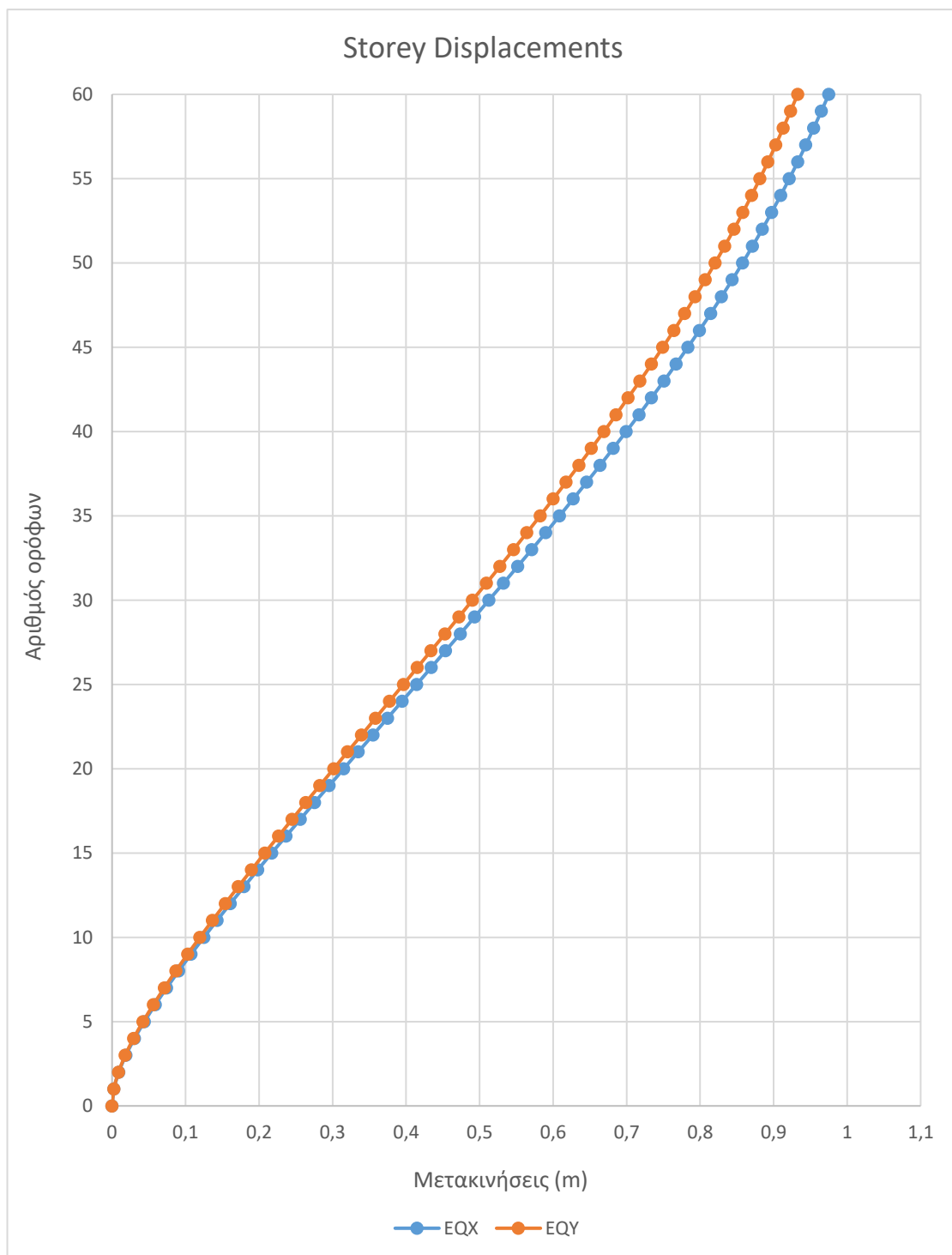
Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα, παρατηρούμε ότι κατά τη x διεύθυνση, από την 7^η ιδιομορφή και έπειτα, η τιμή είναι μεγαλύτερη από το 90% όσον αφορά το ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας. Αντίστοιχα, για τη διεύθυνση y, αυτό συμβαίνει από την 8^η ιδιομορφή και μετά. Βέβαια, αυτό φυσικά δε σημαίνει ότι θα πρέπει να αναμένουμε μεγαλύτερες μετακινήσεις στην οριζόντια διεύθυνση σε σχέση με την κατακόρυφη και αυτό γιατί τα αποτελέσματα που θα προκύψουν εξαρτώνται κατά κύριο λόγο από τις φορτίσεις που θα προκύψουν από τη δυναμική φασματική ανάλυση και από την ανάλυση της οριζόντιας φόρτισης και είναι πιθανό να παρατηρήσουμε μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης και ροπή ανατροπής στη διεύθυνση y σε σύγκριση με αυτές στη x.

12.10.3 Διαγράμματα μετακινήσεων ορόφων χωρίς τη χρήση πυρήνα (1^ο μοντέλο)

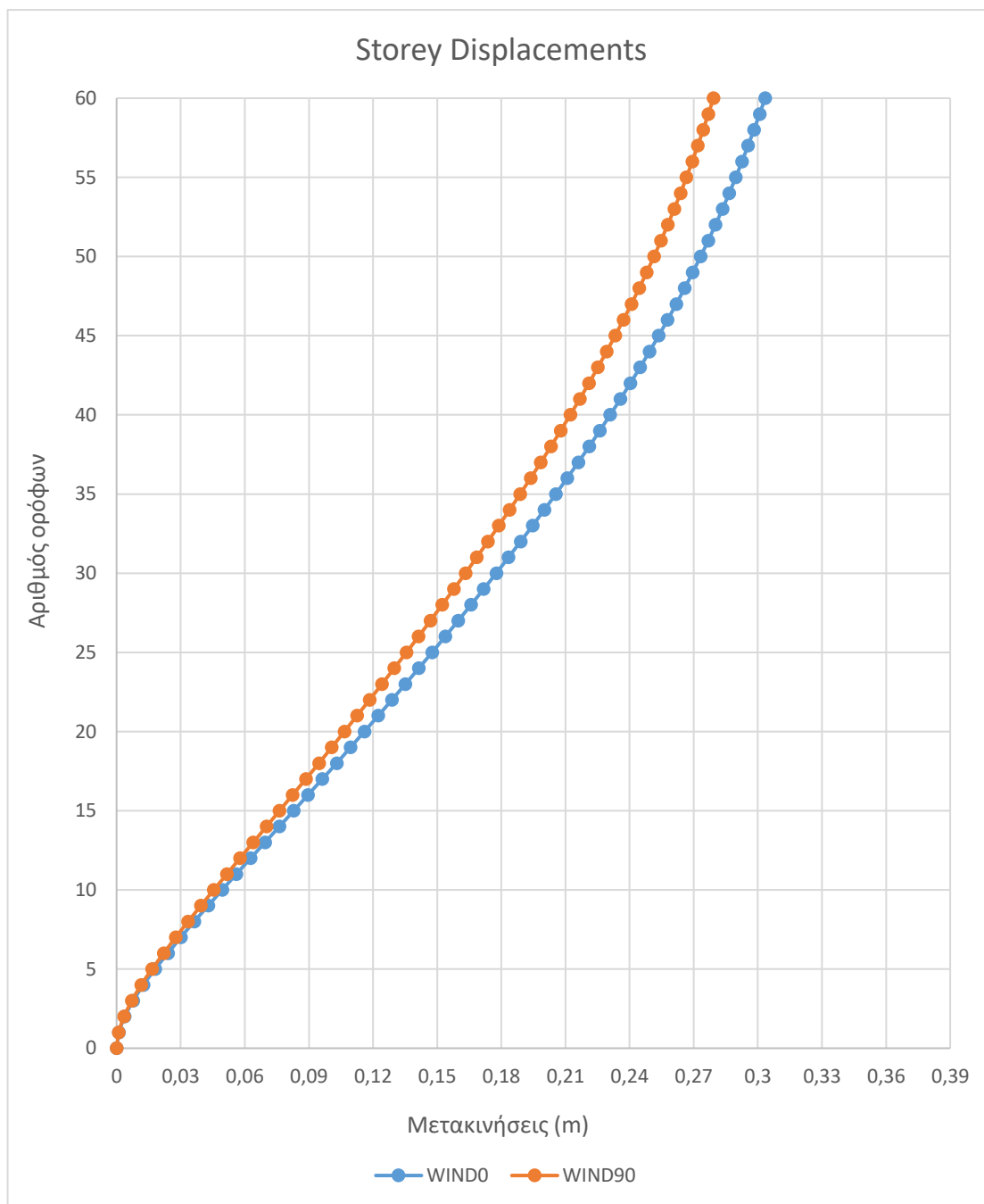
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζονται οι μετακινήσεις που δημιουργούνται στον κάθε όροφο της κατασκευής λόγω της ανάπτυξης των σεισμικών δράσεων κατά τις διευθύνσεις x και y (RSPECX, RSPECY και EQX, EQY) καθώς και εξαιτίας των ανεμοπιέσεων που επιβάλλονται στο φορέα (WIND0, WIND90) χωρίς τη χρήση του πυρήνα.



Εικόνα 12.43: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό την επίδραση των σεισμικών δράσεων από τη δυναμική φασματική ανάλυση RSPECX και RSPECY



Εικόνα 12.44: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό την επίδραση των σεισμικών δράσεων από την ισοδύναμη οριζόντια φόρτιση EQX και EQY

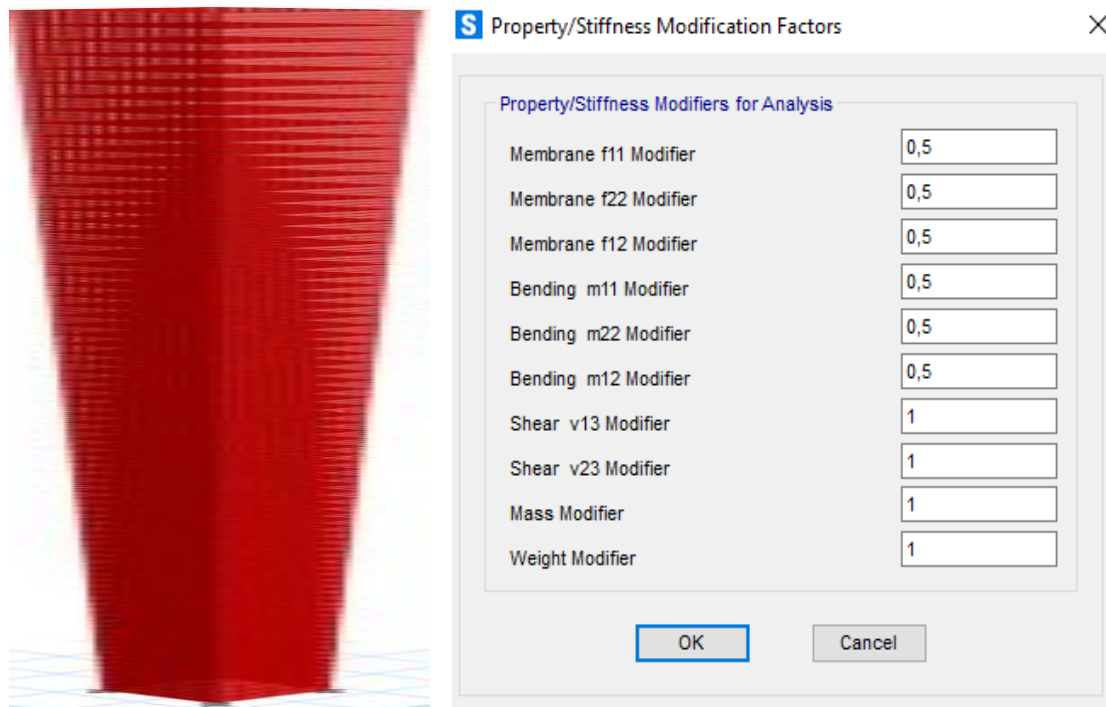


Εικόνα 12.45: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό την επίδραση των δράσεων του ανέμου WIND0 και WIND90

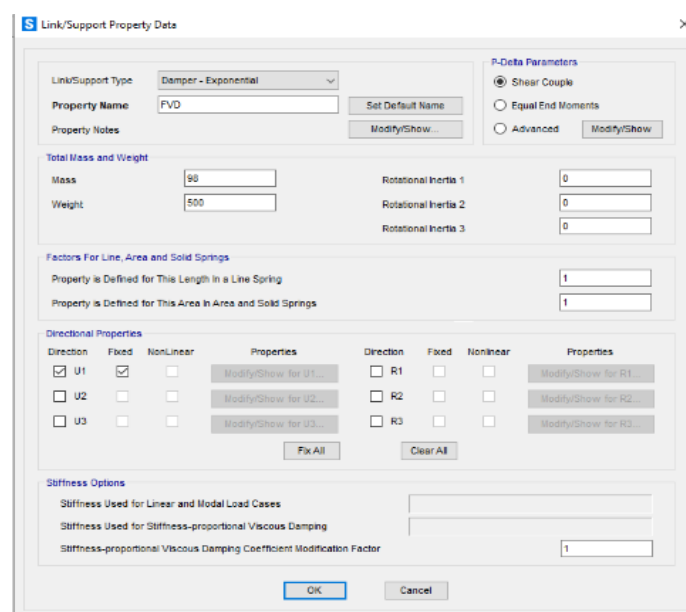
Με βάση τα παραπάνω διαγράμματα, είναι εύκολο να διαπιστώσουμε ότι κυρίαρχες αποδείχθηκαν οι σεισμικές δράσεις καθώς και το ότι το σύστημα αντιστέκεται με έναν εξαιρετικό τρόπο στις ανεμοπιέσεις που επιβάλλονται στην κατασκευή. Αυτό φυσικά οφείλεται στην ύπαρξη των διαγωνίων πλεγμάτων, τα οποία και αποτελούν μία ιδανική επιλογή σε περιοχές όπου ο άνεμος αποτελεί την κυρίαρχη δράση. Αντιθέτως, στην περίπτωση ενός σεισμικού φαινομένου αναπτύσσονται πολύ μεγαλύτερες μετακινήσεις από τα επιτρεπόμενα όρια. Προκειμένου να μειωθούν αυτές οι μετακινήσεις, κρίθηκε αναγκαία η ύπαρξη και ενός πυρήνα με σκοπό να αναλάβει ένα μέρος των σεισμικών δράσεων έτσι ώστε οι τιμές αυτές να μην ξεπερνούν τα 0.48 m ($H / 500$). Ο πυρήνας κατασκευάστηκε από διατμητικά τοιχώματα (shear walls) συνολικού πάχους 500 mm, ενώ χρησιμοποιήθηκε ως δομικό υλικό ωπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C35/45. Ο πυρήνας εκτείνεται από τη βάση του κτηρίου έως και την κορυφή και είναι κεντρικά τοποθετημένος καθώς αποτελεί την πιο συχνή, αλλά φυσικά και μία αρκετά αποδοτική επιλογή. Επιπλέον, τοποθετήθηκε και ένας αριθμός υποστυλωμάτων στο εσωτερικό της κατασκευής για να βοηθήσει σε αυτό το στόχο που όμως δε θα προκαλέσουν προβλήματα όσον αφορά τις πολύ μεγάλες ελεύθερες επιφάνειες που είναι εφικτό να δημιουργήσουν τέτοιου είδους κτήρια και για το λόγο η μεταξύ τους απόσταση είναι ανά 6 m κατ' ελάχιστον, ενώ μετά την εγκατάσταση του πυρήνα απαιτήθηκε η αύξηση στις διατομές όλων των δοκών προκειμένου να μην αστοχήσουν. Πάντως, μία ακόμη ενέργεια για τη μείωση των πλευρικών μετακινήσεων αποτέλεσε η χρήση υδραυλικών αποσβεστήρων (fluid viscous dampers) με μάζα 98 kg και βάρος 500 KN τόσο στους υψηλότερους ορόφους, όσο και στους χαμηλότερους (ξεχωριστά). Ωστόσο, δεν είχαμε τα αναμενόμενα αποτελέσματα διότι στους χαμηλότερους ορόφους οι μετακινήσεις μειώθηκαν ελάχιστα, ενώ στους υψηλότερους παρατηρήθηκε η αύξηση αυτών και συνεπώς δε χρησιμοποιήθηκαν σε καμία από τις δύο αυτές περιπτώσεις.

Προκειμένου να επιτευχθεί αυτή η διαδικασία με ορθό τρόπο έτσι ώστε τα διατμητικά τοιχώματα να έχουν την επιθυμητή δομική συμπεριφορά, όπως αναφέραμε και αρχικά, πραγματοποιήθηκε διακριτοποίηση αυτού του επιφανειακού στοιχείου και έπειτα ο περιορισμός των άκρων του τοιχώματος. Επίσης, ως σημείο στήριξης στη βάση αυτών των τοιχωμάτων επιλέχθηκε η πάκτωση για λόγους ευστάθειας (δέσμευση όλων των βαθμών ελευθερίας των κόμβων). Μία ακόμη σημαντική παράμετρος που πρέπει να αναφερθεί αφορά τους συντελεστές τροποποίησης (modifiers) και πιο συγκεκριμένα είναι απαραίτητη η απομείωση της δυσκαμψίας και της δυστημσίας του πυρήνα κατά

το ήμισυ (0.5), ενώ η ίδια ακριβώς διαδικασία ακολουθείται για την εκτός επιπέδου δυσκαμψία του τοιχώματος. Ακόμη, για τη συγκεκριμένη περίπτωση, δεν απαιτήθηκε η δημιουργία ενός γραμμικού στοιχείου με πολύ μεγάλη δυσκαμψία και δυστρεψία και με μηδενική τιμή δυστένειας και δυστμησίας και το οποίο θα εκτείνεται κατακόρυφα ανά όροφο. Πάντως, αυτή η μέθοδος θα προσέφερε πιο ακριβή αποτελέσματα διότι επιτυγχάνεται η μονολιθική σύνδεση των τοιχωμάτων με τις δοκούς.



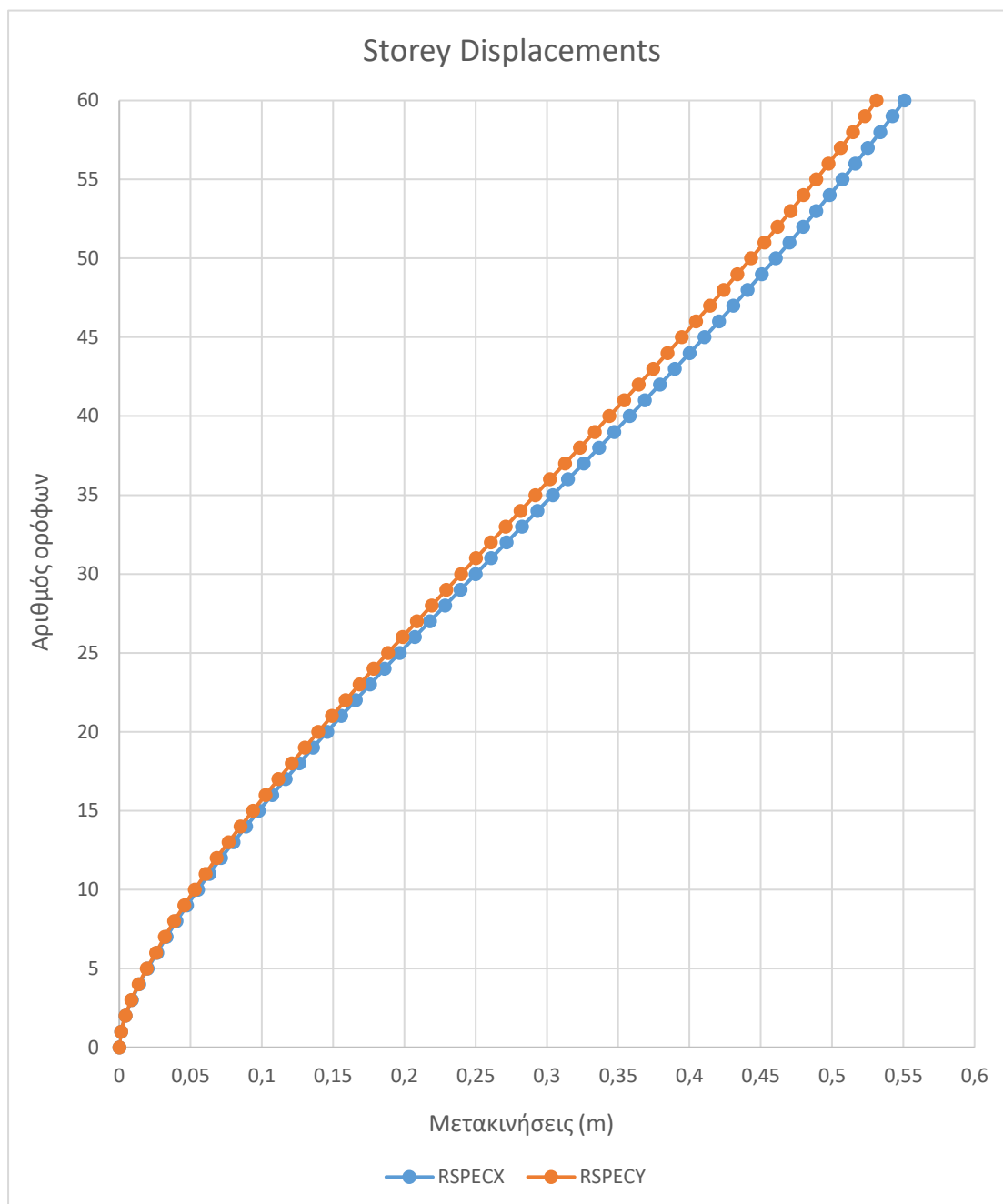
Εικόνα 12.46: Πυρήνας κατασκευής και συντελεστές τροποποίησης (απομείωσης)



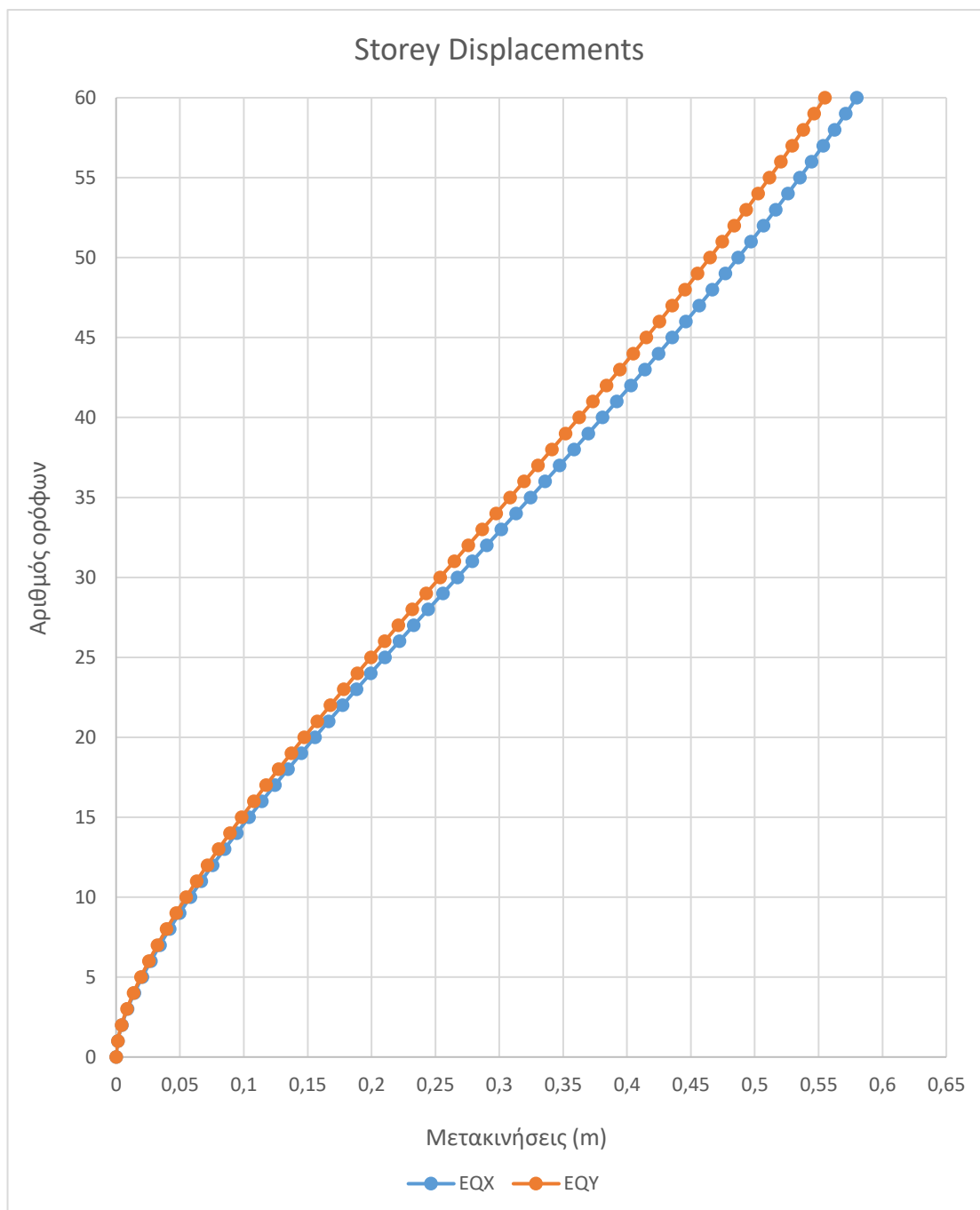
Εικόνα 12.47: Υδραυλικοί αποσβεστήρες (αφαιρέθηκαν)

12.10.4 Διαγράμματα μετακινήσεων ορόφων με τη χρήση πυρήνα (1^ο μοντέλο)

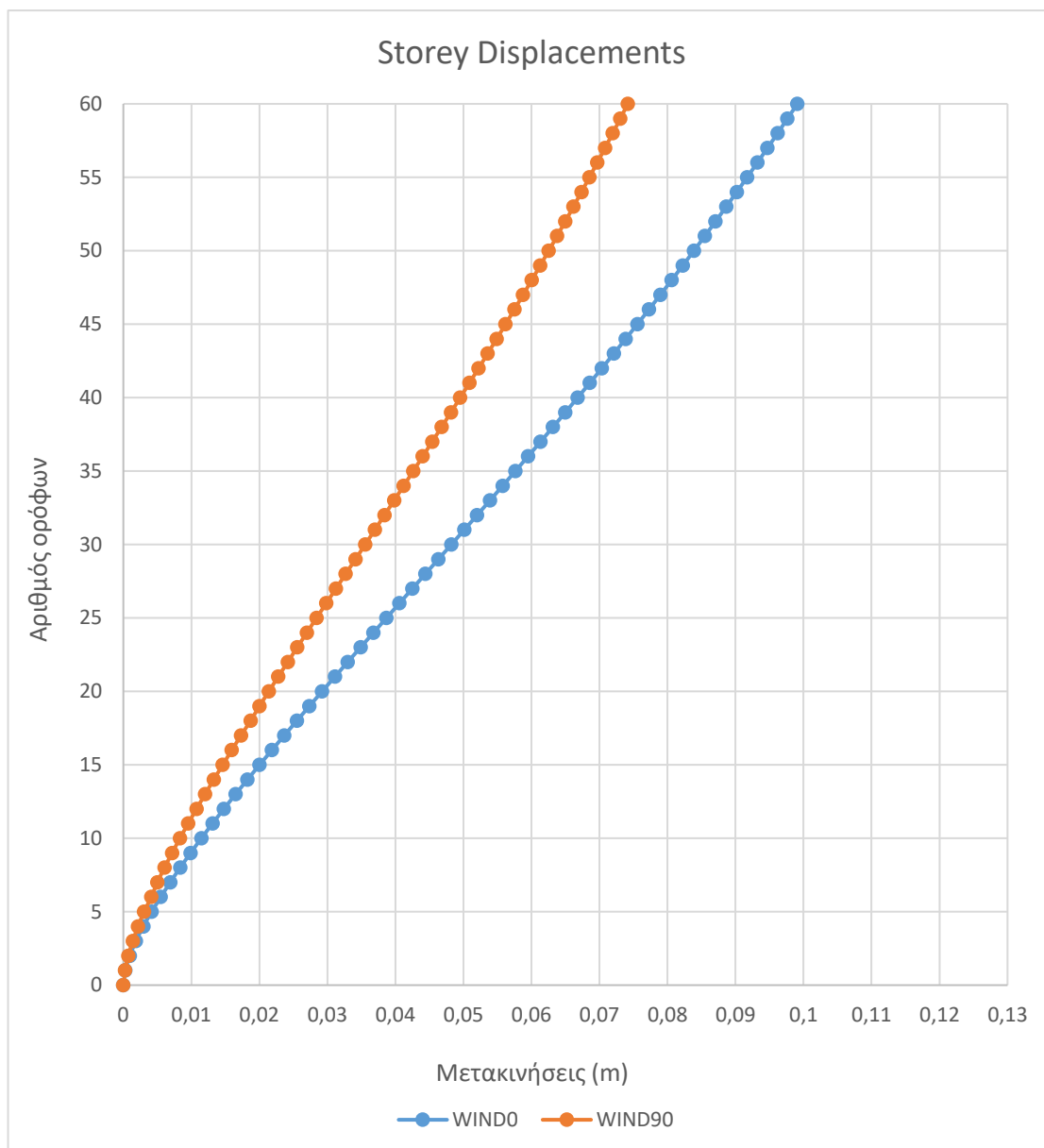
Με αντίστοιχο τρόπο, παρουσιάζονται και τα διαγράμματα για τις μετακινήσεις που αναπτύσσονται λόγω του σεισμού και του ανέμου, αλλά αυτή τη φορά γίνεται χρήση του πυρήνα προκειμένου να εξετάσουμε τις διαφορές στη δομική συμπεριφορά της κατασκευής με και χωρίς τη χρήση αυτού ώστε να προκαλούνται οι απαιτούμενες από τον κανονισμό μετακινήσεις (όχι με βάση τον Ευρωκώδικα), έχοντας ως κύριο σκοπό να μην προκληθούν σοβαρές βλάβες και φυσικά καθολική κατάρρευση.



Εικόνα 12.48: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό την επίδραση των σεισμικών δράσεων από τη δυναμική φασματική ανάλυση RSPECX και RSPECY



Εικόνα 12.49: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό την επίδραση των σεισμικών δράσεων EQX και EQY



Εικόνα 12.50: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό την επίδραση των δράσεων του ανέμου WIND0 και WIND90

Από τα διαγράμματα, μπορούμε να συμπεράνουμε ότι ο πυρήνας λειτούργησε με έναν εξαιρετικό τρόπο καθώς παρατηρήθηκαν ακραίες μειώσεις ως προς τις μετακινήσεις, αλλά αυτό δεν επαρκεί έτσι ώστε η κατασκευή να διαθέτει την απαιτούμενη δομική απόδοση (συμπεριφορά). Για τα φορτία του ανέμου, παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις είναι πολύ μικρές για ένα κτήριο ύψους 240 m, ενώ ο σεισμός εξακολουθεί να αποτελεί πρόβλημα καθώς υπερβαίνει την τιμή $H / 500$. Βέβαια, είναι απαραίτητο να τονισθεί ότι στο σύστημα με διαγώνια πλέγματα ο πυρήνας δεν αναλαμβάνει καθόλου τον άνεμο και λειτουργεί ως “gravity core”, δηλαδή παραλαμβάνει μόνο τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή. Ωστόσο, στη δική μας περίπτωση, για τον πυρήνα

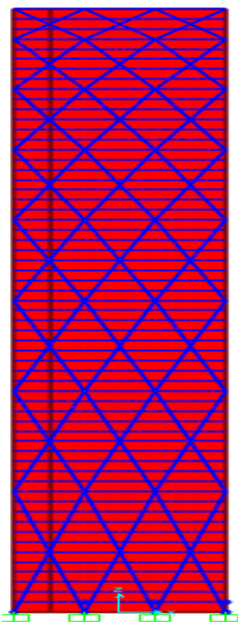
αποφασίστηκε, από τη στιγμή που υπήρχε αυτή η δυνατότητα καθώς τα φορτία βαρύτητας δεν προκάλεσαν προβλήματα, να αναλάβει και ένα μέρος του ανέμου για να μειωθούν οι μετακινήσεις εξαιτίας αυτού ακόμη περισσότερο. Όσον αφορά τα προηγούμενα, από τη μία ο πυρήνας βοήθησε σε ένα σημαντικό βαθμό στο να μειωθούν οι μετακινήσεις, αλλά ο σεισμός δε μπόρεσε να αντιμετωπισθεί από αυτόν και τα διαγώνια πλέγματα και για το λόγο αυτό θα πρέπει να πραγματοποιηθούν άλλες ενέργειες προκειμένου ο φορέας να λειτουργεί κατάλληλα. Πρέπει να αναφερθεί ότι, από τη στιγμή που γίνεται χρήση ενός πυρήνα από διατμητικά τοιχώματα με σκοπό να αναλάβει ένα μέρος από τα πλευρικά φορτία που ασκούνται στο κτήριο, σημαίνει ότι αυτό πλέον λειτουργεί ως ένα δυαδικό σύστημα (πυρήνας - διαγώνια πλέγματα). Επιπρόσθετα, όσον αφορά τις ιδιομορφές, η πρώτη είναι μεταφορική ως προς x και έχει ιδιοπερίοδο $T_1 = 5,585$ s και το ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας ξεπερνάει το 90% στην 7^η ιδιομορφή. Αντίστοιχα, για τη δεύτερη ιδιομορφή, αυτή είναι μεταφορική ως προς y και έχει ιδιοπερίοδο ίση με $T_2 = 5,438$ s, ενώ το ποσοστό της ενεργοποιούμενης μάζας υπερβαίνει το 90% στην 9^η ιδιομορφή. Σε σύγκριση με το 1^ο μοντέλο χωρίς πυρήνα, η μορφή της ταλάντωσης δεν άλλαξε για τις 3 πρώτες ιδιομορφές, όμως αυτό που δεν παρέμεινε ίδιο είναι οι τιμές των ιδιοπεριόδων, όπου και διαπιστώθηκε μία μείωση της τάξης περίπου κατά 2 s, κάτι που είναι απολύτως λογικό από τη στιγμή που υπήρξε μεγάλη μείωση ως προς τις μετακινήσεις που προκαλούν τα πλευρικά φορτία.

Πίνακας 12.13: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας 1^{ου} μοντέλου με πυρήνα

Modes	Period (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	5,585	0,690	0,001	0,000	0,690	0,001	0,000
2	5,438	0,001	0,687	0,000	0,691	0,688	0,000
3	3,739	0,000	0,000	0,772	0,691	0,688	0,772
4	1,564	0,170	0,000	0,000	0,860	0,688	0,772
5	1,505	0,000	0,172	0,000	0,860	0,860	0,773
6	1,309	0,000	0,000	0,103	0,860	0,860	0,875
7	0,782	0,045	0,000	0,001	0,905	0,860	0,876
8	0,778	0,001	0,002	0,036	0,906	0,862	0,912
9	0,746	0,000	0,045	0,001	0,906	0,907	0,913
10	0,548	0,000	0,000	0,020	0,906	0,907	0,933
11	0,516	0,024	0,000	0,000	0,929	0,907	0,933
12	0,493	0,000	0,024	0,000	0,929	0,931	0,933

12.11 Προσομοίωση 2^{ου} μοντέλου

Δημιουργήθηκε ένα 2^ο μοντέλο ώστε να ελέξουμε εάν είναι αποδοτικό με βάση τις μετακινήσεις που θα προκληθούν στο κτήριο. Φυσικά, ισχύουν όλα όσα προηγήθηκαν, με τη μοναδική αλλαγή να συμβαίνει στα διαγώνια πλέγματα. Σε αυτά, έγιναν αλλαγές τόσο ως προς τη γωνία που σχηματίζουν, όσο και ως προς τον τρόπο διάταξης των στοιχείων. Να θυμίσουμε ότι στον 1^ο φορέα είχε πραγματοποιηθεί ένας πιο ιδιαίτερος σχεδιασμός όπου στην ουσία δημιουργούνταν (σχηματίζονταν) δύο «W», ένα κανονικό και ένα ανεστραμμένο. Αυτή τη φορά, επιλέγεται ο συμβατικός τρόπος διάταξης αυτών, δηλαδή μορφής «X» (χιαστί). Ωστόσο, η μεγάλη διαφορά έχει να κάνει με τη γωνία, καθώς πλέον αυτή δεν είναι ομοιόμορφη που σημαίνει ότι δεν παραμένει η ίδια καθ' όλο το ύψος της κατασκευής, αλλά μεταβάλλεται ανά ορισμένο αριθμό ορόφων. Ο τελικός δομοστατικός σχεδιασμός καταλήγει στο να δημιουργείται μία γωνία της τάξης των 76.37° στη βάση του κτηρίου, όση ήταν και στο 1^ο μοντέλο διότι τοποθετήθηκαν πάλι 12ώροφα (καθόλου 6ώροφα) διαγώνια πλέγματα μορφής «X», ενώ στην κορυφή του φορέα αυτή ισούται με 54.73°. Αυτό που πρέπει να αναφερθεί είναι ότι ο μοναδικός τρόπος για να μεταβληθεί η γωνία είναι αλλάζοντας το μήκος των διαγωνίων μελών, χωρίς όμως να μεταβάλλεται το πλάτος τους διότι είναι απαραίτητο να πληρείται η ευθυγράμμιση των κόμβων. Ακόμη, όσον αφορά τη γωνία των διαγωνίων πλεγμάτων, στον παρακάτω πίνακα, παρατηρούμε ότι αυτή μειώνεται με έναν σχετικά ομαλό τρόπο εκτός από τους τελευταίους ορόφους (58 – 60), όπου και γίνεται πιο απότομη καθώς μειώθηκε περίπου κατά 8°.



Εικόνα 12.51: Διαγώνια πλέγματα με μεταβαλλόμενη γωνία κλιμακωτής μείωσης από κάτω προς τα πάνω

Πίνακας 12.14: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διαγωνίων πλεγμάτων

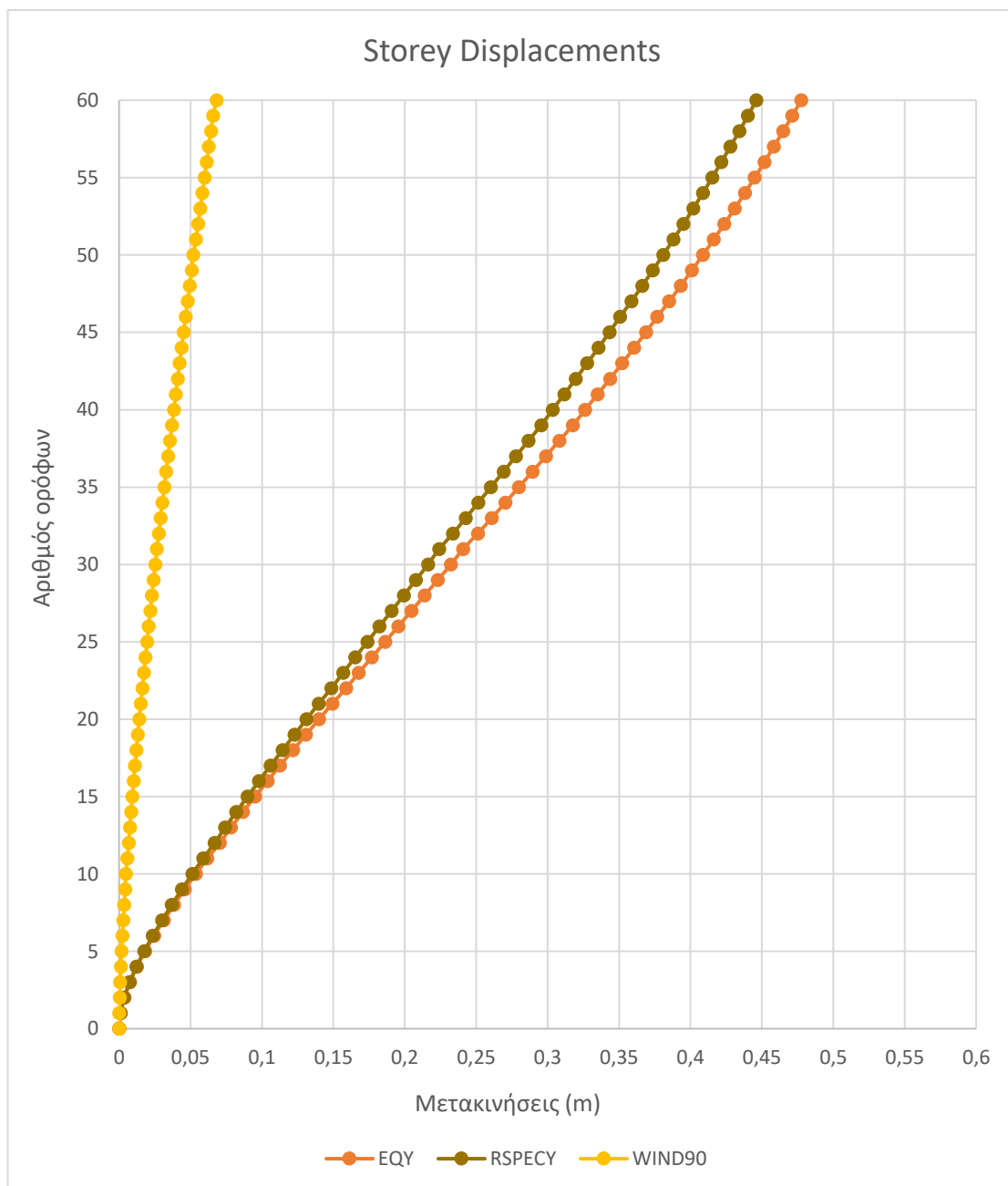
Όροφοι	Μήκος (m)	Πλάτος (m)	Γωνία (°)
1-12	49.48	12	76.37
13-22	41.76	12	73.97
23-31	37.95	12	72.45
32-39	34.18	12	70.65
40-46	30.46	12	68.50
47-52	26.83	12	65.90
53-57	23.32	12	62.77
58-60	16.97	12	54.73

Όταν πραγματοποιήθηκε η ανάλυση με τα νέα διαγώνια πλέγματα, παρατηρήθηκαν αρκετές διαφορές σε ότι έχει να κάνει με τα δώροφα και 12ώροφα δομικά στοιχεία του 1^{ου} μοντέλου. Η πρώτη διαφορά έγκειται στο γεγονός ότι απαιτήθηκαν μεγαλύτερες διατομές στα διαγώνια στοιχεία καθώς και σε άλλα δομικά μέλη, όπως στις διαγώνιες και εσωτερικές δοκούς, με αποτέλεσμα να αυξάνεται τόσο το κόστος κατασκευής, όσο και το ίδιο βάρος του φορέα. Βέβαια, η πιο σημαντική διαφορά μεταξύ αυτών των δύο μοντέλων είναι οι μετακινήσεις που δημιουργούνται στο τελευταίο. Για να γίνουμε πιο σαφείς, όπως μπορούμε να παρατηρήσουμε και στην παρακάτω εικόνα (Εικόνα 12.52), τα διαγώνια πλέγματα με μεταβαλλόμενη γωνία αποδείχθηκε ότι διέθεταν μία πολύ καλύτερη αποδόση σε σύγκριση με αυτά στα οποία η γωνία παρέμεινε η ίδια και πλέον η κατασκευή λειτουργεί με έναν ικανοποιητικό και φυσικά απόδεκτο τρόπο καθώς οι μετακινήσεις είναι μικρότερες από 0.48 m. Μπορούμε να διαπιστώσουμε λοιπόν ότι τα συγκεκριμένα διαγώνια μέλη “ανακούφισαν” το κτήριο, καθώς η διαφορά αυτών των δύο μοντέλων, όσον αφορά τις μετακινήσεις λόγω των σεισμικών δράσεων EQX και EQY οι οποίες αποδείχθηκαν και οι πιο κρίσιμες διότι έκαναν τον πρώτο φορέα να μη λειτουργεί με τον επιθυμητό τρόπο, είναι με βάση τα διαγράμματα 11 cm. Αντίθετα, για τις σεισμικές δράσεις από τη δυναμική φασματική ανάλυση RSPECX, Y, το 1^ο μοντέλο παρουσίασε μετακινήσεις μεγαλύτερες κατά 10 cm. Ό,τι έχει να κάνει με τον

άνεμο, αυτός όχι μόνο δεν αποτέλεσε απολύτως κανένα πρόβλημα σε καμία από τις δύο περιπτώσεις, αλλά αντιμετωπίστηκε με έναν απίστευτα αποτελεσματικό τρόπο τόσο από τα διαγώνια πλέγματα, όσο και από τον δομικό πυρήνα και πλέον θεωρείται αμελητέος. Ωστόσο, αυτές οι διαφορές στις μετακινήσεις οφείλονται στο ότι ο πυρήνας ανέλαβε και τις σεισμικές δράσεις RSPECX, Y και EQX, Y, αλλά φυσικά και λόγω της εξαιρετικής συμπεριφοράς που αποδείχθηκε ότι διαθέτουν τα διαγώνια στοιχεία με μεταβαλλόμενη γωνία, με απόρροια να παρατηρηθούν μεγάλες μειώσεις ως προς τις μετακινήσεις. Χάρη λοιπόν του πυρήνα και των διαγωνίων πλεγμάτων, η κατασκευή μας διαθέτει πλέον την απαιτούμενη από τους κανονισμούς απόδοση ($0.478 \text{ m} < H / 500$). Διαπιστώνουμε έτσι ότι το κτήριο είναι πρακτικά αδύνατο να αντισταθεί στις σεισμικές αυτές δράσεις μόνο με τη χρήση των διαγωνίων πλεγμάτων.

Μία ακόμη διαφορά που παρατηρήθηκε μεταξύ αυτών των δύο μοντέλων αφορά στην ιδιομορφική απόκριση του φορέα. Πιο συγκεκριμένα, η υπό μελέτη κατασκευή έχει μία μικρότερη πρώτη ιδιοπερίοδο σε σύγκριση με το 1^ο κτήριο, αλλά συν τοις άλλοις αυτή είναι μεταφορική ως προς y και όχι ως προς x όπως συνέβαινε προηγουμένως, ενώ η τρίτη ιδιομορφή είναι στρεπτική. Βέβαια, από τον πίνακα (Πίνακας 12.15), μπορούμε να διαπιστώσουμε ότι η ενεργοποιούμενη δρώσα μάζα ξεπερνάει το 90% πρώτα για τη x και έπειτα για την y διεύθυνση. Οι τιμές για την 1^η, 2^η και 3^η ιδιομορφή είναι $T_1 = 5.068 \text{ s}$ και $T_2 = 4.996 \text{ s}$ και $T_3 = 3.586 \text{ s}$ αντίστοιχα. Όσον αφορά τις δύο πρώτες ιδιομορφές, τα ποσοστά ενεργοποιούμενων μαζών υπερβαίνουν το 90% στην 7^η και 8^η ιδιομορφή.

Με βάση όλες αυτές τις πληροφορίες, θα δημιουργηθεί ένα διάγραμμα στο οποίο θα απεικονίζονται όλα όσα αναφέραμε για τις μετακινήσεις, αλλά μόνο για τις δράσεις κατά τη y διεύθυνση, καθώς αυτές είναι ελάχιστα μεγαλύτερες σε σύγκριση με αυτές που επιβάλλονται στην κατασκευή κατά τη x διεύθυνση.



Εικόνα 12.52: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό τις δράσεις EQY, RSPECY και WIND90 με χρήση πυρήνα και διαγωνίων πλεγμάτων με μεταβαλλόμενη γωνία

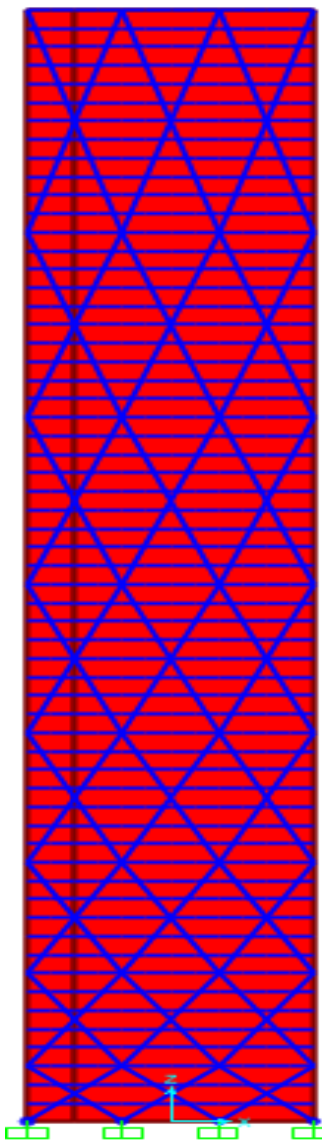
Παρατηρούμε ότι οι μέγιστες μετακινήσεις που δημιουργούνται στην κατασκευή δε ξεπερνούν την τιμή $H/500$, με αποτέλεσμα ο φορέας να λειτουργεί με έναν αποδοτικό τρόπο. Για την ακρίβεια, οι μέγιστες μετακινήσεις για τις σεισμικές δράσεις EQY και RSPECY είναι 0.477 και 0.446 m αντίστοιχα, ενώ για τις δράσεις του ανέμου WIND90 μόνο 0.068 m.

Πίνακας 12.15: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας 2^{ου} μοντέλου

Modes	Period (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	5,068	0,016	0,693	0,000	0,016	0,693	0,00
2	4,996	0,698	0,016	0,000	0,713	0,708	0,00
3	3,586	0,000	0,000	0,801	0,713	0,708	0,80
4	1,471	0,001	0,154	0,000	0,714	0,863	0,80
5	1,468	0,151	0,001	0,000	0,865	0,863	0,80
6	1,195	0,000	0,000	0,084	0,865	0,863	0,88
7	0,745	0,038	0,004	0,000	0,903	0,867	0,88
8	0,743	0,004	0,038	0,000	0,907	0,905	0,88
9	0,679	0,000	0,000	0,029	0,907	0,905	0,91
10	0,498	0,006	0,009	0,007	0,913	0,914	0,92
11	0,497	0,015	0,007	0,001	0,928	0,920	0,92
12	0,496	0,001	0,007	0,012	0,930	0,928	0,93

12.12 Προσομοίωση 3^{ου} μοντέλου

Πραγματοποιείται η προσομοίωση και ενός 3^{ου} μοντέλου που η μοναδική διαφορά που έχει από το 2^ο είναι ότι τα διαγώνια πλέγματα τοποθετούνται με τον ακριβώς αντίθετο τρόπο. Πιο συγκεκριμένα, στη βάση της κατασκευής επιλέγονται 3ώροφα διαγώνια στοιχεία και δημιουργείται μία γωνία 54.73° , ενώ στην κορυφή η γωνία είναι 76.37° λόγω της ύπαξης των 12ώροφων διαγωνίων πλεγμάτων. Οι συγκεκριμένες γωνίες είναι οι ίδιες που δημιουργούνται και στο 2^ο μοντέλο, μόνο που σε αυτό που εξετάζουμε, η γωνία των 54.73° αφορούσε τα 3ώροφα διαγώνια πλέγματα στην κορυφή και η γωνία των 76.37° για τα 12ώροφα διαγώνια στοιχεία στη βάση. Όσον αφορά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των συγκεκριμένων μελών, αυτά παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 12.16).



Εικόνα 12.53: Διαγώνια πλέγματα με μεταβαλλόμενη γωνία κλιμακωτής αύξησης από κάτω προς τα πάνω

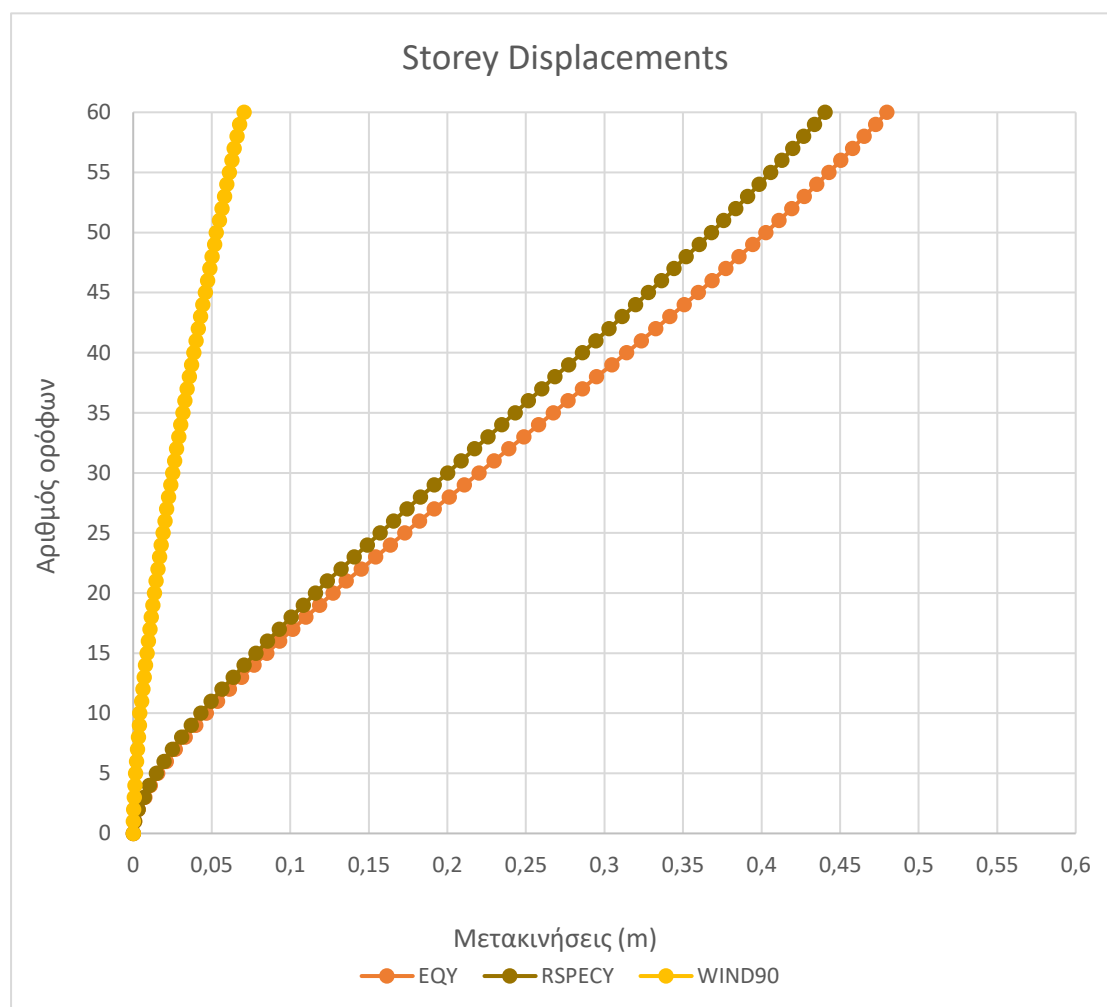
Πίνακας 12.16: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διαγωνίων πλεγμάτων

Όροφοι	Μήκος (m)	Πλάτος (m)	Γωνία (°)
1-3	16.97	12	54.73
4-8	23.32	12	62.77
9-14	26.83	12	65.90
15-21	30.46	12	68.50
22-29	34.18	12	70.65
30-38	37.95	12	72.45
39-48	41.76	12	73.97
49-60	49.48	12	76.37

Με βάση τις πληροφορίες που ελήφθησαν από το στατικό πρόγραμμα, μπορούμε να συμπεράνουμε ότι το 3^ο μοντέλο είναι εξίσου αποδοτικό σε σχέση με το 2^ο, καθώς οι μετακινήσεις που δημιουργούνται δεν υπερβαίνουν την τιμή των 0.48 m. Βέβαια, στο παρακάτω διάγραμμα παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις είναι ελάχιστα μεγαλύτερες σε σύγκριση με το 2^ο, αν και η συγκεκριμένη διαφορά δεν αποτελεί κριτήριο για το πιο σύστημα είναι πιο αποδοτικό και αυτό γιατί με μία μικρή τροποποίηση (π.χ. προσθήκη υποστρωμάτων), στο 3^ο μοντέλο θα προκαλούνταν μικρότερες μετακινήσεις. Ωστόσο, για την περίπτωση που μελετάμε, το 2^ο μοντέλο πληροί τα κριτήρια διότι οι μικρότερες αυτές μετακινήσεις έχουν συνδυαστεί και με ένα μικρότερο πάχος πυρήνα (διαμητικά τοιχώματα) της τάξης των 250 mm, σε αντίθεση με αυτό του 3^{ου} που διαθέτει 500 mm. Πάντως, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι και οι δύο αυτές δομικές λύσεις είναι αποδεκτές από άποψη απόδοσης.

Επίσης, από τις ιδιομορφές, προκύπτει ότι το ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας κατά τη y διεύθυνση υπερβαίνει το 90% από την 7^η ιδιομορφή και έπειτα. Αντίστοιχα, για την x διεύθυνση, αυτό συμβαίνει από την 8^η ιδιομορφή και μετά.

Καταληκτικά, η μέγιστη μετακίνηση λόγω των σεισμικών δράσεων EQY ισούται με 0.4798 m, δηλαδή πολύ οριακά στη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή, οι σεισμικές δράσεις από τη δυναμική φασματική ανάλυση RSPECY είναι 0.44 m, ενώ οι δράσεις του ανέμου WIND90 παρουσιάζουν μέγιστη τιμή μόνο 0.071 m.



Εικόνα 12.54: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό τις δράσεις EQY, RSPECY και WIND90 με χρήση πυρήνα και διαγωνίων πλεγμάτων με μεταβαλλόμενη γωνία

Από τα μοντέλα 2 και 3, επιλέγουμε το 2 καθώς προκαλούνται μικρότερες, έστω και σε ελάχιστο βαθμό, μετακινήσεις αλλά και γιατί απαιτήθηκε ένας μικρότερος αριθμός υποστυλωμάτων καθώς και ένα μικρότερο πάχος πυρήνα κατά 250 mm. Πάντως, ένα σημαντικό αρνητικό χαρακτηριστικό και των δύο αυτών μοντέλων αποτελεί το γεγονός ότι απαιτήθηκαν κάποια υποστυλώματα σε μικρή απόσταση μεταξύ τους, ανά 3 m στο

εσωτερικό της κατασκευής, προκειμένου οι προκύπτουσες από το σεισμό μετακινήσεις να μην υπερβαίνουν την τιμή 0.48 m, με απόρροια να μη δημιουργούνται οι επιθυμητές μεγάλες ελεύθερες επιφάνειες που είναι εφικτό να πραγματοποιήσει το συγκεκριμένο δομικό σύστημα. Ωστόσο, στο 2^ο μοντέλο ξεπεράστηκε ένα εξίσου σοβαρό ζήτημα που αφορά το πάχος του πυρήνα, καθώς αυτό μειώθηκε κατά 250 mm (250 mm από 500 mm) και έτσι δεν προκαλεί πλέον αρχιτεκτονικούς περιορισμούς, αλλά ταυτόχρονα μειώνεται και το συνολικό ίδιο βάρος του φορέα. Για τους λόγους αυτούς, παρόλο που η κατασκευή διαθέτει την απαιτούμενη δομική απόδοση, η χρήση γραφείων απαιτεί να τηρούνται, ως επί το πλείστον, και οι αντίστοιχες αρχιτεκτονικές προδιαγραφές. Μία λύση για το συγκεκριμένο πρόβλημα θα μπορούσε να αποτελέσει η αύξηση των διαστάσεων του πυρήνα κατά x και y, δηλαδή από εκεί που είχαμε έναν πυρήνα 12 m x 12 m, να γίνει χρήση ενός με διαστάσεις 18 m x 18 m, όπως προτείνει και ο καθηγητής Kyoung Sun Moon διότι έτσι, παρόλο που αυτός θα καταλαμβάνει μία αρκετά μεγάλη επιφάνεια στην κάτοψη, θα μειωθεί ο αριθμός των υποστυλωμάτων και γενικότερα η κατασκευή θα γίνει πιο αποδοτική τόσο στατικά, όσο και αρχιτεκτονικά και αυτό γιατί θα αναμένουμε ακόμη μικρότερες μετακινήσεις, αλλά ταυτόχρονα θα ικανοποιούνται και τα περισσότερα βασικά κριτήρια ως προς τον τρόπο λειτουργίας της (γραφεία).

Πίνακας 12.17: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας 3^{ου} μοντέλου

Modes	Period (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	5,047	0,489	0,203	0,000	0,489	0,203	0,000
2	5,001	0,204	0,487	0,000	0,693	0,690	0,000
3	2,852	0,000	0,000	0,731	0,693	0,690	0,731
4	1,409	0,152	0,011	0,000	0,845	0,701	0,732
5	1,388	0,011	0,153	0,000	0,857	0,854	0,732
6	1,059	0,000	0,000	0,115	0,857	0,854	0,847
7	0,713	0,043	0,001	0,000	0,900	0,855	0,847
8	0,698	0,001	0,045	0,000	0,901	0,900	0,847
9	0,633	0,000	0,000	0,046	0,901	0,900	0,894
10	0,472	0,023	0,000	0,000	0,925	0,900	0,894
11	0,461	0,000	0,023	0,000	0,925	0,924	0,894
12	0,443	0,000	0,000	0,021	0,925	0,924	0,915

12.13 Προσομοίωση 4^{ου} μοντέλου

Όπως είχαμε αναφέρει και στην αρχή, θα δημιουργηθεί ένα μοντέλο με γωνία με βάση το λόγο ύψους / πλάτος της κατασκευής, καθώς αυτό αναφέρει η έρευνα του καθηγητή Kyoung Sun Moon. Με βάση λοιπόν αυτόν τον μαθηματικό λόγο, σχεδιάζονται τα διαγώνια πλέγματα ώστε να διαθέτουν μία γωνία μεταξύ των 60° και 70°. Η γωνία που επιλέγεται είναι της τάξης των 65.90° καθ' όλο το ύψος του κτηρίου, ενώ θα πρέπει να αναφερθεί και μία ακόμη πολύ σημαντική παράμετρος για τα διαγώνια πλέγματα. Πιο συγκεκριμένα, στο 1^ο μοντέλο, τα διαγώνια μέλη εκτείνονται και ανά 12 ορόφους, κάτι που δεν αποτελεί μία ορθή επιλογή, καθώς σύμφωνα με τον βιβλίο της Terry Boake, αυτά τα δομικά στοιχεία θα πρέπει να χρησιμοποιούνται στα υπερβολικά ψηλά κτήρια (συνήθως άνω των 300 m). Για το λόγο αυτό, θα τοποθετηθούν δώροφα διαγώνια πλέγματα μήκους 26.83 m ώστε να ελέγξουμε αν τα αποτελέσματα που θα προκύψουν από την ανάλυση συνάδουν με την έρευνα των Moon και Boake.



Εικόνα 12.55: Διάγραμμα μετακινήσεων οροφής υπό τις δράσεις EQY, RSPECY και WIND90 με χρήση πυρήνα και διαγωνίων πλεγμάτων με ομοιόμορφη γωνία 65.90°

Από το παραπάνω διάγραμμα μπορούμε να διαπιστώσουμε ότι επιβεβαιώνεται τόσο ο καθηγητής Moon, όσο και αυτά που αναφέρει στο βιβλίο της η Boake για το μήκος των διαγωνίων πλεγμάτων. Για να είμαστε πιο σαφείς, στο 1^ο μοντέλο πραγματοποιήθηκε το ακριβώς αντίστροφο από αυτά που ίσχυαν για τη γωνία και το μήκος των δομικών αυτών στοιχείων με βάση τις έρευνες που έχουν γίνει για το υπό μελέτη σύστημα και ουσιαστικά πάλι καταλήξαμε στο ίδιο συμπέρασμα από τη στιγμή που στην κατασκευή επιβάλλονται πλευρικά φορτία που είναι αδύνατο να αντέξει ο φορέας εξαιτίας του εσφαλμένου δομοστατικού σχεδιασμού. Αυτό το σφάλμα ήταν ηθελημένο έτσι ώστε να ελέγξουμε τα αποτελέσματα με βάση τις προαναφερθείσες προδιαγραφές. Πάντως, οι μεγαλύτερες μετακινήσεις που αναπτύσσονται στο κτήριο είναι αυτές κατά τη y διεύθυνση, κάτι το οποίο έρχεται σε αντιδιαστολή με το 1^ο μοντέλο όπου και πάλι είχε χρησιμοποιηθεί η μέθοδος της ομοιόμορφης γωνίας. Πιο συγκεκριμένα, οι μέγιστες μετακινήσεις για τις σεισμικές δράσεις από τη μέθοδο της οριζόντιας φόρτισης EQY είναι 0.479 m, δηλαδή εντελώς οριακά στη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή των 0.48 m, για τις σεισμικές δράσεις από τη δυναμική φασματική ανάλυση RSPECY είναι 0.421 m, ενώ ο άνεμος αντιμετωπίστηκε ξανά με έναν αποτελεσματικό τρόπο (0.065 m). Μία παρατήρηση που αξίζει να γίνει, αφορά τις δύο τιμές των σεισμικών δράσεων που μόλις αναφέραμε λόγω του ότι παρατηρήθηκε μία διαφορά 5.8 cm μεταξύ αυτών, ενώ στα υπόλοιπα διαγράμματα η διαφορά αυτή κυμαίνεται από 2.5 έως 3 cm.

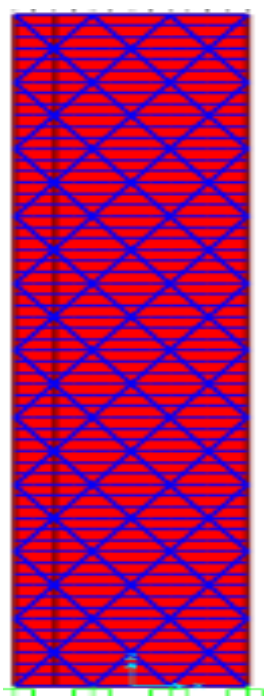
Ένα κοινό στοιχείο μεταξύ του 1^{ου} και του 4^{ου} μοντέλου είναι το ότι η 1^η ιδιομορφή είναι μεταφορική ως προς x, η 2^η ως προς y και η 3^η είναι στρεπτική. Ωστόσο, υπάρχουν διαφορές όσον αφορά τις ιδιοπεριόδους, καθώς για το συγκεκριμένο μοντέλο οι τιμές αυτών για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές είναι $T_1 = 4.90$ s, $T_2 = 4.84$ s και $T_3 = 2.72$ s., κάτι που σημαίνει ότι στο 4^ο μοντέλο οι δύο πρώτες ιδιοπερίοδοι είναι μειωμένες κατά περίπου 2.50 sec σε σύγκριση με το 1^ο, ενώ η 3^η είναι ακριβώς η ίδια. Το ποσοστό της ενεργοποιούμενης μάζας υπερβαίνει το 90% κατά την y και x διεύθυνση στην 7^η και 8^η ιδιομορφή αντίστοιχα.

Τέλος, όσον αφορά το 4^ο μοντέλο σε σύγκριση με αυτά στα οποία η γωνία δεν είναι ομοιόμορφη, παρατηρούνται σχεδόν τα ίδια αποτελέσματα ως προς τις μετακινήσεις, αλλά και πάλι το 2^ο μοντέλο είναι ελάχιστα πιο αποδοτικό διότι σε αυτό που μελετάμε χρησιμοποιήθηκε πυρήνας 400 mm προκειμένου να μην υπερβεί τα όρια των 0.48 m. Αυτό σημαίνει ότι για το 2^ο μοντέλο θα πραγματοποιηθεί η τελική διαστασιολόγηση της κατασκευής έτσι ώστε να βρεθούν τα ποσοστά αξιοποίησης (εκμετάλλευσης), αλλά

και το συνολικό ίδιο βάρος της, ενώ θα προκύψουν και τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών (αξονικές δυνάμεις, τέμνουσες και καμπτικές ροπές) με βάση τον κρίσιμο συνδυασμό φόρτισης.

Πίνακας 12.18: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας 4^{ου} μοντέλου

Modes	Period (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	4,899	0,054	0,642	0,000	0,054	0,642	0,000
2	4,836	0,646	0,055	0,000	0,700	0,696	0,000
3	2,719	0,000	0,000	0,791	0,700	0,696	0,791
4	1,381	0,152	0,010	0,000	0,852	0,706	0,791
5	1,377	0,010	0,153	0,000	0,862	0,859	0,791
6	0,978	0,000	0,000	0,087	0,862	0,859	0,878
7	0,689	0,045	0,000	0,000	0,906	0,860	0,878
8	0,686	0,000	0,045	0,000	0,907	0,905	0,878
9	0,565	0,000	0,000	0,038	0,907	0,905	0,916
10	0,458	0,022	0,000	0,000	0,929	0,905	0,916
11	0,454	0,000	0,023	0,000	0,929	0,928	0,916
12	0,405	0,000	0,000	0,018	0,929	0,928	0,934



Εικόνα 12.56: 6ώροφα διαγώνια πλέγματα με ομοιόμορφη γωνία

12.14 Τελική μελέτη 2^{ου} μοντέλου

Προτού πραγματοποιηθεί η τελική διαστασιολόγηση της κατασκευής, θα γίνει μία πιο εκτενής μελέτη όσον αφορά το υπό εξέταση στατικό σύστημα. Όπως έχουμε καταλάβει μέχρι στιγμής, το δομικό σύστημα του διαγωνίου πλέγματος, παρά τις δυσκολίες που προκύπτουν κατά την ανάλυση, έχει ένα ιδιαίτερο ενδιαφέρον που αφορά τόσο τους δομοστατικούς μηχανικούς οι οποίοι θα πρέπει να βρουν τρόπους αντιμετώπισης για όλες τις δυσκολίες που θα προκύψουν καά την ανάλυση, όσο και τους αρχιτέκτονες λόγω της ιδιαίτερης διάμορφωσης των διαγωνίων πλεγμάτων στις όψεις του κτηρίου. Για το λόγο αυτό, υπήρξε η θέληση να εξετασθεί ακόμη περαιτέρω το συγκεκριμένο δομικό σύστημα προκειμένου να κατανοηθεί σε μεγαλύτερο βαθμό, αλλά και στο να καταλήξουμε σε ακόμη πιο χρήσιμα συμπεράσματα όσον αφορά τη λειτουργία του. Βέβαια, σύμφωνα με τον Moon, από τη στιγμή που ο φορέας μας βρίσκεται στα όρια 6.7:1 (H:B), το ορθό θα ήταν να επιλέξουμε διαγώνια πλέγματα όπου σχηματίζεται ομοιόμορφη γωνία, όμως εκτός του ότι το 2^ο μοντέλο αποδείχθηκε λίγο πιο αποδοτικό από το 4^ο, τα διαγώνια πλέγματα με μεταβαλλόμενη γωνία αποτελούν μία ιδιαίτερη κατασκευαστική λύση. Έτσι, για τους λόγους αυτούς, αποφασίστηκε να επιλεγούν τα διαγώνια πλέγματα με μεταβαλλόμενη γωνία (2^ο μοντέλο) για την τελική ανάλυση και διαστασιολόγηση. Πιο συγκεκριμένα, στο 2^ο μοντέλο, λόγω του ότι μέχρι στιγμής έχουν πραγματοποιηθεί αναλύσεις με διαφορετικό μήκος και γωνία, είναι λογικό να εξετάσουμε και το πόσο καθοριστικό είναι το πλάτος αυτών των διαγωνίων στοιχείων. Ένας ακόμη έλεγχος που θα πραγματοποιηθεί, θα αφορά τις σχετικές μετακινήσεις οροφής (inter-storey drifts) καθώς και το λεγόμενο “drift ratio”.

12.14.1 Έλεγχος ως προς το πλάτος του διαγωνίου πλέγματος

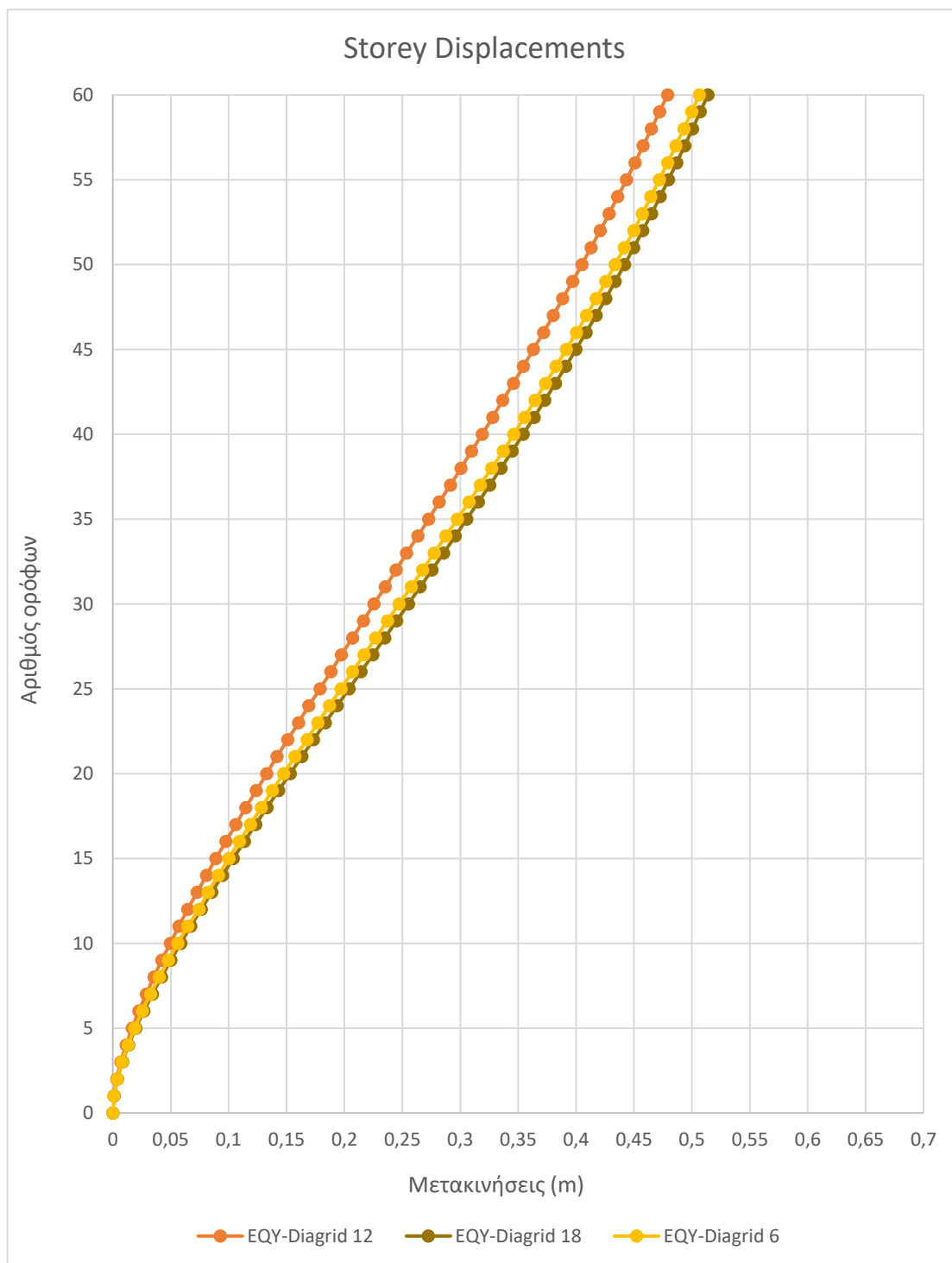
Στο 2^ο μοντέλο, θα τοποθετηθούν διαγώνια πλέγματα με πλάτος 6 και 18 m ώστε να τα συγκρίνουμε με τα ήδη υπάρχοντα που η διάστασή τους είναι 12 m προκειμένου να καταλήξουμε στο πόσο καταλυτικός παράγοντας είναι το πλάτος στα διαγώνια πλέγματα και ποιο από αυτά είναι το πιο δομικά αποδοτικό. Θα πρέπει να αναφέρουμε ότι επιλέχθηκε η συμβατική διάταξη των διαγωνίων πλεγμάτων μορφής «X», ενώ αυτά θα εκτείνονται με τον ίδιο τρόπο όπως κάναμε προηγουμένως στο 2^ο μοντέλο. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι το μήκος των διαγωνίων πλεγμάτων θα μειώνεται κλιμακωτά, μόνο που λόγω της αλλαγής στο πλάτος, τα μήκη και οι γωνίες δε θα είναι κοινά με αυτά του πίνακα 12.14.

Πίνακας 12.19: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διαγωνίων πλεγμάτων

Όροφοι	Μήκος (m)	Πλάτος (m)	Γωνία (°)
1-12	48.37	6	82.93
13-22	40.95	6	81.66
23-31	36.50	6	80.67
32-39	32.46	6	79.53
40-46	28.64	6	78.17
47-52	24.74	6	76.37
53-57	20.88	6	73.97
58-60	13.42	6	65.91

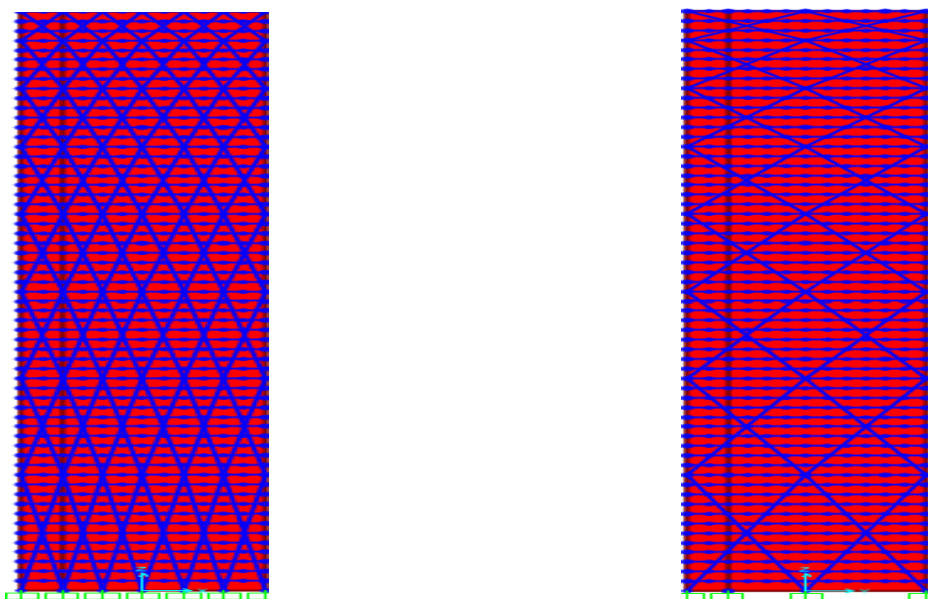
Πίνακας 12.20: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διαγωνίων πλεγμάτων

Όροφοι	Μήκος (m)	Πλάτος (m)	Γωνία (°)
1-12	51.26	18	70.65
13-22	43.86	18	67.69
23-31	40.25	18	65.91
32-39	36.72	18	63.89
40-46	33.29	18	61.60
47-52	33.00	18	61.39
53-57	26.91	18	56.22
58-60	21.63	18	50.23



Εικόνα 12.57: Μετακινήσεις οροφής με βάση το πλάτος του διαγωνίου πλέγματος

Από την παραπάνω μελέτη, παρατηρήσαμε ότι τα διαγώνια πλέγματα με πλάτος 12 m αποτελούν τη μοναδική δομική λύση, ενώ αντίθετα αυτά με 6 και 18 m πλάτος, όσον αφορά τις μετακινήσεις, υπερβαίνουν την τιμή των 0.48 m. Ακόμη, είναι εύκολο να διαπιστώσουμε ότι αυτά που έχουν πλάτος 6, 12 και 18 m δεν παρουσιάζουν μεγάλη διαφορά ως προς τη συμπεριφορά. Η αλλαγή του πλάτους πραγματοποιήθηκε απλά για να διαπιστώσουμε ποια από αυτές τις τρεις (3) λύσεις προσφέρει την καλύτερη δομική απόδοση με βάση τις μετακινήσεις που προκαλούνται στο φορέα. Καταλαβαίνουμε λοιπόν ότι τα διαγώνια στοιχεία με πλάτος 12 m αποδείχθηκε η ιδανικότερη επιλογή από άποψη απόδοσης. Αντίθετα, αυτά που το πλάτος τους είναι 18 m ήταν τα λιγότερο αποδοτικά, ενώ μία ελάχιστη καλύτερη συμπεριφορά έδειξαν τα διαγώνια πλέγματα με πλάτος 6 m. Πάντως, πρέπει να αναφερθεί ότι τα διαγώνια πλέγματα με πλάτος 6 m δε θα πρέπει να χρησιμοποιούνται ακόμη και αν οι μετακινήσεις είναι μικρότερες από 0.48 m, καθώς δεν αποτελούν μία αποδεκτή λύση λόγω του ότι το μικρό πλάτος των συγκεκριμένων μελών οδηγεί σε μία τεράστια αύξηση του κόστους εξαιτίας του πολύ μεγάλου αριθμού συνδέσεων που θα πρέπει να πραγματοποιηθούν. Οι μέγιστες μετακινήσεις που παρουσιάστηκαν στο φορέα με βάση τα διαγώνια στοιχεία με 6, 12 και 18 m πλάτος είναι 0.477 m, 0.506 m και 0.514 m αντίστοιχα. Καταληκτικά, ό,τι έχει να κάνει με το κτήριο, η διαστασιολόγηση θα πραγματοποιηθεί με τον τρόπο που διαμορφώθηκε το 2^ο μοντέλο εξαρχής, δηλαδή με 12 m πλάτος, μιας και οι μιας και οι υπόλοιπες επιλογές ξεπερνούν την τιμή H/500. Βέβαια, συμπεραίνουμε ότι το πλάτος αποτελεί καθοριστικό παράγοντα κατά κύριο λόγο στον υπολογισμό της γωνίας κατά την τοποθέτηση των διαγωνίων πλεγμάτων.



Εικόνα 12.58: Διαγώνια πλέγματα με πλάτος 6 m (αριστερά) και 18 m (δεξιά)

12.14.2 Σχετικές μετακινήσεις οροφής και drift ratios

Όταν αναφερόμαστε στις σχετικές μετακινήσεις οροφής (inter-storey drifts), εννοούμε τη σχετική οριζόντια μετακίνηση (διαφορά) δύο παρακείμενων ορόφων σε ένα κτήριο. Οι τιμές αυτές συνήθως εκφράζονται με ένα ποσοστό επί τοις χιλίοις (‰) το οποίο και υπολογίζεται διαιρώντας την μετακίνηση που βρήκαμε προηγουμένως με το ύψος του ορόφου (drift ratio). Η συγκεκριμένη διαδικασία θα γίνει για όλους τους ορόφους της κατασκευής έτσι ώστε να δημιουργηθεί το τελικό διάγραμμα. Όσον αφορά τις τιμές του συγκεκριμένου μαθηματικού λόγου, σύμφωνα με τους κανονισμούς, αυτές δε θα πρέπει να ξεπερνάνε το 1 - 3 ‰.

Π.χ. από 59° έως 60° όροφο (από Εικόνα 12.52 για EQY):

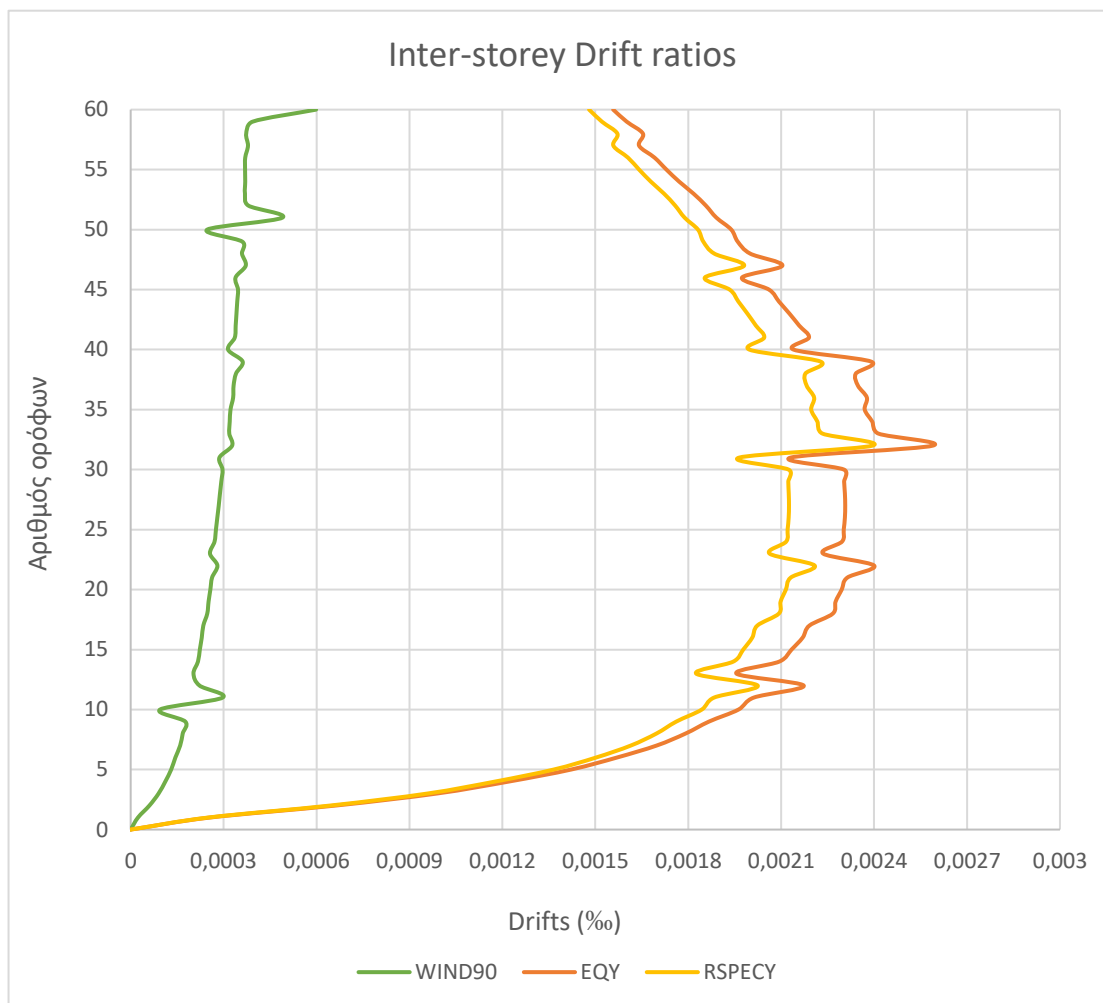
- Μετακίνηση οροφής στον 60° όροφο: 0.477 m
- Μετακίνηση οροφής στον 59° όροφο: 0.471 m
- Ύψος ορόφου: 4.00 m
- Σχετική μετακίνηση οροφής: $\delta = 0.477 - 0.471 = 0.006$ m
- Λόγος σχετικής μετακίνησης οροφής (60^{ος} όροφος) : $\delta = 0.006$ m / 4.00 m = 1.5 ‰

Με την ίδια λογική, υπολογίζονται και οι υπόλοιπες σχετικές μετακινήσεις και τα drift ratios για όλους τους ορόφους της κατασκευής.

Πίνακας 12.21: Σχετικές μετακινήσεις οροφής και drift ratios

Όροφοι	$\delta =$ Inter-storey drifts (m)			H_{op} (m)	Drift ratios (‰) = δ / H_{op}		
	WIND90	EQY	RSPECY		WIND90	EQY	RSPECY
0	0,00	0,00	0,00	4,00	0,00	0,00	0,00
1	0,000	0,001	0,001	4,00	0,0000	0,0003	0,0002
2	0,000	0,003	0,003	4,00	0,0001	0,0007	0,0006
3	0,000	0,004	0,004	4,00	0,0001	0,0010	0,0010
4	0,000	0,005	0,005	4,00	0,0001	0,0012	0,0012
5	0,001	0,006	0,005	4,00	0,0001	0,0014	0,0014
6	0,001	0,006	0,006	4,00	0,0001	0,0016	0,0015
7	0,001	0,007	0,006	4,00	0,0002	0,0017	0,0016
8	0,001	0,007	0,007	4,00	0,0002	0,0018	0,0017
9	0,001	0,007	0,007	4,00	0,0002	0,0019	0,0018
10	0,000	0,008	0,007	4,00	0,0001	0,0020	0,0018
11	0,001	0,008	0,008	4,00	0,0003	0,0020	0,0019
12	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0002	0,0022	0,0020
13	0,001	0,008	0,007	4,00	0,0002	0,0020	0,0018

14	0,001	0,008	0,008	4,00	0,0002	0,0021	0,0019
15	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0002	0,0021	0,0020
16	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0002	0,0022	0,0020
17	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0002	0,0022	0,0020
18	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0002	0,0023	0,0021
19	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0003	0,0023	0,0021
20	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0003	0,0023	0,0021
21	0,001	0,009	0,009	4,00	0,0003	0,0023	0,0021
22	0,001	0,010	0,009	4,00	0,0003	0,0024	0,0022
23	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0003	0,0022	0,0021
24	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0003	0,0023	0,0021
25	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0003	0,0023	0,0021
26	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0003	0,0023	0,0021
27	0,001	0,009	0,009	4,00	0,0003	0,0023	0,0021
28	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0003	0,0023	0,0021
29	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0003	0,0023	0,0021
30	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0003	0,0023	0,0021
31	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0003	0,0021	0,0020
32	0,001	0,010	0,010	4,00	0,0003	0,0026	0,0024
33	0,001	0,010	0,009	4,00	0,0003	0,0024	0,0022
34	0,001	0,010	0,009	4,00	0,0003	0,0024	0,0022
35	0,001	0,009	0,009	4,00	0,0003	0,0024	0,0022
36	0,001	0,010	0,009	4,00	0,0003	0,0024	0,0022
37	0,001	0,009	0,009	4,00	0,0003	0,0023	0,0022
38	0,001	0,009	0,009	4,00	0,0003	0,0023	0,0022
39	0,001	0,010	0,009	4,00	0,0004	0,0024	0,0022
40	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0003	0,0021	0,0020
41	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0003	0,0022	0,0020
42	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0003	0,0022	0,0020
43	0,001	0,009	0,008	4,00	0,0003	0,0021	0,0020
44	0,001	0,008	0,008	4,00	0,0003	0,0021	0,0020
45	0,001	0,008	0,008	4,00	0,0003	0,0021	0,0019
46	0,001	0,008	0,007	4,00	0,0003	0,0020	0,0019
47	0,001	0,008	0,008	4,00	0,0004	0,0021	0,0020
48	0,001	0,008	0,008	4,00	0,0004	0,0020	0,0019
49	0,001	0,008	0,007	4,00	0,0004	0,0020	0,0018
50	0,001	0,008	0,007	4,00	0,0002	0,0019	0,0018
51	0,002	0,008	0,007	4,00	0,0005	0,0019	0,0018
52	0,002	0,007	0,007	4,00	0,0004	0,0019	0,0018
53	0,001	0,007	0,007	4,00	0,0004	0,0018	0,0017
54	0,001	0,007	0,007	4,00	0,0004	0,0018	0,0017
55	0,001	0,007	0,007	4,00	0,0004	0,0017	0,0016
56	0,001	0,007	0,006	4,00	0,0004	0,0017	0,0016
57	0,002	0,007	0,006	4,00	0,0004	0,0016	0,0016
58	0,001	0,007	0,006	4,00	0,0004	0,0017	0,0016
59	0,002	0,006	0,006	4,00	0,0004	0,0016	0,0015
60	0,002	0,006	0,006	4,00	0,0006	0,0016	0,0015

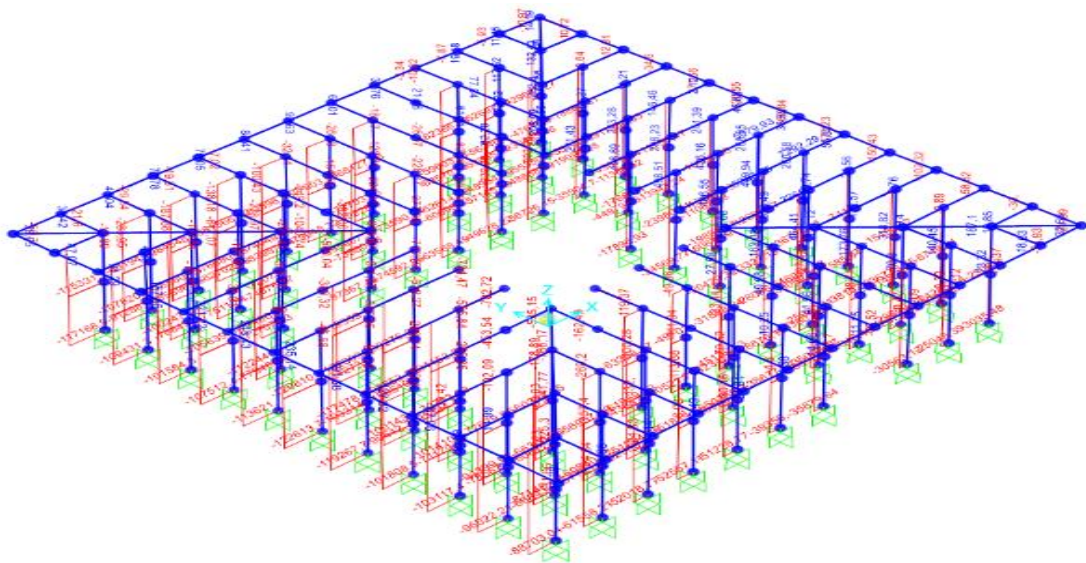


Εικόνα 12.59: Λόγοι σχετικής μετακίνησης οροφής (drift ratios)

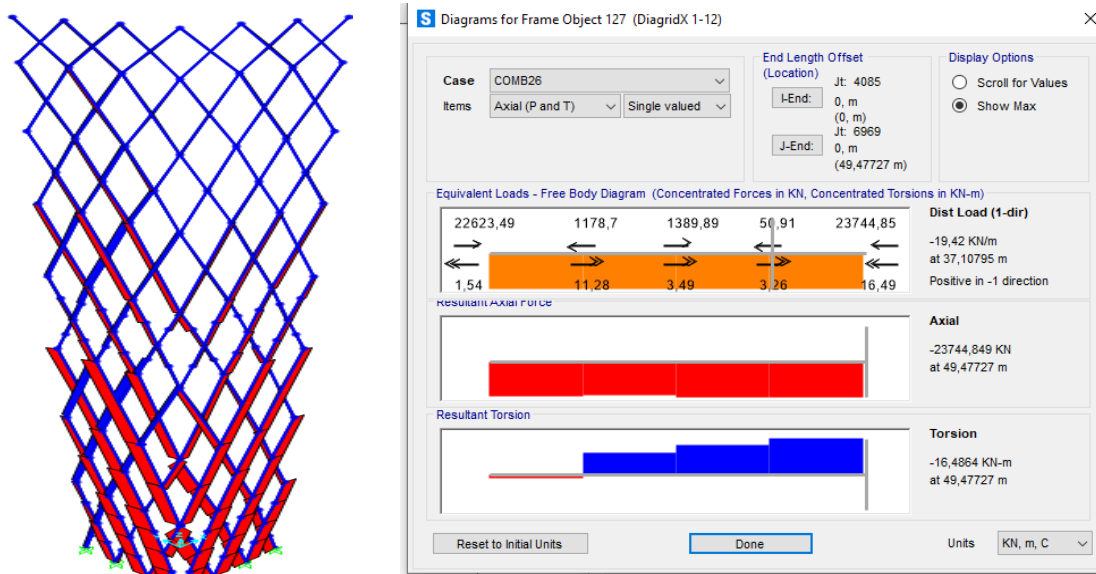
Από το διάγραμμα, καταλαβαίνουμε ότι στην κατασκευή δεν δημιουργούνται drifts που να υπερβαίνουν το 3 ‰, κάτι που σημαίνει ότι δε θα προκληθούν σοβαρές βλάβες. Ο μεγαλύτερος λόγος σχετικής μετακίνησης παρατηρείται στη σεισμική δράση EQY με τιμή 2.6 ‰ στον 32^ο όροφο, ενώ από εκεί και πάνω τα drifts μειώνονται. Ακριβώς το ίδιο ισχύει και για τις σεισμικές δράσεις RSPECY και συνεπώς συμπεραίνουμε ότι ο σεισμός, όσον αφορά τα drifts για τη συγκεκριμένη κατασκευή, είναι καθοριστικός στους πρώτους περίπου 30 ορόφους, σε αντίθεση με τις δράσεις του ανέμου που όσο αυξάνεται το ύψος του κτηρίου, τόσο μεγαλύτερα προβλήματα προκύπτουν σε αυτό. Βέβαια, ο άνεμος δεν αποτελεί καίριο ζήτημα λόγω του ότι αντιμετωπίζεται με έναν εντυπωσιακό τρόπο από τον πυρήνα και τα διαγώνια πλέγματα και αυτό μας οδηγεί στο να έχουμε μειωμένα drifts. Οι μέγιστοι λόγοι σχετικής μετακίνησης για τις τρεις αυτές δράσεις είναι 0.6 ‰, 2.6 ‰ και 2.4 ‰.

12.14.3 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών

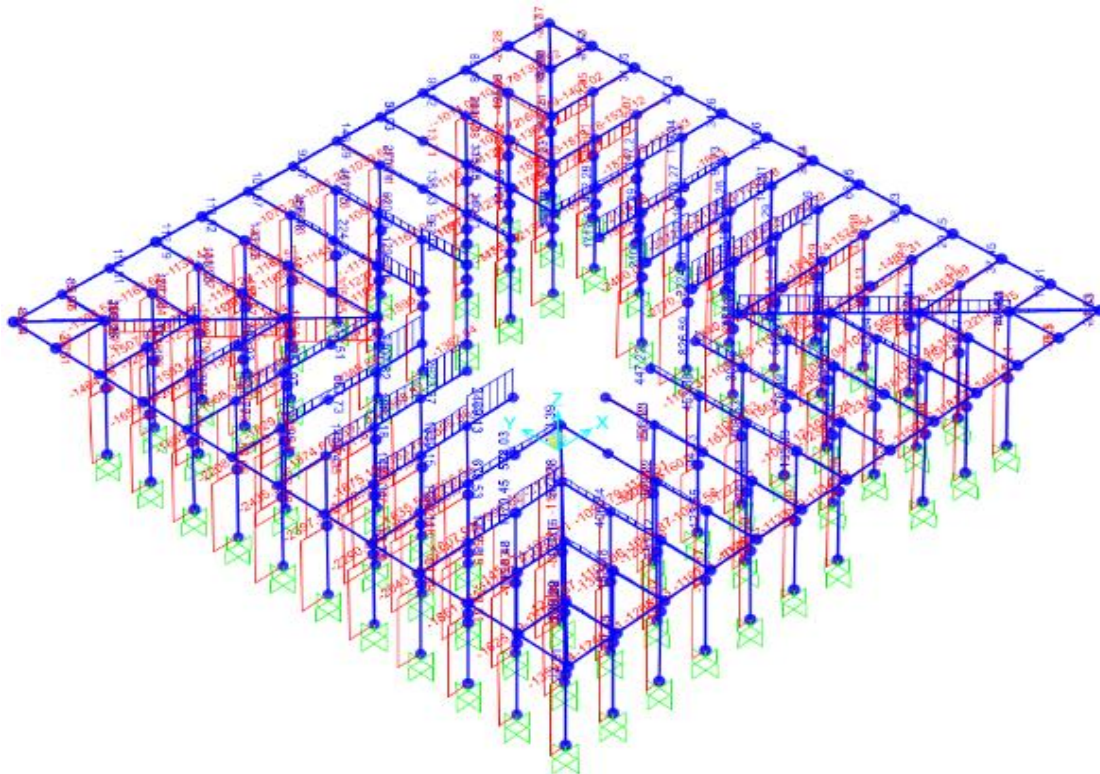
Για την εμφάνιση των διαγραμμάτων εντατικών μεγεθών, πρέπει να μεταβούμε στην εντολή Display → Show Forces/Stresses → Frames/Cables/Tendons. Από εκεί έχουμε τη δυνατότητα να επιλέξουμε το επιθυμητό διάγραμμα και τη φορτιστική κατάσταση. Αυτά που μας ενδιαφέρουν είναι τα διαγράμματα καμπτικών ροπών, των τεμνουσών καθώς και των αξονικών δυνάμεων. Για το διάγραμμα καμπτικών ροπών επιλέχθηκε το M 3-3, για τις τέμνουσες το Shear 2-2 και το Axial Forces για τις αξονικές δυνάμεις. Πάντως, στη βάση της κατασκευής, για όλα τα διαγράμματα υιοθετήθηκε ο κρίσιμος συνδυασμός Comb20 που έχει την εξής μορφή: $1.00G + 0.30Q - 1.00EQX + 0.30EQY$.



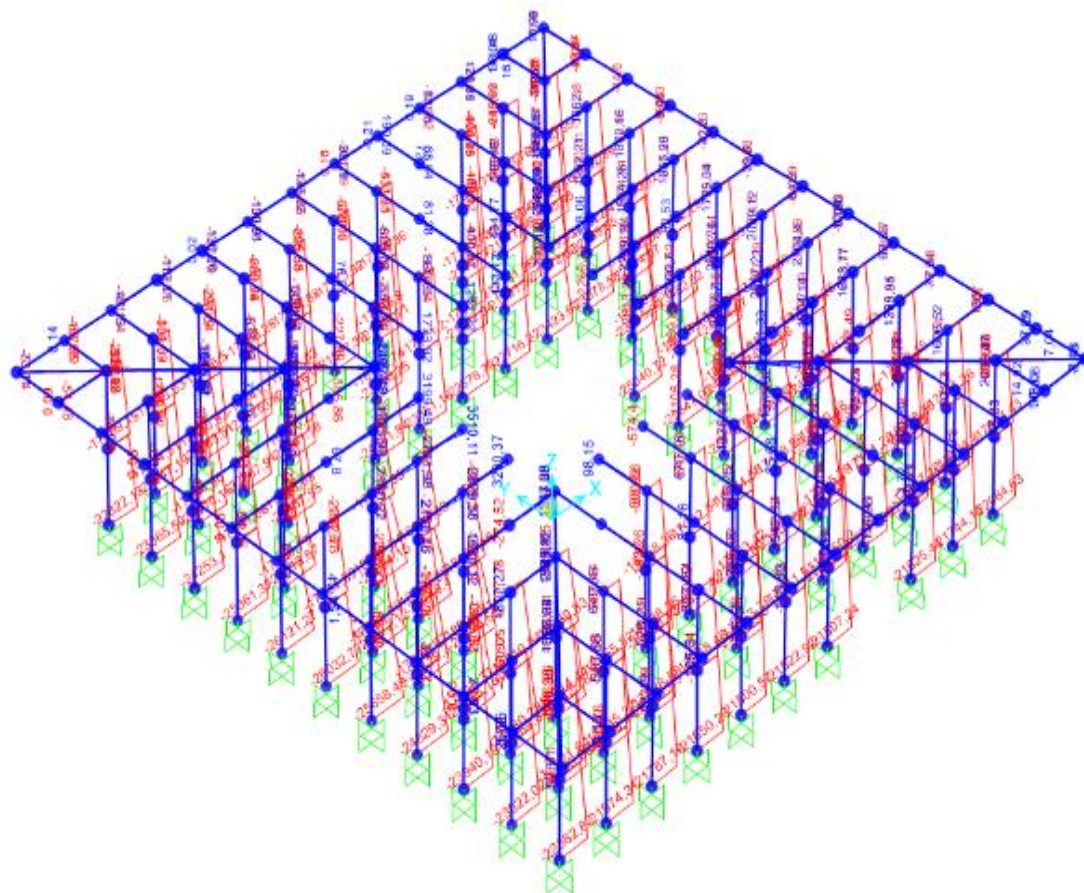
Εικόνα 12.60: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων [N]



Εικόνα 12.61: Μέγιστη αξονική δύναμη που επιβάλλεται στα διαγώνια πλέγματα



Εικόνα 12.62: Διάγραμμα τεμνουσών [Q]



Εικόνα 12.63: Διάγραμμα καμπτικών ροπών [M]

Για τη διαστασιολόγηση των διαγωνίων πλεγμάτων, κρίσιμος αποδείχθηκε ο Comb26 $1.00G + 0.30Q - 1.00EQY - 0.30EQX$ λόγω των μεγάλων αξονικών δυνάμεων που επιβάλλονται σε αυτά, ενώ για τις δοκούς και τα υποστυλώματα δυσμενέστερος κρίθηκε ο συνδυασμός Comb 20 και για το λόγο αυτό αποφασίστηκε να δημιουργηθούν τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών με βάση αυτό το συνδυασμό..

Από τα διαγράμματα αυτά, μπορούμε να συμπεράνουμε ότι ο βαθμός καταπόνησης του φορέα είναι πολύ μεγάλος καθώς σε αυτόν επιβάλλονται τεράστιες δυνάμεις και ροπές. Βέβαια, δεν έχουμε μία απλή μεταλλική κατασκευή διότι σε διαφορετική περίπτωση αυτές οι τιμές των φορτίων θα θεωρούνταν παράλογες και φυσικά μη αποδεκτές, αλλά σε ένα πολυώροφο κτήριο υπάρχει το ενδεχόμενο να ασκούνται και ακόμη πιο ισχυρά φορτία. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρήθηκε ότι ο συνδυασμός φόρτισης Comb26 προκαλεί αξονικές δυνάμεις στα διαγώνια πλέγματα που μπορεί να φθάσουν ακόμη και τα 23745 KN!

Πλέον, μπορούμε να διαπιστώσουμε ότι οι μετακινήσεις που αναφέρθηκαν παραπάνω οφείλονται και σε αυτά τα τεράστια επιβαλλόμενα φορτία. Ωστόσο, λόγω της ύπαρξης των δομικών συστημάτων που έχουν επινοηθεί και αναπτυχθεί, όπως είναι αυτό του διαγωνίου πλέγματος, καθώς και του μεγάλου αριθμού δομικών στοιχείων σε σύγκριση με τις συμβατικές κατασκευές, καταφέρνουν και αντιμετωπίζουν τα φορτία με έναν αποτελεσματικό τρόπο. Βέβαια, στο συγκεκριμένο δομικό σύστημα, σε περιοχές με ισχυρές δονήσεις, απαιτείται η χρήση ενός πυρήνα που να αναλαμβάνει ένα μέρος των σεισμικών δράσεων ώστε να προκαλούνται οι απαιτούμενες από τους κανονισμούς μετακινήσεις. Αυτό σημαίνει ότι στην Ελλάδα, το σύστημα με διαγώνια πλέγματα προκειμένου να παρέχει την απαιτούμενη ευστάθεια, αντοχή και ακαμψία, θα πρέπει να λειτουργεί ως ένα δυαδικό σύστημα (διαγώνια πλέγματα – πυρήνας) με σκοπό την αντιμετώπιση των δράσεων που προκαλούνται από το σεισμό.

12.14.4 Υπολογισμός τέμνουσας βάσης και ροπής ανατροπής

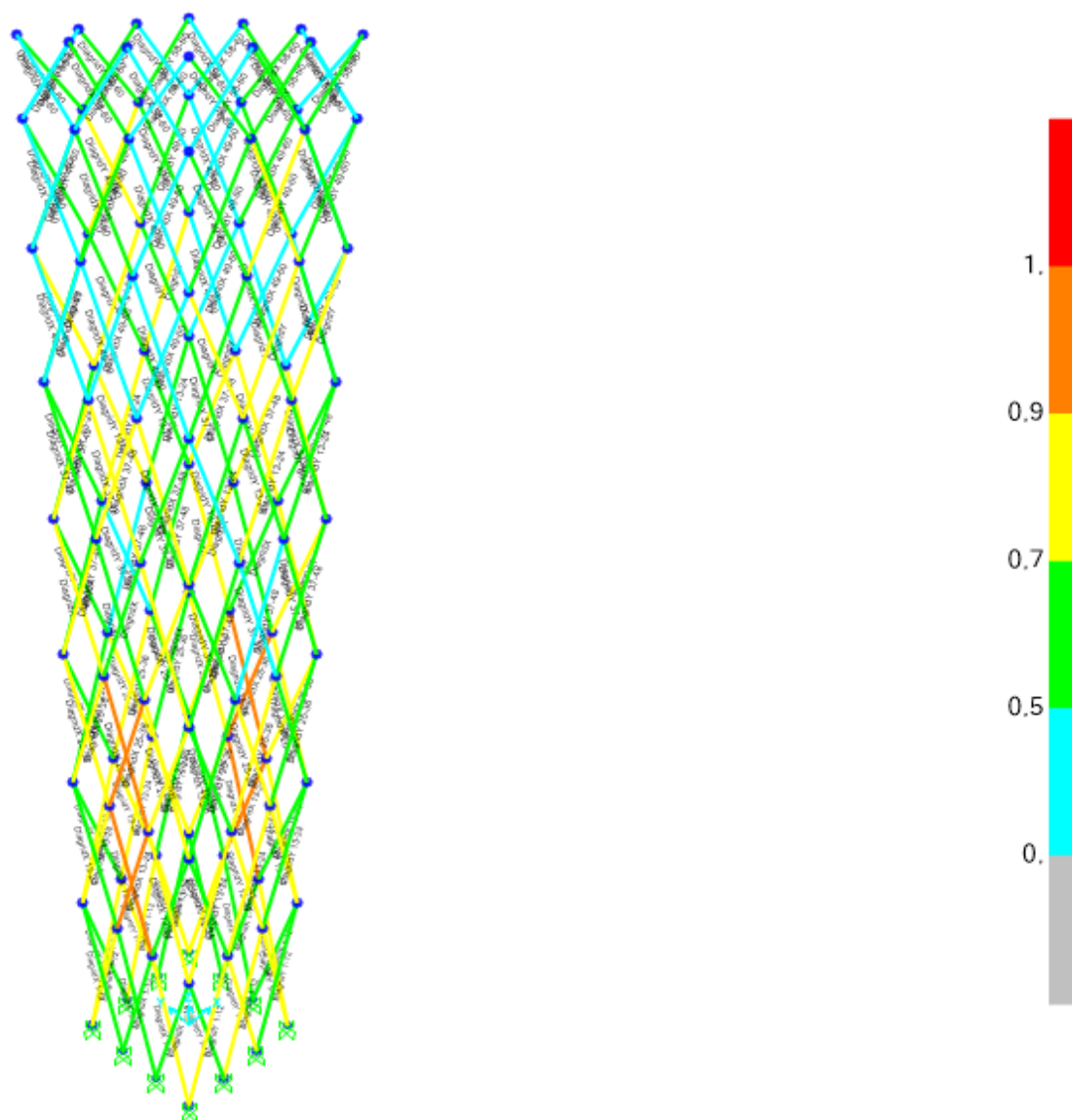
Πίνακας 12.22: Τιμές τέμνουσών βάσης και ροπών ανατροπής

Δράσεις	Τέμνουσα βάσης (KN)		Ροπή Ανατροπής (KNm)		
	κατά X	κατά Y	κατά X	κατά Y	κατά Z
RSPECX	188328,27	5125,11	839998,81	28276342,31	11941,56
RSPECY	5125,11	187629,09	28171283,93	839988,92	17839,29
WIND0	1128,50	33972,88	-4076678,50	254784,10	-39220,2
WIND90	-33884,50	-1128,50	253290,48	-4066135,30	-39135,2

Από τον πίνακα, μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι τόσο οι τέμνουσες βάσης όσο και οι ροπές ανατροπής (overturning moments) που αναπτύσσονται είναι αρκετά μεγάλες, αλλά φυσικά αυτές διαχέονται σε όλα τα υποστυλώματα και όχι μεμονωμένα. Οι μέγιστες τιμές παρατηρούνται στις σεισμικές δράσεις και άρα από εκεί πάλι μπορούμε να συμπεράνουμε ότι κρίσιμος αποδείχθηκε ο σεισμός. Αντίθετα, οι τέμνουσες βάσης λόγω του φορτίου του ανέμου είναι αρκετά μικρότερες και έτσι καταλήγουμε στο ίδιο αποτέλεσμα, ότι δηλαδή αυτό το δομικό σύστημα είναι εξαιρετικό έναντι αυτού. Όσον αφορά τις ροπές ανατροπής, αυτές που επιβάλλονται στην κατασκευή είναι τεράστιες, κάτι που αποδεικνύεται και από τις προκύπτουσες μετακινήσεις και από το γεγονός ότι οι διατομές που απαιτήθηκαν στη βάση ήταν πολύ μεγαλύτερες από αυτές στους υπόλοιπους ορόφους. Επιπλέον, ό,τι έχει να κάνει με τις στρόφες, δηλαδή η τέμνουσα βάσης κατά z και η ροπή ανατροπής κατά z (ροπή στρέψης), οι πρώτες είναι μηδενικές, ενώ οι δεύτερες είναι πολύ μικρότερες σε σύγκριση με τις υπόλοιπες ροπές, αλλά όχι μηδενικές. Οι τιμές των ροπών στρέψης στη βάση εξαρτώνται κατά κύριο λόγο από το πού έχουμε θεωρήσει το σύστημα αξόνων και το οποίο συνήθως τοποθετείται κάτω αριστερά στη γωνία με αποτέλεσμα να αναμένουμε μεγάλες ροπές. Πάντως, από τον πίνακα 12.22, διαπιστώνουμε ότι ο άνεμος παρά το γεγονός ότι προκαλεί τις μικρότερες μετακινήσεις, το ακριβώς αντίθετο συμβαίνει με τις στρεπτικές ροπές και μάλιστα αυτές είναι αρκετά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες των σεισμικών δράσεων που προέκυψαν από τη δυναμική φασματική ανάλυση.

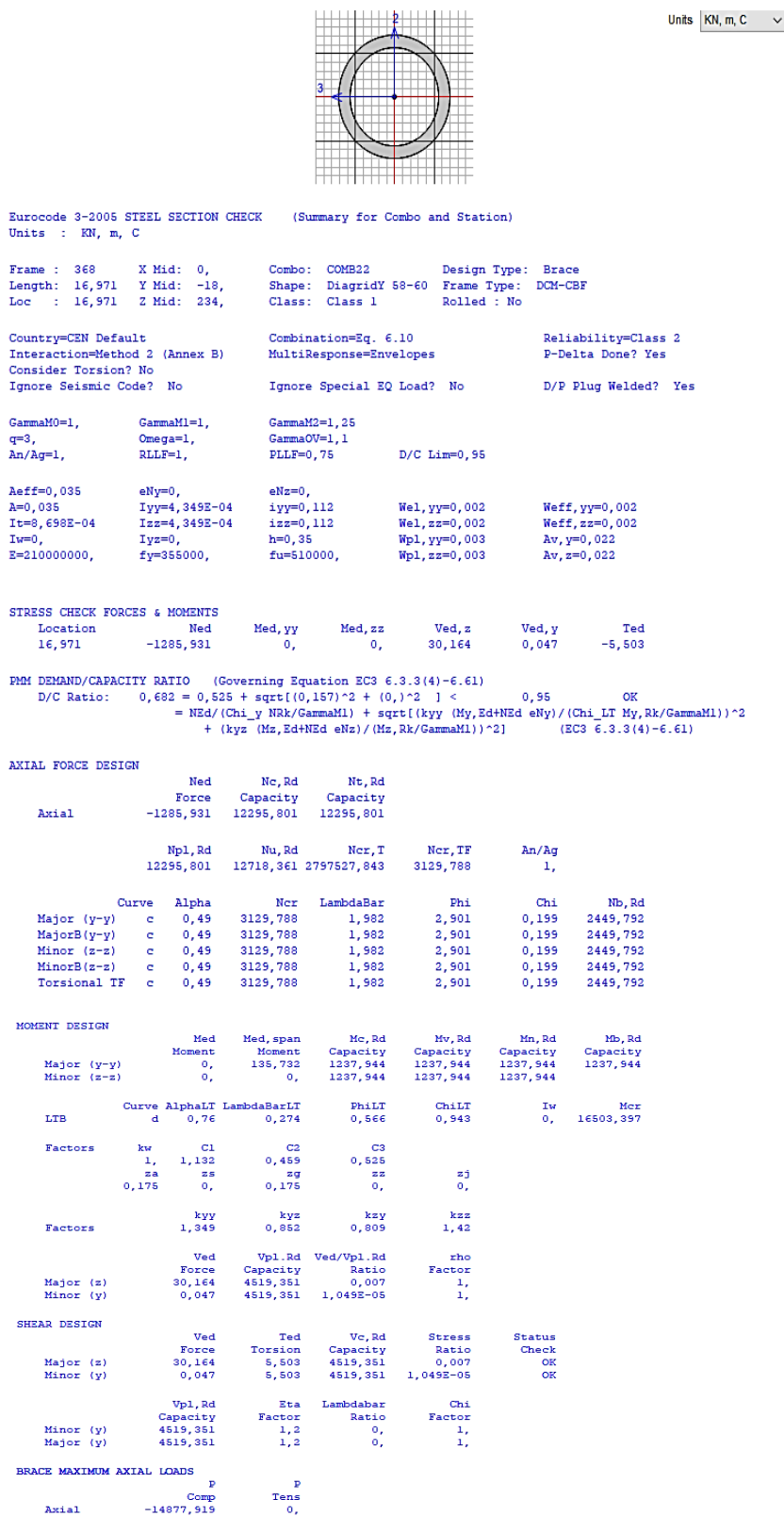
12.14.5 Διαστασιολόγηση και ποσοστά αξιοποίησης

Η διαστασιολόγηση των επιμέρους δομικών στοιχείων πραγματοποιήθηκε μέσω μίας επαναληπτικής διαδικασίας με σκοπό να καταλήξουμε στις πιο κατάλληλες διατομές τόσο από άποψη απόδοσης ώστε να υπάρχει η απαιτούμενη στατική επάρκεια και η δομική συμπεριφορά, όσο και για να μην προκύψει οποιασδήποτε μορφής αστοχία. Η διαδικασία αυτή έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 (Steel Frame Design). Ο μεγάλος αριθμός συνδυασμών φόρτισης αποφασίστηκε για να έχουμε μία πιο ρεαλιστική προσέγγιση για τη συμπεριφορά της κατασκευής. Στις εικόνες που ακολουθούν, παρουσιάζονται τα ποσοστά αξιοποίησης (ή εκμετάλλευσης, δράση / αντοχή) με βάση τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση με χρήση του στατικού προγράμματος SAP2000.

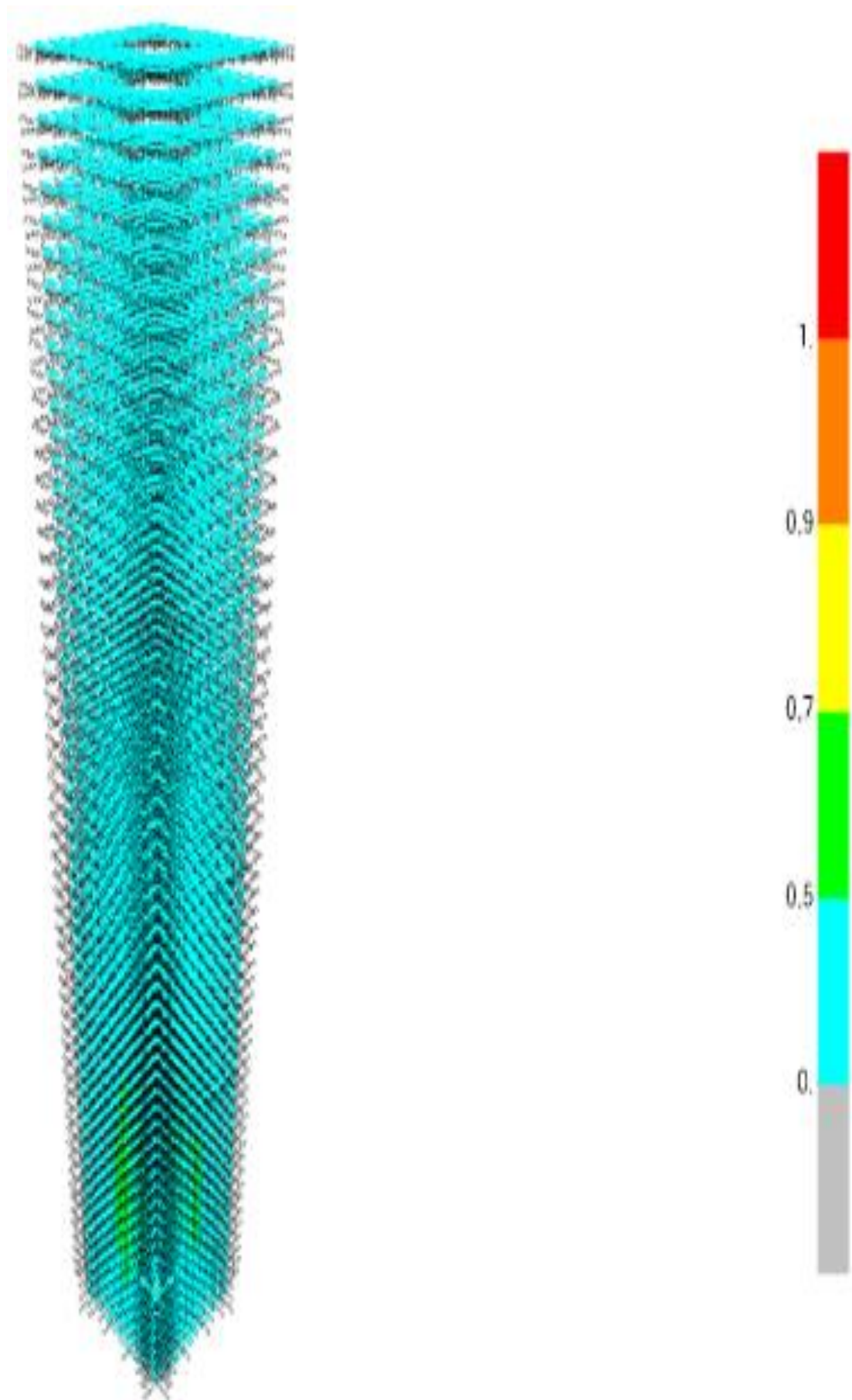


Εικόνα 12.64: Ποσοστά αξιοποίησης διαγωνίων πλεγμάτων

Για την περίπτωση των διαγωνίων πλεγμάτων επιλέγεται μία διατομή με ποσοστό αξιοποίησης 0.682. Τα συγκεκριμένα δομικά μέλη εκτείνονται από τον 58° έως τον 60° όροφο.

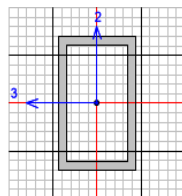


Εικόνα 12.65: Ανάλυση διατομής διαγωνίου πλέγματος



Εικόνα 12.66: Ποσοστά αξιοποίησης κυρίων και δευτερευουσών δοκών

Για τις εσωτερικές δοκούς (κύριες και δευτερεύουσες) επιλέγεται μία διατομή που διαθέτει ποσοστό αξιοποίησης 0.531 και εδράζεται στον 15^ο όροφο.



Units KN, m, C

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 4942 X Mid: 16,5 Combo: COMB24 Design Type: Beam
Length: 3, Y Mid: -15, Shape: Inter Beams Frame Type: DCM-CBF
Loc : 0, Z Mid: 84, Class: Class 1 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? Yes
Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? No

GammaM0=1, GammaM1=1, GammaM2=1,25
q=3, Omega=1, GammaOV=1,1
An/Ag=1, RLLF=1, PLLF=0,75 D/C Lim=0,95

Aeff=0,12 eNy=0, eNz=0, Wel,yy=0,025 Weff,yy=0,025
A=0,12 Iyy=0,01 iyy=0,287 Wel,zz=0,018 Weff,zz=0,018
It=0,009 Izz=0,005 izz=0,196 Wpl,yy=0,031 Av,y=0,05
Iw=0, Iyz=0, h=0,8 Wpl,zz=0,022 Av,z=0,084
E=210000000, fy=440000, fu=550000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,	-4,628	7245,787	-64,253	2730,259	-51,906	399,097

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y))
D/C Ratio: 0,531 = 0,531 < 0,95 OK
= (My,Ed/Mn,y,Rd) (EC3 6.2.9.1(6y))

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			An/Ag		
Axial	Force	Capacity	Capacity			1,		
	-3,601	52800,	47520,					
		Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF			
		52800,	47520,	6344910,477	1059337,539			
		Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0,49	2279878,617	0,152	0,5	1,	52800,	
MajorB (y-y)	c	0,49	2279878,617	0,152	0,5	1,	52800,	
Minor (z-z)	c	0,49	1059337,539	0,223	0,531	0,988	52174,693	
MinorB (z-z)	c	0,49	1059337,539	0,223	0,531	0,988	52174,693	
Torsional TF	c	0,49	1059337,539	0,223	0,531	0,988	52174,693	

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
Major (y-y)	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	7245,787	7245,787	13640,	13640,	13640,	13640,	
Minor (z-z)	-64,253	-64,253	9680,	9680,	9680,	9680,	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	d	0,76	0,085	0,46	1,	0,1888120,353	
	Factors	kw	C1	C2	C3		
	1,	2,095	0,	0,969			
	za	zs	sg	zz	zj		
	0,4	0,	0,4	0,	0,		
	Factors	kyy	kyz	kzy	kzz		
	0,542	0,24	0,325	0,4			
		Ved	Vpl,Rd	Ved/Vpl,Rd	rho		
		Force	Capacity	Ratio	Factor		
Major (z)		2730,259	21338,856	0,128	1,		
Minor (y)		51,906	12701,7	0,004	1,		

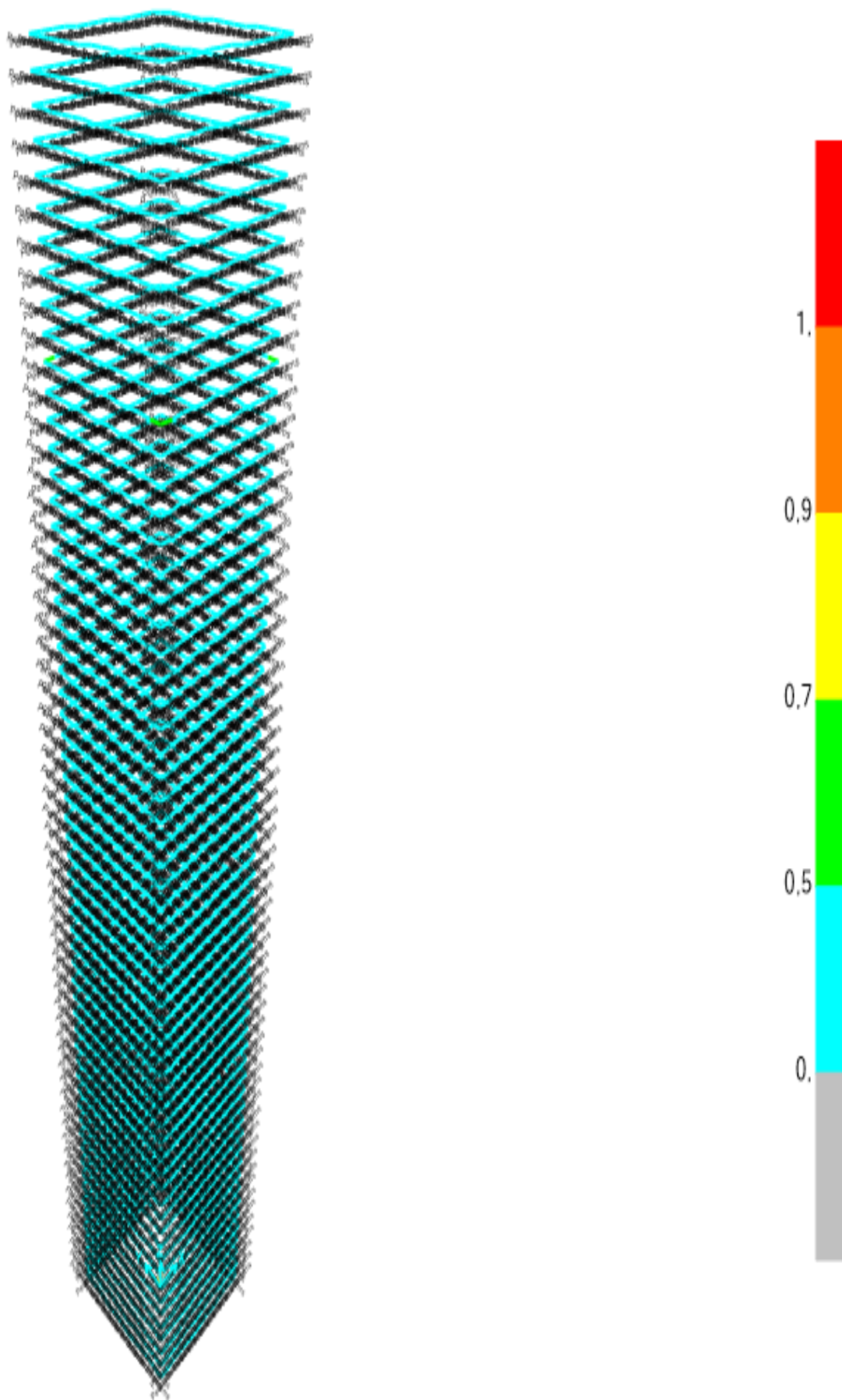
SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status	
Major (z)	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check	
Major (z)	2730,259	399,097	21338,856	0,128	OK	
Minor (y)	51,906	399,097	12701,7	0,004	OK	
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBar	Chi		
	Capacity	Factor	Ratio	Factor		
Minor (y)	21338,856	1,2	0,222	1,2		
Major (y)	12701,7	1,2	0,	1,		

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

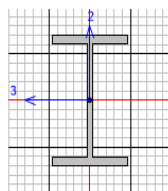
	VMajor	VMajor
Major (V2)	Left	Right
Major (V2)	2730,259	2794,938

Εικόνα 12.67: Ανάλυση διατομής κύριας δοκού



Εικόνα 12.68: Ποσοστά αξιοποίησης περιμετρικών δοκών

Για τις περιμετρικές δοκούς, επιλέχθηκε μία διατομή με ποσοστό αξιοποίησης 0.522 που είναι τοποθετημένη στον 5^ο όροφο.



Units | KN, m, C

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 3835 X Mid: 7,5 Combo: COMB22 Design Type: Beam
Length: 3, Y Mid: -18, Shape: Perim Beams Frame Type: DCM-CBF
Loc : 2, Z Mid: 24, Class: Class 1 Rolled: No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? Yes
Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? No

GammaM0=1, GammaM1=1, GammaM2=1,25
q=3, Omega=1, GammaOV=1,1
An/Ag=1, RLLF=1, PLLF=0,75 D/C Lin=0,95

Aeff=0,048 eNy=0, eNz=0,
A=0,048 Iyy=0,003 Iyy=0,245 We1,yy=0,01 Weff,yy=0,01
It=2,050E-05 Izz=4,278E-04 Izz=0,095 We1,zz=0,002 Weff,zz=0,002
Iw=3,354E-05 Iyz=0, h=0,6 Wp1,yy=0,011 Av,y=0,032
E=210000000, fy=355000, fu=510000, Wp1,zz=0,003 Av,z=0,019

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2,	357,548	-162,412	-0,022	-911,408	-0,342	0,011

PMR DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,522 = 0, + 0,521 + 0, < 0,95 OK
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Med Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
Axial	398,525	16898,	16898,	16898,	17478,72	135616,295	135616,295	1,

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,34	4581,166	1,921	2,637	0,225	3802,893
MajorB (y-y)	b	0,34	4581,166	1,921	2,637	0,225	3802,893
Minor (z-z)	c	0,49	98526,835	0,414	0,638	0,89	15036,19
MinorB (z-z)	c	0,49	98526,835	0,414	0,638	0,89	15036,19
Torsional TF	c	0,49	135616,295	0,353	0,6	0,922	15578,59

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	-162,412	-2004,727	3900,74	3900,74	3900,74	3845,624
Minor (z-z)	-0,022	-0,702	1177,535	1177,535	1177,535	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Ncr
LTB	c	0,49	0,228	0,533	0,986	3,354E-05	75199,927

	kw	Cl	C2	C3	zj
Factors	1,	2,474	0,	0,966	0,
	sa	zs	sg	sz	
	0,3	0,	0,3	0,	

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0,451	0,251	1,	0,418

	Ved Force	Vp1,Rd Capacity	Ved/Vp1,Rd Ratio	rho Factor
Major (z)	911,408	3836,837	0,238	1,
Minor (y)	0,342	6558,696	5,215E-05	1,

SHEAR DESIGN

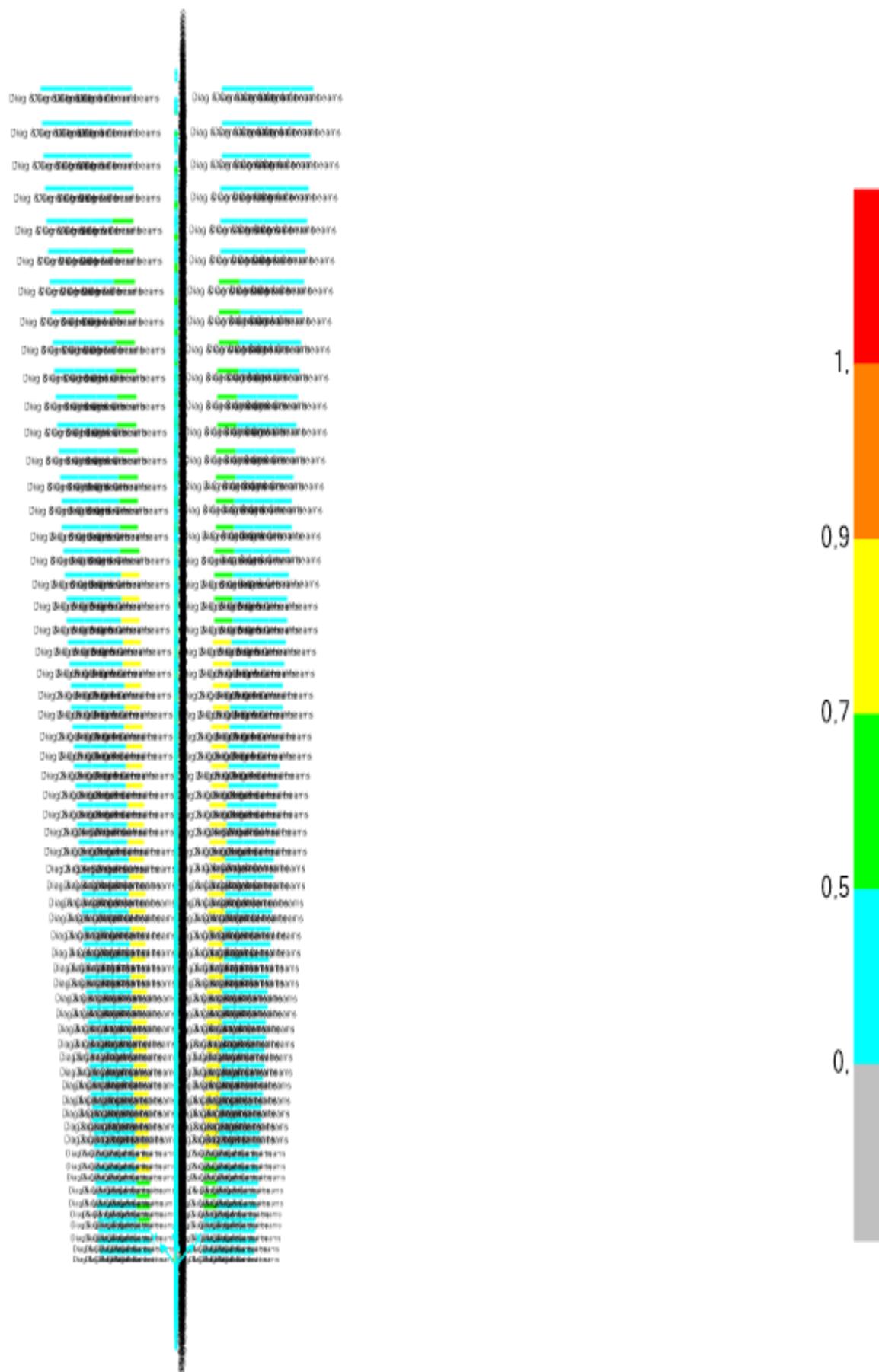
	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	911,408	0,011	3836,837	0,238	OK
Minor (y)	0,342	0,011	6558,696	5,215E-05	OK

	Vp1,Rd Capacity	Eta Factor	Lambdabar	Chi Factor
Minor (y)	3836,837	1,2	0,247	1,2
Major (y)	6558,696	1,2	0,	1,

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

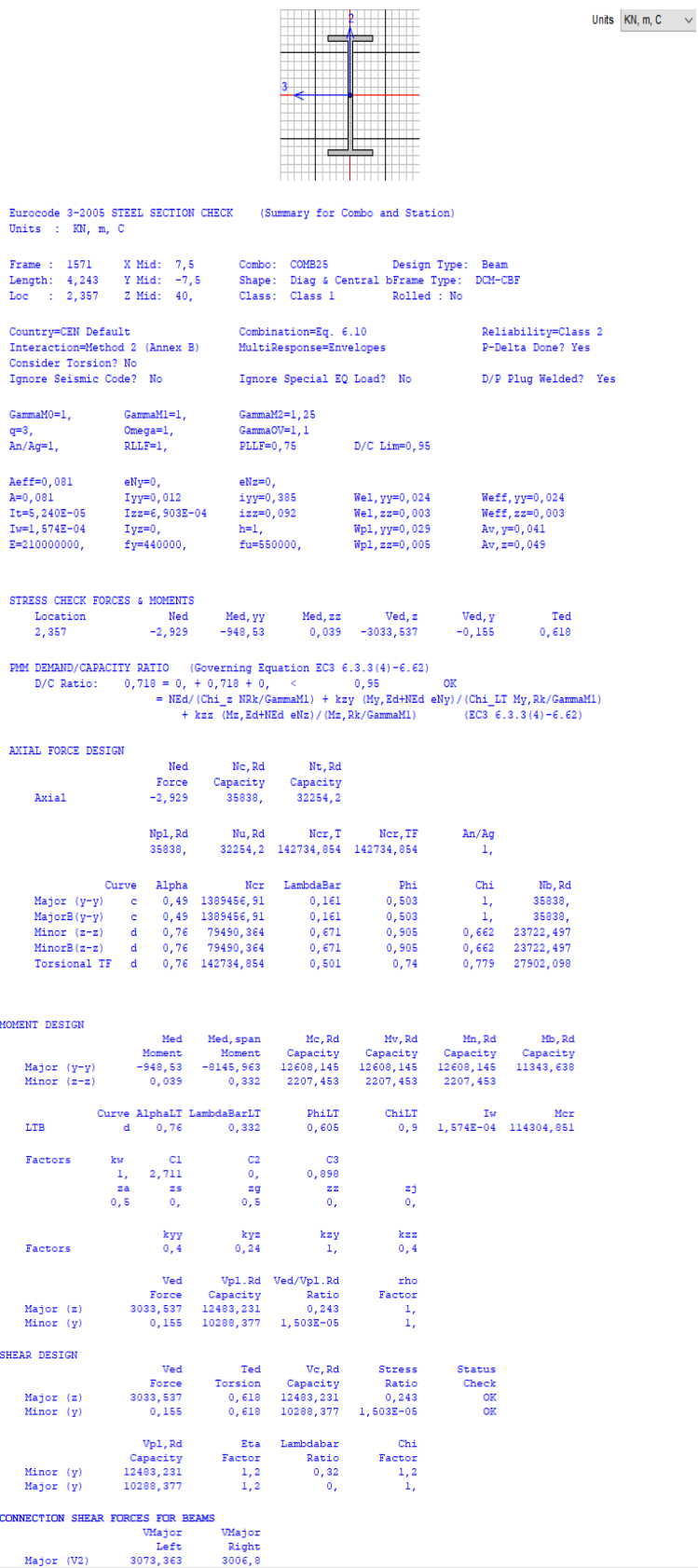
	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	929,739	903,03

Εικόνα 12.69: Ανάλυση διατομής περιμετρικής δοκού

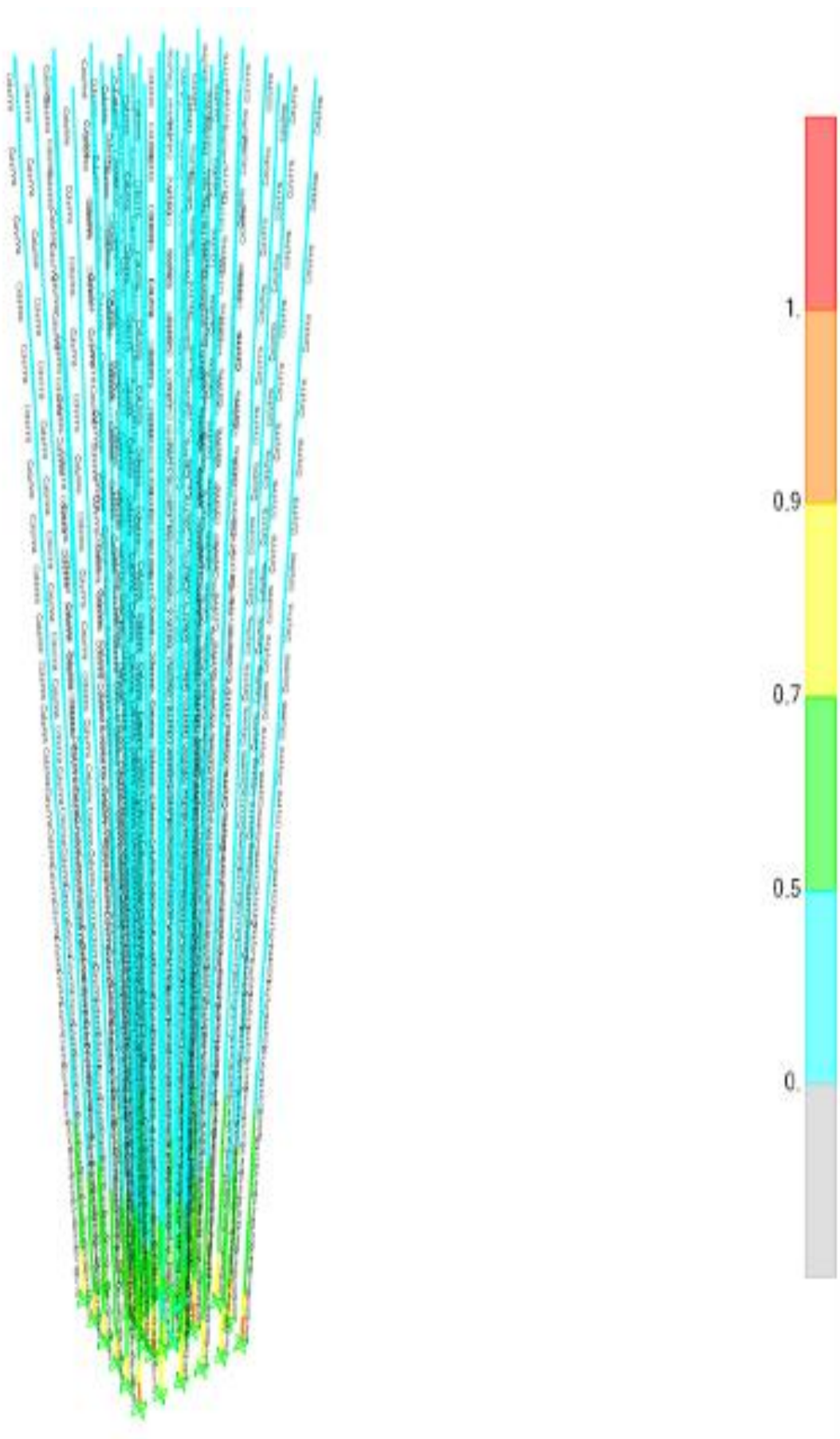


Εικόνα 12.70: Ποσοστά αξιοποίησης διαγωνίων οριζόντιων δοκών

Για τις διαγώνιες δοκούς του κτηρίου επιλέχθηκε μία διατομή με ποσοστό αξιοποίησης της τάξης του 0.718 και η οποία εδράζεται στον 10° όροφο.

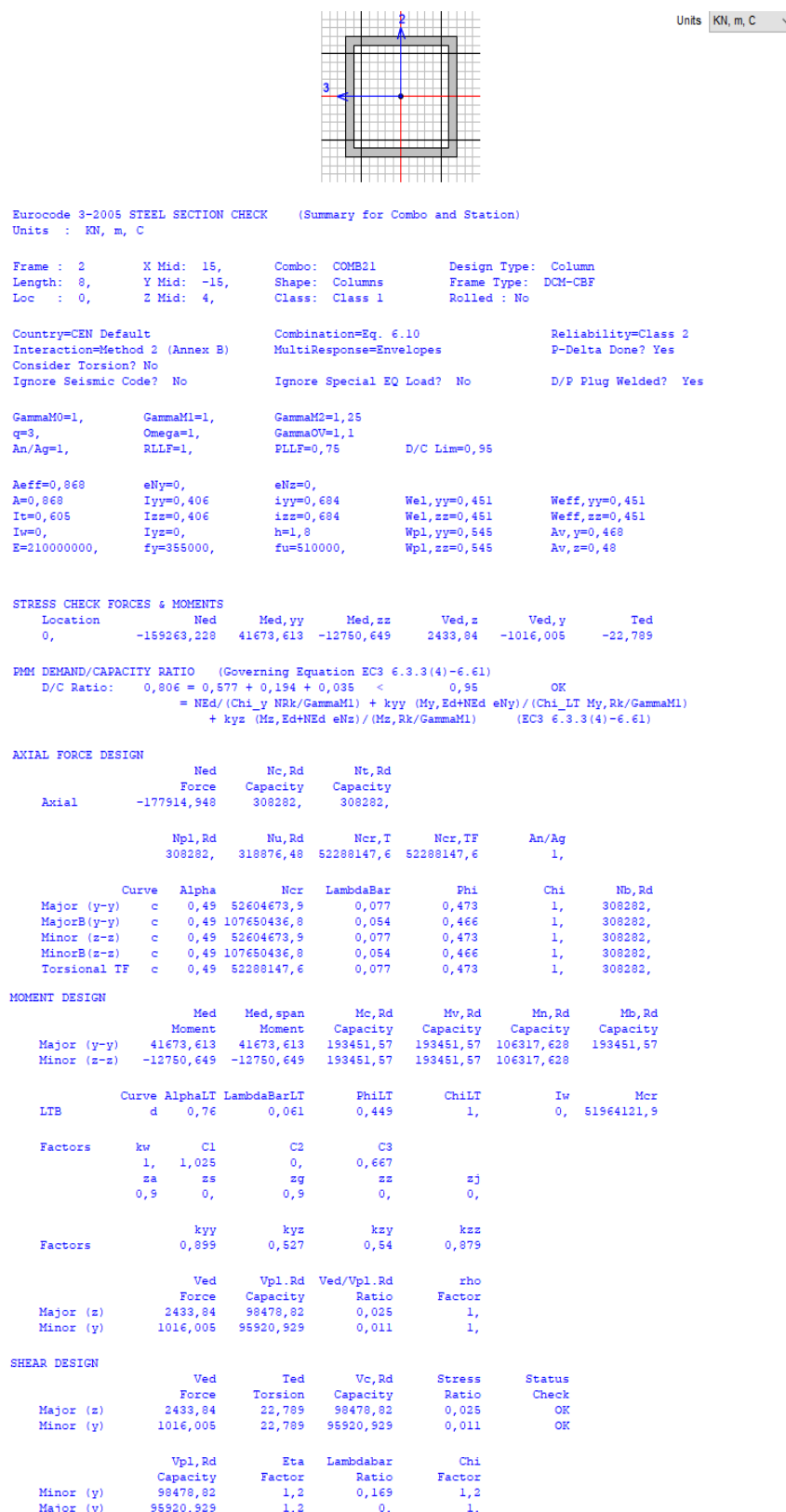


Εικόνα 12.71: Ανάλυση διατομής διαγώνιας οριζόντιας δοκού



Εικόνα 12.72: Ποσοστά αξιοποίησης υποστλωμάτων

Τέλος, για τα υποστυλώματα επιλέχθηκε μία διατομή με ποσοστό αξιοποίησης 0.806. Το συγκεκριμένο κατακόρυφο δομικό στοιχείο εκτείνεται από τη βάση της κατασκευής έως και τον 2^ο όροφο.



Εικόνα 12.73: Ανάλυση διατομής υποστυλώματος

Πίνακας 12.23: Τελικές διατομές δοκών και υποστυλωμάτων

Όνομασία	Διατομή	t_3 (m)	$t_2 = t_{2b}$ (m)	$t_f = t_{fb}$ (m)	t_w (m)	Δομικό υλικό
Perim Beams	I	0.60	0.40	0.040	0.030	S355
Diag. & Central Beams	I	1.00	0.55	0.055	0.050	S450
Inter. Beams	Box/Tube	0.80	0.70	0.050	0.050	S450
Columns	Box/Tube	2.20	2.20	0.130	0.130	S355

Πίνακας 12.24: Τελικές διατομές διαγωνίων πλεγμάτων κατά τη διεύθυνση X

Όνομασία	Διατομή	t_3 (m)	t_w (m)	Δομικό υλικό
DiagridX 1-12	Pipe	0.75	0.060	S355
DiagridX 13-22	Pipe	0.80	0.055	S355
DiagridX 23-31	Pipe	1.10	0.055	S450
DiagridX 32-39	Pipe	0.50	0.030	S355
DiagridX 40-46	Pipe	0.80	0.040	S355
DiagridX 47-52	Pipe	0.45	0.035	S355
DiagridX 53-57	Pipe	0.45	0.035	S355
DiagridX 58-60	Pipe	0.35	0.030	S355

Πίνακας 12.25: Τελικές διατομές διαγωνίων πλεγμάτων κατά τη διεύθυνση Y

Όνομασία	Διατομή	t_3 (m)	t_w (m)	Δομικό υλικό
DiagridY 1-12	Pipe	0.80	0.060	S355
DiagridY 13-22	Pipe	0.80	0.055	S355
DiagridY 23-31	Pipe	1.20	0.050	S450
DiagridY 32-39	Pipe	0.65	0.040	S355
DiagridY 40-46	Pipe	0.80	0.055	S355
DiagridY 47-52	Pipe	0.45	0.040	S355
DiagridY 53-57	Pipe	0.45	0.040	S355
DiagridY 58-60	Pipe	0.35	0.035	S355

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα, μπορούμε να διαπιστώσουμε ότι σε κάποια γραμμικά μέλη της κατασκευής απαιτούνται κάπως μεγάλες διατομές. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το συγκεκριμένο δομικό σύστημα δε διαθέτει καλή συμπεριφορά έναντι των σεισμικών φαινομένων, με αποτέλεσμα να κριθούν κρίσιμοι οι περισσότεροι από τους σεισμικούς συνδυασμούς και επομένως να πρέπει να επιλεγούν μεγαλύτερες διατομές προκειμένου να μην υπάρξει οποιασδήποτε μορφής αστοχία. Το πρόβλημα αυτό παρατηρήθηκε ιδίως στις κύριες, δευτερεύουσες και διαγώνιες δοκούς καθώς και σε έναν μικρό αριθμό διαγωνίων πλεγμάτων. Αυτό θα έχει ως αντίκτυπο να αυξηθεί τόσο το συνολικό ίδιο βάρος της κατασκευής, όσο και το κόστος και αυτό γιατί πέρα από τις μεγάλες διατομές, χρησιμοποιήθηκε και δομικός χάλυβας ποιότητας S450 σε

ένα μεγαλύτερο αριθμό γραμμικών στοιχείων. Τελικά, ξεπεράστηκαν τα προβλήματα που προέκυψαν και πλέον ο φορέας μας διαθέτει την απαιτούμενη στατική επάρκεια.

Πάντως, πρέπει να αναφερθεί το γεγονός ότι χρησιμοποιήθηκε για όλα τα γραμμικά μέλη η ίδια διατομή καθ' όλο το ύψος του κτηρίου και για αυτό το λόγο δεν είχαμε τα επιθυμητά αποτελέσματα από άποψη κόστους. Για να ήμασταν απόλυτα ακριβείς, θα έπρεπε οι διατομές να αλλάζουν ανά ορισμένο αριθμό ορόφων, όπως δηλαδή έγινε στην περίπτωση των διαγωνίων πλεγμάτων, ώστε να βελτιωθούν τα ποσοστά αξιοποίησης και άρα να πληρούνται τα οικονομικά κριτήρια. Βέβαια, δε θα πρέπει να ξεχνάμε ότι έχει χρησιμοποιηθεί και ένας πυρήνας και ο οποίος έχει καταλυτικό ρόλο στα ποσοστά εκμετάλλευσης, κάτι που μπορούμε να διαπιστώσουμε από τα ποσοστά αυτά των περιμετρικών δοκών σε αντιστοιχία με τις διατομές που έχουν χρησιμοποιηθεί για αυτές. Ωστόσο, εκτός του ότι ο σκοπός της εργασίας δεν αφορούσε στο να εκτιμηθεί το τελικό κόστος της κατασκευής, αποτελεί και μία υπερβολικά χρονοβόρα διαδικασία.

12.14.6 Συνολικό βάρος κατασκευής

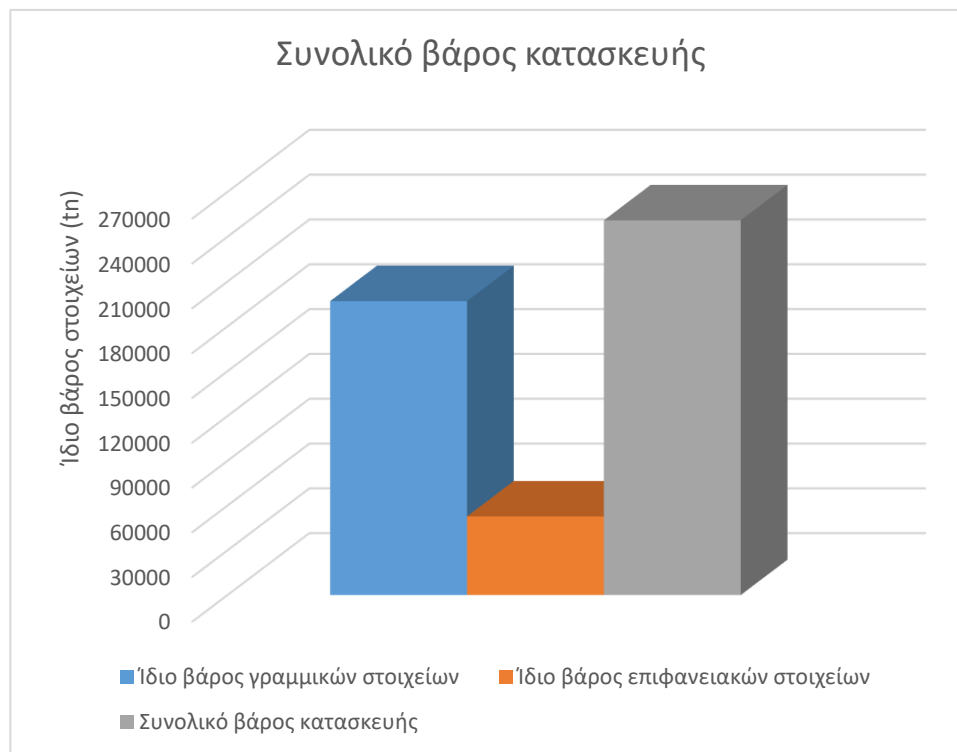
Το τελευταίο στάδιο της ανάλυσης αποτελεί η εύρεση του συνολικού βάρους της κατασκευής. Αυτό μπορεί να υπολογισθεί μέσω μίας αυτοματοποιημένης διαδικασίας που παρέχει το πρόγραμμα και μάλιστα με έναν πολύ αναλυτικό τρόπο, όπου μας δίνει το ίδιο βάρος για το κάθε γραμμικό και επιφανειακό στοιχείο. Για να επιτευχθεί αυτή η διαδικασία, θα πρέπει η κάθε διατομή που έχουμε δημιουργήσει να ομαδοποιηθεί (group). Έπειτα από αυτό, έχουμε τη δυνατότητα να γνωρίζουμε το ίδιο βάρος του κάθε στοιχείου και συνεπώς το συνολικό ίδιο βάρος της κατασκευής. Οπότε, με βάση τα αποτελέσματα που εξήχθησαν από το SAP2000, δημιουργείται σε υπολογιστικό φύλλο ένα γράφημα τόσο για το συνολικό ίδιο βάρος των γραμμικών και επιφανειακών στοιχείων, όσο και για ολόκληρη την κατασκευή. Προτού όμως πραγματοποιηθεί η συγκεκριμένη διαδικασία, θα καταγραφούν σε έναν πίνακα τα ίδια βάρη για το κάθε στοιχείο του φορέα ώστε να διαπιστώσουμε ποια είναι αυτά που διαθέτουν μεγάλο ίδιο βάρος και ποια είναι τα πιο ελαφρά. Κάτι που πρέπει να αναφερθεί αφορά στο ότι οι κεντρικές δοκοί αφαιρέθηκαν με σκοπό να τοποθετηθεί ο πυρήνας και συνεπώς δε θα ληφθούν υπόψη στην εύρεση του συνολικού ίδιου βάρους της κατασκευής.

Πίνακας 12.26: Ίδιο βάρος του κάθε στοιχείου της κατασκευής

Γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία	Ίδιο βάρος (tn)
Columns	158307,57
Diag. Beams	3443,71
Inter. Beams	24931,01
Perim. Beams	5198,86
DiagridX 1-12	596,54
DiagridX 13-22	498,34
DiagridX 23-31	580,20
DiagridX 32-39	140,34
DiagridX 40-46	269,70
DiagridX 47-52	239,56
DiagridX 53-57	239,56
DiagridX 58-60	47,45
DiagridY 1-12	639,77
DiagridY 13-22	861,86
DiagridY 23-31	635,45
DiagridY 32-39	242,85
DiagridY 40-46	861,86
DiagridY 47-52	113,51
DiagridY 53-57	98,66
DiagridY 58-60	47,45
Slab	29256,67
Shear Wall (Core)	23477,57
ΣΥΝΟΛΟ	250979,91 tn

Από τον παραπάνω πίνακα μπορούμε να διαπιστώσουμε ότι από τα γραμμικά στοιχεία, αυτά που αυξάνουν κατά πολύ το βάρος της κατασκευής είναι τα υποστυλώματα διότι, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, χρησιμοποιήθηκε ένας μεγάλος αριθμός ώστε να προκύψουν οι απαιτούμενες από τους κανονισμούς μετακινήσεις, οι κύριες καθώς και οι δευτερεύουσες δοκοί, ενώ και τα δύο επιφανειακά στοιχεία (πλάκες, πυρήνας) διαθέτουν και αυτά μεγάλο ίδιο βάρος. Αντίθετα, τα διαγώνια πλέγματα και οι δοκοί, με εξαίρεση τις εσωτερικές (κύριες και τις δευτερεύουσες), είναι τα πιο ελαφρά δομικά στοιχεία. Βέβαια, πρέπει να αναφερθεί ότι οι εσωτερικές δοκοί αποτελούνται από ένα τεράστιο πλήθος στοιχείων και αυτό έχει ως απόρροια να έχουν μεγάλο ίδιο βάρος. Ο λόγος αυτός, ότι δηλαδή τα γραμμικά στοιχεία είναι πολύ περισσότερα σε αριθμό από τα επιφανειακά, είναι η αιτία της μεγάλης διαφοράς ως προς το ίδιο βάρος μεταξύ

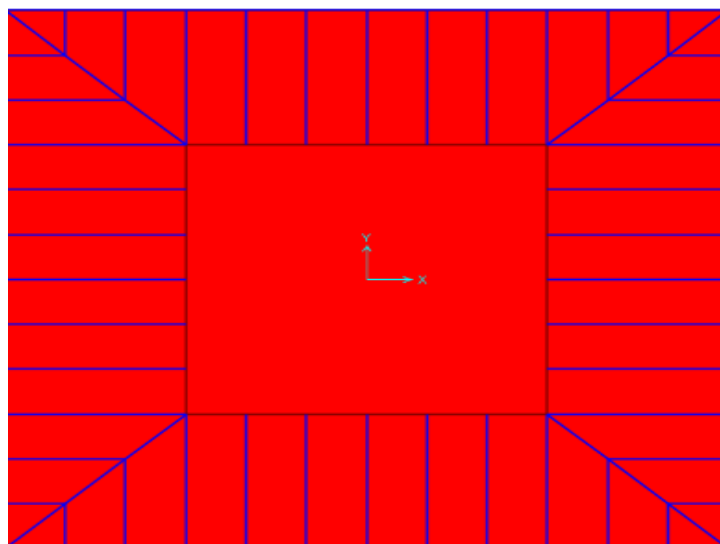
αυτών των δομικών στοιχείων. Στο παρακάτω γράφημα απεικονίζονται αυτά που μόλις αναφέραμε.



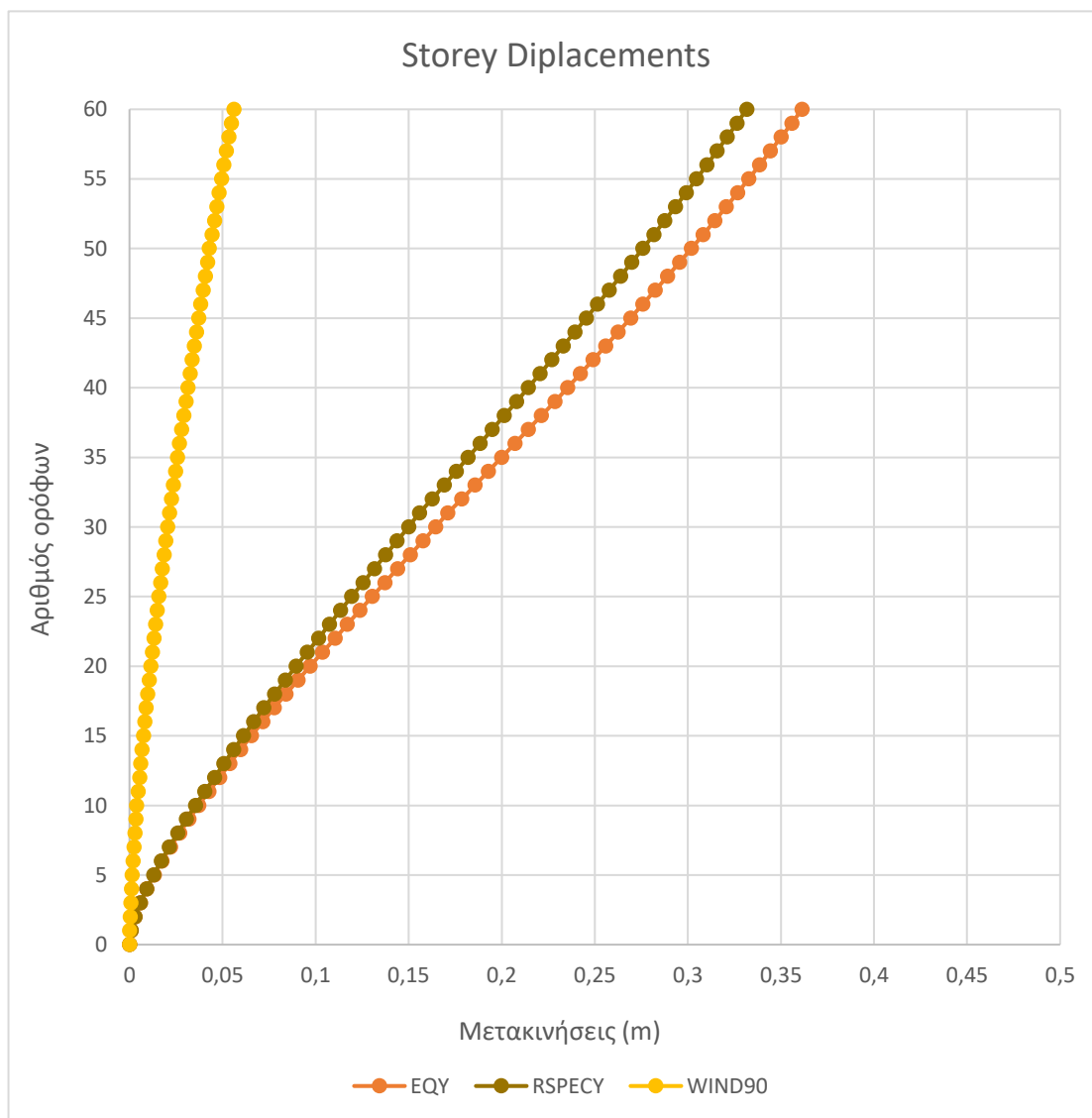
Εικόνα 12.74: Γράφημα ιδίων βαρών κατασκευής

12.14.7 Αλλαγή διαστάσεων πυρήνα

Ο υπάρχων πυρήνας της κατασκευής αφαιρείται και αντικαθίσταται από έναν άλλο ίδιου πάχους διαστάσεων 18 x 18 m. Ο λόγος που γίνεται αυτή η αλλαγή είναι για να συγκρίνουμε την διαφορά ως προς τη δομική απόδοση της κατασκευής όταν διαθέτουν έναν πυρήνα 12 x 12 m² και έναν 18x18 m² καθώς και για να αφαιρεθεί ένας σημαντικός αριθμός υποστυλωμάτων ώστε να δημιουργούνται οι επιθυμητοί μεγάλοι ελεύθεροι χώροι που είναι εφικτό να πραγματοποιήσει το σύστημα με διαγώνια πλέγματα. Έτσι, στην παρακάτω εικόνα θα παρουσιαστεί η νέα κάτοψη της κατασκευής, ενώ μέσω υπολογιστικού φύλλου (τύπου Excel) θα δημιουργηθεί το διάγραμμα μετακινήσεων έτσι ώστε να ελέγξουμε τη συμπεριφορά του πυρήνα καθώς και φυσικά να διεξαχθούν χρήσιμα συμπεράσματα όσον αφορά τις διαφορές που παρατηρούνται μεταξύ των δύο προαναφερθέντων επιφανειακών στοιχείων.

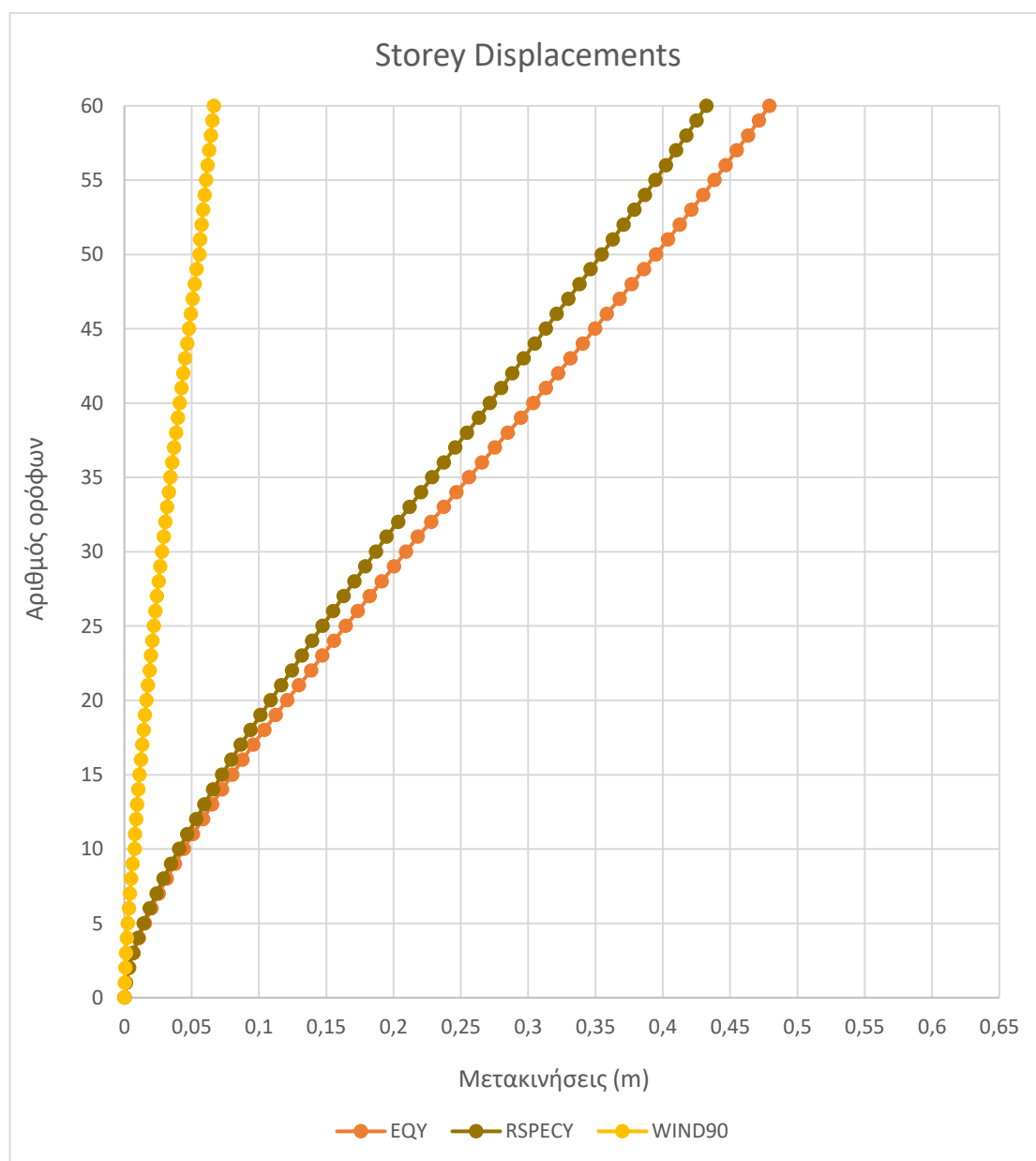


Εικόνα 12.75: Νέα κάτοψη κατασκευής



Εικόνα 12.76: Μετακινήσεις οροφής λόγω των δράσεων EQY, RSPECY και WIND90

Από το διάγραμμα μπορούμε να διαπιστώσουμε το πόσο εξαιρετικά λειτούργησε ο νέος πυρήνας. Πιο συγκεκριμένα, οι μέγιστες μετακινήσεις που προκαλούνται λόγω των σεισμικών δράσεων είναι 0.36 m και 0.33 m αντίστοιχα, ενώ για τον άνεμο 0.055 m. Αυτό σημαίνει ότι σε σύγκριση με το 2^ο μοντέλο με πυρήνα 12 m x 12 m, οι μετακινήσεις που αναπτύχθηκαν στην κατασκευή μειώθηκαν κατά περίπου 12 cm όσον αφορά τις σεισμικές δράσεις. Βέβαια, ο πρώτος πυρήνας αφαιρέθηκε με σκοπό να μειωθεί ο μεγάλος αριθμός υποστυλωμάτων που έχουν τοποθετηθεί στο εσωτερικό της κατασκευής και λόγω του ότι έχουμε ένα περιθώριο της τάξης των 12 cm για να μην υπερβούμε το όριο των 0.48 m, ο αριθμός των υποστυλωμάτων θα ελαττωθεί μέχρι οσόντου οι μετακινήσεις να τείνουν στο $H / 500$.



Εικόνα 12.77: Μετακινήσεις οροφής μετά από την αφαίρεση των υποστυλωμάτων

Πλέον, η κατασκευή διαθέτει τις απαιτούμενες μεγάλες επιφάνειες που είναι εφικτό να πραγματοποιηθούν στο υπό εξέταση δομικό σύστημα, ενώ αποτελεί και απαραίτητη προϋπόθεση για τη λειτουργία γραφείων. Για να γίνουμε λίγο πιο συγκεκριμένοι, στο φορέα με πυρήνα 12 m x 12 m χρησιμοποιήθηκαν 80 υποστυλώματα που εκτείνονται ανά 2 ορόφους προκειμένου να είμαστε εντός των καθορισμένων ορίων όσον αφορά τη μέγιστη μετακίνηση, ενώ στον πυρήνα 18 m x 18 m τοποθετήθηκαν μόλις 28 και τα οποία έχουν μία απόσταση μεταξύ τους που κυμαίνεται από 6 έως 15 μέτρα! Τέλος, κάτι εξίσου σημαντικό αφορά το ίδιο βάρος της κατασκευής, καθώς με την αφαίρεση ενός πολύ μεγάλου αριθμού υποστυλωμάτων, αυτό μειώθηκε κατά περίπου 82000 tn, ενώ το ίδιο βάρος των κατακόρυφων στοιχείων κατά 102000 tn! Βέβαια, παρατηρείται μεγάλη αύξηση στο ίδιο βάρος του πυρήνα, λόγω του ότι αυτός πλέον έχει διαστάσεις 18 x 18 m², κατά περίπου 27000 tn. Τέλος, επειδή το κτήριο στεγάζει γραφεία, σημαίνει ότι πρέπει να υπάρχει ένας περιορισμός ως προς τη μέγιστη επιτάχυνση για συχνές ανεμοθύελλές με περίοδο επαναφοράς μέχρι τα 10 έτη. Η μέγιστη αυτή επιτάχυνση για τη συγκεκριμένη περίπτωση δε θα πρέπει να υπερβεί τις τιμές που κυμαίνονται από 20 – 25 milli – g, δηλαδή 0,196 – 0,245 m/s², κάτι που ισχύει για το δικό μας φορέα λόγω του ότι αυτή είναι πολύ μικρή και η οποία τείνει στο μηδέν.

Κεφάλαιο 13: Συμπεράσματα

Η παρούσα διπλωματική εργασία είχε ως σκοπό στο να πραγματοποιηθεί μία πλήρης μελέτη όσον αφορά τα υψηλά κτήρια και ιδίως αυτά που είναι κατασκευασμένα από χάλυβα. Όσον αφορά αυτά που αναφέρθηκαν στα πρώτα 11 κεφάλαια, μπορούμε να καταλάβουμε το πόσο ιδιαίτερες είναι οι πολυώροφες κατασκευές ως προς μελετή καθώς και το γεγονός ότι απαιτείται ιδιαίτερη κριτική ικανότητα από το δομοστατικό μηχανικό. Επίσης, είναι πολύ εύκολο να διαπιστώσουμε τις διαφορές που υπάρχουν μεταξύ των πολυώροφων κτηρίων με αυτά που διαθέτουν ένα χαμηλό ύψος. Για να γίνουμε πιο σαφείς, από τα υπάρχοντα δομικά συστήματα, τα συστήματα δαπέδου, τα συστήματα απόσβεσης, τα συστήματα κατακόρυφης μεταφοράς (ανελκυστήρες), τους τύπους θεμελίωσης και τις μεθόδους πυροπροστασίας έως τα φορτία που διέπουν σε τέτοιου είδους κατασκευές και ο τρόπος αντιμετώπισης αυτών, οι διαφορές αυτές είναι τεράστιες. Επίσης, η δυνατότητα για μικτή χρήση υπηρεσιών, ο πυρήνας που στεγάζει κλιμακοστάσια, ανελκυστήρες, μηχανοστάσια κ.λπ., η ύπαρξη μηχανικών ορόφων, ο σχεδιασμός έναντι του ανέμου και του σεισμού μέσω της αεροδυναμικής σήραγγας ή της υπολογιστικής ρευστοδυναμικής και της μεθόδου PBSD αντίστοιχα, αποτελούν ιδιαίτερες διεργασίες και αφορούν αποκλειστικά τα υψηλά κτήρια.

Φυσικά, όπως είδαμε στο 12^ο κεφάλαιο, οι διαφορές αυτές μεταξύ των πολυώροφων και χαμηλών κατασκευών σχετίζεται και στον τομέα του δομοστατικού σχεδιασμού και της ανάλυσης. Στο υπό μελέτη κτήριο ύψους 240 m, ο σχεδιασμός, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορά τις μεταλλικές κατασκευές. Η συγκεκριμένη μελέτη, πρόκειται για μία υπερβολικά χρονοβόρα διαδικασία λόγω του μεγάλου όγκου δεδομένων καθώς και το γεγονός ότι παρουσιάστηκαν πολλές δυσκολίες κατά την ανάλυση και απαιτήθηκε ιδιαίτερη κριτική ικανότητα μέχρι ωσότου να κατάφερουμε να τις ξεπράσουμε. Ακόμη, το δομικό σύστημα του διαγωνίου πλέγματος (χρήση δικτυωτών συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα που διαθέτουν μεγάλο μήκος), κρίθηκε μη λειτουργικό και αποδοτικό όσον αφορά τις σεισμικές δράσεις κα για το λόγο αυτό έπρεπε να δημιουργηθούν πολλά μοντέλα ώστε να καταλήξουμε στο ποιο είναι πιο δομικά αποδοτικό, αλλά ταυτόχρονα να ικανοποιούνται και οι κύριες αρχιτεκτονικές προδιαγραφές, ιδίως από τη στιγμή που λειτουργεί ως κτήριο γραφείων. Πάντως, λόγω του ότι χρησιμοποιήθηκε ένας μεγάλος αριθμός συνδυασμών φόρτισης για μία πιο ρεαλιστική προσέγγιση, αλλά και το ότι παρουσιάστηκε πολλές φορές στατική ανεπάρκεια στις διατομές των δομικών μελών

του κτηρίου, ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση έγιναν μέσω μίας επαναληπτικής διαδικασίας προκειμένου να επιλεγούν οι καταλληλότερες διατομές τόσο από άποψη απόδοσης, όσο και κόστους και φυσικά θα πρέπει να βρίσκονται εντός κάποιων ορίων, δηλαδή να μπορούν να κατασκευασθούν και στην πράξη.

Ιδιαίτερη μνεία πρέπει να γίνει στα διαγώνια πλέγματα, καθώς αυτά τοποθετήθηκαν με τρεις διαφορετικούς τρόπους, ενώ στο 1^ο μοντέλο επιλέχθηκε και ένας ιδιαίτερος σχεδιασμός μορφής ρόμβου. Ότι έχει να κάνει με το προαναφερθέν μοντέλο, τα διαγώνια πλέγματα εκτείνονταν ανά 6 ορόφους στα άκρα και 12 στο κέντρο της κάθε όψης, ενώ επιλέχθηκε η ομοιόμορφη γωνία ως τρόπος διάταξης αυτών των πλεγμάτων. Τελικά, αποδείχθηκε αδύνατη η ανέγερση ενός τέτοιου κτηρίου χωρίς να λειτουργεί ως δυαδικό σύστημα. Για το λόγο αυτό, κατασκευάθηκε ένας πυρήνας από διατμητικά τοιχώματα πάχους 500 mm προκειμένου να αναλάβει τις σεισμικές δράσεις. Όμως, τα αποτελέσματα δεν ήταν τα επιθυμητά γιατί οι μετακινήσεις ξεπέρασαν την τιμή H/500, αλλά από την άλλη αυτή η δομική συμπεριφορά ήταν αναμενόμενη λόγω του ότι δεν ελήφθησαν υπόψη οι προδιαγραφές για τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διαγωνίων πλεγμάτων. Έτσι, στο 4^ο μοντέλο έγινε η ακριβώς αντίστροφη διαδικασία έτσι ώστε ο φορέας να λειτουργεί κατάλληλα, όπως και έγινε. Στο 2^ο μοντέλο, που τελικά ήταν και αυτό με το οποίο πραγματοποιήθηκε η τελική μελέτη, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της μεταβαλλόμενης γωνίας πραγματοποιώντας μία κλιμακωτή μείωση κατά το σχεδιασμό των διαγωνίων πλεγμάτων στις όψεις από κάτω προς τα πάνω. Οι αλλαγές αυτές στη γωνία έγιναν με ομαλό τρόπο, με εξαίρεση τους τελευταίους ορόφους όπου και έγινε πιο απότομη. Τα τελικά αποτελέσματα ήταν τα επιθυμητά, καθώς οι μετακινήσεις δεν ξεπερνούσαν την τιμή των 0.48 m. Δημιουργήθηκε και ένα 3^ο μοντέλο με την ίδια λογική (μεταβαλλόμενη γωνία), ωστόσο αυτή τη φορά πραγματοποιήθηκε κλιμακωτή αύξηση από κάτω προς τα πάνω, όπου στους ορόφους 13-22, στη γωνία, διαπιστώθηκε μία απότομη αλλαγή σε αυτή, ενώ στους υπόλοιπους ορόφους, τα διαγώνια πλέγματα σχεδιάστηκαν με μία γωνία που μειωνόταν με σταδιακό τρόπο. Τα αποτελέσματα που ελήφθησαν από το πρόγραμμα αποδείχθηκαν αποδεκτά λόγω των μετακινήσεων που αναπτύχθηκαν στο συγκριμένο μοντέλο, καθώς αυτές δεν ήταν άνω των 0.48 m.

Επίσης, μία παρατήρηση που πρέπει να αναφερθεί αφορά στο γεγονός ότι όλα τα μοντέλα, με εξαίρεση το 1^ο, είχαν μικρότερη πλευρική ακαμψία κατά τη διεύθυνση Y και συνεπώς παρουσιάστηκαν μεγαλύτερες μετακινήσεις σε αυτή τη διεύθυνση παρά

το γεγονός ότι ο φορέας διαθέτει τις ίδιες διαστάσεις κατά X και Y. Βέβαια, οι τιμές αυτές είναι πολύ κοντά μεταξύ τους.

Πάντως, όσον αφορά το φορτίου του ανέμου που στον εν λόγω φορέα δε δημιουργείται απολύτως κανένα δομικό πρόβλημα, έχει να κάνει και με το ότι αναλαμβάνονται και κατά ένα ποσοστό από το δεύτερο δομικό σύστημα, δηλαδή από τον πυρήνα και έτσι μειώνονται ακόμη περαιτέρω. Επίσης, δε θα πρέπει να ξεχνάμε ότι αυτό το σύστημα χρησιμοποιείται για να αντιμετωπίσει τις ανεμοπιέσεις σε μη σεισμογενείς περιοχές, ενώ δε χρησιμοποιείται κάποιος πυρήνας ή και αν γίνει αυτό, θα είναι για να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία και όχι τα πλευρικά. Επιπρόσθετα, θα πρέπει να αναφερθεί ότι στη χώρα μας δεν αναπτύσσονται σίφωνες ή για να είμαστε πιο ακριβείς η συχνότητα εμφάνισης αυτών είναι πολύ μικρή σε σύγκριση με τις Η.Π.Α. Εκεί, δημιουργούνται ακραία φαινόμενα, με απόρροια οι ανεμοπιέσεις να είναι πολύ πιο ισχυρές και συνεπώς να προκαλούνται πολύ μεγαλύτερες μετακινήσεις (στους κανονισμούς αναγράφεται μία βασική ταχύτητα ανέμου που φθάνει ακόμη και τα 50 m/s!).

Όσον αφορά το 2^ο μοντέλο, έγινε και ένα έλεγχος που αφορούε το πλάτος αυτών των διαγωνίων στοιχείων και εν τέλει αποδείχθηκε ότι δεν αποτελεί κρίσιμο παράγοντα σχετικά με τη δομική συμπεριφορά των συγκεκριμένων μελών. Επιπλέον, λόγω του η κατασκευή διέθετε έναν μεγάλο αριθμό υποστυλωμάτων που οδηγούσε στο να μη δημιουργούνται οι επιθυμητοί μεγάλοι ελεύθεροι χώροι, αλλά και στην αύξηση του συνολικού βάρους αυτής, αποφασίστηκε να δοθεί μία λύση σε αυτό το ζήτημα. Έτσι, σχεδιάστηκε μία νέα κάτοψη, όπου αυτή τη φορά τοποθετήθηκε ένας πυρήνας 18 x 18 m² ώστε να αντιμετωπισθούν τα προαναφερθέντα προβλήματα. Τα αποτελέσματα ήταν εντυπωσιακά τόσο από άποψη δομικής απόδοσης, όσο και το γεγονός ότι υπήρχε πλέον η δυνατότητα να πληρούνται οι αρχιτεκτονικές προδιαγραφές του δομικού αυτού συστήματος. Τέλος, από τη στιγμή που ο φορέας στεγάζει γραφεία, είναι απαραίτητο η μέγιστη επιτάχυνση να μην ξεπερνάει τα όρια 20 – 25 milli – g, όπως και έγινε.

Συνεπώς, λόγω του ότι ο κύριος στόχος της εργασίας αφορούσε στο να μπορέσουμε να κάνουμε το σύστημα με διαγώνια πλέγματα δομικά αποδοτικό σε μία σεισμογενή περιοχή όπως είναι η Ελλάδα, από τα αποτελέσματα μπορούμε να πούμε ότι φυσικά υπάρχει αυτή η δυνατότητα, απλά οι δυσκολίες είναι τεράστιες και θα πρέπει να επιλεγούν έμπειροι δομοστατικοί μηχανικοί ώστε να αναλάβουν την ανέγερση αυτής της κατασκευής.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Abdelbasset, Y. M., Sayed-Ahmed, E. Y., & Mourad, S. A. (2014). High-Rise Buildings with Transfer Floors: Drift Calculations.
- [2] Abdlebasst, Y. M., Sayed-Ahmed, E. Y., & Mourad, S. A. (2016). High-Rise Buildings With Transfer Floors: Construction Stages Analysis.
- [3] Advanced Design of Reinforced Concrete Structures, CE 764 (2014). Design of Tall RC Buildings: Core Supported Structures and Outrigger Braced Systems.
- [4] Ahmed, I. M., & Tsavdaridis, K. D. (2018). The Evolution of Composite Flooring Systems: Applications, Testing, Modelling and Eurocode Design Approaches.
- [5] Ahmed, I. M., Tsavdaridis, K. D., & Neysari, F. (2017). A New Breed of Sustainable Ultra-lightweight and Ultra-Shallow Steel–Concrete Composite Flooring System: Life Cycle Assessment (LCA) of Materials.
- [6] Alam, N., Maraveas, C., Tsavdaridis, K. D., & Nadjai, A. (2020). Performance of Ultra Shallow Floor Beams (USFB) exposed to standard and natural fires.
- [7] Alawi, M. B. (2019). *Eco-ways for generating and reducing the energy loss in skyscrapers*: Εκδόσεις Lambert Academic Publishing, Λαζ Βέγκας
- [8] Ali, M. M., & Moon, K. S. (2018). Advances in Structural Systems for Tall Buildings: Emerging Developments for Contemporary Urban Giants.
- [9] Al-Thabthabee, H. A., & Al-Kannoon, M. A. A. (2018). Improving Behavior of Castellated Beam by Adding Spacer Plat and Steel Rings.
- [10] Al-Thabthabee, H. W. (2017). Experimental Study of Effect Of Hexagonals Holes Dimensions on Ultimate Strength of Castellated Steel Beam.
- [11] Angelucci, G., & Mollaioli, F. (2018). Voronoi-Like Grid Systems for Tall Buildings.
- [12] Ascher, K. (2013). *The Heights: Anatomy of a Skyscraper*: Εκδόσεις Penguin Books, Λονδίνο.
- [13] Baker, William F.; Pawlikowski, James J.; Young, Bradley S.; SOM. (2009). The Challenges in Designing the World's Tallest Structure: The Burj Dubai Tower.
- [14] Bessason, B., & Snaebjörnsson, J. T. (2008). Vortex Shedding Induced Vibrations of a Light Mast.
- [15] Boake, T. M. (2014). *Diagrid Structures: Systems, Connections, Details*: Εκδόσεις Birkhäuser, Βασιλεία.

- [16] Chow, C. L., & Chow, W. K. (2009). Fire Safety Aspects of Refuge Floors in Supertall Buildings With Computational Fluid Dynamics.
- [17] Cook, J. A. (2006). Structural Steel Framing Options for Mid- and High Rise Buildings.
- [18] Crimi, T. (2018). The Leap-frog Effect: Protecting tall buildings from exterior fire spread.
- [19] Derkwoski, W., & Surma, M. (2015). Complex Stress State in Prestressed Hollow Core Slabs.
- [20] Dhadve, P., Rao, A., Rupanvar, A., Deokate, K., Nemade, P. D., & Admile, P. R. (2015). Assessment of P-Delta Effect on High Rise Buildings.
- [21] EL-Tawab, A. A. A. (2018). Comparing the structural system of some contemporary high rise building form. Graduate Researcher, Fayoum University, Faculty of Engineering.
- [22] EN 1991-1-4 (2005) + A1: 2010 (English): Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions, Annex E: Vortex Shedding and aeroelastic instabilities. The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.
- [23] Etemad, A. H., & Tiwary, A. K. (2019). *Comparison of Tubular, Outrigger and Bracing System For Stabilization of High-Rise Buildings*: Εκδόσεις Independently published, Λας Βέγκας.
- [24] Fareed, A. A. (2010). *The mutual relationship between structural systems and architectural concepts for tall buildings*. Διπλωματική Εργασία, Ain Shams University, Faculty of Engineering.
- [25] Fu, F. (2018). *Design and Analysis of Tall and Complex Structures* (1st edition): Εκδόσεις Butterworth-Heinemann, Οξφόρδη.
- [26] Fu, F. (2021). *Fire Safety Design For Tall Buildings*: Εκδόσεις CRC Press, Μπόκα Ράτον
- [27] Golesorkhi, R., Joseph, L., Klemencic, R., Shook, D., & Viise, J. (2017). *Performance-Based Seismic Design for Tall Buildings*. Η.Π.Α.: Εκδόσεις Council on Tall Buildings and Urban Habitat.
- [28] Gordan, M., Izadifar, M., Haddadiasl, A., Javanmardi, A., Abadi, R., & Mohammadhosseini, H. (2013). Interaction of Across-Wind and Along-Wind with Tall Buildings Authors.
- [29] Gunawardena, T., Fernando, S., Priyan, M., Waduge, B., & Hettiarachchi, D. (2017). Wind Analysis and Design of Tall Buildings, the State of the Art.

- [30] Gupta, S. (2020). *Structural Systems for Skyscrapers*: Εκδόσεις Lambert Academic Publishing, Monee.
- [31] Hosny, A., Sayed-Ahmed, E. Y., Abdelrahman, A. A., & Alhlaby, N. A. (2006). Strengthening precast-prestressed hollow core slabs to resist negative moments using carbon fibre reinforced polymer strips: An experimental investigation and a critical review of Canadian Standards Association S806-02.
- [32] Hussain, R. R. (2010). *Structural Design of High Rise Buildings: Detailed Background, Evolution, Analysis and Design of High Rise Multi Storey Reinforced Concrete and Structural Steel Buildings*: Εκδόσεις VDM Verlag Dr. Müller, Σααρμπρόκεν.
- [33] Hussaini, E. M., & Nasier, E. S. (2020). *Comparing Seismic Performance Tall Building by Using of Bracing, Diagrid and Outrigger System*: Εκδόσεις Independently published, Monee.
- [34] Isaac, P. L., & Ipe, B. A. (2017). Comparative Study of Performance of High Rise Buildings with Diagrid, Hexagrid and Octagrid Systems under Dynamic Loading.
- [35] Jalil, W., & Kahachi, H. (2017). The Implementation of Nano-Biomimicry for Sustainability in Architecture.
- [36] Kinderis, T., Daukšys, M., & Mockienė, J. (2020). Research on the Efficiency of Composite Beam Application in Multi-Storey Buildings.
- [37] Kiriparan, B., Jayasinghe, J., & Dissanayake, U. I. (2021). Prediction of Across Wind Response of Tall Buildings: An Overview.
- [38] König, G., & Liphardt, S. (1984). *Beton Kalender 1984, Υψηλά Κτίρια*: Εκδόσεις M. Γκιούρδας, Αθήνα.
- [39] Lago, A., Trabucco, D., & Wood, A. (2018). *Damping Technologies for Tall Buildings: Theory, Design Guidance and Case Studies* (1st edition): Εκδόσεις Butterworth-Heinemann, Οξφόρδη.
- [40] Manzoor, Z., & Singh, E. (2019). *Analytical Study on Outrigger and Hexagrid System in High-Rise Buildings*: Εκδόσεις Amazon, Μεγάλη Βρετανία.
- [41] Martelli, L., Restuccia, L., & Ferro, G. A. (2020). The exoskeleton technology as a solution to seismic adjustment of existing buildings.
- [42] Mathews, M. R., George, J. M., & Issac, B. M. (2016). Performance of Hexagrid and Diagrid Structural Systems: A Review.

- [43] Mendis, P., Mohotti, D., & Ngo, T. (2014). *Wind Design of Tall Buildings, Problems, Mistakes and Solutions*.
- [44] Mendis, P., Ngo, T., Haritos, N., Hira, A., Samali, B., & Cheung, J. (2007). *Wind loading on tall buildings*.
- [45] Moon, K. S. (2019). *Conjoined Tower Structures for Mile-High Tall Buildings*.
- [46] Nariman, N. (2010). *Twisted High Rise Steel Structures In Diagrid System*: Εκδόσεις Lambert Academic Publishing, Λας Βέγκας.
- [47] Navaei, F. (2015). *An Overview of Sustainable Design Factors in High-Rise Buildings*.
- [48] Nejad, P., & Jongmin, K. (2011). *Beehive (Hexagrid), New Innovated Structural System for Tall Buildings*.
- [49] Poulos, H. G. (2017). *Tall Building Foundation Design* (1st edition): Εκδόσεις CRC Press, Μπόκα Ράτον.
- [50] Rajderkar, Tapas; Wood, Antony; ArcelorMittal. (2019). *High-rise buildings*.
- [51] Scaramozzino, D., Lacidogna, G., & Carpinteri, A. (2020). *New Trends Towards Enhanced Structural Efficiency and Aesthetic Potential in Tall Buildings: The case of Diagrids*.
- [52] Simiu, E., & Yeo, D. (2019). *Wind Effects on Structures: Modern Structural Design for Wind* (4th edition): Εκδόσεις Wiley-Blackwell, Χόμποκεν.
- [53] Taranath, B. S. (2011). *Tall Building Design: Steel, Concrete, and Composite Systems* (1st edition): Εκδόσεις CRC Press, Μπόκα Ράτον.
- [54] Taranath, B. S. (2016). *Structural Analysis and Design of Tall Buildings: Steel and Composite Construction* (1st edition): Εκδόσεις CRC Press, Μπόκα Ράτον.
- [55] Taranath, S. D., Mahantesh, N. B., & Patil, M. B. (2014). *Comparative Study of Pentagrid and Hexagrid Structural System for Tall Building*.
- [56] Yu, J. y., Song, K. d., & Cho, D. w. (2017). *Resolving Stack Effect Problems in a High-Rise Office Building by Mechanical Pressurization*.
- [57] Yüksel, İ. (2020). *An Overview on Tall Buildings from The Point of Structural Engineering*.
- [58] Αβαρικιώτη, Γ., & Μπαχλαβάς, Ε. (2014). *Δομοστατικός Σχεδιασμός Υψηλών Κτηρίων*. Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών.

- [59] Αναγνωστόπουλος, Β. Π., & Παπαδόπουλος, Β. Π. (2011). Επιφανειακές Θεμελιώσεις και θεμελιώσεις με Πασσάλους: Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.
- [60] Αναστασιάδης, Α. (2010). Design and behaviour of buckling restrained braces (Συμπεριφορά & Σχεδιασμός Κατακόρυφων Αντιλυγισμικών Συνδέσμων για την Παραλαβή Σεισμικών Φορτίων).
- [61] Βάγιας, Ι. Κ. (2018). Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- [62] Βάγιας, Ι. Κ., Ερμόπουλος, Ι. Χ., & Ιωαννίδης, Γ. Ι. (2013). *Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με Παραδείγματα Εφαρμογής*: Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- [63] Βανδώρος, Α. (2008). Αφιέρωμα στα ψηλά κτήρια.
- [64] Βανδώρος, Α. (2010). Αφιέρωμα στα ψηλά κτίρια VI.
- [65] Βανδώρος, Α. (2011). Παρουσίαση ερευνητικής εργασίας με θέμα τα ψηλά κτίρια (Α' Μέρος).
- [66] Γαντές, Χ. (2020). Σχδιασμός Κτιρίων από Χάλυβα Έναντι Φωτιάς.
- [67] Ζώσης, Γ. (2012). *Θεώρηση του Κύκλου Ζωής για την εκτίμηση των Περιβαλλοντικών Επιδόσεων στην περίπτωση Οικοδομικών Υλικών & Έργων*. Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Προγραμματισμού & Διαχείρισης Τεχνικών Έργων.
- [68] Καλπύρη, Μ., & Χαραμαρά, Α. (2013). Διατμητική Ενίσχυση με FRP. Σύγκριση ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ΕΚ8-3.
- [69] Κανονισμός 611Α, Παράρτημα IV. (2012).
- [70] Κανονισμός Πυροπροστασίας Κτιρίων. (2017).
- [71] Κίρτας, Ε., & Παναγόπουλος, Γ. (2015). Προσομοίωση Κατασκευών σε Πρόγραμμα Ηλεκτρονικού Υπολογιστή. Εφαρμογές με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000: Εκδόσεις Σύνδεσμος Ελληνικών Ακαδημαϊκών Βιβλιοθηκών, Αθήνα.
- [72] Κρυστάλλης, Α. (2019). *Επίδραση υδραυλικών αποσβεστήρων στη σεισμική συμπεριφορά κτιρίων με μη-συμμετρική κάτοψη*. Διπλωματική Εργασία, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών.
- [73] Μαλακάτας, Ν., & Τρέζος, Κ. (2011). EN 1990: Βάσεις Σχεδιασμού των Φερουσών Κατασκευών. EN 1991: Δράσεις επί των κατασκευών, ΙΕΚΕΜ-ΤΕΕ, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος.

- [74] Μάνιος, Γ. (2017). Σχεδιασμός Εμπορικού Κέντρου με Χαλύβδινο Σκελετό και Εναλλακτικές Θέσεις Συνδέσμων Δυσκαμψίας. Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών.
- [75] Μπομπότη, Ν. Μ. Σ. (2012). Σχεδιασμός πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας. Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών.
- [76] Πασβάντη, Ν. (2019). «Μοντελοποίηση κυψελοειδών δομών: Εισαγωγή στην ομογενοποίηση». Διπλωματική Εργασία, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Τμήμα Μηχανολόγων Μηχανικών.
- [77] Στεργίου, Μ. (2020). Μελέτη Κατασκευής Πολυόροφου Κτιρίου σε Διαφορετικές Σεισμικές Ζώνες, Διαστασιολόγηση αυτού Βάσει των Σύγχρονων Κανονισμών και Μελέτη Κόστους. Διπλωματική Εργασία, Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Σχολή Θετικών Επιστημών Σεισμική Μηχανική και Αντισεισμικές Κατασκευές.
- [78] Τζουβαδάκης, Ι., & Δούμα, Σ. (2008). Βασικά Τεχνικά Προβλήματα στον Σχεδιασμό Πολύ Υψηλών Κτηρίων.
- [79] Τρέζος, Κ. (2011). Επισκευές Κατασκευών 2011 (17ο Φοιτητικό Συνέδριο). Δράσεις σχεδιασμού σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες. Η μετάβαση από το παλαιούς κανονισμούς στους νέους.
- [80] Τριανταφύλλου, Α. Χ. (2016). Σύμμικτες Κατασκευές. Πάτρα: Εκδόσεις Γκότσης.
- [81] Τσιακανίκας, Ι. (2021). Σχεδιασμός μεταλλικού ψηλού κτιρίου. Διπλωματική Εργασία, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών.
- [82] Ψυχάρης, Ν. Ι. (2017). Επανατακτικότητα και η Εφαρμογή της σε Δομικά Έργα. Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών.

- [83] <https://ascelibrary.org/>
- [84] <https://www.semanticscholar.org/>
- [85] <https://www.sciencedirect.com/>
- [86] <https://www.mdpi.com/>
- [87] <https://slideplayer.com/>
- [88] <https://www.ctbuh.org/?redirect=true/>
- [89] <https://global.ctbuh.org/>
- [90] <https://www.ifsecglobal.com/>
- [91] <http://www.abuildersengineer.com/>
- [92] <https://civilsnap.wordpress.com/>
- [93] <https://civilengineerblog.com/>
- [94] <http://www.abuildersengineer.com/>
- [95] <https://www.firesafe.org.uk/>
- [96] <https://www.bbc.co.uk/>
- [97] <https://www.door-check.co.uk/>
- [98] <http://ae390g6diagrid.weebly.com/>
- [99] <https://www.thenextmiami.com/>
- [100] <https://www.constructioncanada.net/>
- [101] <https://www.constructionspecifier.com/>
- [102] <https://theconstructor.org/>
- [103] <https://constructionor.com/types-of-slabs/>
- [104] https://www.steelconstruction.info/The_Steel_Construction_Information_System
- [105] <https://structville.com/>
- [106] <https://www.northernarchitecture.us/>
- [107] www.chicagoarchitecture.org
- [108] <https://en.wikiarquitectura.com/>

- [109] <https://misfitsarchitecture.com/>
- [110] <https://www.archdaily.com/>
- [111] <https://www.e-architect.com/>
- [112] <http://architectuul.com/>
- [113] <https://mathworld.wolfram.com/>
- [114] <https://wiki.csiamerica.com/>
- [115] <http://www.sapub.org/journal/index.aspx>
- [116] <https://chicagology.com/>
- [117] <http://eeme.ntua.gr/>
- [118] <https://benthamopen.com/>
- [119] <https://visuall.net/>
- [120] <https://link.springer.com/>
- [121] <https://www.dezeen.com/>
- [122] <https://www.caddigest.com/>
- [123] <https://www.dreamstime.com/>
- [124] <https://www.freepik.com/>
- [125] <https://www.newjerseystage.com/>
- [126] <https://www.asmag.com/>
- [127] <https://www.askideas.com/>
- [128] <https://www.frontiersin.org/>
- [129] <https://fuje.journals.ekb.eg/>
- [130] <https://bengalsfan1220.wordpress.com/>
- [131] <https://gr.pinterest.com/>
- [132] https://en.wikipedia.org/wiki/Main_Page/
- [133] https://commons.wikimedia.org/wiki/Main_Page/
- [134] <https://sites.google.com/site/diagridstructure/>

- [135] <https://sites.google.com/site/diagridstructuralvarietyae390/>
- [136] <https://sites.google.com/site/amajorbuildingbankofchinatower>
- [137] <https://sites.google.com/site/q8406617/>
- [138] <http://www.marmorsgroup.com/>
- [139] <https://phildavidmorris.aminus3.com/>
- [140] <https://cte.ku.edu/>
- [141] <https://rfr.com/>
- [142] <https://www.titannewlifts.co.uk/>
- [143] <https://www.commerciallistings.cbre.co.uk/en-GB>
- [144] <https://www.trevispa.com/>
- [145] <https://www.archdaily.com/>
- [146] <https://unsplash.com/>
- [147] www.chicago.gov/
- [148] <https://www.re-thinkingthefuture.com/>
- [149] <https://en.phorio.com/>
- [150] <https://larsgehart.artstation.com/>
- [151] <https://interiordesign.net/>
- [152] <http://khan.princeton.edu/>
- [153] <https://www.aenetworks.tv/>
- [154] <http://tiromancino.blogspot.com/>
- [155] kssc.or.kr/
- [156] <https://thetowerinfo.com/>
- [157] <https://www.rli.uk.com/>
- [158] <https://www.civilengineeringforum.me/>
- [159] <https://www.structuremag.org/>
- [160] <https://www.britannica.com/>

- [161] <http://www.bracewrap.com/>
- [162] <https://dingmanphoto.com/>
- [163] <https://archinect.com/>
- [164] <https://www2.engineering.com/>
- [165] <http://faculty.arch.tamu.edu/>
- [166] <https://city.sigmalive.com/>
- [167] <https://aeworldmap.com/>
- [168] <https://www.iefimerida.gr/>
- [169] <https://banks.com.gr/>
- [170] <https://skyscrapers.fandom.com/>
- [171] <http://www.goldmantis.com/>
- [172] <https://archello.com/>
- [173] <http://article.sapub.org/>
- [174] <https://www.e-architect.com/>
- [175] <https://www.constructionweekonline.com/>
- [176] <http://911research.wtc7.net/>
- [177] <https://buildingtheskyline.org/>
- [178] <https://ascelibrary.org/>
- [179] <https://eprints.whiterose.ac.uk/>
- [180] <https://fetchcfd.tumblr.com/>
- [181] <https://onlinelibrary.wiley.com/>
- [182] <https://nyc-architecture.com/>
- [183] <https://www.vercalendario.info/>
- [184] <https://www.engineering.com/>
- [185] <https://nusdigitaldesignfabrication.wordpress.com/>
- [186] <http://skyscrapercenter.info/>

- [187] <http://www.newsteelconstruction.com/>
- [188] <https://www.the-bow.com/>
- [189] <https://www.engineere.com/>
- [190] <https://wanderwisdom.com/>
- [191] <https://www.jmhdezhdez.com/>
- [192] <https://fetchcfid.com/>
- [193] <https://www.ggde.gr/>
- [194] <https://www.spme.gr/biblio8hkh/shmeiwseis/>
- [195] <http://sate.gr/>
- [196] <https://repository.kallipos.gr/>
- [197] <https://www.martellopiling.com/>
- [198] <http://civil-engineering99.blogspot.com/>
- [199] <http://www.sturdystructural.com/transfer-structures.html>
- [200] <http://greekarchitect.gr/>
- [201] <http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/>
- [202] <https://www.researchgate.net/>
- [203] <http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~pmoze/esdep/master/wg14/11500.htm>
- [204] <https://www.quora.com/>
- [205] <https://www.csiamerica.com/>
- [206] <https://eprints.whiterose.ac.uk/140900/9/1-s2.0-S0143974X18307296-main.pdf>
- [207] <https://www.ijsr.net/archive/v5i7/NOV163547.pdf>
- [208] https://www.spolmik.org/wp-content/uploads/2020/12/Gantes-Presentation-Fire_Design.pdf
- [209] http://eclass.teipir.gr/openeclass/modules/document/file.php/CIV116/I.Διαφάνειες_Μαθήματος_Φέρουσα_Ικανότητα.pdf

[210]http://cons6817.weebly.com/uploads/4/2/6/3/42631959/case_study_2_the_petronas_towers,_kuala_lumpur.pdf

[211]https://dynamo.nd.edu/documents/pubs/tall_bldg/Thesis_2014_MSCE_Williams.pdf

[212] https://repository.kallipos.gr/bitstream/11419/6414/1/02_chapter_1.pdf

[213]https://constructalia.arcelormittal.com/files/5_6_1_Super%20Jumbo--4cbcc1f093125856c5b3bbc8e1c0cc3f.pdf

[214]<http://faculty.arch.tamu.edu/anichols/courses/applied-architectural-structures/projects-631/Files/JohnHancockCenter.pdf>

[215]http://portal.tee.gr/portal/page/portal/teetkm/DRASTHRIOTHITES/SEMINARIA/PALAIOTERA_SEMINARIA/SEMINARIO_GIA_EYROKWDIKES/Tab2/Eurocode1.pdf

[216] http://floga-fire.gr/img/cms/nomotheties/kanonismos_pyroprostasias_ktirion.pdf

[217]<https://global.ctbuh.org/resources/papers/download/3577-designing-high-performance-mep-systems-for-supertall-buildings-a-review-of-challenges-and-opportunities.pdf>

[218] <https://www.koreascience.or.kr/article/JAKO201708260281252.pdf>

[219]<http://xn--mxaanaanisiebb5bd3e3bj.gr/pdfs/%CF%83%CE%B7%CE%BC%CE%B5%CE%B9%CF%8E%CF%83%CE%B5%CE%B9%CF%82-%CF%83%CF%8D%CE%BD%CE%B8%CE%B5%CF%83%CE%B7-%CE%BF%CE%B9%CE%BA%CE%BF%CE%B4%CE%BF%CE%BC%CE%B9%CE%BA%CE%BF%CF%8D-%CF%85%CE%BB%CE%B9%CE%BA%CE%BF%CF%8D.pdf>

[220][http://www.moi.gov.cy/moi/moi.nsf/All/EFA3DC1FB0DA47F6C22585A10042E334/\\$file/\(1.3\)-%CE%9A%CE%94%CE%A0%20248-2017%20\[61%CE%99%CE%91-%CE%A0%CF%85%CF%81%CE%BF%CF%80%CF%81%CE%BF%CF%83%CF%84%CE%B1%CF%83%CE%AF%CE%B1\]-\(%CE%A0%CE%91%CE%A1%CE%91%CE%A1%CE%A4%CE%97%CE%9C%CE%91\).pdf](http://www.moi.gov.cy/moi/moi.nsf/All/EFA3DC1FB0DA47F6C22585A10042E334/$file/(1.3)-%CE%9A%CE%94%CE%A0%20248-2017%20[61%CE%99%CE%91-%CE%A0%CF%85%CF%81%CE%BF%CF%80%CF%81%CE%BF%CF%83%CF%84%CE%B1%CF%83%CE%AF%CE%B1]-(%CE%A0%CE%91%CE%A1%CE%91%CE%A1%CE%A4%CE%97%CE%9C%CE%91).pdf)

